

Ю. З. ЗАСЛАВСКИЙ, В. М. МОСТКОВ

КРЕПЛЕНИЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ



МОСКВА «НЕДРА» 1979

Заславский Ю. З., Мостков В. М. Крепление подземных сооружений. М., Недра, 1979. 325 с.

В книге рассмотрен комплекс вопросов, связанных с креплением горных выработок при строительстве и реконструкции угольных и горно-рудных шахт, а также туннелей и камер различного назначения. Определены требования, предъявляемые к крепям выработок, условия применения современных конструкций крепи в конкретной горпотехнической обстановке. Описаны конструкция, технология и механизация возведения, особенности расчета и механизма взаимодействия с горным массивом крепи из металла, монолитного бетона и железобетона, сборного бетона и железобетона, набрызгбетона и анкеров.

На основе механики горных пород и технико-экономического анализа конструкций даны рекомендации по выбору типов и параметров крепи для конкретных условий в зависимости от назначения выработки, ее размеров и физико-механических свойств пород.

Книга рассчитана на инженерно-технических работников, занимающихся проектированием и строительством подземных сооружений, а также может быть полезна преподавателям и студентам горных и строительных вузов.

Табл. 45, ил. 135, список лит.— 98 назв.

В комплексе вопросов, связанных со строительством шахт, рудников, туннелей различного назначения и подземных сооружений, крепление горных выработок и камер является самым сложным и трудоемким процессом, требующим наибольших затрат средств и времени в технологии горнопроходческих работ.

В круг вопросов проблемы крепления входят: прогнозирование горного давления с целью расчета параметров крепи; конструкция крепи, технология и механизация ее возведения; охрана горных выработок, направленная на повышение устойчивости породных обнажений.

Крепь — горнотехническое сооружение повышенной надежности. Годами и десятилетиями работая в сложной обстановке, она обеспечивает устойчивость и сохранность подземного сооружения. Нередко в одних и тех же геомеханических и технических условиях применяют крепи самых различных конструкций: жесткие и податливые, повышенной несущей способности и облегченные, металлические и бетонные, монолитные и сборные, подпорные и анкерные. Это свидетельствует об отсутствии критериев для обоснованного выбора оптимальной конструкции крепи в конкретных горнотехнических условиях.

Анализ отечественного и зарубежного опыта подземного строительства показал, что за последние 20 лет, несмотря на довольно высокую степень механизации процессов бурения, отбойки и погрузки породы, общая производительность труда по креплению выработок возросла незначительно и резко отстает от роста скорости проходки. Это объясняется тем, что, в отличие от других технологических процессов, крепление выработок недостаточно механизировано. Даже при наличии средств механизации применяемые крепи из дерева, металла, монолитного и сборного бетона и железобетона в большинстве случаев возводятся вручную, что увеличивает стоимость и трудоемкость крепления.

Практика строительства подземных сооружений показывает, что именно тип крепи, технология и механизация ее возведения предопределяет скорости проведения горных выработок и туннелей, в значительной степени влияет на качество горнопроходческих работ и производительность труда проходчиков. Так, за период с 1952 по 1975 г. среднемесячные скорости проходки вертикальных стволов при строительстве угольных шахт и производительность труда проходчиков возросли примерно в 5 раз, а за этот же период скорость проведения горизонтальных горных выработок и производительность труда проходчиков увеличились всего в 1,5 раза. Такое резкое различие в показателях, достигнутых при строительстве стволов и проведении

горизонтальных выработок, можно объяснить тем, что в технологии и механизации горнопроходческих работ в стволах за этот период осуществлен качественно новый подход к вопросам крепления.

Актуальность рассматриваемой проблемы, являющейся основным предметом научной деятельности авторов, обусловила выбор темы настоящей книги. Исходя из положений геомеханики, единой для всех видов горизонтальных горных выработок и камер, авторы обобщили требования к крепям подземных сооружений. Подобная постановка определила задачи книги — рассмотреть крепь в качестве элемента системы «крепь — массив горных пород» применительно ко всему комплексу подземных сооружений.

Рассмотрение крепи горных выработок, туннелей и камер в одной книге должно содействовать взаимной передаче передового опыта работников угольной и горнорудной промышленности, транспортного строительства, гидротехников, занятых строительством подземных сооружений различного назначения.

В книге рассмотрены современные типы крепи подземных сооружений, применение которых, по мнению авторов, окажется для данных условий наиболее целесообразным, а также методы расчета их параметров. По каждому из видов крепи даны описание конструкции, оценка ее несущей способности, области применения, рекомендации по возведению.

Ю. З. Заславским написана часть книги, относящаяся к креплению горных выработок, В. М. Мостковым — к креплению туннелей и крупных камер, отдельные параграфы книги авторами написаны совместно. Раздел V «Крепь из набрызгбетона» (кроме главы 18) написан канд. техн. наук И. Ю. Заславским.

РАЗДЕЛ I

УСТОЙЧИВОСТЬ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА 1

КРЕПЬ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1.1. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КРЕПИ

Крепь подземных сооружений предназначается для следующих целей:

- охраны подземного сооружения от обвалов и вывалов горных пород, вмещающих выработку;

- обеспечения проектных размеров поперечного сечения подземных сооружений на весь срок их эксплуатации;

- восприятия внешних и внутренних (в частности, давления воды в гидротехнических туннелях) нагрузок и их перераспределения для вовлечения в работу окружающего породного массива;

- предотвращения разрушения и разуплотнения породы от выветривания, размокания и других воздействий воздуха и воды;

- снижения шероховатости поверхности и вследствие этого уменьшения потерь напора воздуха и воды (в гидротехнических туннелях) на трение.

Для каждого подземного сооружения крепь может отвечать одной из указанных целей или их совокупности.

Постоянную крепь туннелей различного назначения и подземных помещений камерного типа принято называть *обделкой*, в настоящей работе для сохранения единообразия мы будем придерживаться термина *крепь*.

Шахтная крепь в отличие от поверхностных сооружений работает в условиях бокового отпора вмещающих выработку пород, где нагрузки, обусловленные смещением массива горных пород, не постоянны, а существенно изменяются по величине и направлению и зависят от напряженного состояния и прочностных свойств горных пород, степени их метаморфизма, размеров сечения выработки, режима работы крепи, принятой технологии горнопроходческих работ и др. Поэтому к конструкции крепи предъявляется ряд требований, вытекающих из особенностей проявления горного давления в конкретных горно-геологических условиях.

Характер проявления горного давления в выработке определяется напряженным состоянием массива горных пород,

а также прочностными и реологическими свойствами пород, вмещающих выработку. С ростом глубины увеличивается напряжение пород. Если напряжение массива горных пород превышает прочность пород, то они разрушаются или деформируются. В результате вокруг выработок образуется область пород, перешедших в стадию неупругих деформаций. Контур выработки при этом смещается до нескольких десятков сантиметров, а крепь нагружается.

Одним из принципиальных вопросов при проектировании крепи капитальных выработок является выбор целесообразного режима ее работы: жесткого или податливого. На обычных глубинах в выработках, находящихся вне зоны влияния очистных работ, или в туннелях, залегающих в трещиноватых скальных породах, в основном применяют жесткую крепь. Такую же крепь, но с повышенной несущей способностью иногда используют для крепления выработок на глубоких шахтах или размещенных в слабых, неустойчивых породах.

На обычных глубинах и в скальных породах применение жесткой крепи оправдано тем, что в породах прочных или испытывающих относительно малые напряжения происходят в основном упругие деформации. Явления разрушения и ползучести пород проявляются слабо или вовсе отсутствуют. Поэтому некоторые зазоры между жесткой крепью и породой, неизбежно образующиеся при проходке выработки, оказываются достаточными для компенсации тех небольших смещений, которые имеют место на контуре выработки.

Другой характер проявления горного давления имеет место на больших глубинах или в сложных горно-геологических условиях, где смещения контура пород выработки могут достигать 300—500 мм. При этом закрепных переборов оказывается недостаточно для восприятия смещений пород, и после смятия забутовки жесткая крепь воспринимает нагрузки, которые, как показывает практика, часто приводят к ее деформации.

На практике для улучшения состояния крепи используют «технологическую податливость», т. е. выработку первоначально крепят металлическими арками без бетона, которые устанавливают непосредственно у забоя и затягивают деревянными, железобетонными или сетчатыми затяжками. Монолитный бетон укладывают с отставанием от забоя на 30—50 м и более за зоной интенсивных смещений пород, что позволяет исключить вредное влияние горного давления в период нарастания прочности бетона. В сложных горно-геологических условиях при больших смещениях пород «технологическая податливость» не всегда оказывается достаточной для нормальной работы крепи. Тогда применяют крепи с конструктивной податливостью элементов.

Противодействовать большим смещениям существующие жесткие крепи не могут, так как силы, действующие в горном

массиве при выводе его из состояния статического равновесия проходкой выработки, обычно превышают несущую способность крепи.

Из сказанного, естественно, не следует, что во всех случаях в горных выработках необходимо применять податливые крепи, которые более сложны по конструкции, чем жесткие. При выборе целесообразного режима работы, типа и конструкции крепи следует руководствоваться технико-экономическими соображениями и учитывать, что в одинаковых горно-геологических условиях податливая крепь испытывает меньшие нагрузки, чем жесткая.

Существенное значение имеет форма крепи особенно для выработок, расположенных в сложных горно-геологических условиях. Сводчатая крепь с прямыми стенками в слабых породах или на больших глубинах часто деформируется, так как прямые стенки не могут противостоять большим смещениям боковых пород. Такая конструкция удовлетворительно работает в условиях, когда преобладают вертикальные нагрузки. Форма верхнего свода крепи должна иметь достаточную кривизну. Практика показывает, что чаще всего деформируется крепь с пологим сводом, который при больших сечениях выработок практически представляет собой плоское перекрытие и поэтому не может воспринимать значительные нагрузки со стороны кровли. В условиях всестороннего горного давления предпочтительней является кольцевая или близкая к ней форма крепи.

Важным требованием при проектировании крепей на современном уровне является обеспечение минимального числа типоразмеров сечений, пригодных для крепления всех выработок с различным расположением транспортных средств. Конструкции крепей надо разрабатывать с учетом их унификации и взаимозаменяемости узлов и деталей, что позволяет применить для изготовления наиболее прогрессивную технологию, улучшить качество изделий и поставить производство крепи на индустриальную основу. Такие крепи применять наиболее целесообразно, так как при этом повышаются скорости сооружения выработок и снижается их стоимость.

Уменьшение числа типоразмеров бетонных и металлобетонных крепей позволяет разработать конструкции унифицированных передвижных опалубок, обеспечить укладку бетонной смеси с помощью бетоноукладчиков и, таким образом, полностью механизировать процесс крепления выработок.

Итак, основные требования к конструкциям крепи заключаются в следующем:

при поддержании горных выработок, размещенных в неустойчивых породах, система «порода—крепь» должна быть податливой. Эту регулируемую податливость, обеспечивающую возможность смещения вмещающих выработку пород,

в зависимости от горно-геологических условий можно достичь путем сжатия забутовочного слоя, изменения геометрических размеров самой крепи, имеющей конструктивную податливость, или за счет «технологической податливости». Под последней подразумевается установка постоянной крепи через какое-то время после проходки выработки за зоной интенсивных смещений пород;

крепь должна иметь криволинейное очертание, обеспечивающее высокое сопротивление конструкции за счет уменьшения изгибающих моментов и растягивающих напряжений (которым особенно плохо противостоит бетон). Чаще всего в выработках, размещенных в сложных горно-геологических условиях, целесообразно, чтобы крепь была замкнутой и имела обратный свод, препятствующий развитию пучения пород. Следует иметь в виду, что влияние обратного свода крепи на смещение пород почвы значительно сказывается только при расслаивании пород в процессе их деформации. При сохранении сплошности породного массива почвы роль обратного свода менее существенна;

конструкции крепи надо разрабатывать с учетом унификации и взаимозаменяемости узлов и деталей, они должны иметь минимальное число типоразмеров, быть технологичными в изготовлении, обеспечивать достаточно высокий уровень механизации при возведении в шахте и иметь небольшое аэродинамическое сопротивление.

Требования к крепи туннелей различного назначения и подземных помещений камерного типа определяются целями ее установки, причем очертание крепи должно отвечать форме подземного сооружения, задаваемой габаритами подвижного состава или оборудования, размещаемого в выработке. Поэтому требования несколько отличаются от требований к крепи горных выработок (кроме общих требований технологичности и экономичности) и формулируются следующим образом:

крепь должна воспринимать внешние и внутренние нагрузки и по возможности в наибольшей степени включать в работу породный массив, причем деформации крепи не должны превышать заранее заданных достаточно малых величин;

выравнивающая монолитная крепь (предотвращающая выветривание породы и снижающая шероховатость поверхности) должна иметь конструктивно-минимальную толщину;

постоянная крепь должна быть рассчитана на весь срок службы сооружения, поскольку перекрепление в условиях эксплуатации подземного сооружения крайне затруднительно.

1.2. СОВРЕМЕННЫЕ ТИПЫ КРЕПИ

При креплении подземных сооружений применяют сборные бетонные и железобетонные, монолитные бетонные, железобе-

тонные и набрызгбетонные, металлические и анкерные крепи. Все типы крепи могут быть целесообразно использованы лишь в определенной горнотехнической обстановке.

Сборные крепи обладают рядом преимуществ перед монолитными. Такие конструкции изготавливаются заводским способом и поэтому, в отличие от монолитных крепей, сразу же после возведения в выработку могут воспринимать нагрузки от горного давления.

Большинство конструкций взрывостойкие. В последнее время создан ряд крепеукладчиков для возведения сборной крепи, которые позволяют не только механизировать процесс крепления, но и защищают крепь от повреждений при ведении взрывных работ. Применение таких крепеукладчиков позволяет возводить сборную крепь непосредственно у забоя выработки. Установка временной крепи при этом не требуется. Сборной крепи легко задать ограниченно-податливый режим работы путем установки между сборными элементами сминающихся прокладок заданной толщины. Практика показывает, что такая конструкция из обычных железобетонных блоков может успешно работать при нагрузке 60—80 тс/м². Сборные шарнирные крепи обладают хорошей деформативностью и перераспределяют нагрузки наиболее целесообразным способом, используя упругий отпор пород. Работоспособность крепи при этом повышается.

Однако такие крепи требуют качественной забутовки за крепного пространства. Последнюю из-за особенностей технологии возведения этого типа крепи обеспечить трудно.

Сборные крепи из блоков и тюбингов могут работать только при условии достаточного отпора со стороны вмещающих выработку пород. В процессе работы при необеспеченном отпоре возможны случаи, когда ряд смежных узлов шарниров выходят на одну прямую линию. Часть контура крепи при этом превращается в мгновенно изменяющуюся систему и конструкция теряет устойчивость.

Для каждого сечения выработки необходим свой типоразмер сборного элемента. Это усложняет технологию изготовления, складирование и механизацию возведения сборной крепи. Поэтому до сих пор использование таких конструкций в наибольшей степени было в унифицированных туннелях метрополитена, а при креплении подземных сооружений, особенно при строительстве угольных и горнорудных шахт, было ограничено. В этих случаях лучше зарекомендовали себя сборные железобетонные крепи, используемые взамен металлических (крепи из железобетонных стоек с металлическими верхняками, сборные шарнирные арочные конструкции из элементов таврового сечения и т. д.).

В сложных горно-геологических условиях выработки крепят бетонными блоками с податливыми прокладками.

Широкое распространение при строительстве подземных сооружений получила монолитная бетонная и железобетонная крепь.

Монолитный бетон как строительный материал обладает рядом существенных достоинств.

Следует отметить, что условия применения монолитного бетона при горных работах отличны от условий наземного строительства. В отличие от наземных сооружений, где для устройства монолитных конструкций требуются двусторонняя опалубка и специальные приспособления для укладки бетонных смесей чаще всего выше отметки поверхности земли, для крепления горных выработок достаточно иметь одностороннюю опалубку несложной конструкции и самотечную подачу смеси по трубам с поверхности. В шахте созданы оптимальные атмосферные условия для твердения бетона. В течение суток крепь из быстротвердующего бетона может достичь 20—30% проектной прочности. Монолитная бетонная крепь самая дешевая, а процесс крепления поддается почти полной механизации.

При оценке несущей способности бетонной крепи обычно ориентируются на низкую прочность бетона на растяжение. Между тем для монолитных бетонных крепей характерно наличие значительных сил сцепления в месте контакта с породным контуром. Эти силы способствуют уменьшению изгибающих моментов в крепи, так как величины нормальных и касательных напряжений в месте контакта с породами становятся величинами одного порядка. Отпор горного массива при применении монолитных крепей, благодаря большому коэффициенту постели пород, контактирующих с бетоном, достигает предельно возможных значений. Поэтому монолитная крепь в условиях отпора пород способна нести значительные нагрузки, сохраняя сечение выработки неизменным.

Появление микротрещин в бетоне в зоне действия преобладающей нагрузки не означает, что несущая способность монолитной крепи исчерпалась, а служит лишь признаком перераспределения изгибающих моментов и образования первого шарнира в конструкции. После первой трещины возможно образование дополнительных шарниров в различных стадиях работы крепи. Имеющее место в отдельных случаях игнорирование такой поэтапной работы приводит к тому, что монолитную крепь с трещинами, которая еще имеет достаточную работоспособность, перекрепляют, полагая, что наступило аварийное состояние крепи.

В сложных горно-геологических условиях находят применение жесткие железобетонные (металлобетонные) крепи замкнутой конструкции с высокой несущей способностью. Такие конструкции весьма дороги, металлоемки и не технологичны при возведении. Иногда их проектируют с прямыми стенками, не оказывающими существенного сопротивления боковому дав-

лению. Из-за значительной толщины и насыщенной арматурой монолитные железобетонные крепи имеют повышенную жесткость и плохо используют упругий отпор боковых пород. Поэтому применение мощных металлобетонных или железобетонных крепей, состоящих из жестких металлических рам двутаврового профиля и заполнения межрамного пространства бетоном, во многих случаях положительного результата не дает.

В условиях, в которых возможны большие смещения контура выработки, применять обычные монолитные крепи нецелесообразно. Жесткая монолитная бетонная крепь не может воспринимать смещений породного контура и разрушается.

Принципиально из монолитного бетона можно создать крепи податливых конструкций, что расширяет область его применения.

Если некоторая часть смещений контура выработки воспринимается вначале временной податливой крепью, то жесткую крепь из монолитного бетона, устанавливаемую через определенное время после проведения выработки, условно можно считать ограниченно-податливой в пределах податливости временной крепи. Такая крепь рекомендуется в сложных горно-геологических условиях, когда снятие крепи влечет за собой опасные вывалы пород, а постоянная крепь должна обладать высокой несущей способностью. Например, в этом случае металлические рамы из спецпрофиля, устанавливаемые в забое выработки, должны в течение 1—2 месяцев работать в податливом режиме, после чего уже за зоной интенсивных смещений заполняться бетоном.

В условиях значительных смещений породного контура перспективны комбинированные крепи с жесткой внутренней оболочкой и податливой внешней, как это сделано, например, в двухслойной крепи ДонУГИ.

Комбинированные крепи, представляющие собой двухслойные конструкции, широко применяют в гидротехнических туннелях кругового очертания, работающих под действием внутреннего напора воды. Наружное кольцо такой крепи состоит из монолитного бетона, железобетона или из сборных бетонных и железобетонных блоков. Это кольцо предназначено для восприятия горного давления и обеспечения равномерной передачи усилий от напора воды в туннеле на внутреннее кольцо и породу. Внутреннее кольцо комбинированной крепи, воспринимающее давление воды, выполняется обычно в виде металлической оболочки, сравнительно тонкого (5—10 см) слоя торкрета по металлической сетке или в виде железобетонного монолитного кольца.

Одно из колец комбинированной крепи (наружное или внутреннее) может быть предварительно напряженным. При этом наружное блочное кольцо обжимается изнутри домкратами в породу, обжатие внутреннего кольца достигается усилиями,

приложенными с внешней стороны (например, цементным раствором, нагнетаемым под давлением в зазор между кольцами).

На современном уровне механизации крепежных работ с целью повышения производительности труда проходчиков и снижения стоимости строительства подземных сооружений широкие перспективы открывает применение крепи из набрызгбетона.

Сущность нанесения набрызгбетона заключается в подаче на поверхность выработки с помощью сжатого воздуха бетонной смеси, способной прочно схватываться с породами. При нанесении бетона на стенки выработки под напором частицы цемента с мелкими фракциями песка забиваются во все даже мельчайшие трещины, восстанавливая, таким образом, нарушенный буровзрывными работами или существующими напряжениями приконтурный слой пород. Упрочненный слой породы совместно с основным покрытием участвует в системе сил, противодействующих расслоению вышележащих пород. Вследствие этого смещения контура выработки уменьшаются по сравнению с теми, которые развились бы при применении обычных видов крепи.

Плотная и водонепроницаемая набрызгбетонная оболочка надежно изолирует породные обнажения от эрозии и сохраняет первоначальную прочность пород.

Опыт эксплуатации набрызгбетонной крепи позволил выявить ряд ее преимуществ по сравнению с традиционными видами крепей, применяющимися при креплении подземных сооружений.

Основным достоинством набрызгбетона является его универсальность, заключающаяся в возможности подбора толщины покрытия в зависимости от условий залегания выработки. Достаточно высокая несущая способность набрызгбетонной крепи позволяет применять ее в самой различной горнотехнической обстановке для крепления протяженных горных выработок, различных сопряжений, камер и туннелей. Известен опыт успешного применения набрызгбетонной крепи при креплении выемочных штреков на угольных шахтах и скреперных выработок на рудных.

Применение различных комбинаций набрызгбетона с другими видами крепи (металлической или анкерной) позволяет создавать конструкции с необходимой несущей способностью. Обладая высокой механической прочностью, обусловленной повышенным содержанием цемента и высокой плотностью материала, набрызгбетон, по сравнению с обычным монолитным бетоном, даст возможность примерно в 2 раза уменьшить толщину покрытия при эквивалентной несущей способности.

Возведение набрызгбетонной крепи менее трудоемко, чем арочной металлической. Стоимость крепления набрызгбетоном также ниже, чем при других видах крепи.

Способность набрызгбетонного покрытия воспринимать смещения вмещающих выработку пород до пескольных сантиметров позволяет применять его в качестве временной крепи. Нанесенный у забоя слой бетона предохраняет выработку от вывалов в период активной стадии смещений породного контура. Набрызгбетонное покрытие в случае разрушения легко ремонтируется повторным набрызгом за зоной интенсивных смещений пород.

Набрызгбетону, однако, присущи недостатки, ограничивающие область его применения:

наносимый слой набрызга повторяет в основном все неровности поверхности проходимой выработки, что ухудшает статическую работу конструкции и увеличивает аэродинамическое сопротивление движению воздушной струи по выработке или воды в гидротехнических туннелях;

в процессе набрызга резко возрастает запыленность воздуха в выработке за счет выхода в атмосферу частиц цемента и других составляющих компонентов смеси;

потери компонентов смеси в результате отскока от стенок выработки составляют 10—25 %;

к набрызгбетонной смеси предъявляются повышенные требования при дозировке ее компонентов и добавок, а также подборе гранулометрического состава;

применение набрызгбетона противопоказано при небольшом его сцеплении с породами, а также в обводненных породах.

При креплении глубоких выработок широкое применение находит металлическая крепь податливой конструкции. Результаты обследования состояния выработок показывают, что арочная металлическая крепь в сложных горно-геологических условиях повреждена в меньшей мере, чем другие конструкции. Известно много случаев, когда дорогая железобетонная крепь с обратным сводом и весьма высокой несущей способностью была деформирована, в то время как относительно легкая металлическая податливая кольцевая крепь из спецпрофиля надежно охраняла ту же выработку [32].

Металлическая крепь, особенно из специального профиля, является универсальной. Ее применяют в различных горнотехнических условиях для крепления выработок различного назначения. Такая крепь обеспечивает податливый режим работы, возможность повторного использования для крепления выработок и имеет сравнительно невысокую стоимость. Немаловажное значение имеет технологичность ее производства на рудоремонтных заводах способом вальцовки. Возведение крепи в выработках не представляет особых трудностей и чаще всего не требует применения специальных и громоздких механизмов.

Область применения металлической крепи ограничена повышенным, по сравнению с бетонной крепью, аэродинамическим сопротивлением и относительно небольшим сроком службы

вследствие коррозии металла. Основной причиной деформации металлических крепей из спецпрофиля является заклинивание податливых замков, когда они неправильно расположены по отношению к преобладающей нагрузке. В ряде случаев легкая металлическая крепь не оказывает достаточного сопротивления расслаиванию пород в зоне неупругой деформации. Следствием этого является развитие значительных смещений горного массива, вмещающего выработку, и деформации крепи.

Существенным недостатком металлической крепи является необходимость устройства затяжки межрамного пространства. Существующие конструкции межрамных ограждений, особенно широко распространенных железобетонных затяжек, весьма несовершенны. Процесс их установки до сих пор не удается механизировать.

В туннелях, сооружаемых в породах ниже средней прочности и мягких, применяется жесткая металлическая арочная крепь с прямолинейными стенками. Такая крепь выполняется из проката двутаврового профиля (обычно № 14—27), состоит она из отдельных элементов, соединяемых между собой с помощью торцевых или продольных накладок.

Следует отметить, что в выработках большого сечения монтаж арок представляет собой трудоемкую операцию из-за отсутствия специальных крепежников для таких выработок.

Для повышения несущей способности арок во многих случаях их заполняют бетоном, создавая металлобетонную крепь. При этом между арками иногда примесняют набрызгбетон, которым покрывают и арки, уменьшая их коррозию.

Анкерная крепь относится к конструкциям безподпорного типа и применяется при креплении подземных сооружений в самостоятельном виде или в сочетании со всеми другими известными конструкциями, рассмотренными выше, главным образом в сочетании с набрызгбетоном.

Анкерная крепь по сравнению с обычными традиционными конструкциями имеет ряд преимуществ:

- повышает безопасность ведения горных работ, так как лучше другой крепи противостоит взрывным работам и может устанавливаться в забое как временная;

- создает возможности почти полной механизации процесса крепления, что уменьшает затраты труда;

- требует меньшего расхода крепежных материалов и затрат на их доставку;

- позволяет уменьшить сечение выработки и ее аэродинамическое сопротивление.

Анкерные, набрызгбетонные крепи и их комбинации существенно облегчают конструкции крепи подземных сооружений, не снижая надежности их работы.

Однако применение анкерной крепи ограничено определенными горнотехническими условиями.

2.1. МЕХАНИЗМ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ КРЕПИ С МАССИВОМ ГОРНЫХ ПОРОД

Крепь, длительное время работая в сложных горнотехнических условиях, обеспечивает устойчивость и сохранность горной выработки. Определение ее исходных параметров и обоснованный расчет конструкции — одна из основных задач проектирования подземного сооружения.

Существующие методы прогноза горного давления с целью выбора параметров крепи, а также известные способы ее расчета позволяют создать надежную и устойчивую конструкцию.

Характер проявления горного давления в подземном сооружении предопределяется напряженным состоянием пород на контуре и в массиве горных пород вокруг выработки, а также физико-механическими свойствами пород, вмещающих выработку. Напряжения в массиве горных пород возникают под давлением веса вышележащей толщи, остаточных тектонических напряжений, давления газов и т. д. Распределение напряжений в окрестности выработки обуславливается ее формой и значением коэффициента бокового распора λ , т. е. отношением горизонтальной и вертикальной компонент напряжений нетронутого массива. Известно, что при значениях $\lambda < 0,33$ в кровле и почве круглой выработки возникают растягивающие напряжения. С увеличением значения λ тангенциальные напряжения на контуре выработки выравниваются.

Таким образом, при небольших значениях коэффициента бокового распора в кровле и почве выработки возникают растягивающие напряжения. Порода, имеющая небольшой предел прочности на разрыв, в этом случае разрушается. В кровле подземного сооружения образуется свод разрушенных пород, имеющий высоту, ограниченную устойчивым контуром выработки, т. е. такой формой, при которой отсутствуют опасные растягивающие напряжения.

Такой механизм проявления горного давления характерен для подземных сооружений, расположенных на сравнительно небольшой глубине, т. е. чаще всего в туннелях. Именно в этих условиях, а также в прочных породах коэффициент бокового распора имеет относительно небольшое значение, обуславливающее появление в кровле выработки растягивающих напряжений.

На значительных глубинах в массиве горных пород со временем происходит релаксация напряжений и его напряженное состояние выравнивается. Поэтому коэффициент бокового распора с ростом глубины стремится к единице. В этом случае

в окрестности выработки возникают только сжимающие напряжения, но их величина часто оказывается достаточной для разрушения пород или возникновения их пластической деформации. В результате вокруг выработок образуется область пород, перешедших в стадию неупругих деформаций. При этом происходит смещение массива к центру выработки и всестороннее сжатие крепи. Такой механизм проявления горного давления характерен для горных выработок шахт и туннелей глубокого заложения [26].

Общая картина механизма взаимодействия вмещающих выработку пород и крепи может быть представлена в следующем виде.

Проведение горной выработки приводит к перераспределению и концентрации напряжений в окружающем ее массиве. Создается новое напряженное состояние, при котором чаще всего интенсивность напряжений в стенках выработки становится намного большей, чем в ненарушенном массиве. По мере углубления от контура выработки в массив напряжения убывают, стремясь к напряжениям ненарушенного массива.

Концентрация напряжений вблизи выработки приводит к образованию вокруг нее зоны неупругих деформаций. Эти деформации развиваются во времени и распространяются в глубь массива. Характер деформирования породы в зоне неупругих деформаций зависит от глубины заложения подземного сооружения, типа пород, их физико-механических и реологических свойств, сечения и формы выработки, сопротивления крепи и т. д. В зоне неупругих деформаций происходят различные деформационные процессы, приводящие к смещению контура горной выработки.

Очевидно, что процесс развития области неупругих деформаций и образования свода обрушения или зоны нарушенных пород вокруг выработки зависит от механической характеристики крепи ее несущей способности и податливости (эти характеристики принято называть параметрами крепи). Поэтому в общем случае величина нагрузки, воспринимаемая крепью, будет предопределяться характером совместной работы крепи и массива горных пород, вмещающего выработку.

Величины смещений породного контура выработки могут изменяться от нескольких сантиметров до нескольких десятков сантиметров. В первом случае смещения пород обычно происходят без разрыва сплошности.

Большой диапазон величин смещений породного контура требует при выборе крепей детального анализа и оценки горнотехнических условий, в которых будет работать конструкция. Так, в слабых породах крепи должны иметь повышенную податливость при достаточном сопротивлении крепи. В крепких породах могут быть установлены сравнительно легкие, огражденные жесткие крепи.

Смещение контура выработки, связанное с образованием зоны неупругих деформаций, создает нагрузку на крепь. Если это смещение достигает значительных величин, то крепь, не обладающая податливостью, разрушится. Следует отметить, что применение жестких крепей обуславливает немедленное восприятие нагрузки, возникающей при любом смещении пород на контуре выработки, и, следовательно, управление горным давлением с помощью самой крепи исключается. Многие исследователи [15; 26; 52] пришли к выводу, что при малой глубине расположения выработки реакция крепи может влиять на величину деформации пород контура подземного сооружения. На значительной глубине несущая способность крепи существенного влияния на смещение пород не оказывает. Поэтому стремление создавать в этих условиях конструкции крепи с повышенной несущей способностью без совершенствования ее податливости технически и экономически не оправдано.

Крепь, обладающая податливостью, «уходит» от давления, давая возможность образоваться вокруг выработки зоне неупругих деформаций. Образование этой зоны происходит с понижением в ней напряжений. Такая зона пониженных напряжений работает как несущая конструкция, участвуя вместе с крепью в системе сил, противодействующих дальнейшему распространению неупругих деформаций в породном массиве. В этом случае крепь как бы является подпорной стенкой для пород неупругой зоны.

Рост размеров зоны неупругих деформаций при достаточной величине реакции крепи со временем прекращается. Это объясняется возрастанием радиальной компоненты напряжения пород (в начале имеющую малую величину, равную реакции крепи) по мере увеличения зоны неупругих деформаций. В результате наступает момент, когда нормальные напряжения, действующие на площадках элементарного кубика, расположенного на границе упругой и неупругой зон, становятся величинами одного порядка.

Таким образом, по мере образования и роста зоны неупругих деформаций сопротивление системы «крепь и разгруженная породная зона вокруг выработки» увеличивается и породы в окрестности выработки приходят в состояние равновесия. Дальнейшее смещение контура выработки и связанный с этим рост нагрузок на крепь прекращаются.

Небольшие смещения контура могут продолжаться еще определенное время после их видимой стабилизации. Эти деформации можно объяснить дополнительным снижением прочности пород, прилегающих к контуру выработки, в результате разрушения внешними воздействиями (влажность, колебание температур, влияние агрессивных вод и т. д.) и разбуханием глинистых частиц. Кроме того, прочность породы снижается при действии на нее длительных нагрузок.

Следует отметить, что сопротивление податливой крепи при этом должно быть достаточно высоким, чтобы создать необходимый подпор для удержания пород зоны неупругих деформаций. При применении податливых крепей с малым сопротивлением зона неупругих деформаций может получить развитие, неограниченное подпором крепи, и разрушить выработку.

Формирование нагрузки на жесткую крепь обусловлено многими технологическими факторами, в том числе и независимыми от горнотехнических условий, в которых проводится выработка. В общем случае величина и распределение нагрузки на крепь обуславливаются расстоянием последней от забоя, сроком установки ее после проведения выработки, жесткостью конструкции, толщиной и материалом крепи, плотностью забутовки, формой и площадью сечения выработки, влиянием соседних подземных сооружений и др. Для получения объективной оценки величины нагрузки на крепь необходимо учитывать все перечисленные факторы, что сделать весьма трудно.

Рассмотрим роль отдельных технологических факторов в формировании нагрузок на крепь.

Жесткая крепь, установленная в выработке, сразу же начнет воспринимать нагрузки, возникающие при любом смещении пород на контурс. При немедленном возведении жесткой крепи непосредственно у забоя вслед за его подвиганием создаются наиболее неблагоприятные условия для ее работы — крепь полностью воспринимает нагрузку как от пластических перемещений, так и от большей части упругих деформаций, проявление которых сдерживает забой. При установке крепи на некотором расстоянии от забоя, когда успевают проявиться упругие деформации и произойти некоторые неупругие перемещения контура выработки, нагрузка на крепь будет меньшей, чем в первом случае. С другой стороны, установка жесткой крепи с большим отставанием от забоя может привести к чрезмерному расслоению пород и образованию вывалов из свода обрушения.

Если рядом с существующим подземным сооружением проводится выработка, то перераспределение напряжений, возникшее в результате создания новой полости в массиве горных пород, вызовет дополнительные смещения контура ранее пройденной выработки и приведет к возрастанию нагрузки на крепь. Примеры разрушения выработок вследствие их взаимного влияния рассмотрены в работах [49; 54].

Важную роль в формировании нагрузки на крепь играют ее конструкция, форма, механические характеристики материала, из которого крепь изготовлена, свойства вмещающих пород. Давление на крепь формируется активной нагрузкой, возникающей в связи со смещением контура выработки, и реактивным отпором пород, зависящим от деформации самой крепи и

физико-механических свойств окружающей среды (коэффициента постели пород).

Таким образом, внешние силы, приложенные к контуру крепи, и возникающие в ней внутренние усилия зависят от деформативности крепи и коэффициента постели. Как известно, деформативность крепи определяется ее жесткостью, т. е. произведением модуля упругости материала крепи на момент инерции — EJ . Очевидно, что чем большей способностью к деформациям обладает крепь (т. е. чем меньше ее жесткость) и чем больше коэффициент постели вмещающей среды (т. е. чем плотнее порода или забутовка) тем в большей степени усиливается роль упругого отпора пород и выгоднее (равномернее) по контуру крепи распределяется внешняя нагрузка и внутренние усилия, особенно изгибающие моменты. Вследствие этого возможно значительное уменьшение толщины крепи с одновременным увеличением ее деформативности. Это убедительно подтверждается экспериментом, проведенным К. Терцаги. Участок туннеля был закреплен крепью разной толщины. В результате опыта было установлено, что с уменьшением толщины железобетонной крепи снижается нагрузка, испытываемая ею, и увеличивается почти до единицы отношение горизонтального и вертикального давлений, т. е. распределение нагрузки с уменьшением толщины крепи выравнивается.

Следует, однако, подчеркнуть, что уменьшение жесткости крепи должно быть увязано с отпором породы, поскольку, например, при незначительном отпоре (коэффициенте постели) снижение момента инерции жесткой крепи может привести к ее излому. В условиях обеспеченного отпора породы чем меньше жесткость крепи, тем более равномерные нагрузки будет она испытывать.

В практике крепления подземных сооружений часто этого обстоятельства не учитывают и для повышения несущей способности крепи увеличивают ее толщину. При этом отождествляют крепь, работающую в условиях упругого отпора пород, с работой наземной конструкции, расчет которой ведется на заданные нагрузки.

Особую роль в формировании нагрузок на крепь выполняет забутовка закрепного пространства. Как было сказано выше, ее плотность определяет величину коэффициента постели (податливость основания). Известно, что чем больше значение этой величины, тем лучше и эффективнее используется упругий отпор пород, облегчая работу крепи.

Это обстоятельство приобретает особое значение в напорных гидротехнических туннелях, работающих под действием внутреннего давления воды. В этих туннелях при достаточном отпоре породы крепь должна иметь минимальную жесткость, чтобы передать большую часть нагрузок на породу, а пространство между крепью и породой должно быть плотно заполнено

материалом, упругие свойства которого приравняются характеристике вмещающего выработку массива. Наличие даже самых минимальных зазоров (порядка 1—2 см) может привести к недопустимому раскрытию трещин в железобетонной крепи или к появлению чрезмерных перенапряжений в металлической оболочке папормного туннеля.

Нагрузка на податливую крепь в основном определяется сопротивлением податливых элементов конструкции и в значительно меньшей степени зависит от внешних факторов, чем это имеет место при использовании жесткой крепи.

Деформативность сборных шарнирных крепей лучше, чем у монолитных, и это, естественно, отражается на формировании внешней нагрузки на них.

Таким образом, нагрузка на крепь в большей степени определяется самой конструкцией крепи и технологией ее возведения.

Для обоснованного выбора конструкции и режима работы крепи необходимо знать ее параметры — податливость и необходимую несущую способность, которые можно получить, рассчитав ожидаемое смещение контура выработки при определенном сопротивлении крепи, оказывающем противодействие этим смещениям.

Многообразие горно-геологических и геотехнических условий эксплуатации подземного сооружения обусловило появление различных гипотез и теорий горного давления, которые по-разному отражают картину явления.

За последние десятилетия выполнен ряд интересных исследований, в которых сделаны попытки решения задач напряженно-деформированного состояния пород, вмещающих выработку. Применение методов механики сплошных сред позволило объяснить многие явления, связанные с проявлением горного давления в выработках.

Положительным моментом использования механики сплошной среды является универсальность подхода к решению задач напряженно-деформированного состояния. Во всех случаях в задаче совместно решаются три группы уравнений: равновесия, совместности и состояния. Первые две группы одинаковы для всех направлений механики сплошной среды. Третья группа — уравнения состояния — выбирается в зависимости от преобладающих свойств массива горных пород: упругости, дисперсности, пластичности или вязкости [26].

Однако породы в окрестности выработки претерпевают деформации, которые чаще всего невозможно описать с позиций какой-либо одной из этих теорий. Так, обычно непосредственно к выработке примыкает слой разрушенных пород, представляющих собой сыпучую среду со сцеплением, находящуюся в состоянии предельного равновесия. За ней идет слой пород, подверженных вязко-пластическому течению. Далее породы

в массиве находятся в упруго-пластическом и упругом состоянии.

Учет слоистости, анизотропии и реологических свойств массива горных пород, неопределенность в оценке поля напряжений нетронутого массива и ряд других факторов пока еще не позволяют достаточно надежно решать практические задачи по определению параметров крепи на строгой аналитической основе.

На современном уровне механики горных пород большой практический смысл приобретают инженерные методы расчета параметров взаимодействия крепи и массива, основанные на комбинации аналитических решений и результатов шахтных натурных замеров. Они обычно пригодны для конкретной горно-технической обстановки [26, 56, 64].

2.2. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

При проектировании крепей горных выработок в Донбассе используется инженерный или аналитико-экспериментальный метод [64], разработанный на следующей основе.

Используя методы теории размерностей и механики сплошной среды, аналитически была получена структура формулы, отвечающая механизму явления и связывающая параметры крепи (податливость, сопротивление и ее размеры) с глубиной заложения выработки и прочностью вмещающих пород

$$U = Ar \left(e^{\frac{\beta \gamma H - q}{\alpha R}} - 1 \right), \quad (1.1)$$

где U — смещение контура выработки; r — радиус выработки; γ — объемный вес породы; H — глубина расположения выработки; q — сопротивление крепи; R — прочность вмещающих пород на простое сжатие.

При постановке задачи были приняты допущения, упрощающие решение. Однако погрешности решения, вызванные этими допущениями, затем корректировались эмпирическими коэффициентами A , α и β , значения которых находились из результатов шахтных натурных наблюдений. Эти коэффициенты в неявном виде содержали основные неучтенные параметры: реологические характеристики, анизотропию, слоистость, коэффициент бокового распора и другие показатели массива горных пород.

Принятые гипотезы, предпосылки и общий характер полученных зависимостей проверялись моделированием эквивалентными материалами на стенде. Достоверность рекомендуемых формул определялась путем сопоставления расчетных данных с результатами шахтных инструментальных наблюдений, а также при математической обработке экспериментов и расчетов.

Уравнение (1.1) получено для одиночной выработки. При взаимном влиянии выработок на участках сопряжений возникают дополнительные напряжения, вызывающие изменения величин смещений породных контуров. Величина этого влияния учитывалась с помощью функционального коэффициента, зависящего от размеров сопрягающихся выработок и расстояния между ними. Этот коэффициент также определялся из шахтных натурных замеров.

Естественно, что при одинаковом общем виде структуры формулы (1.1) коэффициенты A , α и β будут различными для расчета смещений кровли, почвы и боков выработки, для выработок различных бассейнов. Так, для условий Донбасса рекомендуются следующие зависимости.

Для расчета параметров крепи, возведенной непосредственно у забоя выработки,

$$U_k = 0,1a \left[e^{\frac{\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_k}{R}} - 1 \right]; \quad (1.2)$$

$$U_6 = 0,07h \left[e^{\frac{0,85\gamma H - 15 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_6}{R}} - 1 \right],$$

где U_k и U_6 — смещение кровли и сближение боков выработки; a и h — ширина и высота выработки; q_k и q_6 — сопротивление крепи в кровле и боках выработки; $R_0 = 300$ кгс/см² — условная прочность пород.

Параметры крепи, которая устанавливается через время τ после проходки выработок, могут быть определены по формулам *

$$U_k = 0,1a \left\{ \left[e^{\frac{\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_k}{R}} - 1 \right] - 0,1\sqrt{\tau} \left[e^{\frac{\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_{вр}}{R}} - 1 \right] \right\};$$

$$U_6 = 0,07h \left\{ \left[e^{\frac{0,85\gamma H - 15 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_6}{R}} - 1 \right] - \right.$$

$$\left. - 0,08\sqrt{\tau} \left[e^{\frac{0,85\gamma H - 15 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_{вр}}{R}} - 1 \right] \right\}, \quad (1.3)$$

где $q_{вр}$ — сопротивление временной крепи.

* Формулы (1.3) пригодны при условии $\tau \leq 30$ сут.

При увеличении податливости крепи ее необходимое сопротивление падает. Из этого не следует, что можно, задавая большую податливость принимать малую несущую способность, так как крепь должна выдержать вес разрушенных пород, находящихся в зоне неупругих деформаций.

С достаточным запасом прочности несущая способность податливой крепи может быть найдена по формуле

$$q = 8\gamma \sqrt[3]{\frac{aU^2}{2}}, \quad (1.4)$$

где U — смещения, которые находятся из зависимости (1.2) при $q = 0$.

Если некоторая часть смещений контура воспринимается временной податливой крепью, то жесткую устанавливаемую через время τ после проведения выработки, условно можно считать ограниченно-податливой в пределах податливости временной крепи. Выбирая соответствующим образом время установки крепи, можно значительно снижать нагрузки на жесткую крепь. Область применения жестких крепей с учетом этого положения значительно увеличится.

Принцип применения двух типов крепей — податливой и жесткой — использован, например, при разработке так называемого Новоавстрийского способа проходки туннелей. Вначале выработку закрепляют деформируемой замкнутой крепью (например, в виде тонкого покрытия из набрызгбетона по арматурной сетке), а после стабилизации горного давления и деформаций контура возводят постоянную жесткую крепь из монолитного бетона. Общая толщина крепи при этом существенно снижается по сравнению с одной жесткой бетонной крепью, которую следовало возвести сразу после вскрытия забоя [56].

Оценка устойчивости почвы необводненных выработок производится по формуле

$$a_{\text{доп}} \leq \frac{1,22R}{\gamma H}. \quad (1.5)$$

Если фактическая ширина выработки a превысит допустимую $a_{\text{доп}}$, определенную по формуле (1.5), то в выработке следует ожидать пучение почвы, превышающее 200 мм.

Величину смещения почвы в выработке, не закрепленной обратным сводом, можно определить по выражению

$$U_{\pi} = 0,11 \sqrt[3]{ah \left[e^{\frac{0,85\gamma H - 15 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_6}{R}} - 1 \right]}. \quad (1.6)$$

Смещения кровли и сближение боков сопрягающихся выработок в зоне их взаимного влияния находятся по формулам (1.2) с учетом функционального коэффициента

$$U_k = 0,1a \left[e^{\frac{\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_k}{R}} - 1 \right] \left[1 + 1,5 \left(\frac{Z}{D} + 0,1 \right) e^{-1,5 \frac{Z}{D}} \right]; \quad (1.7)$$

$$U_6 = 0,07h \left[e^{\frac{0,85\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_6}{R}} - 1 \right] \left(1 + 0,5 e^{-\frac{Z}{D}} \right),$$

где Z — ширина целика между выработками; $D = a_1 + a_2$ — суммарная ширина сопрягающихся выработок.

Т а б л и ц а 1

x	Значение функции вида $(e^x - 1)$				
	0	1	2	3	4
0,00	0,0000	0,0010	0,0020	0,0030	0,0040
0,0	0,0000	0,0101	0,0202	0,0305	0,0408
0,1	0,1052	0,1163	0,1275	0,1388	0,1503
0,2	0,2214	0,2337	0,2461	0,2586	0,2712
0,3	0,3499	0,3634	0,3771	0,3910	0,4049
0,4	0,4918	0,5068	0,5220	0,5373	0,5527
0,5	0,6487	0,6653	0,6820	0,6989	0,7160
0,6	0,8221	0,8404	0,8589	0,8776	0,8965

Продолжение табл. 1

x	Значение функции вида $(e^x - 1)$				
	5	6	7	8	9
0,00	0,0050	0,0060	0,0070	0,0080	0,0090
0,0	0,0513	0,0618	0,725	0,0833	0,0942
0,1	0,1618	0,1735	0,1853	0,1972	0,2092
0,2	0,2840	0,2969	0,3100	0,3231	0,3364
0,3	0,4191	0,4333	0,4477	0,4623	0,4770
0,4	0,5683	0,5841	0,6000	0,6161	0,6323
0,5	0,7333	0,7507	0,7683	0,7860	0,8040
0,6	0,9155	0,9348	0,9542	0,9739	0,9937

Для облегчения расчетов значение показательной функции вида $(e^x - 1)$, где

$$x = \frac{\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q}{R} \quad \text{или} \quad x = \frac{0,85\gamma H - 15 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q}{R},$$

приведено в табл. 1.

Например, $e^{0,36} - 1 = 0,433$.

2.3. РАСЧЕТ НАГРУЗОК НА КРЕПЬ ТУННЕЛЕЙ ИЛИ КАМЕР

Механизм взаимодействия крепи туннеля неглубокого заложения с массивом горных пород обуславливает образование нарушенной зоны в виде свода обрушения. В этом случае крепь в основном испытывает нагрузку от веса пород, заключенных в этой зоне. Поэтому основной параметр крепи туннеля — ее несущая способность, обеспечивающая удержание обрушающихся пород.

Определение несущей способности крепи ведется методами строительной механики на заданные нагрузки, поэтому главной задачей здесь является определение нагрузок на крепь.

Нормативные величины вертикального q_v и горизонтального q_6 горного давления в породах ниже средней крепости и мягких $f < 4$ принимают равномерно распределенными по пролету и высоте выработки и определяют по формулам

$$q_v = \gamma h_c; \quad (1.8)$$

$$q_6 = \gamma (h_c + 0,5H_0) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (1.9)$$

где γ — объемный вес породы; h_c — высота свода давления; $h_c = Z/2f$; $Z = B_0 + 2H_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ — пролет свода давления; H_0 — высота выработки; B_0 — пролет выработки; φ — угол внутреннего трения по М. М. Протодюкову.

В породах средней крепости и крепких высота свода давления равна глубине нарушенной зоны h_n , которая определяется

Т а б л и ц а 2

Коэффициент крепости породы по шкале проф. М. М. Протодюкова	Коэффициент k при степени трещиноватости пород		
	слабо трещиноватые	трещиноватые	сильно трещиноватые
4	0,2	0,3	0,4
От 5 до 9	0,1	0,2	0,3
10 и более	0,05	0,1	0,15

по данным натурных исследований (в частности, ультразвуковым или реометрическими методами). Для предварительных расчетов h_n допускается определять по формуле [56, 79]

$$h_n = kB_0, \quad (1.10)$$

где k — коэффициент, принимаемый по данным табл. 2.

Для выработок большого сечения, проходящих в нарушенных скальных породах при $f=4$, коэффициент k в табл. 2

следует в зависимости от глубины заложения выработки умножать на поправочный коэффициент, имеющий следующие значения:

глубина заложения туннеля, м	До 100	250	500
поправочный коэффициент	1,0	1,3	1,5

Нормативную величину вертикального горного давления в породах с $f \geq 4$ определяют по формуле

$$q_v = \beta \gamma h_n, \quad (1.11)$$

где β — коэффициент, зависящий от глубины зоны нарушенных пород, параметров крепи и других факторов. В большинстве случаев $\beta = 1$, однако, когда в малотрещиноватых породах глубина нарушенной зоны $h_n \geq 1,5$ м, или же в выработках, закрепленных анкерами и имеющими центральный угол свода менее 120° , можно принимать коэффициент $\beta = 0,7—0,8$.

Для перехода к расчетным величинам нагрузок на крепь вводится коэффициент перегрузки (для расчетов крепей выработок по прочности и устойчивости — первая группа предельных состояний), равный 1,5 для вертикального горного давления от веса породы при сводообразовании и 1,1 для вертикального горного давления от веса всей толщи пород над выработкой или от веса породы в пределах нарушенной зоны. При горизонтальном горном давлении коэффициент перегрузки равен 1,2, а если это давление разгружает крепь, то коэффициент перегрузки для него принимается равным 0,8.

Выше рассматривались параметры крепи от действия горного давления. В общем случае на крепь подземных сооружений действуют многочисленные нагрузки и воздействия, которые разделяются на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые). Например, к постоянным нагрузкам относятся: горное давление, собственный вес крепи, воздействия предварительного напряжения. К временным длительным нагрузкам относятся давление подземных вод, внутреннее давление воды (в гидротехнических туннелях). К кратковременным нагрузкам относятся температурные климатические воздействия, давления от механизмов при производстве работ, внутреннее давление воды при гидравлическом ударе (в гидротехнических туннелях) и др. К особым нагрузкам относятся сейсмические и взрывные воздействия, усилия, возникающие вследствие изменения температуры, набухания и усадки бетона, ползучести породы.

Нагрузки и воздействия надлежит принимать в следующих сочетаниях:

основных, составляемых из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок;

особых, составляемых из постоянных, временных длительных, некоторых кратковременных и одной из особых нагрузок.

Нагрузки и воздействия должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного и строительного случаев.

ГЛАВА 3

ОХРАНА ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

3.1. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Выбор способа охраны и конструкции крепи обусловлен устойчивостью породного массива, вмещающего подземное сооружение или выработку

Устойчивость породных обнажений чаще всего оценивается качественно, исходя из субъективных представлений проектировщика или производственника. За последние годы многие исследователи пытались дать оценку устойчивости пород, вмещающих выработку, с позиций строгих решений. При этом в расчетные схемы вносились неизбежные в таких случаях упрощения. Тем не менее решения получались громоздкими и чаще всего носили формальный характер.

В практике бытуют такие качественные оценки массива горных пород, как «породы устойчивые», «породы неустойчивые», «породы пучащие» и т. д. Однако методики инженерной количественной оценки таких состояний породных обнажений нет.

Обобщение результатов исследований, проведенных в Донбассе на глубинах от 400 до 1200 м, позволили предложить использовать для оценки устойчивости выработок в инженерных расчетах достаточно объективный критерий — безразмерный параметр $\gamma H/R$, который связывает два основных фактора, наиболее существенно влияющих на устойчивость выработки: вес вышележащей толщ пород γH (γ — объемный вес пород; H — глубина расположения выработки), обуславливающий напряжения в массиве горных пород, и прочность пород на простое сжатие R , противодействующую этим напряжениям [26].

Устойчивыми считаются породы, которые не разрушаются напряжениями, действующими на них после проведения выработки. Деформации таких пород почти не выходят за пределы упругости, а контур выработки смещается не более чем на 50—80 мм. Для поддержания выработки, размещенной в таких породах, достаточно ограждающая крепь, предохраняющая от вывалов кусков породы из зон локального ослабления массива.

К среднеустойчивым отнесены породы, которые деформируются после проведения выработки, смещаясь до 200 мм, и не требуют специальных мер по борьбе с пучением почвы.

Неустойчивыми названы породы, интенсивно разрушающиеся после проведения выработки. Смещения контура выработки, размещенной в таких породах, превышают 200 мм, а пучение почвы настолько существенно, что для его предотвращения необходимо выполнение специальных мероприятий. В основных выработках в этих случаях применяют замкнутые конструкции крепи с обратным сводом и высокой несущей способностью.

Для определения устойчивого состояния выработки был выполнен корреляционный анализ результатов шахтных инструментальных наблюдений за смещением контура выработки на

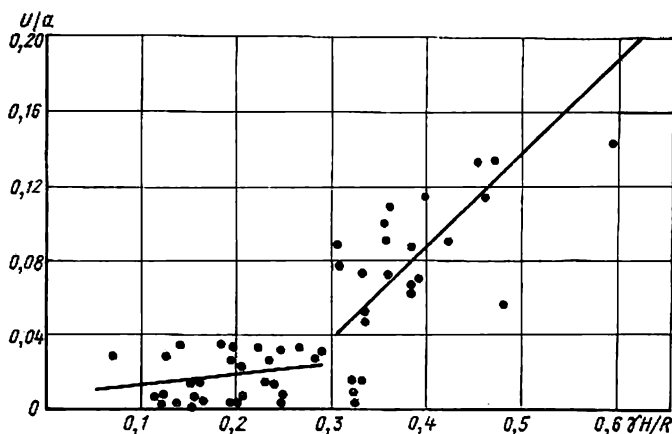


РИС. 1. Поле корреляции, определяющее зависимость смещений контура выработки от параметра $\gamma H/R$

замерных станциях (рис. 1). Оказалось, что при значениях $\frac{\gamma H}{R} < 0,25 \div 0,3$ смещения контура невелики и практически не зависят от исследуемого параметра. В этих условиях породы можно считать устойчивыми. В условиях, где параметр $\frac{\gamma H}{R} > 0,3$, породное обнажение неустойчиво.

Обработка шахтных инструментальных наблюдений за проявлением горного давления в основных выработках шахт Доббасса позволила установить величину значения предложенного критерия для пород, отнесенных к категории средней устойчивости и неустойчивым, а также дать рекомендации по выбору типа крепи одиночной выработки (табл. 3).

Следует отметить, что шахтные инструментальные наблюдения для условий $\frac{\gamma H}{R} > 0,65$ не проводились.

Для исключения взаимного влияния выработок между ними оставляют породный целик, размеры которого зависят от ши-

рины большей выработки a (в проходке). В рассмотренных условиях в зависимости от устойчивости пород целик принимается равным:

- устойчивые породы (3—4) a ;
- породы средней устойчивости (4—5) a ;
- неустойчивые породы (5—6) a .

Оценку устойчивости туннеля или камерной выработки, залегающих на сравнительно небольших глубинах в скальных по-

Т а б л и ц а 3

Порода	Значение параметра $\frac{\gamma H}{R}$		Рекомендуемые типы крепи
	пологое падение	крутое падение	
Устойчивая	Менее 0,25	Менее 0,3	Ограждающие, легкие конструкции из монолитного бетона, набрызгбетона, анкеров и и др. с несущей способностью до 3—5 тс/м ² , предохраняющие выработку от случайных вывалов породы. Смещение контура выработки не превышает 50—80 мм
Средней устойчивости	От 0,25 до 0,4	От 0,3 до 0,45	Крепи без обратного свода, обеспечивающие податливость системы «крепь — породный массив» до 150—200 мм с несущей способностью до 10—15 тс/м ² . Возможно применение жесткой крепи, обеспечивающей податливость за счет сжатия забутовочного слоя или за счет технологической податливости контура. Специальных мер борьбы с пучением пород не требуется
Неустойчивые	Более 0,4	Более 0,45	Замкнутые, податливые или ограниченно-податливые крепи с криволинейным очертанием несущих элементов, обеспечивающие податливость системы «крепь — породный массив» до 300—350 мм. Несущая способность крепей не менее 15—30 тс/м ² . В ряде случаев рекомендуется упрочнение пород путем тампонажа. Следует ожидать пучения почвы выработки

родах, можно производить с использованием соответствующей теории прочности путем сопоставления полученных расчетом значений нормальных и касательных напряжений вокруг выработки с расчетными сопротивлениями породы в массиве сжатию, растяжению и срезу.

Значение напряжений вокруг выработок круглой формы определяют по справочным данным с учетом коэффициентов концентрации. Для других конфигураций выработок можно воспользоваться решением Н. Н. Фотиевой [82] или же рассчитать эти напряжения методом конечных элементов.

Расчетное сопротивление породного массива растяжению в первом приближении приравнивается величине сцепления. Эту

величину в свою очередь можно получить по данным Г. Л. Фесенко [81]. Достаточно близко значению величины сцепления породного массива по контуру выработки отвечает зависимость

$$c = 3f, \text{ тс/м}^2,$$

где f — коэффициент крепости породы по шкале проф. М. М. Протодяконова.

Расчетное сопротивление породного массива на сжатие R обычно приравнивают временному сопротивлению образца по-

Т а б л и ц а 4

Показатель качества породы α_k	Качество породы	Примерная оценка горного массива вокруг подземного сооружения
0,9—1	Отличное	Нетрещиноватый
0,75—0,9	Хорошее	Плотный, умеренно трещиноватый
0,5—0,75	Удовлетворительное	Блочный и трещиноватый
0,25—0,5	Плохое	Раздробленный, сильно трещиноватый
0—0,25	Очень плохое	Измельченный, перемятый

роды на сжатие $\sigma_{сж}$ и определяют через коэффициент крепости породы

$$f = \frac{\sigma_{сж}}{100},$$

откуда

$$\sigma_{сж} = 100f, \text{ кгс/см}^2. \quad (1.12)$$

Статистически обоснованной величиной $\sigma_{сж}$ следует считать такое его значение, при котором коэффициент вариации не превосходит 20%.

Для определения коэффициента крепости пород в массиве можно рекомендовать в порядке постановки вопроса использование безразмерного параметра — показателя качества породы α_k [17]. Этот показатель равен отношению суммарной длины ненарушенных кусков керна, каждый длиной 10 см и более $\sum l_i$ ко всей длине исследуемого интервала Z , из которого извлекается керн, по формуле

$$\alpha_k = \frac{\sum l_i}{Z}. \quad (1.13)$$

Если, например, из исследуемой скважины с интервалом 15 м извлечен керн, суммарная длина ненарушенных кусков которого (каждый длиной 10 см и более) составляет 10 м, то $\alpha_k = 0,67$.

Классификация пород в зависимости от показателя качества приведена в табл. 4.

При наличии ультразвуковых и сейсмических исследований в массиве и в лабораторных условиях для определения значения α_k можно использовать следующую корреляционную зависимость:

$$\begin{array}{lcl} \text{отношение } \left(\frac{v}{v_0}\right)^2 & 0,8 & 0,6 \\ \text{показатель } \alpha_k & 0,7-0,9 & 0,5-0,8 \end{array}$$

Здесь v — скорость продольных сейсмических волн в массиве; v_0 — скорость продольных ультразвуковых волн в образце породы, нагруженном осевым давлением, равным γH .

В скальных породах, в трещинах которых отсутствует глинистый заполнитель, показатель качества α_k можно рассчитывать по следующей эмпирической формуле:

$$\alpha_k = \frac{1}{100} (115 - 3,3n), \quad (1.14)$$

где n — общее число трещин на 1 м^3 (при $n \leq 4,5$ показатель $\alpha_k = 1$).

Показатель качества породы α_k следует уточнять в разведочной штольне или в строящемся туннеле на стадии рабочих чертежей. Величина его вычисляется как отношение суммарной длины нетрещиноватых блоков породы (длиной не менее 10 см) ко всей длине исследуемого интервала. Измерения можно проводить на стенах в направлении оси туннеля на различной высоте от почвы или перпендикулярно к оси. Целесообразно определять показатель качества в направлении, перпендикулярном и параллельном напластованию и основным системам трещин в породе.

Имея значение α_k , можно воспользоваться формулой для определения коэффициента крепости породы в массиве взамен формулы (1.12)

$$R = 100f\alpha_k, \text{ кгс/см}^2, \quad (1.15)$$

где f — коэффициент крепости породы в образце (при коэффициенте вариации не более 20%), определяемый по формуле (1.12).

Оценка устойчивости подземного сооружения по прочности окружающей породы является, однако, неполной. Не меньшее значение имеет вопрос деформаций свода и стен выработки в процессе строительства и эксплуатации.

Эти деформации в скальных породах возникают по различным причинам: упругая разгрузка массива во времени при раскрытии выработки, сейсмические воздействия, сдвиг крупных блоков по плоскостям напластования или трещин и др. При оценке устойчивости камерной выработки в скальных породах

Т а б л и ц а 5

Породы	Транспортные и безнапорные гидротехнические туннели	Напорные гидротехнические туннели
Крепкие ($f > 8$)	Анкерная крепь Монолитная бетонная или набрызгбетонная крепь Прианкерная дренированная монолитная железобетонная крепь (при высоких напорах подземных вод)	Анкерная крепь в сочетании с монолитной из бетона или набрызгбетона Монолитная бетонная крепь (при высоких напорах с укрепительной цементацией породы)
Средней крепости ($f = 4-8$)	Анкерная крепь в сочетании с крепью из набрызгбетона Металлобетонная арочная крепь Монолитная бетонная крепь или крепь из монолитно-прессованного бетона Прианкерная дренированная монолитная железобетонная крепь (при высоких напорах подземных вод)	Анкерная крепь в сочетании с монолитной крепью Монолитная бетонная крепь или крепь из монолитно-прессованного бетона с укрепительной цементацией породы Монолитная железобетонная крепь (при высоких напорах с укрепительной цементацией породы) Монолитная бетонная крепь с внутренней оболочкой из железобетона или металла (при высоких напорах) Сборная блочная крепь (в том числе обжатая в породу) с внутренней железобетонной рубашкой
Ниже средней крепости и мягкие ($f < 4$)	Монолитная бетонная или железобетонная крепь в сочетании с металлической арочной крепью с ограниченной податливостью Сборная тубинговая или блочная крепь (в том числе с податливыми прокладками) Двухслойная монолитная податливая крепь (при глубоком залегании туннеля)	Монолитная железобетонная крепь с укрепительной цементацией породы в сочетании с металлической арочной крепью с ограниченной податливостью Монолитная бетонная крепь с внутренней оболочкой из металла (при высоких напорах) Сборная блочная крепь с внутренней железобетонной рубашкой

Т а б л и ц а 6

Породы	Крепь свода камеры	Крепь стян камеры
Крепкие ($f > 8$)	Анкеры, набрызгбетон толщиной 10—15 см по сетке Монолитная железобетонная крепь толщиной в замке $1/20 \div 1/30$ от пролета камеры	Анкеры, набрызгбетон толщиной 8-12 см по сетке или монолитный железобетон толщиной 0,4—0,5 м Предварительно-напряженные анкеры (длиной 0,4—1 от пролета камеры с усилием 60—100 Тс), набрызгбетон толщиной 5—10 см по сетке

Породы	Крепь свода камеры	Крепь стен камеры
Средней крепости $f = 4-8$	Монолитная крупноблочная крепь толщиной в замке $1/15 \div 1/20$ от пролета камеры Сборная крепь из железобетонных блоков, обжатая в поро- ду	Предварительно-напряженные анкеры (длиной 0,5—1 от про- лета камеры с усилием 100— 150 Тс), набрызгбетон толщи- ной 10—15 см по сетке Монолитная железобетонная крепь толщиной 0,4—1 м, при- анкерная к скале
Ниже средней крепости и мягкие ($f < 4$)	Монолитная железобетонная крепь толщиной в замке $1/10 \div 1/20$ от пролета каме- ры Сборная крепь из железобетон- ных блоков, обжатая в поро- ду Предварительно-напряженные анкеры (длиной 0,3—0,7 от пролета камеры с усилием 120—170 тс) и монолитная железобетонная крепь толщи- ной $1/25 \div 1/30$ от пролета камеры (или набрызгбетон толщиной 20 см по сетке)	Несущая монолитная железо- бетонная крепь толщиной 1,2—1,5 м при криволинейном очертании поперечного сече- ния камеры Предварительно-напряженные анкеры (длиной 0,6—1 от про- лета камеры с усилием 120— 170 Тс) и набрызгбетон толщи- ной 15—20 см по сетке (или железобетон толщиной 0,5— 0,7 м) при криволинейном очертании поперечного сече- ния камеры

можно воспользоваться следующими эмпирическими зависимо-
стями для допустимых при данных инженерно-геологических ус-
ловий величин деформаций:

свода

$$U_k = 12 \frac{B_0}{f^{1.5}}; \quad (1.16)$$

одной из стен скального массива на контуре выработки

$$U_6 = 4,5 \frac{h^{1.5}}{f^2}, \quad (1.17)$$

значение U_6 определяется на участке от $1/3$ до $1/2$ h , отсчитывая
от пяти свода.

Здесь B_0 — пролет камеры, м; h — высота стен камеры от
пяти свода до почвы, м.

Следует иметь в виду, что оценивать надо не столько сами
величины деформаций, сколько скорость их нарастания. Если,
например, при строительстве камеры деформации по своим
величинам несколько превзошли допустимые по формулам

(1.16) и (1.17), но имеет место замедление их развития, то принимать какие-либо меры по охране выработки преждевременно.

Наличие смежных выработок может значительно увеличить напряженное состояние контура и повысить деформации породы. Вместе с тем для скальных пород величины целиков допускается принимать меньшими, чем 3а. Обычно минимальное значение целика задается равным одному пролету, однако, при этом требуется проверить породный целик не только на прочность, но и на возникновение в нем откольных явлений при производстве буровзрывных работ в одной из смежных выработок. Расчетные значения деформаций контура выработок в этом случае могут быть подсчитаны методом конечных элементов. Этим же методом определяется напряженное состояние породных целиков.

Анализ устойчивости выработок подземных сооружений в зависимости от крепости вмещающих скальных пород позволяет дать рекомендации по выбору типа крепи туннелей (табл. 5) и камерных выработок (табл. 6).

3.2. СПОСОБЫ ПОВЫШЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ВЫРАБОТОК

Основными факторами, определяющими поведение вмещающих выработки пород, являются их напряженное состояние и физико-механические свойства. По соотношению этих факторов все горно-геологические условия можно разделить на обычные и сложные.

К обычным горно-геологическим относятся условия, в которых изменение напряженного состояния пород при проведении выработки не вызывает существенного разрушения последних или заметных проявлений их реологических свойств. В таких условиях выработки находятся в устойчивом состоянии и трудностей в их поддержании не возникает.

Условия, в которых породы, вмещающие выработки, значительно разрушаются или проявляют реологические свойства, относятся к сложным. Основной особенностью проявления горного давления в сложных горно-геологических условиях является образование вокруг выработки зоны неупругих деформаций.

Как уже отмечалось выше, если в обычных условиях крепь поддерживает отделившиеся от массива породы свода обрушения, то при образовании вокруг выработки зоны неупругих деформаций крепь является как бы подпорной стенкой для пород этой области и работает с ними как единая конструкция, образуя систему «крепь—массив». Задача крепи при этом — создание первоначального отпора для пород зоны неупругих деформаций с тем, чтобы образовался несущий свод из породы и крепи. Крепь, технически выполняемая в настоящее время, не в состоянии полностью предотвратить смещения пород. Применение

в таких условиях крепей с увеличенной несущей способностью не решает вопроса безремонтного поддержания выработок. Об этом свидетельствуют результаты обследований состояния капитальных выработок шахт Донбасса, проводившихся ДонУГИ, ИГД им. А. А. Скочинского, ВНИМИ и другими институтами [32].

Накопленный производственный опыт ведения работ в сложных горно-геологических условиях и непрерывно ведущиеся исследовательские и проектно-конструкторские работы показывают, что для обеспечения нормального эксплуатационного состояния подземных сооружений требуется наряду с установкой крепи применять специальные меры по их охране [21].

Охрана горных выработок — это комплекс специальных мероприятий, проводимых с целью повышения устойчивости породных обнажений и крепи подземных сооружений и позволяющих безопасно их эксплуатировать весь срок службы с требуемой степенью надежности.

Поскольку устойчивость горных пород зависит в конечном счете от их физико-механических свойств и действующих в них напряжений, охрана горных выработок направлена на изменение тем или иным способом количественных показателей этих факторов, и производится за счет:

а) использования благоприятных естественных горно-геологических условий, в том числе: расположение выработок в прочных породах; направление выработок относительно пластов, контактов, трещин, кливажа;

б) снижения напряженного состояния массива горных пород вокруг подземного сооружения, в том числе: изменение формы поперечного сечения выработки; наработка и подработка выработки; разгрузка массива горных пород скважинами; целесообразное рациональное взаимное расположение выработок;

в) применения различных конструкций крепи горных выработок, в том числе: ограждающих; жестких; податливых;

г) выбора необходимой технологии работ по проведению и креплению, в том числе за счет: последовательности ведения работ во времени (для одиночных выработок и для их систем); качества ведения горнопроходческих работ;

д) сохранения или восстановления естественной прочности пород, в том числе: защита пород от выветривания; комбайновая проходка выработок; контурное взрывание; упрочнение пород.

Рассмотрим основные мероприятия, повышающие устойчивость горных выработок.

Использование естественных горно-геологических условий. Прочность пород является одним из наиболее важных факторов, от которых зависит проявление горного давления. Поэтому выработки по возможности стремятся располагать в крепких

монолитных породах. При размещении подземных сооружений в прочных, устойчивых породах иногда удастся эксплуатировать их без крепи.

Прочностные характеристики пород под влиянием внешних агентов (воздух, влага, кислотные и щелочные среды) со временем изменяются. Значительно различается прочность пород в образце и в массиве из-за влияния различного рода неоднородностей (системы трещин, поверхности ослабления, слабые включения и пр.). Поэтому оценка действительной прочности пород требует осмотрительного подхода и учета многочисленных влияющих факторов, а разработка строгого метода предварительного расчета устойчивости породного контура горных выработок связана с большими математическими и методологическими трудностями.

Размещение выработок в прочных породах в силу производственной необходимости, горно-геологических условий и особенностей привязки околоствольных дворов не всегда возможно. Приходится считаться и с тем обстоятельством, что на больших глубинах в крепких породах наблюдаются выбросы и горные удары.

Существенное влияние на устойчивость выработок оказывает их направление относительно структурных неоднородностей массива горных пород (слоистость, кливаж и пр.). Так, по данным ДонУГИ, из обследованных 7100 м выработок, проведенных по простиранию, деформировано 87%, а из 8300 м выработок, проведенных вкрест простирания, деформировано всего 32%. Обследование выработок околоствольных дворов, проведенное во ВНИМИ А. И. Козелом, показало, что в девяти околоствольных дворах, основные выработки которых направлены по простиранию, было деформировано 89% выработок, а в двадцати восьми околоствольных дворах, основные выработки которых проведены вкрест простиранию, — 28%. Поэтому с точки зрения охраны целесообразно располагать подземные сооружения вкрест простиранию пластов или основных систем трещин.

При расположении выработок вдоль напластования пород на крепь действуют в основном несимметричные нагрузки, направленные по нормали к плоскости напластования. Этим предопределяются конструктивные параметры крепи — ее форма, размещение элементов податливости и прочее, что проявляется, например, в значительном отличии конструкций крепи для пологого и крутого падения. На устойчивость породного контура горных выработок существенное влияние оказывают системы макро-и микротрещин, слоистость и кливаж, которые могут в некоторых случаях значительно изменить качественную и количественную картину деформирования и разрушения пород вокруг горной выработки.

В отличие от разрушения мощной толщи однородных монолитных пород, происходящего в виде образования вокруг выра-

ботки трещин сдвига, при мелкослоистых породах деформации проявляются в виде расслоения отдельных слоев по плоскостям ослабления и их продольно-поперечного изгиба с потерей устойчивости. В этом случае крепь должна обладать значительным запасом прочности и достаточным сопротивлением податливости для обеспечения удовлетворительного поддержания выработки. Этот способ охраны приобретает особое значение в сложных горно-геологических условиях глубоких шахт.

Снижение напряженного состояния породного массива вокруг выработки. Большое влияние на напряженное состояние пород у контура горной выработки и, следовательно, на ее устойчивость оказывает форма поперечного сечения последней. Коэффициент концентрации напряжений на контуре выработки изменяется в очень широких пределах в зависимости от кривизны контура. В условиях гидростатического поля напряжений наиболее устойчивой является выработка круглой формы. На небольших глубинах выбор рациональной формы выработки может явиться достаточным мероприятием для того, чтобы она была устойчивой.

В массиве горных пород в зависимости от коэффициента бокового распора породы λ можно подобрать такое соотношение между длинами горизонтальной a_1 и вертикальной b_1 полуосей сечения выработки, чтобы весь контур оказался равносжатым. Для этого следует принять соотношение

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{1}{\lambda}.$$

Или, например, для того, чтобы по контуру не возникало растягивающих напряжений, необходимо принять соотношение

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{1 - \lambda}{2\lambda}.$$

Таким образом, за счет изменения стрелы подъема свода туннеля или камерной выработки, а также изменения очертания свода имеется возможность значительно снизить растягивающие напряжения по контуру.

Для выработок с формой контура, меняющей свою кривизну, особенно в угловых точках, коэффициент концентрации напряжений резко возрастает и на этих участках следует ожидать разрушения пород. Кроме того, местные неровности контура выработки дополнительно изменяют коэффициент концентрации напряжений, что может значительно сказаться на устойчивости породных обнажений. В условиях больших глубин, когда разрушение пород вокруг выработки неизбежно, форма поперечного сечения имеет сравнительно меньшее значение.

Эффективным мероприятием по снижению напряженного состояния массива горных пород является его надрработка. При этом под выработанным пространством образуется разгружен-

ная от напряжений зона, в которой целесообразно располагать выработки.

Различают два вида надработки — предварительную и последующую. В первом случае выработка проводится в уже разгруженной зоне, что резко снижает затраты на ее поддержание, а во втором — надработка производится после проведения выработки, что может вызывать необходимость ее однократного перекрепления. Условием возможного применения этого способа является наличие вышерасположенного пласта угля, при выемке которого производится разгрузка пород почвы. Надработка выработок околоствольных дворов связана с выемкой целиков угля вблизи стволов и в отечественной практике не применялась. Однако зарубежный опыт применения этого способа на шахтах Чехословакии и Польши свидетельствует о возможности его использования для охраны выработок околоствольных дворов глубоких шахт.

В условиях слабых, склонных к вязко-пластическому течению пород разгрузка породного массива, вмещающего выработку, может осуществляться путем выпуска части породы через разгрузочные ниши в крепи. Для этих целей рекомендуется оставлять в крепи разгрузочные окна для выпуска породы. В этом случае давление на крепь снижается и становится равным сопротивлению выдавливания породы в выработку. Сечение выработки остается неизменным.

Разгрузка перенапряженных пород, вмещающих выработку, может быть осуществлена выбуриванием специальных щелей в окрестности выработки [49].

Одним из эффективных мероприятий по разгрузке массива горных пород вокруг крупных подземных сооружений является проходка передовой штольни по трассе будущего туннеля или камеры. Наличие подобной штольни в ряде случаев позволяет в значительной степени облегчить последующую проходку основного туннеля или камеры.

Иногда можно добиться повышения устойчивости выработок, используя рациональное их взаимоположение. Это мероприятие также можно считать одним из способов охраны и его целесообразно применять во всех случаях (особенно в условиях глубоких горизонтов), чтобы избежать дополнительных деформаций выработок. Такие деформации могут появиться в случае близкого расположения выработок, в результате их взаимного влияния. При этом концентрация напряжений вблизи их контура может резко возрасти и привести к заметному росту зоны неупругих деформаций. Это вызывает дополнительное смещение породного контура и ухудшение условий работы крепи. С удалением от выработки напряжения резко уменьшаются (обратно пропорционально квадрату текущего радиуса).

При образовании вокруг выработок зоны неупругих деформаций, что обычно наблюдается в слабых породах или на боль-

ших глубинах, радиус эффективного действия их поля напряжений значительно возрастает. Чтобы исключить взаимное влияние параллельных выработок в случае образования вокруг них зоны неупругих деформаций, расстояние между ними должно быть значительно увеличено, что не всегда возможно по техническим причинам. В этом случае необходимо использовать другие способы охраны, в частности, соблюдать определенную последовательность проходческих работ в пределах системы выработок. Эти же положения в равной степени относятся к параллельным и расходящимся выработкам узлов сопряжений. На узлах сопряжений необходимо стремиться располагать примыкающие выработки под большими углами. Если выработки расположены под острым углом друг к другу, то, как показывают шахтные инструментальные наблюдения и лабораторные исследования, участок, где наблюдается их взаимовлияние, влекущее за собой деформацию крепи, имеет большую протяженность. Поэтому в пределах узлов сопряжений целесообразно постоянную крепь выработок возводить после завершения проходческих работ по данному узлу.

Исследование крепей для поддержания горных выработок. Применение крепи является основным мероприятием для поддержания подземных сооружений в пригодном при эксплуатации состоянии.

Расчету параметров крепей, их конструкции, технологии возведения посвящены многочисленные исследования. В проблеме крепления важен выбор рационального режима работы крепи — режима заданной деформации (жесткие крепи) или режима заданной нагрузки (податливые крепи).

Влияние технологии работ на устойчивость горных выработок. Устойчивость выработки и работоспособность существенно зависят от последовательности ведения работ во времени. Если часть смещений контура выработки воспринимается временной податливой крепью, то постоянную жесткую крепь, устанавливаемую спустя некоторое время после работ по проведению, условно можно считать ограниченно-податливой в пределах податливости временной крепи. Величину такой «технологической податливости» можно определить по времени возведения постоянной крепи. Выбирая соответствующим образом время установки крепи, можно регулировать и в ряде случаев значительно снижать нагрузки на жесткую крепь, понижая ее требуемую несущую способность. Вместе с тем большие величины «технологической податливости» допускать нельзя, так как вес отслоившихся при этом пород может превысить несущую способность временной крепи и разрушить ее.

Качество ведения буровзрывных работ сказывается на глубине нарушенной зоны вокруг выработки, а также на количестве и величине неровностей породного контура горной выработки. Чем мощнее ВВ, тем больше нарушается законтурный породный

массив и тем интенсивнее могут развиваться нагрузки на крепь. Если для контурного взрывания по методу предварительного щелеобразования глубину нарушенной зоны принять за 1,0, то при применении обычного взрывания сплошными зарядами из аммонита № 6 она возрастает до 1,3, а при зарядах из скального аммонита № 1 — до 1,9. При применении в тех же условиях комбайновой проходки глубина нарушенной зоны, образуемой при этом лишь вследствие перераспределения напряжений, в некоторых случаях составляет всего 0,5—0,6. Следует, однако, отметить, то в условиях больших глубин, когда напряженное состояние массива вокруг горной выработки превышает прочность вмещающих ее пород, процесс разрушения происходит независимо от наличия начальных трещин. Поэтому рассмотренные способы охраны достаточно эффективны лишь на малых и средних глубинах разработки, а на больших играют вспомогательную роль.

Неровности породного контура выработки могут вызвать сосредоточенные неравномерные нагрузки на крепь. В этих условиях несущая способность крепи в значительной степени снижается и увеличивается вероятность ее деформации. Пустоты за крепью, образуемые вследствие неровностей контура, могут вызвать появление динамических нагрузок на крепь, возникающих в результате вывалообразования.

Особую роль в формировании нагрузок на крепь играет забутовка закрепного пространства. Тщательная забутовка способствует, кроме перераспределения напряжений, уменьшению смещений в результате расслоения горных пород. При плохой забутовке или ее отсутствии крепь будет испытывать сосредоточенную и резко неравномерную нагрузку. В этом случае в местах непосредственного контакта породного массива с крепью при наличии смещений пород будут передаваться большие местные усилия. Несущая способность конструкции при такой нагрузке уменьшается, так как изгибающие моменты, вызывающие растягивающие напряжения в материале крепи, увеличиваются. Особенно существенно сказывается роль забутовки и наличие пустот за крепью при применении шарнирных крепей, когда в результате упущений технологического характера конструкция может потерять устойчивость.

К мероприятиям, связанным с технологией проходческих работ, относится способ двойной проходки [49]. При этом способе первоначально проходят передовую выработку сечением 60—70% от проектного и крепят временной податливой крепью. После того, как произойдут основные смещения пород, производят расширение выработки до проектного сечения и возводят постоянную жесткую крепь. В этих условиях жесткая крепь не воспринимает интенсивных смещений пород. Кроме того, способ двойной проходки, так же как и контурное взрывание, способствует уменьшению трещиноватости, вызванной действием

взрывных работ, что также в определенной степени повышает устойчивость породного обнажения.

Сохранение или восстановление естественной прочности пород. Некоторые породы, содержащие глинистые частицы, под действием внешних агентов с течением времени теряют свои прочностные свойства. В таких случаях необходимо изолировать породное обнажение от атмосферы. Предотвратить воздействие внешних агентов на породы могут монолитные крепи из бетона и набрызгбетона, обеспечивающие достаточную изоляцию стенок выработки.

В последнее время проводятся работы по предохранению породы от выветривания путем покрытия ее поверхности различными пленками или составами на основе полимерных материалов (пенополиуретан и др.).

Особое место среди способов повышения устойчивости выработок занимает упрочнение, с помощью которого можно не только восстанавливать в определенных пределах прочность разрушенных и трещиноватых пород вокруг выработки, но и искусственно ее увеличивать.

Известные способы упрочнения пород по принципу воздействия на массив горных пород можно разделить на следующие группы: механические (анкерная крепь, уплотнение пород взрывом); химические (силикатизация, использование синтетических смол); электромеханические (электроуплотнение, электроосушение, электросиликатизация); термические (электроплавление, обжиг, замораживание); физико-химические (цементация, глинизация, битумизация).

Из перечисленных выше способов упрочнения в горной практике наибольшее распространение получила анкерная крепь. Способ упрочнения пород анкерованием осуществляется при помощи анкеров (штанг) — главным образом металлических или железобетонных, — закрепляемых в пробуренных для этой цели шпурах. Если при обычных способах крепления несущей конструкцией является возводимая крепь, то при анкерной крепи ею является сама заанкерованная толща пород. Последнее время нашла применение крепь из предварительно-напряженных анкеров.

На шахтах Подмосквовного бассейна проведены испытания способа борьбы с пучением глинистых пород почвы путем их уплотнения взрыванием камуфлетных зарядов. В результате прочность таких пород повышается, что позволяет значительно снизить интенсивность ее пучения. Вместе с тем уплотнение взрывом пригодно лишь для слабых пород типа подмосковных глин.

Для повышения механической прочности, водопроницаемости и водоустойчивости песчаных и лёссовых пород применяют способ силикатизации. Для упрочнения песков применяют двухрастворный способ, силикатизации — в песок поочередно нагнетают

жидкое стекло (раствор силиката натрия) и раствор хлористого кальция. В результате химической реакции между этими растворами выделяется гель кремниевой кислоты, который связывает песчаные зерна в плотный, монолитный массив. В случае лёссовых грунтов используют однорастворный способ силикатизации, при котором в грунт нагнетают раствор жидкого стекла. В результате реакции раствора с грунтом и его солями также образуется гель кремниевой кислоты, цементирующий лёс. Прочность силикатизированных пород нарастает в течение месяца и достигает 6—40 кгс/см². Однако для упрочнения трещиноватых пород, обычно встречающихся при строительстве подземных сооружений, метод силикатизации в подавляющем большинстве случаев непригоден.

При укреплении пород с помощью синтетических смол производят нагнетание растворов смолы и отвердителя в трещиноватые или пористые породы. Вступая в реакцию, смола и отвердитель образуют гель, который затем твердеет, в результате чего изменяются прочностные свойства тапонируемой породы.

В связи с развитием химии полимеров и благодаря своим достоинствам способ укрепления горных пород синтетическими смолами имеет большие перспективы.

Электрохимические способы (электроуплотнение, электроосушение, электросиликатизация) применяют в основном для упрочнения водоносных глинистых пород. При пропускании через них постоянного тока в результате явлений электролиза и вторичных химических реакций глинистые породы приобретают повышенную прочность и не размокают в воде. Иногда в грунт вводят через положительные электроды химические растворы, способствующие происходящим реакциям.

Электрохимический способ упрочнения отличается сравнительной простотой ведения работ и оборудования, небольшим расходом электроэнергии, возможностью применения в труднопроницаемых глинистых породах. Однако этот способ не применим для упрочнения скальных пород и имеет специфическую технологию производства работ, затрудняющую его использование в подземных выработках.

К термическим способам упрочнения относятся электроплавление, обжиг и замораживание.

Электроплавлением упрочняют плавуну. Сущность его состоит в том, что по контуру проектируемой выработки устанавливают электроды-нагреватели. При пропускании через них электрического тока они нагреваются и расплавляют плавун. После остывания расплава по контуру выработки образуется монолитная оболочка, под защитой которой ведутся проходческие работы обычным способом.

При обжиге термическое упрочнение достигается путем сжигания в массиве газообразного, жидкого или пылевидного топлива, которое подается по скважинам вместе с воздухом. Этот

способ применяется главным образом для упрочнения лёссовых пород.

Упрочнение замораживанием основано на замораживании воды, находящейся в порах, капиллярах и трещинах горных пород. Этот способ пригоден как для упрочнения слабых обводненных пород (песков, глин, плывунов), так и для упрочнения крепких, трещиноватых обводненных пород.

Таким образом, химический, электрохимический и термический способы упрочнения пород в горной практике нашли применение как специальные способы для улучшения условий проходки в сложных горно-геологических условиях.

Физико-химический способ заключается в тампонировании, т. е. в искусственном заполнении трещин и пустот в породе тампонажным материалом. В зависимости от применяемого тампонажного материала различают следующие способы тампонажа горных пород: цементации, глинизации и битумизации.

При цементации связь раствора со стенками трещин в породе обуславливается вяжущими свойствами цемента, т. е. химическим взаимодействием его составных частей. При глинизации действуют те же силы, но значительно меньшей величины. При битумизации связь битума со стенками трещин определяется лишь силами трения.

Наибольшей проникающей способностью обладают глинистые растворы, затем цементные растворы, предел применения которых — трещины с раскрытием 0,1 мм. Битум может проникать в трещины с раскрытием более 1 мм.

В последнее время для повышения устойчивости выработок начинает широко использоваться метод упрочнения разрушенных пород вокруг выработки в зоне неупругих деформаций. Упрочнение достигается с помощью инъекции скрепляющего раствора на определенную глубину в нарушенные трещинами горные породы вокруг выработки. Наиболее распространенным является упрочнение с помощью нагнетания цементного раствора. Этот способ охраны может быть применен в комбинации с другими мероприятиями или самостоятельно, он технологичен и относительно недорог. В условиях образования вокруг выработки зоны разрушенных пород в настоящее время этот способ весьма эффективен. Тампонаж является надежным средством и для прекращения сдвижения массива.

Поскольку глинизация и битумизация дают небольшую прочность скрепления пород, то с этой точки зрения наиболее приемлемо упрочнение цементными растворами и синтетическими смолами. Поэтому ограничимся рассмотрением этих двух последних способов тампонажа.

Способ цементации горных пород впервые был применен в Германии в конце XIX в. для уплотнения трещиноватых пород в целях водоподавления при проходке шахтных стволов. Вначале это была простая заливка трещин цементным раствором

через скважины, а затем раствор стал подаваться под давлением с помощью насоса. В отечественной горной практике цементация впервые была применена в 1926 г. при проходке ствола шахты № 6 «Красная Звезда» в Донбассе. С тех пор этот способ постоянно совершенствовался и в последние годы стал применяться не только в целях водоподавления, но и для искусственного упрочнения пород. Применение этого способа стало обычным в гидростроительстве при устройстве противофильтрационных завес плотин, укрепительной цементации породы вокруг напорных туннелей и др.

Тампонаж цементным раствором — один из специальных способов укрепления выработок в трещиноватых и крупнозернистых пористых водоносных породах. Практика показала, что цементация дает хороший эффект в трещиноватых породах скального типа.

Цементация пород не единственный способ их упрочнения. Весьма перспективным направлением является способ укрепления пород синтетическими смолами, которые, в отличие от цементных растворов, способны проникать в очень мелкие поры и трещины. В настоящее время работы в этой области широко ведутся как в нашей стране, так и за рубежом.

Так, Институтом горного дела им. А. А. Скочинского разработан способ укрепления песков растворами на основе мочевиноформальдегидной и меламино-мочевиноформальдегидной смол. Производственные опыты по применению этого способа, проведенные на Раздольском серном карьере, на шахте № 2—3 «Александровская» и на Бандуровском карьере угольно-горнорудного комбината в Александрии, подтвердили возможность его применения в промышленных условиях для укрепления водонасыщенных песчаных пород. В настоящее время ведутся работы по синтезу новых органических соединений, которые позволили бы укреплять карбонатные и глинистые породы.

Зарубежный опыт применения синтетических смол для укрепления пород показал надежность способа при устранении притоков воды и повышении устойчивости выработок, проходимых в слабых породах. В качестве укрепляющих растворов там применяют органические соединения на основе акриламида и некоторые разновидности эпоксидных смол.

Стоимость укрепления пород синтетическими смолами в настоящее время еще высока (30—40 руб. на 1 м³ песчаных пород). Поэтому этот способ рекомендуется для условий, где другие мероприятия неэффективны. В отечественной практике строительства подземных сооружений тампонаж смолами пока не вышел из стадии экспериментов.

Перечисленные выше способы охраны неравнозначны по влиянию на обеспечение устойчивости выработки. Однако пренебрежение ими ведет к возрастанию деформаций и ухудшению условий эксплуатации выработок.

3.3. УПРОЧНЕНИЕ ПОРОД ТАМПОНАЖЕМ

Обзор способов повышения устойчивости подземных сооружений показал, что установка крепи не единственный путь обеспечения требуемого состояния выработок. Способ упрочнения пород путем инъекции скрепляющих растворов в разрушенный массив горных пород, вмещающий выработку, в последние годы находит широкое применение в отечественной и зарубежной практике подземного строительства. В ряде случаев упрочнение пород оказывалось более действенным и эффективным средством повышения устойчивости выработок, чем крепь.

Исследование процесса деформирования пород, вмещающих выработку, показало, что при упрочнении пород с помощью тампонажа можно значительно уменьшить деформации пород и снизить требуемую несущую способность крепи, а в некоторых случаях вообще отказаться от нее как от несущей конструкции.

Сущность этого способа заключается в следующем.

После проведения выработки в породах происходит упругое перераспределение напряжений. Если при этом напряжения не превышают длительной прочности пород в массиве, то смещения последних происходят в пределах упругих деформаций и заканчиваются после отхода забоя на 10—15 м. На этом расстоянии сказывается сдерживающее влияние забоя. В таких условиях породный контур является устойчивым и крепь, как несущая конструкция, не нужна.

Если прочность пород вблизи контура выработки оказывается меньше возникающих в них напряжений, то они разрушаются. Вокруг выработки в течение 10—30 сут формируется зона трещиноватости шириной 1—2 м, породы в которой разбиты трещинами на отдельные куски и блоки (рис. 2). Разрушение пород в зоне разрушения проявляется на контуре выработки в виде смещений, достигающих примерно 50% от конечных. Образование зоны интенсивной трещиноватости в течение относительно длительного периода времени (до месяца) связано с ослаблением массива в результате буровзрывных работ и снижением прочности пород со временем. За зоной трещиноватости образуется область пород, деформирующихся без разрыва сплошности в результате вязко-пластического течения.

В общей постановке задача о равновесии системы «массив—крепь» для случая образования вокруг одиночной протяженной выработки зоны неупругих деформаций сводится к плоской упруго-пластической задаче распределения напряжений вокруг выреза соответствующей формы в тяжелой полуплоскости. В такой задаче учет реологических свойств, анизотропии и слоистости горных пород значительно усложняет ее решение, а незнание необходимых, изменяющихся в зависимости от напряжения в массиве параметров свойств пород делает ее зачастую формальным.

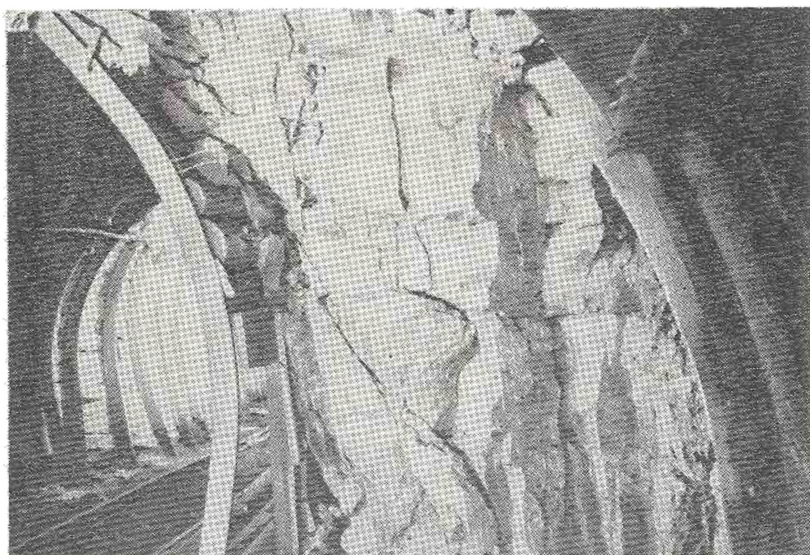
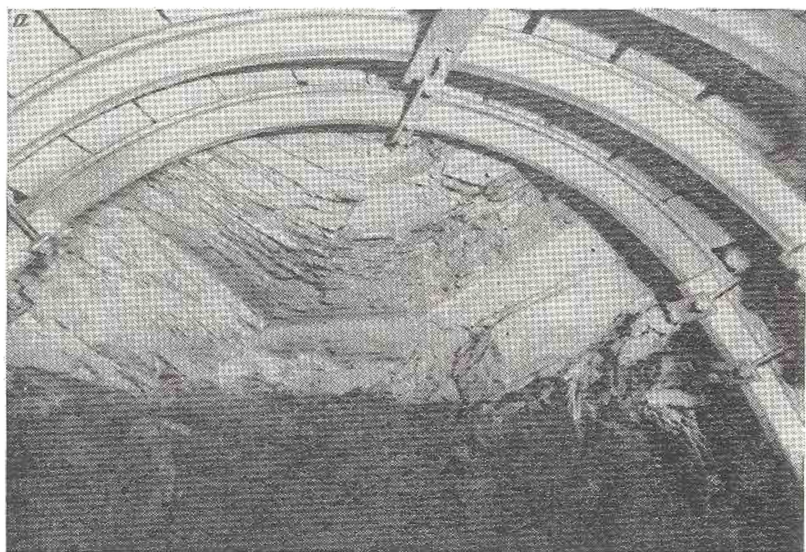


РИС. 2. Характер трещиноватости пород вокруг выработки

Исходя из изложенного, задача расчета параметров упрочнения решалась в упрощенной постановке, а затем полученные решения корректировались по результатам шахтных и лабораторных исследований. При этом было принято допущение, что породы, вмещающие выработку, изотропны, поле напряжения нетронутого массива — гидростатическое, а по контуру круглой выработки приложен равномерно распределенный отпор [21].

Требуемая ширина зоны тампонирувания (считая от контура выработки) определяется по формуле

$$b_y = a \left(\sqrt{\frac{1+\alpha}{\alpha}} - 1 \right), \quad (1.18)$$

где a — радиус выработки;

$$\alpha = \frac{\sin \rho}{1 - \sin \rho};$$

ρ — угол внутреннего трения пород.

На рис. 3 показано, как изменяется безразмерный радиус упрочненной зоны в зависимости от угла внутреннего трения пород (безразмерный радиус упрочненной зоны r_y — отношение радиуса упрочнения к радиусу выработки). Так, для выработки радиусом 2 м ширина зоны упрочнения колеблется (в зависимости от типа пород) от 0,8 до 1,5 м, т. е. не превышает размера зоны интенсивной трещиноватости, которая образуется вокруг выработки. Увеличивать глубину тампонажа больше расчетной, определяемой по формуле (1.18), нецелесообразно.

Поскольку упрочнение достигается за счет проникновения в трещины зоны интенсивной трещиноватости и зоны неупругих деформаций тампонажного раствора, естественно ожидать уменьшения эффективности его скрепляющей способности с уменьшением размера и числа трещин по мере удаления от контура выработки в глубь массива. Последнее приводит, в частности, при цементации и сегрегации тампонажного раствора и повышению его водоцементного отношения при движении вдоль трещины, что снижает прочность цементного камня. Поэтому весьма важным является вопрос о допустимом изменении прочности в затамponированной зоне по радиусу.

С удалением от контура выработки напряженное состояние становится объемным и условия работы массива улучшаются. Поэтому требуемая прочность затамponированных пород с удалением в глубь массива может уменьшаться. Результаты выполненного исследования показали, что требуемая прочность затамponированных пород на контуре выработки находится по формуле

$$R_y = 2\gamma H - 0,6R, \quad (1.19)$$

где R — прочность породы в образце.

Необходимая прочность затамповированных пород с увеличением расстояния от контура выработки снижается (рис. 4). Отсюда следует важный в практическом отношении вывод о необходимости особенно тщательного ведения работ по тампонажу вблизи контура горной выработки. Следовательно, неизбежное в практике ведения тампонажных работ снижение интенсивности проникновения упрочняющего раствора в глубь окружающих выработку пород (из-за уменьшения объема трещин, сегрегации раствора и пр.) не будет играть существенной роли для несущей способности упрочненной зоны.

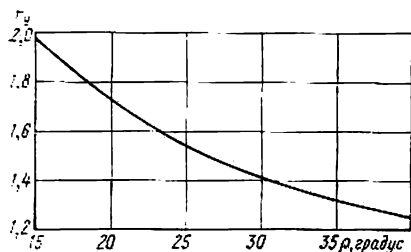


РИС. 3. Зависимость относительного радиуса упрочненной зоны от угла внутреннего трения породы

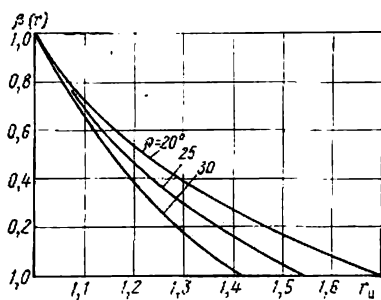


РИС. 4. Зависимость относительной прочности затамповированных пород $\beta(r)$ от относительного радиуса упрочненной зоны

При упрочнении пород нагнетанием в них цементного раствора недостаточно знать конечные результаты процесса деформирования. Непосредственно после прохождения выработки вмещающие породы в основном монолитны и нагнетать в них раствор не имеет смысла. Когда же деформации пород закончились, их упрочнение теряет смысл, так как система «крепь—массив» уже пришла в равновесие.

Нагнетать раствор следует через определенный промежуток времени после прохождения выработки, определяемый, с одной стороны, достаточным разрыхлением пород, чтобы в них мог проникнуть цементный или цементно-песчаный раствор, с другой стороны — способностью упрочненного кольца пород прекратить на данном этапе дальнейшие деформации массива.

Таким образом, с точки зрения возможности нагнетания скрепляющих растворов, наибольший интерес представляют породы, непосредственно прилегающие к контуру выработки и находящиеся в зоне интенсивного разрыхления. Временем образования этой зоны определяется еще один важный параметр упрочнения — срок начала тампонажных работ. Как показали шахтные инструментальные наблюдения, разрыхление пород наиболее интенсивно происходит в течение 10—30 сут после

проходки выработки. Следовательно, процесс упрочнения пород разрушенной зоны должен начинаться спустя 10—20 сут после проходки выработки.

Тампонажные растворы для заполнения пустот закрепного пространства и упрочнения вмещающих пород должны быть однородными, не расслаиваться при нагнетании, легкоподвижными, способными проникать в трещины и полностью их заполнять, стойкими к агрессивным водам.

Чаще всего в практике ведения тампонажных работ применяют песчано-цементные и цементные растворы. Песчано-цементные растворы используют, как правило, при первичном тампонаже (первый этап) для заполнения пустот закрепного пространства и крупных трещин в породах. Цементные растворы — для заполнения средних и мелких трещин в породах зоны неупругих деформаций. Материалами для приготовления тампонажных растворов являются цемент, песок, вода и специальные добавки.

В качестве вяжущего в тампонажных растворах применяют портландцемент марки 400 и выше. При наличии агрессивных вод следует применять сульфатостойкий портландцемент. Большое значение для тампонажных растворов имеет тонкость помола цемента, мелкие частицы которого способны проникать в весьма тонкие трещины. Применение тонкомолотого цемента увеличивает прочность тампонажного камня до 50 %.

Песок является важным резервом экономии дорогостоящих цементов. Кроме того, он активно участвует в образовании тампонажного камня, повышая вяжущие свойства, особенно кварцевый песок. Песчано-цементный камень с кварцевым песком прочнее цементного. Это можно объяснить улучшением структуры раствора, заменой малопрочных частиц цемента высокопрочными зернами кварцевого песка, а также взаимодействием зерен кварца со свободной известью, которая получается при гидролизе трехкальциевого силиката.

Для песчано-цементных растворов применяют речной песок или добываемый из карьеров. Песок должен соответствовать ГОСТ 10268—70, а по содержанию мелких примесей ГОСТ 4797—69. Следует отметить, что небольшое содержание глинистых частиц в песке благоприятно сказывается на свойствах тампонажного раствора (повышается его седиментационная устойчивость и подвижность). Размер зерен песка не должен превышать 1 мм при тампонаже закрепного пространства и крупных трещин. При цементации тонкотрещиноватых пород частицы песка должны быть менее 0,1 мм. Отбор проб песка следует производить непосредственно из вагона согласно ГОСТ 8267—75.

Для затворения можно применять любую питьевую воду. Сточные и промышленные воды применять нельзя. Использование природных минерализованных вод допускается, если они

соответствуют требованиям ГОСТ 4797—69. Для нормального твердения цемента требуется 10—20% воды от массы цемента. Однако подвижность раствора с таким количеством воды весьма мала, и поэтому водоцементное отношение принимается намного большим.

Для повышения стабильности, подвижности, водонепроницаемости и ускорения процессов схватывания и твердения тампонажных растворов в них добавляются различные минеральные и химические добавки: хлористый кальций, жидкое стекло, хлористые соединения железа, алюминия и бария, бентонит, сульфитно-спиртовая барда и пр. Достаточно эффективным ускорителем является хлористый кальций. Добавка его в количестве 2—3% от массы цемента сокращает сроки схватывания раствора примерно в 2 раза и увеличивает прочность тампонажного камня в трехсуточном возрасте на 40%. Такое же влияние как хлористый кальций на процесс схватывания и твердения тампонажных растворов оказывает хлористое железо, хлористый алюминий, хлористый барий, жидкое стекло (раствор натриевого силиката).

Для увеличения подвижности тампонажных растворов и предотвращения их расслаивания применяют пластифицирующие добавки: сульфитно-спиртовую барду в количестве 0,2—0,3% от массы цемента или бентонит в количестве 1—4%. Бентонит необходимо добавлять к раствору в виде заранее приготовленной пасты или водного раствора. Для заполнения пустот закрепного пространства и крупных трещин применяют цементно-песчаные растворы состава от 1:2 до 1:5 (цемент:песок). Водоцементное отношение раствора колеблется от 1:1 до 1:2.

Потребное количество компонентов для приготовления 1 м³ песчано-цементного раствора определяют по формулам:

$$Q_{\text{ц}} = \frac{Ц_{\text{рц}} \rho_{\text{в}} \rho_{\text{п}}}{Ц_{\text{рв}} \rho_{\text{п}} + В_{\text{рц}} \rho_{\text{п}} + П_{\text{рц}} \rho_{\text{в}}};$$

песка

$$Q_{\text{п}} = \frac{П_{\text{рц}} \rho_{\text{п}} \rho_{\text{в}}}{Ц_{\text{рв}} \rho_{\text{п}} + В_{\text{рц}} \rho_{\text{п}} + П_{\text{рц}} \rho_{\text{в}}}; \quad (1.20)$$

воды

$$Q_{\text{в}} = \frac{В_{\text{рц}} \rho_{\text{п}} \rho_{\text{в}}}{Ц_{\text{рв}} \rho_{\text{п}} + В_{\text{рц}} \rho_{\text{п}} + П_{\text{рц}} \rho_{\text{в}}},$$

где $Ц$, $П$ и $В$ — число частей соответственно цемента, песка и воды (по весу); $\rho_{\text{ц}}$, $\rho_{\text{п}}$, $\rho_{\text{в}}$ — плотность цемента, песка и воды, т/м³.

Для тампонажа трещиноватых пород зоны неупругих деформаций применяют цементные растворы с водоцементным отношением ($B : Ц = n$) от 1 : 2 до 2 : 1. Потребное количество цемента и воды для приготовления 1 м³ цементного раствора определяют по формулам:

$$Q_{ц} = \frac{n\rho_{с}\rho_{ц}}{n\rho_{с} + \rho_{ц}}; \quad (1.21)$$

$$Q_{в} = \frac{n\rho_{с}\rho_{ц}}{n\rho_{ц} + \rho_{с}}.$$

Растворы жидкой консистенции с водоцементным отношением 2 : 1 и 1 : 1 рекомендуется применять для тампонирования пород с мелкими трещинами, а густой консистенции с водоцементным отношением 1 : 1,2 и 1 : 1,6 — для пород с крупными трещинами.

Для определения расхода материалов на тампонаж участка выработки необходимо знать объем пустот закрепного пространства и объем тампонируемых трещин зоны неупругих деформаций.

Объем пустот за сборной крепью на 1 м выработки определяют по формуле

$$V_{п} = kh_{ср}p, \quad (1.22)$$

где k — коэффициент, учитывающий наличие забутовки за крепью (при нормально забученном закрепном пространстве $k = 0,4 \div 0,6$); $h_{ср}$ — средняя высота пустот закрепного пространства, м; p — периметр сечения выработки в черне, м.

Объем тампонируемых трещин на 1 м определяется исходя из того, что средний коэффициент разрыхления пород в зоне интенсивной трещиноватости равняется 1,1, т. е.

$$V_{т} = 0,1pb_y, \quad (1.23)$$

где b_y — ширина зоны упрочнения, м.

Фактический расход раствора с учетом 10% производственных потерь

$$V_{ф} = 1,1p(kh_{ср} + 0,1b_y). \quad (1.24)$$

Для точного определения объема пустот закрепного пространства во время возведения постоянной крепи ведут журнал замеров расстояний между крепью и породным контуром. Замеры берут по периметру выработки через 8—10 м по ее длине. В зоне вывалов шаг замеров сокращается до 2—3 м. При применении монолитной крепи расход раствора определяется СНиП.

К оборудованию, применяемому для тампонажа, относятся бурильные молотки, растворомешалки, насосы для нагнетания растворов, комплексы шлангов, раствороводы, манометры и кондукторы (инъекторы). Бурят тампонажные скважины обычными перфораторами с пневмоподдержек или манипуляторов,

укрепленных на породопогрузочной машине. В зависимости от места приготовления тампонажного раствора применяют обычные стационарные или передвижные растворомешалки малой емкости.

Растворы, приготовляемые на поверхности, доставляют в шахту в закрытых вагонетках. Время между приготовлением раствора и подачей его в закрепное пространство должно быть меньше срока пачала схватывания раствора. Передвижные растворомешалки устанавливают непосредственно у места производства тампонажных работ. Чтобы тампонаж велся непрерывно, обычно применяют две растворомешалки: из одной ведется нагнетание, а в другой в это время готовится раствор.

На шахтах Донбасса наибольшее распространение получили растворомешалки, изготавливаемые на базе шахтных вагонеток. Они бывают двух типов: с механическим перемешиванием и с помощью сжатого воздуха.

Во ВНИИОМШС проведены исследования влияния различных механических воздействий на свойства цементно-песчаных растворов. Так, активированные растворы оказываются более подвижными, стабильными. При виброактивации повышается удельная поверхность цементов, что приводит к повышению их прочности в 28-суточном возрасте на 20—25%. Более подвижный и стабильный активированный раствор легче вводится в закрепное пространство и крупные трещины, выходящие на породный контур выработки.

Нагнетание тампонажного раствора в закрепное пространство и трещиноватые породы производится поршневыми насосами, развивающими рабочее давление до 15—30 кгс/см² и имеющими производительность до 6—15 м³/ч.

В качестве раствороводов для транспортирования смеси могут служить стальные трубы и резиновые шланги диаметром от 38 до 76 мм. Кондукторы (инъекторы) для тампонажа представляют собой комплект из пробкового крана и двух стальных трубок с резьбой для присоединения запорного крана и раствора-нагнетательного трубопровода. Длина кондуктора принимается такой, чтобы выступающая из устья скважины часть составляла 200÷300 мм. Герметизацию кондуктора в шпуре можно осуществлять с помощью цементного раствора или специальным уплотнителем в виде расширяющейся манжеты.

Технологический процесс ведения работ по тампонажу включает подготовительные работы и непосредственно приготовление и нагнетание тампонажного раствора.

Подготовительные работы заключаются в подготовке участка для тампонажа, чеканке швов и трещин, бурении тампонажных скважин и оборудования их кондукторами. Тампонированию выработок с нарушенной крепью должны предшествовать работы по осмотру крепи и ее ремонту.

Тампонируемые участки отделяются друг от друга с помощью ограждающих перемычек в породе, которые могут возводиться двумя способами. В первом случае на границе участков через 1—1,5 м по периметру выработки бурят скважины в крепи и оборудуют их кондукторами. Через них нагнетают песчано-цементный раствор густой консистенции. При больших зазорах между крепью и породным контуром перемычка возводится послойно за несколько приемов.

Во втором случае перемычки за крепью сооружаются из бетона во время возведения постоянной крепи. При этом по периметру породного контура делается вруб глубиной 0,5 м и шириной 1—1,5 м.

Для предотвращения вытекания тампонажного раствора крепь целесообразно уплотнить нанесением набрызгбетона толщиной 2—3 см на поверхность выработки. Такой метод уплотнения особенно эффективен в выработках закрепленных рамными крепями с затяжкой. В этом случае набрызгбетон наносится на затяжку.

Тампонаж обычно ведут в два этапа. На первом заполняют пустоты закрепного пространства и крупные трещины, а на втором нагнетают цементный раствор в породы зоны неупругих деформаций. Иногда одного тампонажа закрепного пространства оказывается достаточно для прекращения сдвижений массива, поскольку тампонажный раствор может проникать в трещины, выходящие на породный контур и упрочнять прилегающие к выработке породы.

Для производства первого этапа тампонажа по контуру выработок бурят шпуры в боках и в кровле выработки. Если выработка не разбита на тампонажные участки, то расстояние между соседними скважинами по длине выработки принимается равным 4—6 м, причем, скважины в боках и кровле относительно друг друга располагаются в шахматном порядке. Если тампонаж предусмотрен проектом сооружения выработки, кондукторы устанавливаются при возведении постоянной крепи.

Нагнетание тампонажного раствора производится сначала в боковые скважины (желательно сразу в обе стороны) до появления раствора в шпурах, расположенных в кровле. После этого тампонаж ведется через верхние шпуры до достижения давления 1—3 кгс/см² (в зависимости от несущей способности крепи).

Второй этап тампонажа — нагнетание цементного раствора в породы зоны неупругих деформаций. Для этого по периметру выработки в радиальном направлении бурят сеть скважин на глубину, определяемую по формуле (1.18). Число скважин принимается из расчета: одна скважина на 2—5 м² площади стенок выработки. Чем менее трещиноваты подлежащие тампонажу породы, тем более густым должно быть расположение скважин. Число скважин на единицу площади поверхности выработки

можно уточнить после начала проведения тампонажных работ с помощью оценки степени проникновения тампонажного раствора в упрочняемую зону выбуриванием кернов и осмотром контрольных скважин перископическим прибором РВП-456.

Давление нагнетания на втором этапе зависит от проницаемости тампонажного раствора, раскрытия и числа трещин и может колебаться от 2—3 (при наличии крупных трещин и применении жидких растворов) до 10—15 кгс/см² (при неблагоприятных условиях нагнетания). Вначале нагнетание ведется при небольшом давлении для проверки нагнетательного шланга и кондуктора. Когда скважина заполнится раствором, давление начинает постепенно возрастать, и раствор проникает в массив через трещины, пересекаемые скважиной. Если трещины имеют большое раскрытие, то раствор проникает по ним на значительное расстояние без увеличения давления нагнетания, а мелкие трещины не заполняются, либо заполняются частично. В этом случае возможно проникновение раствора в соседние выработки. Тогда нагнетание раствора прекращают, затем, после твердения смеси, скважины разбуривают и производят повторное нагнетание. При очень малой трещиноватости следует увеличить водоцементное отношение или добавить в раствор пластифицирующие добавки.

В США получил распространение способ производства тампонажа без заполнения пустот закрепного пространства. Работы ведутся последовательно, в каждую скважину сразу же после бурения нагнетают раствор (пока он не начнет вытекать, где-либо из породы или не израсходуется его определенный объем), и только после этого бурят следующую скважину. После того как вокруг выработки создается оболочка упрочненных пород, скважины разбуривают и производят окончательный тампонаж на проектную глубину. При такой технологии работ получается большая экономия цемента.

Работы по улучшению пород тампонажем необходимо производить силами специализированных участков или бригад.

Тампонаж (цементация) пород при строительстве туннелей и камер имеет определенную специфику. Различают два вида цементации — заполнительную и укрепительную. Первую применяют в туннелях любого назначения, вторую — преимущественно в гидротехнических подземных сооружениях.

Заполнительная цементация выполняется для всех типов сборных и монолитных постоянных крепей (кроме крепи из набрызгбетона и монолитно-прессованного бетона) туннелей и камер. Производится она с целью заполнения крупных трещин в породе в непосредственной близости к контуру и зазоров между крепью и породой, а также для создания плотного и непрерывного контакта, обеспечивающего равномерную передачу нагрузок (от породы на крепь и от крепи на породу) и совместность работы породы и крепи.

Цементация осуществляется по скважинам, пробуриваемым через крепь туннеля в породу на глубину до 40 см. Для монолитных крепей цементация ведется в пределах свода, при сборных крепях — по всему периметру.

Примерная схема расположения скважин показана на рис. 5. В каждом ряду располагается от 2 до 5 скважин в зависимости от диаметра туннеля. В местах вывалов глубиной более 1 м принимается одна скважина на 3 м². Скважины чередуются, цементация на выделенном участке ведется в две очереди. Нагнетание в ряду ведется в одну скважину до появления раствора в соседней. Давление нагнетания — 2—4 кгс/см² в скважинах I очереди и 3—7 кгс/см² в скважинах II очереди, а в напорных гидротехнических туннелях давление в 1,5—2 раза выше.

Состав цементно-песчаного раствора по весовому отношению цемента, песка и воды в зависимости от размеров пустот составляет от 1:0:0,4 до 1:3:2. Составы должны быть по возможности наибольшей густоты, обладая при этом хорошей подвижностью. Прочность на сжатие цементно-песчаного раствора для туннелей не должна быть ниже 15 кгс/см², а для напорных туннелей (в перерасчете) не ниже 1/1000 модуля упругости породы в кгс/см². Как показал опыт, применение цементации для закачивания в полости высотой более 0,5 м и длиной более 3 м приводит к расслоению цементно-песчаного камня. Такие полости, образуемые при проходке туннеля вследствие вывалов породы, должны заполняться бетоном до начала цементационных работ.

Контроль качества заполнительной цементации ведется из самостоятельных скважин, пробуриваемых в основном в кровле свода (не менее 10% от общего числа скважин). В контрольные скважины подается раствор цемента с водой. Цементация

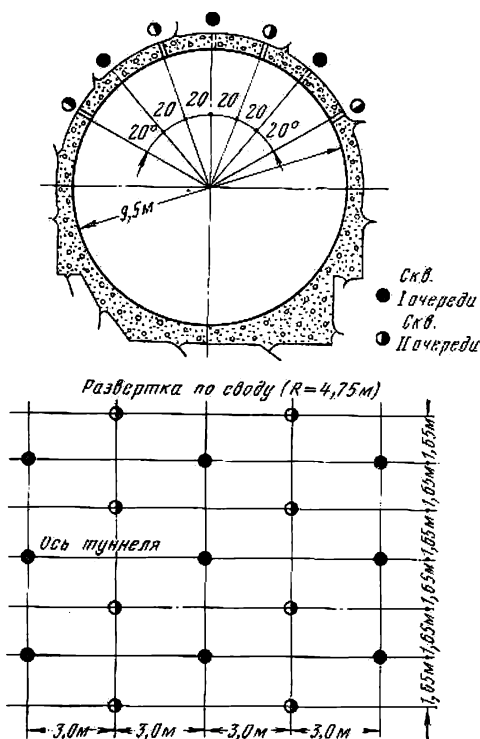


РИС. 5. Расположение скважин при заполнительной цементации туннеля

считается удовлетворительной, если скважина поглощает раствор не более 2 л/мин при давлении 4 кгс/см².

Укрепительная цементация породы проводится в целях: консолидации или противофильтрационного уплотнения пород массива вокруг напорного гидротехнического туннеля в зоне заданной глубины инъекции; при этом должно быть достигнуто увеличение устойчивости заполнителя трещин в массиве для исключения возможности его выноса фильтрационным потоком. В результате такого уплотнения уменьшаются фильтрационные потери воды через крепь в породе, а также падает гидростатическое давление подземных вод на монолитную крепь, уменьшается агрессивное воздействие подземных вод на материал крепи;

повышения прочностных и деформативных характеристик скального массива вокруг туннеля в зоне заданной глубины с целью передачи большей части внутреннего давления на окружающую породу, при этом, как правило, уменьшается степень анизотропности пород за крепью и повышается коэффициент постели. Это положение приводит к уменьшению толщины монолитной крепи.

Укрепительная цементация осуществляется при наличии в породе трещин раскрытием не менее 0,15 мм (с различными добавками до 0,1 мм) и при удельном водопоглощении пород более 0,01 л/мин. Малоэффективна цементация при больших скоростях фильтрации (порядка 600 м/сут).

Глубина зоны укрепительной цементации в напорных гидротехнических туннелях определяется расчетом, исходя из следующих предпосылок. Считается, что после заполнения туннеля водой при расчетном напоре в крепи и породе возникнут радиальные трещины. Глубина распространения трещин определяется по расчету (сравнения напряжения в породе от суммарного действия собственного веса породы и давления воды с расчетным сопротивлением породы растяжению), а глубина зоны укрепительной цементации должна на 2—4 м превышать глубину трещинообразования в зависимости от коэффициента фильтрации зацементированной породы и градиента напора в ней.

Обычно глубина зоны цементации оказывается равной 0,6—0,8 внутреннего диаметра туннеля, а давление цементации равно от 1,5 до 2 p , где p — внутренний напор воды в туннеле.

Цементационные работы в гидротехнических туннелях достаточно сложны и дороги. Опыт применения укрепительной цементации породы рассмотрим на примере напорного туннеля Ингури ГЭС с уникальными параметрами. Туннель кругового очертания имеет диаметр в свету 9,5 м общей длиной 14,8 км: проходит в основном в известняках средней крепости. Внутренний напор воды в туннеле 165 м вод. ст. (рис. 6).

На длине 11,3 км принята бетонная монолитная крепь толщиной 0,5 м (тип I), породы характеризуются модулем деформации, равным $E = (65 \div 100) \cdot 10^3$ кгс/см²; на длине около 3 км применяется крепь из монолитного железобетона толщиной 0,5—0,8 м в породах с модулем деформации $E = (20 \div 50) \cdot 10^3$ кгс/см². На длине 0,4 км в породах с $E < 20 \cdot 10^3$ кгс/см² запроектирована бетонная крепь с внутренней стальной оболочкой.

По всей длине туннеля предусмотрена укрепительная цементация породы, причем с начала его сооружения было при-

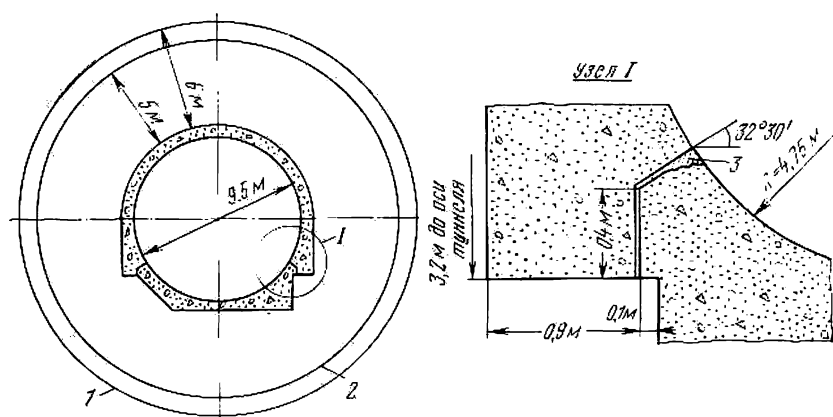


РИС. 6. Сечение туннеля Ингури ГЭС:

1 — границы скважин цементации I и II очереди; 2 — границы скважин цементации III очереди; 3 — заделка торкретом

нято, что цементация вокруг монолитных бетонных и железобетонных крепей позволит увеличить модуль деформации породы примерно в 1,3—1,5 раза.

Кроме того, предполагалось, что укрепительная цементация породы снизит ее водопроницаемость, и утечки воды из туннеля окажутся в нормативных пределах (порядка 3 м³/с на весь туннель при максимальном расчетном расходе 450 м³/с).

Заданные параметры крепи необходимо было обосновать экспериментально. Для этой цели неподалеку от трассы туннеля на глубине 80 м был проведен опытный штрек длиной 20 м, диаметром 5 м, в известняках с межпластовыми и несколькими тектоническими трещинами, заполненными глинистым материалом. В районе пробки пробуривали дренажные скважины. Крепь монолитная бетонная марки 200 толщиной 0,3 м.

Цементацию породы вели в несколько стадий. Вначале делали заполнительную цементацию, затем в три очереди — укрепительную цементацию. Зона цементации I очереди имела

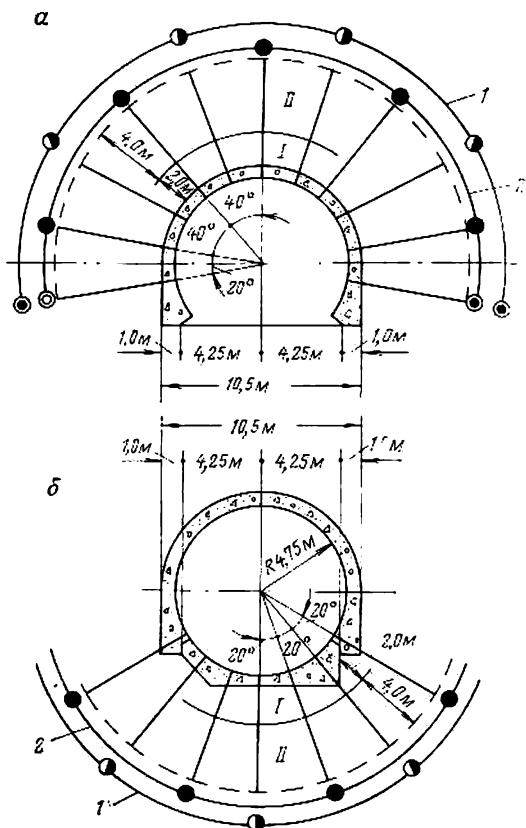
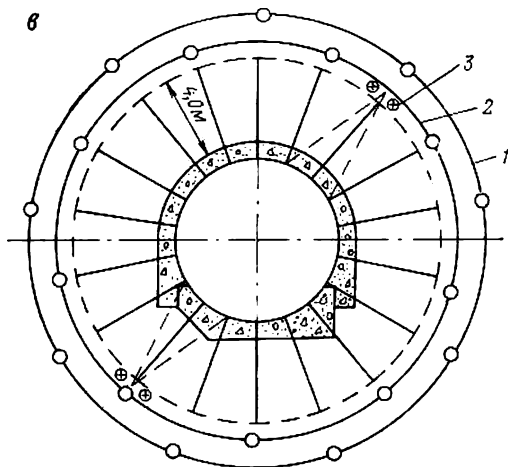


РИС. 7. Развертка туннеля со скважинами
а — цементация I и II очередей в своде; б — то же
жидн в плане; 1 — скважины четных рядов; 2 — сква-
жины

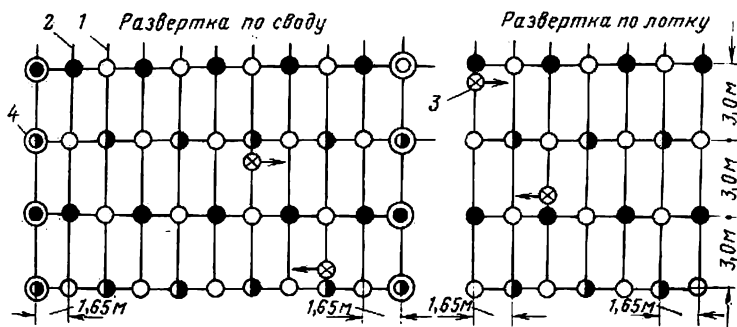
глубину 2,5 м, II очереди — 6 м и, наконец, III очереди — 3 м. Цементацию на I очереди вели при давлении до 10 кгс/см², на II — 20 кгс/см² и на III очереди — 3 кгс/см².

До и после каждой очереди в скважинах определяли удельное водопоглощение. Если до начала цементации удельное водопоглощение составляло $q=0,24$ л/мин, то после I очереди оно снизилось до 0,027 л/мин, после II очереди до 0,017 л/мин, а после III очереди до 0,005 л/мин.

Давление внутри штрека создавали водой и доводили его до 20 кгс/см². Разрыв крепи произошел при 7 кгс/см². После всех трех очередей цементации величина утечек из штрека снизилась от 6,1 л/с на 1000 м² внутренней поверхности крепи (при 1 кгс/см²) до $q=0,3$ л/с=0,005 л/мин. Это свидетельствовало



2



цементации (по очередям):

в лотке; $\bullet$ — цементация скважин III очереди; $\circ$ — схема расположения скважины нечетных рядов; 3 — пересекающиеся скважины; 4 — контрольные сква-

о хороших гидроизоляционных свойствах конструкции туннеля и соответствовало эквивалентному значению коэффициента фильтрации в зацементированной породе порядка $K_{\phi} = 0,01$ м/сут. Фильтрационные потери снизились в среднем в 50 раз по сравнению с потерями до укрепительной цементации, но при наличии бетонной крепи с одной заполнительной инъекцией.

Сопоставления величин деформаций и перемещений породы до и после цементации позволило установить, что наиболее эффективна укрепительная цементация при омоноличивании породы в направлении нормальном к пластам слоистых известняков. Здесь модуль деформации породы после цементации вырос с $(40 \div 50) \cdot 10^3$ кгс/см² до $180 \cdot 10^3$ кгс/см² (т. е. в 3,5 раза),

вдоль напластования произошло увеличение в 1,7 раза с $90 \cdot 10^3$ до $150 \cdot 10^3$ кгс/см². Коэффициент анизотропии снизился с 2 до 1,2.

Таким образом, исследования в опытном штреке полностью подтвердили предварительные проектные предположения и были учтены на стадии составления рабочих чертежей.

Из окопчатального проекта рассмотрим только крепь тип I, т. е. бетонную крепь толщиной 0,5 м с укрепительной цементацией породы. Цементация выполняется в три очереди (рис. 7).

Скважины I очереди бурят в нечетных створах через 6 м вдоль туннеля по девять скважин в сечении. Глубина скважин по расчету равна 6,5 м от внутренней поверхности туннеля. Скважины II очереди бурят в четных створах через 6 м вдоль туннеля в шахматном порядке по отношению к скважинам I очереди. Глубина скважины II очереди также 6,5 м от внутренней поверхности крепи. Скважины III очереди бурят в шахматном порядке между скважинами I и II очереди в каждом створе. Глубина скважины III очереди составляла 4,5 м от внутренней поверхности крепи.

На 1 м туннеля пробуривали около 40 м скважин. В целом по туннелю необходимо было пробурить и зацементировать примерно 600 км скважин. Стоимость 1 км цементаций составляла 24 тыс. руб.

Скважины I и II очереди цементируются в два приема.

Вначале скважины бурят на глубину 3,5 м от внутренней поверхности и цементируют при давлении 7 кгс/см² для скважин I очереди и 15 кгс/см² для скважин II очереди, затем скважина добурируется на расчетную глубину 6,5 м от внутренней поверхности и цементируется при конечном давлении 20 кгс/см² для скважин I очереди и 30 кгс/см² для скважин II очереди.

Скважины III очереди бурят сразу на всю глубину 4,5 м от внутренней поверхности и цементируют в один прием при давлении 35—40 кгс/см².

При цементации первой зоны скважин I и II очереди тампон разжимается в бетоне крепи, т. е. в устье скважины; в остальных случаях тампон устанавливают на контакте бетона с породой. Цементация раствора начинается при $B : Ц = 10$ с постепенным понижением этого показателя до $B : Ц = 0,4$.

Контроль качества укрепительной цементации на водопоглощение осуществляется путем гидравлического опробования контрольных скважин, количество которых равно 10% от общего числа цементационных скважин.

Контрольные скважины бурятся на ту же глубину, что и скважины III очереди, гидравлически опробуются и цементируются в одну зону при давлении 25 кгс/см².

Качество укрепительной цементации считается удовлетворительным по водопоглощению, если контрольная скважина показывает удельное водопоглощение не более 0,01 л/мин.

После завершения цементационных работ и оценки водопоглощения зацементированной породы величина модуля деформации породы в массиве вокруг туннеля определялась методом ультразвукового профилирования.

В случае, если величины модулей деформации породы вдоль скважины в каждом створе имеют значительные различия или выявлены участки ослабленных мест, то оценка несущей способности крепи определяется расчетом (по схеме многослойного кольца или методом конечных элементов). При этом по расчету от действия внутреннего напора воды находится величина раскрытия трещины в крепи и глубина распространения трещин в породе. Величина раскрытия трещин сопоставляется с допускаемой [79]. Принято, что глубина распространения трещин в зацементированной породе не должна превышать 3,5 м от внутренней поверхности крепи с тем, чтобы фильтрация из туннеля не была чрезмерной.

ГЛАВА 4

КОНСТРУКЦИИ КРЕПИ

4.1. МАТЕРИАЛ КРЕПИ

Металл для крепления выработок начали применять еще в середине прошлого столетия, когда появились первые прокатные цехи.

В настоящее время металлическая крепь находит наиболее широкое применение в угольной и горнорудной промышленности, используется в слабых породах при креплении туннелей различного назначения. Это объясняется особенными качествами этого материала: высокой несущей способностью, возможностью повторного использования, хорошей транспортабельностью, широким диапазоном конструктивных возможностей. Металлическая крепь может претерпевать значительные пластические деформации без потери несущей способности. Область пластической работы стали в стадии текучести и упрочнения очень велика; она примерно в 200 раз выше области упругой работы и представляет собой большой резерв прочности стальных конструкций [20]. Поэтому деформация крепи протекает во времени без опасности внезапного разрушения, в связи с чем металлическая крепь одна из наиболее безопасных. Деформированные конструкции сравнительно просто поддаются ремонту и замене отдельных элементов крепи, не подлежащих восстановлению.

Как правило, металлическую крепь применяют в виде отдельных рам, устанавливаемых в выработке на расстоянии от 0,3 до 1,3 м. Промежутки между рамами в целях безопасности перекрывают специальными межрамными ограждениями, существенно повышающими трудоемкость возведения крепи и сдерживающими механизацию процесса крепления. Сплошная металлическая крепь, применяющаяся в основном в туннелестроении, имеет высокую стоимость и используется преимущественно в сложных горнотехнических условиях.

Существенно снижает эффективность использования металла для крепления выработок его высокая чувствительность к коррозии. Агрессивные шахтные и подземные воды, влагонасыщенная среда, в которой работает крепь, наличие блуждающих токов, а также интенсивный обмен воздуха в выработке способствуют окислительным процессам в металле и относительно

быстро (в течение 5—20 лет) выводят металлическую крепь из строя. Этим объясняется ограниченный объем применения металлической крепи в качестве постоянной конструкции в туннелях и других долгосрочных горных выработках.

Рамные крепи создают высокие аэродинамические сопротивления вентиляционной струе и повышают общешахтную депрессию. Это обстоятельство снижает эффективность применения крепи в выработках с большими вентиляционными потоками.

Для изготовления кольцевой тубинговой крепи чаще всего используют серый и высокопрочный чугун. Преимущество чугунной тубинговой крепи по сравнению со стальной рамной заключается главным образом в долговечности, вследствие повышенной стойкости против коррозии.

Для борьбы с коррозией металла в подземном строительстве применяют различные неметаллические противокоррозионные покрытия потому, что металлические защитные покрытия (лужение, цинкование, никелирование и др.) стоят дорого и требуют сложной технологии при нанесении их на металл.

К неметаллическим покрытиям относятся различные масляно-битумные лаки и смазки. Эти покрытия обладают удовлетворительными антикоррозионными свойствами и просты в применении, но имеют невысокую прочность. Поэтому для получения ожидаемого эффекта покрытие необходимо через каждые один-два года восстанавливать. Наиболее часто применяют следующие антикоррозионные покрытия.

Масляно-битумный лак состоит из 20% асфальта, 30% канифоли и 50% льняного масла.

Кузбасский лак содержит 45% каменноугольного пека, 40% бензола и 15% антраценового масла.

Битум марки IV наносится на металл в расплавленном виде при температуре 160—170° слоем толщиной 1,2—1,5 см. Перед нанесением рекомендуется производить грунтовку металла составом из битума, растворенного в бензине (1 часть битума и 2,25 части бензина).

Антикоррозионные смазки лаборатории завода им. И. А. Лихачева (смазки А и Б) состоят из авиамасла (87—90%), стеарата алюминия (3,5%), церидита (5%) и парафина (4,5%). Наносятся на металл при температуре 120°.

Прочностные и деформационные свойства углеродистых сталей, применяющихся для крепи горных выработок, характеризуются известной диаграммой растяжения, на которой можно отметить характерные точки: предел пропорциональности $\sigma_{пр}$, ограничивающий упругую работу стали; предел текучести σ_t на площадке текучести, характеризующий пластическую работу; предел прочности или временное сопротивление $\sigma_{вр}$, характеризующий предельную нагрузку, воспринимаемую образцом материала, а также предельная относительная деформация или

удлинение при разрыве δ . За площадкой текучести находится область упрочнения.

Обязательным условием эффективного применения металлической крепи в горных выработках является возможность ее повторного использования после относительного несложного восстановления. Для этого металл, из которого изготавливается крепежный прокат, в процессе деформации должен обладать известной пластичностью и не допускать хрупкого разрушения. Пластичность металла оценивается относительным удлинением. Многолетний опыт применения металлической крепи в угольной и горнорудной промышленности позволил установить, что при

Т а б л и ц а 7

Сталь	Марка стали	Предел текучести (не менее) σ_T , кгс/мм ²	Предел прочности (не менее) $\sigma_{ар}$, кгс/мм ²	Относительное удлинение (не менее), %	
				δ_2	δ_5
Углеродистая обыкновенного качества	Ст. 3	24	38—47	21	25
	Ст. 4	26	42—52	19	23
	Ст. 5	28	50—62	15	19
Низколегированная для крепи выработок	20Г2АФпс	58	75	18	22,6
	23ГАХпс	48	71	17	21,0

изготовлении и восстановлении крепи с помощью штампов или вальцовки в холодном состоянии металл должен обладать относительным удлинением $\delta_5 \geq 19\%$.

В туннелях и камерных выработках повторное использование металлической крепи практикуют лишь в особых случаях. Это вызвано тем обстоятельством, что обычно металлические арки устанавливают в породах ниже средней крепости и слабых. Металлическая крепь оказывается нагруженной и извлечение ее при больших размерах выработки для повторного использования весьма опасно. Поэтому обычно в этих условиях крепи оставляют в качестве постоянных конструкций или используют как жесткую арматуру в монолитной бетонной крепи (металлобетонная крепь).

Для металлической крепи применяют углеродистую сталь, изготавливаемую в виде проката. Обычно для этих целей применяют сталь обыкновенного качества, предусмотренную ГОСТ 380—71. Механические свойства этих сталей приведены в табл. 7.

Относительно низкое значение предела текучести сталей обыкновенного качества приводит к большой массе крепи. Так, верхняя арочной крепи сечением 15,5 м², изготовленный из спецпрофиля СВП-27, имеет массу 130 кг. Более прочные угле-

родистые стали обыкновенного качества применяться не могут, так как обладают малой пластичностью: Ст. 5 уже имеет предельно допустимое в крепи значение $\delta_5 = 19\%$.

Низколегированные стали более дорогие и их использование в шахтной крепи должно быть обосновано экономическими соображениями.

Как показали исследования [44], экономически эффективная низколегированная сталь должна удовлетворять следующим требованиям:

иметь пластичность, обеспечивающую такой же процент повторного использования крепи, как при применении Ст. 5;

превышение прочности новой стали по отношению к Ст. 5 должно обеспечивать переход с более тяжелых типоразмеров профилей СВП на соседние в параметрическом ряду более легкие типоразмеры;

превышение стоимости низколегированной стали по отношению к применяемой углеродистой стали должно компенсироваться снижением массы крепи.

Исследования показали, что обеспечить прочностные требования может низколегированная сталь с пределом текучести не менее 45 кгс/мм^2 .

ДонУГИ совместно с институтами ИЧМ и ЦНИИЧМ созданы специальные стали для крепи горных выработок 20Г2АФпс и 23ГАХпс (см. табл. 7), удовлетворяющие перечисленным требованиям. Высокие механические свойства этих сталей достигаются путем нитридного упрочнения, т. е. в сталь вводятся азот и нитридообразующие элементы — ванадий в стали 20Г2АФпс и хром в стали 23ГАХпс.

При промышленном применении арочной крепи из стали 20Г2АФпс снижение расхода спецпрофиля составило в среднем 19% , при применении стали 23ГАХпс — 14% .

При изготовлении крепи горных выработок применяют прокат различного профиля. Наиболее широко используют желобчатый спецпрофиль (рис. 8) разработанный специально как крепежный прокат. При такой форме проката легче, чем в других профилях, осуществляется восстановление звеньев крепи для повторного использования, обеспечивается стабильная и надежная работа ее податливых узлов.

Кроме специального профиля в горных выработках в небольших объемах для изготовления металлических крепей применяют двутавры, рельсы и реже швеллеры. Общая характеристика крепежного проката приведена в табл. 8.

Иногда при изготовлении крепи отдается предпочтение двутавровой балке перед спецпрофилем в связи с тем, что при одинаковой площади сечения момент сопротивления по оси x у двутавра вдвое больше, чем у спецпрофиля, следовательно, несущая способность крепи из двутавра будет почти вдвое больше, чем изготовленной из спецпрофиля.

Профиль проката	Площадь поперечного сечения F , см^2	Вес 1 м G , кгс	Момент инерции, см^4		Момент сопротивления, см^3		Коэффициент использования несущей способности сечения, $\text{см}^3/\text{кгс}$		
			I_x	I_y	W_x	W_y	W_x/W_y	$\frac{W_x}{G}$	$\frac{W_y}{G}$
Взаимозаменяемый спец-профиль:									
СВП-14	18,72	14,7	184	282,3	40,7	46,1	0,88	2,77	3,14
СВП-17	21,73	17,06	243,4	382,3	50,3	57,9	0,87	2,95	3,39
СВП-19	22,44	19,2	322,8	464,0	61,3	67,0	0,91	3,40	3,48
СВП-22	27,91	21,9	428,6	556,3	74,8	77,8	0,96	3,41	3,55
СВП-27	34,4	27,0	639,03	763,1	100,2	101,5	0,99	3,71	3,62
Парный спецпрофиль:									
18А	22,93	18,0	168,1	398,9	42,9	62,3	0,69	2,38	3,46
18Б	23,06	18,1	216,5	335,3	50,8	52,4	0,97	2,81	2,9
28А	36,71	28,8	533,3	788,8	94,3	105,5	0,9	3,27	3,63
28Б	35,8	28,1	584,8	675,6	102,2	89,5	1,14	3,64	3,19
Балки двутавровые:									
№ 12	14,7	11,5	350	27,9	58,4	8,72	6,7	5,1	0,76
№ 16	20,2	15,9	873	58,6	109	14,5	7,50	6,8	0,91
№ 20	26,8	21,0	1840	115	184	23,1	8,00	8,8	1,10
№ 20а	28,9	22,7	2030	155	203	28,2	7,20	9,0	1,24
№ 22	30,6	24,0	2550	157	232	28,6	8,14	9,7	1,19
№ 22а	32,8	25,8	2790	206	254	34,3	7,64	9,9	1,33
№ 24	34,8	27,3	3460	198	289	34,5	8,40	10,6	1,26
№ 24а	37,5	29,4	3800	260	317	41,6	7,64	10,7	1,42
№ 27	40,2	31,5	5010	260	371	41,5	8,95	11,8	1,32
№ 27а	43,2	33,9	5500	337	401	50,0	8,02	11,8	1,47

Однако специфические условия работы крепи заключаются в неопределенности задания нагрузки. В процессе работы крепи нагрузка чаще всего оказывается косонаправленной. В этих условиях наиболее рациональным является желобчатый спецпрофиль, имеющий одинаковые моменты сопротивления относительно обеих осей.

Двутавр имеет резко различные моменты сопротивления относительно осей X и Y . Поэтому крепь, изготовленная из двутавра, способна нести нагрузку большую, чем крепь из спецпрофиля только при строго нормальном приложении нагрузки

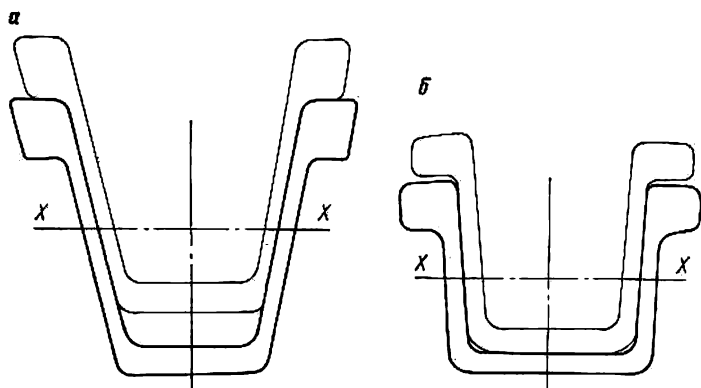


РИС. 8. Специальные профили проката, применяемые в крепи горных выработок:

a — взаимозаменяемые профили СВП; $б$ — парные профили СП

к полке двутавра. В шахтных условиях такой идеальный случай маловероятен. Между тем, достаточно небольшого перекаса или эксцентриситета при приложении нагрузки, как арка из двутавра резко теряет несущую способность и устойчивость.

Кроме того, при изгибе двутавра в арку в процессе изготовления конструкции, из-за его большой высоты в крайних волокнах возникают весьма высокие напряжения. Естественно, что такая арка теряет, а иногда полностью исчерпывает свою несущую способность еще до начала работы в горной выработке. В местах перенапряжений образуются области пластических шарниров. При малых радиусах изгиба заводские дефекты и перенапряжения искажают форму крепи до ее установки в выработку. Из двутавра, как правило, изготавливают конструкции крепи, работающие в жестком режиме. Спецпрофиль дает возможность изготовить крепь, работающую как в жестком, так и в податливом режиме. Следует также иметь в виду, что спецпрофиль, согласно ГОСТ 18662—73, изготавливается из Ст. 5, а двутавр и рельсы из менее прочной Ст. 3 [14, 25].

Как показывают подсчеты, для жесткой арочной крепи весьма целесообразным оказывается применение широкополочных двутавров, изготовленных из низколегированных сталей (марки 14 Г2, 09 Г2С и др.), позволяющих повысить устойчивость крепи и снизить ее металлоемкость.

При необходимости создания крепи повышенной несущей способности иногда спаривают двутавр, изготавливая единую составную балку коробчатой формы. При этом момент сопротивления спаренного профиля относительно оси Y резко возрастает, приближаясь по величине к моменту сопротивления относительно оси X .

4.2. АРОЧНАЯ И КОЛЬЦЕВАЯ ПОДАТЛИВАЯ КРЕПЬ

Металлическая арочная податливая крепь из специального профиля — универсальна. Она применяется в большом диапазоне горнотехнических условий для крепления выработок различного назначения. Этому способствует ряд преимуществ конструкции. Прежде всего крепь обеспечивает податливый режим работы, возможность повторного использования для крепления выработок и имеет сравнительно невысокую стоимость. Крепь надежно охраняет выработку в различных горно-геологических условиях и может претерпевать без разрушения значительные деформации. Немаловажное значение имеет относительно несложная технология ее производства. Возведение крепи в выработках не представляет особую трудность и не требует громоздких механизмов. Податливые арки устанавливаются в выработке на расстоянии 0,5—1,3 м одна от другой.

Известно много разновидностей металлической крепи, отличающихся формой и размерами поперечного сечения, профилем проката, способом соединения отдельных элементов, возможной податливостью, конструкцией опорных башмаков на стойках, типом межрамного ограждения и другими признаками. Наиболее распространена арочная податливая крепь. Ее основными преимуществами являются: форма, близкая к очертанию свода естественного равновесия; достаточно большая податливость и возможность управления смещением крепи, а, следовательно, и горным давлением; относительно небольшая разница между площадью сечения выработки в свету и вчерне. В угольной и горнорудной промышленности широкое распространение получила арочная трех- и пятизвенная податливая крепь АП-3 и АП-5 (рис. 9).

В типовом проекте разработано семь размеров крепи сечением в свету (до осадки) от 6,4 до 17,2 м². Ее параметры приведены в табл. 9.

Для изготовления крепи применяют специальный взаимозаменяемый профиль СВП-17 и СВП-27. Крепь состоит из верхняка и двух стоек, соединяемых между собой скобами и план-

ками. Соединение соседних арок производится междурамными стяжками из уголка. Для увеличения площади опоры крепи во внутрь нижнего конца стоек ввариваются диафрагмы из спецпрофиля или предусматривается установка специальных опорных башмаков.

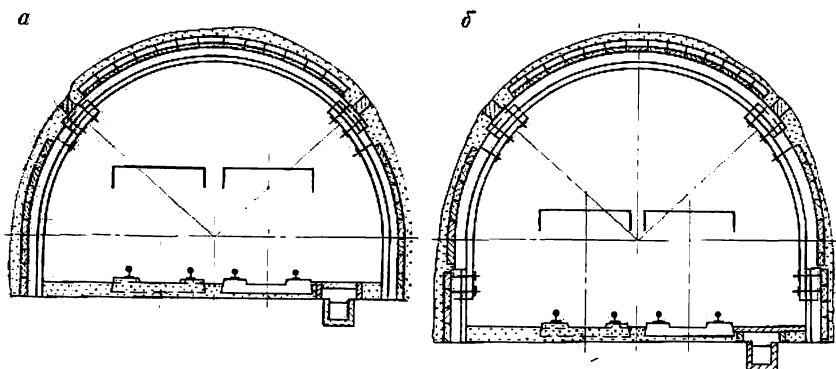


РИС. 9. Типовая арочная податливая крепь из спецпрофиля

а — трехзвенная; б — пятизвенная

Все элементы крепи унифицированы с учетом уменьшения числа их типоразмеров и радиусов изгиба. В крепи используются четыре типоразмера стоек и семь типоразмеров верхняков, охватывающих семь различных пролетов горизонтальных и два пролета наклонных выработок. В конструкции применяется семь радиусов изгиба стоек и верхняков.

Таблица 9

Параметры	Типоразмеры крепи						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Площадь сечения в свету, м ² :							
до осадки	6,4	7,3	8,5	10,3	12,8	14,4	17,2
после осадки	5,2	6,0	7,1	8,8	11,2	12,7	15,3
в проходке	8,4	9,4	11,0	13,1	16,0	17,9	20,9
Ширина в свету на уровне подвижного состава, мм	2200	2400	2820	3440	4060	4510	—
Ширина на уровне почвы, мм	2870	3180	3450	4070	4630	5070	5290
Высота в свету, мм	2190	2260	2510	2630	2940	3050	—
Радиус стоек, мм	1650	1650	2110	2110	2620	2620	2740
Радиус верхняков, мм	1450	1650	1650	2110	2320	2620	2740
Расход железобетонной стяжки, м ³ /м	0,30	0,32	0,36	0,38	0,46	0,51	0,55
Масса арки, кг	160	166	224	239	311	322	346
Тип спецпрофиля	СВП-17		СВП-22		СВП-27		

Для крепления выработок, расположенных в зоне влияния очистных работ, при смещении пород на величину более 300 мм разработана пятизвенная крепь АП-5. В этой крепи используются элементы крепи АП-3 и добавляются прямолинейные стойки длиной 600, 800 и 1000 мм, обеспечивающие дополнительную податливость крепи в стойках на величину 200, 400 и 600 мм.

Наиболее ответственным узлом арочной податливой крепи является конструкция соединения верхняка со стойками, от работы которого в значительной степени зависит устойчивость и характеристика податливости крепи, срок ее службы и эффективность применения в данных горно-геологических условиях. В существующей крепи соединение стоек с верхняком осуществляется при помощи двух хомутов и соединительных планок (рис. 10, а). Усилие трения в замке обеспечивается путем затягивания гаек на хомутах.

Основным недостатком указанного соединения является то, что в процессе работы крепи под нагрузкой происходит изгиб соединительных планок, перекося и деформация хомутов в месте резьбы. Одновременно с прогибом планок в соединении образуются «зевы», происходит заклинивание замков и обрыв соединительных хомутов. Конструкция крепи в этом случае не работает в податливом режиме и деформируется.

Несколько лучшую характеристику имеет конструкция замка, которая применяется при расположении спецпрофиля крепи днищем в сторону пород. В этом замковом соединении не происходит прогиба планок, что позволяет при необходимости изменять усилия затягивания хомутов, однако и здесь при больших смещениях крепи часто происходит их перекося и обрыв.

ДонУГИ предложено несколько конструкций замков для соединения элементов крепи из спецпрофиля, в которых соединительные скобы (рис. 10, б) или специальные болты (рис. 10, в) расположены под углом к продольной оси спецпрофиля. Благодаря такому расположению перекося хомутов не происходит, что существенно улучшает устойчивость крепи и создает нормальные условия для ее работы в податливом режиме.

Эффективность применения металлической арочной крепи в значительной степени зависит от ее контакта с боковыми породами и качества работ по креплению. Надежный контакт крепи с породами достигается:

максимальным приближением контура выработки в проходке к контуру крепи за счет более точного оконтуривания сечения (контурное взрывание, проведение выработки комбайном);

тщательной забутовкой закрепного пространства по всему периметру выработки;

расклинкой арок в двух точках верхняка на расстоянии $1/3 \div 1/4$ пролета, что обеспечивает заданный режим загрузки-

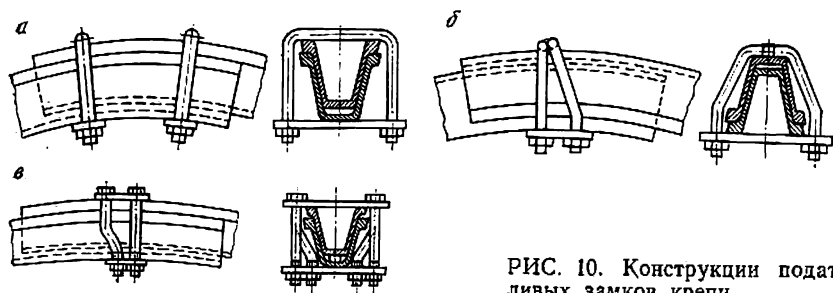


РИС. 10. Конструкции податливых замков крепи

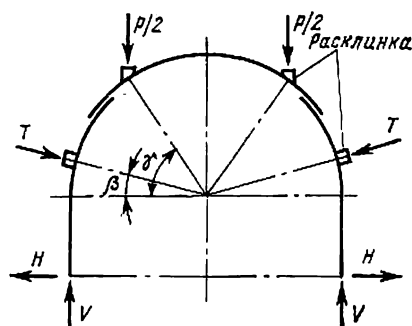


РИС. 11. Схема к расчету арочной крепи

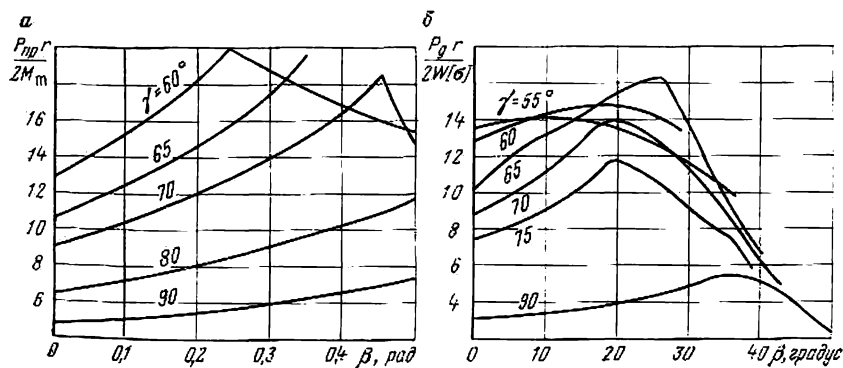


РИС. 12. Зависимость грузонесущей способности крепи от параметров расклинки:

а — по условию предельной нагрузки; б — по условию допустимой нагрузки

ния конструкции при вертикальной податливости до 300—350 мм.

Практика показывает, что последнее имеет особо важное значение для устойчивости крепи. В большинстве случаев, когда вопросу расклинки крепи не уделяется должного внимания, нагрузка от смещающихся пород передается на среднюю часть верхняка, что вызывает его прогиб еще до начала работы в податливом режиме. Соблюдение основных требований при установке металлической крепи [60] обеспечивает ее устойчивость в течение всего срока эксплуатации в основных выработках.

Существующие традиционные методы расчета арочной крепи — сложны, громоздки и основаны на расчетных схемах, недостаточно отражающих истинный механизм загрузки конструкции.

В работе [45] изложена инженерная методика расчета арочной металлической крепи, учитывающая реальное приложение нагрузки и позволяющая определять оптимальные места расклинки (рис. 11).

Результаты исследования представлены в виде графиков зависимостей безразмерных отношений $\frac{P_{пр}r}{2M_T}$ и $\frac{P_d r}{2W [\sigma]}$ от параметров расклинки β и γ (рис. 12), т. е.

$$\frac{P_{пр}r}{2M_T} = f_1(\beta, \gamma); \quad (2.1)$$

$$\frac{P_d r}{2W [\sigma]} = f_2(\beta, \gamma), \quad (2.2)$$

где β, γ — угловые параметры расклинки крепи; $P_{пр}, P_d$ — предельная и допустимая нагрузка на крепь; r — радиус кривизны верхняков крепи; W — момент сопротивления сечения спецпрофиля; $[\sigma]$ — расчетное напряжение для материала крепи; M_T — изгибающий момент в пластическом шарнире крепи;

$$M_T = (S_1 + S_2) \sigma_T;$$

σ_T — напряжение текучести для материала крепи; S_1, S_2 — статические моменты верхней и нижней половины сечения профиля относительно оси, перпендикулярной плоскости.

Значения статического момента $S_x = S_1 + S_2$ для параметрического ряда спецпрофилей СВП, широко применяющегося в крепи горных выработок, приведены в табл. 10.

Рассмотрим пример расчета крепи по указанной методике. Пусть требуется рассчитать предельную и допустимую нагрузку на крепь сечением в свету 12,7 м², изготовленную из спецпрофиля СВП-27. Радиус изгиба крепи в своде $r = 262$ см, момент сопротивления сечения профиля $W = 100,2$ см³, статический момент $S_1 + S_2 = 137$ см³, предел текучести $\sigma_T = 2,8$ тс/см² и расчет-

ное напряжение для материала крепи $[\sigma]=1,85$ тс/см². Рас-
 клинка крепи производится под углами $\beta=0^\circ$ и $\gamma=60^\circ$.

Определяем изгибающий момент в пластическом шарнире
 крепи

$$M_T = \sigma_T (S_1 + S_2) = 383 \text{ тс} \cdot \text{см}.$$

Из графиков на рис. 12 находим, что при заданных парамет-
 рах β и γ значения безразмерных отношений $\frac{P_{пр}r}{2M_T}$ и $\frac{P_d r}{2W [\sigma]}$
 будут соответственно равны 13 и 12,5.

Т а б л и ц а 10

Спецпрофиль	Предел текучести σ_T , кгс/мм ²	Временное сопро- тивление $\sigma_{вр}$, кгс/мм ²	Статический момент S_x , см ³
СВП-14	35	55	56
СВП-17	35	55	72
СВП-22	35	55	94
СВП-27	35	55	137

Следовательно, предельная и допустимая нагрузка на крепь
 составит

$$P_{пр} = 13 \frac{2M_T}{r} = 37 \text{ тс};$$

$$P_d = 12,5 \frac{2W [\sigma]}{r} = 18 \text{ тс}.$$

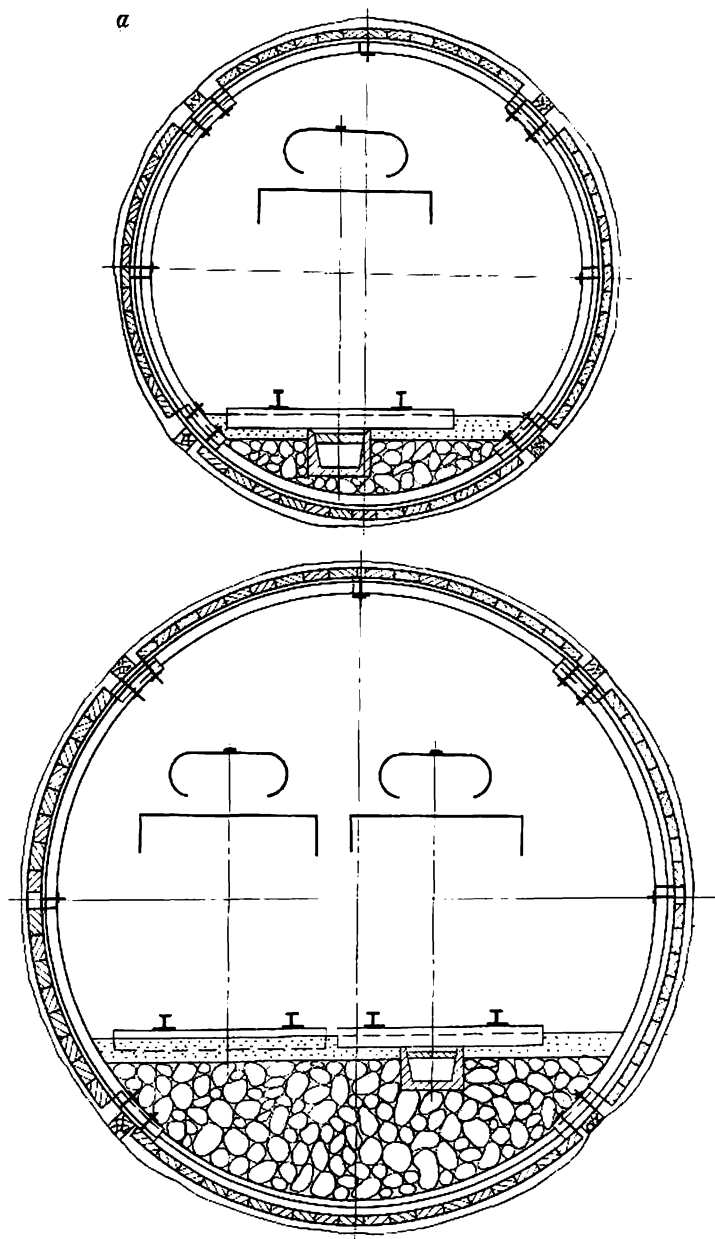
Для расчета плотности крепи при расклинке арок в двух
 точках на расстоянии 1/3—1/4 пролета и забутовке в боках не-
 сущая способность одной арки в зависимости от типа спецпро-
 филя принимается в пределах 14—35 тс (табл. 11).

Т а б л и ц а 11

Применяемый спецпрофиль	Несущая способность крепи (тс) при режиме работы	
	податливым	жестком
СВП-17	14—15	26
СВП-19	15—16	27
СВП-22	18—19	30
СВП-27	20—22	31—35

В сложных горно-геологических условиях, особенно на боль-
 ших глубинах, усиливается процесс пучения. Для крепления
 горных выработок в таких условиях применяют кольцевые крепи

a



(рис. 13, а) и податливые конструкции с уменьшенным обратным сводом (рис. 13, б). Величина конструктивной податливости крепи зависит от числа податливых узлов в конструкции.

Выбор типа крепи — замкнутой или арочной зависит от ряда факторов. В практике нередки случаи, когда после первой или второй подрывки пород почвы их пучение прекращается и выработка после этого находится в удовлетворительном состоянии достаточно длительное время. Естественно, что в такой выработке применение замкнутой крепи является нецелесообразным, так как стоимость сооружения обратного свода может оказаться дороже стоимости подрывки почвы.

В связи с этим во всех случаях вопрос о целесообразности применения замкнутой крепи в конкретных горно-геологических условиях должен решаться путем технико-экономического сравнения затрат на сооружение обратного свода в выработке с затратами на подрывку почвы в сходных условиях с учетом срока существования выработки, ее технологического и транспортного назначения.

Основной причиной деформации податливой крепи из спецпрофиля является заклинивание податливых замков, когда они неправильно расположены по отношению к направлению преобладающей нагрузки. Натурные замеры и обследование горных

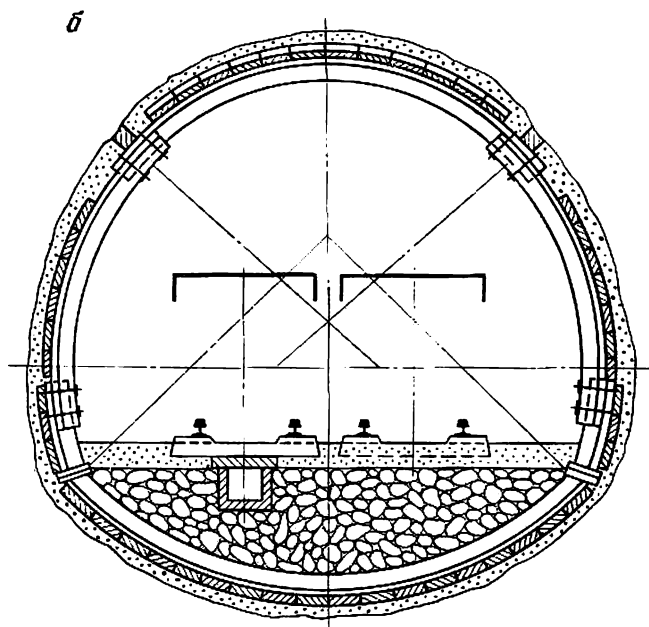


РИС. 13. Крепи замкнутых конструкций:

а — кольцевая податливая крепь; б — крепь с уменьшенным обратным сводом

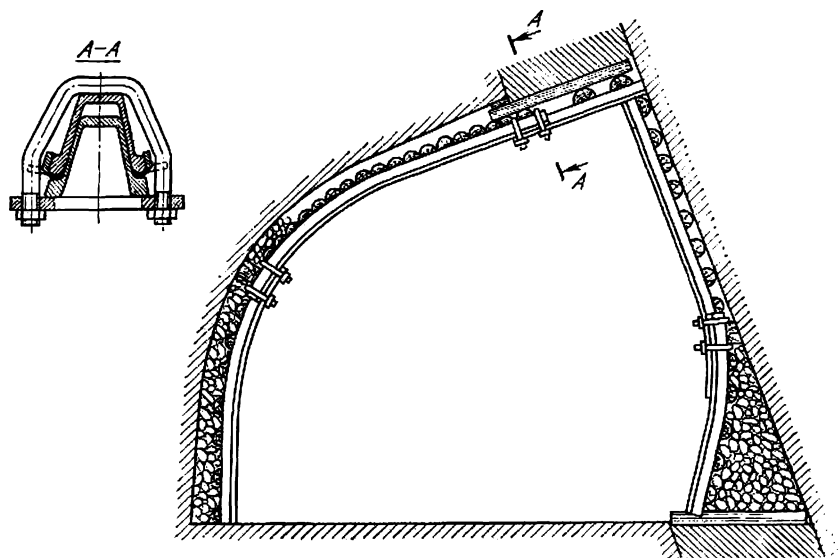


РИС. 14. Металлическая податливая крепь КПК для штреков на пластах кру-
того падения

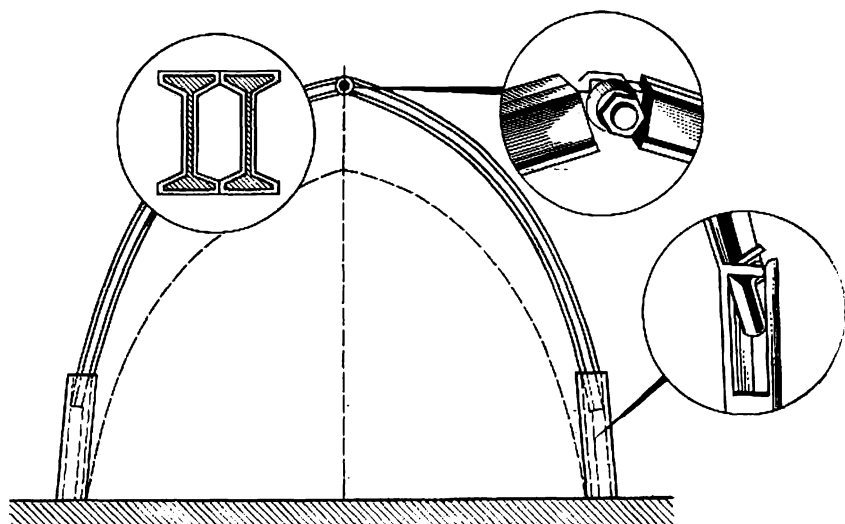


РИС. 15. Арочная шарнирно-податливая крепь фирмы «Усшпурвис»

выработок в Донбассе [26] показали, что наибольшее давление обычно перпендикулярно напластованию пород. Податливые элементы нужно размещать с учетом направления преобладающих смещений породного контура. Примером крепи, учитывающей направления основных смещений, является конструкция крепи КПК, разработанная ДонУГИ для крепления штреков на крутых пластах (рис. 14). Такая крепь способна воспринять основные смещения со стороны угольного пласта, однако может смещаться и в направлении, близком к вертикальному.

В зарубежной горнопроходческой практике применяются крепи, аналогичные отечественным. Вместе с тем известны кон-



РИС. 16. Сплошная податливая металлическая крепь из полосовой стали:

а — профиль и соединение арок из полосовой стали; *б* — выработка, закрепленная арочной крепью из полосовой стали

струкции податливой крепи, выполненной из спаренного двутаврового профиля (рис. 15). Такая конструкция крепи имеет повышенную несущую способность и предназначена для крепления выработок большого сечения, например туннелей, размещенных на больших глубинах в слабых, неустойчивых породах.

Заслуживает внимания металлическая сплошная податливая крепь, которая прошла испытание во Франции. Крепь арочной формы (рис. 16) изготовлена из полосовой стали толщиной 4—5 мм, выпрессованной в холодном состоянии в профиль шириной 33 см и высотой 9 см. Она состоит из двух боковых и одного верхнего сегментов; расстояние между ними равно 70 мм. При необходимости в зазоры закладывают деревянные или резиновые прокладки, а закрепное пространство заполняют песчаным раствором. Момент сопротивления арки W_x при толщине полосы 4 и 5 мм составляет соответственно 211 и 265 см³.

Элементы арки соединяют внахлестку и жестко крепят в продольном направлении в шахматном порядке. Накладки, скрепленные болтами на концах сегментов, допускают их скольжение, обеспечивая податливость конструкции. Обнажение пород не превышает 40—50 см. Трудоемкость работ при установке такой крепи значительно ниже, чем при использовании спецпрофиля.

4.3. АРОЧНАЯ И КОЛЬЦЕВАЯ ЖЕСТКАЯ КРЕПЬ

Жесткую крепь применяют для крепления горных выработок, размещенных в характерных горнотехнических условиях. Крепь способна нести значительную нагрузку, но не может воспринимать существенных смещений породного контура. Рассматриваемую крепь применяют:

в выработках, расположенных на небольших глубинах, т. е. в условиях, в которых крепь с высокой несущей способностью может противостоять смещениям породного контура;

в выработках, проведенных в сыпучем, разрушенном массиве, в котором крепь работает в режиме заданной нагрузки, удерживая вес пород свода обрушения;

в выработках, размещенных в прочных, но трещиноватых породах;

при использовании металлической арки или кольца в качестве арматуры металлобетонной крепи. В этом случае по мере прохождения выработки в забое устанавливают жесткие, металлические арки, которые на расстоянии 30—50 м от забоя заполняются бетоном;

при использовании жесткой арки в качестве временной предохранительной крепи.

Крепь изготавливается из двутавровых балок, в отдельных случаях из рудничных рельсов или специального желобчатого профиля. Наибольшее распространение в качестве материала крепи получил двутавр.

Слабым звеном жесткой арки являются узлы соединения элементов крепи. Замена плоских, соединительных накладок фигурными позволяет получить стык, равнопрочный всей конструкции.

При необходимости сохранить контур выработки неизменным применяют жесткие конструкции крепи, приведенные на рис. 17.

Работоспособность крепи, работающей в условиях упругого отпора пород, зависит от жесткости профиля и коэффициента упругого отпора массива (коэффициента постели). Поэтому жесткая крепь из двутаврового профиля требует при установке тщательной забутовки закрепного пространства и жесткой расклинки в нескольких точках по периметру крепи для создания достаточного отпора.

Расчет конструкции производят по методике, изложенной в предыдущем разделе.

Арочные и кольцевые шарнирные крепи являются подвижной системой, меняющей контур под нагрузкой. В силу своей деформативной способности крепь автоматически перераспределяет нагрузку, включая в работу упругий отпор пород. Несущая способность крепи при этом повышается.

Металлическая арочная жесткая крепь в настоящее время, как уже отмечалось выше, применяется в туннелях, проходящих

в породах ниже средней крепости (коэффициент крепости по шкале проф. М. М. Протодяконова $f < 4$). На рис. 18 показан туннель, закрепленный металлической арочной крепью. В большинстве случаев арочная крепь в тунNELЯХ является временной, в дальнейшем она бетонируется или покрывается набрызгбетоном.

Туннельная арочная крепь представляет тяжелую конструкцию, выполненную из двутаврового профиля № 16 и 27. Масса одной арки при больших пролетах туннелей достигает 1 т. Арка

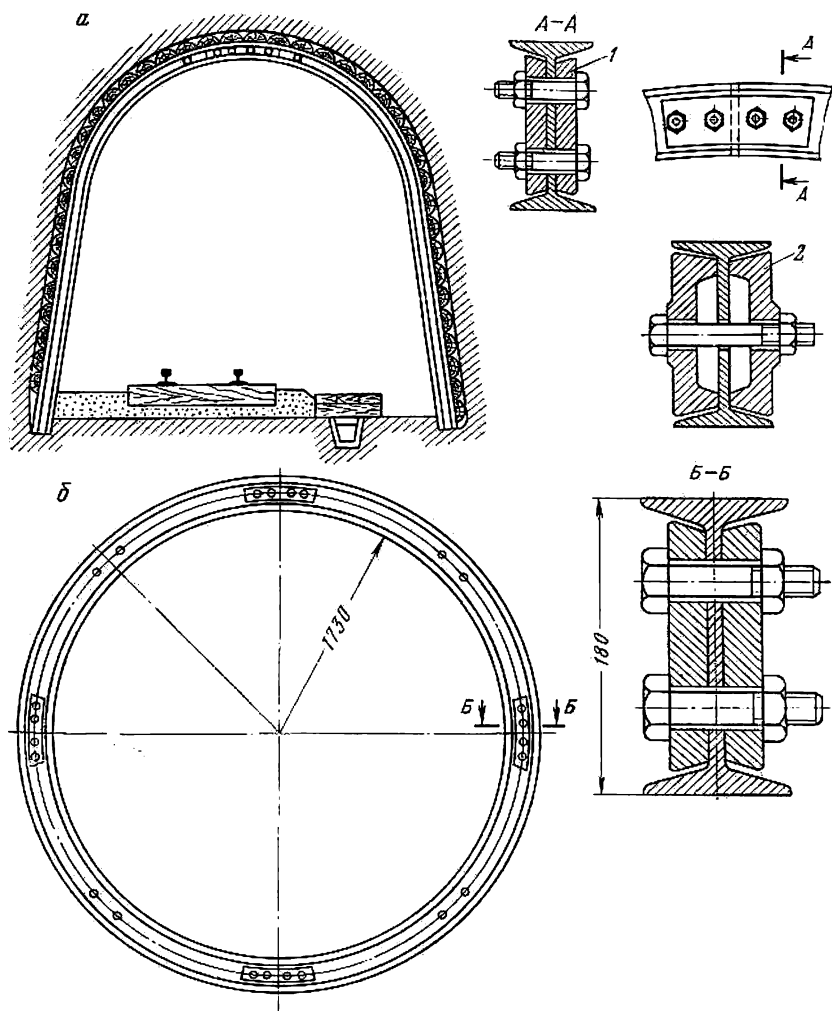


РИС. 17. Жесткие конструкции крепи:

а — арочная крепь; *б* — кольцевая крепь; 1 и 2 — типы соединительных накладок

обычно выполняется из 2—5 элементов в зависимости от размеров туннеля. При многоэлементной конструкции верхняя часть арок состоит из двух-трех прямолинейных или криволинейных частей, соединяемых между собой болтами. Боковые элементы также на болтах соединены со стойками арок. В большинстве

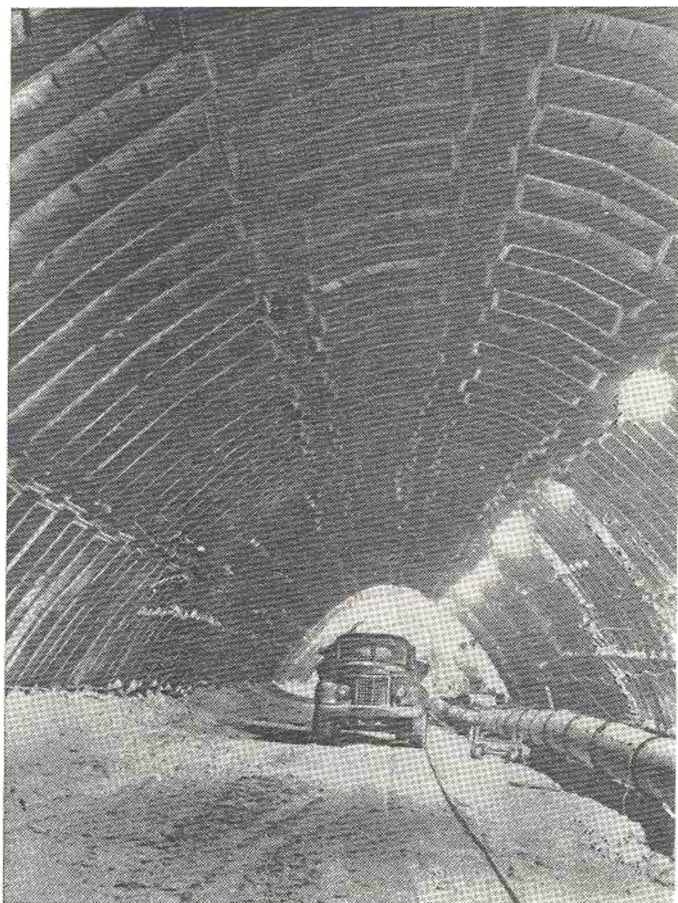


РИС. 18. Вид туннеля большого сечения, закрепленного металлической арочной крепью

случаев верхняя часть имеет ломаное очертание, поскольку при строительстве туннелей трудно организовать изгиб профиля в вальцах или с помощью штампов. К каждому элементу привариваются плоские торцевые накладки с болтовыми отверстиями. Стойки арок заканчиваются опорными башмаками. Все элементы арок (кроме стоек) взаимозаменяемые. В каждом элементе арок имеются отверстия для соединения продольных рас-

порок. Схема характерной арочной крепи, применяемой в туннелях, показана на рис. 19.

В настоящее время проводится унификация туннельной арочной крепи по определенным типоразмерам. Арки будут иметь криволинейное очертание свода, торцевые накладки заменяются продольными, обеспечивающими равнопрочность конструкции.

Для уменьшения расхода металла арки могут изготавливаться из арматурных каркасов, соединяемых между собой сваркой или на болтах. Такие арматурные или уголковые каркасы-фермы являются одновременно временной крепью и арматурой при последующем бетонировании туннеля. Арматурные каркасы или решетчатые уголковые фермы особенно целесообразны для крепления крупных туннелей или камер, поскольку в этих выработках арочная двутавровая крепь оказывается чрезвычайно громоздкой.

В высоконапорных гидротехнических туннелях (напоры воды более 100 м вод. ст.), расположенных в слабых породах, коэффициент постели которых не позволяет передавать на них внутренний напор воды, а также в случаях, когда необходимо обеспечить абсолютную водонепроницаемость конструкции туннеля, устанавливают кольцевую крепь из сплошной металлической оболочки. Пространство между оболочкой и породой заполняют монолитным бетоном (рис. 20).

Оболочка выполняется из стальных листов толщиной от 10 до 40 мм (в зависимости от диаметра и напора). Длина листа 7—8 м, ширина до 2,5 м. Минимальная толщина стальных листов δ в зависимости от диаметра оболочки D принимается следующей:

D , м	4	4,5—9	10—12	13
δ , мм	10	12—14	16—20	24

Листы при толщине от 4 до 20 мм свариваются с помощью автоматической сварки под слоем флюса, а при толщине листа более 20 мм — с применением электрошлаковой сварки. Сваренные листы образуют обечайку, ширина которой составляет обычно 1,5—2,5 м. Обечайки также на поверхности сваривают друг с другом и образуют звенья длиной 5—12 м в зависимости от диаметра туннеля.

Если несущая способность гладкой оболочки при давлении наружных подземных вод (при отсутствии внутреннего давления воды) недостаточная, то оболочка должна быть снабжена приварными наружными кольцами (ребрами жесткости) из полосы толщиной 20—30 мм, высотой 200—400 мм (по расчету). Расстояние между ребрами жесткости l также определяется расчетом, причем $0,3r < l < (1 \div 2)r$, где r — радиус сечения туннеля.

Для обеспечения жесткости оболочки при монтаже и бетонировании предусматриваются внутренние раскрепления.

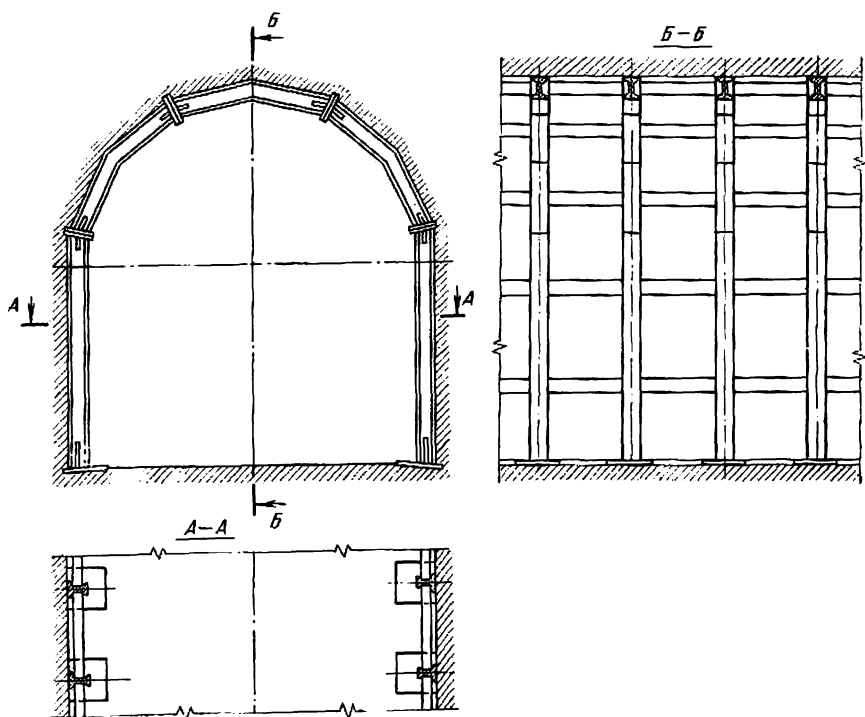


РИС. 19. Схема арочной крепи, применяемой в туннелях

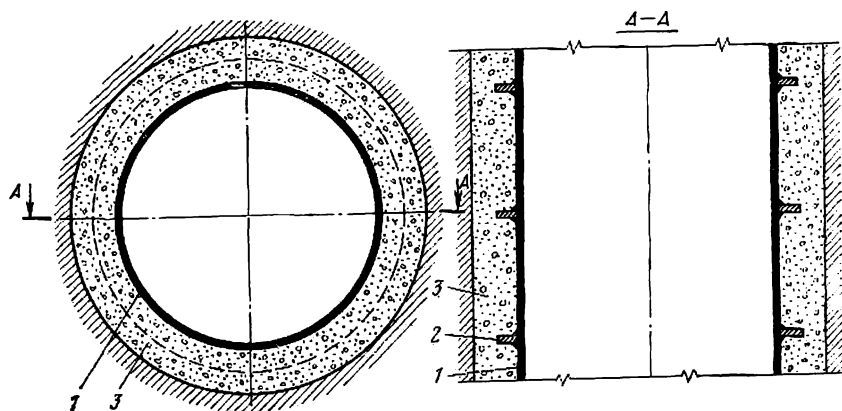


РИС. 20. Схема крепи со сплошной стальной облицовкой:
1 — облицовка; 2 — ребра жесткости; 3 — бетон

Обычно эти раскрепления разборные, для многократного использования. После установки звеньев на месте производят сварку монтажных швов. При толщине стали до 30 мм применяют одностороннюю сварку, при больших толщинах — с двух сторон. Минимальный зазор между оболочкой и туннельной выработкой принимается при односторонней сварке равным 20 см (для шахтных выработок — 10 см), а при двусторонней сварке — 50 см (в кровле до 80 см).

В оболочке трубопроводов предусматриваются отверстия для заполнительной и укрепительной цементации. Эти отверстия (15—18 на звено) закрывают затем резьбовыми пробками, которые обваривают по контуру.

Затрубное пространство заполняется пластичным бетоном.

4.4. ТРАПЕЦИЕВИДНАЯ КРЕПЬ

В условиях, когда породы кровли представлены достаточно прочными слоистыми структурами, подрывка их для придания выработке арочной формы оказывается нецелесообразной.

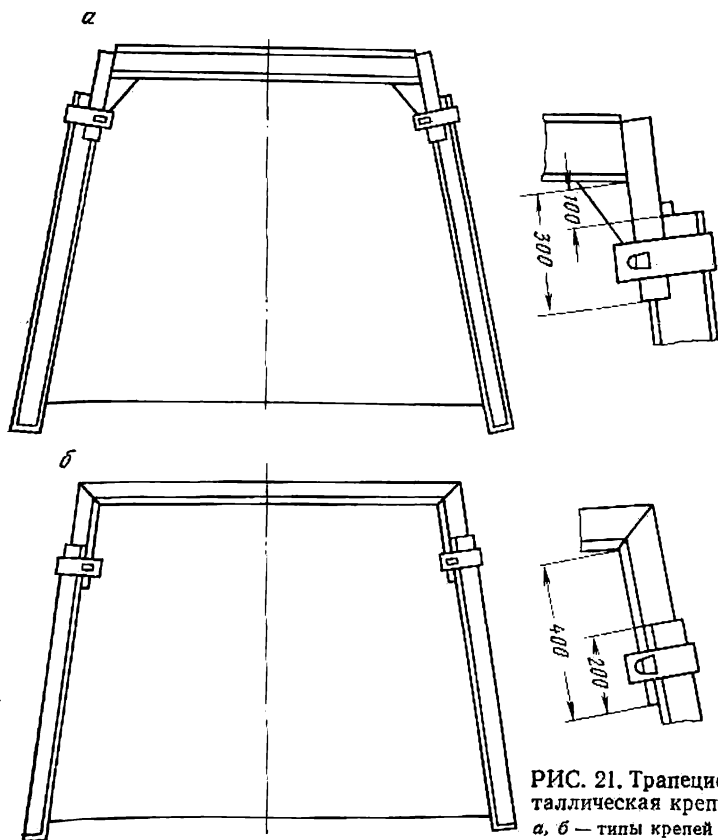


РИС. 21. Трапецевидная металлическая крепь:
а, б — типы крепей

В этом случае более устойчива трапециевидная форма выработки с плоским обнажением кровли.

Для снижения растягивающих напряжений, возникающих в породах при плоском обнажении кровли, в целях повышения устойчивости породных обнажений кровлю усиливают анкерами. Анкерная крепь, скрепляя слои пород, увеличивает момент сопротивления породной балки в кровле выработки, значительно повышая ее несущую способность.

В практике известно много различных конструкций трапециевидной металлической жесткой и податливой крепи (рис. 21).

Податливая крепь изготавливается из двутавра № 14 и 18 или спецпрофиля в виде неполной рамы и состоит из двух стоек и верхняка, соединяемых с помощью башмаков различных конструкций. В условиях значительного горного давления и при большой ширине выработки в середине рамы устанавливается третья дополнительная стойка.

Жесткая трапециевидная крепь изготавливается из двутавровых балок № 18 и 20 или спецпрофиля.

Преимуществом трапециевидных крепей является относительная простота изготовления и установки конструкции; более целесообразное использование сечения выработки, чем в крепи арочной или кольцевой формы.

4.5. КОЛЬЦЕВАЯ ТЮБИНГОВАЯ КРЕПЬ

Чугунная тюбинговая крепь туннелей (рис. 22) представляет цилиндрическую трубу, состоящую из последовательно собираемых колец одинакового типа и размера. Каждое кольцо состоит из сегментов коробчатого сечения — тюбингов, сбалчиваемых между собой и со смежными кольцами.

Тюбинги обычно делают из серого чугуна марки СЧ21-40, обладающего высокой устойчивостью против коррозии. Прочность такого чугуна на растяжение составляет 21 кгс/мм², а на изгиб до 40 кгс/мм².

Верхний тюбинг кольцевой крепи — ключевой — имеет клиновую форму, два смежных с ним тюбинга промежуточной формы, остальные нормальной формы имеют борты, направленные радиально. Размеры элемента зависят от диаметра туннеля и устойчивости пород. Ширина тюбингов от 75 до 100 см, масса 1—1,5 т. Чем устойчивей порода и меньше диаметр выработки, тем большей может быть ширина тюбингового кольца. Тюбинги соединяются между собой болтами диаметром от 20 до 40 мм, швы между тюбингами зачеканивают расширяющимся цементом. Гидроизоляция болтовых отверстий осуществляется асбобитумной мастикой и гидроизоляционной вогнутой (сферической) шайбой-прокладкой. В спинке каждого тюбинга есть нарезное отверстие для нагнетания раствора, закрываемое ме-

таллической пробкой. Имеются тубинговые крепи с плоским лотковым тубингом сегментного очертания.

Существует большое число конструкций тубингов и крепей из них [3, 43]. Наружный диаметр кольца в настоящее время равен 5,5—6,0 м для перегонных туннелей, 8,5 и 9,5 м для стационарных туннелей. Число тубингов в кольце перегонного туннеля 10—11, общая масса 4,8—7,4 т. В кольце стационарного

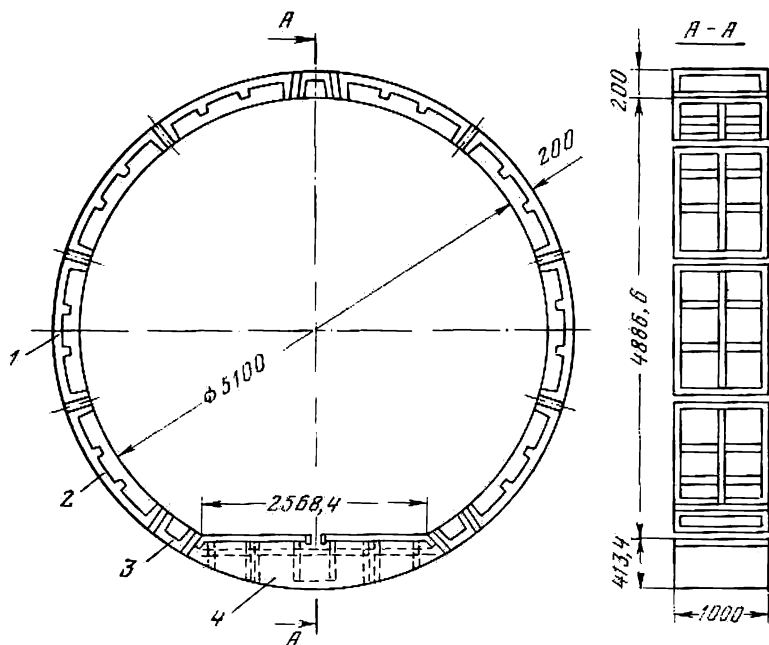


РИС. 22. Чугунная тубинговая крепь туннелей:

1 — нормальный тубинг; 2 — смежный тубинг; 3 — ключевой тубинг; 4 — плоский лотковый блок

туннеля 16—17 тубингов, их масса составляет от 15 до 19 т. Несущая способность тубингового кольца зависит от толщины спинки и бортов тубингов и составляет: для перегонных туннелей 60—160 тс/м², для стационарных — 100—320 тс/м². Проведены исследования и изготовлены опытные образцы тубингов из модифицированного чугуна (ВЧ 50-2) и высокопрочного чугуна (СЧ 40-60). Масса этих тубингов снижена по сравнению с обычными в 1,8 раз.

На строительстве метрополитена чугунные тубинговые крепи постепенно вытесняются другими видами сборной и монолитной крепи из бетона и железобетона. Это вызвано в основном дороговизной металлической крепи. Однако в условиях, когда

имеет место большой приток воды в туннель или необходимо выполнить крепи сложной конфигурации (станционные туннели, проемы и т. п.) чугунные тубинги являются пока незаменимыми.

Для гидротехнических туннелей крепь из тубингов является только первичной конструкцией, поскольку для обеспечения нормальных условий эксплуатации туннеля необходимо заполнить внутреннюю поверхность тубингов бетоном.

4.6. МЕЖРАМНЫЕ ОГРАЖДЕНИЯ

В качестве межрамных ограждений при креплении выработок рамной (металлической или железобетонной) и анкерной крепью применяют различные конструкции железобетонных, металлических, стеклопластиковых, стеклотканевых и других затяжек, изготовленных из долговременных и негорючих материалов. В последние годы в качестве межрамного ограждения с успехом применяют также набрызгбетонное покрытие по породе или по металлической сетке.

В отечественной практике преимущественно применяют железобетонную затяжку, в зарубежных странах предпочтение отдается металлическим межрамным ограждениям.

Межрамные ограждения (затяжки) предназначены для равномерного распределения и передачи горного давления на крепь, а также для предупреждения вывалов породы между крепежными рамами.

Конструктивные особенности межрамных ограждений определяют условия работы конструкции: жесткая плита-затяжка работает как балка на двух опорах; затяжку типа сетки можно рассматривать, как гибкую систему.

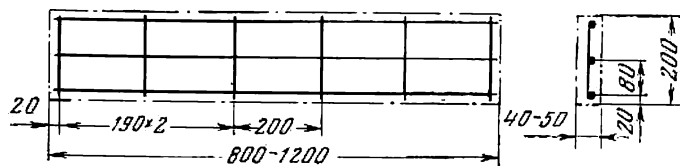
Необходимая несущая способность жестких межрамных ограждений определяется нагрузкой, которую может воспринять крепь, работающая в податливом или жестком режиме. Сопротивление рамы из спецпрофиля в период работы в податливом режиме составляет примерно 14—22 тс, а в жестком 26—35 тс. При ширине выработки от 3 до 5,5 м и шаге крепи одна рама на 1 м удельное давление, испытываемое крепью и, следовательно, затяжкой, составит соответственно 3—6 тс/м² и 5—10 тс/м². Жесткая затяжка должна без разрушения выдерживать такую нагрузку, поддерживая породное обнажение всей своей площадью. Такая конструкция в большей степени, чем гибкая, способствует сохранению устойчивости выработки.

Гибкая затяжка предназначена для удержания породного вывала, образующегося между рамами, и передаче его массы на крепь. Функции несущей конструкции выполняет непосредственно крепь. В сохранении устойчивости породных обнажений гибкая затяжка участвует в меньшей степени, чем жесткая. С учетом возможных вывалов породы при шаге крепи 1 м не-

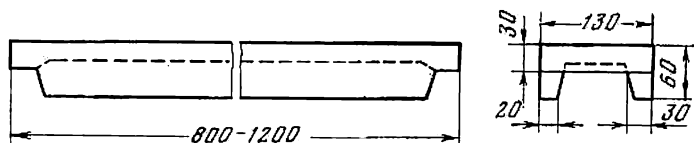
сушая способность гибкой затяжки даже в неустойчивых породах не превышает 1,5—2,5 тс/м². С увеличением жесткости затяжки ее необходимая несущая способность повышается [20].

Наибольшее распространение в нашей стране получила плоская железобетонная затяжка (рис. 23, а), представляющая плоские плиты шириной 200 мм, толщиной 40—60 мм, длиной

а



б



в

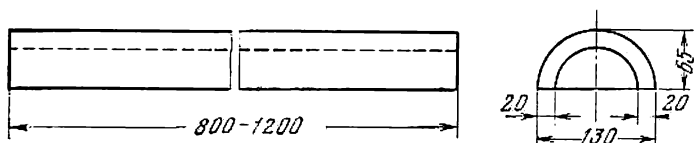


РИС. 23. Конструкции железобетонных затяжек:

а — плоские плиты-затяжки; б, в — фасонные затяжки

700—1200 мм, армированная сварной сеткой из стальной проволоки диаметром 4,8 мм.

Известны затяжки фасонной формы и с предварительно-напряженной арматурой (рис. 23, в, б). Согласно расчетам фасонные затяжки при одинаковой несущей способности с типовыми плитами-затяжками имеют меньшую массу на 15—20 %, расход стали на 40—50 %, бетона на 15—20 % и стоимости на 20—30 %. Однако такие затяжки вследствие сложной технологии изготовления распространения не получили.

Конструкции железобетонных затяжек, применяющихся за рубежом, мало отличаются от отечественных.

Железобетонная затяжка обладает рядом существенных недостатков. До 40 % этих затяжек разрушается еще в процессе транспортирования от завода-изготовителя до забоя, а трудоемкость их установки достигает 30—40 % общих затрат труда на крепление горных выработок [70].

Низкая несущая способность железобетонной затяжки ($1,5-4 \text{ тс/м}^2$) не соответствует условиям ее совместной работы с рамкой крепью. Поэтому затяжка оказывается деформированной задолго до исчерпания несущей способности крепи. Однако, несмотря на недостатки, вследствие простоты изготовления и дефицита металла годовой объем применения железобетонной затяжки доходит до 170 тыс. м^3 , а общая стоимость составляет около 20 млн. руб.

Последние годы в Советском Союзе железобетонную затяжку начинает вытеснять металлическая. Конструктивно металлическая затяжка изготавливается в виде сварной металлической решетки или листового металла, изогнутого в различный профиль.

Сварные решетчатые затяжки (рис. 24) представляют сварную сетку, образованную продольными прутками диаметром 8—10 мм с загнутыми под углом 30—60° концами и поперечными прутками из проволоки диаметром 4 мм. Длина затяжек рассчитана на шаг крепи 0,5; 0,75 и 1,0 м. Применяются также затяжки, сваренные в виде решетки из полосовой стали.

Хорошими конструктивными качествами обладает решетчатая затяжка МРЗ конструкции ЦНИИПодземмаша [69]. Затяжка представляет сварную сетку из проволоки, состоящую из пяти продольных прутков диаметром 6 мм, концы которых отогнуты и заварены в виде петель, и поперечных прутков из проволоки диаметром 3 мм. Ширина затяжки 1 м, длина 1 и 1,5 м; размер ячейки сетки 60×200 мм (рис. 25). Соединение затяжек по длине выработки осуществляется с помощью соединительного стержня I диаметром 8 мм, длиной 0,9—1,0 м, закладываемого в петли затяжки. В поперечном направлении затяжки соединяются внахлестку. Крайняя прикрепляется к последней установленной раме вязальной проволокой. В качестве затяжки может быть использована также обычная панцирная металлическая сетка.

Весьма перспективно применение различных затяжек из синтетических материалов. Гофрированная затяжка из стеклопластика конструкции ИГД им. А. А. Скочинского (рис. 26) выполняется в виде листа волнистого профиля с плоскими концами, изготовленного из стеклохолста. Применение подобных затяжек обеспечивает их многократное применение и позволяет достаточно полно механизировать процесс установки.

НИИОГР также разработана рулонная стеклотканевая затяжка. Стеклоткань толщиной 1,5 мм и шириной 800—1500 мм изготавливается из очень тонкой стеклянной нити и полимерных смол.

При использовании в качестве межрамного ограждения набрызгбетонного покрытия следует учитывать упрочняющий эффект набрызгбетона (см. гл. 15), т. е. его способность проникать в трещины приконтурного массива и, скрепляя разрушенные

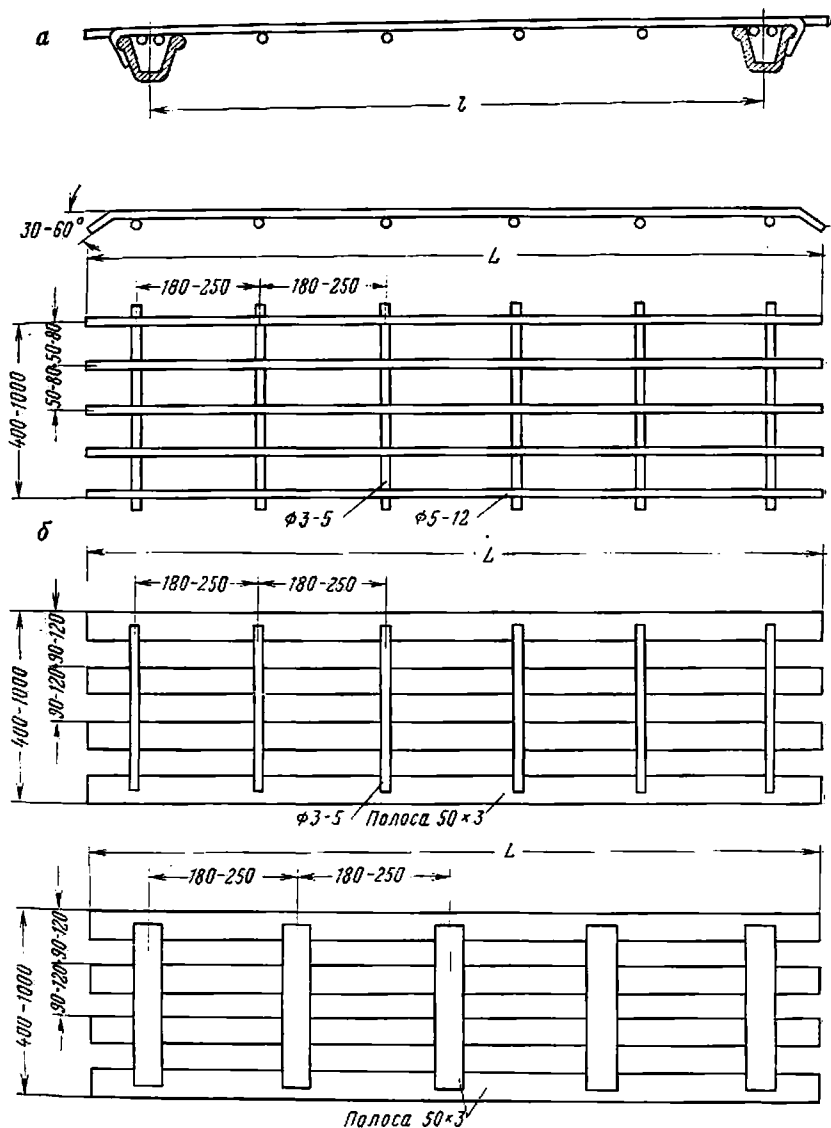


РИС. 24. Сварные решетчатые затяжки:

а — из металлических прутков; б — из полосовой стали

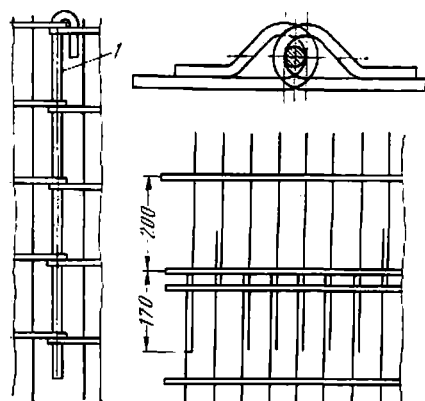
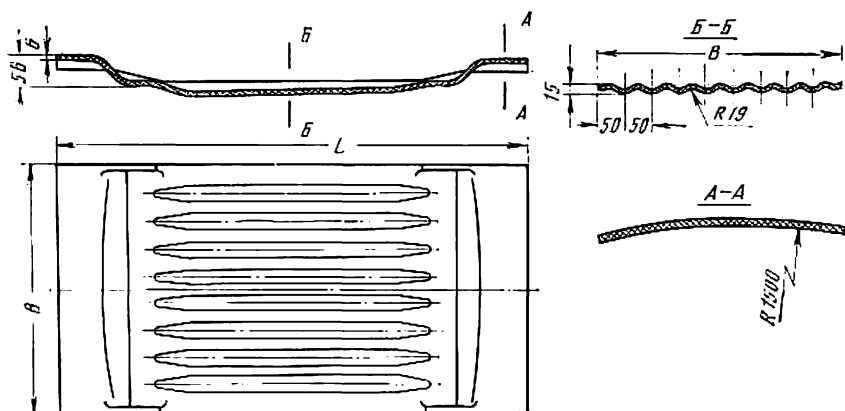


РИС. 25. Металлическая решетчатая затяжка МРЗ

РИС. 26. Гофрированная затяжка из стеклохолста



породы в окрестности выработки, вовлекать их в систему противодействующих сил. В результате несущая способность покрытия повышается. Однако такое межрамное ограждение имеет повышенную жесткость и при смещениях породного контура более 5—8 см разрушается. Ремонт набрызгбетонного покрытия, в отличие от обычных затяжек, весьма прост и осуществляется путем повторного набрызга.

ГЛАВА 5

ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ВОЗВЕДЕНИЕ КРЕПИ

5.1. ПРОИЗВОДСТВО КРЕПИ

Конструктивные элементы металлической крепи, как правило, унифицированы, что упрощает их массовое изготовление.

При изготовлении крепи ее основными параметрами являются тип профиля, радиусы изгиба и длина заготовки. Основная технологическая операция — изгиб профиля в верхняк или стойку.

Анализ существующих методов изгиба профилей при изготовлении металлической крепи позволил выделить следующие основные схемы ее производства [55]:

изгиб профиля в инструментальных штампах на кривошипных и гидравлических прессах общего назначения (рис. 27, а и б). Такой способ изготовления прост и относительно дешев, однако изгиб требует многократного повторения цикла формовки детали. Технология отличается низкой производительностью, малой степенью автоматизации и механизации процесса и невысоким классом точности;

изгиб профиля прокаткой на роликовых и копирующе-гибочных станах (рис. 27, в, г и д). Формирование элемента крепи осуществляется в результате поперечного изгиба с одновременным перемещением заготовок между деформирующими роликами, форма ручья которых согласуется с формой профиля заготовки. В таких станах автоматически меняются параметры настройки, обеспечивая получение элемента переменной кривизны.

Недостатки этого способа — нестабильность размеров и сложность получения элемента переменной кривизны;

изгиб профиля в инструментальном штампе за один ход рабочего органа (рис. 27, е). Благодаря применению контурного пуансона, этот способ обеспечивает высокую точность изгиба. Процесс отличается высокой производительностью и не требует сложного оборудования;

свободный изгиб профиля (рис. 27, ж), отличаясь недостаточной точностью изгиба, не нашел широкого применения при изготовлении крепи;

изгиб с растяжением (рис. 27, з) для получения элементов крепи с высокой точностью, однако для реализации этого способа требуются сложные специальные гибочные машины.

При производстве крепи применяют пока в основном три схемы, показанные на рис. 27, а, б и в.

Изгиб спецпрофиля в арку производится в холодном состоянии. В процессе пластических деформаций механические свойства стали меняются: значительно снижаются пластические свойства, в частности относительное удлинение, уменьшается ударная вязкость; увеличивается склонность деформированных деталей к механическому старению, обусловливающему переход к хрупкому разрушению, интенсификации коррозии.

В процессе холодного деформирования профиля при изготовлении шахтной крепи механическое старение приводит к преждевременному хрупкому разрушению крепи даже при напряжениях, не достигающих предела текучести. Поэтому с увеличе-

нием кривизны изгиба эксплуатационная характеристика крепи снижается.

Уменьшение пластичности металла в результате изгиба в холодном состоянии снижает возможности восстановления деформированной крепи для ее повторного использования.

В процессе вальцовки элементов крепи наблюдается образование местных вздутий стенок спецпрофиля на концах стенок

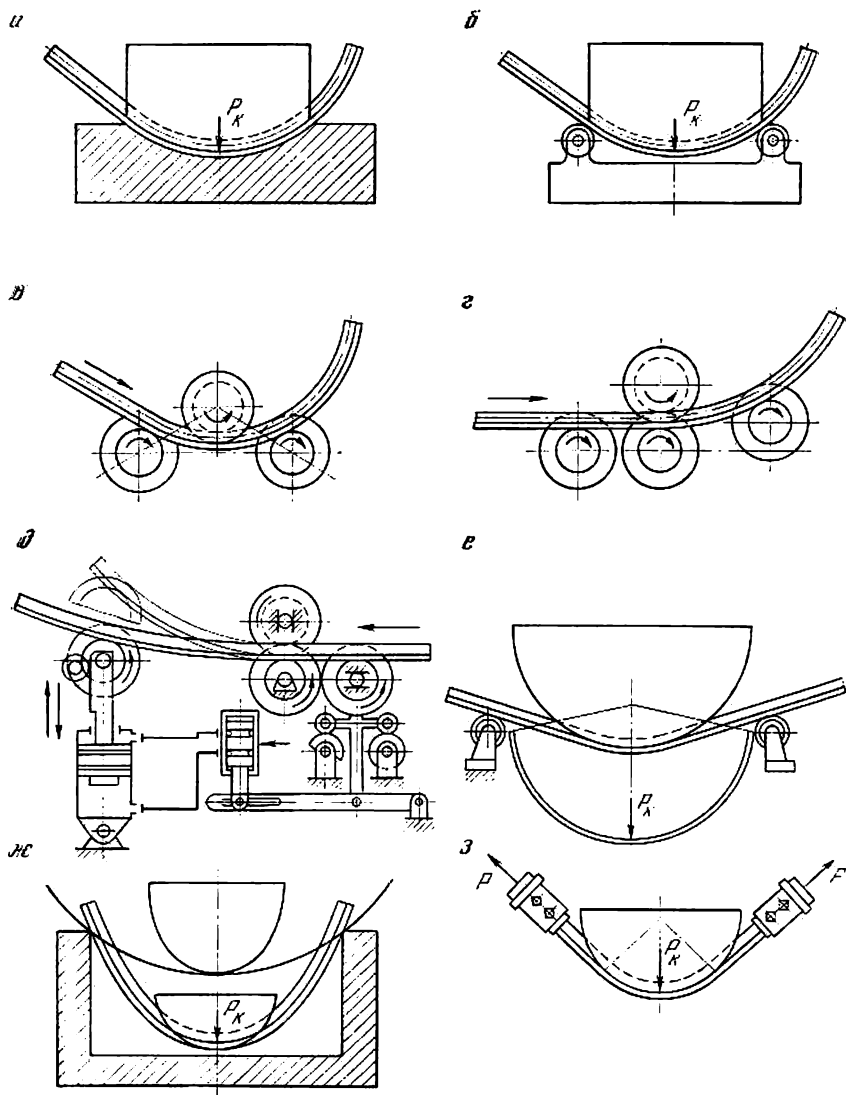


РИС. 27. Способы изгиба профилей при изготовлении металлической крепи

и верхняков, которые препятствуют взаимному проскальзыванию сегментов в местах соединений и приводят к преждевременной деформации конструкции из-за потери податливости. Как показали результаты выборочной проверки качества крепи [21], величина указанных вздутий стенок спецпрофиля составляет 5—14 мм в зависимости от радиуса изгиба элементов.

При изготовлении крепи в горячем состоянии значимость отмеченных недостатков значительно снижается. Поэтому предпочтительно арочную крепь готовить непосредственно после проката спецпрофиля в состоянии прокатного нагрева.

С учетом этих положений институтами ДонУГИ и ДонНИИ-чермет разработана технология изготовления крепи методом горячего профилирования с одновременным изгибом в арку*.

По предложенной схеме весь технологический процесс изготовления арочной крепи, включающий получение профилей, порезку движущегося раската на необходимые длины, изгиб звеньев крепи и термообработку, осуществляется в единой технологической линии с одного прогрева. Способ заключается в следующем:

плоская заготовка нагревается до температуры прокатки и пропускается через непрерывную группу прокатных клетей, придающих ей форму развернутого профиля;

полученная фасонная заготовка разрезается летучими ножницами на заданную длину и поступает в группу профилигибочных клетей, где производится подгиб боковых стенок профиля до заданной формы желоба;

затем раскат проходит через чистовую клеть, где подвергается небольшому отделочному обжатю для получения заданных размеров и формы профиля;

спецпрофиль поступает к гибочным агрегатам и изгибается в арку в горячем состоянии.

5.2. ТЕХНОЛОГИЯ КРЕПЛЕНИЯ

Металлическую крепь устанавливают непосредственно в забое вслед за проведением выработки. Отставание крепи от забоя регламентируется паспортом крепления, составляемым в соответствии с действующими правилами безопасности.

Возведение постоянной крепи в неустойчивых породах производят под временной защитой. Крепежные рамы устанавливают перпендикулярно продольной оси выработки на одинаковом расстоянии друг от друга и раскрепляют продольными стяжками, образующими пространственную систему.

Нормальная работа крепи обеспечивается при оконтуривании выработки по форме, близкой к размерам крепи. Не допу-

* Способ изготовления металлической арочной шахтной крепи. Авт. свид. № 256718 от 11 февраля 1969 г.

скается, в частности, установка арочной крепи под плоскую кровлю.

Наиболее благоприятной нагрузкой, максимально использующей несущую способность податливой крепи, являлась бы распределенная по контуру нагрузка с преобладанием вертикальной составляющей. Практически получить такую нагрузку невозможно. Даже при весьма качественном забучивании закрепного пространства по всему контуру крепи максимум нагрузки может возникнуть в любом неучтенном месте. Поэтому рекомендуется производить заклинку верхняка крепи в двух точках на уровне податливых замков и забутовку ножек с боков выработки. При этом заранее задается оптимальная для крепи нагрузка с начала ее работы.

В первый месяц после установки крепи систематически контролируется затяжка соединительных хомутов с целью обеспечения нормальной работы узлов податливости.

Существующей инструкцией [60] предусматривается следующая технология крепления выработки:

после осмотра забоя и оборки породы по периметру выработки расчищают место для установки стоек;

стойки устанавливают поочередно в отдельные лунки и скрепляют двумя межрамными стяжками (постоянными или монтажными) с ранее установленной аркой. При этом боковые стяжки располагают на 0,8 м ниже соединительных узлов. В наклонных выработках дополнительно устанавливают верхнюю стяжку по оси выработки. При наличии слабых пород в почве стойки устанавливают на лежни или на подкладки;

устанавливают на козлах подвесной рабочий полук;

с рабочего полка или с помощью крепеукладчика верхняк поднимают под кровлю выработки, фиксируют в заданном положении на стойках и соединяют двумя хомутами со стойками арки. При этом в местах соединения верхняка соблюдается проектная величина нахлестки;

элементы податливой арки в каждом узле соединяют двумя хомутами. Затяжку гаек производят рабочим стандартным ключом до начала изгиба планок;

после затяжки хомутов производят соединение верхняка верхней межрамной стяжкой, в соединительных узлах устанавливают межрамные деревянные распорки и арка тщательно заклинивается на высоте, равной 0,5—0,6 ширины (по низу), деревянными клиньями;

производят затяжку кровли и затем боков межрамным ограждением;

по мере затягивания кровли и боков выработки производят забучивание породой закрепного пространства. Особенно тщательно забучивают пространство с боков выработки.

В выработках больших пролетов установку арок производят с помощью выдвижных подхватов. При этом монтаж начинают

с верхних элементов крепи, которые на консольной части подвижных балок подвешиваются к кровле. Балки-подхваты перемещают в съемных или сварных хомутах, прикрепленных к двум-трем предыдущим аркам. На каждый элемент крепи приходится по два подхвата. После того как верхняя часть арки собрана, к ней подводят стойки, которые сбалчивают с верхней частью арки. Монтаж элементов арок обычно производят с помощью крана или автопогрузчика, оборудованного специальным манипулятором-захватом.

Выше отмечалось, что извлечь установленную в туннелях арочную крепь практически не удастся и приходится использовать ее в качестве жесткой арматуры при последующем бетонировании. В туннелях часто имеет место случай, когда породы с коэффициентом крепости $f=2\div 3$ устойчивы и оставление арок в качестве арматуры постоянной бетонной крепи оказывается нецелесообразным. Вместе с тем извлечение крепи даже в этих породах не практикуется из-за больших пролетов выработки, а бетонировать сразу же после раскрытия забоя (без установки арок) не удастся по технологическим условиям.

В научно-исследовательском секторе института Гидропроект разработана конструкция «шагающей крепи» туннелей, которая позволяет не устанавливая арок, вывести работы по устройству постоянной крепи из забойной зоны. Шагающая крепь представляет собой передвижную конструкцию длиной 10—20 м, состоящую из продольных крепежных балок, расположенных по периметру выработки. Балки установлены на системе арок, связанных между собой, и домкратами прижимаются к породе. Передвижение конструкции осуществляется по принципу «шагания», т. е. часть балок (через одну) поджата к породе, а другая часть вместе с арками перемещается вперед по мере продвижения забоя, затем передвинутые балки прижимаются к породе, а остальные перемещаются вперед и т. д. За шагающей крепью устанавливают передвижные опалубочные агрегаты и ведут бетонирование постоянной монолитной крепи.

5.3. МЕХАНИЗАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КРЕПИ

Возведение металлической крепи в настоящее время является наименее механизированным процессом из всех работ, связанных с сооружением горной выработки.

Исследованиями, выполненными в ИГД им. А. А. Скочинского, установлено, что эффективное использование различных средств механизации возможно при условии, если удельный вес механизированных операций по затратам труда будет составлять не менее 70%, и если они не будут мешать нормальной работе горнопроходческого оборудования, вызывать осложнений в технологии горнопроходческих работ [13]. Такого уровня механизации труда при возведении металлической рамной крепи добиться трудно. Именно поэтому не находят практического

применения десятки конструкций различных крепеукладчиков, подъемников и других приспособлений для механизации отдельных элементов процесса крепления, разработанных институтами. Большинство этих конструкций обеспечивает степень механизации 20—25%.

Существующие конструкции металлической крепи, кроме сплошной тубинговой, трудно поддаются механизации. Сложнее всего механизировать процессы забутовки закрепного пространства и устройства межрамных ограждений, особенно установку затяжки.

Поэтому решение задачи механизации процесса крепления направлено на совершенствование конструкций крепи и межрамных ограждений. В процессе совершенствования уменьшается число элементов крепи, монтируемых в выработке; упрощаются ее податливые и жесткие соединительные узлы (например, разработаны и внедряются безболтовые соединения); создаются новые межрамные ограждения в виде металлической сетки или стеклопластика, свернутого в рулон.

Существующие крепеукладчики для возведения рамных крепей, согласно классификации ИГД им. А. А. Скочинского [5], представлены конструкциями, установленными на тележках, порталными, велосипедными, подвесными, навесными и стоечными. Рассмотрим конструктивные особенности этих крепеукладчиков.

Крепеукладчики на тележках перемещаются по рельсовым путям, а также на гусеничном или пневматическом ходу. Крепеукладчики предназначены для выполнения операций по доставке крепежных материалов и установке их в выработку.

Крепеукладчики этого типа — громоздкие, массивные конструкции, мешающие перемещению транспорта по выработке. Перед взрывными работами их необходимо убрать из забоя, а при комбайновой проходке такие крепеукладчики вообще применять невозможно. При сооружении выработок большого сечения самоходные крепеукладчики на гусеничном или пневматическом ходу применяют чаще, так как они могут производить многие работы проходческого цикла: возводить крепь, настилать путь, проходить водоотливную канавку, выполнять различные такелажные работы. При таком использовании крепеукладчики могут оказаться достаточно эффективными. Использовать же их только для возведения крепи нецелесообразно.

Портальные крепеукладчики монтируются на широкой portalной раме, передвигаются по дополнительным путям, проложенным у стенок выработки, и не стесняют движения транспорта.

Недостатки, присущие этому типу крепеукладчиков, — громоздкость, возможность использования только в выработках большого сечения и необходимость устройства специального пути сдерживают их распространение.

Велосипедные крепеукладчики перемещаются по одному рельсу, проложенному по почве выработки возле боковой стенки. Крепеукладчики располагаются так, что они не мешают свободному передвижению транспорта. Однако распространения эти крепеукладчики не получили из-за громоздкости и сложности конструкции.

Подвесные крепеукладчики наиболее удобны для механизации возведения металлической крепи. Они подвешиваются к стойкам или верхняка крепи, практически не стесняют выработку и не мешают выполнению остальных горнопроходческих процессов.

Одна из удачных конструкций подвесного крепеукладчика разработана ВНИИОМШС [86]. Этот крепеукладчик поднимает верхняки рамной крепи с затяжками или другими межрамными ограждениями сразу на всю заходку. Поднятые верхняки служат предохранительной крепью на время уборки породы, затем под них возводят стойки крепи (рис. 28). Таким образом, крепеукладчик вместе с верхняками, затянутыми затяжками, работает некоторое время как временная предохранительная крепь.

Рама крепеукладчика крепится специальными подвесками к верхнякам установленной крепи так, чтобы крепеукладчик мог свободно перемещаться вдоль выработки на роликах. Фиксируется крепеукладчик стопорными башмаками, упирающимися в ролики подвески. К раме подведен опорный ствол с консольно-расположенными пальцами, на которых прикреплены коромысла с упорами.

Таким образом, подвесной крепеукладчик обеспечивает безопасность работ в забое, исключая необходимость в применении временной крепи. Конструкция хорошо вписывается в выработку, не мешая уборке породы и другим проходческим операциям. Перед взрывными работами крепеукладчик легко откатывается на безопасное расстояние. Легкая конструкция обеспечивает маневренность и хорошо взаимодействует с остальными механизмами, находящимися в забое.

Аналогичная конструкция подвесного крепеукладчика с пневматическим приводом КП-1 разработана НИПИГормаш.

К недостаткам подвесных крепеукладчиков следует отнести необходимость в дополнительных работах по монтажу и демонтажу подвесных путей, соблюдение особо точной установки крепи и наличие дополнительных нагрузок на крепь.

Навесные крепеукладчики представлены различными механизмами и приспособлениями, которые навешиваются на проходческое оборудование: вагонетки, электровозы, комбайны и проходческие машины.

Эти крепеукладчики отличаются небольшими габаритами и массой, могут быть изготовлены в шахтных мастерских и легко смонтированы и демонтированы.

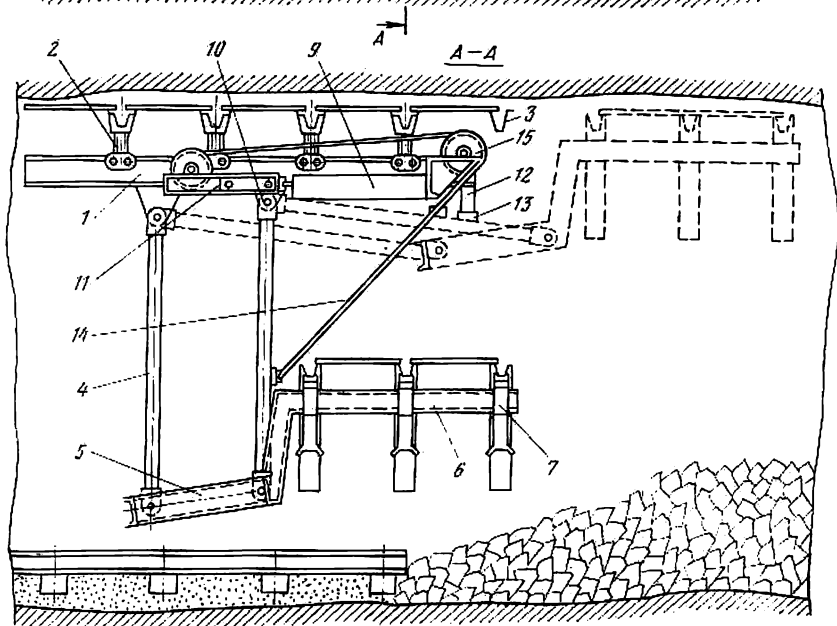
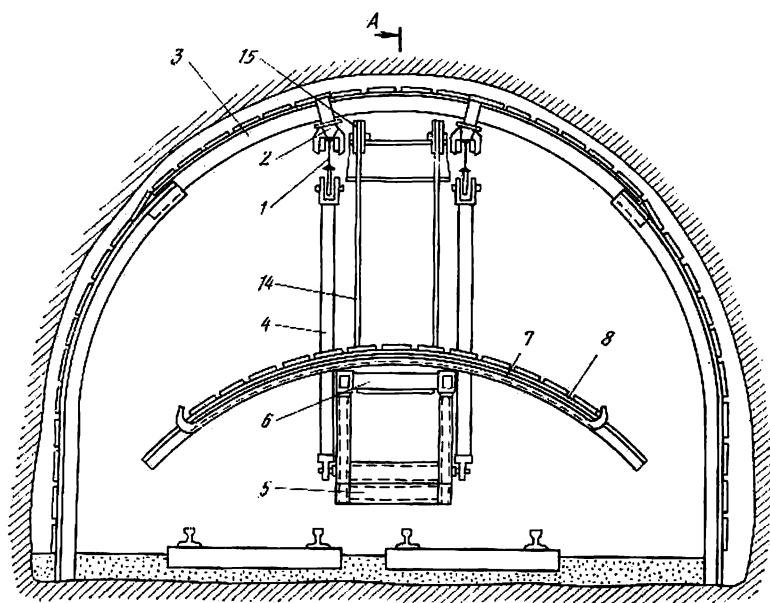


РИС. 28. Подвесной крепеукладчик:

1 — рама; 2 — подвески; 3 — постоянная крепь; 4 — тяж; 5 — подвижный элемент; 6 — опорная площадка; 7 — коромысла; 8 — упоры; 9 — силовые цилиндры; 10 — подвижная рама; 11 — направляющие; 12 — кронштейн; 13 — фиксатор; 14 — подъемные канаты; 15 — блоки

Недостаток навесных крепеукладчиков заключается в необходимости использования дорогого горнопроходческого оборудования не по его прямому назначению в период крепления выработки. Это снижает коэффициент использования проходческого парка. В период установки крепи навесной крепеукладчик с оборудованием, на которое он навешен, занимает откаточный путь, загромождает выработку.

Стечные крепеукладчики монтируются на различные стойки, которые переносятся в выработку вручную. Это — упрощенные

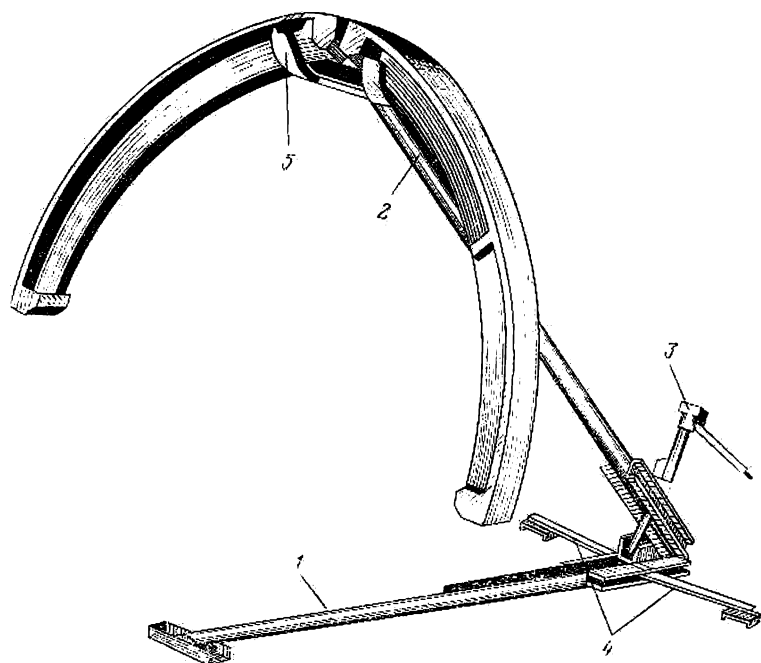


РИС. 29. Рычажный подъемник ППВ-1а

механизмы, простые в изготовлении и в эксплуатации. Чаще всего стечные крепеукладчики представляют собой пневматический или гидравлический домкрат для подъема верхняка крепи.

Подъемник ППВ-1а конструкции ИГД им. А. А. Скочинского состоит из двух рычагов и труб 1 и 2, шарпирно соединенных между собой, ручного домкрата 3, поперечной подставки 4 и подхватов для укладки верхняка 5, расположенных на конце верхнего рычага (рис. 29). При раздвижке домкрата на 25 см конец трубы с подхватами, несущими верхняк, поднимается к кровле на высоту до 3 м [69].

Монтаж чугунных тюбингов ведется эректорами. Разнообразные конструкции тюбингоукладчиков разработаны метростроителями, эти укладчики необходимы для щитового и горного способов проходки перегонных и станционных туннелей [10, 42].

С появлением механизированных проходческих щитов возросла скорость проходки перегонных туннелей и потребовалась непрерывная выдача разрушенной породы из забоя. В соот-

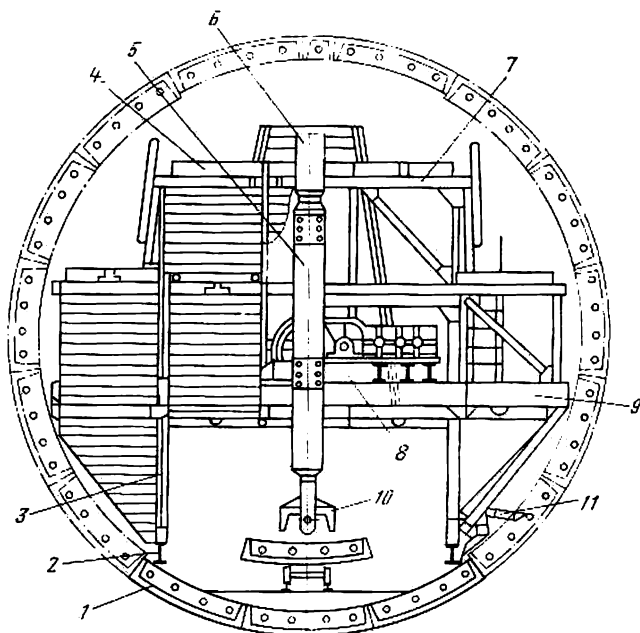


РИС. 30. Схема станционного эректора

ветствии с этим для перегонных туннелей изготовлена серия тюбингоукладчиков (эректоров).

Тюбингоукладчик с двумя монтажными рычагами и пустотелым валом, через который порода выдается по транспортеру из забоя, установлен на специальных секционных платформах общей длиной 25 м. Эти платформы, на которых размещается все подсобное оборудование, шарнирно связаны между собой и со щитом и перемещаются вместе со щитом гидравлическими домкратами. Оба монтажных рычага работают независимо один от другого и позволяют укладывать тюбинги в кольцо одновременно на правую и левую сторону туннеля, начиная снизу. Подача тюбингов под захват рычага осуществляется по транспортеру-рольгангу, проложенному по лотку туннеля.

На рис. 30 показан эректор для станционных туннелей [10]. Он представляет подвижную пространственную металлическую

конструкцию, смонтированную из прокатных профилей и располагаемую при помощи опорных стоек на лотковой части туннеля.

Опорная конструкция состоит из шести вертикальных стоек 3, расположенных по бокам туннеля. Эти стойки опираются на продольные балки 2, располагаемые на кронштейнах 1, которые крепятся к ребрам тубингов. На уровне первого яруса эректора расположена балочная конструкция 9 с дополнительной надстройкой 7. На последней в трех ярусах расположены выдвижные платформы 4, перемещаемые при помощи гидравлических домкратов. Сам эректор перемещается гидравлическими домкратами 11, опирающимися откидными захватами на ребра тубингов. Рычаг 5 эректора находится в корпусе, внутри которого размещается также механизм изменения длины рычага. В состав этого устройства входят электродвигатель 6 и захват 10. Электроприводный механизм 8 состоит из двигателя, редуктора, главного вала и тормозного устройства.

Внутренний диаметр туннеля, в котором работает эректор, равен 8,8 м, масса эректора 36 т, общая мощность двигателей 50 кВт.

5.4. РЕМОНТ И ПОВТОРНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ КРЕПИ

Металлическая крепь, деформирующаяся в процессе эксплуатации, может быть повторно использована после восстановления.

Реставрация деформированной крепи производится специальными правильно-гибочными гидравлическими прессами ПГА-600, ПГА-900, ПАК-150, БК-400 и др., развивающими давление до 80 тс, снабженными набором штампов и комплектами измерительных шаблонов. Ремонт крепи с помощью этого оборудования производится непосредственно в шахте. Пункт восстановления крепи оборудуется в камере, в которой устанавливается на тележке один из указанных прессов.

Деформированные элементы крепи выправляют с помощью двух штампов. Верхний штамп, называемый пуансоном, жестко закрепляется на подвижной траверсе, а нижний — матрица — на нижней раме пресса. Производительность одного пресса от 10 до 50 рам в смену.

Извлечение деформированной крепи или крепи из погашаемых выработок, является сложной и опасной операцией. Нагруженная рама или ее элемент, освобождаясь от напряжения, может дать резкую отдачу. Снятие крепи влечет за собой вывалы пород кровли и боков выработки, нарушение равновесия системы «крепь—массив горных пород». Иногда снятие нескольких нагруженных рам крепи может вызвать большой обвал пород и деформацию крепи на значительном участке выработки. Поэтому извлечение крепи производится в определенной после-

довательности с соблюдением ряда требований техники безопасности [60].

За сутки до начала работ по извлечению машинным маслом смазывают гайки хомутов для облегчения их свинчивания. Под верхняк извлекаемой рамы устанавливают стойку, снимают межрамные стяжки и соединительные хомуты. Крепежная рама разгружается от давления посредством удаления затяжек с бо-

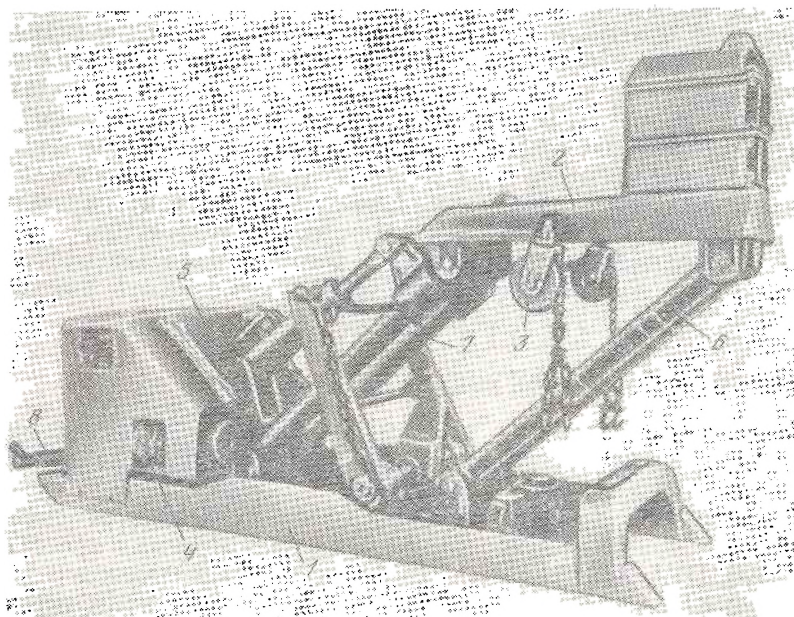


РИС. 31. Машина МИК-2 для извлечения крепи:

1 — нижняя рама; 2 — верхняя плита; 3 — подвесные блоки; 4 — насосная станция;
5 — пульт управления; 6 и 7 — стойки; 8 — гидродомкрат для подтягивания машины

ков выработки и частичного выпуска породы. Стойки крепи выводят из зацепления с верхняком и извлекают с помощью лебедки (или специальной машины) через переносной блок, укрепляемый на верхняке ближайшей рамы и устанавливаемый так, чтобы стойки, подаваясь вверх, одновременно извлекались в сторону закрепленной части выработки. После извлечения стоек под верхняк следующей рамы устанавливают временную стойку и убирают верхняк предыдущей, демонтируемой рамы. Таким образом, до извлечения стоек каждой крепежной рамы со стороны завала должен сохраняться поддерживаемый временной стойкой верхняк, под прикрытием которого ведется демонтаж очередной рамы. Затем выбивают временную стойку из-

под верхняка и при помощи лебедки канатом извлекают верхняк.

Извлеченную крепь сортируют на элементы, пригодные для повторного использования без ремонта и деформированные, но пригодные для восстановления. Из первых комплектуются рамы, а деформированные элементы и метизы направляются на восстановление. Элементы крепи, непригодные для восстановления, сдаются в металлолом.

Для механизации и повышения безопасности работ по извлечению используют различные машины. Машина МИК-2 (рис. 31) с помощью домкратов распирается так, чтобы надставки на верхней плите удерживали верхняк. Затем на стойки крепи у почвы надевают захваты, укрепленные на цепях, демонтируют соединительные замки и гидродомкратами извлекают стойки. После этого верхняя плита вместе с верхняком опускается и гидродомкратом машина подтягивается на шаг крепи для извлечения следующей крепежной рамы. С верхней плиты снимают верхняк и машину раскрепляют для следующего цикла работ. За смену машина делает 25 циклов, передвигаясь от забоя в выработку. Оператор находится в кабине машины.

РАЗДЕЛ III

МОНОЛИТНЫЕ БЕТОННАЯ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КРЕПИ

ГЛАВА 6

МАТЕРИАЛ КРЕПИ

6.1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВА БЕТОННОЙ СМЕСИ

Бетон как строительный материал в подземных сооружениях применяют для крепления шахтных стволов, выработок околоствольного двора, туннелей и камер различного назначения.

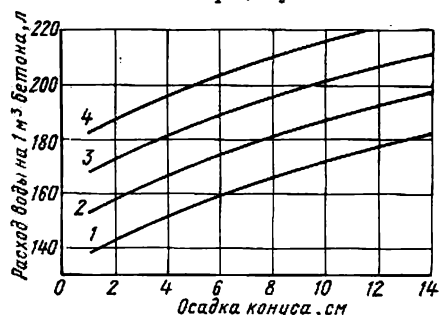


РИС. 32. Водопотребность бетонной смеси, изготовленной с применением портландцемента, щебня и песка средней крупности:

1 — 80 мм; 2 — 40 мм; 3 — 20 мм; 4 — 10 мм

Бетон изготавливается из смеси многокомпонентного состава. Поэтому его стоимость, физико-механические и технологические свойства определяются характеристиками отдельных компонентов и их количественным соотношением в составе смеси. Бетонная смесь состоит из цемента, крупного и мелкого заполнителей, воды и различных добавок для получения специальных бетонов. Расчет состава бетона сводится к определению весового или объемного (менее точного) расхода каж-

дого из компонентов на 1 м³ смеси и может выполняться экспериментально или путем расчетов.

Чаще всего пользуются расчетно-экспериментальным методом, предложенным Б. Г. Скрамтаевым и Ю. М. Баженовым [67].

1. Определяют водоцементное отношение ($B:C$) в зависимости от требуемой прочности, срока и условий твердения бетона или путем предварительных опытов, устанавливающих зависимость прочности бетона от $B:C$ и активности цемента (с применением местных заполнителей), или ориентировочно по известной формуле

$$R_{28} = kR_c \left(\frac{C}{B} - 0,5 \right), \quad (3.1)$$

где R_{28} — требуемый предел прочности при сжатии бетона в возрасте 28 сут, кгс/см²; R_c — активность цемента; k — коэффици-

ент, характеризующий качество заполнителя и равный 0,55, 0,5 и 0,4 соответственно при высококачественных, рядовых и низкого качества заполнителях.

2. Определяют расход воды на 1 м³ бетона в зависимости от требуемой подвижности (удобоукладываемости) бетонной смеси по заранее установленной опытным путем зависимости бетонной смеси согласно ГОСТ 10181—76 «Методы определения удобоукладываемости бетонной смеси и прочности бетона» или по графикам, показанным на рис. 32.

Графики действительны при расходе цемента до 400 кг на 1 м³ бетона с применением щебня и песка средней крупности при водопотребности последнего 7%. При применении мелкого песка с водопотребностью свыше 7% расход воды увеличивается на 5 л на каждый процент увеличения водопотребности песка; при применении крупного песка с водопотребностью ниже 7% расход воды уменьшается на 5 л на каждый процент уменьшения водопотребности песка.

3. Определяют расход цемента

$$Ц = \frac{B}{B/Ц}, \quad (3.2)$$

где B — расход воды, л.

Если расход цемента на 1 м³ бетона окажется ниже допускаемого по «Строительным нормам и правилам», то необходимо довести его до нормы.

4. Определяют расход щебня или гравия на 1 м³ бетона

$$Щ = \frac{1000}{V_{щ} \frac{\alpha}{\rho'_{щ}} + \frac{1}{\rho_{щ}}}, \quad (3.3)$$

где $V_{щ}$ — пустотность щебня или гравия в стандартно-рыхлом состоянии (в формулу подставляется в виде относительной величины); α — коэффициент раздвижки зерен щебня (гравия) раствором; $\rho'_{щ}$ — плотность щебня или гравия, кг/л; $\rho_{щ}$ — плотность камня щебня или гравия, кг/л.

Пустотность щебня рекомендуется определять по формуле

$$V_{щ} = 1 - \frac{\rho'_{щ}}{\rho_{щ}}. \quad (3.4)$$

Коэффициент раздвижки α для пластичных бетонных смесей подбирают по данным табл. 12 в зависимости от количества цементного теста и крупности песка. Для жестких бетонных смесей $\alpha = 1,05—1,1$ (меньшие значения принимают в случае применения мелких песков)

5. Определяют расход песка на 1 м³ бетона

$$П = \left[1000 - \left(\frac{Ц}{\rho_{ц}} + B + \frac{Щ}{\rho_{щ}} \right) \right] \rho_{п}, \text{ кг}, \quad (3.5)$$

где Π , B , Π — расход цемента, воды и щебня (гравия) на 1 м^3 бетона, кг; $\rho_{\text{ц}}$, $\rho_{\text{щ}}$, $\rho_{\text{п}}$ — плотность камня цемента, песка и щебня (гравия), кг/л.

Рассчитанный состав бетонной смеси проверяют при пробных замерах на подвижность (удобоукладываемость). При не-

Таблица 12

Расход цемента, кг	Значение коэффициента α при водоцементном отношении				
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
250	—	—	1,26	1,32	1,38
300	—	1,3	1,36	1,42	—
350	1,32	1,38	1,44	—	—
400	1,4	1,46	—	—	—

Примечание. Данные таблицы рассчитаны на песок средней крупности. При применении мелкого песка с водопотребностью свыше 7% коэффициент α уменьшается на 0,03 на каждый процент увеличения водопотребности песка; при применении крупного песка с водопотребностью ниже 7% коэффициент α увеличивается на 0,03 на каждый процент уменьшения водопотребности.

обходимости вносятся поправки в состав бетона. На контрольных образцах проверяют прочность бетона.

Пример. Определить состав бетона марки 250 с подвижностью бетонной смеси по осадке конуса 6—8 см. Материалы: портландцемент марки 400 с плотностью камня 3,1 кг/л; песок средней крупности с водопотребностью 7% и плотностью камня 2,63 кг/л; гранитный щебень с предельной крупностью 40 мм, плотностью камня 2,6 кг/л и плотностью 1,48 кг/л.

Решение.

1. По формуле (3.1) определяем водоцементное отношение

$$\frac{B}{\Pi} = \frac{kR_{\text{ц}}}{R_{25} + 0,5kR_{\text{ц}}} = \frac{0,5 \cdot 400}{250 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 400} = 0,57;$$

2. По графикам на рис. 32 определяем расход воды $B=175 \text{ л}$.

3. Находим расход цемента по формуле (3.2)

$$\Pi = \frac{175}{0,5} = 310 \text{ кг};$$

4. Определяем пустотность щебня по формуле (3.4)

$$V_{\text{щ}} = 1 - \frac{1,48}{2,6} = 0,44;$$

5. По данным табл. 12 в зависимости от расхода цемента $\Pi=310 \text{ кг}$ и водоцементного отношения $B:\Pi=0,57$ определяем коэффициент раздвижки $\alpha=1,36$.

6. Находим расход щебня по формуле (3.3)

$$\Pi = \frac{1000}{0,44 \cdot \frac{1,36}{1,48} + \frac{1}{2,6}} = 1300 \text{ кг};$$

7. Расход песка определяем по формуле (3.5)

$$П = 1000 - \left(\frac{310}{3,1} + 175 + \frac{1300}{2,6} \right) 2,63 = 585 \text{ кг.}$$

Для туннелей и камерных выработок соотношение Ц:В может быть определено по формуле

$$\frac{Ц}{В} = \frac{1 + 0,18 \frac{R_{ц}}{R_{28}}}{0,45 \frac{R_{ц}}{R_{28}}}, \quad (3.6)$$

где $R_{ц}$ и R_{28} — активность цемента и марка бетона.

Т а б л и ц а 13

Осадка конуса, см	Крупность заполнителя, мм			
	гравий		щебень	
	20	40	20	40
4—6	185	170	200	185
7—10	195	180	210	195

По данным табл. 13 определяют расход воды B в зависимости от осадки стандартного конуса и наибольшей крупности заполнителя.

По количеству воды и цементно-водного соотношения находят расход цемента

$$Ц = \frac{Ц}{В} B,$$

далее по известным методам определяют объем 1 м^3 крупных и мелких заполнителей. Для подземных сооружений, например, при бетоне марки 300, активности цемента 400, наибольшей крупности щебня 40 мм и осадке конуса 6 см, оптимальным является состав: цемент 388 кг/м^3 , песок 700 кг/м^3 , щебень 1142 кг/м^3 и вода 185 кг/м^3 .

Бетонная смесь с осадкой конуса 4—10 см после укладки обязательно должна быть провибрирована. В узких местах или при густом армировании в железобетонных конструкциях применяют литую бетонную смесь, не требующую вибрирования. Литая бетонная смесь начинает все шире находить применение в туннелях и шахтных трубопроводах (Ингури ГЭС, Нурекская ГЭС, Днепрогэс-II и др.). Характерный состав литого бетона для туннеля на строительстве Днепрогэс-II имел следующее значение: цемент $430—460 \text{ кг/м}^3$, песок $785—805 \text{ кг/м}^3$, щебень $785—805 \text{ кг/м}^3$, вода $245—268 \text{ кг/м}^3$, сульфитно-спиртовая барда (ССБ) $0,63—0,68 \text{ кг/м}^3$, бентонитовая глина

25—27 кг/м³. Марка бетона 300. Укладка велась пневмобетоноукладчиками без применения вибрирования.

Детальные исследования литого бетона для подземных сооружений ведут в институтах Оргэнергострой и в научно-исследовательском секторе института Гидропроект. В выработках Ингури ГЭС литую бетонную смесь применяют с добавкой кремнегеля (добавка ОЭС-КГ), представляющего собой порошкообразное вещество из окиси кремния. Литой бетон имел следующий состав: шлакопортландцемент 300 кг/м³, песок с модулем крупности 2,7 от 0,15 до 2,5 мм 930 кг/м³, щебень фракции 20—10 мм — 558 кг/м³, щебень фракции 10—5 мм — 372 кг/м³, кремнегель 6 кг/м³, бентонит 3 кг/м³. Осадка конуса 18—22 см.

В гидротехнических туннелях облицовки или покрытия с повышенной кавитационной стойкостью и стойкостью к истиранию допускается проектировать из бетонов высоких марок (более 400) со специально подобранным составом из бесцементных бетонов на основе полимерных вяжущих (эпоксидных, фуруловых смол и пр.).

При необходимости обеспечения требования повышенной водонепроницаемости (в выработках специального назначения) может найти применение полимерцементный бетон на основе фурановых смол. Такой бетон имеет в своем составе расширяющийся портландцемент (состоит из 75—80% обычного портландцемента и 20—25% гипсоглиноземного цемента), а в воду затворения добавляют фуриловый спиртомономер (до 20% от массы воды). Коэффициент фильтрации такого бетона значительно ниже, чем у гидротехнического бетона марки В-8 по водонепроницаемости.

При расчете состава бетонов, используемых для крепления подземных сооружений, необходимо учитывать специфические условия их укладки и работы. Шахтные крепи из бетона подвержены действию агрессивных вод, и бетон, приготовленный из обычных компонентов, подвергается коррозии и разрушается. Действию коррозии в большей степени подвержены крепи стволов, в меньшей — горизонтальных выработок, туннелей и камер.

Основные мероприятия по борьбе с агрессивной средой — это обеспечение высокой плотности бетона, применение быстротвердеющих сульфатостойких цементов (шлакопортландцементов, глиноземистых цементов) и поверхностно-активных добавок. В качестве пластифицирующих добавок для увеличения плотности бетона широкое распространение получили концентраты сульфитно-спиртовой барды, которые рекомендуется вводить от 0,1 до 0,24% от массы цемента. Водонепроницаемость и стойкость бетонов против коррозии существенно увеличиваются с применением добавок абиегата и продуктов нейтрализации абиегиновой смолы (СНВ). Обе добавки вводят в виде водного раствора 0,01—0,03% от массы цемента.

Большое влияние на повышение водонепроницаемости и стойкости бетонов против агрессивной среды оказывают добавки сернокислого алюминия: 0,8—1,2% этой добавки повышает водонепроницаемость в 35—40 раз и увеличивает прочность бетона на 10%.

Для приготовления быстротвердеющих бетонов, применяющихся при креплении отдельных выработок, в смесь добавляют 2—5% хлористого кальция или хлористого натрия от массы цемента. Большее их содержание понижает прочность бетона. Выбор добавки определяется активностью цемента и минералогическим составом клинкера. Для соблюдения необходимой подвижности при транспортировании на большие расстояния в бетонную смесь добавляют сульфат натрия, примерно 0,2—0,5% от массы цемента. Во всех случаях состав бетона зависит от горно-геологических условий, принятой технологии доставки бетонной смеси и организации работ по креплению выработок.

6.2. КОНТРОЛЬ ЗА КАЧЕСТВОМ ПРИГОТОВЛЕНИЯ СМЕСИ

Горные выработки являются ответственными инженерными сооружениями. Поскольку крепь — основной конструктивный элемент горного сооружения, она должна строго соответствовать проектным параметрам, выполнена из бетона требуемой марки, быть водонепроницаема и стойка против агрессивной среды. При возведении крепи из быстротвердеющего бетона с транспортированием бетонной смеси по трубам, а также с помощью пневмобетонукладчиков, за подвижные металлические опалубки технология крепления упрощается, но значительно повышаются требования к качеству и организации бетонных работ.

Для обеспечения требуемого качества бетонной крепи надо систематически контролировать компоненты, соблюдая заданную дозировку, порядок и продолжительность выполнения отдельных операций при приготовлении, транспортировании и укладке смеси. Ежедневно следует проверять исправность весовых дозаторов и объемных мерников на бетонорастворных узлах или заводах. Систематически необходимо контролировать качество бетона в разный период твердения, особенно быстротвердеющих смесей. Контроль качества бетона, его составляющих и бетонных работ должен осуществляться лабораторией, инспекцией по качеству работ, авторским надзором проектной организации.

Цементы можно использовать только по получении предварительного заводского паспорта и лабораторных испытаний. Нельзя применять цементы, не отвечающие требованиям соответствующих ГОСТов. Цемент, поступающий на строительство, должен быть оформлен соответствующим актом.

Для контроля качества бетонной смеси и твердеющего бетона крепи необходимо:

проверять чистоту и влажность заполнителей;
проверять дозировку составляющих бетонной смеси на пластичность;

замерять температуру составляющих бетонной смеси при выходе из бетономешалки и перед укладкой за опалубку;
определять консистенцию (подвижность) бетонной смеси;
проверять прочность бетона на сжатие путем испытания контрольных образцов.

Чистоту и влажность заполнителей следует проверять каждую смену. Пробу берут непосредственно из бункера бетоносмесительного узла. Одновременно необходимо контролировать правильность дозировки составляющих бетонной смеси на пластичность. Особое внимание рекомендуется обращать на влажность каждой партии песка, поступающего в бункер бетоносмесительного узла. При необходимости следует корректировать весовую дозировку составляющих.

Заполнители, применяемые для приготовления бетонной смеси, по поступлении на шахту надо предварительно испытать, а результаты занести в карту испытаний. Пробы песка и щебня отбирают согласно ГОСТ 8268—74 (для песка) и ГОСТ 8736—77 (для щебня).

Зимой необходимо определять температуру бетонной смеси перед укладкой и температуру воздуха в выработке. Полученные данные о температуре и пластичности бетонной смеси заносят в журналы приготовления бетона и производства бетонных работ.

Одной из важнейших характеристик при механизированной укладке бетона и транспортировании бетонных смесей по трубам является подвижность бетонной смеси, которую обычно проверяют с помощью стандартного конуса. Показатель подвижности бетонной смеси (в сантиметрах) вычисляется с точностью до 1 см как среднее арифметическое результатов двух определений осадки конуса бетонной смеси из одной пробы, отличающихся между собой не более чем на 2 см. При большем расхождении результатов пробы берут от новой смеси до получения требуемой сходимости результатов.

Подвижность бетонной смеси определяют на бетонорастворном узле (заводе) не реже двух раз в смену, перед спуском бетонной смеси в шахту также не реже двух раз в смену, при выходе из бетонопровода и при непосредственной укладке за опалубку — не реже одного раза в смену.

Большинство свойств бетона находится в прямой зависимости от его прочности на сжатие и, следовательно, этот показатель является основной характеристикой материала. Прочность уложенного бетона контролируют путем испытаний серий образцов, изготовленных у места бетонирования и хранящихся в условиях нормального твердения. Разрешается отбирать пробы укладываемой бетонной смеси непосредственно у приемного

бункера ствола. Испытание производят согласно ГОСТ 10180—74 и ГОСТ 11050—64.

Если проектная марка бетона характеризуется не только прочностью, но и водонепроницаемостью, последнюю проверяют по методике, предусмотренной ГОСТ 4800—59. Для испытания бетона на водонепроницаемость образцы отбирают от каждой партии бетонной смеси объемом 100 м^3 , уложенной в крепь.

Для определения прочности бетона, укладываемого в обычных условиях, от каждой партии бетонной смеси объемом 50 м^3 непосредственно на месте укладки или перед спуском ее в шахту берут в специальные металлические разъемные формы шесть стандартных образцов — кубиков размером $20 \times 20 \times 20 \text{ см}$ (в случае применения щебня крупностью до 70 мм); $15 \times 15 \times 15 \text{ см}$ (если щебень крупностью до 40 мм) и $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$ (крупность щебня до 20 мм). При укладке бетона в обычных условиях три образца из шести испытывают в возрасте 7 сут, а другие три — в возрасте 28 сут. До назначенного срока испытаний образцы хранят в камерах нормального твердения.

При подаче бетонной смеси в ствол бадьями пробы отбирают на месте укладки из различных мест разгруженной смеси. Укладка бетона в формы должна быть закончена не позднее чем через полчаса после его приготовления. При транспортировании бетонной смеси в стволы по трубам пробы отбирают на месте укладки из разных мест в три приема.

Ниже приведены основные требования к материалам для приготовления бетонных смесей.

Цементы. Для устройства монолитной бетонной крепи используют следующие марки цемента:

в обычных условиях — портландцемент марок 300, 400 и выше;

в особых случаях, когда требуется, чтобы бетонная крепь быстро достигала заданной прочности, — быстротвердеющий портландцемент, а при наличии агрессивной среды — сульфатостойкий портландцемент марки не ниже 300.

Применяемые цементы должны отвечать требованиям ГОСТ 10178—76.

Марка (активность) цемента ($300, 400, 500, 600 \text{ кгс/см}^2$) должна быть выше требуемой марки бетона в $1,25$ — 2 раза, что позволяет получать составы бетона с умеренным расходом цемента.

Заполнители. В качестве заполнителя бетона разрешается применять гравий, щебень, песок, полученные из твердых прочных горных пород и удовлетворяющие требованиям следующих ГОСТ 10268—70, ГОСТ 10260—74 и ГОСТ 8268—74.

Заполнители не должны содержать комков глины, пылевидных фракций и органических примесей. Крупный заполнитель можно использовать при наличии в нем мелочи крупностью до 5 мм не выше 5% . Марка щебня (по прочности исходной

породы на сжатие) должна быть не менее чем в 1,5 раза выше марки бетона. Для бетона марок 400 гравий, как правило, не допускается, разрешается применять только щебень. Применение гравийно-песчаной смеси (вскрышной массы) или рядового несортированного щебня допускать нельзя, запрещено применение более 5—10% по весу гравия или щебня пластинчатой (лещадной) формы.

Для обеспечения постоянного гранулометрического состава крупный заполнитель необходимо делить на фракции. Рекомендуемые соотношения фракций в зависимости от способа транспортирования приведены в табл. 14.

Т а б л и ц а 14

Наибольшая крупность заполнителя, мм	Фракция, %			Способ транспортирования бетона
	5—20 мм	20—40 мм	40—70 мм	
20	100	—	—	По трубам
40	50	50	—	То же
70	25	30	45	Бадьями, вагонетками

Песок для приготовления бетона должен иметь плотность более 1300 кг/м³ и крупность до 5 мм. Наличие зерен гравия в песке размером более 10 мм не допускается, а количество зерен размером от 5 до 10 мм не должно превышать 10% по весу. Количество пылевидных глинистых и илистых частиц, определяемых отмачиванием, не должно превышать 3% по весу.

В песке не должно быть комков глины и суглинка. Песок должен дозироваться при приготовлении в двух фракциях крупной от 0,63 до 5 мм и мелкой от 0,14 до 0,63 мм.

Вода для затворения бетонной смеси не должна содержать вредных примесей, препятствующих нормальному схватыванию и твердению вяжущего. Болотные и сточные воды, а также воды, загрязненные вредными примесями (кислотами, солями, маслами и т. д.), имеющие водородный показатель $pH < 4$ и содержание сульфатов в расчете на $SO_4^{''}$ более 0,27% от массы воды, применять для затворения и поливки бетона не разрешается.

Добавки. Для увеличения прочности бетона в раннем возрасте можно добавлять ускоритель твердения — хлористый кальций $CaCl_2$ до 4% от массы цемента. $CaCl_2$ должен удовлетворять требованиям ГОСТ 450—70 («Кальций хлористый, технический»). Каждая партия ускорителя твердения должна быть снабжена паспортом с краткой характеристикой его технических свойств. Для увеличения подвижности бетонной смеси и уменьшения расхода цемента при одном и том же водоцемент-

ном отношении в бетонную смесь следует вводить различного рода поверхностно-активные, воздухововлекающие, пластифицирующие и другие добавки, в частности сульфитно-спиртовую барду до 0,2% сухого вещества от массы цемента.

6.3. КОРРОЗИЯ БЕТОНА

Коррозия бетонной крепи происходит в результате воздействия на бетон агрессивных шахтных вод. По характеру воздействия и в зависимости от реакций, возникающих в бетоне и особенно в цементном камне под действием агрессивных вод, коррозия по классификации проф. В. М. Москвина бывает трех видов.

При коррозии первого вида основным процессом, разрушающим бетон, является фильтрация. Вода растворяет и выносит составные части цементного камня. Такое явление называется выщелачивающей агрессией.

При коррозии второго вида возникают обменные реакции, развивающиеся в бетоне под действием агрессивных вод, содержащих химические вещества, которые образуют хорошо растворимые составные части цементного камня и аморфные вещества, не обладающие вяжущими свойствами. Такая агрессия называется углекислой, магнезиальной и общекислотной.

При коррозии третьего вида происходят образование и рост кристаллов солей, которые получаются в результате взаимодействия агрессивной среды с цементным камнем. Кристаллы новых солей накапливаются в порах, капиллярах и трещинах бетона. В процессе роста они разрушают цементный камень. Такое явление называется сульфатной агрессией.

Как правило, в бетоне происходят различные комбинации двух или трех типов агрессии. На различных участках бетонной крепи в зависимости от состава агрессивных вод могут протекать различные коррозионные процессы. Наибольшее распространение в шахте получила выщелачивающая и сульфатная агрессия.

По составу шахтных вод определяют возможность появления различной коррозии. В каждом случае необходимо устанавливать закономерность разрушения бетона и разрабатывать меры, обеспечивающие его долговечность. Скорость процесса разрушения бетона зависит от ряда взаимосвязанных между собой факторов: его физических свойств (в основном плотности), минералогического и химического состава цемента, химического состава шахтной воды и свойств заполнителей. В глубоких шахтах бетонная крепь кроме воды иногда подвергается воздействию высоких и низких (при охлаждении воздуха) температур. При этом важное значение имеет термостойкость бетона.

Сущность **выщелачивающей агрессии** заключается в том, что вода в контакте с бетоном растворяет гидрат окиси кальция,

который образуется при твердении цемента, и выносит его из бетона. Тем самым уменьшается прочность, увеличивается пористость и водопроницаемость бетонной крепи.

Характерные признаки начала разрушения бетона при выщелачивающей агрессии — появление на поверхности крепи белых пятен, подтеков и образование кристаллов углекислого кальция.

Особенно сильно подвержены агрессии бетоны в раннем возрасте. Этому способствует и относительно небольшая толщина крепи. Количество растворимого и выносимого из бетона вещества пропорционально скорости движения и количеству воды. С увеличением агрессии увеличиваются поры в бетоне и, следовательно, растет скорость фильтрации, зависящая от напора, толщины конструкции, трещин и качества бетона.

Агрессивность воды возрастает с уменьшением жесткости. При содержании в воде карбонатов и бикарбонатов кальция и магния опасность выщелачивания уменьшается. Наличие в воде сернокислых и хлористых солей, а также кислот увеличивает коррозию первого вида. Интенсивность агрессии уменьшается с возрастом бетона. В этом случае внутренняя сторона крепи первые 1—2 года выщелачивается, а затем процесс разрушения приостанавливается и вода смывает патеки.

Замедление процесса выщелачивания со временем объясняется структурным уплотнением цементного камня в связи с набуханием цементного слоя и естественным уплотнением бетона осадками, выпадающими из шахтных руд. Кроме того, поры и капилляры цементного камня заполняются гелем кремнезема, образующимся при разложении гидросиликата кальция. Прекращению агрессии способствует также образование на поверхности бетона защитной карбонатной корки.

Стойкость бетона против выщелачивания резко повышается при введении в него тонкомолотого трепела. Следует отметить, что шлакопортландцемент является более стойким к процессу выщелачивания, чем портландцемент. Среднее положение занимает глиноземистый цемент.

Основными мерами защиты бетона от коррозии первого вида является применение в конструкциях крепи плотных бетонов, где меньше скорость фильтрации воды, а также использование глиноземистых цементов и шлаковых портландцементов.

Сущность углекислой агрессии заключается в том, что углекислота, содержащаяся в шахтной воде, взаимодействует с гидратом окиси кальция, который выделяется при твердении портландцемента, и углекислым кальцием, образующимся на поверхности бетона. При этом образуется более растворимый и легко выщелачивающийся бикарбонат кальция. Внешние признаки углекислой агрессии такие же, как выщелачивающей. Определить характер агрессии можно химическим анализом после исследования новообразований. Интенсивность угле-

кислой агрессии зависит от содержания в воде CO_2 , жесткости воды, притока и силы ее напора. Коррозия второго вида не наблюдается при фильтрации воды через известняки и при малом водопитоке. В условиях углекислой агрессии бетоны, приготовленные из портландцементов, не стойки. Большей стойкостью в этом случае обладает бетон на шлакопортландцементе и глиноземистом цементе, которые обеспечивают большую плотность цементного камня.

Наиболее эффективными мерами по увеличению стойкости бетона к углекислой агрессии является повышение плотности бетона и приготовление его из быстротвердеющих шлакопортландцементов и пуццолановых портландцементов.

Магнезиальная агрессия происходит от воздействия сернокислого магния на цементный камень. При этом сернокислый магний реагирует с гидратом окиси кальция, гидросиликатами и гидроалюминатами кальция. Малорастворимые продукты реакции выпадают в осадок. В результате образуются гидраты окиси магния и глинозема, представляющие собой непрочную аморфную массу. Магнезиальная агрессия не опасна для бетонной крепи горных пород, но ее действие на бетон увеличивается, когда ей сопутствует сульфатная агрессия.

Мероприятия по борьбе с магнезиальной агрессией такие же, как с углекислой.

При воздействии на бетон крепи различных кислот (серной, соляной, уксусной и т. п.), которые могут быть в шахтной воде, наблюдается коррозия бетона вследствие **общекислотной агрессии**. Как правило, в шахтных водах присутствует в основном серная кислота, которая взаимодействует с цементным камнем и образует легко смываемый гипс. Кислые воды чаще встречаются в водосборниках, насосных камерах и сточных канавках. В этом случае нельзя применять портландцементы. Для защиты бетона от кислотной агрессии повышают его плотность, устраивают гидроизоляцию поверхности, применяют глиноземистый цемент.

Сущность **сульфатной агрессии** заключается в воздействии сульфатных вод на цементный камень, которые повышают растворимость его составляющих и развивают обменные реакции. При значительной концентрации в воде ионов SO_4 в бетоне образуются кристаллы гипса или гидросульфата алюмината кальция, что приводит к значительному увеличению объема. Кристаллы образуются и накапливаются в порах, капиллярах, трещинах бетона и по мере роста разрушают его.

Сульфатная агрессия вызывает интенсивное разрушение бетона даже при относительно замедленном обмене воды у его поверхности.

Признаком коррозии третьего вида является вытеснение из трещин бетона сметанообразной массы. На поверхности бетонной крепи образуется карбонатная корка. Под коркой

находятся продукты разложения — белая масса густой консистенции. В некоторых случаях карбонатная корка препятствует проникновению сульфатных вод в бетон и приостанавливает разрушение.

Интенсивному развитию сульфатной агрессии способствует неплотный бетон, неправильно подобранный вид цемента, высокое содержание SO_4 в шахтной воде и большие водопритоки. Использование в бетонной смеси поверхностно-активных добавок (сульфитно-спиртовой барды) повышает стойкость бетона к сульфатной агрессии и выщелачиванию.

Наименее стоек к коррозии третьего вида бетон, приготовленный на обычном портландцементе. Применение шлакового портландцемента увеличивает сульфатостойкость бетона по сравнению с обычным портландцементом. Положительно влияет на сульфатостойкость бетона добавка к портландцементу трепела, который связывает гидрат окиси кальция и однокальциевый гидросиликат. Однако предельное количество добавки трепела к портландцементу не должно превышать 25%.

Наиболее стойким к сульфатной агрессии является глиноземистый цемент, который не содержит трехкальциевого алюмината и обеспечивает получение высокоплотного бетона.

Таким образом, общие мероприятия по борьбе со всеми видами агрессий в подземных сооружениях — обеспечение высокой плотности бетона, применение быстротвердеющих сульфатостойких шлакопортландцементов, а в исключительных случаях глиноземистого цемента, использование в бетонной смеси поверхностно-активных добавок и тонкомолотого трепела. Наиболее эффективным мероприятием против коррозии бетона, особенно в стволах, является применение цементации пород на водоносных горизонтах с целью предотвращения притока воды в горные выработки.

Плотность бетона в крепи можно повысить, уменьшая водосодержание бетонной смеси. Лишняя вода, оставшаяся после реакции с цементом, испаряется, оставляя поры, которые нарушают плотность бетона. Уменьшить водосодержание смеси, не снижая ее пластичных свойств, можно используя поверхностно-активные добавки (сульфитно-спиртовую барду 0,10—0,25% от массы цемента, мылонафт, абиетиную смолу и др.).

Вопросы, связанные с коррозией гидротехнического бетона, освещены в работе [8].

6.4. МАРКА БЕТОНА

Повышение работоспособности монолитной бетонной крепи позволит значительно расширить ее применение.

В настоящее время одним из основных резервов повышения несущей способности монолитной бетонной крепи является увеличение ее толщины, что удорожает ее конструкцию. Между тем существенного увеличения несущей способности можно до-

стичь, применяя бетон более высоких марок. До сих пор в отечественной практике для крепления горных выработок служил бетон марки 100—150, в то время как известны примеры крепления выработок бетоном марки 250—300.

В частности, проектные марки бетона по прочности на сжатие для бетоновых и железобетонных крепей туннелей и камер назначаются не ниже: для монолитных конструкций 200, а для сборных и преднапряженных конструкций 300.

Более низкие марки допускаются при специальном обосновании. По СНиП П-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» нормативные сопротивления бетона для наиболее

Т а б л и ц а 15

Вид напряженного состояния	Обозначение	Нормативные сопротивления бетона (кгс/см ²) при марке бетона по прочности на сжатие				
		200	250	300	350	400
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{пр}^H$	115	145	170	200	225
Растяжение осевое	R_p^H	11,5	13	15	16,5	18

употребительных марок для подземных конструкций приведены в табл. 15.

Следует отметить, что по СНиП расчетные сопротивления бетона определяются путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты безопасности по бетону при сжатии $K_{б.с}$ или при растяжении $K_{б.р}$, равные 1,3 и 1,5 для расчета по предельным состояниям первой группы и 1 для второй группы. Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы снижаются путем умножения на коэффициент условий работы бетона, равный 0,85—0,9 (в некоторых случаях этот коэффициент равен 1,1—1,2). Модули упругости бетона E_b по СНиП П-21-75 принимаются равными

Марка бетона	200	250	300	350	400
E_b , кгс/см ²	$240 \cdot 10^3$	$265 \cdot 10^3$	$290 \cdot 10^3$	$310 \cdot 10^3$	$330 \cdot 10^3$

После образования трещин в железобетонном элементе модуль упругости разрешается принимать равным 0,7 E_b . Коэффициент Пуассона для бетона $\mu = 0,2$, модуль сдвига $G = 0,4 E_b$. Плотность бетона принимается равной 2400 кг/м³, железобетона 2500 кг/м³.

При предварительном проектировании можно пользоваться следующими данными, устанавливающими соотношение между марками бетона (табл. 16).

Марка бетона по СНиП П-21-75 устанавливается на 28 день, в туннелях и камерах при особом обосновании — на 180 день твердения.

В связи с использованием в практике подземного строительства бетонов различных марок представляет интерес исследование эффективности повышения марки бетона при креплении горных выработок.

Основным критерием при сравнении однотипных конструкций крепи в одинаковых условиях является их стоимость. Эффективность конструкции можно оценить отношением стоимости материалов крепи к ее предельной несущей способности. Если стоимость крепления выработки определить довольно просто, то

Т а б л и ц а 16

Марка бетона	Марка бетона по прочности на сжатие		
	200	250	350
По прочности на растяжение	P18	P20	P25
По водонепроницаемости	B6	B8	B12
По морозостойкости	Мрз 150	Мрз 250	Мрз 350

выполнить расчет крепи на предельную нагрузку сложно. Это можно объяснить, во-первых, трудоемкостью задачи по определению усилий в многократно статически неопределимой конструкции и, во-вторых, неопределенностью величины и распределения нагрузок, действующих на крепь. Однако вполне обоснованно можно утверждать, что крепь с большей несущей способностью обеспечит лучшую устойчивость выработки.

Методы расчета конструкции крепи отличаются многообразием принятых расчетных схем и самой постановкой задачи. Более точны и совершенны те из них, которые рассматривают формирование нагрузки на крепь с учетом сил отпора пород. Из существующих методов расчета монолитных крепей с учетом отпора породы достаточно универсальным является метод Метропроекта [10].

На ЭВМ по программе, алгоритмом для которой служил метод Метропроекта, было просчитано 8500 вариантов различных комбинаций, входящих в расчет параметров. Полученные результаты расчетов и принятые при этом параметры табулировались по безразмерным комбинациям. После их обработки были получены формулы, позволяющие определить с достаточной для инженерного расчета точностью максимальные сжимающие $\sigma_{сж}$ и растягивающие $\sigma_{р}$ напряжения в наиболее опасном сечении крепи при различных нагрузках [28]:

сосредоточенная нагрузка P

$$\sigma_{сж} = -0,5 \frac{P}{rb_0} \left(0,15 \frac{E}{Kb_0} + 0,05 \frac{rE}{\delta Kb_0} + 17,5 \frac{r}{\delta} - 0,45 \right), \quad (3.7)$$

$$\sigma_p = 0,5 \frac{P}{rb_0} \left(0,35 \frac{E}{Kb_0} + 0,05 \frac{rE}{\delta Kb_0} + 13,5 \frac{r}{\delta} - 28 \right); \quad (3.8)$$

распределенная вертикальная нагрузка q и горизонтальная aq для $\alpha=0$

$$\sigma_{сж} = -0,5q \left(\frac{1}{18,7 \frac{\delta}{r} + 2,1} \cdot \frac{E}{Kb_0} + 6 \frac{r}{\delta} \right); \quad (3.9)$$

$$\sigma_p = 0,5q \left(0,205 \frac{E}{Kb_0} + \frac{1}{0,216 \frac{\delta}{r} + 0,01} \right); \quad (3.10)$$

для $\alpha=0,5$

$$\sigma_{сж} = -0,5q \left(0,1 \frac{E}{Kb_0} + \frac{4}{2 \frac{\delta}{r} + 0,014} \right); \quad (3.11)$$

$$\sigma_p = 0,5q \left(0,13 \frac{E}{Kb_0} + \frac{1,29}{\frac{\delta}{r} + 0,01} \right), \quad (3.12)$$

где $\sigma_{сж}$, σ_p — сжимающее и растягивающее напряжения в крепи, кгс/см²; E — модуль упругости материала крепи, кгс/см²; K — коэффициент постели, кгс/см³; δ — толщина крепи, см; r — радиус крепи, см; b_0 — ширина крепи, $b_0=100$ см.

Полученные формулы позволяют оперативно определить несущую способность мополитной крепи по первому предельному состоянию — по прочности. Влияние сил трения между крепью и породным массивом в приведенных расчетах не учитывалось. В упрощенном расчете влияние сил трения можно учесть, снизив на 20% напряжения, рассчитанные по рекомендуемым формулам. Расчеты несущей способности крепи точным методом и по предлагаемым формулам при различных значениях $\frac{r}{\delta}$ и $\frac{E}{Kb_0}$ показали достаточно высокую сходимость результатов.

Для определения экономической эффективности применения различных марок бетона определялась несущая способность мополитной крепи с учетом упругого отпора пород для трех видов нагрузок: I вариант — сосредоточенная сила; II вариант — равномерно распределенные нагрузки — вертикальная интенсив-

ностью q и горизонтальная — $0,5q$; III вариант — равномерно распределенная вертикальная нагрузка.

Всего на ЭВМ было просчитано 2250 вариантов несущей способности крепи. Анализ полученных результатов позволил сделать некоторые выводы, представляющие практический интерес.

В табл. 17 приведена несущая способность крепи из бетона различных марок при разных значениях коэффициента постели.

Таблица 17

Марка бетона	Несущая способность крепи (%) при разных значениях коэффициента постели породы, кгс/см ²			
	50	100	200	400
100	100	100	100	100
150	118	122	125	127
200	135	143	150	155
300	185	200	212	220
400	210	230	245	255

Как показали расчеты, относительное увеличение несущей способности крепи не зависит от принятого варианта приложения активной нагрузки (абсолютная же величина несущей способности крепи, разумеется, весьма существенно зависит от способа ее загрузки). Повышение марки бетона более целесообразно с увеличением коэффициента постели пород. При тампонаже закрепного пространства цементно-песчаным раствором коэффи-

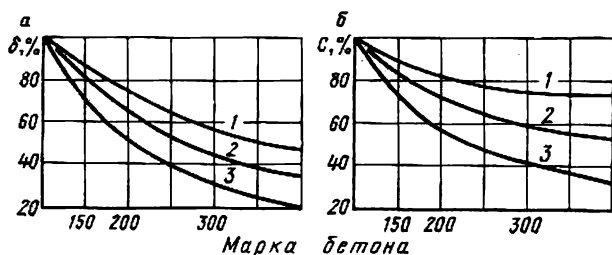


РИС. 33. Зависимость толщины (а) и стоимости (б) монолитной бетонной крепи от марки бетона:

1 — сосредоточенная нагрузка; 2 — вертикальная q и горизонтальная $0,5 q$ равномерные нагрузки; 3 — равномерно-распределенная вертикальная нагрузка

циент постели имеющих выработку пород, а также несущая способность крепи повышаются. Следовательно, становится выгодным переход к высокомарочным бетонам.

Графики на рис. 33 показывают возможную величину снижения толщины крепи (в процентах) при увеличении марки бетона.

Эффективность перехода к более высоким маркам бетона особенно наглядна, если сравнить стоимость монолитной крепи из разных материалов при заданной несущей способности. Из графиков видно, что наибольший экономический эффект следует ожидать при переходе от бетона марки 100 к бетону марки 200. Дальнейшее повышение марки снижает стоимость монолитной крепи в меньшей степени.

6.5. СПЕЦИАЛЬНЫЕ БЕТОНЫ

Снижение жесткости крепи способствует увеличению ее работоспособности за счет более целесообразного использования упругого отпора пород. Для этих целей применяют низкомодульные бетоны. Одним из путей получения бетона с низким модулем упругости является применение легкого пензогового заполнителя. Модуль упругости такой крепи примерно в 1,5 раза ниже, чем крепи из обычного тяжелого бетона. Это позволяет повысить деформативность конструкции и более эффективно использовать несущие свойства массива горных пород. Толщина крепи при этом может быть снижена примерно на 30%.

Подобные конструкции были применены как для безнапорных, так и для напорных гидротехнических туннелей на ряде ГЭС. Следует подчеркнуть, что применению таких крепей должно предшествовать тщательное исследование свойств легкого низкомодульного бетона (прочности, морозоустойчивости, истираемости и др.). Эффективность крепей из низкомодульного бетона для напорных туннелей повышается при применении укрепительной цементации породы.

Кроме легких бетонов для этих целей может быть применен бетон с добавкой латекса. Институтом Оргэнергострой разработан ряд составов бетона, имеющего значительную деформативность. На рис. 34 показана зависимость деформаций от напряжений для обычного и латексного бетонов [63]. Аналогичные кривые получаются и при стендовых испытаниях на внутренний напор труб, выполненных из обычного и латексного бетонов.

Бетон с добавкой 20% латекса СКС-65 состава 1:3:3 имеет следующие характеристики: предел прочности на осевое сжатие 170 кгс/см^2 (против 247 кгс/см^2 без добавки латекса), на осевое растяжение 21 кгс/см^2 (против 16 кгс/см^2 без латекса). Модуль упругости бетона составляет всего $(100 \div 150) \cdot 10^3 \text{ кгс/см}^2$ против $300 \cdot 10^3 \text{ кгс/см}^2$ без латекса.

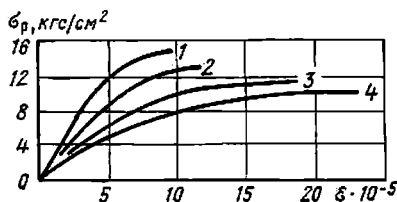


РИС. 34. Зависимость деформаций от растягивающих напряжений в бетонных образцах:

1 — бетон без добавки латекса; 2, 3 и 4 — бетон с добавкой латекса в количестве соответственно 10, 15 и 20%

Как показывают расчеты, выполненные Оргэнергостроем, применение латексных бетонов позволяет значительно снизить толщину трещиностойких обделок. Расчет для крепей подводящих туннелей Нурекской ГЭС показал, что при применении латексного бетона можно отказаться от армирования конструкций. Вместе с тем в подобных материалах многие вопросы пока еще не изучены. Неясно, например, влияние на работу крепи из латексного бетона неоднородности скалы, переборов породы, не вполне очевиден вопрос долговечности подобных крепей. Тем не менее для напорных туннелей в прочных, но сильно трещиноватых скальных породах крепи из латексного бетона могут найти широкое применение.

Получение высокопрочных бетонов может быть достигнуто без применения каких-либо специальных добавок. Так, состав из портландцемента марки 600, кварцевого песка с модулем крупности $M_{кр}=2$, гранитного щебня с фракциями до 25 мм с водоцементным отношением 0,3 и пластификатором ССБ в количестве 0,25% от массы цемента позволяет получить бетон марок 900 и 1000 в зависимости от соотношения Ц:П:Щ = 1 : (0,65—0,85) : (1,85÷2,85).

Модули упругости бетонов марок 900 и 1000 мало отличаются от соответствующих значений бетонов более низких марок, а прочность на осевое растяжение в 2 раза выше.

Если бы удалось подобные бетоны уложить за опалубку (а это из-за жесткости смеси можно сделать лишь с применением специальных укладчиков типа шнековых) и провибрировать его, то, по всей вероятности, прочности подобной крепи туннеля было бы достаточно, чтобы обойтись без металла и при этом обеспечить ее трещиностойкость. Вопрос укладки и проработки подобных бетонов в крепь требует своего решения.

В Московском институте инженеров железнодорожного транспорта под руководством проф. С. С. Давыдова созданы различного типа армополимербетонные конструкции, т. е. конструкции из безцементного и безводного бетона на полимерных связывающих, усиленных стальной или неметаллической арматурой [2]. Это эпоксидные и полиэфирные полимербетоны, обладающие различными задаваемыми свойствами и используемые в качестве материала для моноличивания ответственных стыков, обеспечения водонепроницаемости туннелей в качестве гидроизоляционных покрытий в случае защиты сооружения от физико-химической агрессии среды и других специальных целей.

Из этой серии бетонов для рассматриваемых условий особый интерес представляет сверхпрочный дисперсно-армированный бесцементный полимербетон, примерный состав (% по массе) которого следующий:

Смола ЭД-5	10
Каменноугольные и другие смолы	10
Щебень гранитный	47

Песок кварцевый	25—27
Микроарматура	До 2
Макроарматура	7—8

Микроарматура представляет собой волокна бора диаметром 0,09 мм, длиной 3—5 мм, макроарматура состоит из стальной проволоки диаметром 0,3 мм, длиной 30 мм. Полимербетон этого состава имеет плотность $\rho = 2,2 \div 2,3 \text{ т/м}^3$, $R_c = 1200 \text{ кгс/см}^2$, $R_n = 325 \div 415 \text{ кгс/см}^2$, $R_p = 100—130 \text{ кгс/см}^2$, $E = 300 \cdot 10^3 \text{ кгс/см}^2$, $\mu = 0,23 \div 0,24$. Прочность этого материала чрезвычайно высокая, однако стоимость остается пока еще во много раз выше, чем у обычного бетона, также затруднены вопросы укладки и обработки этого материала.

6.6. СТАЛЬ

Арматура (стержневая и проволочная). Для арматуры подземных железобетонных конструкций применяют следующие виды арматурных сталей:

стержневая горячекатанная (т. е. не подвергающаяся после проката упрочняющей обработке), круглая класса А-I диаметром 6—40 мм;

стержневая горячекатанная периодического профиля: класса А-II, диаметром 10—90 мм, класса А-III диаметром 6—40 мм,

Таблица 18

Класс стали	Расчетное сопротивление растянутой арматуры, кгс/см ²		Временное сопротивление разрыву, кгс/см ²	Относительное удлинение, %
	для предельных состояний I гр.	для предельных состояний II гр.		
А-I	2100	2400	3800	25
А-II	2700	3000	5000	19
А-III	3400	4000	6000	14
А-IV	5000	6000	9000	6

имеющая преимущественное применение, и класса А-IV диаметром 10—32 мм.

Характеристика арматурной стали приведена в табл. 18.

Наибольшее распространение в подземных конструкциях получила сталь классов А-II и А-III. Класс А-I применяют редко. Сталь А-IV применяют только для предварительно-напряженных анкеров. Также в сварных сетках и каркасах применяют гладкую арматурную проволоку обыкновенную класса В-I диаметром от 3 до 5 мм и высокопрочную арматурную проволоку периодического профиля класса Вр-II диаметром 3—8 мм (для напрягаемой арматуры). Расчетные сопротивления такой растя-

нутой проволоки составляют от 11 600 для диаметра 3 мм до 8400 кгс/см² для диаметра 8 мм. Нормативные сопротивления соответственно от 18 000 до 13 000 кгс/см².

В подземных конструкциях применяют обычно сортамент диаметром до 40 мм.

Листовая сталь. Листовую сталь применяют для изготовления оболочек и облицовок по ГОСТ 380—71 (табл. 19).

Т а б л и ц а 19

Вид напряженного давления	Расчетные сопротивления листовой стали, кгс/см ²			
	Класс стали, марка стали			
	С 38/23*, Ст3	С 44/29, 09Г2С	С 46/33, 09Г2С	С 70/60, 14Х2ГМР
Растяжение при внутреннем давлении R_p	2600	3000	3100	4400
Сжатие, изгиб и растяжение при наружном давлении R	2100	2600	2900	4400

* В числителе дроби — временное сопротивление разрыву (кгс/см²), в знаменателе — предел текучести (кгс/см²).

Расчетные сопротивления сварных стыковых соединений принимают равными соответствующим сопротивлениям основного металла R_p или R , для стыков — 0,7÷0,85 от R .

Основные показатели физических свойств стали: $E=2,1 \cdot 10^6$ кгс/см²; коэффициент Пуассона $\mu=0,3$, коэффициент линейного расширения $\alpha=12 \cdot 10^{-6}$ 1/°С, плотность 7850 кг/м³.

При выборе марок стали необходимо учитывать ее стоимость: Ст3 — 120 руб./т, сталь 09Г2С — 160 руб./т, сталь 14Х2ГМР — 280 руб./т.

ГЛАВА 7

КОНСТРУКЦИИ БЕТОННОЙ КРЕПИ

7.1. БЕТОННАЯ КРЕПЬ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Широкое распространение в подземных сооружениях получила монолитная бетонная крепь. Ею крепят туннели различного назначения, выработки и камеры околоствольных дворов шахт, размещенные в устойчивых породах на малых и средних глубинах вне зоны влияния очистных работ. Частично монолитную бетонную крепь применяют и в глубоких шахтах, преимущественно в прочных устойчивых породах при небольших

сечениях горных выработок. Она является основной для вертикальных стволов, проходимых обычным способом, независимо от глубины. При этом бетонную смесь за передвижные опалубки доставляют, как правило, с поверхности по трубам.

Для крепления выработок в угольной и горнорудной промышленности чаще всего применяют конструкции крепи, разработанные Южгипрошахтом (рис. 35) и Центрогипрошахтом (рис. 36). Для крепления выработок сечением в свету от 4,2 до 12,8 м² Южгипрошахтом разработано 16 типоразмеров бетонной крепи, которые выбираются в зависимости от требуемой ширины выработки (по условию размещения транспортных средств) и коэффициента крепости пород по шкале проф. М. М. Протодяконова. Все типоразмеры крепи выполнены без обратного свода с прямолинейными стенками и верхним коробовым сводом.

В зависимости от величины сечения выработки и крепости пород толщина стен и свода крепи в замке составляет соответственно 200—350 и 170—230 мм. Отношение пролета (ширина выработки) к высоте трехцентрового (коробового) свода принято равным 3. Толщина свода в пьете составляет 1,2—1,5 толщины его в замке.

Размеры выработки в свету в зависимости от типоразмера крепи составляют: по ширине на уровне подвижного состава 2010—4750 мм, по высоте — 2230—3040 мм. Для изготовления крепи применяют бетон марки 150.

Крепь Центрогипрошахта в соответствии с типовым проектом сечения горных выработок разработана для трех различных очертаний крепи: с вертикальными стенками и сводчатым перекрытием, с вертикальными стенками, сводчатым перекрытием и обратным сводом и кольцевой формы. Параметры крепи приведены в табл. 20. Крепь возводится из бетона марки 150.

На больших глубинах в неустойчивых породах применять традиционные монолитные бетонные крепи оказывается неэффективно. Бетон, упрочняясь, образует практически жесткую конструкцию и при интенсивных смещениях пород контура выработки разрушается. Поэтому областью эффективного применения бетонной крепи являются выработки с относительно небольшими смещениями контура до 5—7 см. Принципиально из

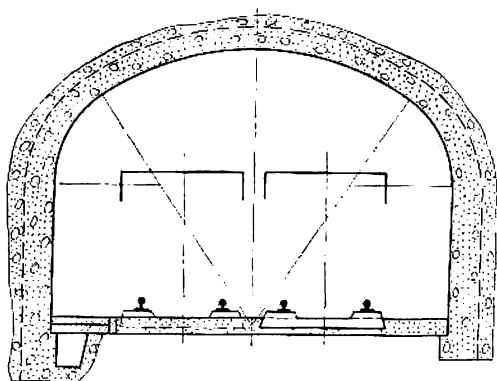


РИС. 35. Монолитная бетонная крепь Южгипрошахта

монолитного бетона можно создавать ограниченно-податливые крепи, что расширяет область его применения.

Как отмечалось выше, если некоторая часть смещений контура выработки воспринимается временной податливой крепью, то жесткую крепь из монолитного бетона, устанавливаемую через определенное время после проведения выработки, можно

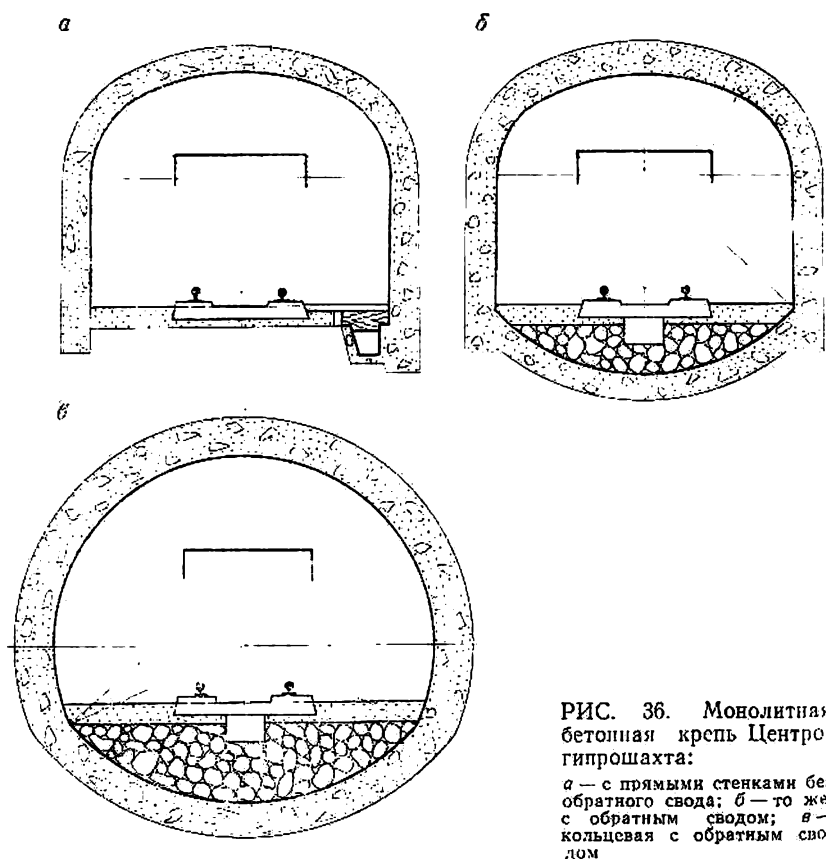


РИС. 36. Монолитная бетонная крепь Центр-гипрошахта:

а — с прямыми стенками без обратного свода; *б* — то же, с обратным сводом; *в* — кольцевая с обратным сводом

считать ограниченно-податливой в пределах податливости временной крепи. Недостатком такой схемы крепления в случае снятия временной крепи является повышенная опасность работ, обусловленная возможными вывалами породы.

В Донбассе в выработках шахт «Центральная» и «Красная Звезда» (глубина 770 м) испытывали экспериментальную податливую крепь из монолитного бетона (рис. 37). В стенах и своде этой крепи по периметру выработки были уложены податливые прокладки из деревянных брусков толщиной 100 мм. Участок выработки с экспериментальной крепью на шахте

Параметры	Крепь		
	с прямыми стенками без обратного свода	с прямыми стенками с обратным сводом	кольцевая
Число типоразмеров крепи	8	7	6
Площадь сечения выработки, м ² :			
в свету	5,5—15,4	5,5—14,2	6,6—14,3
в проходке	7,4—20,5	8,5—23,8	10,7—25,2
Ширина выработки на уровне подвижного состава, мм	2350—5350	2350—5050	2700—4730
Высота выработки в свету, мм	2720—3470	2520—3170	2530—3420
Толщина крепи, мм:			
в стенках	200—400	250—450	300—600
в замке свода	170—300	200—350	300—600
Объем бетона на 1 м выработки, м ³	1,56—4,32	2,38—6,70	3,20—8,42

«Красная Звезда» был размещен в слабых неустойчивых породах, склонных к проявлению большого горного давления.

Как показали исследования, монолитная бетонная крепь с податливыми прокладками может работать в податливом режиме только в случае равномерного смещения пород по всему периметру. Если преобладает односторонняя нагрузка (например, в кровле перпендикулярно напластованию, как это имело место на шахте «Красная Звезда»), крепь при снятии прокладок должна проскальзывать относительно породных стенок. Но для этого необходимо срезать породные выступы по контуру выработки, с которыми бетон находится в зацеплении, что практически невозможно. Поэтому, несмотря на наличие податливых прокладок, крепь практически работала в жестком режиме и вскоре при увеличении смещения пород деформировалась.

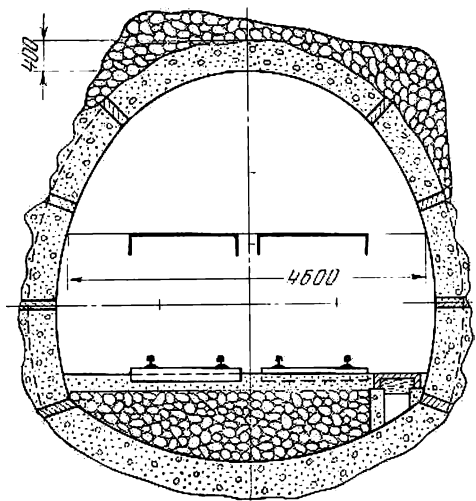


РИС. 37. Экспериментальная податливая крепь из монолитного бетона

Характер деформации монолитной бетонной крепи, неоднократно наблюдавшийся многими исследователями, сводится к появлению в своде и стенах трещин, которые со временем

расширяются и приводят к проявлению сколов, смещений и вывалов бетона. Поскольку бетонная крепь, как правило, применяется без обратного свода, то даже при сравнительно небольших боковых нагрузках происходит выдавливание стен крепи с образованием на уровне пяты свода горизонтальных трещин. Из обследованных выработок, закрепленных монолитным бетоном, деформированными в различной степени оказалось 46% [32]. Как показывает практика, разрушение бетонной крепи

Т а б л и ц а 21

Шахта	Глубина, м	Год сдачи в эксплуата- цию	Объем монолитной бетонной крепи, %
Им. Горького	764	1962	41
Им. Бажанова	1012	1964	24
Им. газеты «Социалистический Дон- басс»	814	1966	14
Им. Почепкова	915	1967	9
«Октябрьский рудник»	995	1974	2

в большинстве случаев наступает в течение 1—2 месяцев после возведения.

С переходом на большие глубины и по мере ухудшения горнотехнических условий сооружения основных выработок в Донбассе монолитную бетонную крепь стала вытеснять железобетонная (табл. 21).

7.2. БЕТОННАЯ КРЕПЬ ТУННЕЛЕЙ

Постоянные крепи из монолитного бетона получили для туннелей наибольшее распространение.

Тонкостенные выравнивающие крепи туннелей из бетона применяют в крепких, но трещиноватых и выветривающихся породах. Выравнивающие крепи не воспринимают нагрузок, они служат для других целей, поэтому применение только этих крепей даже на самых коротких участках нарушенных пород или тектонических зон не может быть допущено. Толщина таких крепей составляет 20—30 см (в зависимости от диаметра туннеля). Сокращение толщины выравнивающих крепей может быть достигнуто путем применения литых бетонов.

В гидротехнических напорных туннелях во избежание прорыва воды выравнивающие крепи допускается применять при глубине заложения туннелей не менее половины величины внутреннего напора воды в метрах. Заполнительная цементация за очень толкие выравнивающие крепи должна выполняться в пе-

риод, когда крепь находится еще в опалубке. Для того чтобы при опорожнении туннеля крепь не раздавило бы от действия воды снаружи, в ней следует пробуривать дренажные шпурь. Лоток в таких крепях возводится в последнюю очередь.

Выравнивающие бетонные крепи должны применяться только при обеспечении достаточно ровного контура породы, что достигается или за счет контурного взрывания, или при механизированном комбайновом способе проходки туннеля. В противном случае все экономические преимущества таких крепей теряются, поскольку резко возрастает расход бетона.

Конструкции несущих крепей туннелей из монолитного бетона могут быть трещиностойкими или нетрещиностойкими, т. е. в них могут быть допущены трещины, величина раскрытия которых должна строго лимитироваться.

Это положение было известно и ранее, однако из-за отсутствия достоверных методик определения размеров трещин бетонные крепи туннелей проектировали, как правило, трещиностойкими. Такой подход приводил к применению вместо бетонных крепей железобетонных при недоиспользовании арматуры, так как известно, что в железобетонной конструкции трещины появляются в бетоне уже тогда, когда напряжение в арматуре достигает лишь порядка 15% от расчетного значения. Чтобы повысить несущую способность трещиностойких конструкций, приходилось принимать более высокую марку бетона и, увеличивая толщину крепи, доводить ее до 1—1,5 м.

В настоящее время применение трещиностойких крепей разрешается только в трех случаях:

а) породы, в которых залегает туннель, подвержены суффозии, т. е. в них под действием фильтрующего потока воды может образоваться вынос растворимых веществ и мелких минеральных частиц. В результате такого явления может произойти сдвиг или оседание породы, расположенной над туннелем. Особенно это опасно, когда туннель располагается вблизи склона, а в массиве горных пород имеются глинистые прослой, т. е. под действием фильтрационного потока устойчивость массива может быть нарушена;

б) гидрокарбонатная щелочность воды — среды составляет менее 0,25 мг-экв/л. При столь низкой щелочности воды по трещинам в крепи происходит интенсивное выщелачивание бетона и коррозия арматуры, т. е. требуемые долговечность бетона и сохранность арматуры не обеспечиваются;

в) величина фильтрационных утечек воды из гидротехнического туннеля недопустима по энергоэкономическим условиям, т. е. расход фильтрующей воды, несмотря на все принятые меры по повышению водонепроницаемости конструкции (цементация породы и др.), оказывается недопустимым по величине теряемой выработки ГЭС.

Характерная несущая монолитная бетонная крепь туннеля показана на рис. 38. Лоток выполняют в последнюю очередь. При проходке туннеля уступным методом швы крепи устраивают под пятнами свода в стенах. Значения $d_r = 30-80$ см, $d = 30-50$ см, $h_1 = 110-165$ см, $h_2 = 80-95$ см, $b = 80-130$ см.

В напорных гидротехнических туннелях нетрещиностойкие крепи из монолитного бетона можно применять лишь в однородных слаботрещиноватых породах с $f \geq 4$. Если же породы той же крепости трещиноватые или неоднородные (слоистые), бетонные крепи можно применить лишь при условии проведения укрепительной цементации породы. Причем, в этом случае необходимо иметь опытное подтверждение того обстоятельства, что порода в результате укрепительной цементации приобрела свойства однородной среды. В противном случае бетонная крепь должна быть трещиностойкой, так как не будет обеспечена ее равномерная трещиноватость и возрастет фильтрационный расход воды из туннеля.

Упомянутая ранее монолитная бетонная крепь с укрепительной цементацией породы, принятая в Ингурском туннеле, оказалась на 25—30 млн. руб. дешевле вариантов с крепью из сплошной стальной оболочки и наружного бетонного кольца или варианта с монолитной железобетонной крепью.

Крепь типа ингурской имеет определенное распространение как в Советском Союзе — отдельные туннели на Нурекской, Чарвакской и других ГЭС, а также за рубежом — туннель ГЭС Рейзах (напор 240 м вод. ст.) и Вейнберг (напор 150 м вод. ст.) в ФРГ, Розелен — Бати (160 м вод. ст.) во Франции, Рама (напор 100 м вод. ст.) в Югославии и др.

Тем не менее необходимо отметить, что эта конструкция отнюдь не простая. В породах с глинистыми прослоями при наличии больших градиентов напора долговечность укрепительной цементации недостаточно ясна. Роль укрепительной цементации в части повышения деформативности и прочностных свойств породы не всегда четко определяется; есть примеры, показывающие отсутствие повышения деформативных свойств породы. Контроль качества цементационных работ весьма трудоемок и не гарантирует полной надежности конструкции. Данная крепь требует обеспечения минимальных перепадов породы, особо высокого качества производства бетонных и цементационных работ. Время между проходкой, укладкой бетона и цементацией должно быть минимально, чтобы избежать выветривания породы, а это требование не всегда удается выполнить по условиям производства. Все это показывает, что выбор данной крепи, несмотря на ее экономичность, должен быть достаточно обоснован.

В ряде случаев цементация, проводимая при повышенных давлениях, позволяет произвести предварительное обжатие бетонной крепи гидротехнических туннелей, облегчающее ее

работу в эксплуатационном периоде на действие внутреннего давления воды и обеспечивающее ее трещиностойкость под нагрузкой.

В Англии при строительстве ГЭС Фестиниог в одном из испытательных штреков длиной 12 м и диаметром около 3 м проводили исследования монолитной бетонной крепи толщиной 60 см с укрепительной цементацией породы (алевроиты) через скважины глубиной 3,5 м под давлением 35 кгс/см². Штрек затем испытали водой под давлением также 35 кгс/см². Испытания показали, что эпюры деформаций крепи под действием внутреннего давления воды носят эллиптический характер вследствие анизотропии породы. В породе и крепи не было замечено трещинообразования даже при столь высоком внутреннем давлении. Это свидетельствует о том, что порода и крепь при цементации получили предварительное обжатие.

Во Франции для напорного туннеля ГЭС Розелен-Бати также проводили опытные работы. Один из типов крепи был в виде монолитного бетонного кольца толщиной 0,3 м в прочных, но трещиноватых сланцах и гнейсах. Диаметр туннеля 4,2 м. Укрепительная цементация породы велась через скважины глубиной до 4,5 м в три очереди под давлением от 6 до 80 кгс/см². Скважины располагались через каждые 2,5 м по длине туннеля по 12 скважин в сечении. Цементация дала значительный эффект. Трещин в породе и крепи не оказалось при внутреннем давлении воды до 20 кгс/см². Это позволило считать, что крепь предварительно обжата.

В Югославии при возведении ГЭС Рама экспериментальные исследования монолитной бетонной крепи с укрепительной цементацией породы проводили в опытной камере. Туннель имел диаметр 5 м, внутренний напор 100 м вод. ст., длина туннеля 9,5 км. Порода — мергели, доломиты, трещиноватые известняки, песчаники, толщина бетонной обделки 0,3—0,5 м. Деформации в зацементированной породе и крепи измеряли специальными приборами при поднятии внутреннего давления в камере до 10 кгс/см². Было обнаружено, что при давлении цементации 20 кгс/см² в крепи оставались сжимающие напряжения, распределенные довольно неравномерно по периметру. Это было связано не только с анизотропией породы и различной ее водопроницаемостью по участкам, но и с наличием переборов и в связи с этим разной толщиной крепи по периметру. С течением времени эти напряжения примерно в 1,5—2 раза снизились, затем стабилизировались. На большей части длины крепи суммарные (включая напор воды) напряжения оказались сжимающими и лишь в некоторых местах они перешли в растягивающие до 6 кгс/см². Крепь не получила видимых трещин при давлении 10 кгс/см².

Аналогичные результаты были получены и на ряде других объектов, в частности напорном туннеле ГЭС Муконе в Ита-

лий. На участке строящегося деривационного туннеля длиной 5 км и диаметром 2,7—2,8 м было установлено, что бетонная крепь обжата цементацией, проводимой в породе под давлением до 20 кгс/см².

Во всех этих примерах цементацию выполняли с применением специального оборудования, технологии и растворов повышенной вязкости, с малой усадкой и быстрым нарастанием прочности. Например, при цементации туннеля ГЭС Рама в раствор добавляли 3% бентонита и 5% хлористого кальция от массы цемента. В каждом створе цементацию вели одновременно во все скважины (групповая цементация). В туннеле ГЭС Рама одновременно цементировали 32 скважины циркуляционным методом, т. е. по замкнутой системе [37].

Следует отметить, что решение, при котором обеспечивается предварительное обжатие бетонной крепи во время цементации, является несомненно прогрессивным, однако до сих пор в отечественной практике подземного строительства широкого распространения не получило. Главная причина заключается в обоснованных сомнениях в части продолжительности действия предварительного обжатия. Так, можно ожидать, что со временем в связи с реологическими и усадочными свойствами раствора, бетона и породы, а также в связи с изменением температурных условий эффект обжатия снижается и не исключено, что вовсе исчезает. Вопрос этот остается неясным и требует дальнейшего исследования.

Предварительное напряжение монолитной бетонной крепью туннеля путем инъектирования периметрального зазора по контакту между крепью и породой разработано в Австрии акционерным обществом тирольских ГЭС.

По этому методу контакт между крепью и породой выполняется таким образом, чтобы исключалось сцепление. Для этой цели на скалу до бетонирования наносят слой краски или прикрепляют пластмассовую пленку. Через каждые 2—3 м по длине туннеля вплотную к породе прокладывают по всему периметру кольца из пластмассовых шлангов диаметром 12 мм со стенками толщиной 2,5—3 мм. Шланги перфорированы по 10 отверстий диаметром 4 мм на участке 15 см через каждый метр по периметру кольца. Отверстия перекрыты манжетами из мягкой резины. По этим шлангам с помощью системы насосов под высоким давлением инъектируют цементный раствор, который с одной стороны проникает в породу, заполняя трещины, а с другой стороны обжимает крепь. Авторы метода считают, что в силу ползучести пород давление со временем снижается, но сохраняется не менее 50—75% от первоначальной величины. В период эксплуатации также возможно снижение давления за счет охлаждения крепи водой. Особенно благоприятен этот метод при механизированной разработке забоя щитом или комбайном.

Выполненная таким образом крепь напорного туннеля ГЭС Каунерталь (на 1 м туннеля расходовалось 475 кг раствора) диаметром 4,4 м получила предварительное обжатие и после 10 лет эксплуатации не имеет трещин.

В 1975 г. этот метод был применен при сооружении туннеля ГЭС Гордон в Тасмании (Австралия). Диаметр туннеля 9,5 м, внутреннее давление 20 кгс/см². Крепь была выполнена из монолитного бетона толщиной 60 см. Инъекция для предварительного обжатия производилась раствором с В/Ц=1:1 под давлением 35 кгс/см² по шлангам диаметром 13 мм, установленным через 1 м по длине туннеля. Приборы показали наличие предварительного напряжения сжатия в крепи.

Естественно, что до применения этот метод должен быть проверен на опытном участке. Целесообразная область применения этого метода пока не установлена. Так, в шахтном трубопроводе ГЭС Маркерсбах (ГДР) он успеха не имел.

7.3. МОНОЛИТНО-ПРЕССОВАННАЯ БЕТОННАЯ КРЕПЬ

Монолитно-прессованные бетонные крепи обычно возводятся при щитовом методе проходки туннеля, процесс уплотнения бетонной смеси домкратами щита заключается в удалении из нее избыточной воды затворения и воздуха [72, 84]. Принципиальная схема щитового способа сооружения туннеля с монолитно-прессованной бетонной крепью показана на рис. 39—41.

Бетонная смесь нагнетается в пространство, ограниченное с наружной стороны оболочкой щита, с внутренней стороны опалубкой, сзади уже готовой туннельной крепью и со стороны забоя штампом — прессующим кольцом. Щит продвигается вперед, упираясь домкратом через прессующее кольцо в бетонную смесь, которая под давлением прижимается к грунту, заполняя пространство в виде кольца толщиной 3—5 см, освобожденное оболочкой. Нагнетание раствора за крепь не требуется.

В частном случае, когда монолитно-прессованная крепь возводится в устойчивых скальных грунтах, оболочка может отсутствовать, поскольку прессующее кольцо может быть оторвано от щита и оперто на специальное распорное кольцо, связанное со щитом своими домкратами, тогда бетонная смесь может укладываться непосредственно на породу. Давление на бетонную смесь под торцом прессующего кольца составляет 10—15 кгс/см². Длина участка прессования (заходка щита) составляет обычно 0,3—0,5 м для туннелей диаметром 3,5 м и менее и 0,5—0,75 м для туннелей диаметром более 3,5 м. Толщина бетонной крепи при существующих проходческих щитах составляет 20 см при диаметре туннеля до 3,5 м и 30—35 см при большем диаметре. Опалубка может быть переставной или скользящей, связанной со щитом. Распалубка производится через 12 ч после укладки смеси (против 3—4 сут при обычном бетоне).

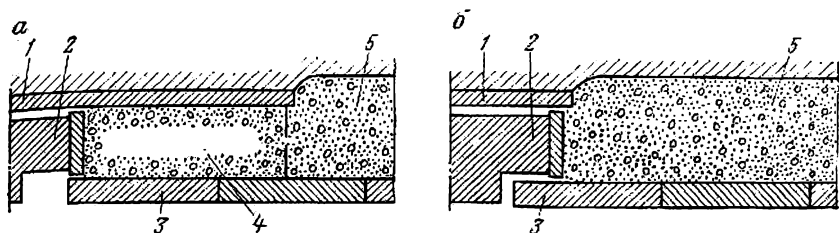


РИС. 39. Схема прессования бетона при наличии щитовой оболочки:

a — положение оболочки щита и прессующего устройства до передвижки щита; *б* — то же, после передвижки щита; 1 — оболочка щита; 2 — прессующее устройство; 3 — опалубка; 4 — бетонная смесь; 5 — бетонная крепь

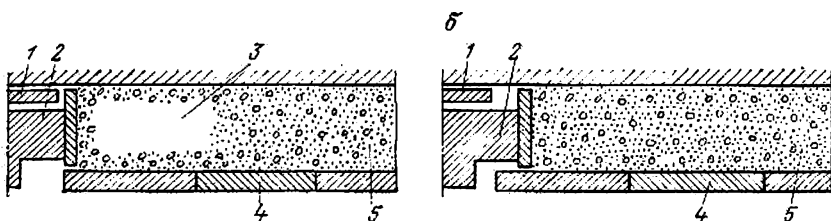


РИС. 40. Схема прессования бетона непосредственно в породе:

a — положение прессующего устройства до прессования; *б* — то же, после прессования; 1 — оболочка щита; 2 — прессующее устройство; 3 — бетонная смесь; 4 — опалубка; 5 — бетонная крепь

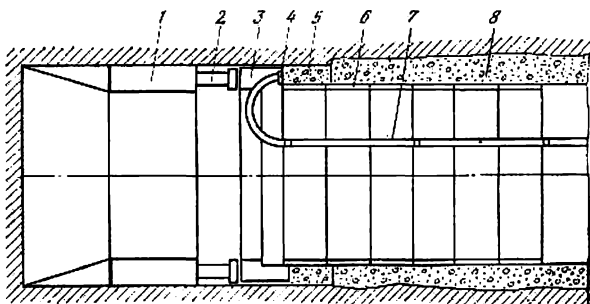


РИС. 41. Схема возведения монолитной бетонной крепи при торцевом прессовании:

1 — проходческий щит; 2 — домкрат; 3 — прессующее устройство; 4 — запорное устройство; 5 — бетонная смесь; 6 — опалубка; 7 — бетоновод; 8 — бетонная крепь

Проведенные исследования монолитно-прессованной крепи показали следующее:

а) прочность бетона на сжатие, изготовленного методом прессования, примерно на 30% выше, чем при уплотнении смеси вибрированием. Превышение особенно характерно в раннем возрасте, например в возрасте 10 ч прочность прессованного бетона в 2,5 раза выше, чем у обычного бетона, составляя около 40 кгс/см². В течение первых суток прессованный бетон набирает до 40% свой прочности. Это объясняется тем, что прессование ускоряет процесс твердения цементного камня в бетоне;

б) прочность бетона на всех стадиях его твердения повышается с нарастанием усилий прессования до 10 кгс/см². При дальнейшем повышении давления наблюдается лишь незначительный прирост прочности;

в) коэффициент Пуассона прессованного бетона на 10% ниже, а модуль упругости на 20% выше, чем у вибрированного бетона.

Прочность прессованного бетона крепи во всех построенных туннелях составляла 300—450 кгс/см², по водонепроницаемости бетон отвечает В-2 и В-5, при расходе цемента 350—450 кг/м³. Водоцементное отношение в конце прессования составляло 0,2—0,3, а до начала прессования оно было 0,5—0,6 при осадке конуса 5—11 см. Внутренняя поверхность крепи получается гладкой, обеспечивая низкую шероховатость и малый коэффициент аэродинамического сопротивления.

Способ сооружения туннелей с монолитно-прессованной крепью в Советском Союзе применен в конце 50-х годов в Грузии на строительстве Сионского гидроузла на участке туннеля длиной 86 м, диаметром 2,9 м в глинах. Метрогипротранс внес в этот способ существенные усовершенствования и начиная с 1965 г. совместно с Метростроем приступил к его внедрению. В настоящее время разработан целый ряд проходческих щитовых комплексов ТЩБ (1, 2, 3, 6 и 7) в том числе и механизированных для внутреннего диаметра туннеля от 3,3 до 5,2 м [83], которыми кроме перегонных туннелей метрополитена в разных городах сооружены коллекторные туннели в Москве и Ленинграде, сооружаются гидротехнические туннели Большого Ставропольского канала, на р. Алгети в районе Тбилиси, в отводящем туннеле Жинвали ГЭС и др. Эффект от применения монолитно-прессованной крепи в безнапорных гидротехнических туннелях по сравнению со сборной крепью с внутренней железобетонной рубашкой достигает 20—30% от стоимости работ, а снижение затрат труда 30—40%. В 1973 г. работы метростроителей по применению монолитно-прессованной крепи были отмечены Государственной премией СССР.

Вместе с тем необходимо отметить, что конструкция подобной крепи, применяемая в настоящее время, имеет определенные недостатки.

Так, при обжатии бетонной смеси вдоль заходки изменяется ее напряженное состояние (рис. 42) [76]. В начальный момент прессования смесь еще пластична и давление внутри нее почти полностью подчиняется законам гидростатики (рис. 42, а). В результате отжатия воздуха и воды из смеси ее реологические свойства претерпевают существенные изменения. Смесь становится более жесткой. Давление в конце заходки за счет увеличения сил трения бетонной смеси по граничным плоскостям резко падает (рис. 42, б). В результате конечное давление прессования равно 0,3 от начального при длине заходки 1 м, что, в конечном счете, приводит к неравномерной (30—40%)

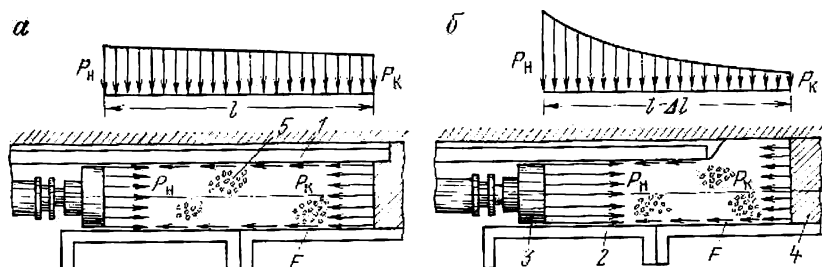


РИС. 42. Напряженное состояние бетонной смеси:

а — в начальной стадии прессования; б — в конечной стадии прессования; 1 — оболочка щита; 2 — опалубка; 3 — прессующее устройство; 4 — бетонная крепь; 5 — бетонная смесь; l — длина заходки бетонирования; P_H — давление в начале заходки; P_K — давление в конце заходки; Δl — перемещение прессующего устройства

прочности бетона по длине участка крепи вдоль туннеля. Изменяется и прочность бетона по периметру крепи. Так, ультразвуковые измерения показали, что прочность бетона в сводовой части на 15—20% ниже, чем в других частях туннеля в связи с разуплотнением грунта в кровле при проходке.

Не удается обеспечить плотность и гладкость крепи в местах перехода от одной заходки к другой вдоль туннеля; применяемые секционные переставные опалубки пока еще несовершенны, громоздки и требуют больших затрат труда. Водопроницаемость таких крепей недостаточно высока, и в большинстве случаев ниже, чем у вибрированного бетона. Скорости работ по возведению крепи значительно ниже, чем для крепи из сборных блоков.

В настоящее время в Казахском филиале Гидропроект, Метрогипротранс и Оргэнергострое ведутся работы по совершенствованию монолитно-прессованных крепей, в частности по применению радиального способа обжатия бетона в скользящей опалубке (рис. 43), обеспечивающего равномерную прочность бетона и повышение его качества [33]. Изучаются также вопросы применения монолитно-прессованных крепей при буро-

взрывном способе проходки туннелей. Весьма перспективен вопрос армирования (в том числе дисперсного) монолитно-прессованных крепей, без которого область применения этих тре-

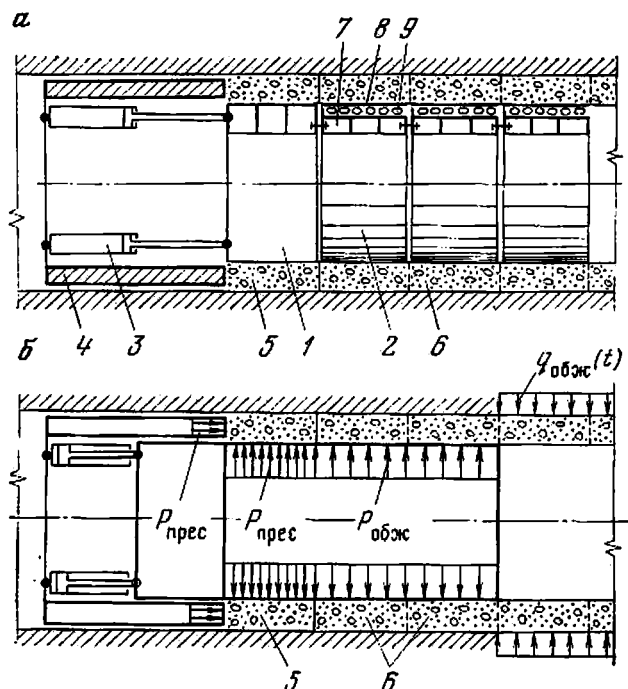


РИС. 43. Схема возведения монолитной бетонной крепи при радиальном прессовании в скользящей опалубке:

а — укладка бетонной смеси в подготовленную заходку; б — торцевое и радиальное обжатие смеси; 1 — формующая опалубка; 2 — скользящая эластичная опалубка с регулируемым давлением на бетонную смесь; 3 — гидроцилиндры перемещения; 4 — прессующее кольцо; 5 — бетонная заходка (обжатие в осевом и радиальном направлениях); 6 — участок крепи, обжимаемый горным массивом после распалубки; 7 — каркас эластичной опалубки; 8 — лепестковое покрытие опалубки; 9 — резиновые камеры под давлением (амортизирующий слой под опалубкой); $P_{\text{прес}}$ — радиальное и осевое давление прессования бетонной смеси; $P_{\text{обж}}$ — давление обжатия крепи; $q_{\text{обж}}(t)$ — давление обжатия крепи массивом горных пород

щиностойких конструкций ограничена породами, не оказывающими сильного горного давления, а также безнапорными и слабо напорными гидротехническими туннелями.

7.4. ДВУХСЛОЙНАЯ МОНОЛИТНАЯ ПОДАТЛИВАЯ КРЕПЬ

Требования, предъявляемые к крепи подземных сооружений, размещенных в неустойчивых породах, особенно при глубоком залегании выработок, затрудняют использование монолитного

бетона в традиционных жестких конструкциях. В этих случаях перспективно применение двухслойной монолитной податливой крепи, разработанной в Донецком научно-исследовательском угольном институте [27]. Эта крепь объединяет положительные качества обычной бетонной крепи с требуемой податливостью конструкции.

В такой крепи (рис. 44) внутренний слой 2 из обычного бетона является несущим. Внешний слой 1 представляет собой пористый, легко деформирующийся пеноматериал, выполняющий функции податливого (демпферного) элемента конструкции. В этом случае нагрузка, благодаря удачной характеристике пенопласта, почти равномерно распределяется по контуру, исключая точечное приложение усилий. Надежная работа конструкции в податливом режиме обеспечивается независимо от направления преобладающих смещений пород. Форма и размеры сечения выработки в свету остаются неизменными. Несущая способность такой крепи при работе в податливом режиме определяется сопротивлением податливого слоя ($10\text{--}20\text{ тс/м}^2$), а при работе в жестком — прочностью бетонной оболочки.

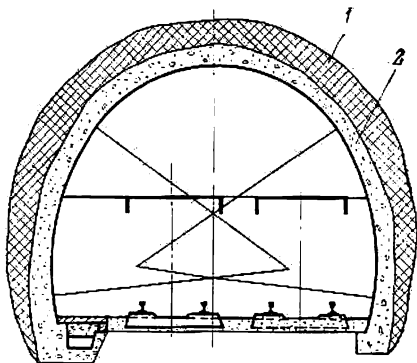


РИС. 44. Схема комбинированной двухслойной крепи

Если горно-геологические условия и физико-механические свойства пеноматериала позволяют использовать его в качестве временной крепи, то фактическую податливость конструкции можно изменять в широком диапазоне, варьируя не только толщиной демпферного слоя, но и длительностью промежутка времени между панесением пенопласта и возведением основной несущей оболочки. Последнее становится возможным при большой деформативности пеноматериала, если он в состоянии воспринимать смещения контура пород выработки без нарушения сплошности и несущей способности.

При расчете двухслойной крепи и подборе материалов для нее следует учитывать, что прочностные характеристики податливой и несущей оболочек должны находиться в определенном соотношении, обеспечивающем заданный, оптимальный режим работы крепи в целом. Так, если прочность пеноматериала будет больше максимально допустимой нагрузки на несущую конструкцию, то последняя разрушится или будет работать в жестком режиме. В то же время прочность демпферного слоя на сжатие не должна быть намного меньше несущей способности

бетонной оболочки, так как в противном случае работоспособность несущей части крепи не будет полностью использована. Таким образом, необходимо, чтобы податливый слой деформировался по мере смещения контура пород выработки от нагрузки, не превышающей прочности бетонной конструкции с учетом нарастания прочностных свойств бетона. В процессе работы крепи предел прочности демпферного слоя должен быть только немногим меньше несущей способности бетонной крепи.

В качестве материалов податливого слоя можно использовать вспененные пластмассы и различные виды пеногазобетонов. Однако пенопласты, обладающие удачными деформационно-прочностными характеристиками, предпочтительнее жестких и прочных газобетонов.

Изыскания материала податливого слоя позволили рекомендовать для этих целей карбамидный пенопласт МБП-Б, предложенный ВНИИГД. Этот пенопласт представляет собой вспененный и отвержденный легкий однородный материал мелкоячеистой структуры. Он изготавливается в шахтных условиях при помощи специальной установки УППМ путем вспенивания и механического перемешивания предварительно подготовленных растворов. Для производства карбамидного пенопласта используют мочевиноформальдегидную смолу (МФФМ или МФ-1), вспенивающе-отверждающий продукт АВО-1 или заменяющую его смесь из ортофосфорной кислоты и сульфанола. Кроме исходных компонентов в состав пенопластов входят модифицирующие добавки — диэтиленгликоль или этиленгликоль и резорцин.

Карбамидный пенопласт обладает следующими характеристиками:

Прочность на сжатие, кгс/см ²	1—3
Адгезия, кгс/см ²	0,5—2
Способ укладки	Набрызгом или с помощью опалубки
Коэффициент сжатия	До 0,9
Время схватывания, с	5—60
Время набора номинальной прочности, ч	24—72
Токсичность	Требует пятикратного обмена воздуха в выработке
Дефицитность исходных продуктов	Недефицитен
Стоимость, руб.:	
1 м ³	20—60
1 м крепи сечением 10 м ²	20—60

Строгий расчет крепи с учетом отпора пород, осложненный непостоянством нагрузки, весьма трудоемок. Для практических расчетов такой сложной конструкции, как двухслойная крепь, разработан эмпирический метод, основанный на результатах статистической обработки представительного числа испытаний крепи с варьированием наиболее характерных параметров. С учетом последнего положения проведена проверка работоспособ-

ности и разработана методика проектирования двухслойной крепи.

Результаты стендовых испытаний позволили оценить влияние различных факторов (размеров и формы крепи, прочности ее материала, отношения вертикальных и горизонтальных смещений, толщины пенопласта) на работоспособность крепи. Кроме того, с помощью множественного корреляционного анализа были получены зависимости для расчета несущей способности крепи с учетом упомянутых факторов. При этом следует иметь в виду, что несущая способность крепи определялась по появлению первых трещин в конструкции, поэтому зависимости, полученные после обработки этих результатов, пригодны для расчета двухслойной крепи по первому предельному состоянию.

Так, для расчета арочной крепи рекомендована зависимость

$$q = 17 \frac{\delta}{r} + 0,0083 R_6 + 3k - 2,45, \quad (3.13)$$

а для расчета крепи кольцевой формы

$$q = 27,8 \frac{\delta}{r} + 0,0049 R_6 + 3k - 2,8, \quad (3.14)$$

где q — несущая способность крепи; δ — толщина бетонной части крепи; r — радиус (половина ширины) крепи; R_6 — прочность материала крепи на сжатие; k — отношение горизонтальных и вертикальных смещений контура выработки.

Эмпирические зависимости (3.13) и (3.14) пригодны для расчетов крепи в пределах: $R_6 = 80 \div 300$ кгс/см², $\frac{\delta}{r} = 0,1 \div 0,25$; $k = 0 \div 0,5$ для арочных крепей и $0 \div 0,75$ для кольцевых.

Анализ результатов проведенных исследований двухслойной крепи позволил сделать следующие выводы.

1. Несущая способность замкнутой кольцевой крепи выше, чем арочной, в зависимости от рассмотренных факторов на 14—50%. Замкнутая, бесшарнирная система, естественно, несет большую нагрузку, чем арка, имеющая шарниры-опоры. Это свидетельствует о необходимости тщательной заделки фундамента опор арки при креплении выработок.

2. С увеличением значения k в 3 раза примерно в 1,3 раза возрастает несущая способность крепи. Это объясняется тем, что при увеличении горизонтальных смещений растет момент, противодействующий основному изгибающему моменту от вертикальной нагрузки. Степень влияния k уменьшается по мере его роста в кольцевой крепи по сравнению с арочной, так как при вертикальной нагрузке кольцевая крепь, деформируясь, воспринимает боковой отпор податливого слоя. В арке с прямыми стенками при вертикальной нагрузке эффект бокового отпора меньший.

3. Эффект от увеличения толщины крепи в большей мере сказывается в кольцевой конструкции, чем в арочной. Это объ-

является тем, что с увеличением толщины крепи повышается значимость заделки.

4. На несущую способность крепи в меньшей степени влияет прочность ее материала; с увеличением прочности бетона в 2 раза несущая способность крепи возрастает в 1,2—1,5 раза. Увеличение прочности материала в кольцевой крепи менее эффективно, чем в арочной.

5. Характер разрушения крепи с прямыми стенками и кольцевыми до $k=0,5$ одинаков: трещина, раскрытая внутрь выработки, образуется в своде крепи в зоне действия преобладающей нагрузки. Одновременно появляются две трещины, раскрытые к внешней стороне выработки, примерно в районе пяты свода. Это объясняется тем, что вертикальные нагрузки на крепь создают сжимающие напряжения в прямых стенках конструкции. Сжимающие напряжения до $k=0,5$ компенсируют растягивающие напряжения, возникающие на прямых участках крепи вследствие горизонтальных смещений. Отсюда следует вывод, что применение крепей в виде подковы взамен конструкции с прямыми стенками для двухслойной крепи не всегда оправдано.

6. Толщина податливого слоя не сказывается на несущей способности крепи до появления первых трещин-шарниров в конструкции. Излишняя толщина податливого слоя в дальнейшем может привести к выполаживанию треснувших элементов крепи и потери ее устойчивости. В пределах проведенных исследований при толщине пенопласта 100—200 мм его влияние на несущую способность крепи после первого предельного состояния несущественно. Толщину пенопласта (податливого слоя) следует принимать переменной по периметру выработки в соответствии с ожидаемым смещением.

Двухслойная крепь предназначена для крепления основных горных выработок и подземных сооружений, расположенных на больших глубинах и в сложных горно-геологических условиях [11]. Эту конструкцию рекомендуется применять взамен металобетонной крепи, по сравнению с которой двухслойная крепь дешевле на 80—100 руб/м и более надежна в работе.

Сложная технология возведения двухслойной крепи ограничивает область ее применения пластичными и достаточно моноплитными породами. При проходке выработок в сильно нарушенных, обводненных породах, склонных к интенсивным вывалам, применять двухслойную крепь не рекомендуется.

Возведение крепи требует технологической увязки процессов создания двух разнородных оболочек с проходческими работами. Выполнение этих операций производится в призабойной части выработки в период активной стадии проявления горного давления. Выбор технологической схемы зависит от способа проходки выработки и степени устойчивости вмещающих пород.

Податливый слой из карбамидного пенопласта можно возводить набрызгом и подачей за опалубку. Безопалубочное нанесение пенопласта на контур выработки более перспективно, так как имеет неоспоримые преимущества в организации работ. Когда же кровля выработки склонна к обрушениям, может возникнуть необходимость в возведении податливого слоя за несущей опалубкой, которая должна выполнять функции временной крепи на период твердения пенопласта или до момента возведения бетонной конструкции.

Возведение двухслойной крепи возможно по трем технологическим схемам:

I схема — последовательный набрызг пеноматериала, а затем бетона;

II схема — набрызг пеноматериала, а затем укладка несущего слоя бетона с помощью опалубки;

III схема — укладка пеноматериала с помощью опалубки, а затем на расстоянии 30—50 м от забоя за эту же опалубку, предварительно сжатую до проектных размеров, укладывается бетон.

При комбайновой проходке в достаточно вязких породах, не склонных к обрушениям или допускающих небольшие по площади и толщине вывалы, можно принимать I схему. По мере продвижения комбайна производят набрызг пенопласта на обнаженную поверхность выработки на проектную толщину. В дальнейшем с отставанием возводят постоянную бетонную оболочку. При выполнении работ по этой схеме необходимо бетон набрызгивать на пенопласт «зрелого возраста», т. е. материал податливого слоя должен обладать достаточной прочностью, чтобы противостоять смятию частицами бетонной смеси при набрызге. Как показали стендовые испытания и эксперименты по набрызгу бетона на карбамидный пенопласт, величина смятия пенопласта под действием трамбующего эффекта при набрызге бетонной смеси не превышает 5—10 мм.

I схема обеспечивает почти полную механизацию процесса крепления и является наиболее эффективной. К числу ее достоинств следует отнести высокий уровень механизации, возможность оперативного изменения толщины крепи, простоту ремонта (повторным набрызгом), снижение толщины и стоимости бетонной оболочки конструкции.

При буровзрывном способе проходки область применения I схемы без дополнительных мер по увеличению устойчивости выработки ограничена весьма узким кругом горнотехнических условий.

Организация работ по I и II технологическим схемам аналогична. Применение опалубки по схеме II несколько усложняет технологический процесс, но дает возможность получить гладкий и правильный внутренний контур закрепленной выработки, что является преимуществом при ее эксплуатации.

При недостаточной адгезии и прочности пенопласта, не обеспечивающей поддержание вывалов и отслоений, крепь сооружают по III схеме, т. е. пенопласт и бетон возводят с помощью опалубки. В конструкции опалубки должна быть предусмотрена

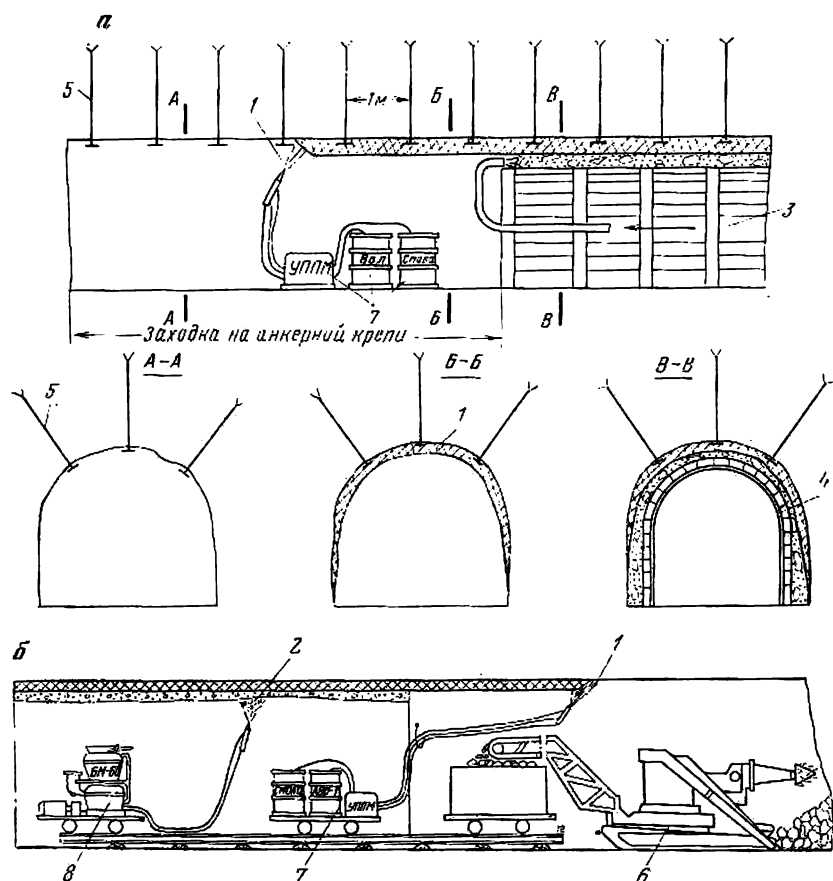


РИС. 45. Схема возведения двухслойной крепи:

а — с помощью опалубки; б — методом набрызга; 1 — набрызг пенопласта; 2 — набрызг бетона; 3 — укладка бетона в опалубку; 4 — опалубка; 5 — анкера; 6 — комбайн; 7 — установка для набрызга пенопласта; 8 — установка для набрызга бетона

возможность сравнительно легкого и быстрого изменения размеров поперечного сечения.

Основной схемой возведения крепи следует считать схему II. Промышленные испытания этой схемы проводились по двум вариантам (рис. 45).

По первому варианту (рис. 45, а) вначале, по мере проходки, устанавливали временную крепь, а затем, после отхода на 10—

15 м, проходку останавливали и производили бетонирование. Функции временной крепи выполняли анкерные конструкции с подвесными верхняками, которые при бетонировании опускались и использовались в качестве опалубки. Так как верхняки выполняли две функции, то они имели две фиксированные с помощью шарнирно-замкового механизма длины, соответствующие размерам выработки в черне и в свету.

Последовательность выполнения операций при этом варианте следующая: после взрывных работ и приведения забоя

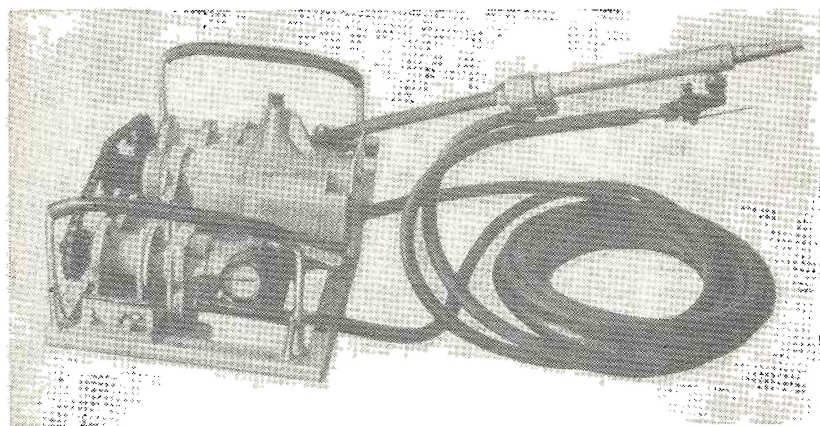


РИС. 46. Установка для набрызга пенопласта, созданная на базе УППД-2

в безопасное состояние производили уборку породы. После этого бурили шпуров и устанавливали анкерную крепь с подвесными верхняками. Свод выработки затягивали деревянной затяжкой. В некоторых случаях бурение шпуров под анкера и установку временной крепи производили с неубранной породы. После отхода на 10—20 м проходку останавливали, производили опускание верхняков временной крепи-опалубки в проектное положение и напыляли пенопласт на проектную толщину по контуру выработки. Затем под верхняки подводили стенки опалубки и выполняли бетонирование.

При втором варианте этой схемы (рис. 45, б) верхняки анкерной крепи не применяли. Временной крепью служили анкера с металлическими накладками размером 350×350 мм. После отхода забоя на 10—20 м проходку останавливали. В течение одной смены производили набрызг пенопласта на проектную толщину, затем устанавливали обычную опалубку и возводили монолитную бетонную крепь.

Результаты промышленных испытаний схемы II показали, что при несколько большей трудоемкости второй вариант является более простым и надежным. Он и рекомендован для использования при проведении выработки буровзрывным способом.

Пенопласт набрызгивают установкой (рис. 46), разработанной ДонУГИ на базе машины УППД-2 конструкции ВНИИГД. Установка состоит из насосного агрегата, магистральных и концевых шлангов и вспенивающего устройства.

Насосный агрегат представляет собой два шестеренчатых насоса: один — для подачи мочевиноформальдегидной смолы, второй — для подачи вспенивающе-отверждающего продукта. В качестве привода служит двигатель пневмосверла. Магистральные и концевые шланги предназначены для подачи сжатого воздуха, смолы и вспенивающе-отверждающего продукта при давлении 15 кгс/см². Принцип действия вспенивающего устройства основан на вспенивании раствора турбулентным потоком сжатого воздуха и дальнейшем смешивании пены со смолой.

Принцип действия установки в целом основан на подаче насосами мочевиноформальдегидной смолы и продукта АВО-1 во вспенивающее устройство, вспенивании продукта АВО-1 с последующим смешиванием пены со смолой. При этом первично образованная пена, содержащая кислый катализатор, отверждается добавкой мочевиноформальдегидной смолы, которая фиксирует структуру пены.

ГЛАВА 8

КОНСТРУКЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КРЕПИ

8.1. МЕТАЛЛОБЕТОННАЯ КРЕПЬ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

В сложных горнотехнических условиях проходка и крепление подземных сооружений сопровождается интенсивным вывалобразованием неустойчивых пород. В этих условиях при креплении выработок широкое применение находят металлобетонные крепи с высокой несущей способностью. Такая крепь состоит из металлических рам, изготовленных из двутаврового или специального профиля и бетонного заполнения.

Крепь из двутаврового профиля с бетонным заполнением известна давно. Однако отсутствие ее унификации и индивидуальное проектирование привело к появлению большого числа типоразмеров с различными радиусами кривизны элементов металлоконструкций и многообразием конструктивных решений узлов соединения стоек с верхняками. Форма сечения таких крепей принималась в угольной и горнорудной промышленности, как правило, с прямыми стенками и весьма выположенным верхним коробовым сводом. Стойки с верхняками соединялись

плоскими накладками на болтах, имеющими недостаточную прочность. Поэтому из обследований выработок, закрепленных такой крепью в Донбассе, 25% оказались деформированными

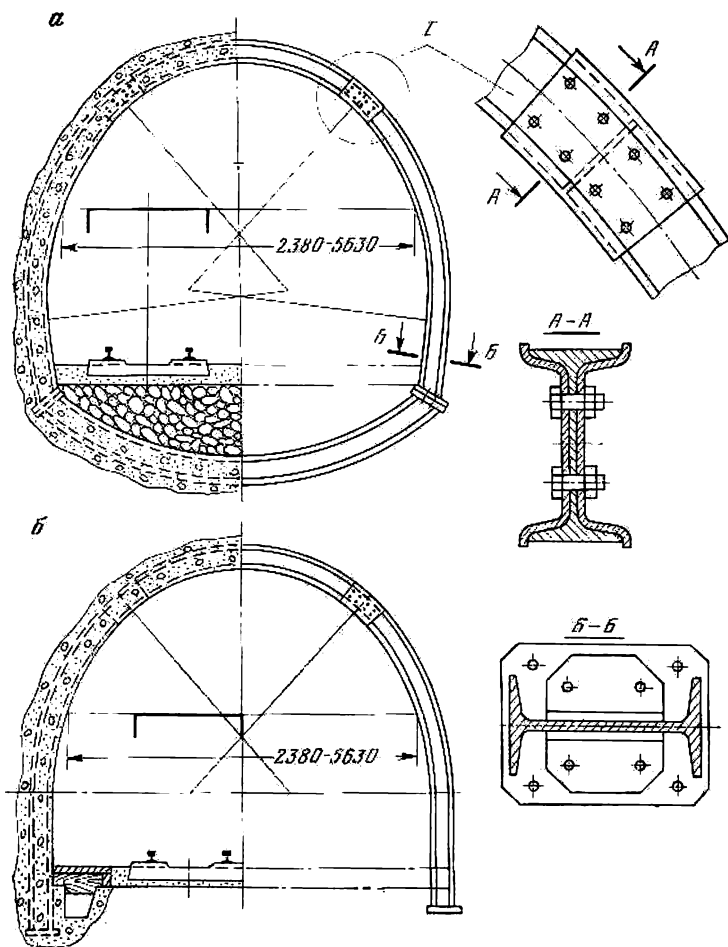


РИС. 47. Общий вид унифицированной крепи КДЗ (а) и КДА (б) из двутаврового профиля с бетонным заполнением

[32]. Наибольшие деформации наблюдались в выработках, размещенных в слабых, неустойчивых породах.

Институт Донгипрошахт с учетом недостатков известных металлобетонных конструкций разработал унифицированную крепь из двутаврового профиля с заполнением междурамного пространства бетоном марки 200.

Параметры	Типоразмеры сечений замкнутой крепи КДЗ				
	I	II	III	IV	V
Площадь сечения выработки, м ² :					
в свету	5,8	7,1	8,4	11,7	12,6
в проходке	9,4	11,4	13,6	18,0	19,6
Радиус, мм:					
верхнего свода	1300	1600	1900	1900	2100
стойки	1600	1600	1600	2500	2500
обратного свода	2500	2500	2500	3200	3200
Ширина выработки на уровне подвижного состава, мм	2380	2830	3290	3970	4230
Высота выработки в свету, мм	2500	2600	2700	3310	3360
Объем бетона на 1 м выработки, м ³	2,47	2,69	2,94	3,45	3,66
Масса кольца крепи, кг	398	431	465	526	545

Продолжение табл. 22

Параметры	Типоразмеры сечений замкнутой крепи КДЗ				
	VI	VII	VIII	IX	X
Площадь сечения выработки, м ² :					
в свету	13,5	14,0	14,5	15,9	17,9
в проходке	21,2	22,1	22,9	25,0	28,9
Радиус, мм:					
верхнего свода	2300	2400	2500	2800	3200
стойки	2500	2500	2500	2500	2500
обратного свода	3200	3200	3200	3600	3600
Ширина выработки на уровне подвижного состава, мм	4480	4610	4740	5120	5630
Высота выработки в свету, мм	3400	3430	3450	3520	3610
Объем бетона на 1 м выработки, м ³	3,75	3,80	3,85	4,09	4,38
Масса кольца крепи, кг	564	575	585	610	650

В результате унификации разработано 10 типоразмеров крепей с обратным сводом (крепь Донгипрошахта замкнутая — КДЗ) и столько же без обратного свода (крепь Донгипрошахта

Таблица 23

Параметры	Типоразмеры сечения арочной крепи КДА				
	I	II	III	IV	V
Площадь сечения выработки, м ² :					
в свету	6,0	7,2	8,5	11,8	12,7
в проходке	8,4	9,8	11,3	15,1	16,1
Радиус верхнего свода, мм	1300	1600	1900	1900	2100
Радиус стойки, см	1600	1600	1600	2500	2500
Ширина выработки на уровне подвижного состава, мм	2380	2830	3290	3970	4230
Высота выработки в свету, мм	2500	2600	2700	3310	3360
Объем бетона на 1 м выработки, м ³	2,05	2,16	2,27	2,65	2,70
Масса рамы крепи, кг	319,0	335,5	351,4	392,7	401,4

Продолжение табл. 23

Параметры	Типоразмеры сечения арочной крепи КДА				
	VI	VII	VIII	IX	X
Площадь сечения выработки, м ² :					
в свету	13,6	14,1	14,6	16,0	18,0
в проходке	17,1	17,7	18,2	19,8	22,1
Радиус верхнего свода, мм	2300	2400	2500	2800	3200
Радиус стойки, см	2500	2500	2500	2500	2500
Ширина выработки на уровне подвижного состава, мм	4480	4610	4740	5120	5630
Высота выработки в свету, мм	3400	3430	3450	3520	3610
Объем бетона на 1 м выработки, м ³	2,76	2,83	2,83	2,94	3,12
Масса рамы крепи, кг	410,1	414,9	418,8	432,2	449,3

арочная — КДА) сечением в свету от 5,8 до 18,0 м² (рис. 47). При этом число радиусов кривизны металлоконструкций крепи КДЗ и КДА удалось уменьшить до 10. Для всех типоразмеров крепи используются только две разновидности стоек с различными радиусами кривизны, а количество типоразмеров верхняков крепи индивидуально для каждого отдельного сечения.

Радиусы элементов обратного свода крепи приняты из числа унифицированных.

Во всех сечениях крепей КДЗ и КДА толщина бетона одинакова и в зависимости от номера двутавра составляет 200, 240 и 270 мм, а требуемая несущая способность обеспечивается за счет разного числа арок металлоконструкции на 1 м выработки. Параметры крепи КДЗ и КДА приведены в табл. 22 и 23. Эта крепь в настоящее время широко применяется при строительстве глубоких шахт в Донбассе.

Подобные крепи по режиму работы являются жесткими, что не позволяет рекомендовать их для сложных горно-геологических условий при больших смещениях пород. Область рационального применения металлобетонных крепей — преимущественно выработки и камеры околоствольных дворов с большим сроком службы, а также сопряжения, расположенные в непосредственной близости от ствола, где податливые или ограниченно-податливые крепи использовать опасно в связи с чрезмерным развитием зоны неупругих деформаций пород над выработками и выходом из равновесия приствольного массива.

Требуемая устойчивость таких крепей в этих условиях обеспечивается путем цементации нарушенных пород и тампонажа закрепного пространства при одновременном увеличении плотности металлических арок или применения более прочных двутавровых профилей.

Конструкции, аналогичные КДА, применяют и в туннелостроении. Пространство между металлическими арками заполняют монолитным бетоном, в качестве опалубки при этом часто используют проволочную сетку с мелкими ячейками.

Монолитные металлобетонные крепи из-за значительной толщины и насыщенности металлом имеют повышенную жесткость и плохо используют работу упругого отпора породы. Поэтому применение мощных крепей, состоящих из жестких металлических рам двутаврового профиля и заполнения междумрамного пространства бетоном, во многих случаях положительного результата не дало. Устойчивость крепи несколько улучшается, когда крепление ведется с разрывом во времени между установкой жестких металлических рам и последующим их бетонированием. В этом случае металлические двутавровые арки рекомендуется устанавливать у забоя выработки, а заполнять их бетоном — после окончания интенсивных смещений контура пород, чтобы исключить отрицательное влияние нагрузок на процесс твердения бетона. При такой технологии крепления смещение контура пород происходит в основном за счет имеющихся переборов за крепью, величина которых при буровзрывном способе проходки достигает 150—200 мм, смятия мелкокусковатой забутовки в своде и некоторой подвижности двутавровых арок.

Экспериментальная проверка подтвердила целесообразность использования ограниченно-податливых конструкций крепей для подземных сооружений, расположенных в неустойчивых породах [26] и позволила предложить в качестве арматуры металлобетонной крепи металлические арки из спецпрофиля [14, 25].

Предложенная конструкция особенно эффективна в сложных горно-геологических условиях, когда демонтаж временной податливой крепи влечет за собой опасные вывалы пород, а постоянная крепь должна обладать высокой несущей способностью. В этом случае металлические рамы из спецпрофиля, устанавливаемые в забое выработки вслед за ее проходкой, должны в течение 1—1,5 мес работать в податливом режиме. Бетонировать металлическую крепь начинают за зоной интенсивного смещения пород.

Металлобетонная крепь, изготавливаемая на основе спецпрофиля, имеет ряд преимуществ перед конструкцией из двутавра:

обеспечивает работу крепи в режиме ограниченной податливости и, следовательно, снижает нагрузку на крепь;

спецпрофиль, имея примерно одинаковые моменты сопротивления по обеим осям, в отличие от двутавра мало чувствителен к эксцентренным нагрузкам, возникающим при работе крепи;

обладая меньшей высотой по сравнению с двутавром, спецпрофиль не получает существенных перенапряжений в крайних волокнах при изготовлении металлоконструкций крепи;

металлобетонная крепь из спецпрофиля на 80—100 руб. на 1 м (по прямым затратам) дешевле аналогичной конструкции на базе двутавровой балки.

Такая ограниченно-податливая металлобетонная крепь разработана Донгипрошахтом совместно с ДонУГИ [85].

После проведенной унификации было разработано восемь типоразмеров крепи с обратным сводом (тип МПКЗ — металлобетонная податливая крепь замкнутая) и без обратного свода (тип МПКА — металлобетонная податливая крепь арочная) сечением в свету от 5,9 до 17,7 м². Общий вид этих крепей показан на рис. 48, а их параметры приведены в табл. 24.

Соответствующие типоразмеры крепей МПКЗ и МПКА имеют одинаковые сечения в свету, радиус и длину верхняков и отличаются между собой наличием или отсутствием обратного свода. Длина стоек в крепи МПКА принята несколько большей, чем в крепи МПКЗ, за счет устройства фундаментов и водоотливной канавки. Радиусы металлических элементов крепи унифицированы с учетом уменьшения их числа путем использования в различных местах по периметру конструкции. Это позволило принять для изготовления всех типоразмеров

замкнутых и арокных крепей 16 радиусов вместо 40, требовавших без учета унификации.

В крепи МПКЗ применено плавающее соединение стоек с обратным сводом при помощи угловых звеньев, позволяющих собирать крепь при наличии некоторых неточностей ее изготов-

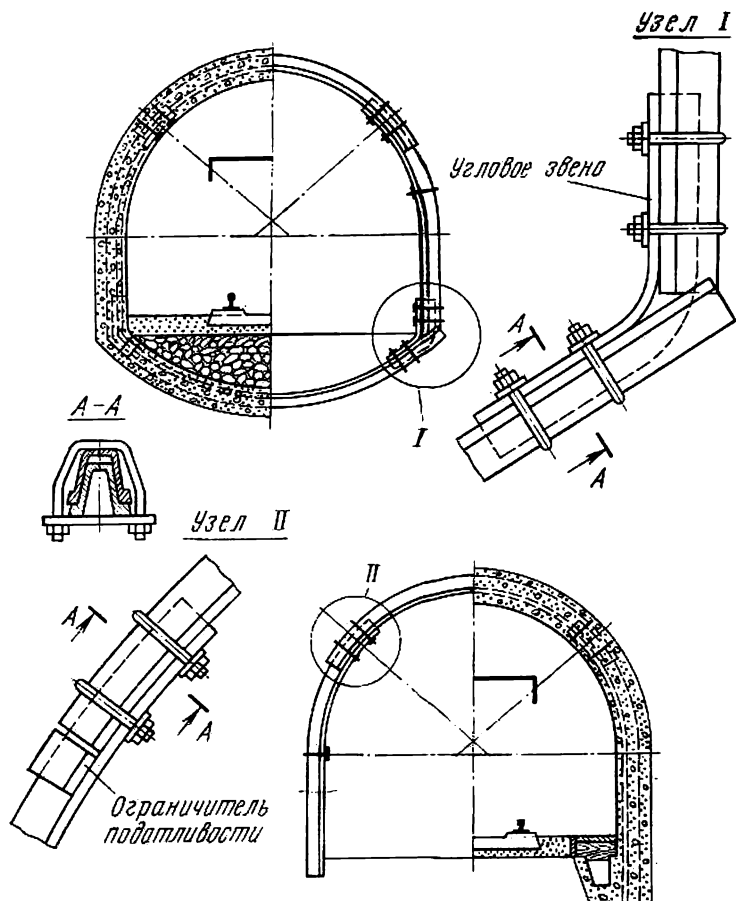


РИС. 48. Общий вид ограниченно-податливой крепи из спецпрофиля с бетонным заполнением

ления на заводах, подводить обратный свод в выработке, ранее закрепленной арочной крепью, и легко демонтировать элементы обратного свода в случае их деформации до заполнения бетоном. Форма свода крепи выполнена эллиптической с уменьшенным радиусом верхняка, что, как показали результаты испытания такой формы крепи на Октябрьском руднике и шахте «Пет-

ровская-Глубокая» в Донбассе, позволит улучшить общую устойчивость конструкции и ее работу в податливом режиме. Отношение радиуса стоек к радиусу верхняка в зависимости

Таблица 24

Параметры	Типоразмеры крепи							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Крепь МПКЗ								
Площадь сечения выработки, м²:								
в свету	5,9	7,4	8,9	11,2	13,5	14,8	16,2	17,7
в проходке	10,1	12,2	14,9	18,3	21,6	24,2	25,3	28,6
Толщина крепи, мм	200	200	250	250	250	300	300	300
Ширина на уровне подвижного состава, мм	2385	2870	3335	3940	4475	4770	5065	5396
Высота в свету, мм	2395	2595	2800	3105	3355	3495	3635	3755
Радиусы кривизны в свету, мм:								
верхнего свода	1385	1605	1815	2085	2335	2475	2615	2785
стен	1865	2135	2335	2585	2835	2975	3115	3285
обратного свода	2375	2875	3325	3725	4125	4425	4625	4875
Радиусы изгиба металлоконструкции, мм:								
верхняков	1450	1670	1930	2200	2450	2640	2780	2950
стоек	1930	2200	2450	2700	2950	3140	3280	3450
лежаков	2450	2950	3450	3850	4250	4600	4800	5050
Объем бетона на 1 м выработки, м³	2,1	2,3	3,2	3,6	3,9	4,9	5,2	5,4
Расход сетчатой затяжки, м²	7,5	8,3	9,2	10,2	10,9	11,5	12,0	12,5
Масса металлоконструкций, кг	348	372	400	550	585	612	634	654
Тип спецпрофиля	СВП-22				СВП-27			
Крепь МПКА								
Площадь сечения выработки в проходке, м²	8,5	10,2	12,5	15,3	17,9	20,0	21,7	23,5
Объем бетона на 1 м выработки, м³	1,5	1,7	2,3	2,5	2,7	3,4	3,5	3,7
Масса металлоконструкций, кг	228	242	260	354	375	392	403	415
Тип спецпрофиля	СВП-22				СВП-27			

от типоразмера крепи составляет 1,17—1,35. Разность радиусов стоек и верхняка для всех сечений принята 500 мм.

Для оценки экономической эффективности ограниченно-податливой крепи произведено сравнение ее стоимости со стоимостью применяющейся жесткой крепи КДЗ и КДА из двутаврового профиля с бетонным заполнением. Соответствующие

типоразмеры сравниваемых крепей имеют одинаковые сечения, форму и размеры в свету и различные размеры в проходке (за счет конструктивных особенностей спецпрофиля и двутавра). При сравнении учтена стоимость по прямым нормируемым затратам прохождения и крепления выработок, настилки рельсовых путей, устройства водоотливной канавки и побелки. Результаты расчетов для замкнутых крепей МПКЗ и КДЗ (при

Т а б л и ц а 25

Типоразмер крепи	Площадь сечения в свету, м ²	Стоимость 1 м выработки по прямым нормируемым затратам, руб.		Разница стоимости, руб.
		крепь МПКЗ	крепь КДЗ	
1	6,4	277	327	50
2	7,8	287	369	82
3	9,0	334	403	69
4	11,2	476	558	82
5	13,2	587	675	88
6	14,5	656	712	56
7	15,7	750	843	93
8	17,1	787	892	105

коэффициенте крепости пород по шкале проф. М. М. Протодяконова $f=3$) приведены в табл. 25.

С учетом улучшения состояния выработок и уменьшения затрат на их поддержание эффект от применения ограниченно-податливой крепи может быть еще большим.

8.2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КРЕПЬ ТУННЕЛЕЙ

По мере роста нагрузок несущая способность бетонной крепи приемлемой толщины (не более $1/10$ пролета туннеля) оказывается недостаточной и приходится применять монолитную железобетонную крепь (рис. 49). Кольцевая арматура является рабочей, сечение ее определяется расчетом. Распределительная арматура принимается конструктивно в количестве 10—15% от рабочей. Для гидротехнических напорных туннелей железобетонные монолитные крепи можно применять в условиях пород любой крепости, однако обычно в породах с $f \geq 4$ применение железобетонных крепей требует специального технико-экономического обоснования. Для транспортных и безнапорных гидротехнических туннелей применение железобетонной крепи ограничивается слабыми породами преимущественно с $f < 4$, причем, если для крепления применяют металлическую арочную крепь, то ее обязательно следует учитывать в расчете. Следует отметить, что до недавнего времени арочную крепь выносили за пределы сечения и не учитывали в расчете. В 1975 г.

учет арочной крепи в качестве жесткой арматуры в работе на эксплуатационные нагрузки постоянной бетонной крепи туннеля переброски стока р. Ингури в Гальское водохранилище и отводящего туннеля Жинвали ГЭС позволил сэкономить 300 т арматурной стали. Применение арочной крепи в качестве жесткой арматуры требует соблюдения специальных требований к аркам — точности установки, обварки стыков, обеспечения продольной жесткости арок и др.

Для нетрещиноватых монолитных железобетонных крепей туннелей процент армирования обычно принимается в пределах от 0,5 до 2%. Для напорных гидротехнических туннелей минимальный процент определяется из условия ограничения величины раскрытия трещин максимальными допускаемыми значениями, а для крепей транспортных и безнапорных гидротехнических туннелей минимальный процент не ограничивается.

Для трещиностойких железобетонных крепей напорных гидротехнических туннелей минимальный процент армирования принимается не менее 0,3 для пород с $f < 4$, а для пород с $f \geq 4$ минимальный процент равен 0,15.

Выбор диаметра и расположение арматуры ведется по правилам, принятым для железобетонных конструкций, и соответствующих строительных норм и правил. Рабочая арматура назначается по расчету (по моментам и нормальным силам в сечениях) для внецентренно сжатых (транспортные и безнапорные туннели) или внецентренно растянутых (напорные гидротехнические туннели) конструкций. В большинстве случаев производится двойное армирование (в случае отсутствия арочной крепи). Распределительная арматура воспринимает нагрузку от неравномерного вдоль оси туннеля горного давления и устанавливается по расчету или конструктивно. Обычно для рабочей арматуры применяют стержни периодического профиля диаметром 22—32 мм с шагом через 12—25 см, а для распределительной — диаметром 10—16 мм с шагом 20—30 см. Толщина монолитных железобетонных нетрещиностойких крепей обычно составляет 40—50 см, а минимальные толщины должны приниматься 20—25 см, включая защитный слой,

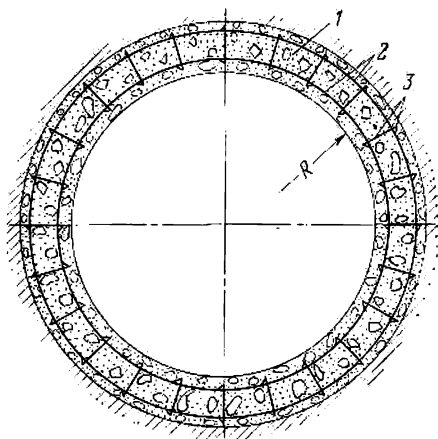


РИС. 49. Крепь из монолитного железобетона:

1 — бетон; 2 — рабочая арматура; 3 — распределительная арматура и хомуты

толщина которого составляет 3—5 см в зависимости от вида арматуры, толщины крепи и агрессивности среды.

Следует отметить, что качественно выполнить в подземных условиях тонкостенную железобетонную конструкцию, насыщенную арматурой, сложно. Решение может быть найдено в использовании литых бетонных смесей и совершенных передвижных опалубок.

Характерные типы стыков монолитных железобетонных крепей показаны на рис. 50. На рис. 50, а показаны места стыков крепи, высота стыков предусматривается заранее равной 20—30 см. Тип I применяют при толщине крепи до 50 см, заделку производят набрызгбетоном. Тип II применяют при толщине крепи от 0,5 до 1 м, но и при этом заделку можно осуществлять также набрызгбетоном. Тип III применяют в особых конструкциях при толщине крепи более 1 м. В этом случае полость стыка заполняют цементно-песчаным раствором, нагнетаемым за сетчатую опалубку, а затем по опалубке изнутри туннеля наносят слой набрызгбетона. Во всех типах стыков после их замоноличивания производят цементацию через скважины, располагаемые не более чем через 4 м по длине стыка.

Оригинальная конструкция стыка высоких стен туннелей и камерных выработок предложена Среднеазиатским отделением Гидропроекта. Арматура каждого яруса устанавливается самостоятельно (без выпусков), а крепь стен смежных ярусов стыкуется при помощи клинового элемента, заанкеренного в породу. Такая конструкция позволяет снизить трудоемкость заделки стыка и отказаться от сварки арматуры, а главное — сократить расчетный пролет стены, при этом существенно облегчается ее работа.

Пяты свода крепи обычно выносятся в породу для обеспечения устойчивости свода, однако это приводит к значительному повышению непрофильной выработки и бетона. В устойчивых породах можно пяты не выносить, а применить схему подвешенного свода, показанную на рис. 51, а и б.

При проектировании туннелей, подверженных значительному давлению наружных подземных вод, обычно рекомендуется принимать круглую форму поперечного сечения. В связи с началом строительства в СССР туннелей большого сечения встал вопрос о необходимости перехода к корытообразной форме поперечного сечения с обеспечением экономичности и надежности конструкции крепи.

В Среднеазиатском отделении института Гидропроект разработана подобная конструкция (рис. 52) тонкостенной монолитной железобетонной прианкерной дренированной крепи для крупных туннелей, проходимых в породах с $f \geq 4$ и заглубленных под уровень грунтовых вод до 170 м [34].

Конструкция крепи состоит из свода, опирающегося на выносные пяты, тонких стен и лотка, работающих совместно с по-

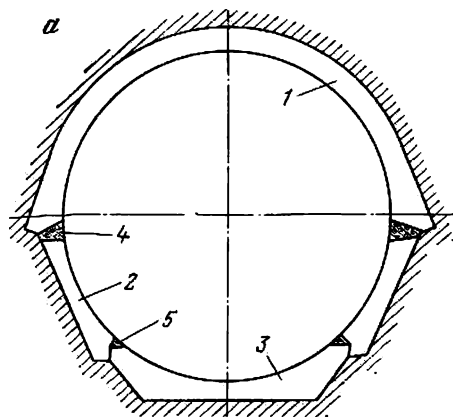


РИС. 50. Стыки монолитных крепей:

a — поперечное сечение туннеля; *b* — типы стыков; 1 — свод; 2 — стены; 3 — обратный свод (лоток); 4 — стык между сводом и стеной; 5 — стык между стеной и обратным сводом (лотком); 6 — арматура

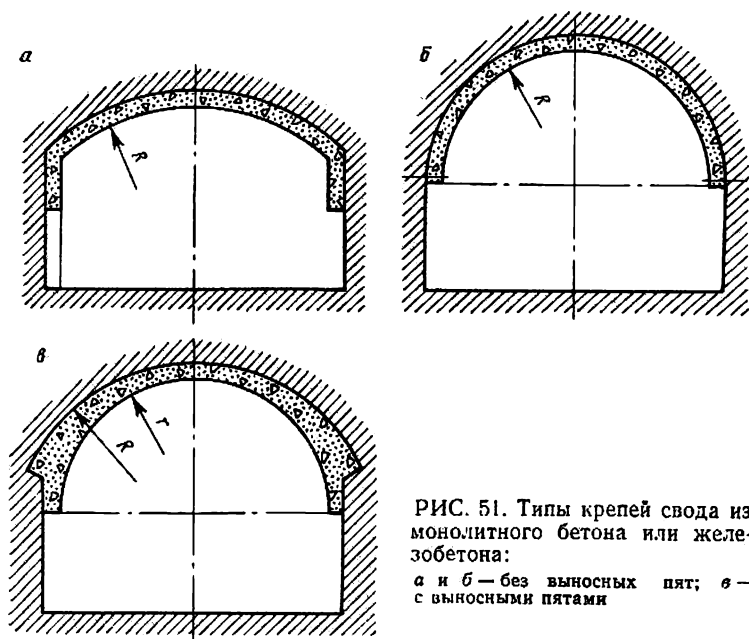
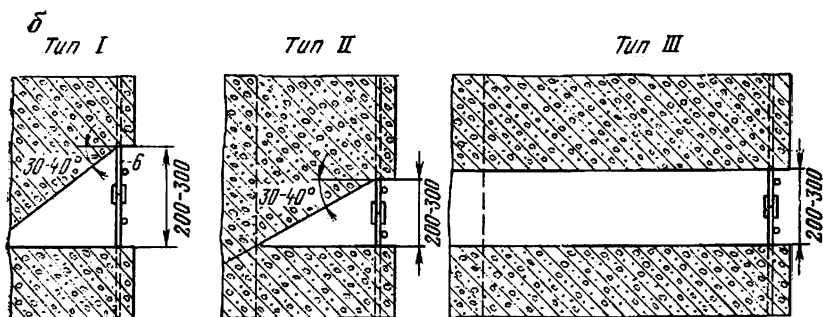


РИС. 51. Типы крепей свода из монолитного бетона или железобетона:

a и *б* — без выносных пят; *в* — с выносными пятями

родой при помощи железобетонных анкеров. Для снижения давления грунтовых вод выполнен шпуровой дренаж. Такая конструкция крепи стен и лотка работает как безбалочное перекрытие, роль колонн в перекрытии выполняют анкера, работающие в данном случае на растяжение.

Расчетная схема конструкции показана на рис. 52, в. Шпуровые дрены в крепи должны быть расположены по квадрат-

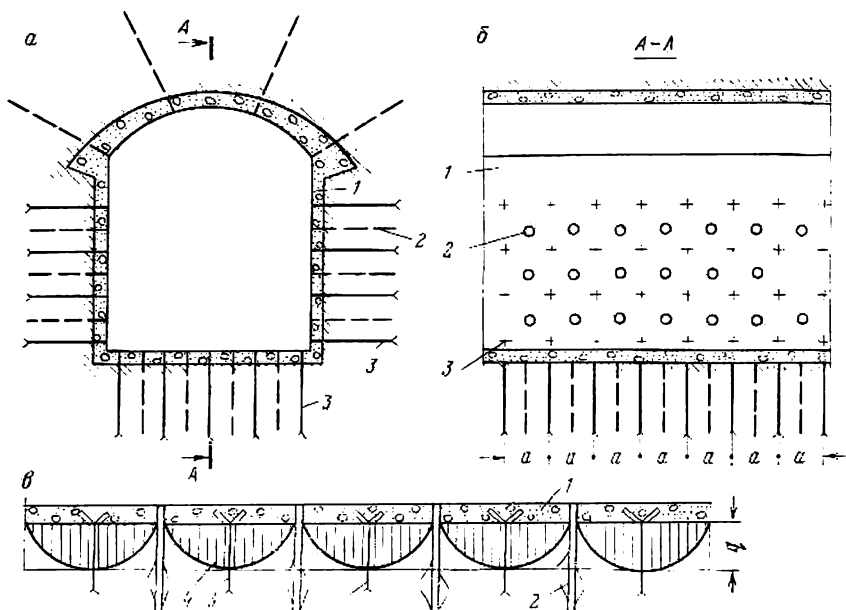


РИС. 52. Прианкерная монолитная дренажная крепь:

а — поперечное сечение туннеля; б — продольный разрез; в — расчетная схема крепи: 1 — бетонная крепь; 2 — шпуровые дрены; 3 — анкера; 4 — эпюры остаточного гидростатического напора грунтовых вод

ной или прямоугольной сетке, а анкера — в точках пересечений диагоналей. В этом случае максимальные ординаты эпюр остаточного напора грунтовых вод $q_{\max} = \phi H$ (H — статический напор грунтовых вод, ϕ — доля остаточного напора, равная 0,1—0,2) оказываются расположенными над анкерами (опорами), а в «пролетах» безбалочной плиты (крепи) ординаты эпюр давления падают до нуля. Усилия в крепи получаются при этом минимальными, а следовательно, уменьшается ее толщина и расход арматуры.

В результате применения данной крепи в строительных туннелях Нурекской ГЭС на общей длине около 1,5 км сэкономлено 1,5 млн. руб. Применение этой конструкции предусмотрено также в ряде строящихся туннелей Рогунской и Курпайской ГЭС.

8.3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КРЕПЬ С ЛИСТОВОЙ АРМАТУРОЙ

Подобная крепь последние 10 лет применяется за рубежом во многих туннелях. Запатентована она Бернольдом в Швейцарии. Крепь представляет собой арматурно-опалубочные щиты, установленные по контуру выработки и забетонированные в качестве листовой арматуры. Каждый щит массой 20—30 кг выполнен из стального листа $1 \times 1,2$ м толщиной 2—3 мм, в котором штамповкой образованы прорезы и местные изгибы (рис. 53). Перфорированные таким образом, щиты за-

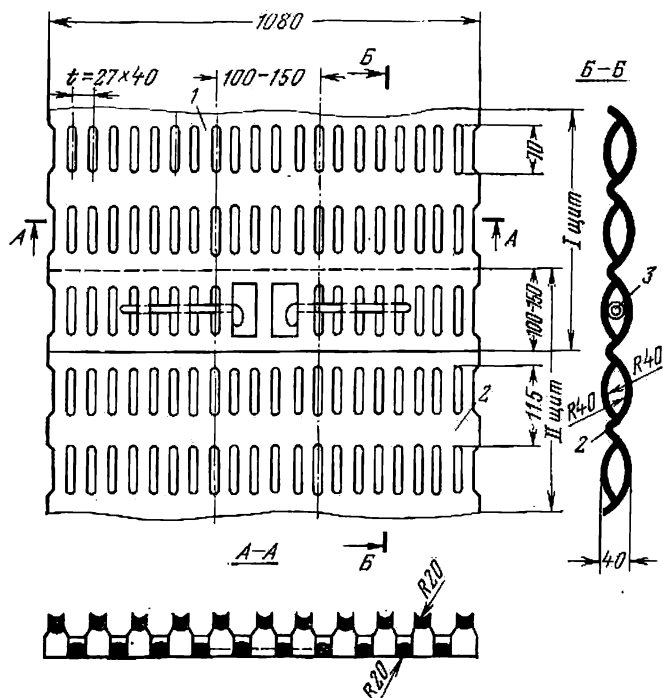


РИС. 53. Перфорированный арматурно-опалубочный щит:
1 — перфощит; 2 — ребро жесткости; 3 — монтажный штырь

кладывают за монтажные арки-кружала и соединяют между собой внахлестку с помощью тяг. Обычно в туннеле размещают 6—12 монтажных арок, что позволяет бетонировать сразу участок длиной до 10 м.

Пространство размером 20—30 см между опалубочными щитами и породой заполняют пластичной бетонной смесью, которая в процессе вибрирования проникает в прорезы листов и монолитизирует всю листовую опалубочную конструкцию. Бето-

нирование ведут в направлении снизу вверх симметрично с двух сторон по мере установки опалубочно-арматурных щитов. Торцевую опалубку устраивают из таких же листов, но других размеров.

После окончания бетонных работ внутреннюю поверхность созданной железобетонной монолитной крепи с листовой арматурой покрывают слоем набрызгбетона (торкрета) в качестве антикоррозийной защиты.

После затвердения бетонной смеси монтажные арки передвигают вперед, каждые 2—3 арки соединяют в единую конструкцию и без демонтажа после раскружаливания перемещают на тележках.

В слабых породах производится предварительное покрытие поверхности туннеля набрызгбетоном, а затем на забой подвигают кружальную арочную конструкцию с навешенными на нее арматурно-опалубочными щитами. Возможно также использование выдвижных консольных подхватов, на которых поддерживается верхняя часть кружальных арок со щитами. В этом случае вначале ведут бетонирование сводчатой части крепи, а кружальные стойки устанавливают после окончания погрузочных работ в забое, за стойки производят монтаж щитов и бетонирование крепи в стенах туннеля.

К основному преимуществу такой железобетонной крепи относится возможность ее быстрого возведения без применения металлической арочной крепи и опалубки, устанавливаемых вслед за продвижением забоя. Стоимость этой крепи ниже стоимости железобетонной со стержневой арматурой, а по прочности они равноценны (при условии равенства площадей сечения листовой и стержневой арматуры).

Конструкция монолитной железобетонной крепи с листовой арматурой представляется прогрессивной, изготовление ее в принципе несложно, необходимо лишь применение мощных штампов. Не исключено применение и взрывной штамповки.

ГЛАВА 9

ВОЗВЕДЕНИЕ КРЕПИ

9.1. ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПО КРЕПЛЕНИЮ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Цикл бетонных работ при строительстве подземного сооружения представляет процесс, обладающий довольно четко выраженной самостоятельностью. Трудно ожидать положительного эффекта, не решив комплексно вопросов, связанных с выполнением бетонных работ от начала приготовления бетонной смеси до момента ее укладки за опалубку.

При креплении горных выработок монолитным бетоном наиболее трудоемкая операция — доставка и укладка бетонных

смесей. Технологические схемы крепления выработок разнятся между собой в основном по способу транспортирования бетонных смесей на поверхности, по стволу и по горизонтальным выработкам до места их укладки. В зависимости от того, как решены эти вопросы, можно выделить три основные технологические схемы организации работ [27].

Схема I. Готовую бетонную смесь подают от центральной смесительной установки на поверхности непосредственно до места ее укладки за опалубку по трубам. Такая схема удачно применялась на рудниках «Глубокий» в СССР, «Джеффи» в Канаде и «Келли» в США.

На руднике «Глубокий» бетонную смесь подавали от бетонного узла к клетевому стволу по бетонопроводу протяженностью 300 м с подъемом на 9 м при помощи пневмобетонуукладчика. На нулевой площадке ствола смесь собиралась в бункере, откуда поступала в вертикальный трубопровод, а из него на девятом горизонте шахты попадала в пневмобетонуукладчик, которым транспортировалась за опалубку.

Описанная схема проста и эффективна. Ее можно рекомендовать при строительстве и реконструкции угольных шахт. Наиболее высоких показателей можно достичь при больших сосредоточенных объемах бетонных работ (окоlostвольные дворы, сопряжения, комплексы камер). Основной недостаток схемы заключается в значительном расходе сжатого воздуха и труб, а также в затратах труда и времени на частые монтажи и демонтажи трубопровода при закупорках става. Эта схема требует высокой культуры производства.

Схема II. К месту работ бетонную смесь транспортируют электровозом в пневмобетонуукладчиках, образующих бетонный поезд. При помощи быстроразъемных соединений пневмобетонуукладчики поочередно присоединяют к бетонопроводу и смесь разгружают непосредственно за опалубку. Всю смесь, доставленную бетонным поездом, укладывают за 15—20 мин.

По такой схеме крепили выработки на шахте «Северная-Вентиляционная» в Кривбассе, на руднике «Сан-Мануэль» в США, на туннелях водовода Сан-Диего и др.

Схема II более надежна, чем схема I, и может с успехом применяться при разбросанности участков бетонирования. По этой схеме можно выполнять значительный объем работ на протяженных горизонтальных выработках. Недостатком ее является меньшая, по сравнению со схемой I, производительность, дополнительная загрузка рельсовых магистралей шахты, большое число вспомогательных операций у места укладки бетонной смеси.

Схема III. В выработку к месту бетонирования доставляют сухие компоненты бетонной смеси, где их перемешивают в передвижной бетоносмесительной установке, добавляя воду, пластификаторы и ускорители схватывания. Приготовленная

бетонная смесь загружается в транспортный механизм, зачастую выполненный на одной тележке с бетономешалкой и составляющей с ней единый комплекс по креплению. Транспортным механизмом является пневмобетонуукладчик, реже бетононасос или транспортер.

Подобное решение механизации бетонных работ имело место в Лениногорском шахтостроительном управлении.

Схема III не нашла широкого применения из-за излишней громоздкости. Ее использование мало перспективно, так как приготовление бетонной смеси на поверхности всегда производительнее и дешевле, чем в подземных условиях, а качество бетона выше. Кроме того, при транспортировании сухих компонентов по вертикальным трубопроводам резко увеличивается их износ.

Организация бетонных работ может быть различной, но все разнообразие технологических схем укладывается в описанные выше три типа или их комбинации.

В настоящее время существуют эффективные, опробованные на практике технологические схемы крепления выработок монолитным бетоном, большое разнообразие опалубок и необходимых средств транспортирования смеси. Технологическую схему и оборудование выбирают путем технико-экономических сравнений с учетом всех горнопроизводственных факторов. Работоспособность и технико-экономические показатели выбранной технологической схемы в первую очередь зависят от степени механизации наиболее трудоемких операций — транспортирования и укладки бетонной смеси за опалубку.

При строительстве туннелей с применением монолитно-прессованной крепи используют в принципе схему II организации работ. Характерный проходческий комплекс для сооружения монолитно-прессованной крепи в песчаных грунтах показан на рис. 54 [83].

Головная часть щита 1 имеет две неподвижные горизонтальные площадки 2, соединенные вертикальной перегородкой. На каждой горизонтальной площадке смонтированы по две подвижные платформы 3, а в ячейках щита — механизмы челюстного типа 4, выполненные в виде подвижных рам. При работе рама совершает возвратно-поступательное, а челюсти — вращательное движение вокруг шарнира на раме.

В нижней части щита установлена погрузочная машина с челюстными захватами 5. При работе погрузочной машины грунт через отверстие в защитном листе корпуса щита попадает на транспортер 6 и выдается за пределы щита.

Все движения машин совершаются при помощи гидравлических домкратов. В щите установлен 21 щитовой домкрат с общим усилием 2400 тс. На штоке каждого домкрата имеется компенсирующее устройство 7. Щитовые домкраты через эти устройства упираются в поверхность прессующего кольца 8, распределяющего давление на бетонную смесь. В прессующем

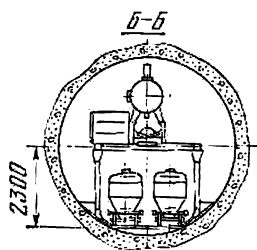
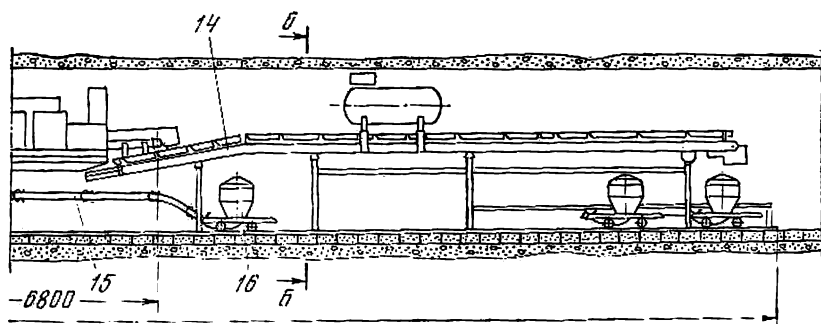
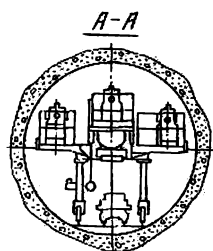
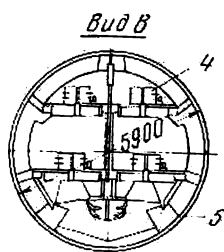
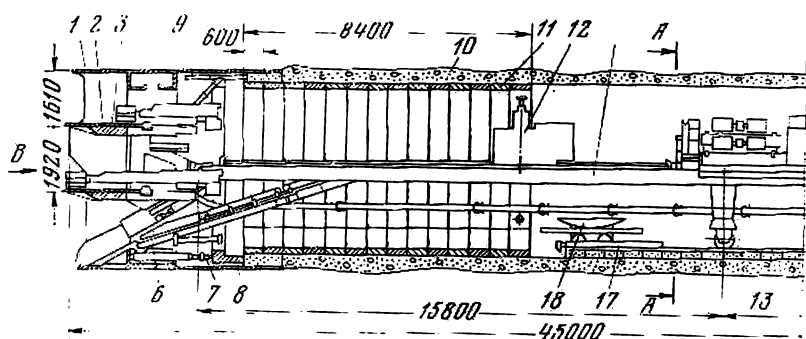


РИС. 54. Комплекс для возведения монолитно-прессованной крепи в песках

кольце предусмотрен канал для подачи бетонной смеси в заопалубочное пространство с гидравлическим домкратом 9 для перекрытия этого канала.

Проходческий комплекс включает секционную опалубку 10, механизм для ее перестановки 11, устройство для отрыва от бетона откидных звеньев нижней части опалубки, транспортный мост 12, передвижную платформу 13 с транспортером-перегрузчиком 14, бетоновод 15 и пневмобетонуукладчики 16.

Опалубка состоит из 13 секций шириной по 600 мм, которые переносятся к месту установки при помощи механизма 11 по частям — сначала верхняя, а затем нижняя часть с откидными звеньями.

Механизм передвигается по рельсам транспортного моста, опирающегося одним концом на щит, а другим на рельсы платформы, перемещающейся по готовому плоскому лотку туннеля. На поперечных связях несущих балок транспортного моста размещен конвейер с шириной ленты 650 мм. На задней части моста смонтированы гидронасосные установки и электрооборудование.

Транспортер-перегрузчик установлен на платформе, имеющей два гидравлических домкрата 17 и передвигающейся с их помощью вперед к уложенному блоку плоского лотка 18. На платформе размещены две рельсовые колеи размером 600 мм, которые в средней части платформы соединены стрелочным съездом.

Цикл работ начинается с установки в хвостовой части щита очередной секции опалубки и нагнетания за нее бетонной смеси, доставляемой пневмобетонуукладчиками, которые поочередно подсоединяются к бетоноводу и сети сжатого воздуха. После выдачи бетонной смеси пневмобетонуукладчики по стрелочному съезду отходят на второй путь.

После нагнетания бетонной смеси щит со всем комплексом передвигается вперед, а разрабатываемый челюстями машины грунт системой транспортеров грузится в составы вагопетоков. Одновременно с продвижением щита ведут работы по снятию задней секции опалубки и ее перестановки.

Технология сооружения туннелей с монолитно-прессованной бетонной крепью разработана Метрогипротрансом.

В туннелях большого сечения и камерах бетонную смесь доставляют к месту укладки в автосамосвалах грузоподъемностью до 7 т. При большой дальности перевозки (более 3 км) применяют автобетоносмесители. Загрузочное устройство выполняется в виде бункера емкостью 3 м³, который наклоняется с помощью гидравлических домкратов или лебедки и перегружает бетонную смесь порциями по 0,5 м³ в скуп (рис. 55). Могут быть схемы с разгрузкой бункера прямо в бетоноукладчик. В этом случае самосвал выезжает по наклонному пандусу для разгрузки смеси в бункер.

В зарубежной практике крепления горных выработок монолитным бетоном широко распространены передвижные бетоннующие комплексы с подачей бетонной смеси за опалубку с помощью пневмобетоноукладчиков. Наиболее представительные варианты организации бетонных работ показаны на рис. 56.

При работе по схеме (а) готовая бетонная смесь (в сухом или затворенном водой виде) с поверхности подается по бетонопроводу на соответствующий горизонт, где она из приемного бункера поступает в бетономешалку вторичного перемешивания.

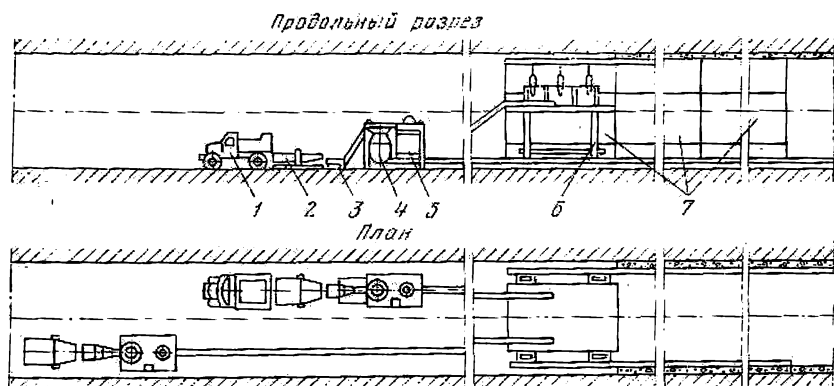


РИС. 55. Характерная схема механизации бетонных работ в туннеле:

1 — автосамосвал; 2 — бункер-перегружатель; 3 — скиповый подъемник; 4 — пневмобетоноукладчик; 5 — ресивер; 6 — перестановщик опалубки; 7 — секции опалубки

По горизонтальным выработкам при этой схеме смесь транспортируется непосредственно в передвижных пневмобетоноукладчиках, которые доставляют к бетонируемому участку электровозом. На месте бетонирования пневмобетоноукладчики поочередно присоединяют к сети сжатого воздуха и по нагнетательному бетонопроводу бетонную смесь подают за опалубку.

При работе по схеме (б) смесь, поступающая с поверхности по бетонопроводу, загружается через бункер в передвижные бетоносмесители вторичного перемешивания. Эти бетоносмесители, доставленные электровозом к месту бетонирования, разгружаются в пневмобетоноукладчик, подающий бетонную смесь за опалубку.

При работе по схеме (в) бетонную смесь транспортируют к месту укладки в специальных вагонетках, затем перегружают в бетономешалку вторичного перемешивания и далее пневмобетоноукладчиком подают за опалубку.

Схема (г) предусматривает использование набрызгбетомашин для подачи бетонной смеси за опалубку. В этом случае

комплексная механизация всего технологического процесса от складирования компонентов бетонной смеси на поверхности до укладки бетона за опалубку. В этом отношении интересен опыт крепления горных выработок на медном руднике «Сан-Мануэль». На этом руднике монолитным бетоном крепят полевые, транспортные и панельные штреки, а также выработки горизонтов скреперования и грохочения. Объем работ по креплению выработок составляет в среднем $150 \text{ м}^3/\text{сут}$. Наибольший расход бетона в смену достигает 190 м^3 .

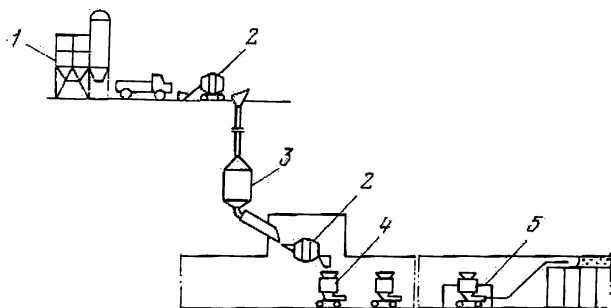


РИС. 57. Схема приготовления, транспортирования и укладки бетона на руднике «Сан-Мануэль»:

1 — дозирующая установка; 2 — бетономешалка; 3 — промежуточный бункер; 4 — пневмобетонукладчик; 5 — перестановщик бетоноукладчиков

Работы по приготовлению бетона организованы здесь таким образом (рис. 57). На поверхности материалы для приготовления бетонной смеси поступают в специальную дозирующую установку, оборудованную бункерами вместимостью 300 т для песка, цемента и щебня. Дозирующая установка находится на расстоянии 1,6 км от скважины. Компоненты бетонной смеси от дозирующей установки автосамосвалами, кузова которых имеют четыре отсека емкостью по $0,95 \text{ м}^3$, доставляют к самоходной смесительной установке. Последняя обслуживает две скважины, расположенные на южной и северной границах рудной залежи, что создает удобство для транспортирования бетонной смеси по выработкам. Бетонная смесь по стальной трубе диаметром 205 мм поступает в подземную бетономешалку емкостью $4,5 \text{ м}^3$, где вторично перемешивается. Затем смесь загружают в резервуары — бетоноукладчики емкостью 1 м^3 и доставляют к месту укладки за опалубку.

Подают бетонную смесь из пневмобетонукладчика за опалубку (расстояние 30 м) сжатым воздухом под давлением 6 кгс/см². Для перестановки пневмобетонукладчика с грузового пути на порожняковый используют приспособление типа пневматического вагоноперестановщика. В течение 15 мин за опалубку укладывается до 6 м³ смеси — объем шести пневмобетонукладчиков, составляющих поезд.

При подаче бетонной смеси с поверхности в шахту особое внимание уделяется сигнализации. Отдельная телефонная линия и сигнальная свето-звуковая система используются для связи между бетоносмесителями, установленными на поверхности и в шахте.

Звонковая рудничная связи, используемая для отдачи приказов и сообщений сведений о получении бетонной смеси, обеспечивает четкую работу всего бетонного комплекса.

Важнейшим элементом в технологии крепления выработок монолитным бетоном является работа по установке, разборке и перемещению опалубок.

В зависимости от крепости и устойчивости пород на руднике применяют различные виды временной крепи, что определяет длину заходки бетонирования. В устойчивых породах в качестве временной крепи служит анкерная крепь, в слабых и малоустойчивых по-

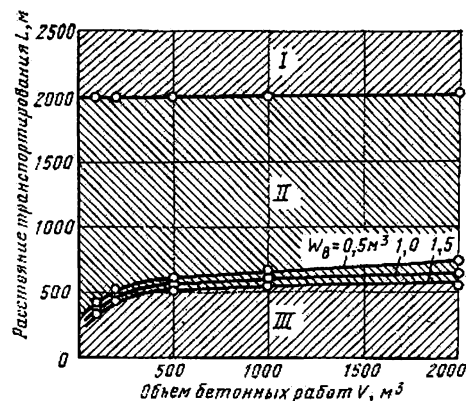


РИС. 58. Рекомендуемые области применения различных транспортных средств для доставки бетонных смесей на поверхности шахты:

I — область транспортирования бетонной смеси автосамосвалами; II — область применения автосамосвалов, вагонеток и поездов бетоноукладчиков; III — область применения пневмобетоноукладчиков

родах — деревянная и металлическая крепь, которую извлекают при укладке бетонной смеси или установке опалубки. В особо слабых породах временная крепь остается в бетоне.

Общая организация работ при сооружении вертикальных шахтных стволов обусловлена технологией возведения крепи.

Выбор технологической схемы зависит от требуемой скорости проходки, горно-геологических условий сооружения выработки, оснащения ствола и других факторов.

Отечественный и зарубежный опыт проходки стволов и результаты научно-исследовательских разработок позволили сделать вывод, что монолитная крепь из быстротвердеющего бетона, возводимая с помощью передвижной опалубки и бетонной смеси, подаваемой в ствол по трубам, является наиболее прогрессивным, экономичным и малотрудоемким видом крепи.

Транспортирование бетонной смеси в шахту по трубам имеет неоспоримые преимущества перед доставкой материала в бадьях или вагонетках.

Технологией можно предусмотреть разные варианты выполнения той или иной операции. При исследовании, проведенном в ДонУГИ Г. Г. Литвинским [27], определялось оптимальное сочетание операций, совокупность которых образует технологическую схему. Операции выбирались в результате проведенного анализа схем крепления. При анализе полученных данных представилось возможным определить целесообразные области при-

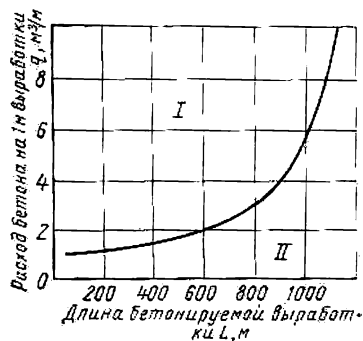
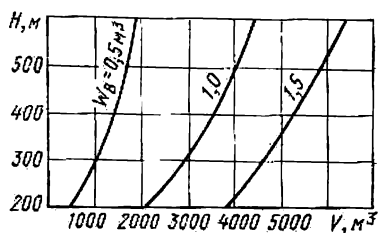


РИС. 59. Области транспортирования бетонных смесей по стволу с помощью подъемной машины или по трубе

РИС. 60. Области применения технологических вариантов транспортирования бетонных смесей по горизонтальной выработке:

I — область доставки бетонной смеси последовательно установленными пневмобетонуукладчиками; II — область доставки бетонной смеси поездом из пневмобетонуукладчиков

менения различных технологических схем транспортирования бетонной смеси. На рис. 58 показаны целесообразные области применения на шахтной поверхности пневмобетонуукладчиков, вагонеток-бетоновозов и автосамосвалов.

Оказалось, что бетоноукладчики для доставки смеси по трубам выгодно использовать, когда расстояние транспортирования не превышает 600 м. Причем, с увеличением объема бетонных работ область их применения несколько расширяется. При расстоянии транспортирования смеси более 600 м варианты ее доставки поездом из пневмобетонуукладчиков, вагонетками-бетоновозами или автосамосвалами примерно равноценны. На расстояние свыше 2000 м бетонную смесь следует транспортировать автосамосвалами. С увеличением емкости вагонеток область их применения несколько увеличивается.

Когда объем бетонных работ превышает 6000 м³, бетонную смесь предпочтительнее спускать в ствол глубиной H по вертикальному бетонопроводу. На рис. 59 показана область транспор-

тирования бетонной смеси по стволу, с помощью подъемной машины или по трубе. Слева от кривых — область спуска бетонной смеси в вагонетках емкостью W , справа от кривых — область спуска смеси по трубам. Например, объем доставки смеси равен 3000 м^3 , то при наличии вагонеток емкостью $0,5 \text{ м}^3$ смесь на глубину 400 м выгоднее доставлять по трубам. При наличии же вагонеток емкостью 1 м^3 нет смысла монтировать и обслуживать трубопровод, в этом случае смесь в объеме 3000 м^3 целесообразнее спускать в клетки в вагонетках. Оптимальные области применения поездов пневмобетоноукладчиков, последовательно расположенных в выработках, показаны на рис. 60. Так, при расстоянии свыше 1200 м бетонную смесь выгоднее транспортировать поездом пневмобетоноукладчиков, независимо от объема бетонных работ на 1 м выработки. Этот вариант предпочтительнее также при небольших рассредоточенных объемах бетонных работ (камеры, небольшие удаленные выработки). Можно доставлять смесь в вагонетках-бетоновозах, если разгрузка и укладка ее за опалубку механизирована.

При бетонировании околоствольных дворов с большим расходом бетона дешевле доставлять смесь последовательно расположенными пневмобетоноукладчиками. Так как основные объемы бетонных работ сосредоточены в большинстве случаев в околоствольных дворах, указанный вариант находит большее распространение по сравнению с другими.

9.2. ТРАНСПОРТИРОВАНИЕ БЕТОННОЙ СМЕСИ ПО ТРУБАМ

Отечественный и зарубежный опыт применения монолитной бетонной крепи показывает, что наиболее прогрессивным способом транспортирования бетонных смесей является подача их по трубам. Такой вид транспорта обладает рядом достоинств (исключение ручного труда, быстрая доставка смеси, бетоноукладочный механизм может быть отнесен на требуемое расстояние от забоя и не затруднять производство бетонных работ в стесненных условиях и др.). К недостаткам подачи бетона по трубам следует отнести более повышенную требовательность к нормам, которым должна отвечать бетонная смесь, возможность закупорки трубопровода и его истирание.

Бетонные смеси в шахту подают по трубам диаметром 150 мм , подвешенным с помощью канатов на лебедках или закрепленным специальными хомутами к стенкам ствола. В комплект оборудования для подачи бетонной смеси входят: приемный бункер, приемная воронка, став из стальных бесшовных труб, гаситель скорости и хобот или телескопический желоб для разводки бетонной смеси после выхода ее из вертикального трубопровода.

В бетонопровод смесь подают непосредственно из бетономе-

шалки, установленной на поверхности, или доставляют к стволу из центрального бетонного завода. В последнем случае смесь завозят автомашиной или пневмобетонуукладчиком и выгружают в приемный бункер, который опрокидывается лебедкой в воронку, установленную над бетонопроводом. К днищу приемного бункера крепят вибратор, обеспечивающий выгрузку смеси при небольшом наклоне днища. Известна схема подачи смеси из бункера в бетонопровод через горловину со специальным затвором в виде пробки, имеющей с двух сторон коническую форму. После заполнения бункера бетонной смесью пробку поднимают с помощью рычага и смесь течет в трубопровод. После выпуска определенного количества смеси горловину снова закрывают.

При подаче смеси в трубопроводе и особенно в приемной воронке образуются закупорки. Для улучшения проходимости смеси рекомендуется в устье трубопровода устанавливать вибратор. Подачу смеси из лотка в воронку регулируют шибером. Для снижения скорости при выходе бетонной смеси из бетонопровода на конце става труб устанавливают гасители скорости, конструкции которых показаны на рис. 61. При подвеске трубопровода на канатах наращивание его производят с нулевой площадки. Для удобства маневрирования устье става труб выполняется телескопическим.

Важнейшим условием, предотвращающим истирание труб, является их вертикальная подвеска в стволе и тщательная соосность отдельных звеньев в местах стыковки. При подвеске бетонопроводов на канатах точной вертикальной прокладки труб добиться практически невозможно. Струя бетонной смеси, выходящая из гасителя скорости, отклоняет реактивными силами весь трубопровод в сторону, противоположную выходу струи, и выводит бетонопровод из вертикального положения.

Более целесообразно крепить бетонопровод к стенкам ствола специальными хомутами и анкерными болтами, заделываемыми в крепь. Трубопровод прокладывают строго по вертикальному отвесу и тщательно стыкуют концы труб. Стенки бетонопровода

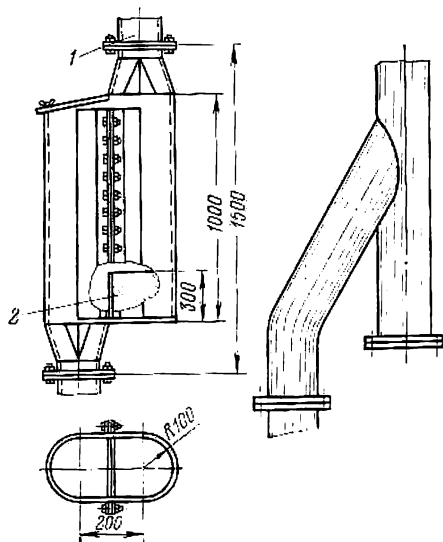


РИС. 61. Гаситель скорости:
1 — подающий став; 2 — чугунный вкладыш

после пропуска по нему первых порций смеси покрываются слоем песчано-цементного раствора, который образует своего рода смазку, предохраняющую трубы от истирания.

Искривление трубы на каком-то одном участке непременно ведет к ее износу. В меньшей степени, чем местные искривления ставов и несоосная стыковка труб, на преждевременный износ бетонопроводов влияют вмятины или выступы в трубах. Они могут образовываться при транспортировании труб и погрузочно-разгрузочных работах, а иногда при плохой организации работ по спуску бетонных смесей (особенно при оставлении неочищенных от раствора трубопроводов после работы). В этом случае происходят закупорки ставов бетонной смесью. Для очистки труб иногда по бетонопроводу стучат тяжелым молотом, оставляя вмятины, которые потом быстро истираются. Следует отметить положительный опыт применения специальных пластырей-накладок в виде хомутов, устанавливаемых на протертые места трубы.

Недостаточная очистка стенок труб от налипшего раствора после окончания работ по бетонированию приводит к закупоркам бетонопровода. Для очистки стенок после бетонирования по трубопроводу следует пропустить 20—30 кг щебня и 20—30 л воды, что надежно очистит став.

В процессе работы очередная порция смеси подается в бетонопровод только после подтверждения, что ранее опущенная порция принята. О закупорке става можно судить по воздуху, выходящему через загрузочную воронку на поверхности. В свободном трубопроводе порция смеси гонит воздух перед собой и он выходит в разгрузочный конец става в шахте.

Перед очередным бетонированием по трубопроводу необходимо пропускать 100—200 л песчано-цементного раствора. Первые 1—1,5 м³ бетонной смеси приготавливают с повышенным расходом цемента. Этим обеспечивают смазку стенок труб раствором до начала бетонирования. При спуске бетонных смесей обычного состава в очищенный бетонопровод из гасителя скорости вначале выходит почти чистый щебень.

С внедрением способа спуска бетонной смеси по вертикальным трубам были проведены исследования, в результате которых удалось получить параметры бетонной смеси и бетонопроводов [27].

Опыт показал, что для спуска в ствол по трубам бетонные смеси должны обладать определенными реологическими свойствами. В связи с этим было исследовано влияние диаметра трубопровода, водоцементного отношения, осадки конуса, фракционного состава крупного заполнителя и относительного содержания песка в смеси заполнителей на проходимость бетонной смеси по трубам.

Проведенные эксперименты позволили сделать следующие выводы:

проходимость смеси через вертикальный бетонопровод зависит от водоцементного отношения, с уменьшением которого возрастает величина необходимой для проходимости смеси осадки конуса. Это объясняется увеличением силы трения пристенного слоя при снижении водосодержания бетонной смеси с одновременным повышением вязкости при росте расхода цемента;

предел проходимости бетонной смеси в исследованном диапазоне условий не зависит от размеров фракций крупного заполнителя и относительного содержания песка. Однако уменьшение размеров щебня и увеличение относительного содержания песка в смеси связано с увеличением расхода цемента для получения равнозначной осадки конуса;

добавка хлористого кальция увеличивает подвижность смеси (осадку стандартного конуса) примерно на 10—20%. Предел проходимости смеси при этом не изменяется;

лучшие результаты получены при диаметре трубы 150 мм. Через трубы такого диаметра проходят смеси с осадкой конуса на 25—30% меньшей, чем через трубы диаметром 100 мм;

осадка конуса бетонных смесей, приготовленных с добавкой 4% хлористого кальция при водоцементном отношении 0,55—0,60 (что имеет место в практике транспортирования бетонных смесей по вертикальным трубам для крепления стволов и горных выработок), должна составлять не менее 8—10 см при диаметре труб 150 мм и 11—13 см при диаметре труб 125 мм. Использовать трубы диаметром 100 мм не рекомендуется;

смеси, проходимые по бетонопроводу диаметром 150 мм, текут по желобу такого же диаметра, наклоненному на 35—40°. Подвижность смеси значительно повышает добавка сульфитно-спиртовой барды в количестве 0,1—0,25% от массы цемента.

Долгое время смесь в шахту по трубам не подавали из-за опасения расслаивания, которое может иметь место при выходе ее из бетонопровода. Расслаивание смеси в большей степени замечалось при использовании тяжелого щебня, например железистого кварцита в Кривбассе (плотность 3,5 т/м³), и совсем не наблюдалось при легком крупном заполнителе (отвалы доменные шлаки плотностью 1,8—2,1 т/м³). Кроме того, расслаивание наблюдалось при доставке бетонных смесей на большую глубину и при использовании составов жидкой консистенции, подверженных седиментационным процессам, даже при их транспортировании по поверхности.

Результаты исследования процесса расслаивания позволили дать ряд практических рекомендаций по спуску бетонных смесей в вертикальных бетонопроводах:

при спуске бетонной смеси по трубам целесообразно применять легкие, но достаточно прочные заполнители, например отвалы доменные шлаки;

уменьшить разность плотности крупного заполнителя и песчано-цементного раствора (что важно для предотвращения рас-

слаивания) или увеличить плотность раствора можно путем снижения содержания воды в смеси. Подвижность бетонной смеси можно увеличить добавкой пластификаторов;

предельная крупность гранитного щебня не должна превышать 20—30 мм, а щебня из железистого кварцита 12—15 мм. При отвалных доменных шлаках крупность может быть увеличена до 40—50 мм;

максимальное значение водоцементного отношения не должно превышать 0,6. Допустимая осадка конуса в момент загрузки бетонной смеси в трубопровод 9—11 см. Подвижность смесей на разгрузочном конце трубы при спуске на глубину до 500—600 м снижается на 2—4 см, однако видимого изменения прочности бетона при этом не наблюдается;

при подаче бетонной смеси в приемный сосуд небольшими порциями происходит ее перемешивание с ранее уложенной смесью и восстановление однородности, даже если и произошло некоторое расслаивание при спуске по трубам;

гаситель на конце трубопровода необходим только для снижения скорости смеси при выходе из бетонопровода и не предотвращает ее расслаивание.

При внедрении способа подачи бетонных смесей в шахту по трубам производственники встретились с рядом мало изученных вопросов, к числу которых относится и характер движения смеси по трубам. Исследование этого процесса было необходимо для решения вопроса о количестве, месте установки гасителей скорости в ставе труб и о расчете конструкции гасителя.

Исследования движения бетонных смесей по вертикальным трубопроводам позволили установить, что бетонная смесь, обычно применяющаяся для спуска по вертикальным трубам (с водоцементным отношением 0,55—0,60 и осадкой конуса 9—11 см, приготовленная на крупном заполнителе 5—40 мм) при спуске по трубопроводу за короткий отрезок времени (около 4 с) приобретает постоянную скорость, равную примерно 35 м/с. До установления постоянной скорости смесь успевает пройти путь 50—80 м. Поскольку с глубины 50—80 м смесь движется с постоянной скоростью, нет необходимости устанавливать промежуточные гасители. Гаситель скорости, установленный в начале ствола, с увеличением глубины доставки бетонной смеси не требует никаких конструктивных изменений.

Во время движения в трубопроводе бетонная смесь расщепляется на отдельные порции, не расслаиваясь внутри каждой порции на компоненты. По ориентировочному подсчету масса такой порции составляет 15—20 кг, а объем 6—8 л. Благодаря небольшому объему порции даже при расслаивании в момент падения смеси в приемный сосуд или за опалубку происходит ее вторичное перемешивание с ранее уложенной смесью и восстановление однородности. Отсюда следует, что опасность расслаивания часто значительно преувеличивается.

Исследование механизма движения бетонной смеси по горизонтальным и наклонным трубам сводилось к определению сил сопротивления движению смеси и основных влияющих на этот процесс факторов. Рассматривался пневмотранспорт смеси по трубам с помощью пневмобетонукладчика — основного транспортного механизма, применяющегося при бетонировании горных выработок.

Механическое движение бетонной смеси под действием сжатого воздуха представляет собой совокупность большого числа разнообразных явлений гидро- и аэродинамики, которые трудно рассматривать с позиций единой теории. Под действием давления воздуха смесь выдавливается в бетоновод, причем протекание этого процесса во многом зависит от геометрической формы пневмобетонукладчика. Двигаясь в трубопроводе, бетонная смесь в начальный период преодолевает начальное сопротивление сдвига, а затем гидравлическое сопротивление, вызванное силами вязкости. По мере увеличения скорости гидравлическое сопротивление возрастает. Вначале, когда смесь движется ускоренно, к силам сопротивления движению прибавляются силы инерции, которые играют значительную роль в преодолении местных сопротивлений. Затем наступает период, когда действующие на бетонную смесь силы уравниваются и движение становится равномерным.

Параметры движения бетонной смеси в трубопроводе определяются по формулам, полученным в результате исследования, выполненного в ДонУГИ [29]:

$$S = \frac{B}{A} t - \frac{B}{A^2} (1 - e^{-At}); \quad (3.15)$$

$$U = \frac{dS}{dt} = \frac{B}{A} (1 - e^{-At}); \quad (3.16)$$

$$Q = \frac{\pi R^4}{8\nu} B (1 - e^{-At}), \quad (3.17)$$

где S , U и Q — путь, скорость и расход бетонной смеси в трубопроводе; t — время; R — радиус трубопровода; $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ — кинематический коэффициент вязкости смеси; $A = \frac{8\mu}{\rho R^2}$ — параметр вязкого сопротивления при движении бетонной смеси по трубе;

$$B = \frac{p}{\rho l} - \frac{8\tau_0}{3R\rho} - g \sin \alpha.$$

Здесь μ — коэффициент структурной вязкости; ρ — плотность бетонной смеси; p — давление воздуха в трубопроводе; l — длина транспортируемой порции смеси; τ_0 — начальное сопротивление сдвигу; α — угол наклона трубы относительно горизонта; g — ускорение силы тяжести.

Экспериментально установлено, что параметр вязкости A и начальное сопротивление смеси сдвигу τ_0 зависят от осадки стандартного конуса, определяемой при испытании бетонной смеси по формулам:

$$\tau_0 = 3,21 - 0,3h + 0,0212h^2; \quad (3.18)$$

$$A = 15 - 2,58h + 0,13h^2, \quad (3.19)$$

где h — осадка конуса бетонной смеси, см.

Из полученных зависимостей следует, что параметр вязкости A и начальное сопротивление сдвигу τ_0 интенсивно уменьшаются при увеличении осадки конуса от 3—4 до 8—10 см. В дальнейшем они снижаются не столь быстро. Эта особенность экспериментальных кривых позволяет сделать вывод, что для достижения хорошей проходимости смеси нет необходимости чрезмерно увеличивать осадку конуса бетонной массы, а достаточно довести ее до 8—10 см. Дальнейшее увеличение осадки конуса заметно не скажется на повышении проходимости смеси, но в то же время может привести к перерасходу цемента, расслаиванию смеси и, в конечном итоге, ухудшению качества и удорожанию бетонных работ.

Зависимости (3.15) — (3.19) позволяют определить параметры движения бетонной смеси при ее пневмотранспорте по трубам и могут быть использованы при разработке пневмобетонукладчика ПБУ-ДонУГИ.

9.3. МЕХАНИЗАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КРЕПИ

Важным направлением комплексной механизации горнопроходческих работ является создание машин для механизированного возведения монолитной бетонной и железобетонной крепи. При строительстве подземных сооружений процесс крепления монолитным бетоном наиболее трудоемкий. Укладка и уплотнение бетона вручную значительно увеличивают продолжительность возведения крепи. Многочисленные перекидки при укладке бетонной смеси за опалубку вручную ухудшают качество крепи, а устройство рештаков и подмостей загромождает выработку и требует дополнительных затрат труда.

Для механизации работ по укладке бетонной смеси за опалубку применяют пневмобетонукладчики различных конструкций и бетононасосы. Пневмобетонукладчик — это основной транспортный механизм, пригодный в разных условиях. Простота конструкции, большая производительность, невысокие требования к квалификации обслуживающего персонала обеспечили широкое их применение. Недостатками пневмобетонукладчиков по сравнению с бетононасосами являются больший удельный расход энергии, а при расстоянии доставки смеси свыше 120 м большая стоимость транспортирования.

Известно много различных конструкций пневмобетонуукладчиков, достаточно подробно рассмотренных в работах [27, 50].

Принцип действия пневмобетонуукладчиков состоит в том, что в герметически закрытый сосуд, наполненный бетонной смесью, подается сжатый воздух, который скоростным напором выдавливает смесь из сосуда и увлекает ее по трубопроводу. Основные конструкции бетоноукладчиков пневматического действия показаны на рис. 62.

Пневмобетонуукладчик, разработанный ВНИИОМШС (рис. 63), состоит из резервуара 9, закрытого снизу сварным поддоном 2, а сверху — сферической крышкой с затвором 5 и из ходовой тележки 1. В верхней части резервуара имеется загрузочная воронка 7 и воздухопроводящий коллектор 6 с пятью отводами. Сжатый воздух от магистрального трубопровода подается в верхнюю часть резервуара через кран 4, а в нижнюю — через кран 3. Нижняя часть резервуара (поддон) снабжена патрубком 10, к фланцу которого присоединяется бетонопровод из металлических труб диаметром 150 мм с быстроразъемными соединениями. Сжатый воздух подается от передвижных компрессоров или от шахтной магистральной сети. Давление его контролируется имеющимися на бетоноукладчике манометрами. В случае закупорки бетонопровода сжатый воздух выпускается через кран 8.

Для механизированной укладки за опалубку больших объемов бетонной смеси применяют поршневые бетононасосы с гидравлическим приводом. Удачной конструкцией такого типа является установка УБМЗ-5 конструкции ЦНИИПодземмаша [50]. Эта установка (рис. 64) состоит из бетононасоса УБС-5В с бункером и гидросистемой, служащей для нагнетания бетонной смеси в бетоновод; разгрузочного устройства грейферного типа для перегрузки бетонной смеси из шахтных вагонеток в бункер и бетоновода из тонкостенных труб диаметром 150 мм, длиной 1,5—2 м с быстроразъемными клиновыми соединениями.

Бетонную смесь подают к установке в обычных шахтных вагонетках с глухим кузовом любой емкости. Загрузочное устройство монтируют на сварной раме. Оно состоит из стрелы с грейфером и гидродомкратом. При возвратно-поступательном движении гидродомкратов стрела с грейфером совершает колебания, в процессе которых грейфер в крайних положениях загружается бетонной смесью из вагонетки и разгружается над бункером бетононасоса. Лопasti грейфера открываются и закрываются сжатым воздухом от шахтной сети. Принципиальная схема работы установки УБМЗ-5 показана на рис. 64, б.

В момент загрузки бункера 5 затвор 4 бетононасоса открыт и поршень 6 рабочего цилиндра 7 с помощью домкрата 8 перемещается в крайнее правое положение. Происходит всасывание бетонной смеси в рабочий цилиндр. В это время в гидроцилиндр 1 управления затвором поступает жидкость и передвигает

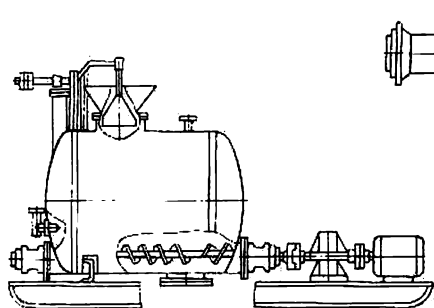
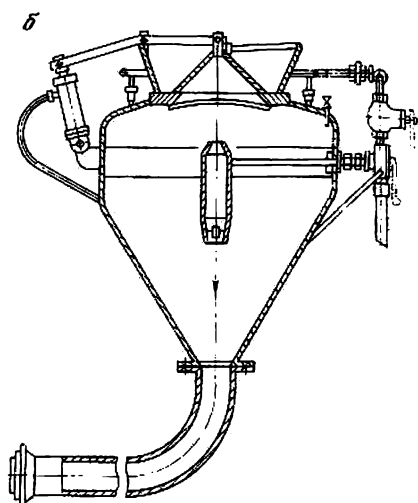
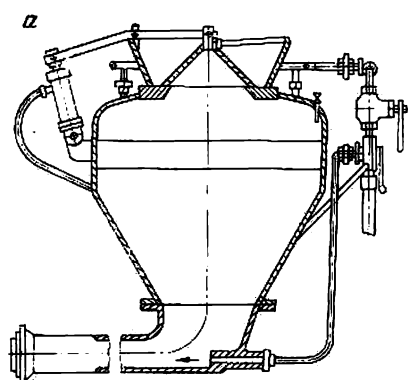


РИС. 62. Пневматический бетоноукладчик:

а — с поддувом в бетоновод
б — с центральным поддувом
в — со шнеком

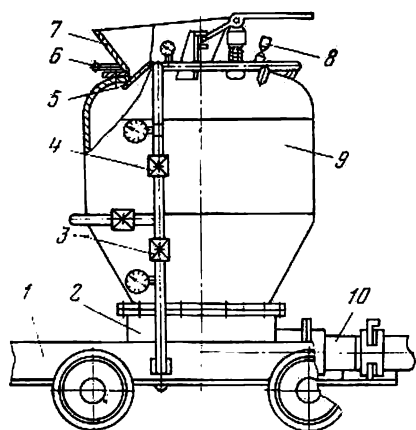


РИС. 63 Пневмобетоноукладчик конструкции ВНИИОМПС

шестерню 2, сидящую на валу 3 затвора, который перекрывает доступ бетонной смеси из бункера в рабочий цилиндр бетононасоса. Затем срабатывает гидродомкрат и передвигает поршень в крайнее левое положение. Происходит нагнетание бетонной смеси по трубопроводу за опалубку.

Впервые установку УБМЗ-5 применили на шахте «Октябрьский рудник» в Донбассе при креплении главного вентиляционного квершлага сечением в свету $18,7 \text{ м}^2$, где в качестве постоянной служила замкнутая крепь из двутаврового профиля № 20-в

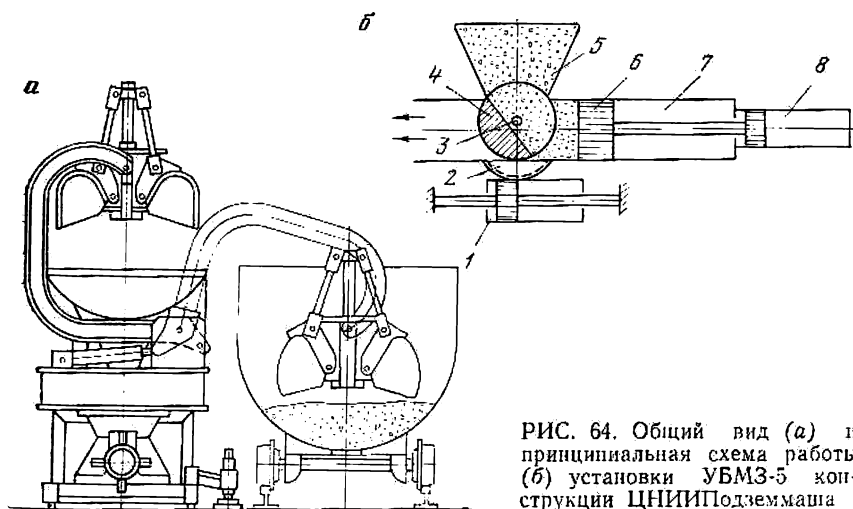


РИС. 64. Общий вид (а) и принципиальная схема работы (б) установки УБМЗ-5 конструкции ЦНИИПодземмаша

с бетонным заполнением. Двутавровые кольца устанавливали у забоя по мере проходки выработки, затягивали деревянной затяжкой и забучивали. В таком виде кольца первоначально выполняли роль временной крепи. Бетонную смесь в обратный свод укладывали одновременно с установкой металлических колец. Стены и свод бетонировали на расстоянии 50—60 м от забоя с помощью установки УБМЗ-5 заходками длиной по 8—12 м. За 21 рабочий день с помощью установки было уложено 1045 м^3 бетонной смеси на протяжении 209 м. Максимально в смену укладывали 18 м^3 , а в сутки — 48 м^3 смеси. Бетонированием было занято четверо рабочих. Производительность труда составила $3,5 \text{ м}^3$ бетонной смеси на человека в смену (при ручной укладке $1,83 \text{ м}^3$).

Недостатки конструкции — частые закупорки бетоновода и большая трудоемкость его очистки, особенно при добавках к смеси ускорителей твердения и большом расстоянии транспортирования. Это сужает область применения бетононасосов.

В результате проведенных исследований закономерностей движения бетонных смесей представилось возможным опреде-

лить параметры пневмобетонуукладчика поной конструкции. ра- ботающей в расчетном режиме [30].

ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА УСТАНОВКИ УБМЗ-5

Производительность, м ³ /ч	5
Дальность подачи бетона, м:	
по горизонтали	100
по вертикали	10
Мощность электродвигателя, кВт	11
Максимальное давление в гидросистеме, кгс/см ²	30
Емкость грейфера, л	60
Давление воздуха, кгс/см ²	5
Диаметр бетоновода, мм	150
Максимальная крупность щебня, мм	40
Осадка конуса бетонной смеси, см	6—15
Основные размеры, мм:	
длина	2800
ширина	965
высота	2060
Масса установки без бетоновода, кг	850

Конструктивные решения известных пневмобетонуукладчиков с вертикальной осью симметрии (рис. 65, а) приводят к тому, что движение бетонной смеси носит прерывистый характер. Частицы смеси в бетонопроводе как бы «витают» в потоке сжатого воздуха, т. е. смесь расчленена на несколько отдельно движущихся порций. При этом увеличивается число переходных участков, в которых происходит турбулентное перемешивание бетонной смеси, что приводит к возрастанию сопротивления движению и образованию в трубопроводе пробок. С другой стороны, это благоприятствует прорывам воздуха сквозь движущуюся порцию бетонной смеси и ее расслаиванию. Крупные фракции заполнителя остаются на дне трубопровода, что и приводит к его закупорке.

Для оптимальной работы конструкции прежде всего необходимо обеспечить расчетный режим движения смеси по бетонопроводу, заключающийся в формировании ее в единую порцию. Это было достигнуто соответствующим расположением трубопроводов, подающих сжатый воздух в емкость, и целесообразной формой корпуса пневмобетонуукладчика. При надлежащем расчете этих параметров смесь подается в транспортную магистраль без задержек, испытывая примерно одинаковое сопротивление при движении из более широкой верхней части емкости к равномерно сужающемуся разгрузочному отверстию. Здесь опустившаяся смесь оказывается на пути движения сжатого воздуха, под давлением которого продавливается в трубопровод диаметром 150 мм.

Для создания режима движения бетонной смеси единой порцией важно обеспечить своевременное опускание определенного количества смеси взамен уже вытолкнутой в бетонопровод. При несоблюдении этого условия смесь в трубопроводе расчленяется

на несколько отдельно движущихся порций, отделенных друг от друга слоем воздуха.

В пневмобетонуукладчике конструкции ДонУГИ бетонная смесь движется в виде поршня благодаря форме сосуда и выбранной системе подвода сжатого воздуха по касательной к днищу емкости в направлении бетонопровода (рис. 65, б). Между бетонной смесью и днищем создается воздушная смазка, а форма емкости — наклонный диффузор — обеспечивает непрерывное формирование смеси в виде единой порции до полного опорожнения сосуда. В этом и заключается существенное преимущество предложенной конструкции по сравнению с известными.

Пневмобетонуукладчик конструкции ДонУГИ (ПБУ-ДонУГИ) загружается непосредственно из бетономешалки, автосамосвала или бетонопровода, проложенного по стволу. Он состоит из емкости объемом 0,8 м³ и колесного шасси. Передняя стенка емкости прижимается в нижней трубе под отрицательным углом, что способствует более быстрому выталкиванию смеси в бетонопровод. Став труб бетонопровода

собирают при помощи клиновых разъёмных соединений, обеспечивающих быструю разборку и сборку бетонопровода. Звенья бетонопровода выполнены из стальных бесшовных труб диаметром 150 мм. Для изменения направления движения бетонной смеси применяют сварные колена с разным углом поворота и радиусом закругления не менее 1,5—2 м. Выходная часть бетонопровода заканчивается специальным гасителем скорости.

Для определения рабочих характеристик пневмобетонуукладчика и эффективности его работы были проведены сравнительные испытания разработанной (рис. 65, б) и типовой (рис. 65, а) конструкции. Испытания, проведенные на строительстве шахты «Октябрьский рудник» в Донбассе, подтвердили расчетные характеристики бетоноукладчика ДонУГИ и его преимущества перед известными конструкциями с вертикальной осью симметрии. Так, время транспортирования смеси по бетонопроводу

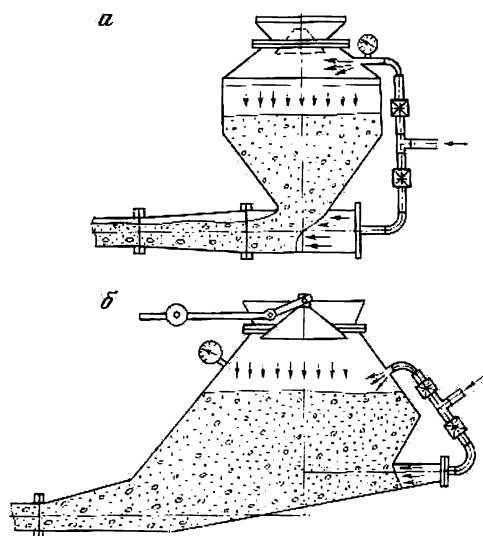


РИС. 65. Схема работы пневмобетонуукладчика:

а — типовой конструкции; б — конструкции ДонУГИ

старой конструкции оказалось в 2,5—3,5 раза, а расход воздуха в 5—7 раз больше, чем у предложенной. Надежность работы нового бетоноукладчика значительно выше.

Малые габариты, колесное шасси и небольшая масса позволяют перевозить ПБУ-ДонУГИ по горным выработкам всех сечений с помощью электровоза.

ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПБУ-ДонУГИ

Емкость, м³:	
общая	0,8
полезная	0,65
Производительность при транспортировании по горизонтальному трубопроводу, м³/ч:	
на расстояние 100 м	13
» » 50 м	16
Производительность при транспортировании по вертикальному трубопроводу, м³/ч:	
при объеме загрузки 0,4 м³	10
» » 0,2 м³	3
Дальность транспортирования, м	400
Рабочее давление воздуха, кгс/см²	5—8
Диаметр бетонопровода, мм	150
Расход воздуха на транспортирование 1 м³ бетонной смеси (приведенной к нормальному атмосферному давлению), м³	7—8
Допустимая осадка конуса бетонной смеси, см	6—16
Максимальный размер крупного заполнителя бетонной смеси, мм	50
Основные размеры, мм:	
длина	2400
ширина	920
высота	1600
Ширина колес, мм	600; 900
Масса пневмобетоноукладчика, кг	600

В настоящее время ПБУ-ДонУГИ находит широкое применение при строительстве и реконструкции шахт в Донбассе и других угольных бассейнов, а также в других областях промышленности.

При креплении горизонтальных выработок используют различные конструкции инвентарных и передвижных опалубок. Инвентарные — обычно представляют набор секций, устанавливаемых по мере крепления выработки. Они просты в эксплуатации, могут оставаться в выработке до набора бетоном необходимой прочности и предохранять его от повреждения при взрывных работах в забое. Передвижные опалубки более громоздкие, тяжелые и перемещаются в выработке на лыжах или по отдельному рельсовому пути. Они требуют крепления выработок быстротвердеющим бетоном, способным набрать необходимую прочность к моменту передвижки опалубки. Выбору конструкции опалубки должна предшествовать оценка горнотехнической обстановки крепления выработки.

По аналогии с креплением вертикальных стволов иногда применяют передвижные опалубки для крепления горизонтальной выработки непосредственно в забое вслед за его проходкой без временной крепи. Используя такую схему организации крепления, следует учесть, что при установке жесткой монолитной крепи непосредственно в забое создаются наиболее неблагоприятные условия ее работы. В этом случае крепь будет воспринимать нагрузку от всех деформаций породного контура, в том числе и от неминуемых упругих смещений, которые происходят и в самых прочных породах. Проявление упругих смещений сдерживает забой. Шахтные натурные замеры показали [26], что упругие смещения контура выработки полностью проявляются на расстоянии 15—20 м от забоя и составляют в глубоких выработках для кровли-почвы 30—40 мм примерно, а для боков 15—20 мм. При креплении выработки с помощью передвижной опалубки в забое разопалубленный в раннем возрасте бетон (даже быстротвердеющий) не может воспринять таких смещений, и возведенная крепь дает трещины. Положение еще более ухудшается, если выработка размещена в слабых породах и крепь должна будет воспринять кроме упругих еще и неупругие деформации массива горных пород.

В прочных породах можно возводить бетонную крепь непосредственно в забое выработки, но при этом нельзя снимать опалубку до набора бетоном достаточной прочности, и во всяком случае до полного проявления упругих смещений контура. Бетон за опалубкой в стадии твердения обладает некоторыми пластическими свойствами и поэтому напряжения, возникающие в нем от смещения породного контура, релаксируют, не ухудшая его прочностных свойств. Наоборот, прочность бетона, твердеющего под нагрузкой, повышается.

Таким образом, исходя из горнотехнических условий, можно рекомендовать следующие схемы крепления горных выработок монолитным бетоном.

1. В прочных, устойчивых породах бетонную крепь можно возводить непосредственно в забое выработки без временной крепи. В этих условиях следует рекомендовать применение инвентарной переносной опалубки, состоящей из секции длиной 1,5—2 м. В выработке устанавливается 10—15 секций при общей длине опалубки 20—30 м. Бетон набирает прочность под защитой опалубки и предохраняется ею от повреждения при взрывных работах. По мере проходки дальнюю секцию по монорельсу, закрепленному к своду опалубки, перемещают к забою и устанавливают на новом участке для бетонирования.

2. При креплении выработок в прочных, устойчивых породах, когда бетонную крепь возводят вслед за временной на расстоянии не менее 20—30 м забоя, целесообразно применять передвижную опалубку и быстротвердеющий бетон.

3. В неустойчивых и средней прочности породах более надежно применять инвентарные, переносные опалубки, используя принцип «технологической податливости». В этом случае бетонную крепь возводят через 1—1,5 месяца после проходки выработки за зоной интенсивных смещений контура пород.

Следует учесть, что использование передвижных опалубок эффективно, когда выработка на большом протяжении сохраняет неизменными направления, форму и размеры поперечного сечения, например при сооружении туннелей. При креплении выработок переменного сечения небольшой длины на закруглениях, в узлах сопряжений и в камерах целесообразно применять инвентарные опалубки. Рассмотрим некоторые характерные конструкции инвентарных и передвижных опалубок, более исчерпывающе приведенные в работах [27,50].

Металлическая инвентарная опалубка ОГВ-1м конструкции ЦНИИПодземмаша (рис. 66) представляет ряд кружальных арок из двутавра № 10, которые в зависимости от крепости пород устанавливаются на расстоянии от 0,7 до 1 м одна от другой. Кружальные арки состоят из двух полуарок 1 массой до 40 кг, соединяющихся при помощи накладок 2 и фиксаторов 3 с набором отверстий. Это позволяет раздвигать арку по ширине на 300—400 мм и по высоте на 150—200 мм. Арки перекрываются металлическими затяжками 4 из листовой стали толщиной 2,5 мм и массой 31 кг. Затяжки с арками соединяются при помощи быстросъемных соединений. Опалубка предназначена для крепления монолитным бетоном горизонтальных и наклонных выработок сечением в свету от 5 до 11 м².

Интересную комбинацию инвентарной и передвижной опалубки ОПМ-1 предложил КузНИИшахтострой [6]. Опалубка ОПМ-1 (рис. 67) состоит из ряда секций, выполненных в виде четырехшарнирных арок, и самоходной тележки. Каждая секция изготавливается из листового железа с ребром жесткости из уголков и собирается из нескольких частей, соединяемых друг с другом шарнирно: сводчатой 6, бортовых 7, откидных 8 и из фундаментных подставок 9. К сводчатым секциям приваривается балка 5 из двутавра, служащая монорельсом, по которому в процессе перестановки секций перемещается самоходная тележка. Тележка состоит из двух консольных кареток 2, домкрата 1 с подъемной площадкой, лебедки 3 и пульта управления 4. В комплекте имеется 15 секций, каждая длиной 1000 мм, шириной 4450 мм, высотой 3600 мм и массой 1000 кг.

Переставляют опалубку в следующем порядке. После перемещения тележки под демонтируемую секцию выдвигают подъемную площадку домкрата, снимают крепежные детали. Боковые и откидные части секций поворачивают в транспортное положение. Затем секцию опускают на тележку и перемещают к месту монтажа, где ее устанавливают и крепят в проектное положение.

Опалубка ОМП-1 прошла промышленные испытания в двухпутной горизонтальной выработке Таштагольского рудника. Ее применяли при возведении монолитной бетонной крепи наклонных стволов шахты «Распадская-1» в Кузбассе. Согласно данным КузНИИшахтостроя годовой экономический эффект от внедрения металлической опалубки ОМП-1 составляет 86—190 тыс. руб. на 1 км выработок.

Для выработок большого сечения круговой формы в Англии применяют металлическую разборную опалубку, состоящую из

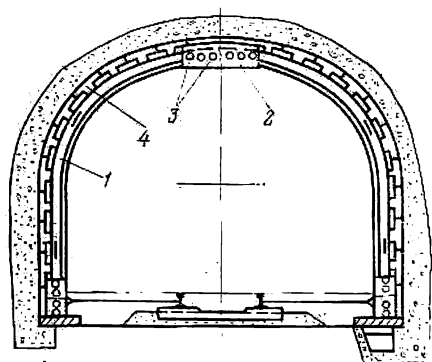


РИС. 66. Металлическая инвентарная опалубка ОГВ-1м конструкции ЦНИИ Подземмаш

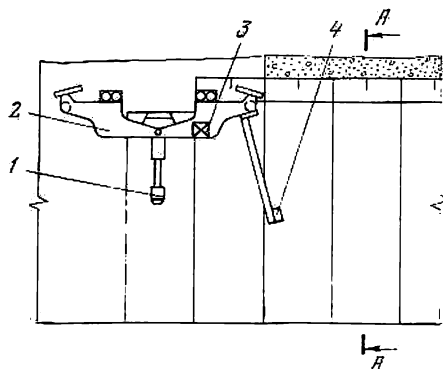
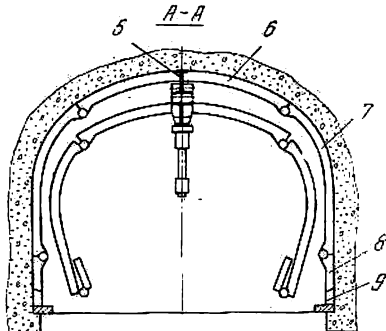


РИС. 67. Передвижная металлическая опалубка ОМП-1



16 секций длиной по 4,5 м каждая (общая длина 72 м). Такая опалубка позволяет совмещать проходку и крепление выработки. Каждая секция состоит из пяти сегментов, соединяющихся шарнирами в кольцо. Сегменты и секции устанавливают и передвигают с помощью передвижного подъемного крана, укрепленного внутри опалубки на временно уложенных рельсах. Секции между собой соединяют стяжками и болтами.

На медном руднике «Сан-Мануэль» (США) с помощью инвентарной опалубки крепили полевые транспортные и панельные штреки. Наиболее эффективной оказалась ребристая кон-

струкция, которая принята в качестве типовой. Опалубку изготовляли разборными секциями из двух—четырех элементов длиной по 1,5 м для выработок круглого сечения диаметром 2,5 м и для арочных размером 3,3×2,4 м. Секции обшивали листовой сталью. Установка и разработка опалубки была механизирована с помощью пневматического крана, передвигающегося по рельсовым путям, и подъемника.

Известны конструкции передвижных опалубок. На рис. 68, а показана конструкция передвижной опалубки ВНИИОМШС. Она состоит из двух арок 1 (арки изготовлены из швеллера

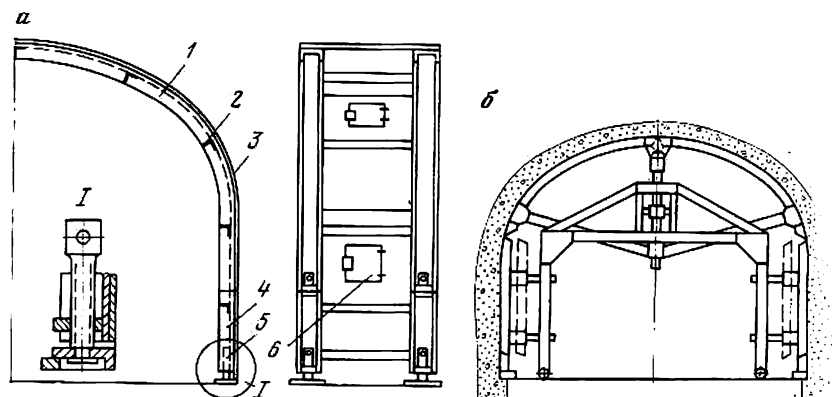


РИС. 68. Передвижные металлические опалубки:

а — конструкции ВНИИОМШС; б — треста Кривбассшахтопроходка

№ 10 и соединены между собой уголками 2, которые покрыты металлическими листами 3 (толщиной 3 мм) и опорных стоек 4, снабженных винтовыми домкратами 5, с помощью которых регулируется положение конструкции во время установки. Опалубку собирают в выработке и передвигают в сборном виде. В ней предусмотрены смотровые люки 6. По окончании бетонирования опалубку опускают на переносные реечные домкраты, установленные на двух вагонетках, и перевозят на новое место. Длина опалубки 1500 мм, ширина 2300 мм, высота при установке 2730 мм, в транспортном положении 1940 мм (от головки рельсов), масса 600 кг.

Достоинства этой конструкции — сравнительно небольшие масса и размеры по длине, позволяющие применять ее на криволинейных участках выработки. К недостаткам опалубки следует отнести необходимость частой ее перестановки в выработке, что отрицательно влияет на технико-экономические показатели крепления.

Передвижная металлическая опалубка конструкции треста «Кривбассшахтопроходка» (рис. 68, б) выполнена из четырех

металлических полотен из листовой стали, изогнутых по радиусу выработки и соединенных с жестким каркасом из металлических угольников. Несущим элементом опалубки служит порталная рама, опирающаяся на почву выработки. Отрывают опалубку от бетона и устанавливают на место бетонирования при помощи механических домкратов, шарнирно соединенных с опалубкой и несущей рамой.

Благодаря порталной форме рамы, под опалубкой свободно проходит подвижной состав. Это позволяет применять ее при

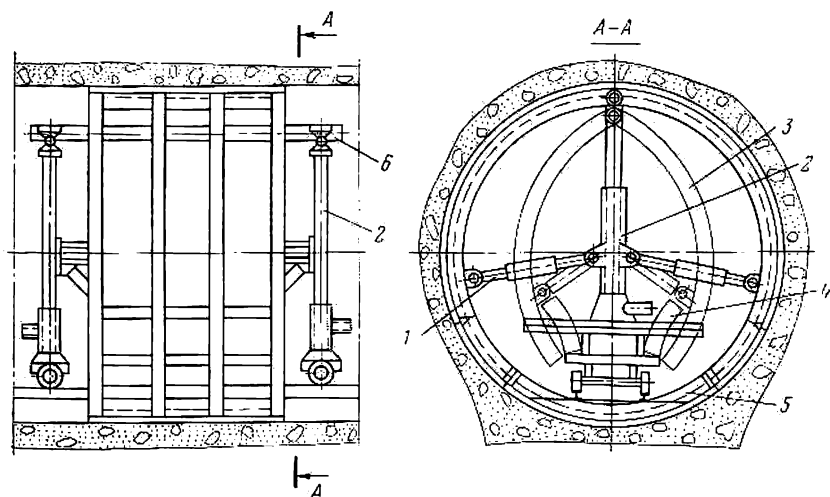


РИС. 69. Кольцевая опалубка с перестановщиком

параллельной организации работ по проведению выработки и креплению. Перемещают опалубку на новую заходку в выработке по уложенным на почву специальным направляющим. Опалубка успешно прошла испытания и в комплексе с бетоноукладчиком использовалась при креплении вентиляционных квершлагов на шахте «Северная-Вентиляционная» в Кривбассе.

Интересна конструкция передвижной опалубки, примененная при сооружении водоспускного гидротехнического туннеля Торт-Гульского водохранилища в Киргизии [59]. Первоначально согласно проекту организации строительства туннель круговой формы диаметром в свету 3,6 м и протяженностью 1200 м предусматривалось крепить монолитным железобетоном в два этапа — сначала бетонировать обратный свод, а затем стены и верхний свод. Однако из-за большого количества вспомогательных операций от такой технологии отказались и применили способ бетонирования туннеля по всему периметру одновременно. Для этого использовали кольцевую секционную опалубку с перестановщиком (рис. 69). По типу конструкции ее можно

относительно как к инвентарной, так и передвижной, так как после бетонирования четырех инвентарных секций на длину 4 м опалубку демонтируют и переносят на новую заходку.

Опалубка состоит из четырех секций 3 и 4, соединенных между собой шарнирно, и двух поддонов 5. Секции выполнены из листовой стали и для увеличения жесткости усилены по периметру и в продольном направлении швеллерами. Две нижние откидные секции 4 при транспортировании складываются, уменьшая общие размеры опалубки, что облегчает ее передвижение по выработке. Поддоны крепятся к откидным секциям болтами с резиновыми прокладками. Длина опалубки 4 м.

Перестановщик опалубки представляет собой каретку, состоящую из рамы, двух вертикальных передвижных стоек 2, четырех винтовых домкратов 1 и балки 6, на которую опирается опалубка. Балка в свою очередь опирается на два винта, которые с помощью храпового механизма поднимают и опускают опалубку. Винтовые домкраты служат для отрыва ее от бетона и центрирования в рабочем положении, после чего опалубку закрепляют распорками. Бетонную смесь за опалубку укладывают с помощью бетоноукладчика.

Снятие опалубки начинается с отрыва двух откидных, а затем двух верхних секций. Последними демонтируют поддоны. На демонтаже опалубки занято четыре человека. Во время укладки бетона два человека обслуживают бетоноукладочный комплекс, один подвозит бетонную смесь, а второй наблюдает за опалубкой и обслуживает вибратор. С помощью описанной опалубки забетонировано 234 м туннеля, при этом было уложено 1020 м³ бетона. Скорость бетонирования составила 50—54 м/мес. Производительность труда проходчиков при укладке бетонной смеси достигла 4—5 м³/смену.

В большинстве случаев в туннелях применяют передвижную опалубку. Подобная опалубка представляет собой сварную металлическую конструкцию, состоящую из нескольких секций длиной по 4—6 м, соединяемых между собой болтами. Каждая секция состоит из верхней части опалубки и двух боковых частей или же из отдельных тюбингов с болтовыми соединениями. При тюбинговой опалубке длина секции не превышает 2—4 м, а число секций составляет 12 или 6, т. е. длина комплекта опалубки доходит до 24 м. Секции перемещаются на новое место самоходной тележкой с проемом для пропуска транспорта. На рис. 70 показаны характерные схемы опалубок [56]. Масса подобных опалубок составляет 50—200 т, перестановочной тележки 10—20 т.

В настоящее время ведутся работы по созданию и внедрению скользящих опалубок при проходке туннелей не только пилотным, но и горным способом. Принцип действия подобных опалубок заключается в следующем. При бетонировании туннеля к торцу крепи прикладывается усилие от домкратов, установлен-

ных на самой опалубке. Под действием создаваемого реактивного усилия опалубка перемещается вперед. Длина опалубки подбирается из условия набора свежесухоуложенным бетоном распалубочной прочности. В данном случае не ставится цель создания прессованной крепи, домкраты и прессующее кольцо являются средством перемещения опалубки вперед.

В камерных выработках целесообразно применять подвесную металлическую или сетчатую опалубку на анкерах или на армокаркасах железобетонной крепи свода. При этом элементы

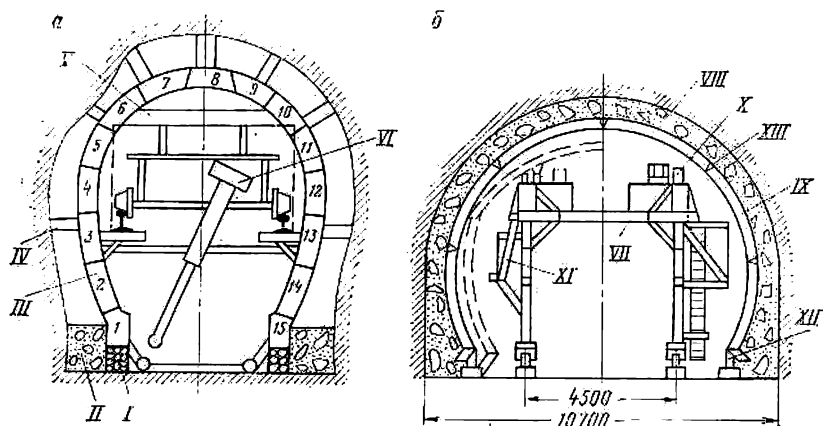


РИС. 70. Характерные схемы опалубок для бетонирования крепи в туннелях:

а — сборно-разборная из коробчатых элементов; б — передвижная для туннелей большого сечения; I — шпалы, II — направляющие бетонные полосы; III — опалубки; IV и V — распорки; VI — рука эратора, 1—15 — элементы опалубки; VII — тележка; VIII — верхняя часть опалубки; IX — боковая часть опалубки; X — пневмоцилиндр; XI — манипуляторы; XII — домкрат; XIII — болтовое соединение

армокаркасов опираются своими пятнами на почву выработки и подвешиваются также анкерами к кровле. Подобная конструкция не загромождает сечения выработки.

Укладку бетона за опалубку в туннелях в настоящее время ведут преимущественно пневмобетонукладчиками Главтуннельмостроя и ПБУ-ДонУГИ (рис. 65, б) емкостью 0,5—0,8 м³. Сравнительно недавно пачато применение бетононасосов СБ-85 с гидравлическим приводом производительностью 20 м³/ч и гидравлических бетононасосов «Вариант», изготавливаемых в ГДР, производительностью от 8 до 22 м³/ч.

При возведении монолитных крепей необходимо соблюдать следующие правила:

основание должно быть зачищено до ненарушенной породы; укладка бетонной смеси за опалубку производится горизонтальными слоями 30—40 см в обе стороны, бетонирование замка осуществляется с торца или через патрубки в опалубке.

РАЗДЕЛ IV

СБОРНЫЕ БЕТОННАЯ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КРЕПИ

ГЛАВА 10

УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ КРЕПИ

10.1. ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИИ

При интенсивном проявлении горного давления крепь сразу же после установки должна воспринимать нагрузку, не деформируясь. Этим целям сборная крепь служит в большей степени, чем монолитная. Будучи изготовленной на заводе из высокопрочных материалов, сборная крепь обладает рядом преимуществ.

Большинство сборных конструкций являются взрывостойкими, в них несложно ввести податливые элементы в виде прокладок требуемой толщины, обеспечивающих работу конструкции в режиме заданной деформации.

Сборные крепи, обладающие хорошей деформативностью, благодаря шарнирам-стыкам между элементами, наиболее полно используют упругий отпор пород и целесообразно перераспределяют неравномерные нагрузки. Работоспособность крепи при этом повышается.

Промышленные испытания сборных крепей показали, что панельные конструкции выдерживают нагрузки 20—30 тс/м², а крепи из бетонных блоков успешно работают при нагрузках 80—100 тс/м².

За последнее время создан ряд крепеукладчиков, которые позволяют не только механизировать процесс крепления, но и защищают крепь от повреждения при ведении взрывных работ. С помощью таких крепеукладчиков можно возводить сборную крепь непосредственно у забоя выработки. Установка временной крепи при этом не требуется.

В сложных горно-геологических условиях сборные крепи должны заменить металлические, по сравнению с которыми они при большей прочности требуют в 3—4 раза меньше металла, на 15—25% дешевле и долговечнее, поскольку в меньшей степени подвергаются коррозии. В конструкциях из бетонных блоков-бетонитов металлическая арматура отсутствует.

Изготовление бетонных и железобетонных элементов сборной крепи в заводских условиях может быть полностью механизировано и выполняться в оптимальном режиме при умеренном расходе цемента. Элементы сборной крепи транспортабельны, и их возведение в выработках механизмуется. Учитывая

опыт отечественного метростроения, можно практически полностью механизировать процесс крепления выработок сборной крепью.

Вместе с тем для обеспечения нормальной работы сборные крепи требуют тщательной забутовки закрепного пространства, в противном случае они легко теряют устойчивость и становятся неработоспособными. Наиболее низкой устойчивостью обладают сборные крепи из мелкогабаритных тубингов с цилиндрическим примыканием в шарнирах.

В туннелях сборную блочную крепь применяют преимущественно кольцевой формы, при этом требуется механизировать разработку забоя для получения ровного контура выработки.

Рекомендуемый для сборных крепей тампонаж закрепного пространства песчано-цементным раствором является по существу дополнительной бетонной оболочкой, для которой сама крепь служит опалубкой. При этом преимущества такой крепи как деформативной, приспособляющейся к неравномерности горного давления конструкции почти исчезают, а стоимость значительно повышается.

В этой связи серьезного внимания заслуживает сборная железобетонная кольцевая крепь, обжатая в породе, при которой нагнетание раствора за крепь не требуется.

Одним из важных вопросов при разработке конструкции крепи является определение формы сечения выработки.

Форма крепи выбирается из условий наиболее целесообразного распределения напряжений в ее конструкции и вмещающем массиве горных пород. Лучшими условиями работы крепи будут такие, при которых в ней во всех сечениях возникнут близкие по величине напряжения сжатия.

При распределенной внешней нагрузке напряжение в крепи определяется по формуле

$$\sigma = \frac{pr}{F},$$

где p — радиальная нагрузка; r — радиус кривизны в точке приложения нагрузки; F — площадь сечения крепи.

Для эллиптического сечения выработки величины радиусов кривизны в вершинах эллипса составят

$$r_a = \frac{b^2}{a} \text{ и } r_b = \frac{a^2}{b},$$

где a и b — полуоси эллипса.

Напряжения в крепи в вершинах эллипса будут одинаковыми при условии

$$\sigma = \frac{p_a b^2}{aF} = \frac{p_b a^2}{bF},$$

отсюда

$$\frac{p_b}{p_a} = \frac{b^3}{a^3}.$$

Обозначив отношение вертикальной нагрузки p_b к горизонтальной p_a в виде

$$\frac{p_b}{p_a} = \varphi,$$

получим отношение полуосей эллипса для крепи равнопрочной конструкции

$$\frac{b}{a} = \sqrt[3]{\varphi}.$$

Как показывают натурные замеры нагрузок на монолитные крепи, чаще всего значение $\varphi \leq 2$. Поэтому приемлемая величина отношения полуосей $\frac{b}{a} = 1,26$.

Учитывая приведенный расчет и то обстоятельство, что точное направление большой оси эллипса определить трудно, а значение $\frac{b}{a}$, определенное для $\varphi = 2$, близко к единице, целесообразно принять круглую форму выработки для замкнутой крепи и арочную, если пучение почвы отсутствует. При этом следует иметь в виду, что в сборных шарнирных крепях статическое равновесие системы обеспечивается при распределении нагрузок близком к равномерному, т. е. $\varphi \approx 1$. В этом случае единственно целесообразной формой конструкции будет круглая (замкнутая или арочная кругового очертания). Такая форма крепи выбрана для большинства сплошных и рамных сборных конструкций.

Для придания крепи необходимой податливости между сборными элементами укладываются податливые прокладки, которые в процессе работы крепи под нагрузкой сжимаются, сокращая периметр выработки.

Следует иметь в виду, что работа крепи в заданном режиме зависит от деформационных характеристик податливых прокладок, поэтому к ним предъявляются определенные требования. Так, сопротивление податливости не должно значительно уступать несущей способности крепи, потому что в противном случае эффективность использования ее работоспособности в податливом режиме снизится. Иначе говоря, незачем сооружать крепь с высокой несущей способностью, если податливые элементы все равно не обеспечат ее эксплуатацию на оптимально возможную нагрузку.

Для сборных крепей, где прочность материала, полученная в заводских условиях, в течение всего времени работы крепи

изменяется незначительно, необходимые параметры прокладок определяются из условия

$$R_{\text{пр}} = kR_6,$$

где $R_{\text{пр}}$ — предел прочности прокладки на сжатие; R_6 — предел прочности материала крепи на сжатие; k — коэффициент, учитывающий необходимое снижение прочности материала прокладки по сравнению с прочностью материала крепи, принимается $k=0,6$.

Прокладки помимо того, что обеспечивают необходимую податливость крепи, выполняют роль шарниров. Обычно толщина прокладки составляет от 20 до 80 мм, а их число определяется из условий необходимой податливости конструкции.

Отрицательная роль прокладок сказывается в том, что в процессе сжатия они деформируются в поперечном направлении, создавая в материале крепи растягивающие напряжения. При этом почти вдвое снижается предел прочности материала крепи. Установлено, что при толщине деревянной прокладки 20 мм и менее эти растягивающие напряжения незначительны. При толщине больше 20 мм разрушающее действие прокладок может быть устранено, если их помещать между металлическими пластинками, которые воспринимают на себя растягивающие усилия.

При подборе материала прокладок необходимо стремиться к тому, чтобы при сжатии их деформация в поперечном направлении была минимальной и по возможности соответствовала деформации крепи в том же направлении. Тогда не будут создаваться растягивающие напряжения в торцах бетонных блоков и применение рекомендуемых металлических пластинок, необходимых для восприятия этих напряжений, окажется излишним.

В качестве материала податливых прокладок в настоящее время используют дерево, синтетические материалы, обладающие достаточной пластичностью и хорошо поддающиеся обработке, смолы, спрессованные с деревянными опилками, асфальтобетоны и другие материалы. Максимальная относительная деформация или, как ее иначе называют, коэффициент сжимаемости прокладок для дерева и древесных опилок, спрессованных с пластмассой, примерно равен $\epsilon=0,6$, для прокладок из полистирола — близок к единице.

В подземном строительстве используются сплошные сборные крепи блочной и тюбинговой конструкции, а также рамные крепи арочной и трапециевидной формы. В условиях пучащей почвы применяют крепи с замкнутым обратным сводом.

Крепь	Площадь сечения, м²		Число арок на 1 м	Несущая способность, тс/м²	Коэффициент аэродинамического сопротивления $\alpha \cdot 10^4$	Стоимость сооружения 1 м, руб.	Стоимость проветривания 1 м в течение одного года, руб.
	в свету	в проходке					
Рамная из железобетонных стоек с шарнирно-подвесным верхняком конструкции ДонУГИ	5,6	8,3	2,0	10,4	14	207,02	8,58
	8,9	12,7	2,50	10,5	13	283,77	8,58
Рамная из железобетонных прямоугольных стоек конструкции ИГД им. А. А. Скочинского	5,6	8,4	2,30	10,0	16	217,61	6,01
	9,1	13,0	2,20	10,0	15	271,40	9,26
Сборная железобетонная арочная конструкции ИГД им. А. А. Скочинского	5,7	7,6	1,33	10,0	19	156,32	6,80
	11,5	14,0	1,33	10,0	20	256,51	6,75
Смешанная арочная податливая АП конструкции НИИОГР	6,8	9,7	1,66	10,0	19	212,40	4,21
	13,4	17,4	2,00	10,0	14	346,11	2,88
Сборная железобетонная ГТК конструкции КузНИИшахтострой	—	—	—	—	—	—	—
	11,8	14,1	1,33	10,0	5	235,25	1,53
Металлическая арка из спецпрофиля СВП	5,9	8,5	1,25	10,0	15	187,56	4,66
	12,1	16,2	1,50	10,2	16	315,87	4,42
Монолитная бетонная	5,5	7,4	—	10,0	4	182,18	1,47
	9,9	13,1	—	10,0	4	251,39	1,84

Крепь	Площадь сечения, м²		Число арок на 1 м	Несущая способность, тс.м²	Коэффициент аэродинамического сопротивления $\alpha \cdot 10^4$	Стоимость сооружения 1 м, руб.	Стоимость проветривания 1 м в течение одного года, руб.
	в свету	в проходке					
Сборная железобетонная КТАГ конструкции ВНИИОМШС	7,9	10,2	1,0	30,0	6	188,29	0,92
	11,5	14,3	1,0	30,0	5	243,97	1,59
Сборная железобетонная ГТК конструкции КузНИИШахтострой	—	—	—	—	—	—	—
	11,8	15,1	1,33	30,0	5	284,28	1,53
Арочная металлобетонная	6,0	8,4	1,00	30,0	5	267,53	1,59
	11,8	15,1	1,50	30,0	5	418,93	1,47
Сборная из бетонных блоков	7,9	14,2	2,00	60,0	7	351,29	0,98
	12,5	24,0	2,00	60,0	6	573,17	1,47
Сборная железобетонная блочная конструкции ВНИИОМШС	7,9	13,9	1,00	60,0	6	386,85	0,92
	11,5	17,0	1,00	60,0	5	491,83	1,59
Замкнутая, металлобетонная	5,8	9,4	2,00	60,0	5	423,89	1,59
	11,7	18,0	3,0	60,0	5	754,52	1,47

Примечания:

1. В числителе — данные для однопутной выработки, в знаменателе — для двухпутной.

2. Стоимость сооружения 1 м выработки — в прямых нормируемых затратах.

В табл. 26 приведены технико-экономические характеристики основных сборных крепей в сравнении с металлической и монолитной конструкциями [7]. Известные конструкции крепи разбиты по несущей способности на три группы: первая — 10 тс/м^2 , вторая — 30 тс/м^2 и третья — 60 тс/м^2 .

Анализируя таблицу, следует иметь в виду, что сборная крепь не может конкурировать с металлической податливой в условиях больших смещений породного контура и с учетом возможного повторного использования конструкции. Монолитная крепь целесообразна в долгосрочных выработках и в случаях, когда в процессе эксплуатации выработки не допускается изменение сечения ее внутреннего контура.

Процесс возведения сборной крепи хорошо механизмуется. Применение сборной крепи упрощает организацию крепления в условиях малоосвоенных строительных площадок и при строительстве подземных сооружений в районах с низкими температурами, где монолитный бетон использовать сложно или невозможно.

ГЛАВА 11

СПЛОШНАЯ КРЕПЬ

11.1. БЕТОННЫЕ БЛОКИ В ГОРНЫХ ВЫРАБОТКАХ

Отечественный и зарубежный опыт подземного строительства показывает, что весьма перспективной является сборная крепь из бетонных блоков-бетонитов.

Блоки выполняют в виде радиально-клинчатых или угольных бетонных камней без металлической арматуры.

Технология изготовления блочной сборной крепи и механизации возведения ее в выработках доведены до типового проекта и рекомендованы для применения в угольной и горнорудной промышленности [74]. Эта крепь обладает высокой устойчивостью и ее можно применять в сложных горно-геологических условиях при креплении туннелей и выработок глубоких шахт. При толщине блоков 300—400 мм и плотной забутовке закрепного пространства конструкция может нести высокую нагрузку до $80\text{—}100 \text{ тс/м}^2$.

В соответствии с типовым проектом разработано семь унифицированных типоразмеров крепи с обратным сводом (тип КБЗ — крепь блочная замкнутая) и без обратного свода (тип КБА — крепь блочная арочная) сечением в свету от 7,9 до $18,0 \text{ м}^2$. В качестве сборных элементов крепи используют бетонные блоки клиновидной формы, изготавливаемые в заводских условиях. В соответствии с унификацией для всех типов размер

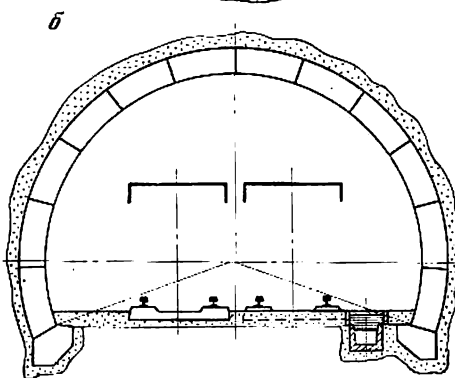
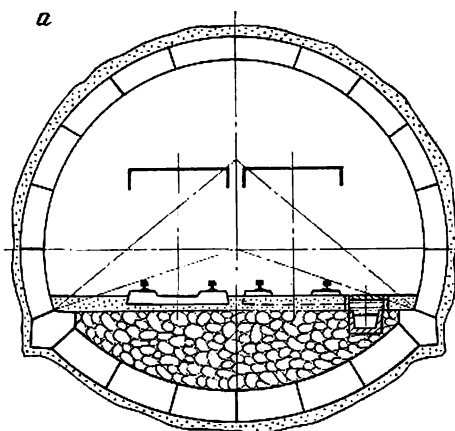
по дуге принят 800 мм, ширина 500 мм, что существенно упрощает процесс их изготовления. Толщина блоков в зависимости от площади сечения крепи составляет 300 мм для однопутных и 400 мм для двухпутных выработок. При таких размерах масса одного блока достигает 312—410 кг. Общий вид блочной крепи показан на рис. 71, а ее параметры приведены в табл. 27.

Таблица 27

Параметры	Типоразмеры крепи						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Крепь КБЗ							
Площадь сечения выработки, м ² :							
в свсту	7,9	8,5	10,1	12,5	13,1	15,3	18,0
в проходке	14,2	16,3	18,1	24,0	26,0	29,3	33,6
Радиус стен и верхнего свода, мм	1745	1890	2009	2316	2516	2650	2916
Радиус обратного свода, мм	1745	1890	2009	2628	3154	3154	3680
Ширина на уровне подвижного состава, мм	3110	3260	3710	4330	4520	4960	5520
Высота выработки, мм	2700	2670	2975	3230	3150	3460	3715
Толщина крепи, мм	300	300	300	400	400	400	400
Число блоков в кольце крепи	15	16	17	19	20	21	23
Масса блока, кг	312	312	310	418	415	413	410
Объем блоков на 1 м выработки, м ³	3,66	3,98	4,18	6,34	6,64	7,13	7,60
Стоимость 1 м выработки по прямым нормируемым затратам, руб.	391	439	464	664	704	759	825
Крепь КБА							
Площадь сечения в проходке, м ²	12,4	13,1	15,1	19,5	20,2	21,3	26,3
Число блоков в арке	12	12	13	14	14	15	16
Объем блоков на 1 м выработки, м ³	2,88	2,94	3,15	4,60	4,79	5,09	5,23
Стоимость 1 м выработки по прямым нормируемым затратам, руб.	321	300	358	510	514	558	589

Блоки стен и верхнего свода крепи имеют сквозные отверстия, используемые первоначально для возведения крепи укладчиком, а затем для навески труб, кабелей и выполнения тампонажа закрепного пространства. Опорными элементами крепи являются фундаментные блоки специальной формы (рис. 72), имеющие горизонтальную площадку шириной 200 мм для укладки швеллерных балок, по которым передвигается крепеукладчик. Для погрузки и разгрузки блоков в них предусмотрены монтажные петли. Отсутствие металлической арматуры существенно упрощает технологию изготовления блоков и снижает их стоимость.

Изготавливают элементы блочных крепей заводским способом из бетона марки 300 и 400 в разборных 10—12 гнездовых металлических формах с уплотнением смеси на виброплощадке и последующей обработкой отформованных изделий в камерах пропаривания. Благодаря унификации размеров блоков достигнута универсальность конструкции формы, позволяющая в одной опалубке изготавливать блоки всех типоразмеров. При этом требуемая клиновидность блоков обеспечивается изменением наклона бортовых перегородок с помощью специальных замков.



Технология изготовления крепи не отличается от производства обычных бетонных изделий такого типа и легко может быть освоена любым заводом железобетонных изделий.

Существующие блоки отличаются большим многообразием типоразмеров, зависящих от формы и размеров сечения выработки. В связи с этим представляет интерес конструкция универсального бетонита, разработанного ДонУГИ для крепления выработок любых очертаний, в том числе и с прямыми стенками [31].

Общий вид такого блока показан на рис. 73, а. Верхняя и нижняя соприкасающиеся грани элемента представляют собой цилиндрические поверхности радиуса r (рис. 73, б). Центры этих поверхностей смещены относительно линии MN на углы α и β . Если укладывать такие элементы, совмещая их осевые точки M с N , то конструкция опишет окружность с числом элементов в кольце

РИС. 71. Общий вид блочной крепи:
а — KB3; б — KB4

$$n = \frac{360^\circ}{\alpha + \beta}.$$

Наличие цилиндрических соприкасающихся поверхностей позволяет смещать при укладке верхний блок на некоторый

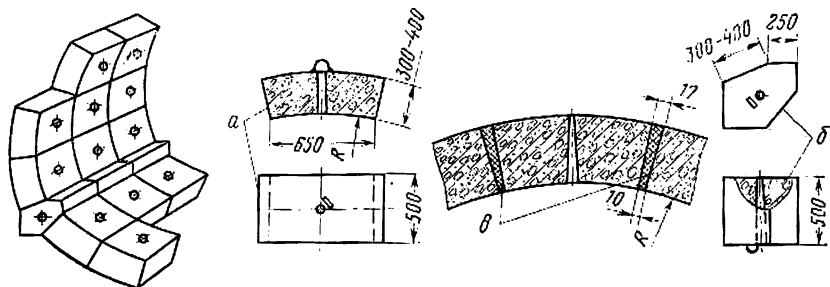


РИС. 72. Общий вид и конструкция бетонных блоков:

a — радиальный блок; *b* — фундаментный блок; *в* — податливые прокладки

угол γ вправо или влево относительно точки *N* (рис. 73, *в*).

Универсальный блок, предназначенный для ручной укладки, имеет высоту 200 мм, ширину 300 мм, длину (по оси выработки) 200 мм, радиус 200 мм, углы $\alpha = \beta = 4^\circ$ и массу 27 кг.

Универсальный блок, предназначенный для механизированной укладки, имеет массу 107 кг и размеры, показанные на рис. 73, *a*.

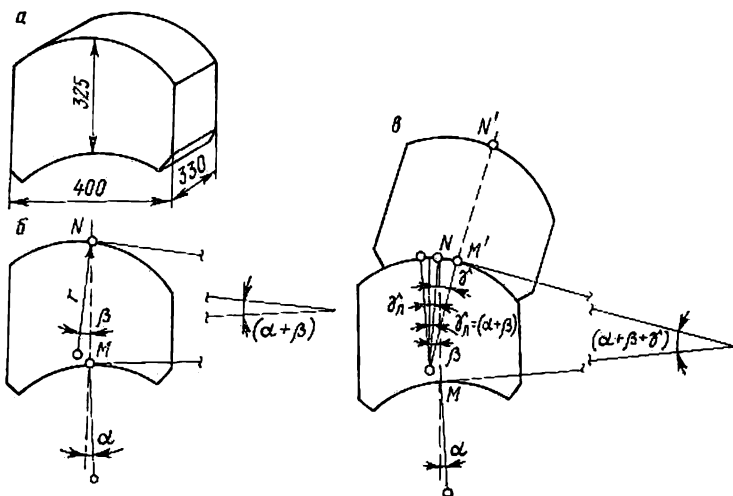


РИС. 73. Универсальный блок для крепления выработок:

a — общий вид и размеры блока для механизированной укладки; *б* и *в* — схема к расчету

11.2. ТЮБИНГОВАЯ (ПАНЕЛЬНАЯ) КРЕПЬ

Наиболее широко при креплении выработок угольных и горнорудных шахт применяют сборную крепь из железобетонных тюбингов КТАГ конструкции ВНИИОМШС [75]. Эту крепь намечено применять и в туннелях. Она способна воспринимать нагрузку до 30 тс/м^2 , имеет гладкую внутреннюю поверхность, что обеспечивает относительно небольшое аэродинамическое

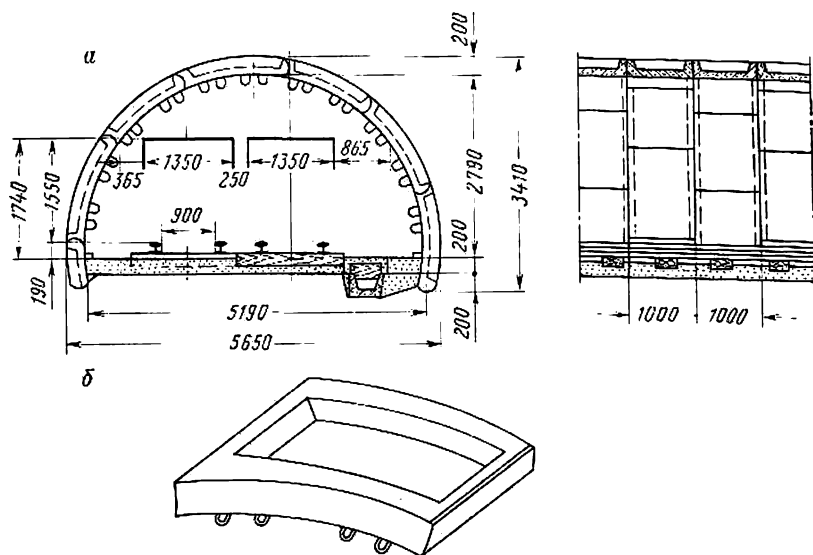


РИС. 74. Арочная крепь из железобетонных тюбингов КТАГ:

а — общий вид; б — тюбинг

сопротивление при движении вентиляционной струи по выработке, и в достаточной степени поддается механизации при возведении.

Крепь имеет незамкнутую форму циркульного очертания и состоит, в зависимости от сечения выработки, из 5,5—7,5 гладких тюбингов шириной 1000 мм и массой до 500 кг (рис. 74, а).

Тюбинг крепи КТАГ имеет вид железобетонной плиты цилиндрической формы, ограниченной по периметру ребрами и снабженной четырьмя металлическими монтажными петлями.

Радиальные ребра имеют с одной стороны тюбинга цилиндрическую выпуклость, а с другой — вогнутость несколько большего радиуса. Таким образом, в месте соединения двух тюбингов образуется шарнир, дающий возможность конструкции поворачиваться, приспособляясь к возможной неравномерной нагрузке.

Тюбинговая крепь состоит из ряда арок, устанавливаемых вплотную с перевязкой горизонтальных швов. Это достигается за счет установки полутюбингов ПКТАГ, представляющих конструктивную половину полного тюбинга. Арки устанавливают с заглублением в почву выработки со стороны водоотливной канавки на 440 мм, и с противоположной — на 50 мм.

Крепь КТАГ разработана для семи диаметров арок 3,8; 4,1; 4,9; 5,2; 5,5; 5,8 и 6,0 м, что обеспечивает сечение выработки в свету от 7,9 до 18,2 м².

На криволинейных участках выработок крепь устанавливают в зависимости от радиуса закругления отдельными арками или секциями, стыкующимися по внутренней стороне. Пространство между соседними арками заполняют монолитным бетоном марки 200.

Тюбинги изготавливают из арматурного каркаса горячекатаной арматуры периодического профиля, заполненного бетоном марки 300. Аналогичную конструкцию имеет крепь ГТК, разработанная КузНИИШахтостроем, и панельная крепь, изготовленная в ЧССР.

Одним из недостатков существующих сборных крепей — большое число типоразмеров элементов, предназначенных для крепления выработок различных сечений, что осложняет технологию изготовления и механизацию возведения крепи. Поэтому в ДонУГИ была предпринята попытка разработать и исследовать универсальный тюбинг, которым можно было бы крепить горные выработки в большом диапазоне сечений, не меняя размеров сборного элемента [32].

Так как в сборных шарнирных крепях статическое равновесие системы обеспечивается при распределении нагрузок, близком к равномерному, то наиболее целесообразная форма конструкции — круглая. В крепи, возводимой из универсальных тюбингов с цилиндрическими шарнирами, кривизна ее элементов, как правило, не соответствует кривизне периметра выработки. В общем случае кольцевая форма заменяется правильным криволинейным многоугольником, длина стороны которого подбирается таким образом, чтобы при изменении числа блоков на единицу вписанная в многоугольник окружность представляла собой очередное унифицированное сечение выработки. Крепь с такой формой криволинейного многоугольника близка к кольцевой по форме и, следовательно, по характеру работы.

В результате было разработано шесть типоразмеров крепи кольцевой и столько же арочной формы для крепления выработок сечением в свету от 5,8 до 18,9 м². Общий вид крепи показан на рис. 75. Конструкция из одинаковых элементов обладает рядом преимуществ перед существующими крепями в изготовлении тюбингов, их складировании и установке в выработках. Однако из-за наличия цилиндрических шарниров крепь допускает сравнительно небольшие боковые перемещения контура

(до 50—60 мм) и поэтому ее устойчивость обеспечивается более плотной забутовкой или тампонажем закрепного пространства. Крепь удовлетворительно работает при нагрузках до 30 тс/м².

Кольцевую крепь из железобетонных тубингов применяют и на строительстве туннелей метрополитена. На Лепметрострое

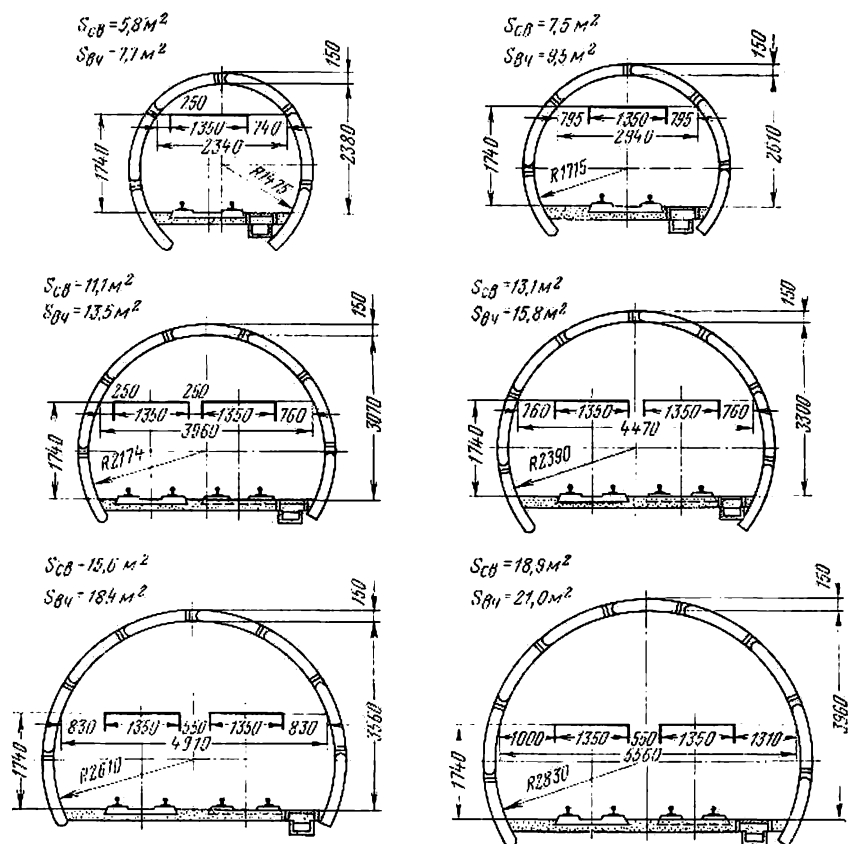


РИС. 75. Общий вид сборной крепи из универсальных тубингов

крепь наружным диаметром 5500 мм и внутренним 5100 мм состоит из отдельных колец шириной 1000 мм. Кольцо выполнено из десяти тубингов: семи нормальных, двух смежных и одного ключевого. Тубинги изготавливают из бетона марки 600 при расходе цемента в среднем 480 кг на 1 м³ бетона. Расход железобетона на 1 м туннеля составляет 2,2 м³, металла 0,5 т.

Для улучшения работы крепи с плоскими стыками в последнее время в туннелях стали применять крепь с утолщенной

спинкой и уменьшенной высотой продольных ребер. Благодаря уменьшению высоты опорных площадок в кольце и расположению их близко к нейтральной оси крепи, в стыках почти отсутствуют изгибающие моменты, поэтому блоки крепи работают практически только на сжатие.

Кольцо такой крепи состоит из девяти ребристых железобетонных блоков (РБ): ключевого, двух смежных и шести нормальных. Расход бетона марки 600 на кольцо составляет 1,8 м³. Для повышения гидроизоляционных качеств крепи в заводских условиях можно покрывать поверхность ребристых блоков со стороны спинки и бортов специальной мастикой.

Тюбинговые железобетонные крепи применяют и для станционных туннелей метрополитена, наружный диаметр их составляет 8,5 м, внутренний 7,5 м, ширина тюбинга 75 см. Всего в кольце 10 тюбингов, общий объем железобетона на кольцо равен 7,1 м³, масса арматуры 0,6 т. Тюбинги выполняют из бетона марки 500, масса одного тюбинга около 2 т [46]. Аналогичные крепи применяют и для железнодорожных туннелей, проходимых щитовым способом.

11.3. СБОРНЫЕ КРЕПИ В ТУННЕЛЯХ И КАМЕРАХ

Наибольшее распространение сборная железобетонная крепь из блоков получила в перегонных туннелях метрополитенов. Основными причинами такого развития явилась индустриализация процесса крепления при высоких скоростях монтажных работ.

В настоящее время на Московском метрострое основной крепью является шарпирная унифицированная сборная крепь из железобетонных блоков с гладкой внутренней поверхностью. Кольцо крепи состоит из шести нормальных блоков, одного лоткового с плоской внутренней поверхностью и трех замковых вкладышей (рис. 76). Блоки выполнены из бетона марки 400. Диаметр крепи внутренний 5,1 м, наружный 5,5 м, толщина блоков 0,2 м, ширина 1 м. Крепь монтируется без перевязки швов. Сопряжение блоков осуществляется по криволинейным цилиндрическим поверхностям в одном торце блока выпуклой, на другом — вогнутой. Наличие шарниров приводит к образованию моментов одного знака, что гарантирует отсутствие растяжения с внутренней стороны блоков. Для облегчения монтажа колец, а также для центрирования стыков в торцах блоков устанавливают по два металлических штыря. Масса блока 2 т, расход железобетона на 1 м — 3,7 м³. Блоки монтируют специальным укладчиком с выдвижными поддерживающими балками. В каждом блоке имеется отверстие для нагнетания раствора за крепь. Нагнетание производят после замыкания кольца до начала монтажа следующего. Крепь рассчитана на нагрузку до 40 тс/м². Однако стендовые испытания такой крепи показали,

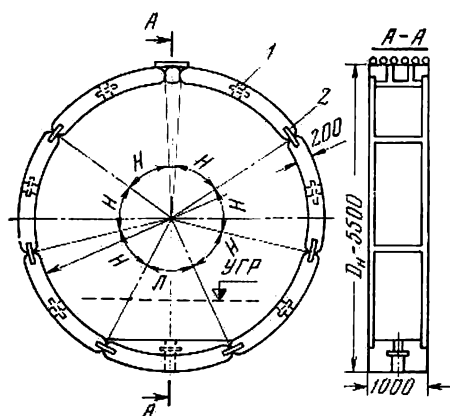
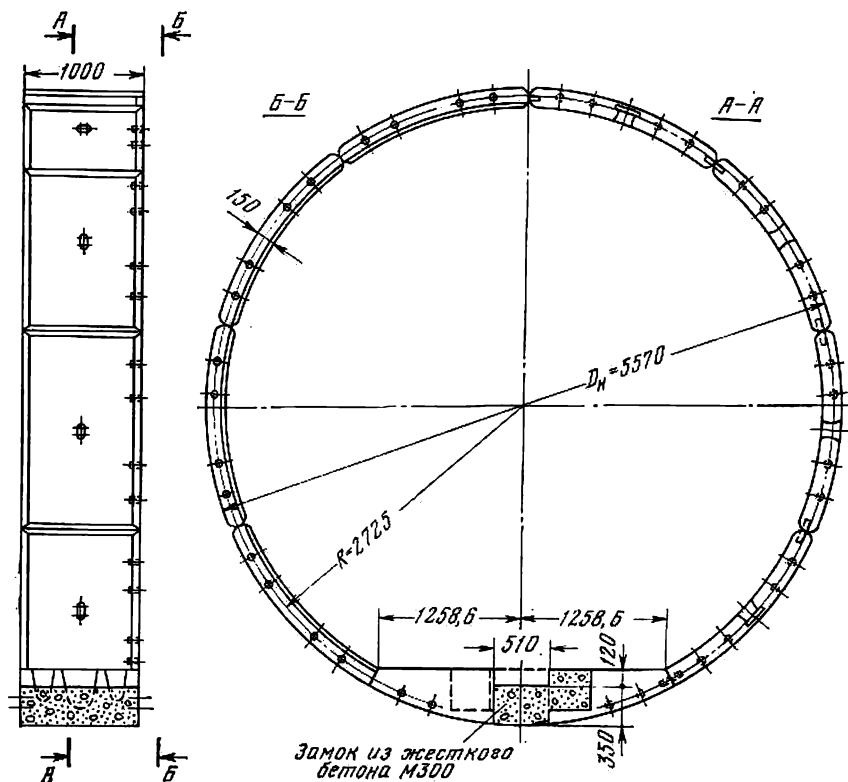


РИС. 76. Унифицированная крепь перегонных туннелей конструкции Метрогипротранса из сборных железобетонных блоков с шарнирными стыками:

1 — отверстие для нагнетания; 2 — монтажные шпильки

РИС. 77. Крепь перегонных туннелей конструкции Ленметропроекта из сборных железобетонных блоков с плоскими стыками (со скошенными углами)



что несущая способность ее значительно выше, около 100 тс/м^2 .

На рис. 77 показана крепь Ленметропроекта, разработанная в 1973 г. для перегонных туннелей диаметром 5,5 м. Кольцо крепи шириной 1 м состоит из десяти гладких блоков толщиной 15 см с плоскими стыками, в том числе восьми нормальных и двух лотковых блоков. Объем бетона на одно кольца $2,75 \text{ м}^3$, масса арматуры 290 кг, бетон марки 400. Кольца укладывают без перевязки блоков, фиксация блоков между собой осуществ-

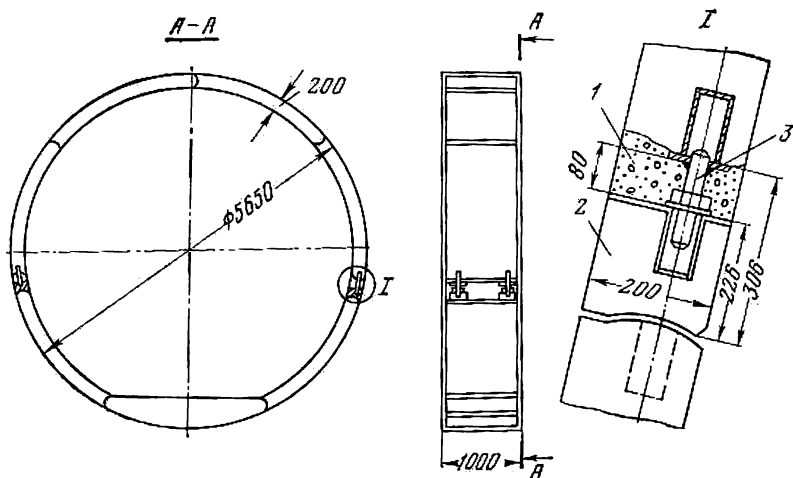


РИС. 78. Сборная крепь конструкции Метрогипротранса, обжатая на уровне горизонтального диаметра:

1 — жесткий бетон; 2 — железобетонный вкладыш; 3 — фиксирующее винтовое устройство (болт М36, $l=190$)

ляется монтажными шпильками. Монтаж блоков ведется эректором.

Разработано много конструкций сборных крепей, обжимаемых в породу. Разжатие блочного кольца осуществляется в замке, на уровне горизонтального диаметра или в подошве клиновыми блоками, плоскими домкратами Фрейсине, обычными домкратами или различного типа рычажными устройствами. Имеются примеры применения сборных обжатых крепей коллекторных туннелей в СССР, а также гидротехнических туннелей в Англии.

Исследования крепей, обжатых в породу, проведены в последние годы организациями Министерства транспортного строительства. Разработаны и внедрены две конструкции обжатых крепей перегонных туннелей метрополитена.

Обжатие крепи Ленметропроекта осуществляется в лотковой части, где в специальные ниши лотковых блоков вставляется

домкрат, обжимающий кольцо с усилием 30—50 тс. Разжатое положение кольца фиксируется установкой клиновых вкладышей или специальных упоров с винтовым устройством. Затем домкрат снимается, а вместо него устанавливают центральный железобетонный элемент. В случае применения винтового устройства стык омоноличивают бетоном.

Эту крепь с успехом применяют на строительстве Ленинградского метрополитена. В январе—феврале 1976 г. был установлен мировой рекорд скорости проходки перегонного туннеля — 676 м готового туннеля за 31 рабочий день. Проходку в кем-

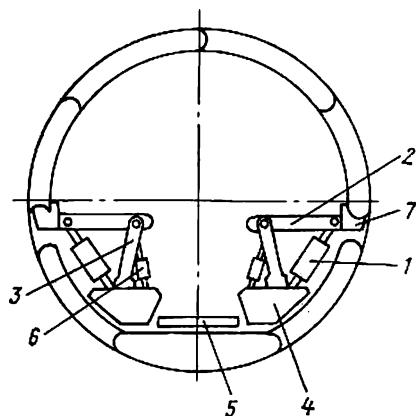


РИС. 79. Распорно-шарнирное устройство для обжатия сборной крепи:

1 — гидродомкрат; 2 — рычаг; 3 — тяга; 4 — опора; 5 — съемная распорная балка; 6 — винтовая компенсирующая стяжка; 7 — съемный упор под блок

брийских глинах вели механизированным щитом КТ-1-5,6, крепь описана выше. По сравнению с унифицированной крепью достигнуто около 20% снижения материалоемкости конструкции (толщина 15 см вместо 20 см в унифицированной крепи).

В начале 1978 г. строители Ленметростроя при сооружении канализационного коллектора диаметром 5,5 м, применяя те же щит и сборную обжатую крепь и опираясь на достигнутые результаты, установили новый мировой рекорд скорости проходки — 876 м/мес готового туннеля.

На рис. 78 показана обжатая крепь конструкции Метрогипротранса. Эта конструкция

представляет собой унифицированную блочную крепь с цилиндрическими стыками. Замковые вкладыши отсутствуют. Разжатие крепи осуществляется с двух сторон на уровне горизонтального диаметра с помощью специального распорно-шарнирного устройства (рис. 79). В образовавшиеся проемы устанавливают железобетонные вкладыши и винтовые фиксаторы, при помощи которых кольцо крепи закрепляется в разжатом положении. Недостатком такого способа обжатия является возникновение значительных горизонтальных составляющих усилий, создаваемых распорно-шарнирным устройством. Эти усилия смещают верхнее полукольцо крепи в породу, что приводит к уступам в месте обжатия. Такой способ обжатия был, например, применен в Москве при проходке туннеля в песках на персоне Шукшинская — Октябрьское поле. Проходка велась щитом ШДМ-17 с гибкой хвостовой оболочкой и с блокоукладчиком. Скорость сооружения готового туннеля достигала 10 м/сут.

Разнообразны также другие способы обжатия унифицированной крепи на уровне горизонтального диаметра. В Киевском метрострое, например, обжатие осуществляется домкратами, вставляемыми в зазор между стыками блоков. Разжатое положение фиксируется винтовыми шпильками, домкраты снимаются, а зазор заполняется бетоном.

Место расположения распорных устройств в кольце крепи и величины усилий обжатия могут быть определены по данным табл. 28.

Применение обжатых в породе крепей исключает нагнетание раствора, увеличивает скорость проходки туннеля. Трудосмкость сооружения туннеля за счет этого по сравнению со сборной

Т а б л и ц а 28

Место расположения распорных устройств	Усилие обжатия, тс	Инженерно- геологические условия залегания туннеля
Замок	10—20	Устойчивые породы при горизонте грунтовых вод ниже свода туннеля
На горизонтальном диа- метре	20—30	Слабые обводненные породы
Лоток	30—50	Сухие устойчивые породы

необжатой крепью снижается на 15—20%, а стоимость уменьшается на 5—8%. Немедленное прижатие колец к контуру выработки позволяет элементам крепи быстро вступить в работу совместно с породным массивом. В крепи возникают сжимающие усилия, обеспечивающие рациональную работу материала крепи на сжатие, что позволяет снизить армирование блоков. Обжатые крепи могут быть применены только в сочетании с механизированным способом проходки, позволяющим создать гладкий контур выработки.

Представляет интерес сборная блочная крепь камерных выработок, обжатая в породе. В 1974 г. завершено строительство односводчатой станции Ленинградского метрополитена «Площадь мужества». Станция длиной 172 м расположена в глинах. Строительство велось в густозастроенной части города, поэтому особое внимание было уделено предотвращению оседания земной поверхности [66, 77].

Впервые в нашей стране односводчатая станция глубокого залегания построена со сборными верхним и обратным сводами из железобетонных блоков (рис. 80). Несущий верхний свод имеет циркульное очертание и собирается из отдельных, не связанных между собой арок шириной 0,5 м. В арке тринадцать железобетонных блоков прямоугольного сечения 50×70 см: двенадцать нормальных и один замковый, распорный с двумя

встроенными в него плоскими гидравлическими домкратами Фрейсине. С помощью этих домкратов свод распирается в поро-
ду.

Опорами верхнему и нижнему сводам станции служат два туннеля диаметром 5,5 м со сборной железобетонной крепью, частично заполненные монолитным бетоном.

Блоки сводов камеры имеют плоские радиальные стыки с прокладками персменной толщины из листового винипласта, предназначенные для центрирования нормального усилия в арке, передаваемого от блока к блоку. Суммарная толщина проклад-

док в стыке: в центре 8 мм, по краям 24 мм. Блоки сделаны из бетона марки 400 с продольной (215 кг/м^3) и поперечной (120 кг/м^3) арматурой.

Разжатие арки свода происходило при давлении в гидравлических домкрат-
тах 200 тс, что позволило получить малые просадки свода (до 10 см в замке).

Обратный свод конструктивно выполнен аналогично верхнему, арка соби-
ралась из десяти железобетонных блоков: девяти нормальных сплошного сечения и одного замкового

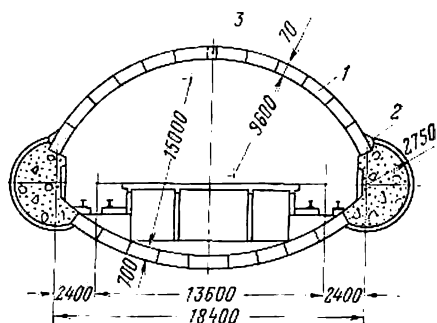


РИС. 80. Конструкция сборной обжатой крепи односводчатой станции метрополитена:

1 — сборные блоки; 2 — опоры (перегонные туннели, частично заполненные бетоном); 3 — плоский домкрат Фрейсине

с вбетонированным в него плоским домкратом Фрейсине. Ширина арки 0,5 м [77].

Аналогичная конструкция крепи была применена также и в станции «Политехническая» Ленинградского метрополитена.

Сборные крепи из блоков, обжимаемых в поро-
ду, применены при строительстве ряда односводчатых станций Парижского метрополитена (станция «Этуаль» и др.). В Стокгольме стан-
цию пролетом 20 м перекрыли двумя арками из железобетона.

В замке арки раздвинули домкратами и создали обжатие свода. Крепи гидротехнических туннелей из сборных блоков нашли пока ограниченное применение. Под действием внутреннего на-
пора воды стыки раскрываются на недопустимо большую величину и вода из туннеля фильтрует в поро-
ду. Создание трещиностойкой внутренней тонкостенной рубашки из железобетона или торкрета, которая могла бы удержать напор и, следовательно, потери воды, практически невозможно, а допускать трещины в этой рубашке прежними нормами не рекомендовалось.

Сборная крепь может быть применена для безнапорных гидротехнических туннелей в слабых породах, в большинстве слу-

чаев при условии обеспечения гидроизоляции по внутренней поверхности, например, выполняя торкретное покрытие по сетке или путем возведения внутренней железобетонной рубашки.

Характерная конструкция безнапорного туннеля представляет собой сборную унифицированную крепь из восьми блоков толщиной 20 см с внутренней железобетонной рубашкой толщиной 14 см. Эта крепь применена в двух туннелях длиной по 3,3 км на строящемся канале Днепр — Донбасс. Рубашка выполнена из гидротехнического бетона марки 300 водонепроницаемостью В-6. Армирование — радиальной рабочей арматурой 6 диаметром 20 мм. Расчетами предусмотрена совместная работа сборной железобетонной крепи и монолитной рубашки. Туннель сооружают в обводненных глинистых грунтах, давление набухания 1,5—6 кгс/см². Проходку ведут с двух забоев щитами Ш-19 со средней скоростью 70 м/мес с каждого забоя.

В данных условиях можно было бы применить взамен железобетонной рубашки внутреннюю железоторкретную оболочку, выбор конструкции определяется технико-экономическим расчетом.

В гидротехнических туннелях сборная обжатая крепь без внутреннего железобетонного или железоторкретного кольца может быть рекомендована в безнапорных туннелях, проходящих в мягких породах. Гидроизоляция при этом может быть обеспечена, например, торкретированием внутренней поверхности отделки.

Наибольшее применение в напорных и безнапорных туннелях обжатая крепь может найти в комбинированных конструкциях, в которых она является внешним кольцом.

В проекте напорного туннеля Зеленчукской ГЭС при внутреннем давлении воды до 8 кгс/см², который проходит в глинистых породах с $f=2\div 3$, предусматривается туннель проводить механизированным комплексом КТ-1-5,6 со сборной обжатой крепью из девяти блоков Ленметропроекта (аналогично описанной выше конструкции, примененной на строительстве Ленинградского метрополитена). Для восприятия напора воды предусмотрено применение внутреннего топкостенного железобетонного кольца.

Имеется вариант выполнения внешнего кольца из унифицированной блочной крепи с обжатием по горизонтальному диаметру. Между внутренней железобетонной оболочкой толщиной 15 см и сборным блочным кольцом предусмотрена битумная обмазка, препятствующая сцеплению бетона и способствующая более равномерному трещинообразованию в железобетонном кольце. Обмазка выполняется в заводских условиях при изготовлении блоков.

В целом можно полагать, что комбинированная крепь из наружного сборного обжатого кольца и внутренней нетрещиностойкой монолитной железобетонной рубашки целесообразна

в напорных туннелях, проходящих в мягких породах с применением механизированных щитов или комбайнов.

Для напорных туннелей институтом ГрузНИИЭГС разработана конструкция жесткой сборной крепи из железобетонных блоков. Отдельные элементы блоков имеют выпуска арматуры, которые при монтаже свариваются между собой. Опытный участок свода Ингурского туннеля выполнен из подобных блоков.

Еще в 1961 г. А. А. Лосаберидзе для напорных туннелей предложил сборную блочную крепь с эластичными водонепроницаемыми стыками. Это предложение не было опробовано, хотя оно и заслуживает внимания, поскольку подобные обделки из-за гибкости стыков внутреннее давление воды передают на породу, а блоки работают в основном на изгиб вместо чистого растяжения при замкнутом кольце. Это обстоятельство позволяет в принципе создать тонкую трещиностойкую сборную конструкцию. Следует иметь в виду, что заделка стыков может проводиться не в забое, а в значительном удалении от него.

Обжатие сборного кольца крепи гидротехнических напорных туннелей до начала воздействия нагрузок эксплуатационного периода может быть осуществлено по двум путям.

Первый описан выше, это обжатие крепи окружающей породой за счет распора, а второй путь — за счет включения в работу наружной арматуры или бандажей. Первый путь реализуется в обделках, обжимаемых в породу, второй — в бандажированных обделках.

Существует ряд конструкций сборных бандажированных крепей. Характерный тип преднапряженной бандажированной крепи разработан В. А. Токачиловым. В этой конструкции начальное натяжение сборных блоков происходит путем стягивания бандажей к центру кольца крепи. Бандажи готовятся из высокопрочной арматуры в виде двух полуколец (пучков). Прокладываются они в продольных пазах (канавах) в теле блоков. В каждом блоке установлено по два бандажа.

В принципе можно было бы не стягивать бандажи, а жестко соединяя их концы разжимать блоки домкратами. Бандажи при этом вступают в работу и обжимают крепь. Усилия обжатия блоков подбирают из условия, чтобы напряжения в блоках не превышали расчетное сопротивление бетона на растяжение под действием внутреннего напора воды.

Известна конструкция крепи с напряженными стыками. Натяжение здесь создается за счет натяжения арматурного пучка, прокладываемого в каналах внутри блока.

Бандажированные обделки применения практически не нашли, они были лишь опробованы на отдельных участках различных туннелей. Причинами этого являются трудоемкость, трудность обеспечения геометрических размеров конструкции после обжатия за счет неточности сборки кольца и поворота блоков; сложность защиты бандажей от коррозии; неравномер-

ность обжатия и др. Вместе с тем не исключается возможность, что в отдельных высоконапорных туннелях, не допускающих утечки воды, бандажированные крепи будут применены.

Крепи из готовых цельнозамкнутых звеньев представляют собой отрезки трещиноватых железобетонных труб, как правило, кругового очертания.

При строительстве коллекторов в ряде случаев применяют метод продавливания звеньев, создавая тем самым готовый туннель. Диаметр обычно не более 2 м. Более распространено продавливание металлических звеньев трубопроводов, но есть примеры применения и железобетонных труб длиной по 1—2 м. Такие работы ведут обычно для коротких участков в песках, глинах и в других слабых неустойчивых породах.

При строительстве отдельных участков туннеля Алма-Атинской ГЭС трубы имели внутренний диаметр 2 м, толщину 10 см и длину по 2,5 м. Трубы транспортировали после окончания проходки участка туннеля специальным укладчиком к месту. Пространство между крепью и породой заполняли гравием, а затем инъецировали в него цементно-песчаный раствор. Для подобных работ необходимы прочные, устойчивые породы, заранее закрепленные арочной крепью.

Цельнозамкнутые звенья могут иметь и не круговое очертание. В этом случае звено укрепляется домкратами на рычаге укладчика и транспортируется по туннелю (без облицовки или через готовые секции). У места укладки на облицовочном участке блок поворачивается на 90° вокруг вертикальной оси, разворачивается и устанавливается рядом с заранее уложенным звеном. Зазор между породой и крепью заполняется цементно-песчаным раствором.

К достоинствам крепей из цельнозамкнутых звеньев относится сравнительная простота монтажа, получение гладкой поверхности без продольных швов, возможность достижения высоких скоростей работ. Вместе с тем из-за большой массы звеньев область их применения ограничивается туннелями с минимальным поперечным сечением (диаметр до 3 м). При применении готовых звеньев неизбежны большие переборы профиля (кроме метода продавливания), особенно, если туннель предварительно закреплен металлическими арками и размещен в относительно слабых породах.

ГЛАВА 12

РАМНЫЕ КРЕПИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Рамные сборные крепи, применяющиеся при креплении подготовительных выработок взамен металлических, состоят полностью из железобетонных элементов или комбинируются

с металлическими верхняками. По форме такие крепи бывают арочными или трапецевидными, замкнутыми и без обратного свода.

12.1. ТРАПЕЦИЕВИДНЫЕ КРЕПИ

Трапецевидные крепи применяют в выработках с плоским обнажением кровли. Они состоят из двух железобетонных стоек и металлического шарнирно-подвесного, накладного или подвесного верхняка из спецпрофиля или двутавра (рис. 81).

В шарнирно-подвесном верхняке для предотвращения его деформации при смятии клиньев над железобетонными стойками и обеспечения предварительного подпора кровли предусматривается дополнительная заклинка рамы на двух специальных скобах — ограничителях нагрузки. Эти ограничители обеспечивают верхняку податливость 50 мм при нагрузке 4—6 тс.

Стойка представляет трубчатый элемент, изготавливаемый центрифугированным способом из бетона марки 300, диаметром 150 и 200 мм и длиной от 2,0 до 3,1 м. Трубчатые стойки армированы звездчатыми каркасами, собранными из спирали диаметром 3 мм и девятью продольными стержнями. Несущая способность стойки при осевом сжатии 40 тс и поперечном изгибе $M=1,5 \div 1,6$ тс · м.

Железобетонная стойка ПТК-2 — пустотелая конструкция прямоугольного сечения, изготавливаемая способом виброуплотнения из бетона марки 300 и 400, длиной от 2,1 до 3,3 м. Стойка

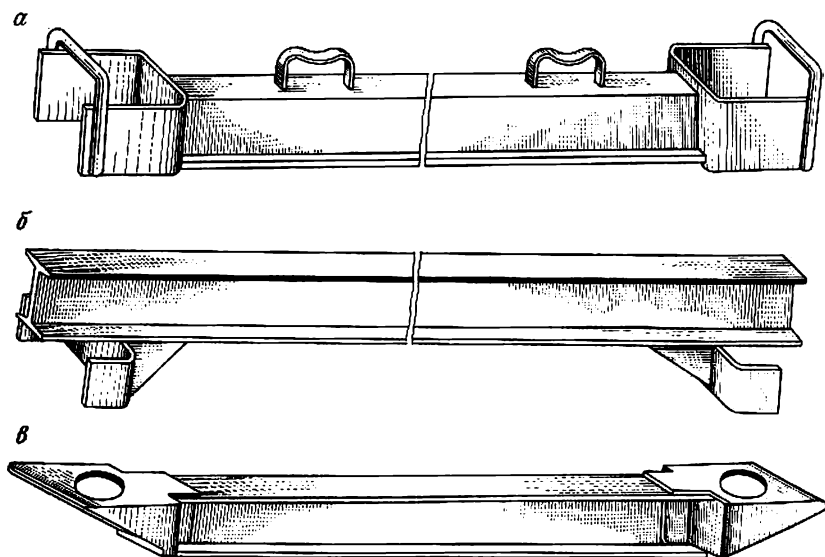


РИС. 81. Металлические верхняки:

а — шарнирно-подвесной; б — накладной; в — подвесной

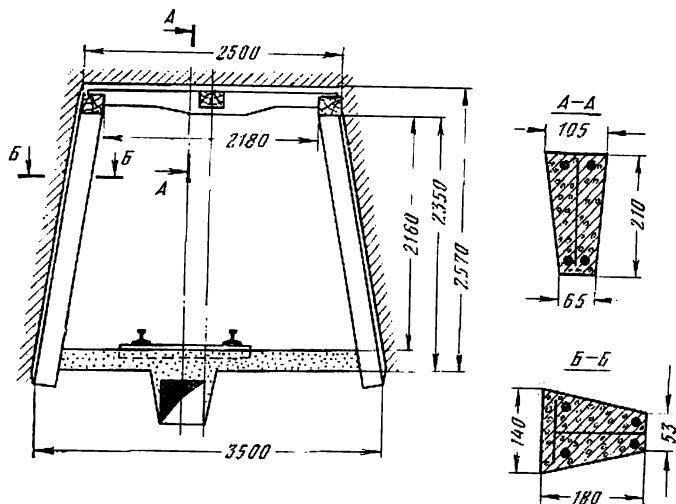


РИС. 82. Железобетонная трапецевидная рамная крепь

армируется сварным каркасом из четырех продольных стержней периодического профиля, скрепленных поперечными хомутами. Несущая способность стойки при осевом сжатии 35—40 тс и поперечном изгибе $M=2,5 \div 3$ тс · м.

Крепь с этими стойками предназначена для работы в жестком и податливом режиме. В последнем случае податливость крепи осуществляется в трубчатой стойке за счет вдавливания железобетонной пробки внутрь стойки и разрушения ее конца при нагрузке 10—15 тс. В пустотелой стойке прямоугольного сечения — в результате частичного разрушения (на заданную величину податливости 200—300 мм) нижнего ослабленного конца стойки при нагрузке 10—18 тс.

В отличие от жесткой стойки, которая после извлечения из выработки может использоваться повторно, податливая предназначена для одноразового употребления.

Крепь конструкции ПНИУИ состоит из трех железобетонных элементов трапецевидного сечения: двух стоек и верхняка (рис. 82). Элементы изготавливаются из бетона марки 400 способом виброуплотнения и армированы сварным Т-образным каркасом из стали периодического профиля. Несущая способность стойки при осевом сжатии 30—40 тс и поперечном изгибе $M=3,4 \div 3,8$ тс · м.

12.2. АРОЧНЫЕ КРЕПИ

Арочная шарнирная крепь конструкции ИГД им. А. А. Скочинского состоит из четырех железобетонных элементов таврового сечения (рис. 83), соединенных между собой металлическими болтами. При давлении со стороны почвы арка устанавли-

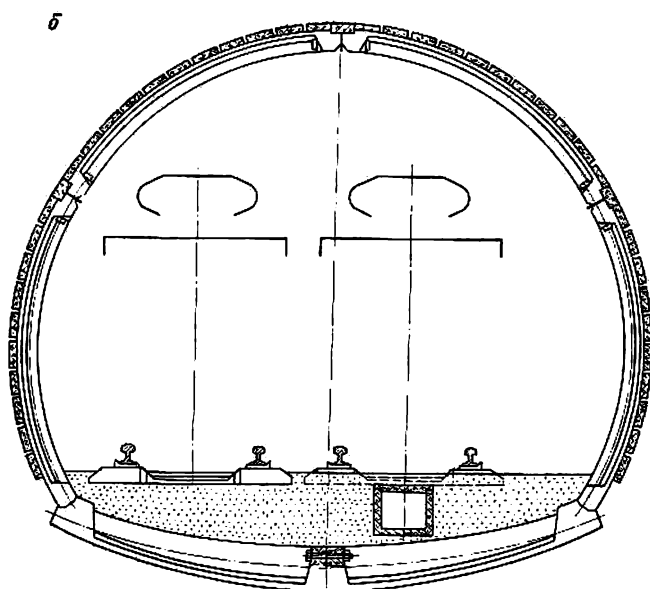
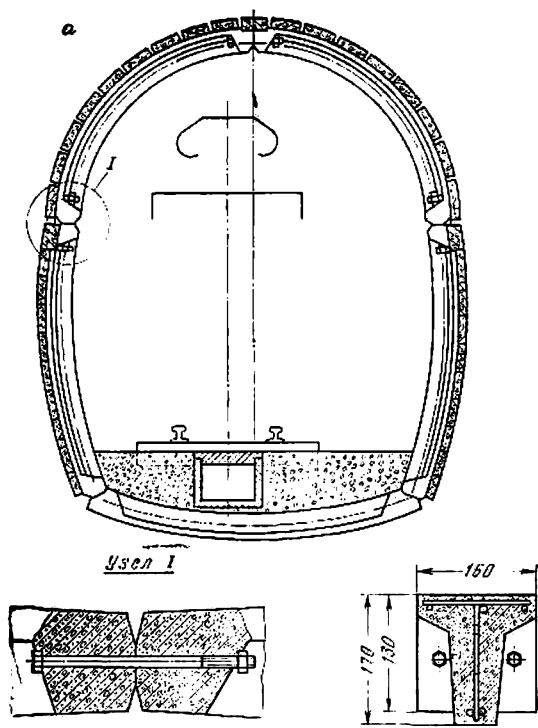


РИС. 83. Железобетонная арочная шарнирная крепь

ливается на железобетонный лежень, образуя замкнутую конструкцию с укороченным обратным сводом. Для однопутных выработок (рис. 83,а) лежень представляет собой цельный элемент, для двухпутных (рис. 83,б) — составной из двух частей, жестко скрепленных болтами. Элементы крепи изготавливаются из бетона марки 300—400.

Податливая конструкция такой крепи в нижней части имеет узлы податливости, состоящие из отрезков спецпрофиля, соединенных внахлестку с концом нижнего железобетонного элемента хомутами с планками и гайками. Податливость крепи осуществляется за счет скольжения железобетонного элемента по спецпрофилю.

Несущая способность арки при работе в жестком режиме 20—22 тс, в податливом — 10—12 тс.

Институтами ВНИИ-ОМШС и НИИОГР предложены комбинированные конструкции арочной податливой крепи АКП и АП, состоящие из железобетонных стоек и металлических верхняков, изготовленных из желобчатого спецпрофиля (рис. 84).

По сравнению с металлической арочной крепью комбинированная даст экономию металла в среднем на 40%.

Податливость конструкции (до 300 мм) достигается за счет скольжения железобетонных элементов крепи трапецевидного сечения по спецпрофилю. Крепь изготавливают для выработок семи различных сечений от 6,2 до 16,4 м² в свету. В зависимости от сечения крепь обладает несущей способностью арки 13—20 тс.

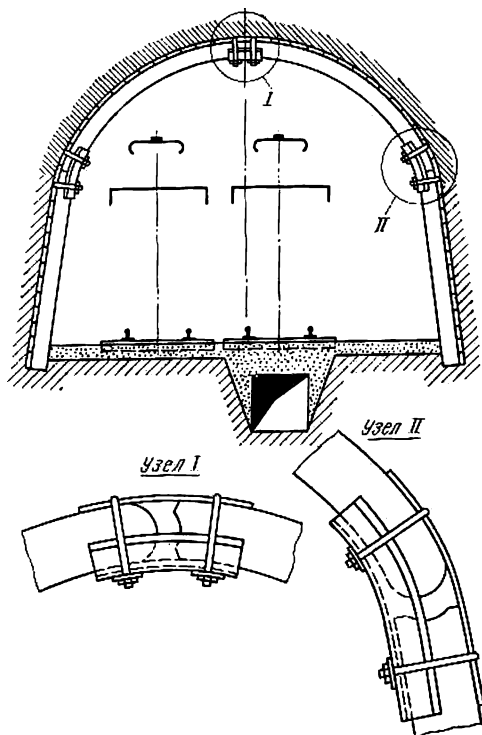


РИС. 84. Железобетонная арочная ограниченно-податливая крепь

12.3. ЗАМКНУТЫЕ КРЕПИ

Замкнутые крепи круглой и эллиптической формы конструкции ИГД им. А. А. Скочинского (рис. 85) состоят из четырех—шести сборных элементов таврового сечения, соединенных между

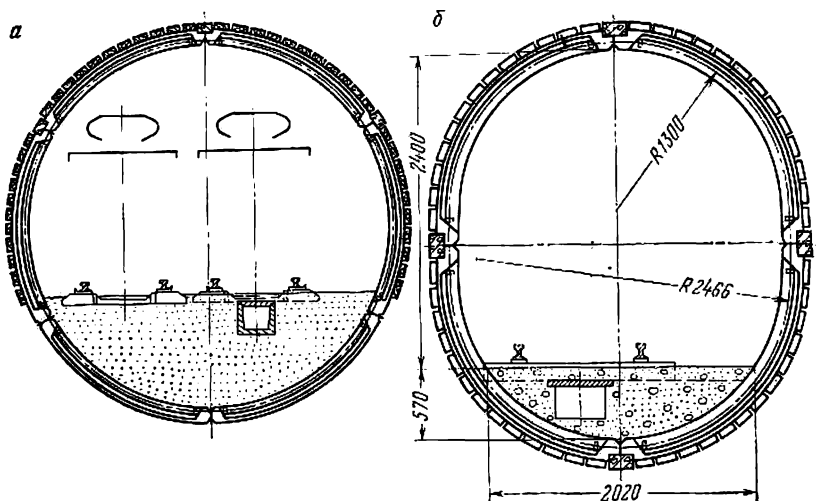


РИС. 85. Железобетонная шарнирная крепь:

а — кольцевая; *б* — эллиптическая

собой металлическими болтами. Несущая способность крепи, предназначенной для крепления выработок сечением от 7,3 до 17,8 м², в свету составляет 25—40 тс.

ГЛАВА 13

РАСЧЕТ СБОРНЫХ КРЕПЕЙ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

13.1. МЕТОДИКА РАСЧЕТА

Конструкции сборных крепей состоят из большого числа элементов, которые за счет шарнирного соединения между собой в процессе работы обладают подвижностью. Крепь в целом может работать только при условии достаточного отпора со стороны боковых пород. Поскольку массив горных пород, вмещающий выработку, смещается со стороны кровли и боков неравномерно, то не исключены случаи, когда в процессе выполаживания участка крепи ряд смежных шарниров-узлов может выйти на одну прямую линию. Часть контура крепи при этом превращается в мгновенно изменяемую систему и конструкция теряет устойчивость. При проектировании сборной крепи необходима проверка конструкции на устойчивость — в этом состоит особенность расчета сборной крепи.

Проведенные исследования показывают, что устойчивость сборных мног шарнирных крепей зависит в основном от двух

факторов: допустимых перемещений шарниров в процессе деформации крепи и плотности (коэффициента постели) забутовки закрепного пространства. Допустимые перемещения шарниров или деформационная характеристика крепи зависят от геометрических размеров крепи и сборных элементов и характеризует способность конструкции изменять свою форму под действием горного давления без потери устойчивости.

Наибольшей устойчивостью обладают блочные крепи с плоским примыканием сборных элементов. Такие крепи до потери устойчивости допускают перемещения со стороны кровли 120—240 мм и со стороны боков 100—160 мм в зависимости от величины сечения. Крепи удовлетворительно выдерживают нагрузки при забутовке закрепного пространства рядовой породой, уложенной вручную.

В результате выполненного исследования разработан методика расчета сборной крепи на устойчивость [32]. Расчетная схема представлена на рис. 86.

Грузонесущая способность блочной крепи по условию сохранения устойчивости конструкции может быть определена по формуле

$$q \leq \frac{2pm_2 l \cos \beta}{3a_1 \sin^2 \beta \cos \gamma}, \quad (4.1)$$

где p — отпор забутовки, определяется из компрессионной характеристики забутовочного материала; l — размер блоков (панелей) по внешней дуге; β , γ — угловые параметры крепи. Их значения могут быть найдены из зависимости боковых перемещений контура крепи на допустимую величину

$$t = \sqrt{[(a_1 - k\delta) \sin \beta - R \sin \alpha_1]^2 + [R_1 - f - (a_1 - k\delta) \cos \beta - R \cos \alpha_1]^2}; \quad (4.2)$$

$$f = R_1 (1 - \cos \alpha) - (a_1 - k\delta) \cos \beta - \sqrt{a_2^2 - [R_1 \sin \alpha - (a_1 - k\delta) \sin \beta]^2}; \quad (4.3)$$

$$\gamma = \arcsin \frac{(R_1 \sin \alpha - a_1 \sin \beta)}{a_2}, \quad (4.4)$$

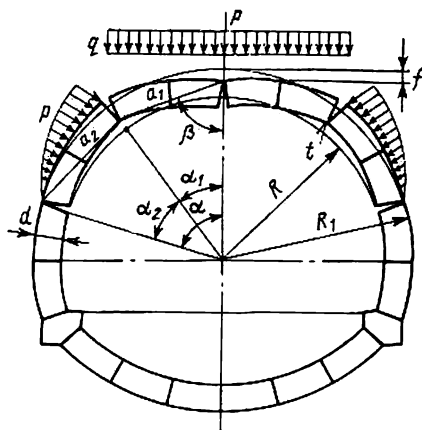


РИС. 86. Схема к расчету сборной крепи на устойчивость

где f и l — вертикальные и боковые перемещения крепи; R и R_1 — соответственно радиус крепи в свету и в черне; δ и k — суммарная толщина и коэффициент податливости прокладок; a_1 и a_2 — линейные параметры верхней и боковой секций блоков.

$$a_1 = \sqrt{R_1^2 + R^2 - 2R_1R \cos \alpha_1}; \quad (4.5)$$

$$a_2 = \sqrt{R_1^2 + R^2 - 2R_1R \cos \alpha_2}; \quad (4.6)$$

α , α_1 и α_2 — центральные углы секций крепи.

Значение угла β в зависимостях (4.2) и (4.3) в процессе работы сборной крепи изменяется в пределах $\beta_0 \leq \beta \leq 90^\circ$. Поэтому при расчете допустимой на крепь нагрузки по формуле (4.1) углы β и γ должны быть приняты с учетом их соответствия боковому перемещению крепи на допустимую величину $[t] \leq 0,5 t_{\max}$. Максимально возможные перемещения контура крепи имеют место при $\beta = 90^\circ$. Минимальное значение угла определяют по формуле

$$\beta_0 = \arccos \frac{1}{2} \left(\frac{R_1}{a_1} + \frac{a_1}{R_1} - \frac{R^2}{R_1 a_1} \right). \quad (4.7)$$

Число блоков в секциях, необходимое для определения центральных углов секций α_1 , α и α_2 , находят по формуле

$$m = \frac{2}{\varphi} \arccos \frac{R}{R+d}, \quad (4.8)$$

где φ — центральный угол блока; d — толщина крепи.

Если число блоков по формуле (4.8) окажется нечетным, то их число в верхней и боковой секциях крепи составит

$$m_1 = 0,5(m-1); \quad (4.9)$$

$$m_2 = 0,5(m+1). \quad (4.10)$$

При четном числе блоков, найденном по формуле (4.8),

$$m_1 = m_2 = 0,5m. \quad (4.11)$$

Зная число блоков в секциях m_1 и m_2 , можно легко определить центральные углы секции

$$\alpha_1 = m_1 \varphi; \quad (4.12)$$

$$\alpha_2 = m_2 \varphi; \quad (4.13)$$

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2. \quad (4.14)$$

Если нагрузка на крепь известна, то характеристика забутовки (коэффициент постели), необходимая для обеспечения нормальной работы крепи в устойчивом режиме, определяется по формуле

$$k \geq \frac{3qa_1 \sin^2 \beta \cos \gamma}{2m_2 l [t] \cos \beta}, \quad (4.15)$$

где $[t]$ — допустимые перемещения боковых шарниров крепи.

13.2. ПРИМЕР РАСЧЕТА

Рассмотрим пример расчета сборной крепи по предложенной методике.

Пример. Определить допустимую нагрузку на блочную крепь по условию ее устойчивости, если радиус крепи $R=2585$ мм, толщина блоков $d=300$ мм, их размер по внешней дуге $l=670$ мм. Толщина прокладок между блоками $\delta=13$ мм, коэффициент сжимаемости прокладок $k=0,5$. Забутовка крепи производится породой с коэффициентом постели $k=1,5$ кгс/см³.

Решение 1. При заданных геометрических размерах центральный угол блока $\varphi=14^\circ 38'$.

2. По формуле (4.8) находим суммарное число блоков в верхней и боковой секциях крепи

$$m = \frac{2}{14^\circ 38'} \arccos \frac{2585}{2585 + 300} \approx 4.$$

Следовательно, число блоков в верхней и боковой секциях крепи согласно формуле (4.11) составит

$$m_1 = m_2 = 2.$$

3. По зависимостям (4.12) — (4.14) определяем центральные углы секций крепи

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 2 \cdot 14^\circ 38' = 29^\circ 16';$$

$$\alpha = 29^\circ 16' + 29^\circ 16' = 58^\circ 32'.$$

4. По формулам (4.5), (4.6) определяем размеры верхней и боковой секции крепи

$$a_1 = a_2 = \sqrt{2885^2 + 2585^2 - 2 \cdot 2885 \cdot 2585 \cos 29^\circ 16'} = 1460 \text{ мм.}$$

5. По формулам (4.2), (4.3) определяем максимально возможные перемещения контура крепи, приняв $\beta=90^\circ$

$$f_{\max} = 2885(1 - \cos 58^\circ 32') -$$

$$- \sqrt{1460^2 - (2885 \sin 58^\circ 32' - 1460 + 0,5 \cdot 26)^2} = 328 \text{ мм.}$$

$$t_{\max} = \sqrt{(1460 - 0,5 \cdot 26 - 2585 \sin 29^\circ 16')^2 +$$

$$+ (2885 - 328 - 2885 \cos 29^\circ 16')^2} = 187 \text{ мм.}$$

Приняв величину допустимых перемещений шарниров 60% от максимально возможных, получим

$$[f] = 0,6 \cdot 328 = 195 \text{ мм;}$$

$$[t] = 0,6 \cdot 187 = 112 \text{ мм.}$$

6. По формуле (4.7) определяем минимальное значение угла

$$\beta_0 = \arccos \frac{1}{2} \left(\frac{2885}{1460} + \frac{1460}{2885} - \frac{2585^2}{2885 \cdot 1460} \right) = 60^\circ.$$

7. Задаваясь в формулах (4.5) и (4.6) значениями угла β от 60 до 90°, определяем зависимость f и t от β . Результаты расчетов сведены в табл. 29. Из таблицы находим, что при $[t] = 112$ мм допустимый угол $\beta = 65^\circ$.

Т а б л и ц а 29

β , градус	60	65	71	77	83	90
f , мм	0	45	108	204	325	465
t , мм	0	112	208	271	308	320

8. Определяем по формуле (4.4) значение угла γ с учетом допустимого угла $\beta = 65^\circ$

$$\gamma = \arcsin \frac{(2885 \sin 58^\circ 32' - 1460 \sin 65^\circ)}{1460} = 51^\circ 10'.$$

9. Из формулы (4.15) определяем допустимую нагрузку на крепь из условия потери ее устойчивости

$$q = \frac{2 \cdot 11,2 \cdot 1,5 \cdot 2,67 \cos 65^\circ}{3 \cdot 146 \cdot \sin^2 65^\circ \cos 51^\circ 10'} = 85 \text{ тс/м}^2.$$

Таким образом, при заданных параметрах грузонесущая способность крепи составляет 85 тс/м².

Сборные крепи из железобетонных тонкостенных панелей менее устойчивы, чем из бетонных блоков. Такие конструкции, особенно из мелкогабаритных тубингов с размерами по дуге 800—1200 мм, допускают весьма небольшие (около 10—40 мм) перемещения боковых шарниров и быстро теряют устойчивость даже при сравнительно небольших нагрузках. Поэтому при проектировании таких конструкций необходимо ориентироваться на панели-тубинги больших размеров по дуге около 1600—2000 мм, и для обеспечения нормальной работы крепи необходимо применять плотную забутовку или тампонаж закрепного пространства.

Характер работы крепи с податливыми прокладками в основных чертах соответствует жесткой шарнирной конструкции. Крепь в этом случае теряет устойчивость при выходе трех смежных шарниров на одну прямую линию. Однако наличие прокладок осложняет процесс деформации системы, делая ее менее устойчивой. Равномерное распределение прокладок по периметру крепи при неравномерных смещениях контура выработки не рационально с точки зрения устойчивости конструкции.

В этом случае в месте максимального смещения крепь ослаблена легко деформирующейся прокладкой. В результате этого ослабления образуется прогиб участка крепи — арка, в шарнирах которой возникают большие усилия.

Учитывая, что податливость конструкции является необходимым условием в процессе управления горным давлением, размещение прокладок в конструкции следует выполнять с учетом характера его проявления. Так, узлы податливости необходимо преимущественно располагать в боках выработки, т. е. в местах, где наблюдаются минимальные перемещения пород. Как показали стендовые испытания крепи, при таком расположении прокладок предельная величина нагрузки на податливую крепь близка к предельной нагрузке на жесткую крепь.

Обычно максимальные смещения породного контура не проявляются в виде сосредоточенного воздействия, а распространяются на какую-то часть периметра выработки. Такое обжатие крепи значительно улучшает ее работу.

ГЛАВА 14

ТЕХНОЛОГИЯ

И МЕХАНИЗАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КРЕПИ

14.1. ВОЗВЕДЕНИЕ КРЕПИ В ГОРНЫХ ВЫРАБОТКАХ

Возможность практического применения крепи в значительной степени зависит от уровня механизации процесса крепления. Особенно большое значение это имеет при сборной крепи, так как из-за большой массы сборных элементов этой конструкции ее возведение в выработках без крепеукладчиков практически невозможно.

Удачной конструкцией, механизирующей возведение блочной крепи, является крепеукладчик Ш-1 (рис. 87) конструкции НИИОГР [48]. Промышленные испытания крепеукладчика, показавшие его работоспособность, проведены на шахтах Донецкого и Челябинского бассейнов, на Карабашском горно-металлургическом и Текелийском свинцово-цинковом комбинатах.

Конструкция крепеукладчика проста, удобна в эксплуатации, машина не занимает много места в выработке и не требует откатки из забоя на период ведения взрывных работ и уборки породы. С учетом выполненных Донгипрошахтом конструктивных усовершенствований, повышающих работоспособность этого крепеукладчика [32], он рекомендуется для возведения блочной крепи.

Крепеукладчик Ш-1 представляет собой два спаренных шаблона 1, жестко соединенных между собой связями 2 и укрепленных на тележке 3. Подъем и опускание верхней части шаблона осуществляется двумя винтовыми домкратами 4.

К торцу шаблона в его замковой части прикреплен направляющий блок 5 для каната лебедки, которой устанавливают блоки, а к переднему — съемный рольганг 6 с цилиндрическими роликами качения, по которым перемещаются бетонные блоки в процессе их возведения. Подобные ролики 7 установлены по периметру верхнего свода шаблона. Поскольку после возведения блочная крепь под собственным весом несколько оседает (на 3—5 см), то вновь устанавливаемое кольцо монтируется выше ранее установленного с тем, чтобы после опускания кре-

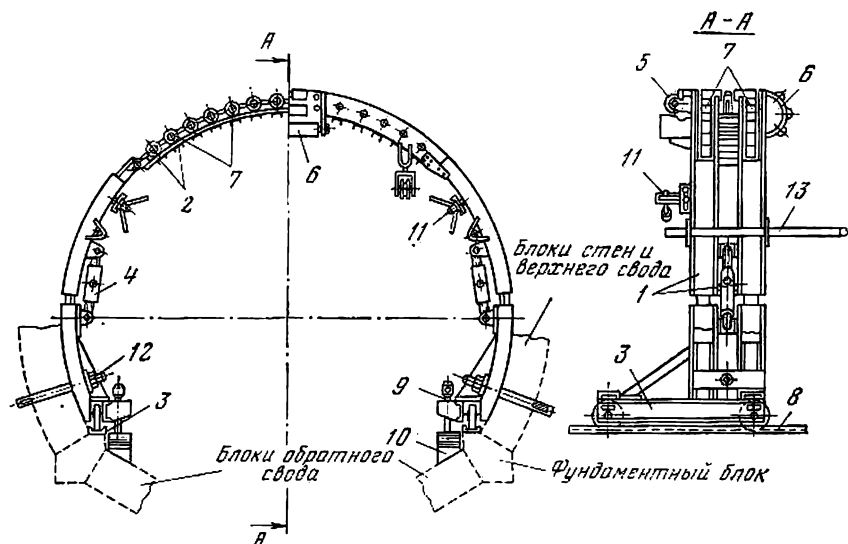


РИС. 87. Схема крепеукладчика Ш-1

пеукладчика высота крепи на всем протяжении выработки была одинаковой. При этом шаблон в своде упирается в ранее установленное кольцо упорным козырьком, выполненным из полосы, усиленной ребрами жесткости, и приваренным к сегментам торцевой задней стороны крепеукладчика.

От опрокидывания при возведении крепи крепеукладчик удерживается двумя винтовыми упорами 11, которые входят в отверстия блоков ранее установленного кольца, а также при помощи приваренного по периметру свода крепеукладчика упорного козырька. Крепеукладчик передвигается по выработке вручную или электровозом по двум швеллерам 8, установленным на горизонтальных площадках фундаментных блоков. Для подъема крепеукладчика и освобождения швеллеров при их передвижении на новое место к тележке приварены два винтовых домкрата 9. При вращении эти домкраты опираются на пяту 10, вставляемую в отверстие блоков обратного свода.

Стопорное отверстие 12 представляет собой стержень диаметром 46 мм, имеющий на одном конце резьбу с гайкой, а на другом — прорезь. Перед ведением взрывных работ стержень пропускается между швеллерами крепеукладчика через отверстие в блоке. С тыльной стороны блока в прорезь стержня вставляется ломик, а с внутренней — вращением гайки крепеукладчик прижимается к крепи. Стопорный стержень следует устанавливать перед забутовкой стен крепи. Для облегчения укладки блоков обратного свода в верхней части крепеукладчика предусмотрены две петли, на которых подвешивается съемный блок. Для укладки блоков, более удаленных от середины обратного свода выработки, предусмотрена П-образная рама 13, сваренная из труб и передвигающаяся в имеющихся на шаблоне петлях. Рама фиксируется на крепеукладчике через 0,5 м.

Блоки на крепеукладчик поднимают с помощью лебедки грузоподъемностью 500 кг со скоростью движения каната 0,2—0,3 м/с. Лебедку устанавливают в 10—20 м от крепеукладчика на платформе и передвигают по путям. При возведении крепи лебедка с платформой должна быть застопорена. В однопутных выработках лебедку устанавливают на почве.

Технология производства работ по креплению блоками показана на рис. 88. При проведении выработки буровзрывным способом желательно, чтобы подвигание забоя за цикл было кратным ширине блочной крепи. Правильной форме сечения выработки способствует контурное взрывание оконтуривающих шпуров. Перед заряданием шпуров последнее кольцо крепи должно быть замкнуто по контуру и тщательно забучено. Канат лебедки и рольганг перед взрывом снимают с крепеукладчика.

Лебедку и домкраты защищают от повреждения металлическими или деревянными щитами. После каждого взрыва призабойный участок крепи осматривают и все выявленные дефекты устраняют.

Крепление очередной заходки начинают с укладки блоков в обратный свод выработки. Блок поднимают с помощью лебедки на канате, который пропускают через отверстие в блоке и крепят металлическим стержнем, вставляемым в петлю каната. Блоки укладывают от центра обратного свода к бокам выработки. Первый блок устанавливают по реперу, а остальные укладывают в соответствии с ранее установленным кольцом и выверяют шаблоном, выполненным в виде сегмента. Блоки укладывают на почву выработки. При необходимости почву выравнивают мелкой породой. Податливые прокладки устанавливают одновременно с блоками.

Конструкция крепеукладчика позволяет укладывать блоки в обратный свод при установке и выдвигении П-образной рамы сразу на два-три кольца.

После укладки блоков обратного свода, проверки правильности их установки и настилки временного пути приступают

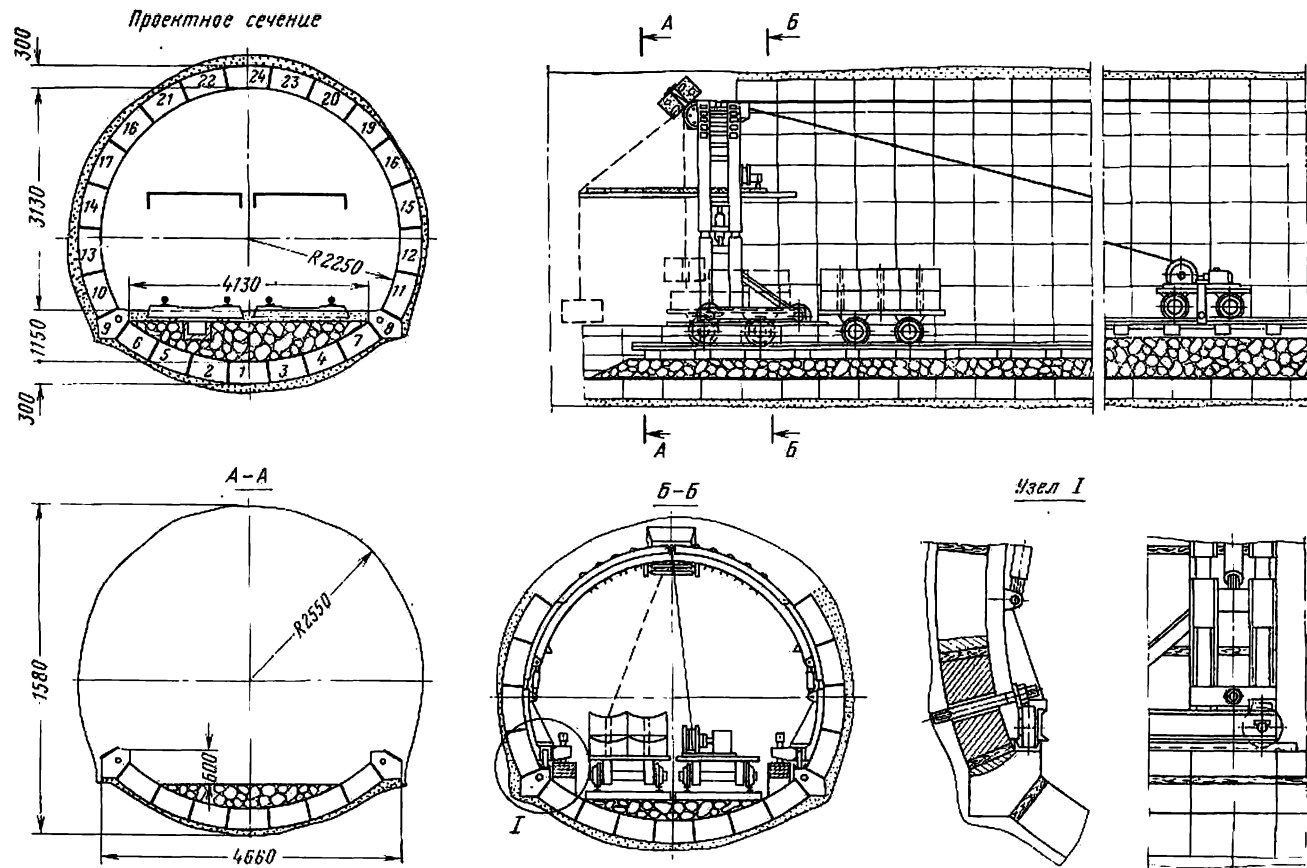


РИС. 88. Технологическая схема возведения крепи с помощью крепеукладчика Ш-1

к передвижению крепеукладчика. Для этого в отверстия блоков обратного свода, которые прилегают к фундаментным, устанавливают опорную плиту 10 (рис. 87) и опускают свод шаблона винтовыми домкратами 4 на 5—7 см. Вращением домкратов 9 поднимают шаблон вместе с тележкой на 2—3 см. При этом швеллеры 8, по которым передвигается крепеукладчик, освобождаются и их можно передвинуть на требуемое расстояние. Перед передвижением швеллеров верхние винтовые упоры 11 должны быть сняты. На новом месте верхняя часть крепеукладчика поднимается домкратами 4 на требуемую высоту и проверяется по отметкам и направлению. Крепеукладчик закрепляют в двух точках — в верхней части винтовыми упорами 11, а тележка фиксируется домкратами 9 на опорной пяте 10.

После передвижения и расклинивания крепеукладчика приступают к возведению бетонных блоков стен и верхнего свода. Платформу с блоками подкатывают в забой под крепеукладчик, на котором к этому времени должен быть установлен рольганг и съемные полки из досок на П-образной выдвижной раме. Далее канат, оканчивающийся петлей, проходит через направляющие блочки, имеющиеся на шаблоне крепеукладчика, огибает рольганг и пропускается через центральное отверстие блока, находящегося на платформе. В петлю каната закладывают металлический штырь. Поднимают блок лебедкой. Перед заходом на рольганг блок должен быть успокоен на канате и установлен на отведенное ему место. По рольгангу блоки поднимаются в замковую часть пад шаблоном, откуда по роликам перемещаются попеременно в правую и левую части свода.

После установки очередного блока канат лебедки освобождают, блок выравнивают, а закрепное пространство забучивают породой. Податливые прокладки укладывают на ранее установленный блок перед подъемом очередного. Последним устанавливают замковый блок крепи. Далее крепеукладчик опускается посредством подъемных домкратов, и кольцо крепи тщательно заклинивается. После забутовки закрепного пространства крепеукладчик передвигается на новое место и работы по креплению повторяются.

Возможны и другие технологические схемы ведения блочной крепи. Так, за рубежом, в частности в Бельгии, где крепление бетонными блоками особенно широко распространено, для механизации возведения блочной крепи применяют установку,

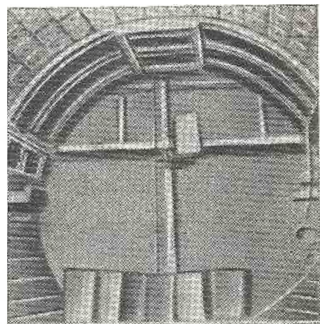


РИС. 89. Механизация укладки бетонных блоков

показанную на рис. 89. В стороне блока, обращенной внутрь выработки, имеется круглое отверстие, в которое вставляется специальный крюк, с помощью которого блок транспортируется к месту укладки. Для подъема и укладки блока используют простое подъемное приспособление, состоящее из стойки, расклиненной между кровлей и почвой, пневматической лебедки с блоком и канатом. Блок укладывают за сборные кружальные арки, которые покоятся на стальных штырях, вставляющихся в отверстия уложенных блоков.

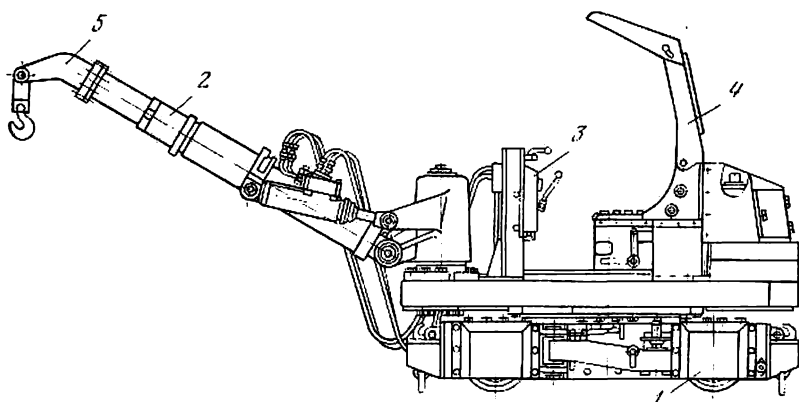


РИС. 90. Самоходный шахтный кран К-1000:

1 — самоходная тележка; 2 — телескопическая поворотная стрела; 3 — пульт управления; 4 — кабина; 5 — съемное навесное оборудование

Арочная крепь из гладких тубингов типа КТАГ или ГТК возводится с помощью шахтного крана К-1000 конструкции ВНИИОМШС.

Самоходный шахтный кран К-1000 является универсальным механизмом для механизации монтажных работ в шахте, в том числе и возведения крепи как в горных выработках, так и в ряде туннелей. Машина (рис. 90) состоит из тележки 1 с телескопической поворотной стрелой 2 и съемного навесного оборудования 5, позволяющего механизировать различные работы. Управление краном осуществляется из закрытой кабины 4 с помощью пульта 3. Грузоподъемность крана 1000 кг, привод электрический, выполненный во взрывобезопасном исполнении.

Известны и другие крепеукладчики, механизующие возведение крепи из железобетонных плит и тубингов.

Тубинговая крепь возводится вслед за подвиганием забоя с отставанием не более 3 м. Минимальное отставание тубинговой арки от забоя — 0,5 м — определено условием обеспечения качественной забутовки закрепного пространства.

Первые две арки крепи собираются на специальном металлическом шаблоне, состоящем из двух арок, изготовленных из

швеллера. Арка состоит из трех сегментов, соединенных с помощью болтов и накладок. Между собой арки соединены с помощью связей и лыж, на которые они опираются.

Установку крепи начинают с разделки котлована под нижние тубинги. В котлованы с разных сторон выработки укладывают по одному тубингу или полутубингу, после чего собирают шаблон. На шаблон поочередно с разных сторон укладывают тубинги и плотно забучивают породой. Установку последнего замкового тубинга производят в верхней части свода.

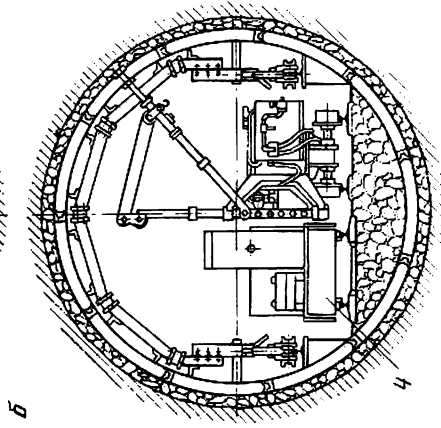
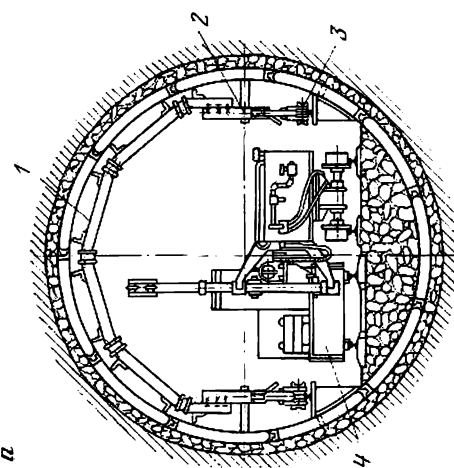
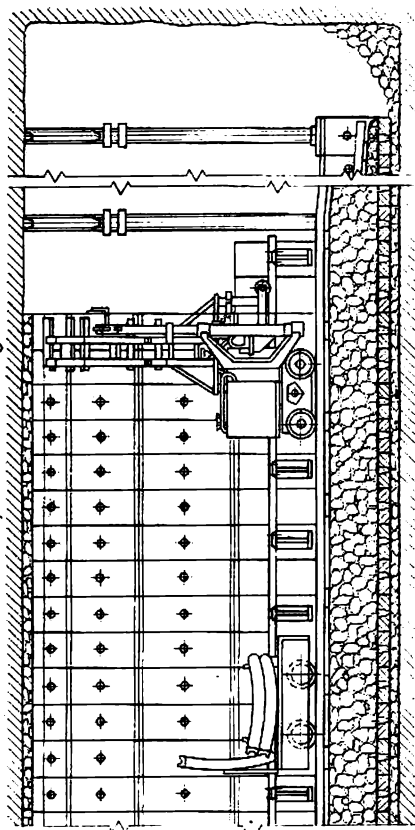
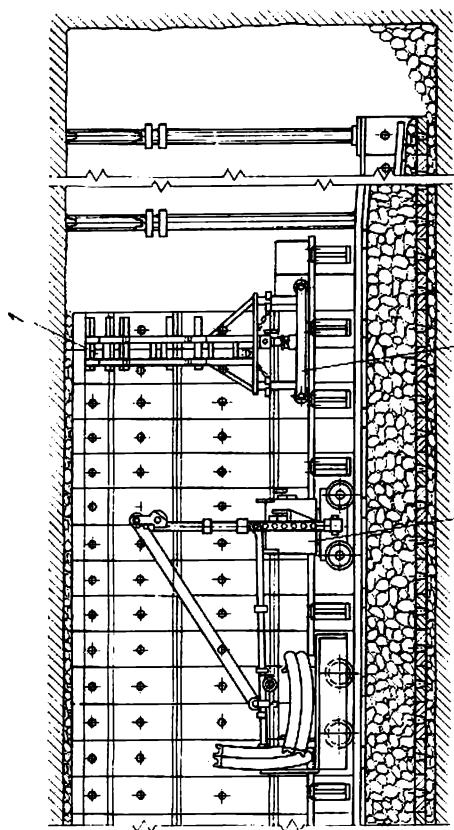
Дальнейшую установку арок осуществляют без применения шаблона с помощью трубчатых связей из расчета по две штуки длиной 3 м на каждый тубинг. Трубы крепят к монтажным петлям тубингов.

Полностью собранную арку с прикрепленными к трубам тубингами забучивают равномерно с обеих сторон выработки породой, после чего приступают к установке следующей арки крепи. По мере передвижения труб под вновь устанавливаемые тубинги в освободившиеся петли ставят монтажные болтовые связи. Через 50 м от забоя монтажные болтовые связи снимают и используют повторно.

Для возведения сборных крепей с помощью крепеукладчика Донгипрошахт разработал специальную раму-шаблон, представляющую металлическую конструкцию, состоящую из шаблона, опорных стоек и тележки. Каждая секция шаблона служит опорой для одного блока. Это позволяет достигнуть универсальности конструкции: раму-шаблон, собранную из одних и тех же элементов, можно использовать при различных сечениях выработок. Для соединения секций между собой применяют торцевые вставки разных размеров.

Опорными поверхностями для элементов крепи, устанавливаемых на раме-шаблоне, служат приваренные к швеллерам угольники, которые одновременно являются связями жесткости секций. Нижние секции крепятся к вертикальным стойкам, устанавливаемым на тележках. К стойкам приварены две трубы диаметром 89 мм, входящие в трубы диаметром 103 мм и служащие направляющими при подъеме и опускании шаблона. Поднимают шаблон установленными на тележках гидравлическими стойками ГС-1. Фиксируют его в проектном положении клиновыми зажимами. Схема возведения крепи из универсальных железобетонных тубингов ДонУГИ показана на рис. 91.

Испытания крепеукладчика ППТ-2М с рамой-шаблоном при креплении выработок шахты «Пролетарская-Глубокая» в Донбассе подтвердили достаточную работоспособность и надежность конструкции. Вместе с тем применение крепеукладчика с рамой-шаблоном создает некоторые трудности, связанные с необходимостью откатки конструкций на период взрывных работ и уборки породы. Это, естественно, снижает скорости сооружения выработки.



Для механизации возведения рамной крепи применяют различные приспособления. Известна конструкция гидравлического крепеукладчика ГС-0,3-1, разработанная НИПИГормашем (рис. 92). Этот крепеукладчик предназначен для крепления выработок различными видами рамной крепи и состоит из самоходной тележки на рельсовом ходу и смонтированных на ней манипулятора, гидравлического пульта управления, кабины машиниста и кабелеукладчика. Манипулятор представляет стрелу с гидравлическими захватами, расположенную на колонке с цилиндрами подъема стрелы. Стрела может поворачиваться на

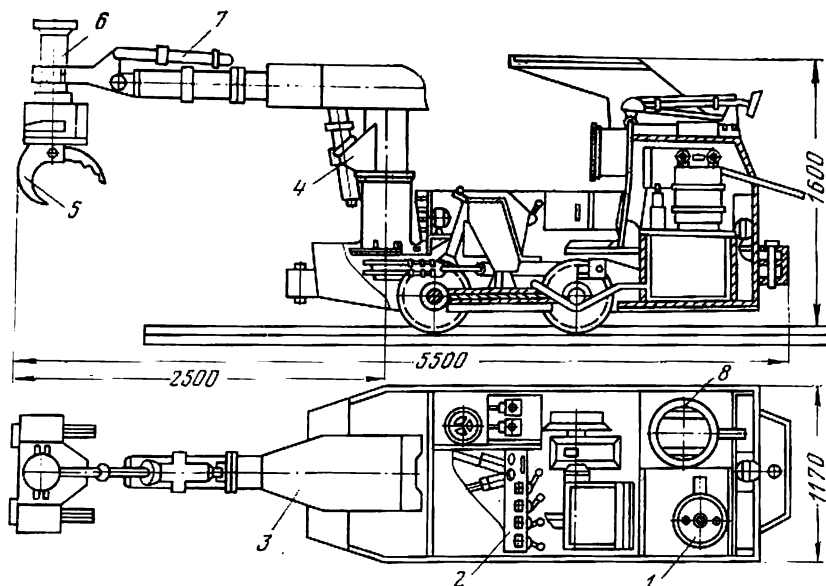


РИС. 92. Гидравлический самоходный крепеукладчик ГС-0,3-1

1 — электродвигатель; 2 — пульт управления; 3 — стрела-манипулятор; 4 — поворотная колонка с домкратом; 5 — захваты; 6 — механизм поворота; 7 — домкрат поворота; 8 — кабелеукладчик

360° вокруг продольной оси. Угол поворота стрелы вокруг колонки составляет 180°. Цилиндр подъема стрелы обеспечивает поворот вверх на 45° и вниз на 35°. Захват состоит из двух неподвижных и двух подвижных челюстей и механизма поворота, обеспечивающего их поворот на 360° вокруг вертикальной оси с помощью винтовой пары. Привод ходовой части крепеукладчика осуществляется от гидродвигателя. При передвижении по выработкам питание электроэнергией производится через пан-

РИС. 91. Технологическая схема возведения сборной крепи из универсальных тубингов:

а — захват блока для укладки в верхний свод; б — укладка блока в верхний свод; 1 — рама-шаблон; 2 — опорные стойки; 3 — тележка; 4 — крепеукладчик ППГ-2м

тограф, а при работе в призабойном пространстве — посредством 50-метрового кабеля.

С помощью крепеукладчика ГС-0,3-1 выполняются операции по погрузке и разгрузке элементов крепи, доставке их к месту производства работ, а также частично механизмируются операции по очистке лунок, забутовке закрепного пространства и др.

Технология возведения рамной железобетонной крепи аналогична металлической.

14.2. ВОЗВЕДЕНИЕ КРЕПИ В ТУННЕЛЯХ И КАМЕРАХ

Сборные блоки монтируют специальными укладчиками. Разновидности блокоукладчиков зависят от массы блоков, формы и размеров поперечного сечения туннелей и камерных выработок.

На рис. 93 показан шагающий блокоукладчик, предназначенный для возведения сборной крепи перегонных туннелей метрополитена [42]. Блокоукладчик состоит из металлоконструкций 1, установленных на четырех опорах, оборудованных гидравлическими домкратами 2; монтажного рычага 3; привода 4 монтажного рычага; механизма шагания 5; рабочих выдвижных площадок 6 и вспомогательных устройств 7 для удержания блоков крепи в период монтажа. Масса блока, укладываемого в кольцо, равна 2 т.

Последнее время на Метрострое начали применять блокоукладчики дугового и кассетного типа. На рис. 94 показан дуговой укладчик, смонтированный на щите [10]. Он представляет

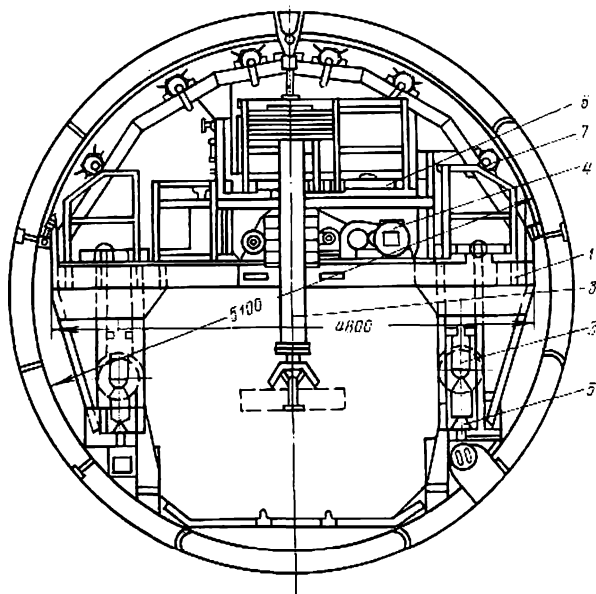


РИС. 93. Шагающий блокоукладчик

дуговую конструкцию 2 с роликами 1, по которым ведется сборка блоков, начиная с верхнего. Перемещение блоков производится при помощи тросов от лебедки 3, используемых последовательно. По мере укладки отдельные блоки закрепляются при помощи фиксаторов 5. Приведение блоков в проектное положение по контуру кольца осуществляется после подвижки щита при помощи вспомогательных радиальных домкратов 4.

Как отмечалось выше, ленинградские метростроители установили мировые рекорды скорости сооружения готового туннеля наружным диаметром 5,6 м. Принципиальная схема организации работ на участке скоростной проходки показана на рис. 95 [61]. Технологический комплекс включает механизированный щит КТ-1-5,6 производства Ясиноватовского машиностроительного завода, разрушающий забой по принципу крупного скола, транспортный мост, опирающийся передней частью на перегородки щита и имеющий сзади опору на лоток крепи.

На рис. 96 показан конвейерный блокоукладчик, который размещается в пределах оболочки щита и опирается на транспортный мост [19]. Блоки, предварительно поданные в лотковую часть, поочередно справа и слева проталкиваются вверх до смыкания полуколец в замке свода. Перемещение блоков осуществляется по роликовым опорам с помощью проталкивающих механизмов захватами. От сползания в процессе монтажа блоки удерживаются откидными упорами. Последними укладываются лотковые блоки, а в паз, образованный между ними, устанавливаются распорный домкрат для разжатия кольца.

Блоки монтируют под защитой оболочки щита со строительным зазором 5—8 см между наружной поверхностью блоков и

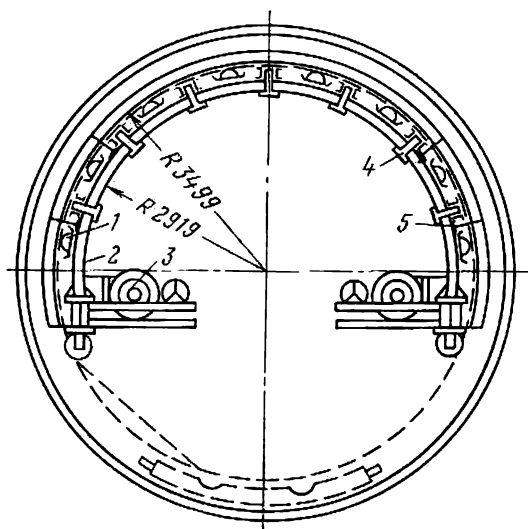
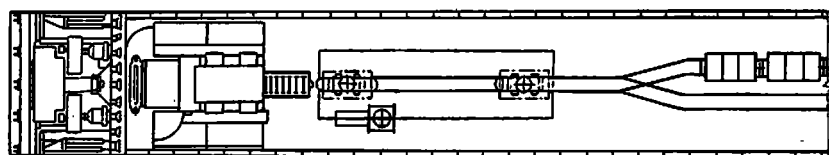
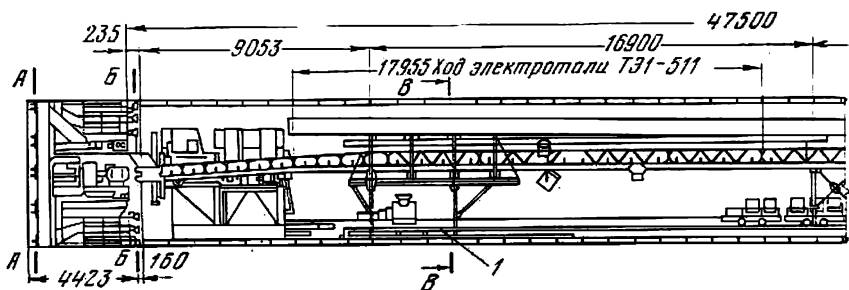
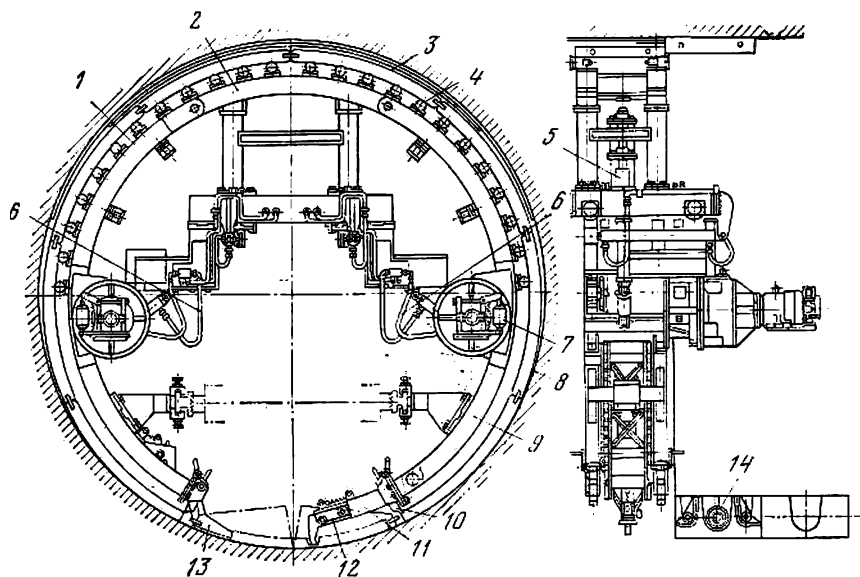
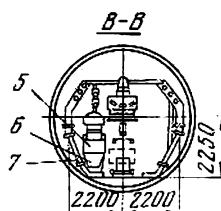
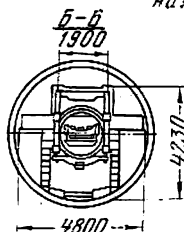
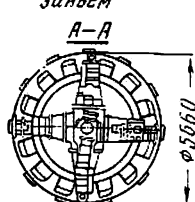


РИС. 94. Дуговой блокоукладчик



Разработка породы ре-
занием Монтаж крепи
и нагнетание Приготовление раст-
бора для нагнета-
ния Уклад чеханка шлов тю-
ка для винтовой крепи



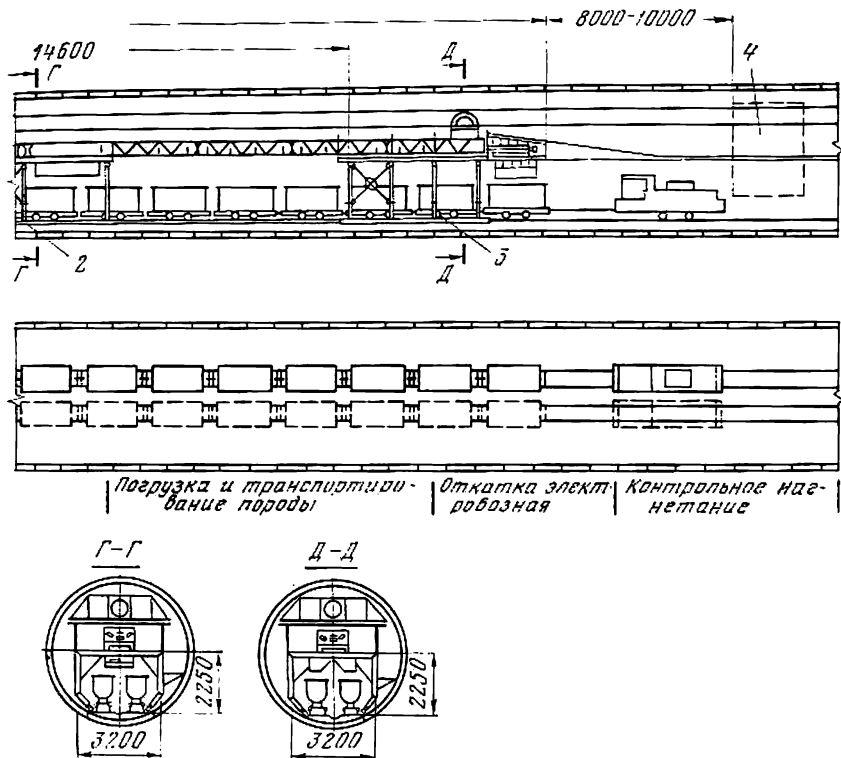


РИС. 95. Общая схема организации работ на участке скоростной проходки со сборной обжатой крепью:

1 — тележка опорная; 2 — тележка опорная промежуточная; 3 — тележка опорная концевая; 4 — тележка для контрольного нагнетания; 5 — аппарат для первичного нагнетания; 6 — бункер для смеси; 7 — рабочее место нагнетальщика

РИС. 96. Конвейерный укладчик блоков:

1 — левый боковой сегмент; 2 — средний сегмент; 3 — оболочка щита; 4 — направляющие роликоопоры; 5 — гидродомкрат вертикального подъема; 6 — боковые домкраты; 7 — привод проталкивающего механизма; 8 — лист оболочки щита; 9 — правый боковой сегмент; 10 — клиновидный упор; 11 — проталкивающий механизм; 12 — захват; 13 — откидные упоры; 14 — распорный домкрат

внутренней поверхностью оболочки щита. После сборки кольца включаются верхние и боковые домкраты, а также распорный домкрат. Щит передвигается вперед, а кольцо крепи прижимается к контуру выработки повторным включением домкратов.

По достижению контакта с породой по всей поверхности крепи и окончания ее обжатия распорным домкратом блочно кольцо фиксируется путем установки клиновидных блоков между лотковыми, домкрат извлекается и заменяется железобетонным вкладышем.

Продолжительность монтажа блочного кольца крепи занимает менес 10 мин.

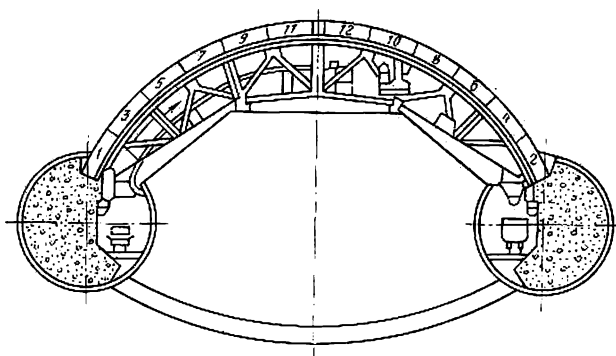


РИС. 97. Укладка блоков в своде станций метрополитена

Для монтажа сборной крепи верхнего свода станции «Площадь мужества» в Ленинграде (см. рис. 80) был применен специальный блокоукладчик, передвигающийся в разрабатываемой калотной прорези (рис. 97). Подача блоков к укладчику производилась по опорному туннелю. Подъем блоков и их перемещение выполнялись лебедкой. С помощью специальной каретки блоки поочередно укладывались по металлической опорной конструкции вправо и влево, от пят свода к замку. Последним устанавливался блок с плоскими домкратами Фрейсине.

После этого производилось начальное обжатие смонтированной арки свода. Наличие в распорном блоке двух плоских домкратов позволило производить обжатие в два этапа. Вначале обжатие велось при давлении до 80 кгс/см^2 , затем для заполнения пустот нагнетали за крепь цементно-песчаный раствор, а после его затвердевания обжатие доводилось до 200 кгс/см^2 .

Обратный свод из блоков монтировали специальной электрической кран-балкой грузоподъемностью 5 т. Эта балка передвигалась по тем же подкрановым путям, по которым перемещался блокоукладчик верхнего свода [66].

ГЛАВА 15

КОНСТРУКЦИИ КРЕПИ

15.1. ОСОБЕННОСТИ НАБРЫЗГБЕТОННОЙ КРЕПИ

Создание конструкций крепи набрызгом бетона предусматривает нанесение слоя бетонной смеси на поверхность выработки посредством направленного потока воздуха. Бетонная смесь, наносимая со значительным скоростным напором (скорость вылета струи из сопла достигает 60—80 м/с) образует бетон с более высокими прочностными показателями и сцеплением с породой, чем обычный вибрированный бетон.

Процесс образования набрызгбетона заключается в следующем. Вначале к поверхности выработки прилипают легкие цементные частицы, смоченные водой, образующие тонкую пленку. В этой пленке задерживаются мелкие частицы песка, а затем, при возрастании толщины покрытия, крупные фракции заполнителя.

Набрызгбетонная крепь обладает рядом преимуществ в сравнении с традиционными конструкциями. К числу основных преимуществ этой крепи можно отнести следующие:

набрызгбетонная крепь является универсальной конструкцией, применяющейся самостоятельно или в сочетании с анкерами и сеткой в качестве временной и постоянной крепи для крепления и ремонта вертикальных шахтных стволов, протяженных горных выработок, различных сопряжений, камер и туннелей. В ФРГ и Англии ее используют даже при креплении выемочных штреков угольных шахт, т. е. в зоне влияния очистных работ;

при нанесении смеси под напором частицы цемента с мелкими фракциями песка забиваются в пустоты и трещины породной поверхности, восстанавливая нарушенный приконтурный слой пород. Вследствие этого в систему сил, противодействующих расслоениям массива, включается дополнительная конструкция — восстановленная породная оболочка. Эта «дополнительная» крепь работает в единой системе с набрызгбетонным покрытием, образуя конструкцию с высокой грузонесущей способностью. Кроме того, создавая более правильную поверхность выработки, набрызгбетон выравнивает напряжения, повышая ее устойчивость. Благодаря высокому сцеплению набрызгбетона с породой, исключается проскальзывание крепи по контуру

выработки, что резко снижает изгибающие моменты, повышая несущую способность конструкции;

набрызгбетонное покрытие, нанесенное даже небольшим слоем, надежно предохраняет горные породы от разрушения внешними агентами, в результате чего породы сохраняют свои свойства неизменными на длительный срок. В обычных условиях прочность пород в окрестности выработки с течением времени падает до 60—70% от начальной;

движение набрызгбетонной смеси по трубам под скоростным напором воздуха повышает дисперсность цемента и увеличивает число гидратирующих зерен. Это способствует повышению прочности набрызгбетона. Кроме того, активность цемента возрастает за счет постоянного тремования материала под действием вылетающей из сопла струи;

более высокая механическая прочность набрызгбетона позволяет в 2 раза уменьшить толщину крепи (по сравнению с бетонной, возводимой с помощью опалубки). Это в свою очередь снижает жесткость конструкции, а следовательно, улучшает работоспособность крепи за счет лучшего использования упругого отпора пород, на 30—50% сокращает стоимость крепи и на 10—25% уменьшает сечение выработки в проходке;

высокий уровень механизации процесса крепления обеспечивает увеличение производительности труда проходчиков-крепыльщиков в 2—3 раза. Механизированный набрызг смеси позволяет с одинаковой степенью трудности возводить как мелкие, так и массивные конструкции крепей из набрызгбетона;

возможность быстро и просто приспособливаться к изменяющимся условиям проходки путем изменения толщины покрытия, его механической прочности и применения усиливающих элементов (анкеров, арматурной сетки, металлических арок);

набрызгбетонная крепь повышает безопасность эксплуатации выработки, заранее предупреждая о появлении опасности. Это объясняется тем, что деформации в набрызгбетонной крепи появляются в виде трещин постепенно, а высокая адгезия с породой удерживает нарушенную бетонную оболочку и куски отделившейся породы от вывалов. Ремонт, восстановление и усиление крепи весьма просто производится повторным набрызгом. При необходимости ремонтируемую крепь несложно усилить анкерами и последующим набрызгом бетона;

возможность крепления выработки вслед за продвижением забоя и нанесения набрызгбетона в несколько приемов. Это позволяет использовать первый слой как временную крепь, являющуюся элементом постоянной. Набрызгбетонная крепь быстро включается в работу, не допуская расслоения пород;

крепь снижает аэродинамическое сопротивление выработки и безопаснее в пожарном отношении по сравнению с металлической, сборной железобетонной и деревянной;

набрызгбетон пригоден в качестве материала водонепроницаемой крепи зумпфов, водосборников, канавок, а также для изоляции водонепроницаемых, противопожарных или вентиляционных перемычек. Он успешно применяется в комбинации с металлическими арками для заполнения пустот, выполняя роль затяжек. При упрочнении пород тампонажем тонкий слой набрызгбетона используют в качестве изолирующего слоя, предотвращающего вытекание тампонажного раствора через щели между затяжками или блоками крепи.

Набрызгбетонные крепи не лишены недостатков, к которым можно отнести следующие:

при набрызге бетона 20—30% компонентов смеси теряется в результате отскока. Величина отскока зависит от гранулометрического состава заполнителей, технологического режима набрызга, эффективности различных добавок и сроков схватывания. При оптимальном сочетании упомянутых факторов потери при отскоке составляют не более 10%. Использование шлако-силикатных бетонов показало, что потери материала при отскоке не превышают 10%, а толщина слоя, наносимого за один прием, может быть доведена до 20 см [35];

использование исходной сухой смеси обуславливает большую запыленность рудничного воздуха, что требует применения средств индивидуальной защиты людей, находящихся в забое при ведении набрызгбетонных работ. Однако проведенные исследования [1; 38] показали возможность снижения уровня запыленности до 15—25 мг/м³;

технология крепления набрызгом бетона не обеспечивает получения гладкой внутренней поверхности выработки и ее строгие геометрические очертания, как это имеет место при креплении бетоном с опалубкой. Указанный недостаток увеличивает аэродинамическое сопротивление и ухудшает эстетический вид выработки по сравнению с монолитной бетонной крепью.

Неровности породной поверхности влияют на устойчивость выработки и несущую способность крепи. Поэтому при создании несущей конструкции из набрызгбетона в первую очередь необходимо заполнять все углубления в породе и сгладить резкие неровности, что в свою очередь приводит к перерасходу материала. Отрицательный эффект этого недостатка можно снизить, применяя специальные приборы для контроля толщины крепи, шаблоны и валки для разглаживания поверхности свежеуложенного бетона, контурное взрывание при проходке выработок;

при проектировании набрызгбетона предъявляются повышенные требования к составляющим компонентам и приготовлению бетонной смеси, различным добавкам, к фракционному составу инертных заполнителей.

15.2. ВИДЫ КРЕПИ НА ОСНОВЕ НАБРЫЗГБЕТОНА

В практике подземного строительства широкое использование нашли несколько видов крепей из набрызгбетона, применяющихся как в самостоятельном виде, так и в комбинации с другими крепями (анкерной, рамной, двухслойной и др.) [22, 57].

Предохранительные крепи представляют собой покрытие толщиной от нескольких миллиметров на выступах до 5—7 см

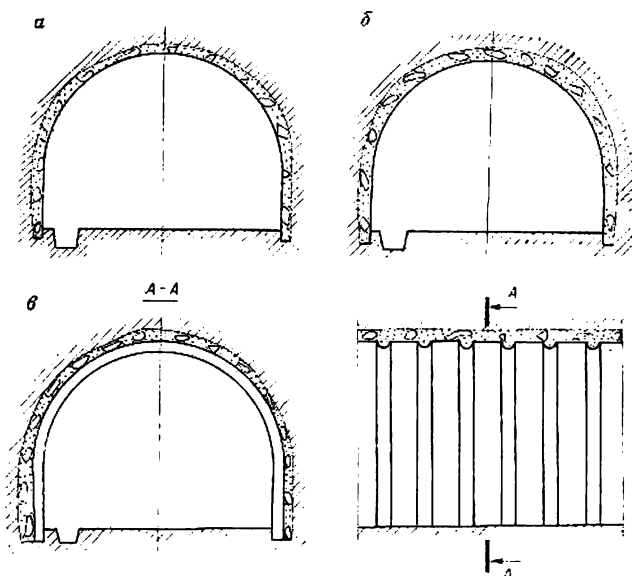


РИС. 98. Конструкции набрызгбетонных крепей, применяющихся в самостоятельном виде:

а — предохранительное покрытие; б — сплошная несущая крепь; в — арочная крепь «вразбежку»

на впадинах породной поверхности выработки (рис. 98, а). В качестве постоянной такую крепь применяют в выработках, размещенных в достаточно устойчивых породах и предназначенных для предохранения породных обнажений от выветривания, а также удержания небольших местных вывалов и отслоений на участках локального ослабления породного массива. Кроме того, бетонная смесь в этом случае заполняет пустоты и трещины в породах, вызванные взрывными работами или естественными причинами. При этом увеличивается устойчивость обнажений, несколько сглаживаются неровности контура, уменьшается аэродинамическое сопротивление и улучшается эстетический вид выработки.

Сплошная несущая крепь. Увеличивая толщину набрызгбетонного покрытия, можно получить крепь с весьма высокой несущей способностью (рис. 98, б). При этом следует учесть, что при полном контакте с породным контуром и хорошем уплотнении бетонной смеси набрызгбетонная крепь одинаковой толщины с эквивалентной бетонной, возводимой в опалубке, имеет в 2—2,5 раза большую несущую способность. На практике применяют набрызгбетонные крепи толщиной 15—20 см. Несущая способность такой крепи может быть увеличена за счет армирования ее металлической сеткой или гибкой стержневой арматурой.

В породах недостаточно устойчивых процесс возведения крепи может быть разбит на два этапа. Непосредственно у забоя выработки вслед за проходкой возводят первый слой толщиной 5—7 см, выполняющий функции временной крепи. Затем, за зоной интенсивных смещений породного контура напояют второй слой набрызгбетона, заполняющий образовавшиеся трещины в первом и окончательно формирующий крепь.

Арочная крепь «вразбежку». Несущая способность крепи возрастает пропорционально квадрату ее толщины (в соответствии с ростом момента сопротивления несущего слоя). Поэтому, если возводить набрызгбетонную крепь с периодическими утолщениями по длине выработки, можно повысить ее несущую способность по сравнению со сплошной при эквивалентном расходе бетона.

Сущность возведения арочной крепи «вразбежку» заключается в том, что периодически по длине выработки возводят арки из набрызгбетона расчетной толщины и ширины (10—30 см), а пространство между ними заполняют тонким слоем набрызгбетона (рис. 98, в). Несущую способность такой крепи можно изменять в определенном диапазоне, варьируя толщиной арок из набрызгбетона, расстоянием между ними, а также путем их армирования металлом. Подобное решение, однако, требует в каждом конкретном случае технико-экономического обоснования.

Комбинированные крепи. К ним можно отнести анкерную в сочетании с набрызгбетоном (рис. 99).

Параметры комбинированной крепи из набрызгбетона и анкеров можно изменять в широких пределах за счет длины и плотности установки анкеров, толщины набрызгбетонного покрытия и длительности промежутка времени между установкой анкеров и производством набрызга. Использование анкерной и набрызгбетонной крепи в совместной конструкции дает возможность исключить основные недостатки, присущие каждой из них в отдельности. Анкерная крепь, обладая высокой несущей способностью и необходимой податливостью, не может, однако, предохранить приконтурный слой пород от выветривания и растрескивания. В свою очередь крепь из набрызгбетона имеет

сравнительно небольшую податливость, по, возведенная с определенным отставанием за зоной интенсивных смещений, крепь в состоянии воспринять без разрушений оставшуюся их часть. В то же время набрызгбетон, заполняя трещины приконтурного слоя массива, надежно изолирует породные обнажения и элементы анкерной крепи от вредного влияния рудничного воздуха.

В зависимости от конкретных горно-геологических и горно-технических условий применяют различные конструктивные решения при использовании комбинированной крепи из набрызгбетона и анкеров. Анкеры преимущественно используют металлические или железобетонные, установленные со сплошной

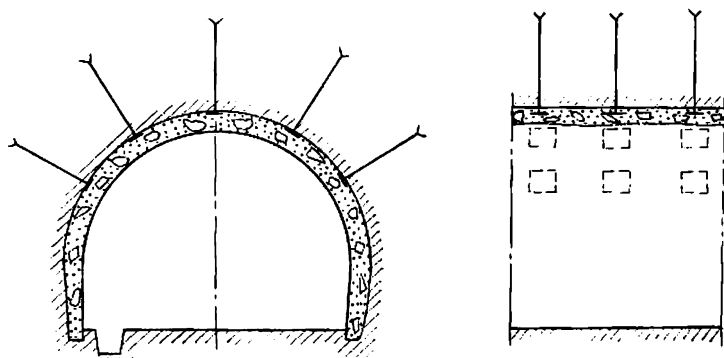


РИС. 99. Комбинированная крепь из набрызгбетона и анкеров

металлической сеткой, с металлическими полосами по периметру выработки или независимо друг от друга с небольшими по площади подкладками.

Основной слой набрызгбетона целесообразно возводить через определенное время после установки анкеров. При большой трещиноватости приконтурного массива следует провести первоначальный набрызг сразу за проходкой для повышения устойчивости породных обнажений и вторичный — уже после установки анкеров. При таком способе повышается несущая способность крепи в целом, так как более рационально используется металлическая часть покрытия (сетка, полосы и т. п.), выполняющая роль арматуры, которую в этом случае располагают ближе к зоне растягивающих напряжений.

К комбинированным относятся также рамные крепи (металлические и сборные железобетонные) в сочетании с набрызгбетоном. Набрызгбетон наносится тонким слоем и выполняет роль затяжки, а также предохраняет металл и породные обнажения от вредного влияния рудничного воздуха.

Предпосылки для полной механизации процесса крепления создает применение двухслойной крепи из пенопласта и набрызгбетона. Конструкция такой крепи на основе монолитного

бетона изложена в главе 7. Возведение крепи осуществляется двумя последовательными набрызгами вначале пенопласта, а затем набрызгбетона. Область применения такой крепи ограничивается выработками, проведенными комбайнами, так как есть основания считать, что набрызгбетон на податливом основании при взрывных работах будет испытывать большие растягивающие напряжения и разрушаться.

Крепь из набрызгбетонного покрытия с последующим тампонажем. Принцип работы такой крепи (рис. 100) заключается в максимальном использовании вмещающих выработку пород как основного несущего элемента конструкции и вытекает из следующих известных положений механизма горных пород. Если напряжения, возникающие в породах после проведения выработки, превышают их прочностные характеристики, то в последней образуется зона неупругих деформаций. Непосредственно к контуру выработки примыкает область разрушенных пород. Породы зоны неупругих деформаций участвуют вместе с крепью в системе противодействующих сил. Даже

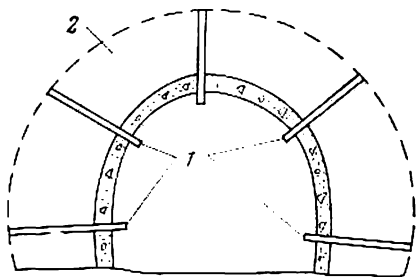


РИС. 100. Крепь из набрызгбетонного покрытия с последующим тампонажем:

1 — тампонажные трубки для нагнетания раствора в породный массив; 2 — область трещиноватых пород

полностью разрушенные породы при небольшом подпоре крепи за счет только сил трения по плоскостям скольжения образуют несущую оболочку, способную выдерживать значительные радиальные нагрузки. В соответствии с закономерностями предельного равновесия с удалением в глубь массива происходит увеличение радиальной компоненты напряжения, что обуславливает затухающий характер развития зоны неупругих деформаций и смещений контура выработки. Если вмещающие выработку разрушенные породы скрепить цементирующими растворами, то образуется монолитная оболочка укрепленных пород, способная выполнить роль крепи с высокой несущей способностью.

Конструкция набрызгбетонной крепи с последующим упрочнением вмещающих пород возводится следующим образом. Вначале вслед за проведением выработки наносят слой набрызгбетона толщиной 3—5 см, выполняющий функции временной крепи, изолирующий породную поверхность выработки от вытекания тампонажного раствора и выветривания внешними агентами. Через 10—30 сут после проведения выработки разрушенные породы за набрызгбетонным покрытием упрочняются нагнетанием скрепляющего раствора в приконтурный массив. Тампо-

нажный раствор заполняет и скрепляет трещины в породном массиве и набрызгбетонном покрытии.

Ограниченно-податливая крепь конструкции ДонУГИ. Использование этой конструкции позволяет избежать один из недостатков, присущих набрызгбетонной крепи, заключающийся в ее жесткости. Ограниченно-податливая крепь ДонУГИ с успехом заменяет металлобетонную, которой присущ ряд недостатков. С точки зрения технологии перациональность металлобетонной крепи заключена в том, что, во-первых, при бетонировании проходку горной выработки необходимо остановить, так как увязать процессы проходки и возведения бетонной крепи, как показывает практика, крайне сложно. Это обстоятельство в свою очередь существенно сказывается на скоростях проходки выработки. Во-вторых, при возведении бетонной крепи большой объем работ приходится на непроизводительные операции по установке и демонтажу опалубки (40—70%).

Основным конструктивным недостатком металлобетонной крепи является нерациональное расположение металла по ее несущему сечению, который располагается только по внешнему контуру несущей оболочки. При реальном распределении изгибающих моментов по периметру крепи находятся места с большим значением изгибающего момента, где арматура расположена целиком в сжатой зоне, т. е. наличие металла в данном месте незначительно увеличивает несущую способность крепи, что приводит к неоправданному перерасходу металла и удорожанию конструкции.

Ограниченно-податливая крепь ДонУГИ возводится следующим образом. Одновременно с проведением выработки устанавливают рамы металлической крепи, затягивают бока и кровлю выработки затяжками. Затем после периода интенсивных смещений между рамами на поверхность затяжек производят набрызг бетона и тампонаж закрепного пространства и приконтурной зоны цементно-песчаным раствором. После набора бетоном требуемой прочности извлекают металлические рамы и выравнивают внутренний контур крепи повторным набрызгом бетона. Крепь ограниченной податливости обеспечивает податливый режим работы системы «крепь — массив горных пород» до момента набрызга бетона, увеличивая тем самым работоспособность конструкций в целом.

ГЛАВА 16

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КРЕПИ

16.1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВА НАБРЫЗГБЕТОННОЙ СМЕСИ

Нормальному протеканию процесса набрызга бетона способствует правильно определенный гранулометрический состав заполнителей смеси.

При подборе гранулометрического состава заполнителей набрызгбетона учитывают особенности машин для его нанесения. Максимальный размер фракции заполнителя пропускаемой машиной не превышает 20—25 мм при диаметре подающего шланга 50 мм. Во избежание пробок в шланге содержание заполнителя крупной фракции следует ограничивать до 30—40%.

Структура набрызгбетона существенно отличается от структуры обычного бетона. Масса состоит из цементного камня и

Т а б л и ц а 30

Вид напряженного состояния	Сопротивление набрызгбетона	Проектная марка набрызгбетона по прочности на сжатие		
		300	400	500
		Проектная марка набрызгбетона по прочности на растяжение		
		R 25	R 30	R 35
Сжатие осевое (призменная прочность)	Нормативное $R_{пр}^H$	170	225	280
	Расчетное $R_{пр}$	135	175	215
Растяжение осевое	Нормативное R_p^H	19,5	23,5	27
	Расчетное R_p	15	18	21

заполнителя, в ней имеются поры размером до 2 мм. Их происхождение объясняется испарением избыточной влаги или захватом воздуха при нанесении набрызгбетона. Ориентировочный объем пор в набрызгбетоне составляет 4—6%, а в монолитном бетоне 20—22%. Увеличение плотности набрызгбетона способствует росту его прочностных показателей. В связи с частичным отскоком материала при набрызгбетонировании в готовом набрызгбетоне оказывается цемента больше по сравнению с исходной сухой смесью, а крупных фракций заполнителя меньше.

Прочность набрызгбетона на сжатие во многом зависит от активности цемента и качества нанесения смеси. Следует отметить, что резкого отличия прочностных показателей бетона и набрызгбетона не замечено. Так, прочность набрызгбетона на сжатие и растяжение по сравнению с бетоном той же марки и состава примерно на 10—20% выше. Последнее обстоятельство позволяет рассматривать набрызгбетон разновидностью мелкозернистого бетона, что в свою очередь облегчает расчет пара-

метров крепи из набрызгбетона и состава исходных компонентов. До настоящего времени не разработаны специальные нормы и стандарты на набрызгбетон, поэтому нормативные и расчетные характеристики (в кгс/см²) можно пока определять, пользуясь данными табл. 30, составленной научно-исследовательским сектором Гидропроекта.

Из-за малой продолжительности операций, слагающих процесс набрызгбетонирования (транспортирование, перемешива-

Т а б л и ц а 31

Добавка	Химический состав	Физическое состояние	Количество, % от массы цемента	Продолжительность схватывания, мин
ОЭС (соединение алюминатов и ферритов натрия)	$(2\text{Na}_2\text{OAl}_2\text{O}_3) \times (\text{Fe}_2\text{O}_3\text{Na}_2\text{O})$	Порошок	3—4	1—5
Фтористый натрий	NaF	»	3—4	2—4
Хлористый кальций	CaCl ₂	Порошок или жидкость	3—5	10—12
Силикат натрия (жидкое стекло)	Na ₂ OSiO ₂	Жидкость	3—10	1—15
Алюминат натрия	Al ₂ O ₃ Na ₂ O	»	2—5	7—15
Хлорное железо	FeCl ₃	Водный раствор	2—6	3—5
НКА-1 (смесь в соотношении 1 : 0,6 по весу)	NaAlO ₂ + K ₂ CO ₃	Водорастворимая паста	2—6	1—5
НКА-2 (смесь в соотношении 1 : 0,6 : 0,8 по весу)	NaAlO ₂ + K ₂ CO ₃ + H ₂ SO ₄	То же	2—4	1—3

ние, затворение и нанесение смеси), к набрызгбетону, помимо требований, предъявляемых к обычным бетонам (высокие прочностные характеристики, водонепроницаемость, устойчивость к агрессивным воздействиям и пр.), предъявляются еще и дополнительные: более высокая марка бетона, качественное сцепление с породной поверхностью выработки, срок схватывания в пределах 5—15 мин, незначительные технологические потери материала (отскок), малое пылеобразование, интенсивный набор прочности в раннем возрасте. Последний фактор обуславливает время включения набрызгбетонного покрытия в работу, а также снижает возможность оплыва материала под влиянием фильтрующей воды и потерь цементного молока.

Ускорение твердения набрызгбетона может быть достигнуто благодаря применению высокоактивных цемента, уменьшению водоцементного отношения, улучшению качества заполнителей, правильному определению времени перемешивания составляющих бетона, а также применению добавок ускорителей тверде-

ния. Добавки должны обеспечивать начало схватывания в течение 1—5 мин, не снижая конечную прочность набрызгбетона более чем на 10%.

В качестве ускорителей могут быть использованы хлористый кальций, хлористый алюминий, жидкое стекло, хлорное железо, раствор алюмината натрия, фтористый натрий, добавка Оргэнергострой (ОЭС), НКА и пр., вводимые в состав исходной смеси в виде порошка, пасты или раствора. В табл. 31 приведена общая характеристика основных добавок-ускорителей, рекомендуемых к практическому использованию.

Ввод добавок в виде пасты или раствора достаточно прост и широко внедрен в производство. Вместе с тем при применении

Т а б л и ц а 32

Степень обводненности (приток воды), л/мин	Срок схватывания, мин	
	начало	конец
Незначительный налет, мокрые пятна	6—8	10—15
4—8	2	5
12—16	1	2
20	0,5	0,7

жидких добавок воду для затворения смеси подают от специального напорного бака, в который вводят добавку. При этом подача воды, а следовательно, и добавок, регулируется вручную и может быть неравномерной. Некоторые добавки повышают вязкость раствора и затрудняют его прохождение через мелкие отверстия распылительной втулки в смесительной камере сопла. Применение сухих добавок обеспечивает более равномерный состав материала. Однако при длительном хранении смеси с введенной добавкой наблюдается ее слеживание и комкование, что особенно часто имеет место при использовании мелкого заполнителя повышенной влажности. Институтом Унипромедь создан аппарат для подачи порошкообразных добавок-ускорителей АПУ-1, конструкция которого изложена в работе [4].

Аппарат предусматривает возможность дозировки добавки в необходимых пределах от массы цемента в смеси с помощью регулирования количества подаваемого воздуха в камеру и диаметра внутренней подающей трубки.

Для создания набрызгбетонного покрытия применяют быстротвердеющие цементы, позволяющие получать материал высокой прочности (300—500 кгс/см²). Выбор цемента необходимо производить в соответствии с условиями работы крепи, удовлетворяя требованиям существующего стандарта. При креплении выработок, проводимых в крепких устойчивых породах, в качестве вяжущего можно использовать обычные портланд-

цементы. Во всех других случаях: при использовании набрызг-бетонного покрытия в качестве временной крепи, при креплении вслед за проходкой в слабых неустойчивых породах следует применять быстросхватывающиеся и быстротвердеющие цементы или сочетать обычный с добавками — ускорителями схватывания и твердения.

В зависимости от степени обводненности бетонируемой поверхности сроки схватывания вяжущего должны быть следующими (табл. 32).

Т а б л и ц а 33

Вид цемента	Условия применения	Не допускается к применению
Портландцемент обычный	Устойчивые породы и сухие выработки	При наличии притока агрессивных вод
Быстротвердеющий	Слабые неустойчивые породы при наличии капежа	То же
С добавкой-ускорителем твердения	Любые породы и мокрые выработки, а также при креплении сразу слоем большой толщины	»
Пуццолановый и шлаковый портландцементы	Сравнительно крепкие устойчивые породы	При переменном тепловом режиме
Сульфатостойкий	При наличии агрессивных вод	При отсутствии агрессивных вод
Быстросхватывающий	В местах водопритока для заделки трещин и отвода воды, в мокрых выработках	В остальных случаях кроме специальных (по экономическим соображениям)

При водопритоках свыше 20 л/мин нанесению покрытия из набрызгбетона должны предшествовать специальные меры по отводу воды (дренаж и др.).

Ориентировочные рекомендации по выбору цемента в зависимости от условий крепления приведены в табл. 33 [22].

В последнее время для крепления горных выработок набрызгбетоном используются специальные быстросхватывающиеся и быстротвердеющие цементы. В частности, разработкой таких цемента занимаются ЮЖНИИцемент и ВНИИОМШС. Цементы, разработанные ВНИИОМШС, выпускают Днепродзержинский и Криворожский цементные заводы.

Цемент, выпускаемый Днепродзержинским заводом, имеет срок схватывания в пределах 8—15 мин (начало—конец), прочность в возрасте 2 ч 20—30 кгс/см², 3 сут — 200—250 кгс/см², является высокомарочным (М400,500) и обладает повышенной солейстойкостью.

Цемент, выпускаемый Криворожским цементным заводом,

от Днепродзержинского отличается более быстрыми сроками схватывания (5—10 мин), повышенной ранней и конечной прочностью. Срок хранения этого цемента до трех месяцев.

Использование специальных цементах по сравнению с обычными в сочетании с добавками-ускорителями схватывания и твердения дают экономию 12—13 руб. на 1 т.

Расход цемента на 1 м³ сухой смеси зависит от его марки, требуемой прочности набрызгбетона и гранулометрического состава заполнителей. При расходе цемента менее 200 кг/м³ наблюдаются увеличение отскока материала и неудовлетворительная укладка смеси, приводящая к ухудшению качества набрызгбетона (рыхлость, малая прочность).

В Оргэпргострое были проведены исследования по изучению влияния сухой смеси на качество набрызгбетона и его экономичность. Критерием качества служила прочность набрызгбетона на сжатие, а критерием экономичности и правильного подбора состава — количество отскока материала от стен выработки. Зависимость отскока от состава смеси приведена на рис. 101. Исследования показали, что прочность набрызгбетона существенно зависит от расхода цемента и соотношения между крупным и мелким заполнителем. С увеличением количества цемента растет до определенного предела прочность набрызгбетона. Дальнейшее повышение количества цемента вызывает снижение его прочности. При расходе цемента на 1 м³ сухой смеси свыше 400 кг прочность набрызгбетона повышается незначительно. Наличие оптимального расхода цемента объясняется тем, что относительно большое число легких цементных частиц в смеси снижает эффект трамбования материала при нанесении набрызгбетона. С увеличением количества крупного заполнителя увеличивается прочность материала (усиливается трамбуемый эффект). Однако с увеличением содержания крупного заполнителя в исходной смеси возрастают потери на отскок, ухудшается работа набрызгмашины, появляются частые пробки в шлангах. Поэтому содержание крупного заполнителя (более 5 мм) следует ограничивать до 20—50%.

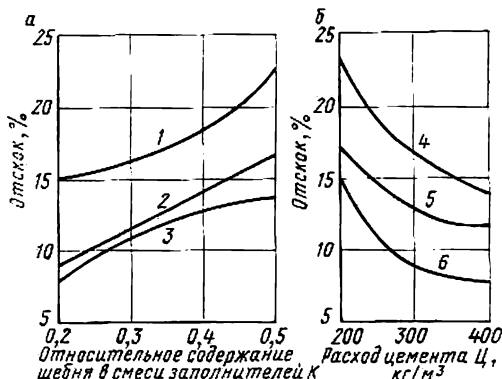


РИС. 101. Зависимость отскока материала от содержания щебня в смеси заполнителей (а) и расхода цемента (б):

1 — при относительном содержании щебня в смеси 0,5; 2 — при относительном содержании щебня в смеси 0,35; 3 — при относительном содержании щебня в смеси 0,2; 4 — при расходе цемента 200 кг/м³; 5 — при расходе цемента 300 кг/м³; 6 — при расходе цемента 400 кг/м³.

В табл. 34 приведены сведения для ориентировочного подбора состава сухой смеси. Здесь учитывается отскок и уплотнение материала при нанесении. Коэффициент выхода набрызгбетона для песчаных составов находится в пределах 0,67—0,69. С увеличением содержания крупного заполнителя он уменьшается до 0,61—0,62.

На технологические и прочностные свойства набрызгбетона существенное влияние оказывает вид инертного заполнителя, его минералогический и гранулометрический состав. В качестве заполнителей в набрызгбетоне используются пески, дробленый

Таблица 34

Проектируемый предел прочности набрызгбетона на сжатие (марка), кгс/см ²	Расход цемента на 1 м ³ сухой смеси, кг	Относительное содержание крупного заполнителя в сухой смеси	Отскок материала от вертикальной поверхности, %	Содержание цемента в 1 м ³ , кг
300	250	0,2—0,3	10—12	300—350
400	300	0,3—0,4	12—14	350—400
500	350	0,4—0,5	16—20	450—520

щебень, гравий, естественные гравийно-песчаные смеси, а также шлак.

В отличие от обычного бетона, где предпочтительней оказывается применение щебня из-за лучшего сцепления с цементным раствором, его использование при набрызгбетонировании вызывает повышенный износ оборудования, особенно резиновых материальных шлангов. Вместе с тем набрызгбетон на гравии обладает довольно высокими прочностными показателями, что позволяет рекомендовать его в качестве крупного заполнителя.

Наибольший размер зерен заполнителя должен находиться в соответствии с толщиной набрызгбетонного покрытия.

Толщина покрытия, мм	Менее 30	30—100	Более 100
Максимальная крупность зерен крупного заполнителя, мм	5	10	20

Щебень твердых пород или гравий по своим физико-механическим свойствам должны удовлетворять ГОСТ 10268—70. Гранулометрический состав заполнителей рекомендуется определять по графику на рис. 102 [57].

В качестве мелкого заполнителя применяется песок, отвечающий требованиям ГОСТ 8736—77 и 10268—70. Предпочтительней использование крупно- и среднезернистых песков, улучшающих общий зерновой состав смеси заполнителей. Применение мелких песков менее благоприятно. Существенное значение имеет влаж-

ность заполнителей, которая не должна превышать 3—5%. Сухая смесь на заполнителях пониженной влажности плохо перемешивается и смачивается водой в смесительной камере, что приводит к ухудшению качества набрызгбетонного покрытия и увеличивает запыленность рудничного воздуха. Влияние влажности заполнителей на прочность набрызгбетона (по данным Криворожского филиала ВНИИОМШС) видно из данных табл. 35.

Повышенная влажность заполнителей вызывает пробки при работе набрызгмашин. В этом случае заполнитель следует просушивать, обычно для этого достаточно 1—2 сут. Сухой заполнитель нужно увлажнять, смочив его распыленной водой.

Учитывая увеличение объема песка с увлажнением при дозировке компонентов исходной смеси, расчетный расход песка следует увеличивать с учетом поправочных коэффициентов, представленных в табл. 36.

На прочность набрызгбетона существенное влияние оказывает водоцементное отношение. Для нормальной гидратации цемента достаточно 20—25% воды от его массы. Увеличение расхода воды вызывает снижение прочности материала из-за образования пор, вызванных испарением свободной воды с поверхности набрызгбетона по мере его твердения.

В силу технологических особенностей возведения набрызгбетонного покрытия смачивание сухой смеси происходит при выходе из сопла. Породы и первичный слой набрызгбетона при этом получают воду для заполнения своих пор, что приводит к уменьшению водоцементного отношения. Это в свою очередь оказывает положительное влияние на начало и особенно конец схватывания цемента. Наиболее удовлетворительное качество набрызгбетона достигается при водоцементном отношении $B:Ц=0,4—0,5$. При недостатке воды наблюдается ухудшение удобоукладываемости, покрытие приобретает слоистость, а процесс нанесения набрызгбетона сопровождается интенсивным пылеобразованием и большим отскоком материала.

При $B:Ц>0,5$ трудно достигнуть качественного уплотнения покрытия. Свежеуложенный набрызгбетон оплывает (особенно со свода выработки), что приводит к неоправданному перерасходу материала и затрат труда.

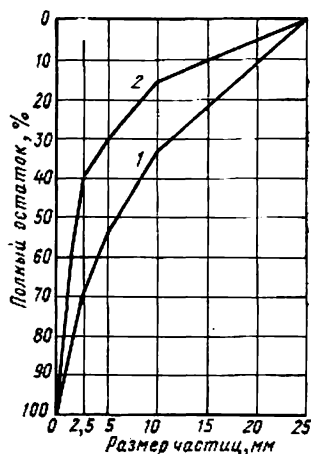


РИС. 102. График оптимального гранулометрического состава заполнителей:

1 и 2 — верхний и нижний допустимые пределы полных остатков (по весу) на ситах

Водоцементное отношение при набрызгбетонировании регулируется сопловщиком, от квалификации которого во многом зависит качество покрытия. В процессе работы водоцементное отношение контролируется визуально по виду струи, вылетающей из сопла, и качеству получаемого материала.

Принцип расчета состава сухой набрызгбетонной смеси несколько отличен от известных методик, принятых для обычных

Т а б л и ц а 35

Время хранения готовой сухой смеси, ч	Потеря прочности набрызгбетона в 28-дневном возрасте (%) при влажности заполнителя, %		
	2	4	8
4	5,9	12,5	20,5
8	19,6	36,7	48
16	26,8	53,8	64
24	51,7	75	84,8

бетонов. В данном случае преследуется цель определения соотношения составляющих 1 м³ сухой смеси, при котором достигается оптимальная прочность набрызгбетона при наименьших расходах цемента и материала на отскок.

Подбор состава сухой набрызгбетонной смеси можно производить по методике, приведенной в работе [57], суть которой заключается в следующем. В зависимости от заданной марки на-

Т а б л и ц а 36

Песок	Поправочный коэффициент при влажности песка, %						
	1	2	3	4	5	6	7
Мелкий	1,05	1,1	1,15	1,16	1,17	1,19	1,20
Крупный	1,03	1,04	1,06	1,07	1,08	1,1	1,12

брызгбетона по данным табл. 34 определяют ориентировочный расход цемента и относительное содержание крупного заполнителя (гравия) в сухой смеси. Затем строят совмещенную кривую (песок+гравий) гранулометрического состава заполнителей. Если кривая рассева полностью укладывается в зону рекомендуемого заполнителя (см. рис. 102), это значит, что данный состав можно принять в качестве исходного. В противном случае необходимо увеличить содержание недостающих фракций заполнителя. Аналогичным образом поступают при применении естественной гравийно-песчаной смеси. Кривая рассева, распо-

ложенная выше рекомендуемой области, указывает на недостаток крупного заполнителя (гравия), ниже — на недостаток мелкого заполнителя (песка). После подбора заполнителей определяют номинальный состав сухой смеси.

Для получения 1 м³ (1000 л) сухой смеси необходим следующий объем составляющих:

$$\Sigma V = \frac{1000}{k_{\text{вых}}}, \quad (5.1)$$

где $k_{\text{вых}}$ — коэффициент выхода сухой смеси, равный 0,9.

Объем цемента

$$V_{\text{ц}} = \frac{Ц}{\rho_{\text{ц}}}, \quad (5.2, \text{а})$$

где $V_{\text{ц}}$ — объем цемента на 1 м³ сухой смеси; $Ц$ — заданный расход цемента, кг/м³; $\rho_{\text{ц}}$ — плотность цемента.

Объем заполнителей

$$V_{\text{зап}} = \Sigma V - V_{\text{ц}}.$$

Относительное содержание гравия в смеси заполнителя, определяемое из данных табл. 34, обычно задается по массе

$$k = \frac{\Gamma}{\Gamma + П},$$

где Γ — количество гравия по массе на 1 м³ сухой смеси; $П$ — количество песка по массе на 1 м³ сухой смеси; $\Gamma + П$ — общая масса заполнителей на 1 м³ сухой смеси.

При этом соотношение песка и гравия составит

$$П : \Gamma = n.$$

Здесь

$$n = \frac{1 - k}{k} = \frac{V_{\text{п}} \rho_{\text{п}}}{V_{\text{г}} \rho_{\text{г}}},$$

где $V_{\text{п}}$, $V_{\text{г}}$ — объемы песка и гравия на 1 м³ сухой смеси; $\rho_{\text{п}}$, $\rho_{\text{г}}$ — плотности песка и гравия.

После преобразования последнего уравнения можно определить объем гравия

$$V_{\text{г}} = V_{\text{зап}} \left(\frac{1}{\frac{1 - k}{\alpha k} + 1} \right), \quad (5.2, \text{б})$$

где

$$\alpha = \frac{\rho_{\text{п}}}{\rho_{\text{г}}}.$$

Объем песка

$$V_{\text{п}} = V_{\text{зап}} - V_{\text{г}}. \quad (5.2, \text{в})$$

И окончательно определяем количество песка и гравия на 1 м³ сухой смеси

$$Г = V_{\text{г}} \rho_{\text{г}}; \quad (5.3, \text{а})$$

$$П = V_{\text{п}} \rho_{\text{п}}. \quad (5.3, \text{б})$$

16.2. РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ

В зависимости от горнотехнических условий крепь из набрызгбетона можно применять самостоятельно или в сочетании с усиливающими элементами, в частности с анкерами. В последнем случае роль анкеров заключается в удержании слоя разрушенных пород путем его подшивания к неразрушенному массиву. Набрызгбетонное покрытие при этом нагружается породными вывалами, образующимися между анкерами.

Таким образом, параметры комбинированной крепи определяются необходимой глубиной (т. е. размерами слоя разрушенных пород) и шагом установки анкеров, а также толщиной набрызгбетонного покрытия.

Деформация набрызгбетонного покрытия может произойти не только от веса породных вывалов, но и в результате смещения пород вокруг выработки. Такие смещения неминуемы в процессе образования зоны неупругих деформаций и особенно интенсивно проходят при формировании области разрушенных пород. Это приводит к образованию трещин в набрызгбетоне, который, как свидетельствует опыт, и в этом случае благодаря высокому сцеплению с породами достаточно надежно предохраняет выработку от вывалов. В случае образования трещин набрызгбетонное покрытие восстанавливают дополнительным набрызгом небольшого слоя бетона.

После стабилизации смещений и ремонта крепи набрызгбетонное покрытие будет нагружаться вывалами породы, образовавшимися между анкерами.

Порядок возведения комбинированной крепи из набрызгбетона и анкеров может быть различным. Так, в одном случае обнаженная поверхность выработки покрывается набрызгбетоном вслед за проходкой выработки, а затем на расстоянии 3—4 м от забоя устанавливаются анкера. В другом — анкера устанавливаются вначале, а потом возводится набрызгбетонное покрытие. В первом случае для разрушения участка крепи в районе анкера и покрытия необходим срез бетона по кромке опорной плитки анкера, во втором — отрыв набрызгбетонного покрытия от опорной плитки.

Произведем несложный расчет по определению усилий, необходимых для разрушения узла в обоих случаях.

Допустим, что прочность набрызгбетона на срез $\sigma_{ср} = 20 \text{ кгс/см}^2$, толщина покрытия $\delta = 6 \text{ см}$, периметр опорной плитки под анкер размерами $20 \times 20 \text{ см}$ $p = 80 \text{ см}$, прочность сцепления набрызгбетона с металлической плиткой $\sigma_{адг} = 20 \text{ кгс/см}^2$, площадь опорной плитки размерами $20 \times 20 \text{ см}$ $S = 400 \text{ см}^2$.

Тогда в первом случае

$$F_1 = \sigma_{ср} \delta p = 10 \text{ тс}; \quad (5.4)$$

во втором

$$F_2 = \sigma_{адг} S = 8 \text{ тс}. \quad (5.5)$$

Здесь F_1 и F_2 — вес породного вывала.

Таким образом, нормальная работа конструкции будет обеспечена при условии $F_1 \leq 10 \text{ тс}$ и $F_2 \leq 8 \text{ тс}$. В обоих случаях это достаточно, чтобы считать покрытие прикрепленным к массиву в местах установки анкеров. При этом анкера работают как опоры для набрызгбетонного покрытия.

Расчетная схема комбинированной крепи показана на рис. 103.

Для определения параметров анкерной крепи необходимо знать глубину области разрушенных пород. Длина анкера должна на 30—40 см превышать этот размер, обеспечивая надежное закрепление его замковой части.

Очевидно, что наиболее существенно на процесс образования зоны неупругих деформаций в области разрушенных пород оказывают влияние следующие факторы:

γH — вес вышележащей толщи пород;

R — прочность вмещающих выработку пород (на основании исследований ДонУГИ принимается средневзвешенное значение прочности пород в образце на простое сжатие [26]);

a — ширина выработки вчерне (максимальный размер области разрушенных пород образуется в кровле выработки в направлении вкрест простиранья пород);

τ — период формирования области разрушенных пород вокруг выработки в сутках.

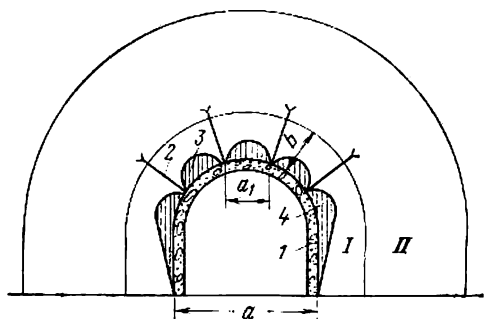


РИС. 103. Схема к расчету параметров комбинированной крепи из набрызгбетона и анкеров:

I — область разрушенных пород; *II* — область пород, деформирующихся без разрыва сплошности; *1* — набрызгбетонное покрытие; *2* — анкер; *3* — породный вывал; *4* — призма сползания

Таким образом, в общем виде размер области разрушенных пород выражается зависимостью

$$b = f(a, \gamma H, R, \tau), \quad (5.6)$$

вид которой был найден с помощью множественного корреляционного анализа шахтных инструментальных наблюдений за смещениями глубинных реперов

$$b = 1,3a \left(0,2 \frac{\gamma H}{R} + 5,38 \cdot 10^{-4} \tau - \frac{2,96 \cdot 10^{-2}}{\frac{\gamma H}{R}} - \frac{0,33}{\tau} + 0,21 \right). \quad (5.7)$$

Анализ результатов инструментальных наблюдений показал, что область разрушенных пород интенсивно формируется в первый месяц существования выработки и ее образование в основном заканчивается в течение двух месяцев. Поэтому в формуле (5.7) следует принимать $\tau \leq 60$ сут.

Общая длина анкера l_a определяется из выражения

$$l_a = b + l_3 + l_b, \quad (5.8)$$

где l_3 — длина замковой части анкера, равная 30—40 см; l_b — часть анкера, выступающего в выработку ($l_b = 4 \div 5$ см).

Расстояние между анкерами при квадратной сетке их размещения рассчитывается из условия восприятия анкерами пород в объеме зоны разрушения

$$a_1 = \sqrt{\frac{P}{b\gamma K_n}}, \quad (5.9)$$

где P — несущая способность анкерной крепи; K_n — коэффициент перегрузки (согласно СНиП П-М.4-65); $K_n = 1,5$ для выработок и камер околоствольного двора; $K_n = 1,2$ для остальных выработок.

Для расчета толщины набрызгбетонного покрытия в комбинированной крепи наибольшее распространение получила методика, основанная на теории изгиба тонких плит, нагруженных равномерной нагрузкой. Действительно, набрызгбетонное покрытие на небольшой площади (ограниченной анкерами) по условиям работы напоминает плиту.

Исследованиями Л. С. Лейбензона [51] показано, что в покрытии, опертом на множество опор, условия работы которой и комбинированной крепи из набрызгбетона и анкеров идентичны. Наибольшие напряжения возникают на участках этих опор (анкеров). Максимальный изгибающий момент в районе установки анкера может быть определен из зависимости

$$M_{\max} = \frac{qa_1^2(1+\mu)}{4\pi} \ln \frac{a_1}{l}, \quad (5.10)$$

где q — равномерно-распределенная нагрузка на покрытие; μ — коэффициент Пуассона материала покрытия; l — половина ширины опорной плитки под анкер.

Наибольшее значение напряжений определяется известной формулой

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6M_{\max}}{\delta^2}. \quad (5.11)$$

Решая совместно уравнения (5.10) и (5.11), а также учитывая, что для покрытия из набрызгбетона с достаточной точностью можно принять $\mu=0,15$, определяем толщину набрызгбе-

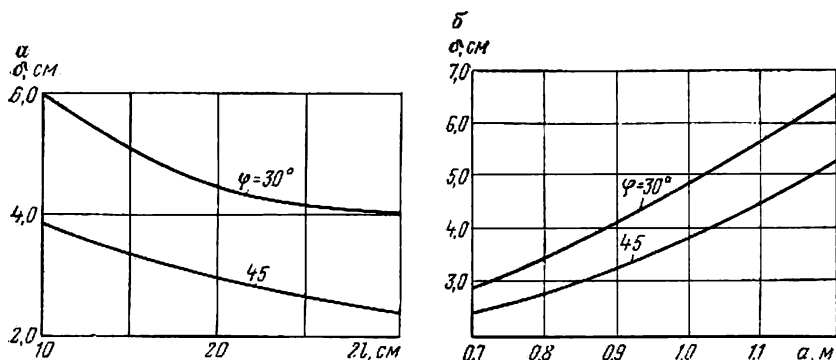


РИС. 104. Зависимость толщины набрызгбетонного покрытия от размера опорной плитки (a) и шага анкерной крепи (b)

тонной крепи, комбинированной с анкерами

$$\delta = 0,78a_1 \sqrt{\frac{q}{\sigma_p} \ln \frac{a_1}{l}}. \quad (5.12)$$

С некоторым запасом можно принять, что $q = \frac{a_1 \gamma}{2 \operatorname{tg} \varphi}$, σ_p — сопротивление набрызгбетона осевому растяжению; φ — угол внутреннего трения породы.

Тогда выражение (5.12) примет вид

$$\delta = 0,78a_1 \sqrt{\frac{a_1 \gamma}{2 \operatorname{tg} \varphi \sigma_p} \ln \frac{a_1}{l}}. \quad (5.13)$$

Совместную работу набрызгбетонного покрытия и слоя сцепленной с ними породы можно учесть по аналогии с составной плитой [22].

С учетом последнего обстоятельства толщина набрызгбетонного покрытия окончательно определится по формуле

$$\delta = 0,78 \frac{a_1 E_{н.б.}}{E_{н.б.} + E_{п.}} \sqrt{\frac{a_1 \gamma}{2 \operatorname{tg} \varphi \sigma_p} \ln \frac{a_1}{l}}. \quad (5.14)$$

Здесь $E_{н.б.}$, $E_{п.}$ — модули упругости набрызгбетона и породы.

Из зависимости (5.14) видно, что толщина набрызгбетона существенно зависит от шага анкерной крепи, размеров опорной плитки и угла внутреннего трения пород. На рис. 104 показаны графики зависимости толщины покрытия из набрызгбетона марки 300 от этих факторов. На рис. 104, б размер опорной плитки под анкер принят 20×20 см, т. е. $l = 10$ см; на рис. 104, а шаг установки анкеров $a_1 = 1$ м.

Как показали исследования ДонУГИ, для характерных условий Донбасса длина анкера составляет 1,2—2,2 м, а толщина набрызгбетонного покрытия 4—10 см.

Рассмотрим пример расчета комбинированной крепи для следующих условий: выработка шириной $a = 4$ м проходится на глубине $H = 800$ м и размещена в песчанистых сланцах прочностью $R = 460$ кгс/см², угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, модуль упругости пород $E_{п.} = 2,5 \cdot 10^5$ кгс/см², объемный вес $\gamma = 2,5$ тс/м³.

Решение осуществляется в такой последовательности:

1. Определяем значение безразмерного параметра $\frac{\gamma H}{R}$; который для данных условий составит

$$\frac{\gamma H}{R} = \frac{2,5 \cdot 800}{4600} = 0,43.$$

2. Устанавливаем размер зоны разрушенных пород по формуле (5.7)

$$b = 1,3 \cdot 4 \left(0,2 \cdot 0,43 + 5,38 \cdot 10^{-4} \cdot 60 - \frac{2,96 \cdot 10^{-2}}{0,43} - \frac{0,33}{60} + 0,21 \right) = 1,35 \text{ м.}$$

Общая длина анкера составит по формуле (5.8)

$$l_a = 1,35 + 0,3 + 0,05 = 1,7 \text{ м.}$$

3. Определяем расстояние между анкерами по формуле (5.9)

$$a_1 = \sqrt{\frac{4}{2,5 \cdot 1,35 \cdot 1,2}} = 1 \text{ м.}$$

Принимаем анкер длиной 1,7 м с опорной плиткой 200×200 мм ($l = 10$ см).

4. Находим необходимую толщину набрызгбетонной крепи по формуле (5.14), принимая набрызгбетон марки 300, модуль упругости

$$E_{н.б} = 2,35 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2, \quad \sigma_p = 10 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\delta = 0,78 \cdot 100 \frac{2,35}{2,35 + 2,5} \sqrt{\frac{0,0025 \cdot 100}{2 \cdot 0,58 \cdot 10} \ln \frac{100}{10}} = 8 \text{ см.}$$

При использовании набрызгбетонного покрытия в качестве временной крепи необходимо рассчитывать крепь на способность поддерживать отслоившиеся куски пород. В ДонУГИ были проведены лабораторные испытания на отрыв набрызгбетонного слоя от покрываемой им поверхности, имеющие целью определение возможности применения набрызгбетонного покрытия в качестве временной крепи.

Для этого на поверхность породных блоков устанавливались металлические пластины разного размера, которые затем покрывались слоем набрызгбетона различной толщины. При этом захватывались и прилегающие к пластине участки породной поверхности. Через определенное время производился отрыв пластины от породного блока с фиксацией усилия отрыва, толщины покрытия, периметра пластины и прочности набрызгбетона на одноосное сжатие в момент отрыва.

В результате проведенного исследования была получена зависимость для определения веса породного вывала, который может удержать набрызгбетонное покрытие небольшой толщины, используемое в качестве временной крепи

$$Q = 0,01 \delta r \sigma_{сж}, \quad (5.15)$$

где δ — толщина слоя набрызгбетона; r — периметр породного вывала; $\sigma_{сж}$ — прочность набрызгбетона на одноосное сжатие в момент предполагаемого обрушения породы.

Параметрами ограниченно-податливой крепи ДонУГИ являются несущая способность временной крепи, длительность промежутка времени между проведением выработки и моментом набрызга бетона, несущая способность постоянной крепи, время производства тампонажных работ и снятия металлических рам.

На основании исследований [26] несущую способность временной металлической крепи можно определить по формуле

$$q_{вр} = 8\gamma \sqrt[3]{\frac{\alpha U^2}{2}}, \quad (5.16)$$

где U — смещения кровли выработки

$$U = 0,1 \alpha \left(e^{\frac{\gamma H}{R}} - 1 \right). \quad (5.17)$$

Время, по истечении которого следует производить набрызг бетона на затяжки, определяется в зависимости от величин смещений внутреннего контура крепи и предельных, воспринимаемых набрызгбетоном без разрушений. По данным ДонУГИ [41] критическое значение предельных смещений не превышает $U_{пр} = 0,014a$, а разница смещений между породным контуром выработки и внутренней поверхностью арочной металлической крепи с железобетонной затяжкой составляет 10—12%.

С учетом изложенного величина смещений контура выработки, воспринимаемых крепью, установленной с некоторым отставанием от проходки во времени, определяется из следующего условия:

$$U_{\tau} = 0,1a \left\{ \left[e^{\frac{\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_n}{R}} - 1 \right] - \right. \\ \left. - 0,1 \sqrt{\tau} \left[e^{\frac{\gamma H - 10 \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_{вп}}{R}} - 1 \right] \right\}, \quad (5.18)$$

где $R_0 = 300$ кгс/см² — условная прочность пород; q_n — несущая способность постоянной крепи; τ — время с момента проходки выработки до возведения постоянной крепи.

Для набрызгбетонного покрытия формула (5.18) справедлива при условии $U_{\tau} \leq U_{пр}$.

Решив уравнение (5.18) относительно τ с учетом последнего замечания, получим зависимость для определения времени, по истечении которого развивающиеся смещения контура выработки не приведут к разрушению набрызгбетонной оболочки

$$\tau = \left\{ \frac{10 \left[e^{\frac{\gamma H - \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_n}{R}} - 1 \right] - 1,26}{\left[e^{\frac{\gamma H - \left(\frac{R}{R_0} \right)^2 q_{вп}}{R}} - 1 \right]} \right\}^2. \quad (5.19)$$

Для определения минимально допустимой несущей способности набрызгбетонного покрытия, позволяющей извлекать металлические рамы временной крепи, можно пользоваться зависимостями (3.9) и (3.10). При этом следует учитывать тот факт, что несущая способность покрытия не должна быть меньше несущей способности временной крепи. При несоблюдении этого условия возможно нежелательное увеличение смещений контура выработки.

Для туннелей и камер, залегающих в скальных породах при глубине до 300 м, толщина покрытия из набрызгбетона δ определяется по формуле [56] с учетом исследований научно-исследовательского сектора Гидропроекта

$$\delta = ka_1 \sqrt{\frac{k_n n_c q}{m R_p}}, \quad (5.20)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным при закреплении выработок набрызгбетоном (или набрызгбетоном с арочной крепью) 0,35, набрызгбетоном с анкерной крепью 0,3; a_1 — длина расчетного элемента покрытия, принимаемая равной шагу анкеров или расстоянию между арками, м; при наличии лишь крепи из набрызгбетона $a_1 = \frac{b_0}{6}$, но не менее 1 м (b_0 — пролет выработки); q — расчетная величина равномерно-распределенной нагрузки от давления пород (см. § 2.3); R_p — расчетное сопротивление набрызгбетона осевому растяжению; m — коэффициент условий работы крепи из набрызгбетона на горное давление, принимаемый равным 1 и 0,6, соответственно для армированных и неармированных покрытий; k_n — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2; n_c — коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным 0,95.

Для определения толщины постоянной крепи из набрызгбетона рекомендуется величину δ , полученную по вышеприведенной формуле, увеличить на 30—40% с учетом возможного развития во времени нагрузки от давления породы на крепь.

16.3. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ КРЕПИ

Область применения набрызгбетонной крепи, как и любой другой, определяется соответствием ее параметров конкретной горнотехнической обстановке.

Область применения набрызгбетона в самостоятельном виде определяется способностью покрытия воспринимать смещения породного контура без разрушения, т. е. его деформативной способностью.

Образование трещины в набрызгбетоне не означает полного исчерпания его несущей способности. Технология набрызгбетонирования позволяет без больших затрат труда восстановить деформированное покрытие повторным набрызгом. Однако в процессе трещинообразования набрызгбетонного покрытия, если оно не комбинируется с анкерами или другими усиливающими элементами, могут произойти опасные обрушения породы на отдельных участках выработки.

Для установления эффективной области применения набрызгбетонной крепи в самостоятельном виде проводили шахтные инструментальные наблюдения за критическими смеще-

ниями породного контура, приводящими к деформации набрызгбетона¹ [41]. Экспериментальные участки были заложены в капитальных выработках пяти шахт Донбасса. В районе реперных станций для замера деформативной способности покрытия толщина набрызгбетона составила 20—50 мм. Для идентификации условий определялись относительные смещения кровли выработки.

В результате исследования установлено, что область применения набрызгбетонной крепи в самостоятельном виде в угольных шахтах с достаточной надежностью определяется условием

$$\frac{U}{a} \leq 0,014, \quad (5.21)$$

где U — смещения кровли выработки до разрушения крепи; a — ширина выработки вчерне.

Из анализа смещений пород кровли выработок, расположенных вне зоны влияния очистных работ, следует, что условие (5.21) для угольных шахт Донбасса выполняется при значении

$$\frac{\gamma H}{R} \leq 0,25 \div 0,3.$$

Следовательно, при этих значениях $\frac{\gamma H}{R}$ крепь из набрызгбетона можно применять в самостоятельном виде. При значениях $\frac{\gamma H}{R} > 0,3$ набрызгбетонное покрытие следует сочетать с анкерами.

Усиление набрызгбетонной крепи анкерами может иметь место и при $\frac{\gamma H}{R} \leq 0,3$, например в выработках с плоской кровлей, при сильно трещиноватом массиве, обуславливающем значительные обрушения пород; в зоне тектонических нарушений и пр.

При определении области применения набрызгбетонной крепи учитывался упрочняющий эффект набрызгбетона, являющийся следствием восстановления монолитности некоторой части приконтурного слоя пород.

Для изучения упрочняющего эффекта были проведены аналитические и натурные исследования [24]. Аналитические заключались в решении задачи равновесия массива горных пород, ослабленного выработкой и упрочненного при набрызге бетона. В результате решения были получены уравнения равновесия системы «крепь — массив горных пород» до упрочнения (5.22), (5.23) и «крепь — упрочненная порода — массив горных пород»

¹ Деформации набрызгбетонной крепи наблюдаются, как правило, в кровле выработки в направлении преобладающих смещений.

(5.24), (5.25), которые корректировались эмпирическими коэффициентами, найденными в натурных условиях:

при $\varphi = 30^\circ$

$$q \left(\frac{L}{a} \right)^2 + 0,056R \frac{L^2 A}{\sqrt{m-a}} + 0,028R \left[\left(\frac{L}{m} \right)^2 - 1 \right] + 0,014R - \frac{\gamma H}{2} = 0; \quad (5.22)$$

при $\varphi = 20^\circ$

$$q \frac{L}{a} + 0,166R \frac{LB}{\sqrt{m-a}} + 0,083R \left(\frac{L}{m} - 1 \right) + 0,055R - \frac{\gamma H}{1,5} = 0; \quad (5.23)$$

при $\varphi = 30^\circ$

$$q_y \left(\frac{L}{a} \right)^2 + 0,056R \frac{L^2 A}{\sqrt{m-a}} + 0,028R \left[\left(\frac{L}{m} \right)^2 - 1 \right] + 0,014R - \frac{\gamma H}{2} + \frac{R_y}{2} \left(\frac{L}{R_y} \right)^2 \left[1 - \left(\frac{a}{r_y} \right)^2 \right] = 0; \quad (5.24)$$

при $\varphi = 20^\circ$

$$q_y \frac{L}{a} + 0,166R \frac{LB}{\sqrt{m-a}} + 0,083R \left(\frac{L}{m} - 1 \right) + 0,055R - \frac{\gamma H}{1,5} + \frac{R_y}{2} \left(\frac{L}{r_y} \right) \left[1 - \left(\frac{a}{r_y} \right)^2 \right] = 0, \quad (5.25)$$

где a — радиус выработки; L — радиус зоны неупругих деформаций; m — радиус зоны разрушенных пород; r_y — радиус упрочнения; R_y — прочность упрочненных пород на контуре выработки; q , q_y — отпор крепи до упрочнения и после;

$$A = \frac{\operatorname{arctg} \sqrt{\frac{m-a}{a}}}{4a \sqrt{a}} - \frac{(2a-m) \sqrt{m-a}}{4am^2};$$

$$B = \frac{\operatorname{arctg} \sqrt{\frac{m-a}{a}}}{\sqrt{a}} - \frac{\sqrt{m-a}}{m}.$$

При натурных исследованиях проводились сопоставительные шахтные инструментальные наблюдения за смещениями породного контура в выработках, упрочненных тонким слоем набрызгбетонного покрытия и без него. Слой набрызгбетона толщиной

1—2 см наносился на поверхность выработки у забоя сразу же после окончания взрывных работ перед установкой рам постоянной крепи. Набрызгбетонное покрытие такой толщины нельзя рассматривать, как несущую конструкцию. В то же время этот слой достаточен для проникновения скрепляющего раствора в трещины приконтурного массива и упрочнения части разрушенных пород в окрестности выработки.

Проведенные исследования упрочняющего эффекта набрызгбетонной крепи позволили установить следующее:

в процессе набрызга бетон, заполняя трещины даже на небольшую глубину 2—10 см от контура выработки, является до-

Т а б л и ц а 37

$\frac{\gamma H}{R}$	Рекомендуемая конструкция крепи	
	толщина набрызгбетона, мм	элемент усиления крепи
$<0,25$	До 50	—
0,26—0,3	50—80	—
0,31—0,45	50—100	Анкеры
$>0,45$	—	Двухслойная крепь ДонУГИ, возводимая последовательным набрызгом пенопласта, а затем бетона, или ограничительно-податливая крепь ДонУГИ

статочно эффективным средством упрочнения пород. Такое пассивное упрочнение массива при набрызге достигает 20—30% возможного эффекта активного способа упрочнения тампонажем вмещающих пород. Необходимый отпор крепи, обеспечивающий устойчивое состояние породных обнажений, с учетом упрочняющего эффекта набрызга бетона может быть снижен на 10—30%;

эффект упрочнения при набрызге бетона возрастает с увеличением угла внутреннего трения пород. Так, в хрупких породах этот эффект примерно в 1,3 раза выше, чем в более пластичных;

упрочняющий эффект набрызгбетона возрастает с повышением устойчивости породных обнажений (с уменьшением критерия $\frac{\gamma H}{R}$);

смещение контура выработки, упрочненной набрызгом бетона, на 17—25% меньше, чем в этой же выработке свободной от набрызгбетона.

Поэтому при определении диапазона значений $\frac{\gamma H}{R}$, в котором возможно успешное применение набрызгбетона самостоятельно, учитывался упрочняющий эффект.

В табл. 37 приведены области применения конструкций крепи из набрызгбетона, определенные в результате исследований, выполненных в ДонУГИ [12].

ГЛАВА 17

ВОЗВЕДЕНИЕ КРЕПИ

17.1. МЕХАНИЗАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КРЕПИ

Работы по возведению набрызгбетонной крепи выполняются с помощью специальных машин, серийно выпускаемых в СССР и за рубежом. По конструктивным признакам их можно разделить на три группы: камерные, со шлюзовым барабаном и шнековые.

Эти машины с помощью сжатого воздуха подают загруженную в рабочую емкость смесь по трубам или материальным шлангам к месту ее набрызга. На конце транспортной маги-

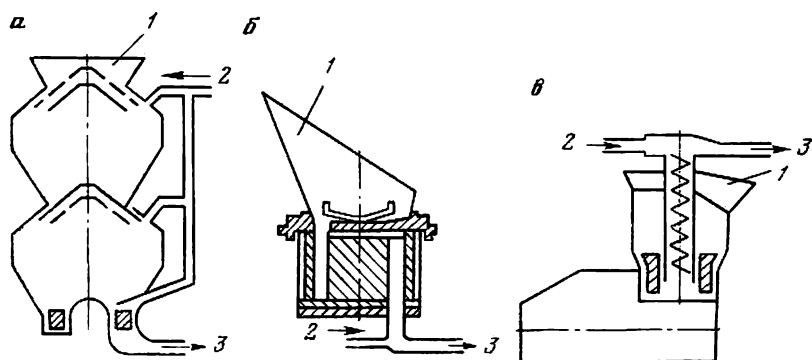


РИС. 105. Типы машин для набрызга бетона:

а — камерная (со шлюзовой камерой); *б* — со шлюзовым барабаном; *в* — шнековая;
1 — подача сухой смеси; 2 — подвод сжатого воздуха; 3 — подача смеси к соплу

страли имеется сопло, служащее для затворения сухой смеси водой и создания направленного факела исходящей струи при набрызгбетонировании.

В машинах со шлюзовой камерой (рис. 105, *а*) сухая смесь поступает в нижнюю камеру, в районе дна которой находится тарельчатый дозатор, захватывающий своими лопастями порции сухой смеси и подающий через выпускное колено к выдувному узлу, откуда смесь поступает в материальный шланг.

Во время работы нижняя камера машины находится под давлением воздуха и закрывается специальным колоколообразным клапаном. В процессе работы нижней камеры верхняя (шлюзовая) заполняется сухой смесью, после чего она перекры-

вается клапаном и в нее подается сжатый воздух. Когда давление в камерах выравнивается, разделяющий их клапан открывается под действием собственного веса и вышележащей смеси, последняя попадает в нижнюю камеру, и работа продолжается. Такой принцип действия обеспечивает непрерывность процесса набрызга бетона. Машины со шлюзовой камерой достаточно

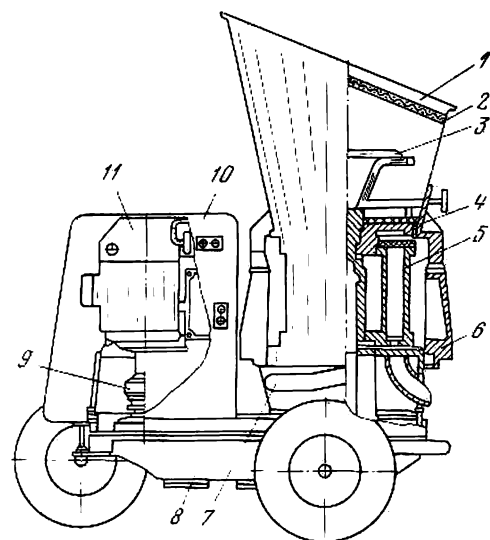


РИС. 106. Машина для набрызга бетона БМ-68:

1 — загрузочная воронка; 2 — сетка; 3 — побудитель; 4 — крышка дозатора; 5 — ячейки дозатора; 6 — основание дозатора; 7 — шланг подачи сухой смеси; 8 — рама машины; 9 — муфта включения электродвигателя; 10 — защитный кожух электродвигателя; 11 — электродвигатель

просты и надежны в работе. Однако большие размеры и особенно высота ограничивает их использование в практике шахтного строительства.

Большее распространение получили однокамерные машины циклического действия. Принцип работы таких машин аналогичен вышеописанному.

Рабочим органом машины со шлюзовым барабаном (рис. 105, б) является вертикальный барабан с цилиндрическими ячейками, продольная ось которых параллельна оси барабана. С торцов барабан закрыт крышками с регулируемым резиновым уплотнением. Сухая смесь загружается в открытый бункер машины, откуда

через окно в верхней крышке она попадает в ячейки шлюзового барабана. При вращении барабана ячейки с сухой смесью проходят над окном в нижней крышке и через них порции сухой смеси под силой собственного веса и сжатого воздуха, подающегося сверху, попадают в рабочую камеру машины. Таким образом, барабан с ячейками служит для шлюзования сухой смеси и для ее дозирования. Достоинством машин со шлюзовым барабаном является их небольшая высота, простота в управлении и непрерывность работы. Основной недостаток — интенсивный износ резиновых уплотнителей, большая потребляемая мощность.

Машины шнекового типа (рис. 105, в) отличаются несложной конструкцией, заключающейся в отсутствии клапанов, переключателей и уплотнителей, а также простотой рабочего органа. Сухая смесь в таких машинах загружается в открытый прием-

Показатели	СССР							
	С-320	ПБМ	БМ-60П	С-630А	БМ-60	БМС-3М	БМ-68	БМ-70
Производительность по сухой смеси, м³/ч	1,5	4	3—4	4	4	4	5—6	5—6
Дальность подачи смеси, м	30	300	200	200	200	25	250	200
Высота подачи смеси, м	—	—	30	50	100	10	100	50
Предельная крупность заполнителя, мм	8	—	25	25	25	30	25	30
Внутренний диаметр резинового рукава, мм	38	38—50	50	50	50	50	50	65
Рабочее давление, кгс/см²	—	—	5	5	1,5—5	—	4—5	5
Расход сжатого воздуха, м³/мин	До 5		12—15	9—10	8—14	16	9	10
Тип двигателя	Электродвигатель		Пнеumo-двигатель	Пнеumoдвигатель или электродвигатель		Пнеumoдвигатель	Электродвигатель	
Мощность двигателя, кВт (л. с.)	4,5	(20)	(3)		4,5/3	10	5,5	15
Основные размеры, мм:								
длина	1500	4313	1700	1670	1740	1436	1450	3400
высота	1550	1780	1600	1660	1600	3680	1680	2300
ширина	100	1320		1000	1100	1436	850	1080
Масса машины, кг	850		1100	886	1000	4250	850	4500
Тип машины	Со шлюзовым барабаном	Шнековая	Камерная				Со шлюзовым барабаном	

Показатели	ФРГ «Бетонсприцмашины»			Швейцария «Алива»			
	603	604.50	604.65	Алива-300	Алива-400	Алива-600	Алива В-12
Производительность по сухой смеси, м ³ /ч	4	6	8	4—6	3—4	4—5	3—7
Дальность подачи смеси, м	300	300	300	250	300	300	120
Высота подачи смеси, м	100	100	100	100	100	100	40
Предельная крупность заполнителя, мм	25	25	25	30	20	25	30
Внутренний диаметр резинового рукава, мм	50	50	50	50	50	50	50
Рабочее давление, кгс/см ²	—	—	—	—	—	—	—
Расход сжатого воздуха, м ³ /мин	1,5—3,5	4—6	4—6	8—16	4—6	8—14	6—8
Тип двигателя	—	—	—	Пневмодвигатель или электродвигатель			
Мощность двигателя, кВт (л. с.)	—	—	—	6,6/4,5	2,2/3	4,4/6	21/17
Основные размеры, мм:							
длина	1650	1900	1900	1500	—	1400	1400
высота	1630	1850	1850	1300	900	1100	1000
ширина	1000	1200	1200	800	—	800	820
Масса машины, кг	700	1060	1060	780	210	600	790
Тип машины	Камерная			Со шлюзовым барабаном			Шнековая

ный бункер. В средней части бункера находится вертикальная стальная труба с расположенным в ней шнеком. В нижней части бункера находятся лопасти, подающие при непрерывном вращении сухую смесь к шнеку, который поднимает ее в нагнетательную камеру. В этой камере смесь под действием сжатого воздуха подается к материальному шлангу. Шнековые машины компактны и имеют небольшую высоту загрузки. Особенно они удобны при работе в стесненных условиях. Однако их широкое применение ограничивается большой потребляемой мощностью.

Характеристика известных отечественных и зарубежных машин для набрызга бетона приведена в табл. 38. Конструктив-

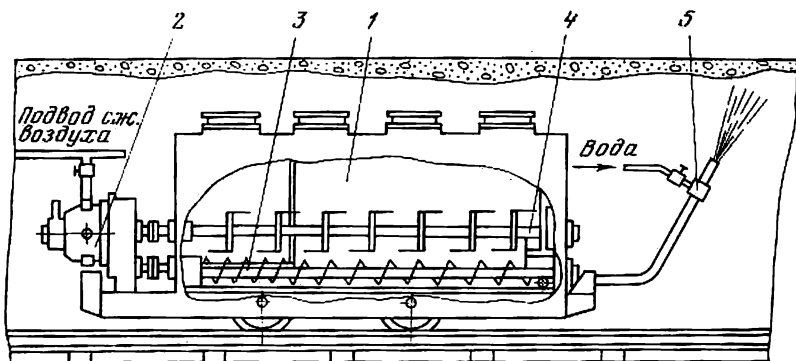


РИС. 107. Машина для набрызга бетона ПБМ

ные особенности набрызгмашин наиболее подробно рассмотрены в работах [50, 57].

При строительстве подземных сооружений применяют в основном набрызгмашины БМ-68 (рис. 106) и БМ-70 конструкции ЦНИИПодземмаша. Эти машины в конструктивном исполнении несколько сложнее камерных, однако имеют меньшие габариты и обеспечивают непрерывную подачу смеси.

В последние годы в практике крепления подземных выработок широко используются набрызгмашины ПБМ (рис. 107) конструкции Криворожского филиала ВНИИОМШС. Машины ПБМ имеют три модификации с емкостями рабочих камер 1,5, 2 и 3 м³.

Машина состоит из рабочей камеры 1, разделенной вертикальной перегородкой. Первый отсек камеры загружается цементом, второй — заполнителем. Отношение объемов отсеков составляет 1:3. В нижней части рабочей камеры находится горизонтально расположенный шнек 3 переменной производительности, служащий для дозирования, перемешивания и транспортирования сухой смеси к выходному патрубку. Для обеспечения равномерной подачи материала смеси к шнеку в машине пре-

дусмотрены два вала-побудителя 4. Пневматический двигатель 2 монтируется на раме тележки. Здесь же размещен и пульт управления.

Сухие материалы под действием сжатого воздуха подаются через патрубок в материальный шланг и в смесителе 5 происходит затворение смеси водой. Машины ПБМ отличаются высокой производительностью и небольшим пылением при возведении набрызгбетонной крепи. Машину загружают при помощи специального устройства на шахтной поверхности. Поэтому необходимость дополнительных операций, связанных с загрузкой цемента и заполнителей в бетономешалку, перегрузкой смеси в рабочую камеру машины отпадает. Производительность труда проходчиков, занятых на креплении с применением ПБМ, по сравнению с работой на БМ-60 возрастает почти в 2 раза.

НИПИГормаш разработал комплекс оборудования для набрызгбетона НБШ-9/30, обеспечивающий высокую технологичность и механизацию вспомогательных операций при набрызгбетонировании. Применение комплекса НБШ-9/30 на рудниках Урала повысило производительность рабочих в 2,2 раза и снизило себестоимость крепи на 15—20%. Процесс набрызга сопровождается меньшим пылением. Обычно наиболее интенсивное пыление происходит в момент запуска набрызгмашины в период регулировки режима ее работы. При установившемся режиме запыленность снижается. Как показывает опыт, наименьшая запыленность воздуха наблюдается при работе набрызгмашины ПБМ.

Для ограничения распространения пыли применяют различные пылеподавляющие устройства, позволяющие снизить запыленность воздуха до 10—30 мг/м³. Наиболее эффективными являются фильтрующие агрегаты, переносные водяные завесы и передвижные циклонные установки.

В качестве фильтров рекомендуется использовать гранулированный плак и алюминиевую стружку.

При малых объемах крепления, а также при движении транспорта в выработке можно применять водяные завесы, использование которых позволяет снизить запыленность воздуха в 2,5—5 раз. В этом случае при надобности место производства набрызгбетонных работ отсекается завесами, для чего целесообразно использовать механические разбрызгиватели воды или туманообразователи.

В настоящее время получает развитие «мокрый» способ возведения набрызгбетонной крепи. При этом способе набрызгбетонирования по трубопроводу к месту производства работ подается уже готовая (затворенная водой) бетонная смесь. Выход трубопровода оканчивается соплом — смесителем, к которому подводится сжатый воздух. Сжатый воздух сообщает дополнительную кинетическую энергию бетонной смеси, благодаря чему возможно регулирование процесса набрызга.

Основным преимуществом «мокрого» способа является отсутствие пыли при креплении и сравнительно малый отскок материала. К числу недостатков этого способа относятся малая дальность подачи раствора, сложность загрузки материала и возможность его расслоения при движении по трубопроводу.

В Донбассе на шахте «Должанская-Капитальная» в 1976 г. успешно прошла промышленные испытания машина «Пионер»

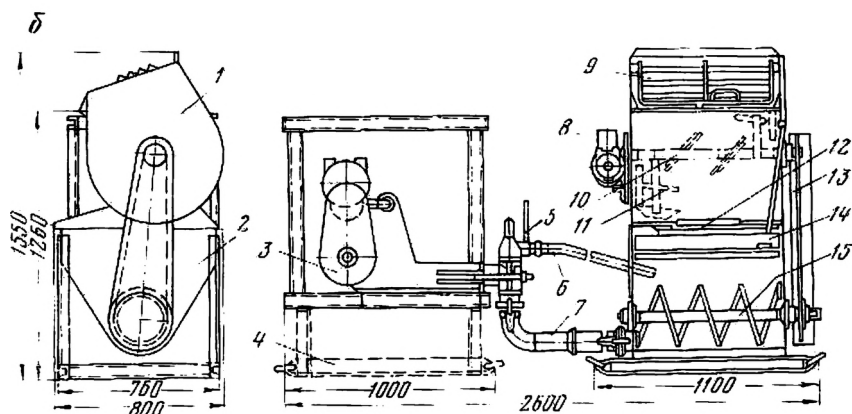
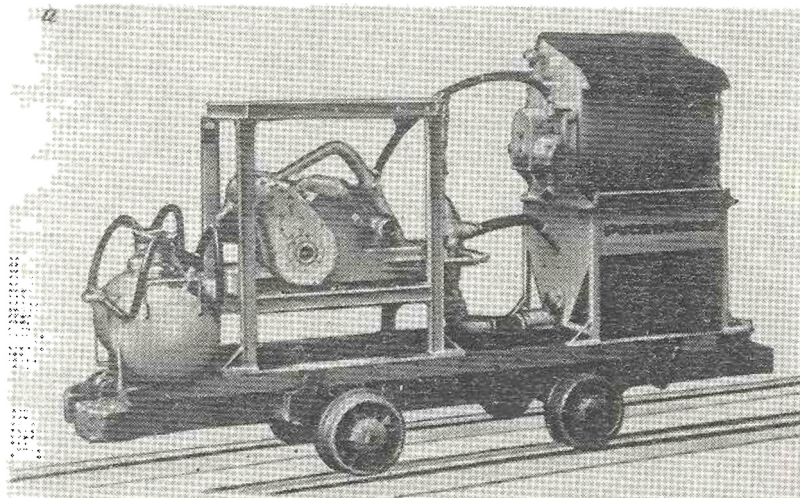


РИС. 108. Машина для набрызга бетона «Пионер» USJ-139:

а — общий вид; б — схема машины; 1 — мешалка принудительного действия; 2 — воронка для материала; 3 — пневмопривод; 4 — салазки с фиксаторами; 5 — кран для выпуска материала; 6 — выпускной шланг; 7 — всасывающая магистраль с быстроразъемными муфтами; 8 — пневмопривод для смесителя и мешалки в воронке; 9 — откидная решетка; 10 — вал смесителя; 11 — смесительные лопасти; 12 — разгрузочный клапан; 13 — цепная передача для мешалки; 14 — виброгрохот; 15 — мешалка

USJ-139 фирмы «Монтанбюро» (ФРГ) (рис. 108). Эта машина является многоцелевой и кроме набрызга бетонной смеси может быть использована для тампонажа закрепного пространства и приконутурного массива. Машина «Пионер» USJ-139 отличается небольшой массой — 780 кг, простотой и компактностью и состоит из поршневого насоса двойного действия КА-139 и пневмодвигателя мощностью 15 л. с. Насос при давлении 4—6 кгс/см² обеспечивает подачу до 6 м³/ч жидких и вязких материалов под давлением до 40 кгс/см²; смесительного оборудования, включающего смеситель принудительного действия типа Z-100 емкостью 170 л с пневмодвигателем мощностью 9 л. с. и воронку для материалов емкостью 200 л, имеющую встроенную мешалку. На воронке закреплен виброгрохот с пневматическим вибрационным устройством.

17.2. ТЕХНОЛОГИЯ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТОК НАБРЫЗГБЕТОНОМ

Технология работ по набрызгбетонированию зависит от назначения покрытия, сечения выработки, общей организации горнопроходческих работ.

Набрызгбетонная крепь может состоять из самостоятельного покрытия или из его комбинаций с различными усиливающими элементами (анкера, сетка, металлические рамы и т. д.). К месту производства работ сухая смесь может транспортироваться в готовом виде или с раздельной доставкой исходных компонентов. Набрызгбетонная смесь может быть изготовлена на поверхности или в шахте, транспортироваться в набрызгмашинах, вагонетках, контейнерах или автосамосвалах; укладываться при дистанционном управлении машиной или непосредственно на месте крепления.

Основным условием, определяющим экономическую эффективность технологической схемы при ее выборе, является способ транспортирования набрызгбетонной смеси.

Исследование экономико-математических моделей технологических схем, проведенное ДонУГИ, позволило определить схему, рациональную в конкретной горнотехнической обстановке [23]. Исследование проводилось для двух типов машин БМ-60 и ПБМ, которые в достаточной мере характеризуют типаж используемых на практике набрызгмашин.

Приготовление сухой смеси на поверхности — операция более простая и дешевая, чем в подземных условиях. Производство смеси на поверхности можно максимально механизировать и автоматизировать. Помимо возможности обеспечения высокой производительности труда процесс приготовления смеси на поверхности с последующей ее доставкой в набрызгмашину к месту производства работ исключает дополнительные источники пылеобразования, связанные с приготовлением смеси

в шахте, особенно в районе укладки. Для приготовления сухой смеси на поверхности строят специальные смесительно-дозировочные узлы. Современные смесители, а также автоматические и полуавтоматические весовые дозаторы позволяют получить высокое качество сухой смеси. С одного узла можно снабжать сухой смесью несколько машин.

При доставке готовой смеси в шахту необходимо обеспечить низкую влажность смеси (что в свою очередь увеличивает интенсивность пылеобразования и отскок материала при набрызге), а также малый срок хранения смеси. При несоблюдении этих условий цемент в смеси гидратируется и набрызгбетон теряет прочностные показатели (см. табл. 35). При введении добавок ускорителей схватывания и твердения смесь не рекомендуется транспортировать, ее следует использовать в самый короткий срок.

Машина ПБМ, предусматривающая отдельную загрузку компонентов сухой смеси в отсеки, имеет ряд преимуществ перед набрызгмашинами БМ-60, в которых сухая смесь хранится и транспортируется в готовом виде.

Транспортирование сухой смеси (или ее компонентов) на поверхности можно осуществлять в автосамосвалах, вагонетках, контейнерах или набрызгмашинах. Возможен спуск сухой смеси по трубам, однако при этом происходит интенсивный износ трубопровода из-за его истирания весьма абразивными сухими компонентами смеси. Смесь в результате различной массы составляющих ее компонентов в процессе движения по вертикальному трубопроводу на большие расстояния сегрегирует (расслаивается). Возможны частые закупорки трубопровода, а его выходной конец является источником значительного пылеобразования. Поэтому на современном уровне крепежных работ транспортирование сухой смеси по вертикальному трубопроводу весьма ограничено.

Для случая, когда сухую смесь нужно готовить у места производства работ, в комплекс вводится смесительная установка.

По горизонтальной выработке смесь транспортируется в вагонетках или набрызгмашине. В первом случае необходима перегрузка смеси из вагонетки в машину, что может быть произведено с помощью специальных перегрузочных устройств, характеристика которых приведена в табл. 39.

Чаще всего используют ленточные конвейеры из-за их простоты и надежности в эксплуатации. Кроме конвейеров применяют скиповые ковши, элеваторы, шнеки. Особенно перспективно применение шнеков, которые одновременно служат и смесителями, что весьма удобно при перегрузке компонентов, доставленных в шахту отдельно. Разработанная ВНИИцветметом смесительно-загрузочная установка СЗУ позволяет сократить продолжительность процесса набрызгбетонирования, включая приготовление смеси, ее загрузку и сам набрызг в 1,5—

2,5 раза, снизить стоимость крепления выработки на 15—20%. СЗУ выполняет ряд операций: просеивает песок, крупный заполнитель и цемент, дозирует их, перемешивает и загружает в приемный бункер машины уже готовую смесь.

ЦНИИПодземмаш разработал комплексы «Монолит-1» и КББ-3, обеспечивающие полную механизацию приготовления и загрузки смеси в машину БМ-60. Однако из-за излишней громоздкости эти комплексы распространения не получили.

В практике подземного строительства известны технологические схемы с дистанционным управлением набрызгмашиной.

Т а б л и ц а 3

Оборудование	Производительность, т/ч	Основные размеры, м			Масса, кг	Мощность привода, кВт
		длина	ширина	высота		
Перегружатель П-4	До 15	5,36	1,06	1,56	500	2,8
Конвейер ленточный С-382	60	5,3	0,65	1,6	305	1,7
Транспортер Т-44	65	5,35	0,87	1,45	280	1,8
Элеватор Т-50	15	0,8	0,2	До 18	1000	2

В этом случае машину устанавливают на поверхность или в районе подземного бетонорастворного узла. Готовая смесь подается в забой по трубам. Такие схемы применяли при креплении наклонных стволов шахты им. Артема в Кривбассе и на рудниках Болиден в Швеции.

При известных преимуществах, заключающихся в высокой механизации процессов набрызга, снижении источников пылеобразования и некотором упрощении общей организации проходческих работ, использование дистанционного управления набрызгмашиной не лишено недостатков, наиболее существенными из которых являются: большой расход труб и их износ. Это привело к тому, что на шахте им. Артема были вынуждены транспортировать только двухкомпонентную смесь — песок и цемент.

При дистанционном управлении усложняется процесс крепления, появляется необходимость в установке специальной быстросействующей сигнализации. С увеличением расстояния от машины до сопла снижается ее производительность (рис. 109, а) и увеличивается необходимое давление воздуха (рис. 109, б).

Анализ операций, имеющих место при возведении набрызгбетонной крепи, позволяет составить несколько вариантов технологических схем крепления (рис. 110), исследование которых позволило выявить область эффективного применения каждой в конкретных горнотехнических условиях.

Схема I. Набрызгбетонная смесь готовится на поверхности, загружается в набрызгмашину и доставляется в ней к месту производства работ по возведению крепи.

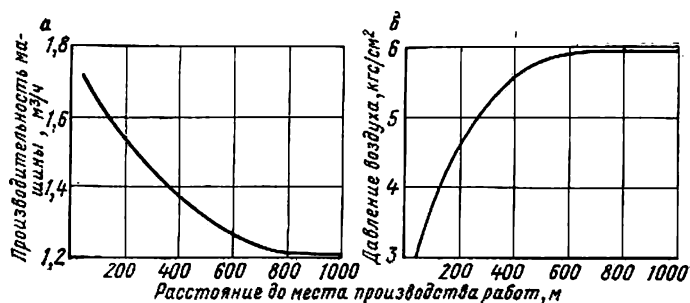


РИС. 109. Зависимость производительности набрызгмашины (а) и требуемого давления в ней (б) от расстояния транспортирования сухой смеси при дистанционном управлении машиной

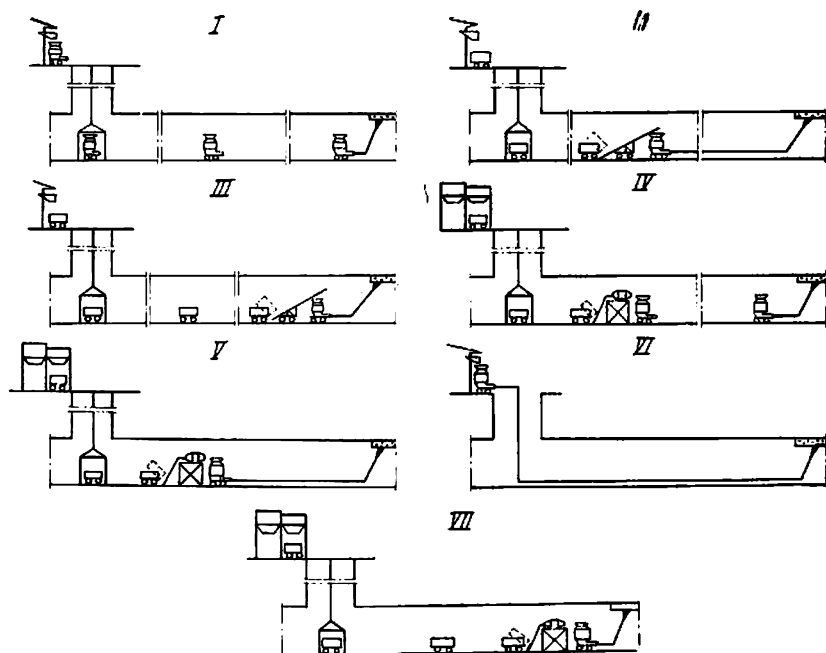


РИС. 110. Технологические схемы крепления выработок набрызгбетоном

Схема II. Набрызгбетонная смесь готовится на поверхности, загружается в вагонетку, спускается по стволу, перегружается в набрызгмашину и наносится на породную поверхность выработки при дистанционном управлении машиной.

Схема III. Набрызгбетонная смесь готовится на поверхности, загружается в вагонетку, опускается по стволу в ней и доставляется к месту укладки, где перегружается в машину и производится набрызг.

Схема IV. Компоненты смеси опускаются в шахту, доставляются к подземному бетонорастворному узлу, где изготавливается набрызгбетонная смесь. Готовая смесь загружается в набрызгмашину и доставляется к месту ведения работ по набрызгу бетона.

Схема V. Компоненты смеси опускаются в шахту, доставляются к подземному бетонорастворному узлу. Готовая смесь загружается в набрызгмашину и наносится на стенки выработки при дистанционном управлении машиной.

Схема VI. Набрызгбетонная смесь готовится на поверхности, загружается в набрызгмашину, расположенную вблизи ствола, и транспортируется к месту производства работ при дистанционном управлении машиной.

Схема VII. Компоненты сухой смеси опускаются в шахту и доставляются к месту крепления в вагонетках. Смесь готовится в районе набрызга бетона, загружается в набрызгмашину и наносится на стенки выработки.

Объективным критерием оптимизации технологических схем крепления выработок набрызгбетоном является стоимость доставки 1 м^3 сухой смеси к месту производства бетонных работ.

Исследование экономико-математических моделей технологических схем проводилось с учетом основных факторов, влияющих на процесс доставки набрызгбетонной смеси: глубины ствола H , расстояния транспортирования по подземным выработкам L , емкости набрызгмашины или вагонеток ω , а также объема бетонирования V .

Для составления экономико-математических моделей технологических схем крепления набрызгбетоном использовали результаты хронометражных наблюдений, стоимостные параметры, приведенные в действующих цениках, каталогах и литературе.

Из табл. 40, составленной по результатам расчетов, выполненных на ЭВМ, видно, что наиболее эффективной является схема VI, предусматривающая полную централизацию доставки смеси по трубам по поверхности до места крепления выработки. Исключение составлял случай, когда объем бетонирования не превышал $200\text{--}300 \text{ м}^3$, а дальность транспортирования по горизонтальным выработкам не превышала 100 м . Однако эта схема еще недостаточно исследована. Частые закупорки трубопровода и его интенсивное истирание в процессе движения сухой

смеси делают схему VI малонадежной. Поэтому ее можно рекомендовать как перспективную, но требующую дальнейших серьезных исследований и апробации.

Схема II оказалась примерно в 1,3 раза экономичней схемы V практически во всех реальных горнотехнических усло-

Таблица 40

ω, м³	H, м	L, м	Стоимость транспортирования 1 м³, руб., по схемам		
			II	V	VI
1	200	50	<u>2,01</u>	<u>2,877</u>	<u>1,018</u>
			1,74	2,61 ₂	0,453
1	200	300	<u>3,31</u>	<u>4,183</u>	<u>1,58</u>
			1,79	2,66	0,476
1	200	1000	<u>6,97</u>	<u>7,84</u>	<u>3,156</u>
			1,936	2,808	0,539
1	1200	50	<u>2,98</u>	<u>3,848</u>	<u>3,268</u>
			2,71	3,58	0,543]
1	1200	300	<u>4,85</u>	<u>5,155</u>	<u>3,83</u>
			2,76	3,631	0,566
1	1200	1000	<u>7,94</u>	<u>8,81</u>	<u>5,406</u>
			2,901	3,78	0,629
4	200	50	<u>1,153</u>	<u>2,031</u>	<u>1,018</u>
			0,88	1,75	0,453
4	200	300	<u>2,46</u>	<u>3,329</u>	<u>1,59</u>
			0,935	1,805	0,476
4	200	1000	<u>6,17</u>	<u>6,99</u>	<u>3,156</u>
			1,08	1,95	0,539
4	1200	50	<u>1,396</u>	<u>2,266</u>	<u>3,268</u>
			1,125	1,99	0,543
4	1200	300	<u>2,70</u>	<u>3,57</u>	<u>3,83</u>
			1,178	2,048	0,566
4	1200	1000	<u>6,34</u>	<u>7,223</u>	<u>5,406</u>
			1,32	2,194	0,629

Примечание. В числителе дроби приведена стоимость при объеме бетонирования 200 м³, а в знаменателе — при объеме 5000 м³.

виях. Поэтому применение ее особенно целесообразно в начальный период строительства шахты при сооружении выработок околоствольного двора, когда работы ведутся в радиусе 200—300 м от места установки набрызгмашины.

По мере удаления забоев схему II целесообразно применять в сочетании с одной из схем, предусматривающих рельсовую доставку сухой смеси.

Схема V для самостоятельного использования не рекомендуется и ее следует применять в сочетании со схемой IV.

Анализ схем с рельсовой доставкой набрызгбетонной смеси приведен в табл. 41 и на рис. 111.

Оказалось, что схема III на 14—30% экономичнее схем I и IV. Однако практическое использование схемы III, предусматривающей изготовление смеси на поверхности, доставку ее к месту укладки в вагонетках и перегрузку в набрызгмашины, ограничено техническими сложностями ее реализации. Так, перегрузка смеси у места производства работ создаст источник пыли, а используемые при этом механизмы загромождают выработку. Кроме того, длительная доставка готовой смеси в вагонетках обуславливает потерю прочности набрызгбетона.

Схемы I и IV по стоимости оказались эквивалентны. Учитывая технические возможности схемы I, ее можно рекомендовать при использовании набрызгмашины ПБМ, предусматривающей раздельную перевозку компонентов смеси, исключающей потерю прочности набрызгбетона при задержках с набрызгом.

Схема IV, по которой смесь готовится в подземном БРУ и, следовательно, может быть ис-

пользована без длительных задержек, целесообразна при работе с машиной БМ-60. В этих машинах смесь находится в общей емкости, что способствует потере прочности набрызгбетона при хранении более 1—2 ч.

Схема VII во всех случаях (кроме использования набрызгмашины емкостью до 0,5 м³ при дальности транспортирования смеси на расстояния, превышающие 1 км) оказалась наиболее дорогой. Область ее применения — производство ремонтных работ и крепление участков небольшой протяженности, когда организация набрызгбетонирования по более сложной технологии нецелесообразна.

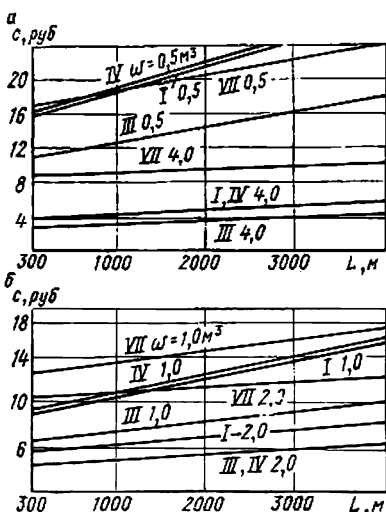


РИС. 111. Зависимость стоимости транспортирования 1 м³ набрызгбетонной смеси от расстояния доставки при различных технологических схемах крепления и различной емкости вагонеток:

I, III, IV—VII — технологические схемы крепления

w, м³	H, м	L, м	Стоимость транспортирования 1 м³ набрызгбетонной смеси, руб., по схемам			
			I	III	IV	VII
1	200	50	8,18	6,21	8,3	11,87
	200	300	8,57	6,44	8,73	12,1
1	1200	50	9,22	7,1	9,38	12,84
	1200	300	9,61	7,41	9,77	13,07
4	200	50	3,58	3,21	3,74	8,86
	200	300	3,68	3,27	3,83	8,92
4	100	50	3,84	3,45	4,0	9,11
	1200	300	3,94	3,51	4,09	9,16

Стоимостной анализ технологических схем позволяет рекомендовать оптимальную емкость набрызгмашины.

На рис. 112 показаны графики относительной стоимости в зависимости от емкости набрызгмашины (стоимость транспортирования смеси при емкости набрызгмашины 0,5 м³ принята за 100%) исследованных технологических схем. Из графиков следует, что при увеличении емкости набрызгмашины с 0,5 до 1,0 м³ стоимость транспортирования сухой смеси уменьшается в 1,6—1,9 раз. Дальнейшее увеличение емкости менее эффективно. Так, при ее увеличении с 3,5 до 4,0 м³ стоимость доставки смеси снижается всего на 3—5%. Следовательно, оптимальной нужно считать машину емкостью 3—3,5 м³.

Из графиков рис. 112 видно, что с увеличением емкости набрызгмашины уменьшается влияние расстояния транспортирования смеси по горизонтальным выработкам на стоимость транспортирования.

Влияние глубины ствола, как это следует из данных табл. 42, несущественно и с увеличением емкости набрызгмашины уменьшается.

Технология работ по непосредственному креплению набрызгбетоном предусматривает следующие основные операции: подготовку породной поверхности к бетонированию, подготовку добавки, приготовление и загрузку в машину сухой смеси

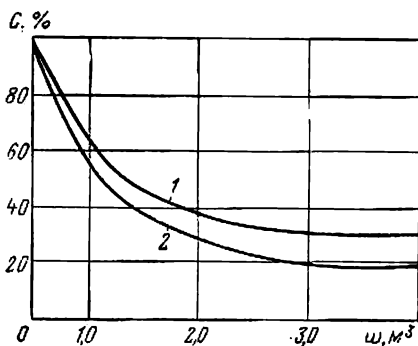


РИС. 112. Зависимость стоимости транспортирования набрызгбетонной смеси от емкости набрызгмашины:

1 — транспорт смеси по трубам; 2 — при колесном транспорте

на поверхности или в шахте, нанесение готовой смеси, а также уход за уложенным набрызгбетоном.

Подготовка поверхности необходима для обеспечения сцепления набрызгбетона с породой. Набрызгу материала предшествует тщательная оборка отслоившейся породы и промывка стенок и кровли выработки водой (или водой с песком) с помощью сжатого воздуха, используя набрызгмашину. Струя

Т а б л и ц а 42

ш, м³	L, м	H, м	Стоимость транспортирования 1 м³ смеси по схемам					
			I		II		III	
			руб.	%	руб.	%	руб.	%
1	100	200	8,26	100	1,84	100	6,26	100
1	100	1200	9,3	113	2,81	150	7,23	115,5
1	5000	200	15,8	100	6,96	100	10,84	100
1	5000	1200	16,9	107	7,92	114	11,81	109
4	100	200	3,6	100	0,98	100	3,22	100
4	100	1200	3,7	103	1,22	124,5	3,5	109
4	5000	200	5,5	100	6,1	100	4,4	100
4	5000	1200	5,76	105	6,34	104	4,61	104

Продолжение

ш, м³	L, м	H, м	Стоимость транспортирования 1 м³ смеси по схемам					
			IV		V		VI	
			руб.	%	руб.	%	руб.	%
1	100	200	8,42	100	2,7	100	11,9	100
1	100	1200	9,46	112	3,7	137	12,9	108
1	5000	200	16,0	100	7,8	100	16,5	100
1	5000	1200	17,5	106	8,8	113	17,5	106
4	100	200	3,76	100	1,85	100	8,9	100
4	100	1200	4,02	107	2,09	113	9,12	102,5
4	5000	200	5,65	100	6,97	100	10,0	100
4	5000	1200	5,9	104,5	7,21	103,5	10,3	103

воды, наносимая под давлением, хорошо очищает породы от пыли и глинистых частиц, способствующих увеличению сцепления материала с бетонируемой поверхностью. Это также благоприятно сказывается на прочностных свойствах набрызгбетона.

От качества приготовления сухой смеси, заключающегося в правильной дозировке и однородности материала, во многом зависит качество набрызгбетонного покрытия. Поэтому большое внимание необходимо уделять тщательному перемешиванию составляющих смеси при ее приготовлении. Обычно для приготовления сухой смеси используются бетономешалки С-399, С-742А и лопастные растворомешалки С-220А.

В настоящее время находят применение турбулентные сместители С-868 и С-632-09. Они отличаются меньшими размерами по сравнению с бетоно- и растворомешалками при одинаковой производительности.

Время перемешивания сухой смеси не должно превышать 1,5—2 мин. В течение этого времени происходит полное распределение цемента по всему объему и материал приобретает необходимую ему однородность.

Для ведения работ по набрызгу бетона рекомендуется выделять специально обученную бригаду. В процессе набрызга машину обслуживают два человека — сопловщик и машинист.

В обязанности машиниста входит обслуживание набрызгмашинны, заключающееся в ее включении и выключении, а также поддержании постоянного давления в емкости по показателям манометра.

Сопловщик осуществляет непосредственное управление соплом и визуальный контроль за качеством набрызгбетонного покрытия в момент его возведения. От квалификации сопловщика в значительной степени зависит качество получаемого материала. Он определяет и выдерживает при работе основные параметры набрызгбетонирования — расстояние от сопла до породной поверхности, угол встречи струи исходящей из сопла смеси, направление и порядок движения сопла, количество воды, расход и давление сжатого воздуха, подачу материала.

Поскольку последние два параметра регулируются машинистом, между ним и сопловщиком должна быть установлена звуковая или световая связь.

В работах [12, 39, 50] определены оптимальные значения параметров набрызгбетонирования.

Так, наименьшие потери материала вследствие отскока имеют место при расстоянии от сопла до бетонируемой поверхности на участках вертикальной стенки 1—1,2 м, кровли выработки — 0,7—0,9 м. При изменении этого параметра в большую сторону происходит снижение эффекта трамбования, приводящее к заметному уменьшению прочности набрызгбетона и увеличению отскока. Уменьшение расстояния от сопла до бетонируемой поверхности из-за разрушения материала приводит к нарушению структуры возведенного покрытия.

Набрызгбетон наносится равномерно слоями толщиной 3—7 см при круговом движении сопла. Угол встречи струи бетонной смеси с закрепляемой поверхностью при этом должен быть близким к 90° .

На каждом участке бетонирования вначале крепят стены выработки, а затем кровлю в направлении снизу вверх.

Вода для затворения сухой смеси подается к смесительной камере сопла под давлением на 1—1,2 кгс/см² больше давления воздуха в машине. Специальным вентилем, расположенным на водяном шланге, сопловщик регулирует подачу воды, признаком

перерасхода которой является оплывание свежесложенного материала, недостатки — появление сухих пятен в покрытии. Наилучшее качество покрытия достигается при значениях водоцементного отношения в диапазоне 0,4—0,5. Обычно при нанесении первого слоя покрытия с целью снижения отскока материалу придают большую пластичность. В дальнейшем водоцементное отношение уменьшают до нормального значения и изменять его более не рекомендуется.

Давление в машине и расход сжатого воздуха должны обеспечивать скорость вылета струи из сопла 80—120 м/с. Это требование необходимо выдерживать для обеспечения нормального качества покрытия из набрызгбетона.

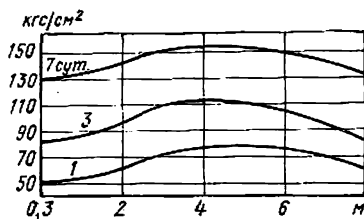


РИС. 113. Зависимость прочности набрызгбетона от расстояния между смесительной камерой и соплом

В работе [50] приведены результаты исследования оптимального места расположения смесительной камеры относительно выходного сопла. Обычно при набрызгбетонировании смесительная камера располагается на конце материального шланга непосредственно перед соплом для удобства регулирования водоцементного отношения. При прохождении сухой смеси через от-

верстия распылительной втулки, где происходит ее затворение, большая часть этих отверстий систематически засоряется. Последнее приводит к тому, что сухая смесь недостаточно и неравномерно смачивается водой, так как расстояние ее движения с водой не превышает 30 см при времени прохождения менее 1 с. Это в свою очередь вызывает интенсивное пыление и отскок при креплении набрызгбетоном, а также снижает прочность материала на сжатие. Поэтому целесообразно увеличивать расстояние от смесительной камеры до сопла. Зависимость прочности набрызгбетона от расстояния между смесительной камерой и соплом показана на рис. 113. Из графиков следует, что наибольшая прочность набрызгбетона достигается при удалении смесительной камеры от сопла на 4—4,5 м с помощью промежуточного резинового шланга.

Руководством по креплению выработок набрызгбетоном [12] также рекомендовано удаление смесительной камеры от сопла на расстояние до 3—5 м.

В процессе твердения набрызгбетона из-за относительно большой площади поверхности крепи и ее малой толщины происходит интенсивное испарение влаги, что отрицательно влияет на качество и прочностные свойства покрытия. В целях предотвращения испарения в течение трех-четырех дней необходимо проводить периодическое увлажнение покрытия не реже 2—3 раз в сутки.

При креплении выработок набрызгбетоном требуется постоянный контроль его толщины и формы, который осуществляется с помощью различных маяков, переносных лекал и специальных устройств. К последним относятся приборы конструкции ВостНИГРИ, ВНИМИ. Наиболее конструктивно прост, надежен и точен в работе полуавтоматический самозаписывающий прибор ПСК, позволяющий в заданном масштабе фиксировать контур выработки. Конструкция этого прибора детально приведена в работе [22]. Толщина крепи определяется совмещением снятого прибором сечения до и после крепления.

ГЛАВА 18

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ НАБРЫЗГБЕТОНА ДЛЯ КРЕПЛЕНИЯ ТУННЕЛЕЙ И КАМЕР

Набрызгбетон в подземном строительстве применяют и совершенствуют уже около 20 лет. Имеется значительное количество публикаций по исследованию состава набрызгбетона, механизации его нанесения, конструкциям крепи на основе набрызгбетонного покрытия. Продолжается широкое распространение набрызгбетона и за рубежом, особенно в связи с применением новых методов проходки (новый австрийский метод, крепь Бернольда и др.).

Инженерно-геологические условия применения набрызгбетона в туннелях и камерах постоянно расширяются. Наряду со скальными породами известны примеры применения набрызгбетона при проведении туннелей в глинистых сланцах, водоносных слабых песчаниках, выветрелых конгломератах, глыбовых формациях гнейсов, гравелистых обломочных грунтах и других неустойчивых породах.

Покрытие из набрызгбетона обычно возводится сразу же вслед за продвижением забоя, причем необходимая толщина его выбирается в зависимости от состояния породы. Тонкое покрытие из набрызгбетона в принципе не позволяет развиваться трещинам в только что вскрытой скальной породе и обеспечивает тем самым устойчивость обнажений на определенный период, пока выработка не будет закреплена достаточно надежно (путем увеличения толщины покрытия из набрызгбетона, возведения арочной крепи, монолитной бетонной или железобетонной крепи и др.).

Современные тенденции совершенствования состава материала, методов и средств нанесения набрызгбетона, подземных конструкций туннелей и камерных выработок направлены главным образом на автоматизацию процесса набрызга и расширения области применения материала.

18.1. СОСТАВ НАБРЫЗГБЕТОНА

Изменение состава происходит при постепенном переходе на жидкостные ускорители твердения и добавки микронаполнителей. Ускорители предпочтительно применять жидкостные в связи с автоматизацией нанесения набрызгбетона, при котором введение порошкообразных ускорителей не обеспечивает требуемого качества сухой смеси и вызывает необходимость применения дополнительного смесителя непосредственно у машины для набрызгбетона.

Перспективным является отказ от ускорителей и переход на специальные быстротвердеющие цементы или на цементы с регулируемым сроком схватывания. При применении цементов с регулируемым сроком схватывания температура воды затворения поддерживается в пределах 38° С.

Многочисленными экспериментами установлено, что от содержания заполнителей в значительной степени меняется отскок материала и его прочность. Подбором оптимальных параметров состава и технологии нанесения набрызгбетона (гранулометрия заполнителей, их влажность, марка цемента и его расход, тип добавки-ускорителя, величина водоцементного отношения, давление воздуха и воды, расстояние сопла от поверхности, толщина слоя наносимого материала, опыт сопловщика) оказывается возможно не только повысить прочность набрызгбетона, но и снизить отскок материала, что значительно увеличивает эффективность набрызгбетона по сравнению с другими видами крепи. В литературе имеются сведения, что в отдельных случаях удается снизить отскок в среднем по периметру выработки с 20—25 до 5—10%.

Состав заполнителей набрызгбетона можно подбирать между предельными кривыми отсева в зависимости от диаметра фракции заполнителей:

Диаметр фракции заполнителей, мм	0,15—0,6	0,6—2	2—5	5—16	16—25
Содержание заполнителей в смеси, %:					
по верхней кривой	25	25	20	25	5
по нижней кривой	10	20	20	30	20

Предпочтительнее является состав заполнителей, подобранный по нижней кривой, поскольку он обеспечивает большую прочность набрызгбетона и уменьшение расхода цемента. Естественная влажность заполнителей не должна превышать 5%.

В настоящее время ведутся работы по созданию оборудования для набрызгбетона с заполнителями 30—40 мм с повышением при этом производительности набрызга. Это позволит не только сократить расход цемента, но и повысить прочность материала.

Микронаполнители применяют в виде капроновых волокон, стекловолокон, а также стальных волокон диаметром 0,2—0,4 мм, длиной 20—25 мм.

Упрочнение набрызгбетона стекловолокном и капроновым волокном впервые начал осуществлять институт ВНИИЦветмет (В. С. Воронин). Было установлено, что такой материал имеет повышенную ударную прочность, необходимую при проходке выработок буровзрывным способом.

Проведенные в 1972—1975 гг. в США и Англии исследования упрочненного набрызгбетона показали следующее [93, 97, 98]. Стальные волокна диаметром 0,4 мм, длиной 20—25 мм вводили в количестве 2—2,5% от общего объема сухой смеси (25—28% от массы цемента). По сравнению с контрольными образцами прочность набрызгбетона с добавкой стального волокна изменилась. На растяжение она возросла на 25—30%, на изгиб — на 50—60%, а на сжатие снизилась на 15—20%. Неравномерность изменения прочности объясняется переменностью состава набрызгбетона в связи с отскоком, в котором оказывается высокий процент стальных волокон. Здесь имеет значение также направление выбуривания керн — вдоль или поперек основного расположения волокон.

Установлено, что прочность зависит от количества введенного в смесь волокна, отношения длины нити к ее диаметру, сцепления смеси с волокном. В благоприятных условиях при количестве волокна до 4% от объема смеси прочность набрызгбетона при изгибе удваивается и материал продолжает работать после появления в нем трещин под нагрузкой за счет вступления в работу стального волокна.

Резко увеличивается динамическая и усталостная прочность материала. Установлено также, что сопротивление истиранию набрызгбетона с волокном уменьшается на 20—30%. Опыты показали, что покрытия из набрызгбетона со стальным волокном обладают повышенной огнестойкостью и могут работать без разрушения до температуры 900—950° С.

Наличие волокон приводит к уменьшению отскока материала, поскольку волокна образуют подобие сетки, способствующей процессу наращивания толщины слоя набрызгбетона. Как показано на рис. 114, а, потери самих стальных волокон при отскоке зависят от угла наклона сопла к горизонту: в кровле туннеля достигают 60% от общего объема волокон, на вертикальных стенах падают до 30%. Вместе с тем отскок набрызгбетонной смеси с добавкой стального волокна примерно в 2—2,5 раза ниже, чем без волокон (рис. 114, б), и если для обычного набрызгбетона отскок в пределе доходит в кровле до 50%, а в стенах до 23%, то при добавке стального волокна он составляет в кровле всего 15—20%, а в стенах снижается до 10%.

Структура покрытия по толщине оказывается неравномерной. Так, первые 10—15 мм породы содержат незначительную

часть стальных волокон, в средней части покрытие насыщено волокнами, которые располагаются равномерно, а ближе к поверхности уплотнение смеси уменьшается.

Снаружи на покрытие из набрызгбетона с добавкой волокна наносят слой без волокон для уменьшения шероховатости поверхности. Особое внимание уделяется безопасности работ (в частности, защитной одежде) с тем, чтобы избежать ранения работающих острыми стальными волокнами.

Определенное развитие получает и набрызг готовых растворов и бетонных смесей. Установлено, что в этом случае

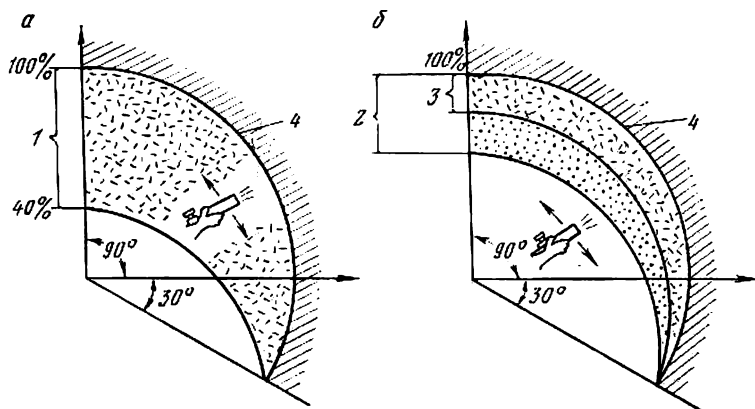


РИС. 114. Потери набрызгбетона на отскок:

а — потери стального волокна; б — потери набрызгбетона 1 — 60% потерь волокна; 2 — 40—50% при обычном набрызгбетоне; 3 — 15—20% при набрызгбетоне с добавкой волокна; 4 — поверхность туннеля

облегчаются условия транспортирования бетонной смеси и снижается отскок материала. Как показывают исследования М. Г. Дюженко, набрызг готовых мелкозернистых бетонных смесей с применением бетонометных машин позволяет увеличить содержание крупных (20—25 мм) заполнителей, повысить прочность материала на 20—40% по сравнению с вибрированным бетоном, а главное в несколько раз увеличить производительность работ и снизить расход энергии по сравнению с применяемыми ныне машинами для набрызга смеси.

18.2. ПРИГОТОВЛЕНИЕ И НАНЕСЕНИЕ НАБРЫЗГБЕТОНА

Создаваемые отечественные и зарубежные установки включают загрузочный бункер с дозатором, скип (шнек или конвейер) для подачи смеси в машину или аккумулярующий бункер, а также пылеуловитель. Обеспечение требуемой непрерывности загрузки смеси в машину для набрызга достигается не

только наличием узла загрузки с перегружателями смеси, но и применением специальных вагонеток или других передвижных средств по доставке смеси, из которых осуществляется равномерная подача ее в машину.

В большинстве случаев сухая смесь готовится на поверхности централизованно и поступает к машине не только в указанных выше передвижных емкостях, но и в мешках массой по 25—30 кг.

Набрызгбетон с добавкой стального волокна можно наносить с применением обычного оборудования, однако для повы-

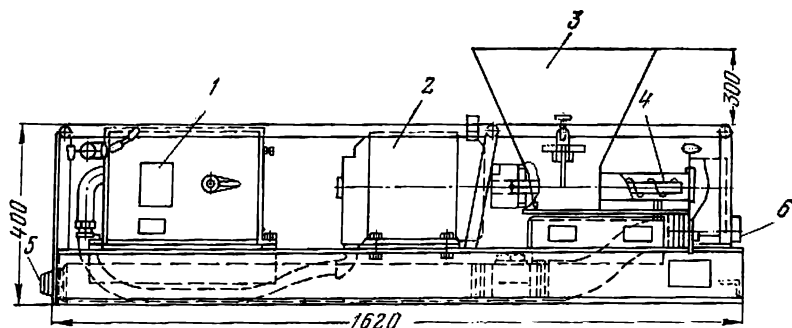


РИС. 115. Агрегат для нанесения набрызгбетона с добавкой стального волокна:

1 — пускатель; 2 — двигатель; 3 — загрузочная воронка; 4 — шнековый питатель; 5 — сжатый воздух; 6 — сопло и шланг для воды

шения производительности и улучшения равномерности состава за рубежом разработан и выпускается агрегат [90] для набрызга бетона со стальным волокном (рис. 115).

В настоящее время большая работа проводится по контролю и автоматизации процесса набрызга, позволяющим придерживаться заданного значения водоцементного отношения и обеспечивающим движение сопла в требуемом направлении. Новые серийные самоходные установки, широко применяемые за рубежом, оборудованы соплом, смонтированным на выносной стреле-манипуляторе.

Эти установки работают при дистанционном управлении движением сопла из кабины, оборудованной различными приспособлениями, в том числе телевизионной сетью. Производительность подобных установок значительно превышает производительность, достигаемую без автоматизации процесса набрызга.

Созданные установки позволяют автоматизированным путем обеспечить ровный контур внутренней поверхности покрытия из набрызгбетона. Подобные установки наиболее эффективны при комбайновой проходке туннелей. На рис. 116 показан

непрерывный процесс создания крепи из набрызгбетона [96]. Здесь за комбайном помещены две установки, каждая из которых оборудована соплом. Управление установками осуществляется оператором дистанционно из кабины. Первое к забою сопло обеспечивает создание первичного покрытия по кровле в пределах центрального угла 100° , а второе позволяет при повторном нанесении в пределах 250° по своду создавать окончательную крепь с ровным внутренним контуром.

Применение набрызгбетонной крепи вслед за комбайном широко распространено, поскольку подобная крепь оказывается значительно экономичнее любой другой. В отдельных слу-

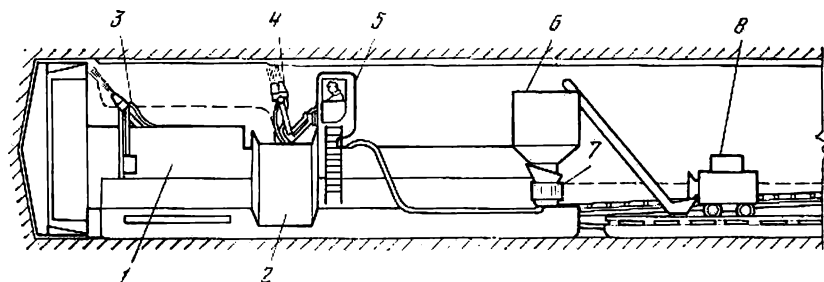


РИС. 116. Агрегат для непрерывного возведения крепи из набрызгбетона правильной формы:

1 — комбайн; 2 — лоток для отскока; 3 — сопло для первичного набрызга; 4 — сопло для вторичного набрызга; 5 — кабина оператора; 6 — бункер для смеси; 7 — машина для набрызга; 8 — емкость для транспортировки сухой смеси

чаях удастся использовать измельченную при разработке забоя породу в качестве заполнителей для набрызгбетона. При этом от комбайна порода по конвейеру поступает в мешалку, где создается сухая смесь, которая уже в готовом виде также по конвейеру подается к набрызгмашине.

Казахский филиал Гидропроекта и ряд других организаций уже в течение ряда лет ведут исследования по автоматизации процесса набрызга бетона, включая создание правильного контура внутренней поверхности набрызгбетонной крепи как при комбайновом, так и при буровзрывном способах проходки туннелей.

Следует отметить, что внутреннее очертание крепи из набрызгбетона обычно в той или иной степени повторяет очертание выработки. При буровзрывном способе производства работ, в отличие от комбайнового, обеспечение ровного контура внутренней поверхности за счет возрастания толщины набрызгбетонного покрытия приводит к большому расходу материала из-за вынужденного заполнения переборов породы. Это обстоятельство заметно снижает эффективность набрызгбетона и делает обычно подобное решение неэкономичным в сравнении

с монолитным бетоном. По этой же причине нельзя признать очевидным практикуемое в отдельных случаях при строительстве туннелей и камер выравнивание свода и стен набрызгбетоном до гладкого состояния и заполнение им арматурных каркасов.

В большинстве случаев набрызгбетоном должны заполняться впадины в скальной породе, поверхность должна быть плавной, а толщина покрытия над арматурной сеткой не должна превышать 3—5 см. Стремиться к созданию ровного внутреннего контура в обычных условиях нецелесообразно. Наиболее правильное крепление набрызгбетоном обеспечивается при применении контурного взрывания.

18.3. КОНСТРУКЦИИ КРЕПИ ИЗ НАБРЫЗГБЕТОНА

Совершенствование подобных конструкций осуществляется в направлении сочетания набрызгбетона с другими видами крепи — с анкерами, жесткими и податливыми металлическими арками, листовой арматурой из перфорированных опалубочных щитов и пр. При применении металлических арок набрызгбетон используют вместо затяжки, в слабых породах его наносят по металлической сетке, установленной по породе между арками, сами же арки при этом покрывают слоем набрызгбетона толщиной 3—5 см.

Для создания постоянной крепи крупных камер широко применяют набрызгбетон в сочетании с глубокими предварительно напряженными анкерами.

Основной тенденцией является стремление использовать набрызгбетон в одном и том же подземном сооружении как можно шире, не привлекая в процесс создания постоянной крепи новой технологии.

В транспортных туннелях набрызгбетон применяют не только в скальных породах средней крепости и крепких, но и в породах ниже средней крепости и мягких. В ряде методов строительства туннелей при наличии горного давления набрызгбетон используют вначале в качестве покрытия, работающего в режиме ограниченной податливости, а затем, после завершения основных деформаций породы, за счет увеличения толщины покрытия превращается в жесткую набрызгбетонную крепь с высокой несущей способностью.

При армировании покрытия из набрызгбетона для обеспечения плотной структуры материала за арматурой необходимо подобрать соответствующую технологию набрызга. На рис. 117 слева показан правильный способ набрызга на арматурный стержень, справа — неверный, вызванный чрезмерным удалением сопла от арматуры. При конструктивном армировании ячейки не должны быть менее 100×100 мм, а диаметр проволоки — ниже 5 мм. Кольцевую рабочую арматуру обычно устанавливают не чаще, чем через 15 см.

В туннелях и камерах при применении защитного покрытия из набрызгбетона в сочетании с другими видами крепи сцепление его с поверхностью слабой породы не должно быть менее прочности самой породы на разрыв [16]. В качестве самостоятельной временной крепи набрызгбетон допускается приме-

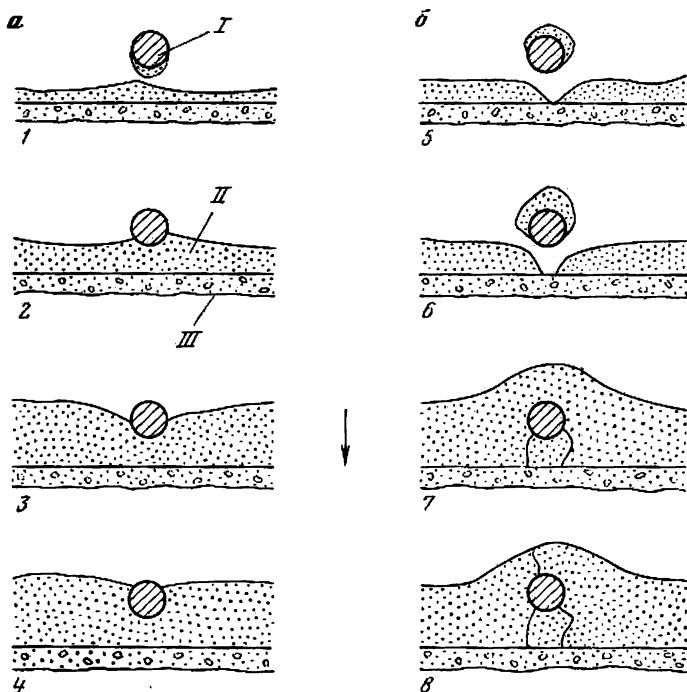


РИС. 117. Набрызг бетона по арматурному стержню (фазы набрызга):

а — правильный способ; *б* — неправильный способ (сопло слишком удалено от поверхности); *1* — набрызгбетона с большой скоростью за арматурный стержень; *2* — нижняя часть стержня полностью закрыта; *3* — верхняя часть стержня пока еще открыта; *4* — полное покрытие стержня; *5* — «мягкий» удар приводит к налипанию частиц на стержень; *6* — нарастание частиц на стержень; *7* — песчаная подушка под стержнем; *8* — усадочные трещины в готовом набрызгбетоне; *1* — арматурный стержень; *II* — покрытие из набрызгбетона; *III* — бетон

пать в условиях, когда сцепление его с породой не менее 5 кгс/см^2 . Постоянную крепь из набрызгбетона в туннелях (в первую очередь гидротехнических) и камерах можно применять при сцеплении набрызгбетона с породой не ниже 8 кгс/см^2 и не ниже двойной величины напора грунтовых вод, выраженной в тоннах на 1 м^2 , передающегося на крепь.

Все эти условия вносят определенные ограничения на применение крепей из набрызгбетона в подземных сооружениях. Это, однако, обосновано, поскольку, как показала практика,

нарушение требований к сцеплению приводит к снижению надежности крепи, создавая лишь видимость прочной конструкции.

В подземных гидротехнических сооружениях набрызгбетоном закреплено не менее 1 млн. м² поверхности породы. Однако этот объем относится преимущественно к временной крепи или же к выработкам, по которым не предусмотрено движение воды. Покрытие из набрызгбетона в качестве постоянной крепи гидротехнических туннелей-водоводов имеет значительно меньшее распространение, чем в туннелях транспортных. Главное препятствие в этом — пока еще недостаточная проверка надежности такой крепи под действием потока воды.

Применение постоянных предохранительных или несущих крепей из набрызгбетона в гидротехнических туннелях может быть допущено при следующих условиях. Породы должны быть прочными, могут быть трещиноватыми и выветривающимися, но при отсутствии глинистых прослоев и тектонических зон. Толщина крепи при этом не должна быть ниже 5 см. Амплитуда неровностей породного контура выработки не должна быть более 15 см. Скорость течения воды как правило не должна превышать 10 м/с, поскольку при несоблюдении этого условия могут иметь место явления отрыва набрызгбетона от породы или вместе с ней на выступах. В таких случаях необходимо предусмотреть выравнивание поверхности набрызгбетона, его армирование и другие мероприятия.

В Советском Союзе набрызгбетонные крепи в сочетании с анкерами были сооружены в гидротехнических туннелях для водоснабжения г. Ялты, в левобережном туннеле для пропуска строительных расходов на Токтогульской ГЭС, в туннелях для пропуска строительных расходов Байпазинской и Курпсайской ГЭС, в дренажных штольнях Капчагайской и Ингурской ГЭС, а также в некоторых других водоводах. Во всех этих туннелях лоток был выполнен из бетона.

Не везде опыт оказался удачным. В туннеле Токтогульской ГЭС (шириной 7 м, залегающем в известняках) для пропуска строительных расходов необходимость обеспечения ирригации потребовала изменения проектного режима работы туннеля и существенного повышения скорости потока воды. Это привело к явлениям кавитации и разрушению набрызгбетонной крепи свода и стен туннеля на участке, примерно до 40 м (из общей длины 335 м, закрепленной набрызгбетоном) в зоне, где в породе проходила тектоническая трещина. После уменьшения скорости потока воды (путем перевода режима работы туннеля из безнапорного в напорный) дальнейших разрушений крепи не наблюдалось и в целом расчетный срок эксплуатации туннеля был значительно превышен.

В туннеле Байпазинской ГЭС пролетом 12,8 м и высотой 6,4 м, размещенном в известняках, при производстве работ на

отдельных участках имели место определенные нарушения проекта (большие переборы профиля, невыполнение цементации ослабленных пород для их консолидации, отказ от металлической сетки, прианкеренной к породе, при нанесении набрызгбетона и др.), в результате которых после двухмесячной эксплуатации произошло следующее. Крепь из набрызгбетона на участке слабых пород перед сопряжением с монолитной бетонной крепью была разрушена и порода в стене туннеля оказалась размытой на глубину до 4 м, затем в этом месте произошло обрушение породы в своде на глубину до 8 м.

В других гидротехнических туннелях в процессе эксплуатации крупных нарушений крепи из набрызгбетона не наблюдалось. Техничко-экономический анализ показывает, что стоимость сооружения крепи из набрызгбетона в туннелях примерно в 2 раза меньше стоимости бетонной крепи, а трудоемкость работ сокращается в 1,5—2 раза.

В напорных гидротехнических туннелях набрызгбетон широко применяют в сочетании с монолитной бетонной крепью для создания внутренней несущей оболочки-кольца по арматурной сетке. Такое покрытие называют железоторкретным, толщина его составляет 6—12 см.

Предполагается, что нагрузка от горного давления, воспринимаемая бетонной крепью, не может распространяться на внутреннее железоторкретное кольцо, а сцепление набрызгбетона с монолитным бетоном достаточно, чтобы при опорожнении туннеля напор наружных грунтовых вод величиной до 100 тс/м² не смог оторвать железоторкрет. Расчет такой оболочки на внутреннее давление воды в туннеле ведется на прочность и трещиностойкость. Трещины в нем не допускаются, минимальный процент армирования не ниже единицы. В необходимых случаях производят затирку и заглаживание свежеложенного набрызгбетона, что позволяет снизить коэффициент его шероховатости примерно на 30—40 %.

В безнапорных гидротехнических туннелях с крепью из сборных железобетонных блоков для гидроизоляции также наносят набрызгбетон по сетке, прикрепленной к внутренней поверхности блоков. Толщина таких оболочек составляет 4—5 см, а с учетом заполнения уступов в стыках блоков доходит в среднем до 8—10 см.

Как в напорных, так и в безнапорных туннелях для создания внутренних набрызгбетонных оболочек перспективным является применение агрегатов типа, показанного на рис. 116. При этом армирование должно быть каркасным.

ГЛАВА 19

МЕХАНИЗМ И УСЛОВИЯ РАБОТЫ КРЕПИ

Анкерная, или штанговая, крепь, являясь прогрессивной и экономически выгодной для крепления подземных сооружений, применяется в широком диапазоне горнотехнических условий. Она относится к крепям безподпорного типа и по сравнению с обычными подпорными конструкциями имеет следующие преимущества:

- повышает безопасность ведения горных работ, так как лучше любой другой крепи противостоит взрывным работам и может устанавливаться в забое как временная;

- обладает потенциальными возможностями для полной механизации процесса крепления;

- требует меньшего расхода крепежных материалов и меньших затрат на их доставку;

- позволяет уменьшить сечение горной выработки на 18—25% и ее аэродинамическое сопротивление (по сравнению с рамной крепью).

С точки зрения условий применения и принципа взаимодействия крепи с массивом можно выделить три основные схемы анкерования (рис. 118).

Первая, наиболее распространенная, схема-метод «сшивки» заключается в следующем. Слоистые породы, скрепленные штангами, работают до появления трещин как единая балка, сопротивление изгибу которой выше, чем суммарное сопротивление отдельных нескрепленных слоев. После появления трещин анкеры способствуют образованию породных блоков большой высоты, которые заклиниваются между собой и не обрушаются в выработку.

При второй схеме (методе «подшивки») (рис. 118, б) разрушенные породы в кровле выработки (слабые породы непосредственной кровли) подвешиваются анкерами к ненарушенным породам за пределами свода обрушения (к прочным породам основной кровли). При этом анкеры должны выдерживать вес пород в своде обрушения или всей пачки пород непосредственной кровли.

Третью схему анкерования (рис. 118, в) применяют в крепких трещиноватых породах, когда крепь выполняет роль ограждающей конструкции, предохраняющей выработку от отдельных случайных вывалов.

Анкерную крепь применяют в качестве постоянной и временной конструкции, в самостоятельном виде и в сочетании с традиционными подпорными металлическими и бетонными (в том числе с набрызгбетонными) креплениями. Иногда анкерный болт используют для вспомогательных целей: к нему подвешивают конвейеры, монорельсовые дорожки, различные трубопроводы или кабели.

Исследованиями [87, 88] установлено, что в самостоятельном виде анкерную крепь можно применять при креплении подземных сооружений, размещенных в слабообводненных достаточно

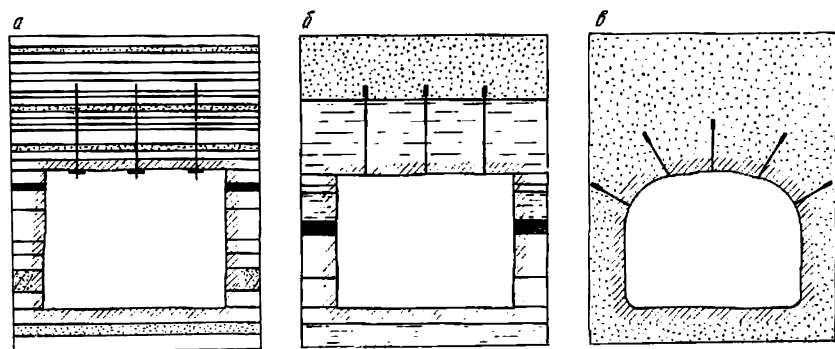


РИС. 118. Схемы анкерования:

а — методом сшивки; б — методом подшивки; в — с целью предотвращения вывалов пород

монолитных породах, вне зоны геологических нарушений при смещениях пород кровли не более 100 мм.

По данным [78], предельно возможная относительная деформация кровли горной выработки, закрепленной анкерами, не превышает 2%. Сверх этой величины кровли обычно обрушаются.

При смещениях кровли выработок 50—100 мм и более анкерную крепь используют в комбинации с поддерживающими креплениями. Упрочняя массив горных пород, вмещающий выработку, анкерная крепь существенно уменьшает смещения породного контура, позволяет облегчить и удешевить конструкцию основной поддерживающей крепи и повысить надежность эксплуатационного состояния подземного сооружения. Так, в сочетании с рамной крепью анкерная позволяет уменьшить в 1,5—2 раза плотность установки рам.

Условия работы анкерного болта в скважине и, следовательно, характер его взаимодействия с массивом горных пород зависят от способа его закрепления. Так, анкер можно закреплять в одной точке в забое скважины жестко (железобетонный

или полимерный замок) или создавать возможность проскальзывания замка в шпуре (металлический распорный анкер).

Применяют конструкции железобетонных и армополимерных анкеров, которые закрепляют по всей длине скважины, жестко связывая породный массив.

Выбор конструкции анкерного болта и способа его крепления зависит от горнотехнических условий работы анкерной крепи.

При сшивке расслаивающихся и подшивке к массиву обрушающихся пород зоны неупругих деформаций эффект анкерования зависит от степени стяжки породных слоев анкерами и способности последних воспринять развивающиеся смещения. Эти смещения по длине анкера различны: в замковой части они минимальны, а по мере приближения к контуру выработки, за счет разрыхления пород в процессе их неупругого деформирования и разрушения, они увеличиваются и становятся максимальными у контура.

Анкерная крепь снижает разницу смещений между различными точками зоны неупругих деформаций, однако полностью устранить ее не может. При рассмотренной схеме процесса анкер, жестко закрепленный по всей длине, не обеспечивает передачу усилия натяжения на все слои пород, а в процессе работы может быть разорван и потеряет несущую способность. В этом случае целесообразно применять анкеры с точечным закреплением, способные воспринимать различные смещения пород по всей длине за счет проскальзывания замка в скважине (металлические распорные анкеры) или за счет специальной конструктивной податливости. Анкерная крепь будет работать в оптимальном режиме, если рабочая характеристика анкера (зависимость перемещения конца анкера от выдергивающего усилия) будет соответствовать геотехническим параметрам деформирования пород.

При подшивке слабых пород непосредственной кровли к прочным породам основной кровли и при третьей схеме анкерования, когда анкерная крепь выполняет роль ограждающей конструкции или усиливающих и упрочняющих элементов с набрызгбетонным покрытием, разность смещений, воспринимаемых анкерами по его длине, незначительна. В этих случаях можно применять анкеры и с жестким закреплением как точечным, так и по всей длине. Необходимую податливость системы «порода — анкерный болт» позволяют обеспечить существующие конструкции опорных плит и шайб.

Иногда при креплении выработок трапецидальной формы, размещенных в слоистых горизонтально-залегающих породах, конечной целью упрочнения массива является создание породных балок повышенной толщины и, следовательно, обладающих большим моментом сопротивления. В этом случае целесообразно закреплять анкеры по всей длине скважины.

Основными параметрами анкерной крепи являются длина анкеров, плотность их установки и величина натяжения. В настоящее время известно несколько методов расчета указанных параметров, отличающихся друг от друга гипотезами, положенными в основу механизма работы анкерной крепи. Пример и методика расчета параметров крепи, работающей по одной из возможных расчетных схем, приведены в главе 16. Несущая способность различных замков может быть определена по методикам, изложенным в работах [69, 80, 87, 88].

Все известные методики в той или иной степени идеализируют механизм работы заанкерванной толщи пород, а входящие в эти расчеты характеристики физико-механических свойств массива горных пород определяются весьма приближенно. Поэтому этими методиками можно пользоваться только для ориентировочных расчетов, а полученные при этом параметры должны уточняться экспериментальным путем в процессе строительства и эксплуатации горной выработки. Это предусматривают существующие инструкции по применению анкерных крепей [60, 80].

Экспериментальным путем установлено, что для различных горно-геологических условий выработок Донбасса длина анкеров не превышает 2—2,5 м, а натяжение должно быть в пределах 3—4 тс. Плотность установки анкеров определяется из условия $0,5\text{—}1,2\text{ м}^2$ площади поверхности выработки на один анкер.

Примерно такие же параметры анкерной крепи в выработках со средней шириной 5,5 м и высотой 3—5 м рекомендуются для условий горнодобывающей промышленности Франции [78].

Для туннелей и камер анкерную крепь применяют в скальных породах с коэффициентом крепости $f \geq 4$. В более слабых породах применение анкерной крепи должно быть обосновано модельными и натурными исследованиями. Параметры анкерной крепи выбирают по следующим зависимостям.

Длина анкеров для сводчатой части выработки

$$l_a \geq h_n + l_3, \text{ м,}$$

где h_n — глубина нарушенной зоны, определяемая по данным натурных исследований; для предварительных расчетов h_n допускается определять по формуле (1.10); l_3 — заглубление анкеров за пределы нарушенной зоны; для стальных анкеров $l_3 = 0,25 h_n, \text{ м}$; для железобетонных анкеров

$$l_3 = \frac{R_a d_a}{400 \tau_a} \geq 0,5 \text{ м;}$$

R_a — расчетное сопротивление растяжению стержня анкера, кгс/см²; d_a — диаметр стержня анкера, см; τ_a — расчетное сцепление стержня анкера с омоноличивающим цементно-песчаным раствором (кгс/см²), принимаемое для предварительных расчетов по данным табл. 43.

Вид горячекатаной стержневой арматуры	Сцепление арматуры с раствором при проектной марке раствора на сжатие, кгс/см ²	
	200	300
Круглая (гладкая)	15	25
Периодического профиля	25	35

В туннелях диаметром до 6 м, сооружаемых в сильнотрещиноватых нарушенных скальных породах, имеющих крупноблочную структуру, глубина анкеров принимается

$$l_a = 2 + 0,15B_0,$$

где B_0 — пролет (ширина) туннеля, м.

Расстояние между анкерами a в продольном и поперечном направлениях для сводчатой части выработки необходимо принимать наименьшим (но не менее 1 м), определенным по условиям:

а) образования породного свода

$$a = l_a - \frac{k_n q}{c} (l_a + B_0), \quad (6.1)$$

где k_n — коэффициент, принимаемый по данным табл. 44; q — расчетная величина вертикального горного давления, определяемая по формуле (1.11), тс/м²; c — величина сцепления породы в нарушенной зоне, принимаемая по данным натурных исследований и ориентировочно определяемая по зависимости

$$c = 3f, \text{ тс/м}^2; \quad (6.2)$$

б) устойчивости породы между анкерами

$$a = \frac{l_a}{l_3} \sqrt{\frac{c}{q}}; \quad (6.3)$$

Таблица 44

Коэффициент крепости породы f	Коэффициент k_n при формах сечения выработок	
	с прямыми стенами и пологим сводом	остальные формы
До 5	0,2	0,25
Более 5	0,25	0,3

в) прочности закрепления анкера по формуле

$$a = \sqrt{\frac{N_a}{\gamma h_n}}, \quad (6.4)$$

где N_a — несущая способность анкера, определяемая по данным натурных исследований; для предварительных расчетов допускается принимать для стальных анкеров в породах с $f = 6-10$, $N_a = 8-10$ тс, в других породах $N_a = 6-8$ тс; для железобетонных анкеров N_a принимается равной прочности стержня анкера на разрыв, тс; γ — объемный вес породы, тс/м³.

Предварительное определение параметров напряженных анкеров для крепления крупных подземных камер может быть произведено по данным работы [56].

Практика строительства и проектирования подобных камер показала, что наибольшую опасность для устойчивости породного массива вокруг большой камерной выработки представляют возможные подвижки отдельных породных блоков. Такие блоки ограничены трещинами или прослоями с пониженными характеристиками сцепления и угла внутреннего трения заполнителя. В этих условиях подвижки в несколько сантиметров уже могут оказаться критическими.

Крайне важным является своевременное выявление потенциально опасных блоков, проверка их устойчивости и, при необходимости, установка дополнительной крепи. Геомеханический анализ устойчивости породных блоков можно выполнять аналогично работе [56]. При этом необходимо иметь в виду следующие обстоятельства:

а) должно рассматриваться равновесие не плоских, а пространственных блоков, т. е. необходимо выявить границы блоков также и вдоль камеры;

б) усилия, действующие по граням блоков, должны определяться по результатам расчетов напряженного состояния породного массива, например методом конечных элементов.

Следует отметить, что сложность и неоднородность структуры породного массива вблизи выработки, недостаточная определенность свойств пород, некоторая идеализация используемых расчетных схем не позволяют определить основные параметры крепления с применением глубоких предварительно-напряженных анкеров (глубина и шаг анкеров, усилие предварительно натяжения) только расчетным путем.

Излагаемые ниже расчеты, разработанные в научно-исследовательском секторе Гидропроекта [58], дают определенные ориентиры, которые в совокупности с детальным инженерно-геологическим анализом и сопоставлением с накопленным практическим опытом могут внести уточнения в параметры крепления из напряженных анкеров, полученные на основании предварительного расчета.

Предполагается, что поле напряжений в окрестности выработок известно (оно определяется методом конечных элементов или другими численными методами прикладной теории упругости, его можно определить также методом фотоупругости).

В первую очередь выявляют зоны растягивающих напряжений. Размеры этих зон служат оценкой для длин предварительно-напряженных анкеров. В зонах, где оба главных напряжения растягивающие, можно в запас полагать породу разрушенной и ее вес рассмотреть как нагрузку на основные конструкции. Шаг анкеров желательно при этом выбрать таким, чтобы усредненное напряжение в породе от их обжатия гасили растягивающие напряжения на части площади таких зон.

Затем производят сравнение сжимающих главных напряжений σ с расчетным сопротивлением породного массива на сжатие R . Должно выполняться условие

$$\sigma \leq R.$$

Значение R может быть определено с использованием показателя качества породы при переходе от коэффициента крепости породы в образце к коэффициенту крепости породы в массиве (см. § 3.1).

Может быть рекомендована также и методика ВНИИ. В этом случае

$$R = R_{сж} k_{с.о.}$$

где $R_{сж}$ — прочность пород в образце ($R_{сж} = 100 f$), кгс/см²; f — коэффициент крепости по шкале проф. М. М. Протодьяконова; $k_{с.о.}$ — коэффициент структурного ослабления.

Коэффициент структурного ослабления в зависимости от характерных признаков породного массива имеет следующие значения:

Слой мощностью более 1 м. Имеется одна система трещин, расстояние между трещинами более 1,5 м	0,9
Слой мощностью от 0,5 до 1 м. Имеется не более двух систем трещин, расстояние между трещинами 1—1,5 м .	0,7
Слой мощностью от 0,5 до 1 м. Имеется три — четыре системы трещин, расстояние между трещинами 0,5—1 м	0,5
Слой мощностью до 0,5 м. Имеется до шести систем трещин, расстояние между трещинами менее 0,5 м . . .	0,3
Слой мощностью до 0,3 м. Имеется более шести систем трещин, расстояние между трещинами менее 0,3 м . . .	0,1—0,2

Зоны вокруг выработок, где условие $\sigma \leq R$ не выполняется или выполняется с небольшим запасом $R/\sigma \leq 1,25$, требуют крепления предварительно-напряженными анкерами. Это условие, однако, может оказаться недостаточным, поскольку оно не в полной мере учитывает оценку напряженного состояния породного массива.

Необходимо проверить полученную длину анкеров по условию напряженного состояния массива горных пород. Оценку этого состояния можно провести по одной из теорий прочности. Зоны, где не выполняется критерий прочности или, при более осторожном подходе (оправданном для больших и ответственных подземных сооружений), где критерий прочности удовлетворяется с небольшим запасом, крепятся предварительно-напряженными анкерами.

По мнению многих исследователей, в туннельном строительстве для скальных пород наиболее подходящей является теория прочности Кулона-Мора.

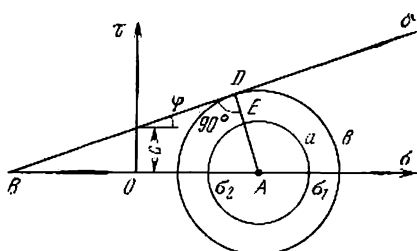


РИС. 119. Определение коэффициента запаса с использованием теории прочности Кулона-Мора

Критерий Кулона-Мора можно наглядно изобразить графически (рис. 119). В анализируемой точке сооружения с главными напряжениями σ_1 и σ_2 материал не разрушается, если круг Мора a лежит ниже огибающей предельных кругов $б$ и разрушается, если круг Мора пересекает или хотя бы касается ее.

Более дифференцированную оценку можно получить следующим путем. Наряду с фактическим кругом Мора a строится концентрический ему предельный круг $б$, касающийся огибающей $б$. Отношение радиусов предельного и фактического кругов Мора принимается за коэффициент запаса, т. е.

$$k = \frac{AD}{AE},$$

где $AD = AB \sin \varphi$,
в свою очередь

$$AB = AO + OB = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$$

и

$$AE = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}.$$

Таким образом,

$$k = \frac{0,5 (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi + c \cos \varphi}{0,5 (\sigma_1 - \sigma_2)}. \quad (6.5)$$

Здесь параметры сцепления и угол внутреннего трения (c и φ) являются характеристиками скальной породы, вмещающей выработку.

Формула (6.5) получена для однородного материала. При наличии в массиве выраженных трещин определенного направления с другими (меньшими) параметрами $c_{тр}$ и $\varphi_{тр}$ локальный коэффициент запаса определяется как отношение предельно допустимых и фактических касательных напряжений по плоскости трещин, а именно

$$k = \frac{\tau_{пр}}{\tau},$$

где

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\beta,$$

β — угол между направлениями трещин и главных напряжений, а

$$\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_{тр} + c_{тр},$$

здесь

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\beta.$$

Таким образом,

$$k = \frac{[0,5(\sigma_1 + \sigma_2) + 0,5(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\beta] \operatorname{tg} \varphi_{тр} + c_{тр}}{0,5(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\beta}. \quad (6.6)$$

В формулах (6.5) и (6.6) следующее правило знаков — сжатие обозначено плюсом.

Участки, где локальные коэффициенты запаса меньше 1,1—1,25 (в зависимости от класса сооружения и степени обоснованности инженерно-геологических исходных данных), должны лежать внутри зоны предварительного обжатия, т. е. должны быть закреплены анкерами, длины которых увеличиваются на величину заделки в массив.

Таким образом, длины предварительно-напряженных анкеров (исключая участки заделки анкера) вокруг выработок определяются исходя из следующих условий:

анкеры должны перекрывать глубину зоны растяжения вокруг выработок;

анкеры должны выходить за пределы потенциально опасных блоков породы, сползающих в выработку;

глубина анкеров должна превышать размеры зон вокруг выработок, в которых величина сжимающих главных напряжений меньше, чем расчетное сопротивление породного массива на сжатие;

глубина анкеров должна быть большая, чем глубина участков вокруг выработок, в которых локальные коэффициенты

запаса по условию критерия прочности напряженного массива менее заданных величин (1,1—1,25).

После того как определены глубины анкеров и выявлены участки массива вокруг выработки, требующие крепления, вычисляется объем породы, который необходимо удерживать анкерами в равновесии. Имея этот объем, полагаем, что сползание его может произойти по преобладающему направлению трещин или же под углом к горизонту $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$. Шаг анкеров, усилие их натяжения и длина заделки анкеров определяются по методике, изложенной в работе [56].

Проведенный статистический анализ показывает, что параметры глубоких предварительно-напряженных анкеров находятся в следующих пределах.

Длина анкеров (включая заделку) при пролете выработки $B_0 \leq 30$ м

$$l_a = (0,6 \pm 0,2) B_0.$$

Длина анкеров при высоте выработки $H \leq 40$ м

$$l_a = (0,5 \pm 0,2) H.$$

Шаг анкеров $a = 3—4$ м (по высоте камерной выработки); $a = 3—6$ м (по длине камеры).

Усилие натяжения анкеров $N_a = 80—170$ тс.

ГЛАВА 20

КОНСТРУКЦИИ АНКЕРНЫХ КРЕПЕЙ

Анкерную крепь применяют в практике горнодобывающей промышленности и подземном строительстве с начала XX в. [88, 94]. За это время было предложено и испытано более 200 типов анкеров, из них более 30 в отечественной горной практике. В настоящее время ежегодно в мире используется 55—65 млн. анкеров (штанг) различного типа.

ИГД им. А. А. Скочинского предложена классификация всех существующих конструкций анкеров по четырем основным признакам: материалу, принципу закрепления в шпуре, конструкции замка и возможности извлечения (табл. 46).

Известные конструкции анкерной крепи достаточно подробно освещены в литературе [69, 78, 92], а применяющиеся в отечественной практике подземного строительства и горнодобывающей промышленности в работах [18, 56, 69, 87].

В горных выработках наибольшее распространение получили металлические клинощелевые и распорные анкеры. Их удельный вес в общем объеме анкерной крепи составляет 75—80%.

Клинощелевые анкеры применяют в породах крепких и средней крепости. Они состоят из стержня, на одном конце которого имеется прорезь под клин, а на другом — резьба под гайку. Клинощелевые анкеры, как правило, не извлекаемы, за исключением разъемных анкеров, у которых стержень отвинчивается и извлекается, а замок остается в шпуре. Широкое распространение клинощелевых анкеров обусловили простота конструкции и технологичность установки. К недостаткам их относится необходимость бурения шпуров строго установленной длины и диаметра.

Более совершенны анкеры распорного типа, которые подразделяются на распорноклиновые и распорноконусные

Т а б л и ц а 45

Материал	Металлические, железобетонные, синтетические, деревянные, комбинированные	
Принцип закрепления в шпуре	Распорные	Замковые жесткие, замковые податливые, беззамковые
	Безраспорные	
Конструкция замка	Распорные	Замковые, с закреплением по всей длине шпура Клинощелевые, распорноклиновые, распорноконусные с камерным замком, с закреплением по всей длине шпура
Возможность извлечения	Неизвлекаемые, частично извлекаемые, извлекаемые	

(рис. 120). К распорноклиновым относятся анкеры ЭС-1 (Эстонсланца), ШК-1 (ВНИИгидроугля), АК-8 (КузНИИУИ) и АД-1 (ДонУГИ); к распорноконусным — анкеры, выпускаемые, например, американской фирмой «Паттен».

Анкеры АК-8, ШК-1 и ЭС-1 состоят из стержня, на одном конце которого имеется плоский клин, а на другом — резьба под натяжную гайку, и двух полугильз. Клин анкера АК-8 имеет ограничитель движения полугильз, которые связаны между собой монтажной проволоочной скобой.

Анкер конструкции ДонУГИ состоит из двух взаимозамещаемых клиньев (к одному из них приварена гайка для навинчивания на анкер), стержня и натяжной гайки. Один конец анкера снабжен квадратной головкой, за которую можно удерживать стержень от скручивания при затяжке. За эту же головку вывинчивают анкер из замка при его извлечении.

Анкер фирмы «Паттен» имеет распорный конус, который вставляется между двумя полугильзами и навинчивается вместе с ними на стержень. Обе половины гильзы схвачены пружин-

ным хомутом. Распорный конус и гильзы создают постоянный распор замка между стенками шпура. Штанги этого типа извлекаемы. Отечественными инструкциями [60] при установке анкеров предусматривается натяжение в 3—4 тс для предупреждения расслоения пород и уменьшения их смещения

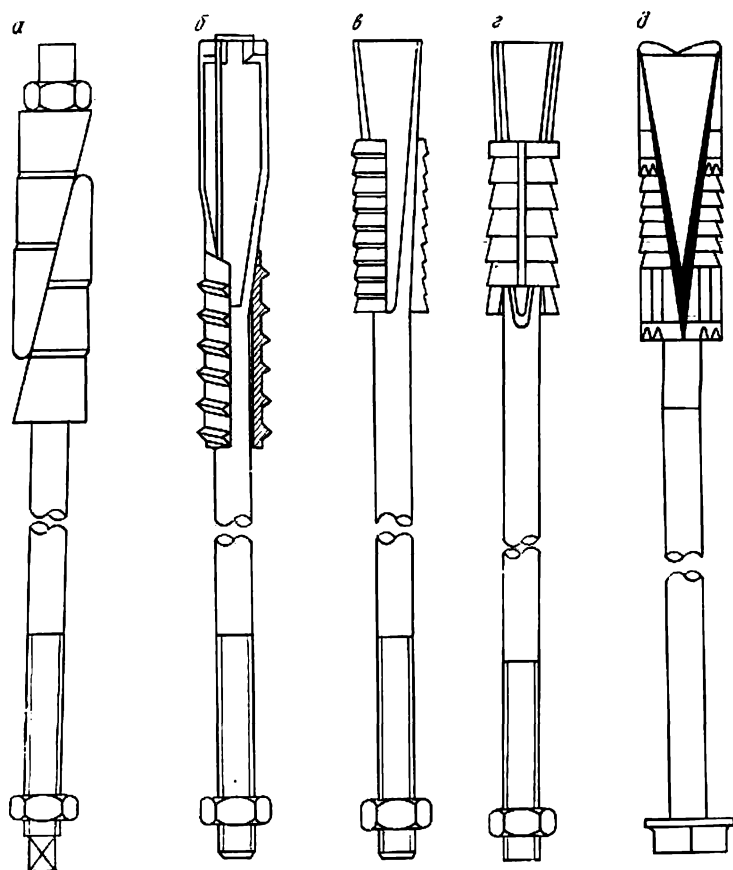


РИС. 120. Конструкции анкеров:

а — АД-1; б — АК-8; в — ШК-1; г — ЭС-1; д — «Паттен»

в выработку. Некоторые зарубежные исследователи [78, 94] рекомендуют доводить натяжение до 5—6 тс. Все рассмотренные конструкции анкеров (рис. 120) обеспечивают при установке необходимое начальное натяжение. В процессе смещения массива горных пород в выработку нагрузка на анкер увеличивается в зависимости от прочности пород до 8—12 тс, что оказывается достаточным для обеспечения надежной работы анкер-

ной крепи. При этом в отдельных случаях проскальзывание металлического замка анкера в скважине достигает 80—140 мм.

Широко распространены в горнорудной промышленности, а особенно в практике строительства подземных сооружений, железобетонные анкеры [62]. Представляя собой сочетание цементно-песчаного раствора и стальной арматуры (рис. 121), железобетонные анкеры отличаются высокой прочностью закрепления, хорошо воспринимают сдвигающие и растягивающие нагрузки, просты в изготовлении и дешевы. В качестве арматуры в этих анкерах чаще всего применяется сталь периодического профиля диаметром 16—24 мм, реже — канаты. В качестве заполнителя — раствор в виде мелкозернистой песчаной бетонной смеси, приготовленной на портландцементе марки 400—600. В условиях, когда необходимо включение в работу анкеров сразу после их установки, используют глиноземистый цемент. Такой раствор позволяет получить прочность закрепления анкера, достаточную для восприятия нагрузки 6—8 тс через 4—6 ч.

Несущая способность железобетонных анкеров в зависимости от их длины достигает 10—17 тс. Установлено, что нарушение несущей способности железобетонных анкеров в результате потери сцепления между бетоном и арматурой полностью не выводит их из работы, так как со временем связь частично восстанавливается [62].

В последние годы начинает находить применение армополимерная анкерная крепь [60]. В этой конструкции бетон заменяется различными быстротвердеющими смолами или другими химическими составами. Такой анкер конструкции ИГД им. А. А. Скочинского представлен на рис. 122. Анкер состоит из штанги 1, изготовленной из арматурной стали с концом, раздвоенным в виде «ласточкиного хвоста», и ампулы 2 с быстротвердеющим составом, изготовленным на основе песка и синтетической смолы. Уплотнительное резиновое кольцо 3 предохраняет раствор от вытекания в процессе его твердения. Заканчивается анкер опорной плитой 4 и натяжной гайкой 5. В скважину вводится ампула, а затем анкер, который, вращаясь, погружается в ампулу, перемешивая ее компоненты.

Анкеры, закрепленные по всей длине скважины, существенно повышают устойчивость породного массива. Такие анкеры (железобетонные или полимерные) скрепляют между собой отдельные разрушенные блоки породы. Ограничивая свободу их перемещений, анкеры снижают вероятность взаимного проскальзывания блоков и возможность их вывалов.

В качестве временной и ограждающей крепи иногда находят применение деревянные анкеры (рис. 123), представляющие собой круглый стержень 1 диаметром 40—70 мм с торцевыми продольными щелями на обоих концах, предназначенными для введения деревянных клипьев 2. Щели располагаются во вза-

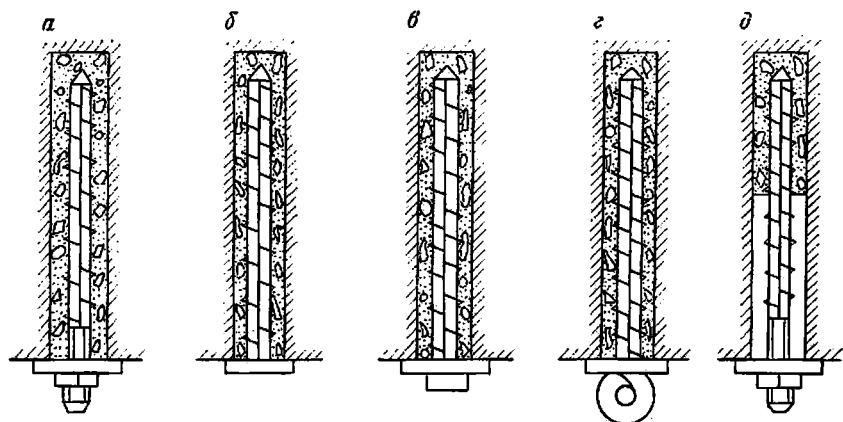


РИС. 121. Конструкции железобетонных анкеров:

а, д — хвостовики с резьбой под гайку; *б, в* — хвостовики в виде высаженной головки; *г* — хвостовики в виде петли

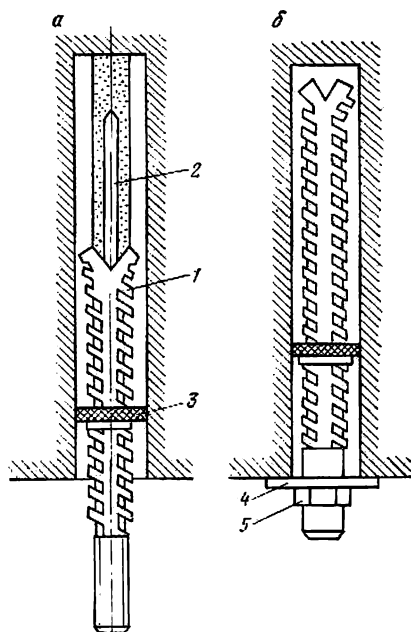


РИС. 122. Анкер с закреплением быстротвердеющими химическими составами (АКХ):

а — в момент установки; *б* — после установки

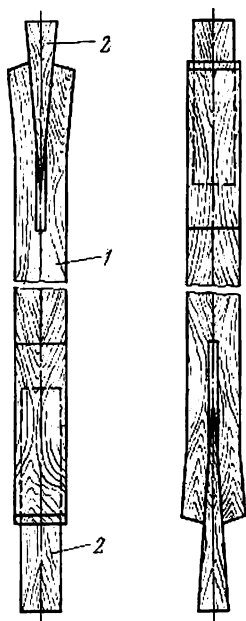


РИС. 123. Деревянный анкер

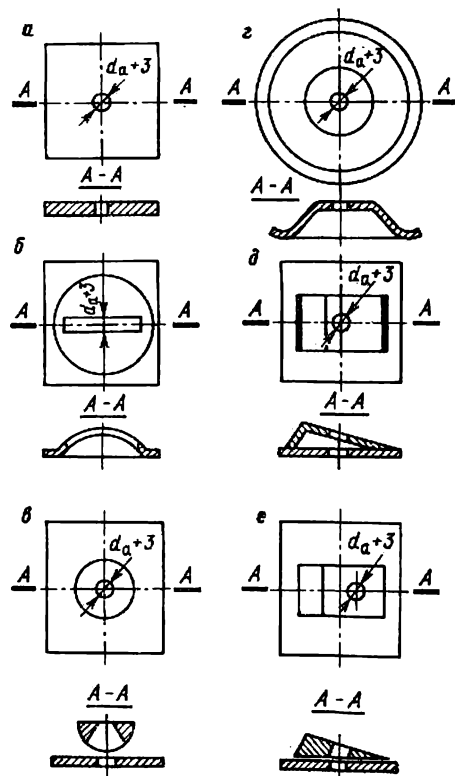


РИС. 124. Опорные плиты для анкеров:
а, б, г и д — металлических; в и е — деревян-
ных

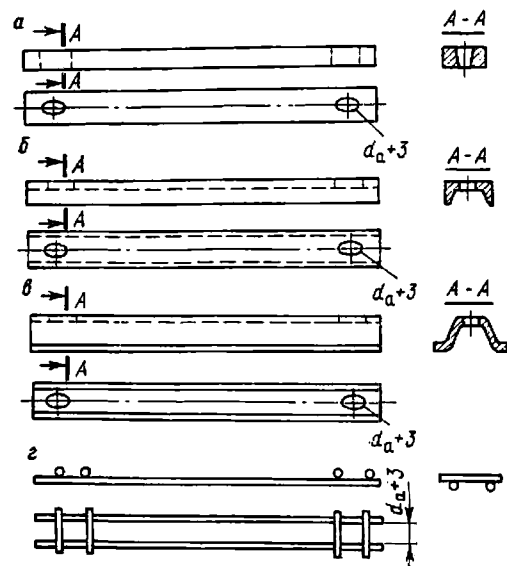


РИС. 125. Металлические подхваты для ан-
керной крепи:

а — из полосы; б — из швеллера; в — из шахт-
ного профиля; г — сварные из круглых стержней

имно перпендикулярных направлениях. Элементы деревянного анкера целесообразно изготавливать из упроченной прессованной или пластифицированной древесины. Испытания деревянных анкеров на прочность закрепления в скважинах показали, что несущая способность зависит от качества древесины и типа пород, достигая 0,8—1,2 тс.

Передача усилия от анкера на породную поверхность осуществляется с помощью специальных опорных плит (рис. 124).

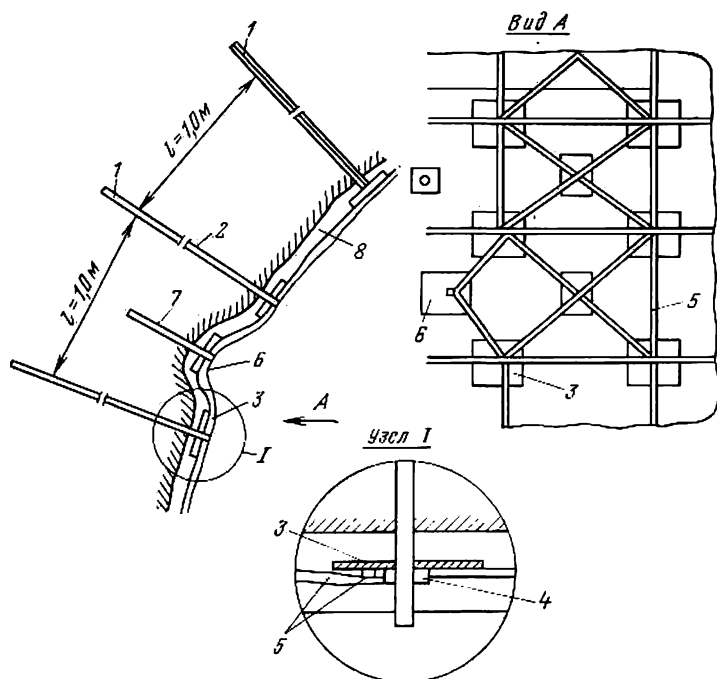


РИС. 126. Конструкция анкерной крепи в туннелях, сооружаемых в сильнотрещиноватых породах:

1 — железобетонные анкеры; 2 — скважины; 3 и 6 — шайбы; 4 — гайка; 5 — арматурные стержни; 7 — неглубокий шпур; 8 — набрызгбетон

Плоскость опорной плиты должна быть перпендикулярна к оси анкера.

При наличии слабых, трещиноватых пород анкеры устанавливают с подхватами и затяжкой (рис. 125). Подхваты, как правило, применяют металлические, а при сроке службы горной выработки до двух лет могут быть деревянными. В качестве затяжки с анкерами используют металлическую сетку, стекловолокно, дерево и другой материал. Металлическую

сетку целесообразно применять в сочетании с набрызгбетонным покрытием.

В туннелях и камерах в сильнотрещиноватых породах при сочетании анкерной крепи с набрызгбетоном по сетке может быть рекомендована конструкция крепи, показанная на рис. 126 [68].

К железобетонным анкерам (или к шайбам) приваривают проволоку (катанка) или тонкие арматурные стержни (диаметром до 12 мм), которые плотно облегают все неровности поверхности породы. Между анкерами пробуривают дополнительные неглубокие шпуров для монтажа в них коротких промежуточных анкеров, к которым привариваются те же стержни. Таким образом, все рабочие анкеры соединяются между собой (по сторонам и по диагонали) арматурой, образующей плотно прилегающую к породе сетку. Такая сетка обеспечивает безопасность горных работ и надежное качественное покрытие набрызгбетона по породе. При этом расстояние между рабочими анкерами определяется размерами отдельных блоков породы, разделенными видимыми трещинами.

Применение анкерной крепи в самостоятельном виде в слабых глинистых, сыпучих и плавучих породах, а также в зонах геологических нарушений, сильно перемятых или обводненных пород не допускается.

Надежность работы анкерной крепи во многом зависит от качества ее установки, контроля за натяжением анкеров в процессе эксплуатации и состояния породного контура. Анкеры следует устанавливать вслед за подвиганием забоя выработки с минимальным отставанием.

Контроль за натяжением анкеров необходим в процессе их установки и перед взрывными работами. Кроме того, периодически (один раз в 1,5—2 месяца) проверяют состояние анкеров и породного обнажения выработки.

Натяжение анкеров в процессе установки контролируется с помощью динамометрических ключей или шайб Гровера. При нормальном натяжении анкеров специально рассчитанные шайбы должны быть сжаты (рис. 127).

Контроль прочности закрепления анкеров в скважине производится механическими и гидравлическими приборами ПКА,

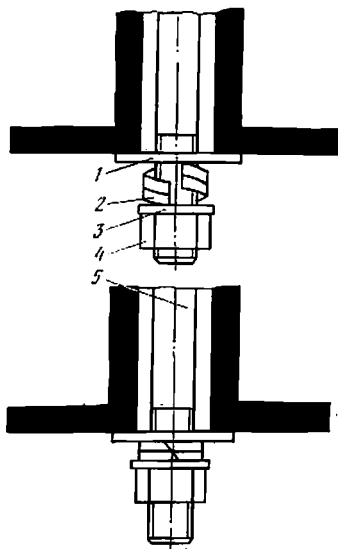


РИС. 127. Шайба Гровера для контроля натяжения анкеров:

1 — опорная плита; 2 — шайба Гровера; 3 — шайба; 4 — натяжная гайка; 5 — штанга анкера

ПА-3 и УВГ-15/5, выпускаемыми серийно. Эти приборы создают тяговые усилия 15—25 тс, просты и надежны в эксплуатации [60, 69].

Для крепления крупных камерных выработок в Советском Союзе и за рубежом широкое распространение получили глубокие предварительно-напряженные анкеры. На рис. 128 показаны схемы анкерного крепления подобных подземных сооружений [56, 89, 95 и др.].

В последние годы научно-исследовательским сектором Гидропроекта (В. В. Щетинин и др.) разработаны два типа натягаемых анкеров из высокопрочных параллельных проволок и витых канатов (прядей). В конструкциях анкеров используются применяемые для предварительного напряжения железобетонных элементов стандартные узлы, серийные гидродомкраты и существующие технологические линии для формирования арматурных пучков. Натягаемые анкеры разработаны применительно к скважинам диаметром 105 мм и глубиной до 25 м. Эксплуатационное усилие натяжения ограничено 100 тс с целью получения легких и гибких конструкций анкеров, монтаж которых можно вести в стесненных подземных условиях.

На рис. 129 показан натягаемый анкер из 48 высокопрочных параллельных проволок диаметром 5 мм с временным сопротивлением 190 кгс/мм². Проволоки заанкериваются с помощью холодной высадки в натяжной анкерной головке конструкции ЦНИИС Минтрансстроя. Для натяжения анкера используют серийный гидравлический домкрат мощностью 120 тс.

Изготовление анкера осуществляется на специальной технологической линии, в состав которой входит тяговый барабан, станок для правки проволоки, бухтодержатель, гидравлические ножницы, гидропресс для высадки утолщений, механизм обмотки. Изготовленные анкеры сворачиваются в бухты диаметром 2—2,5 м и в таком виде поступают на строительную площадку.

Замковая часть анкера изолируется тампоном, позволяющим зацементировать ее под давлением до 5 кгс/см², а также устанавливать анкер под любым углом к горизонту.

Прядевый натягаемый анкер (рис. 130) представляет собой пучок из семи семипроволочных прядей диаметром 15 мм с временным сопротивлением 180 кгс/мм². Пряди после натяжения блокируются в анкерной головке, состоящей из конуса и обоймы. Обойму изготавливают из стального литья марки 35 ГЛ. Конус выполняется из заготовок стали марки Ст. 45 с термической обработкой до твердости НРС=35—40 единиц. Для натяжения прядей используют гидравлический домкрат мощностью 120 тс, состоящий из тянущего конуса, внутри которого перемещается поршень-цилиндр, несущий на себе опорный стакан. По числу натягиваемых прядей на корпусе

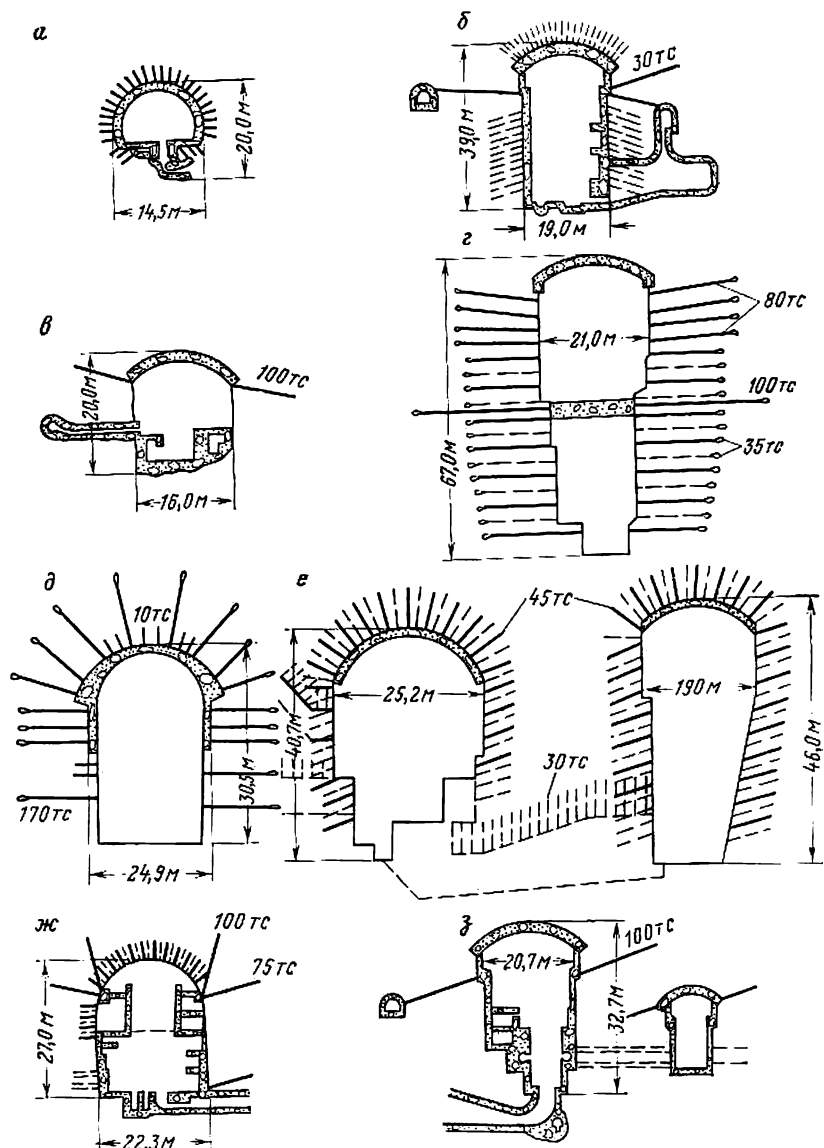


РИС. 128. Сечения крупных подземных сооружений, закрепленных анкерной крепью:

а — площадь поперечного сечения 240 м², граниты; б — 646 м², гнейсы, тектонические зоны с глиной; в — 300 м², амфиболиты; г — 1010 м², гнейсы, пегматиты, кварциты; д — 720 м², диориты; е — 930 м², гранодиориты; ж — 540 м², граниты; з — 450 м², сланцы

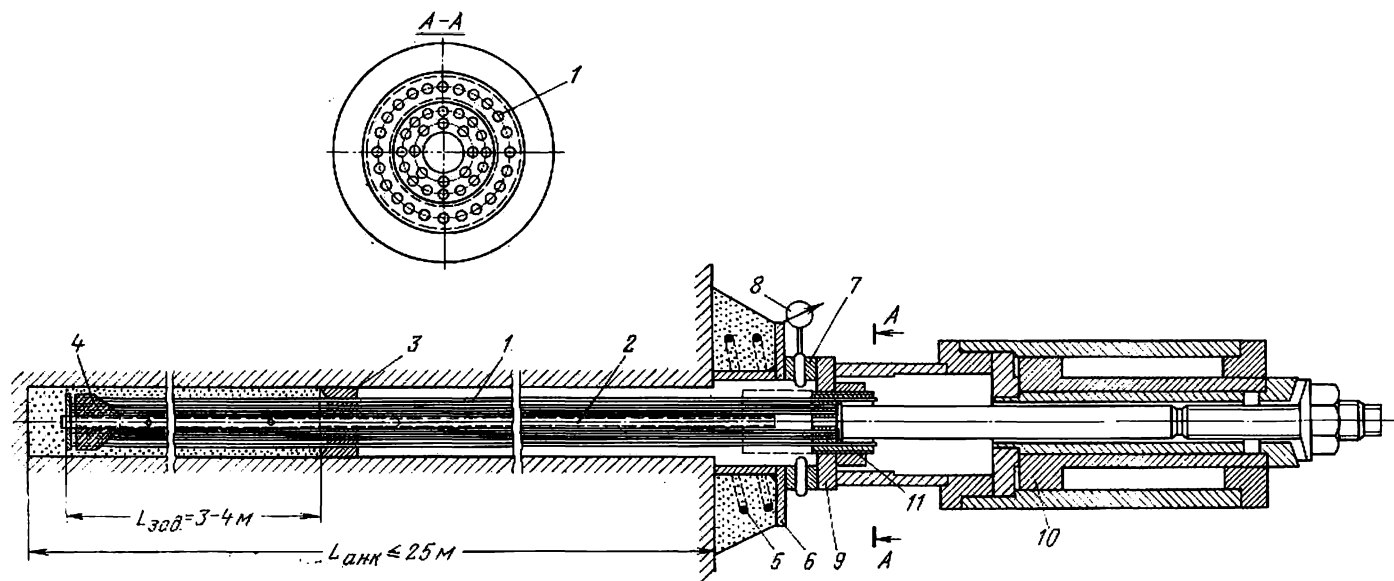


РИС. 129. Конструкция гибкого напрягаемого анкера глубокого заложения из параллельных проволок:

1 — высокопрочные проволоки диаметром 5 мм; 2 — трубка диаметром 13 мм для инъекции цементного раствора в замковую часть анкера; 3 — тампон; 4 — направляющая головка; 5 — бетонная опорная подушка со спиральным армированием; 6 — опорная металлическая плита; 7 — гидроподушка (гидромессдоза); 8 — манометр давления масла в гидроподушке; 9 — распределительная металлическая плита; 10 — гидродомкрат мощностью 120 тс конструкции ЦНИИС Минтрансстроя; 11 — анкерная головка

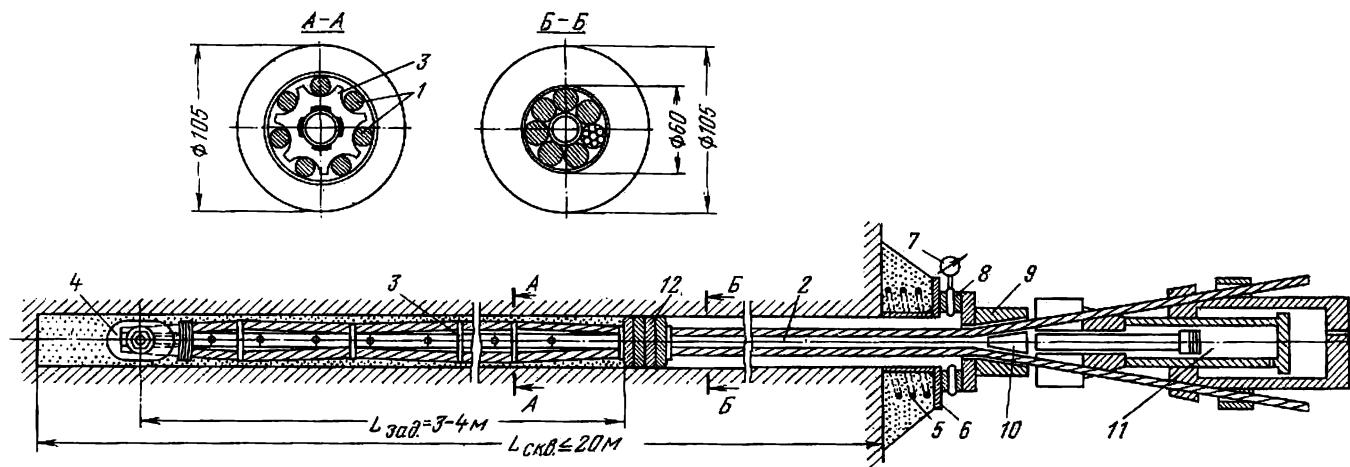


РИС. 130. Конструкция гибкого напрягаемого анкера глубокого заложения из семи витых семипроволочных канатов (прядей):

1 — семипроволочный канат (прядь) диаметром 15 мм; 2 — трубка диаметром 13 мм для инъекции цементного раствора в замковую часть анкера; 3 — диафрагма для расширения прядей в замковой части; 4 — направляющая головка; 5 — бетонная опорная подушка со спиральным армированием; 6 — металлическая опорная плита; 7 — манометр давления; 8 — гидроподушка (гидромессдоза); 9 — обойма анкерной головки; 10 — клин; 11 — гидродомкрат мощностью 120 тс Дарницкого завода Минтрансстрой; 12 — тампон

1 — наконечник; 2 — арматурная прядь диаметром 15 мм; 3 — распорка; 4 — труба диаметром 25 мм; 5 — хомут; 6 — диафрагма; 7 — скрутка проволоки; 8 — нагнетательная трубка диаметром 15—25 мм; 9 — опорный оголовок; 10 — клинья; 11 — опорная плита; 12 — трубка диаметром 10 мм для отвода воздуха



цилиндра устанавливаются гидроцилиндры со штоками, которые передают усилия на клинья.

Замковой части анкера для лучшего сцепления с раствором придана волнистая форма с помощью диафрагм и сжимов между ними.

Формирование прядевых анкеров возможно как на технологической линии, так и непосредственно на стройплощадке. Применение прядевой арматуры для напрягаемых анкеров снижает затраты на их изготовление, упрощает конструкцию анкерных устройств и натяжных приспособлений. Стоимость прядей несколько выше проволоки, однако меньшие трудозатраты делают применение прядевой арматуры экономически целесообразной.

Антикоррозионная защита свободной части напрягаемого анкера состоит из полиэтиленовых рукавов или липких пластмассовых лент с заполнением пространства полиизобутиленовыми мастиками или техническим вазелином. Кольцевое пространство между скважиной и изоляцией после напряжения анкера цементируется.

Контроль за усилием натяжения в анкерах осуществляют с помощью динамометрических масляных подушек (гидромесдоз) и манометров давления.

Институтом Оргэнергострой разработаны прядевые анкера, натяжение которых осуществляют последовательным напряжением каждой отдельной пряди сравнительно легкими домкратами малой мощности [9]. Суммарное усилие натяжения составляет до 160 тс.

В конструкцию анкера (рис. 131) входят следующие основные элементы:

семипроволочные арматурные пряди (7—10 шт.) диаметром 15 мм с разрывным усилием 21,6 тс;

нагнетательные и воздухоотводящие трубки для заполнения скважины раствором (трубки диаметром 10 и 20 мм изготавливают из полиэтилена);

наконечник для соединения прядей в передней части анкера; распорки, устанавливаемые через 1 м в замковой части для создания дополнительного сцепления анкера с раствором; хомуты для монтажа прядей вокруг центральной нагнетательной трубы;

опорный железобетонный оголовок толщиной 20 см, размерами в плане 90×90 см с анкерной плитой и клиновыми зажимами для фиксации натянутых прядей.

Диаметр скважины 105 мм, омоноличивание анкера осуществляется цементно-песчаным раствором при соотношении цемента и песка 1 : 0,25 при $V : Ц = 0,4—0,45$. Конструкция анкера позволяет наносить антикоррозионные покрытия (краска ЭФАЖС, компаунд К-1 и др.). Особый эффект достигается в случае, когда анкер вводится в полиэтиленовую трубу (кроме участка заделки анкера).

МЕХАНИЗАЦИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ КРЕПИ

Возведение анкерной крепи включает процессы бурения скважины, установку штанги с замком и закрепление замка. В последнем случае необходимо, как правило, завинтить гайку, прилагая к ней крутящий момент, равный 25—30 кгс·м. Наиболее трудоемок процесс бурения скважин.

В зависимости от прочности пород скважины бурят ручными пневмо- или электросверлами (по породам прочностью $f \leq 3$), а также колонковыми электросверлами или перфораторами (по породам с $f > 3$), укрепленными на различных переносных колонках, самоходных тележках и манипуляторах проходческих машин.

Для бурения скважин применяют серийные, также буровые машины типа БУА, БПМ, станки БСА-3 и др. Бурение скважин под анкеры в слабых породах производят без промывки, так как действие воды на породу резко снижает несущую способность анкерной крепи. Поэтому буровые механизмы должны быть снабжены средствами сухого пылеулавливания.

В Донбассе при возведении анкерной крепи широко применяют переносную установку УВАК-2а конструкции ДонУГИ, изготовленную на базе электрического сверла ЭРП18Д-М и предназначенную для бурения шпуров по породам с $f \leq 6$ [36]. Установка (рис. 132) состоит из трех телескопических труб, из которых нижняя 4 и верхняя 7 — выдвижные. Нижняя труба, служащая для регулирования высоты установки, имеет пружинный амортизатор 5 и фиксируется относительно средней трубы 1 фиксатором 6. Колонка распирается между кровлей и почвой автоматически за счет выдвижения верхней трубы с помощью каната 8, переброшенного через блок 9 и закрепленного одним концом за нижнюю часть верхней выдвижной трубы, а другим — на барабане подачи электросверла 3. До включения сверла распор колодки осуществляется за счет веса последнего, а при работающем сверле за счет усилия подачи. Сверло закреплено на каретке 2, перемещающейся по средней трубе. Пыль, образовавшаяся в процессе бурения, попадает в пылеулавливатель 10 и отводится по трубе на почву выработки. Усилие подачи регулируется специальным фрикционом, имеющимся на сверле. Масса установки со сверлом — 55 кг.

По сравнению с другими переносными колонками (КШ-2, БСА-3, БША-1 и др.) установка УВАК-2а отличается возможностью дистанционного управления и автоматическим распором, что позволяет управлять установкой одному человеку.

Примером специальной машины для возведения анкерной крепи в прочных породах является перекатный бурильный станок на пневмошинном ходу МАП-1 конструкции ЦНИИПодзем-

маша (рис. 133). Эта машина механизмирует бурение шпуров с углом наклона до 45° и завинчивание гаек при установке анкеров. Машина состоит из гидравлического сверла 1, распорной стойки 2, ходовой части 3 и бурового инструмента 4. Она снаб-

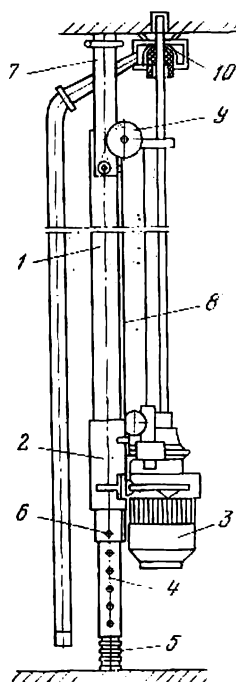
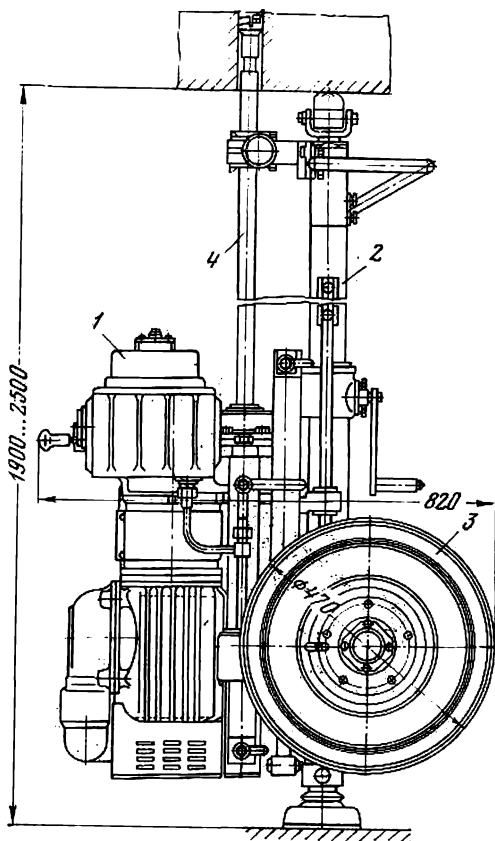


РИС. 132. Переносная установка УВАК-2а

РИС. 133. Машина МАП-1 для возведения анкерной крепи



жена электрогайковертом. Сверло разработано на базе электрогидробура ЭБГП-1. Механизм подачи сверла состоит из траверсы и четырех гидроцилиндров. При подаче масла в гидроцилиндры сверло перемещается по направляющей распорной стойке. Одновременно выдвигается шпindel с буровым инструментом. Масса станка составляет 250 кг.

Аналогичные переносные установки и буровые каретки для анкерного крепления созданы и применяются за рубежом (рис. 134).

В Советском Союзе в туннелях и камерах бурение скважин под анкерную крепь осуществляют высокопроизводительными

буровыми машинами БА-1, БГА-1 или перфораторами ПК-50, ПК-65, смонтированными на самоходных установках (СБУ-2к, БК-5Д и др.) или буровых рамах.

Установку глубоких предварительно-напряженных анкеров производят в следующем порядке. После обурирования скважин

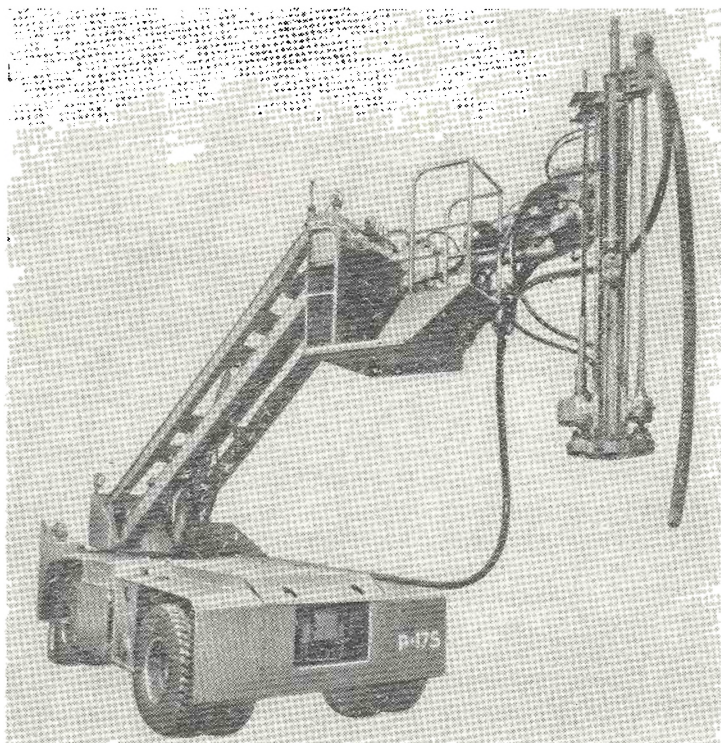


РИС . 134. Буровая каретка для штангового крепления фирмы «Секома»

их очищают от шлама. Смонтированный гибкий анкер вводят в скважину вручную или с помощью какого-либо простого приспособления типа лебедки. Производится омоноличивание замковой части анкера на длину 3—4 м под давлением 5 кгс/см². В период выстойки раствора бетонируют опорный оголовок, затем через 3—4 недели анкер натягивают домкратом и фиксируют. В последнюю очередь осуществляют омоноличивание рабочей части анкера.

На рис. 135 показана установка глубоких предварительно-напряженных анкеров [91].

Отечественные конструкции предварительно-напряженных анкеров позволяют выполнять крепежные работы с подвижных

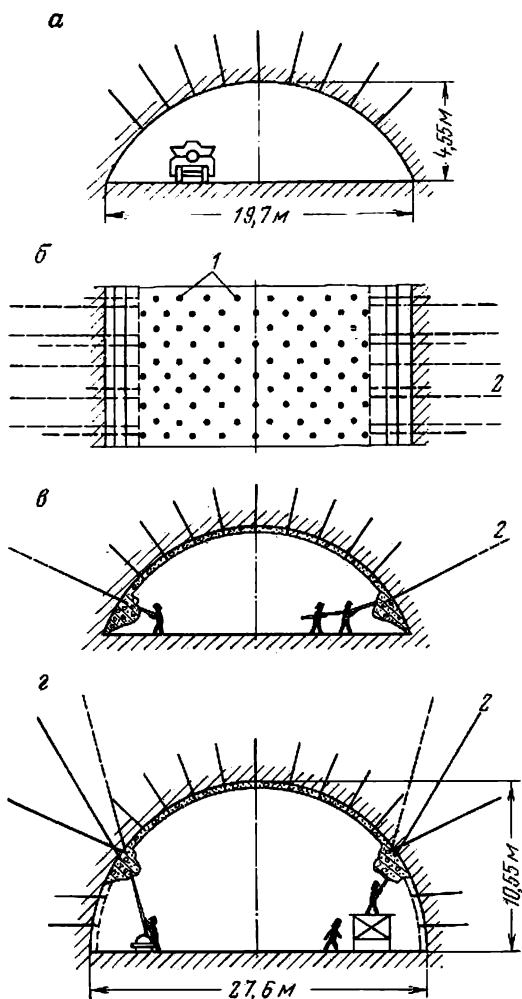


РИС. 135. Анкерное крепление сводовой части камерной выработки большого сечения:

а — крепление обычными анкерами; *б* — план сводовой части выработки; *в* — установка глубоких предварительно-напряженных анкеров подкрановых опор; *г* — то же при разработанном первом уступе камеры; *1* — обычные анкера; *2* — глубокие предварительно-напряженные анкеры

подмостей (размер в плане 3×6 м по высоте до 10 м). Все операции по сборке и установке анкеров выполняются бригадой из 3—4 человек.

1. *Абрамсон Х. И., Коган В. Г., Цай Т. Н.* Возведение и восстановление крепи вертикальных стволов методом безопалубочного бетонирования. Обзорная информация, ЦБТИ Минтяжстроя СССР. 1972, № 11, с. 40.
2. *Армополимербетонные* и другие строительные конструкции для промышленности и транспорта. Под общ. ред. В. И. Соломатова. М., 1975 (Труды МИИТ, вып. 494).
3. *Афендигов Л. С., Виноградов Ю. Н., Якобс В. В.* Облегчение веса и снижение стоимости чугунных обделок.— *Метрострой*, 1972, № 3, с. 26.
4. *Атманских С. А., Пястолов А. В., Гаврилов Н. Н.* Аппарат для введения порошкообразных ускорителей схватывания и твердения набрызгбетона.— *Горный журнал*, 1967, № 6, с. 67—69.
5. *Бечвал Д. И.* Анализ и классификация средств механизации возведения крепи.— *Научные сообщения ИГД им. А. А. Скочинского*, № 70. М., 1970, с. 67—74.
6. *Бобырь П. Н., Попов И. Н.* Передвижная металлическая опалубка ОМП-1.— *Сборник информационных материалов № 9. ЦБТИ Минтяжстроя СССР*. М., 1970.
7. *Технико-экономическое обоснование применения различных конструкций крепи для горизонтальных и наклонных выработок/Б. П. Бурдин, Р. И. Липкинд, В. Д. Попов и др.*— В кн.: *Вопросы организации и механизации горнопроходческих работ*. М., 1975, с. 69—74 (Труды ВНИИОМШС, вып. № 24).
8. *Вербецкий Г. П.* Прочность и долговечность бетона в водной среде. М., Стройиздат, 1976.
9. *Виттенберг Б. А., Гроссман И. И.* Глубокие предварительно напряженные анкеры высокой несущей способности в подземных гидротехнических сооружениях.— *Экспресс-информация, СГЭС*, 1975, № 5, М., Информэнерго, с. 12—14.
10. *Тоннели и метрополитены/В. П. Волков, С. Н. Наумов, А. Н. Пирожкова, В. Г. Храпов*. М., Транспорт. 1975.
11. *Временная инструкция по применению двухслойной монолитной крепи конструкции ДонУГИ/ДонУГИ, Донецк*, 1974.
12. *Временное руководство по креплению выработок набрызгбетоном в Донбассе/ДонУГИ, ВНИИОМШС. Донецк*, 1974, с. 43.
13. *Гелескул М. Н.* Технический прогресс в области крепления горных выработок на угольных шахтах.— *Шахтное строительство*, 1976, № 5, с. 4—6.
14. *Гелескул М. Н.* Какой профиль проката целесообразно применять в металлобетонной крепи капитальных выработок глубоких шахт.— *Шахтное строительство*, 1971, № 11, с. 23—24.
15. *Глушко В. Т., Цай Т. Н., Ваганов И. И.* Охрана выработок глубоких шахт. М., Недра, 1975.
16. *Голицынский Д. М.* Расчет крепи из набрызгбетона в гидротехнических тоннелях, сооруженных в слабых породах.— *Гидротехническое строительство*, 1976, № 9, с. 10—13.
17. *Определение расчетного коэффициента крепости породы в массиве/Г. А. Голодковская, А. Г. Лыкошин, В. М. Мостков, О. П. Павлушина*.— *Гидротехническое строительство*, 1977, № 1, с. 49—51.
18. *Горбачев Т. Ф., Штумпер Г. Г., Сtryгин Б. И.* Применение анкерной крепи в подготовительных выработках. Новосибирск, Наука. 1973.

19. *Гуцко В., Капустин В., Сахинади И.* Новые прогрессивные решения при скоростной проходке. — Метрострой, 1978, № 3, с. 13—17.

20. *Джапаридзе Л. А.* Расчет металлической крепи горных выработок. М., Недра, 1975.

21. *Дружко Е. Б., Заславский Ю. З., Переписчик Ф. И.* Устойчивость основных горных выработок. Донецк, Донбасс, 1975.

22. *Ержанов Ж. С., Айтилиев М. М., Шилкин П. И.* Конструирование и расчет набрызгбетонной крепи. М., Недра, 1971.

23. *Заславский И. Ю.* Анализ технологических схем крепления выработок набрызгбетоном. — Проектирование и строительство угольных предприятий, 1976, № 9, с. 15—17.

24. *Заславский И. Ю.* Механизм упрочнения пород при набрызге бетона и исследование его эффективности. — В кн.: Разработка месторождений полезных ископаемых. Вып. 45. Киев, Техника, 1976, с. 48—57.

25. *Заславский Ю. З.* Замена спецпрофиля двутавром в металлобетонной крепи выработок глубоких шахт нецелесообразна. — Шахтное строительство, 1971, № 3, с. 28—29.

26. *Заславский Ю. З., Зорин А. Н., Черняк И. Л.* Расчеты параметров крепи выработок глубоких шахт. Киев, Техника, 1972.

27. *Бетонная крепь, технология и механизация ее возведения.* /Ю. З. Заславский, В. П. Киндур, Е. А. Лопухин, Ф. И. Переписчик. Донецк, Донбасс, 1973.

28. *Заславский Ю. З., Литвинский Г. Г.* Упрощенный расчет монолитных крепей с учетом отпора пород. — В кн.: Крепление и охрана горных выработок. Донецк, 1968, с. 112—122 (Труды ДонУГИ).

29. *Заславский Ю. З., Литвинский Г. Г.* Исследование закономерностей движения бетонной смеси по трубам. — В кн.: Вопросы управления кровлей, охраны и крепления горных выработок, сб. № 48. Донецк, Донбасс, 1969, с. 136—150.

30. *Разработка и исследование пневмобетонукладчика для механизации бетонных работ в шахте.* /Ю. З. Заславский, Г. Г. Литвинский, Б. П. Гордиенко и др. Донецк, Донбасс, 1969, с. 150—161.

31. *Заславский Ю. З., Марков А. И.* Универсальный блок для крепи глубоких капитальных выработок. — В кн.: Крепление и охрана горных выработок, сб. № 41. М., Недра, 1968, с. 241—259 (Труды ДонУГИ).

32. *Заславский Ю. З., Переписчик Ф. И.* Крепление капитальных выработок на больших глубинах. Донецк, Донбасс, 1971.

33. *Зиневич Н. И., Миньков А. Г., Костин И. П.* Испытание эластичной скользящей опалубки и радиального способа прессования бетона при возведении обделки туннеля. — Энергетическое строительство, 1976, № 6, с. 41—44.

34. *Илюшин В. Ф.* Подземные сооружения Нурекской ГЭС. М., Информ-энерго, 1970.

35. *Ильенко В. М., Наумов В. П., Чехото В. Я.* Новый материал для безопалубочного бетонирования горных выработок. — Шахтное строительство, 1973, № 5, с. 12—13.

36. *Инструкция к установке для возведения анкерной крепи.* /ДонУГИ. Донецк, 1973.

37. *Исследование конструкций подземных сооружений и окружающих их скальных пород.* Л., Энергия, 1975.

38. *Казакевич Э. В.* Пути снижения запыленности воздуха при работе набрызгмашин. Труды ВНИИОМШС, вып. 20, 1971, с. 38—43.

39. *Казакевич Э. В., Жуков Л. Ф., Пономаренко Д. Н.* Определение оптимального технологического режима набрызгбетонирования. — Горный журнал, 1975, № 12, с. 31—33.

40. *Каталог-справочник*. Крепи и оборудование для крепления горных выработок. М., ЦНИЭИУголь, 1976.

41. *Киндур В. П., Заславский И. Ю.* Определение области рационального использования конструкций из набрызгбетона в Донбассе.— В кн.: Опыт применения облегченных видов крепи при строительстве новых шахт и горизонтов. М., ЦНИЭИУголь, 1976, с. 15—19.

42. *Тоннельные машины и тоннельный транспорт*/С. Н. Киселев, П. А. Часовитин, Н. Е. Черкасов, С. Г. Вовиков. М., Транспорт, 1976.

43. *Клочнев Н.* Облегченные тубинги из высокопрочного чугуна.— *Метрострой*, 1974, № 4, с. 14—15.

44. *Комиссаров М. А., Зигель Ф. С.* Исследование эффективности применения в крепи горных выработок спецпрофиля из низколегированной стали.— Тезисы докладов на Республиканской конференции по проблемам угольной промышленности. Ч. 1. Донецк, 1969, с. 138—142.

45. *Комиссаров М. А., Зигель Ф. С.* Исследование несущей способности металлической арочной крепи.— В кн.: Крепление и охрана горных выработок, сб. № 41. 1968, с. 101—111 (Труды ДонУГИ).

46. *Кравченко Г. И.* Облегченные крепи вертикальных стволов. М., Недра, 1974.

47. *Компаниец С. А., Поправко А. К., Богородецкий А. А.* Проектирование тоннелей. М., Транспорт, 1973.

48. Сборная железобетонная и бетонная крепь для горизонтальных и наклонных выработок/И. Г. Косков, С. И. Болховитинов, В. П. Соллогуб и др. Челябинск, Южно-Уральское книжное изд., 1966.

49. *Кошелев К. В., Трумбачев В. Ф.* Повышение устойчивости капитальных горных выработок на больших глубинах. М., Недра, 1972.

50. *Лев М. А., Сапунов А. А.* Механизация бетонных работ при креплении горных выработок. М., Недра, 1976.

51. *Лейбензон Л. С.* Собрание трудов, т. I. Теория упругости. М., Академиздат, 1951.

52. *Либерман Ю. М.* Давление на крепь капитальных выработок. М., Наука, 1969.

53. *Лиманов Ю. А.* Метрополитены. М., Транспорт, 1971.

54. *Марков А. И.* Взаимное влияние сопрягающихся горизонтальных выработок глубоких шахт.— В кн.: Вопросы управления кровлей, охраны и крепления горных выработок. Донецк, Донбасс, 1969, с. 133—135 (Труды ДонУГИ).

55. *Маркович Б. А.* Шахтная металлическая цепь и способы ее массового производства. М., Недра, 1974.

56. *Мостков В. М.* Подземные сооружения большого сечения. М., Недра, 1974.

57. *Мостков В. М., Воллер И. Л.* Применение набрызгбетона при проведении горных выработок. М., Недра, 1968.

58. *Мостков В. М., Резников Р. А.* О методике статических расчетов подземных машинных залов ГЭС и ГАЭС.— *Гидротехническое строительство*, 1979, № 1, с. 20—23.

59. *Обгорелов Д. Х., Чекушев М. И.* Кольцевой способ бетонирования гидротехнического туннеля.— *Шахтное строительство*, 1969, № 3, с. 24—25.

60. *Отраслевая инструкция по применению металлических, сборных железобетонных и анкерных крепей в подготовительных выработках угольных и сланцевых шахт*. ИГД им. А. А. Скочинского. М., 1973.

61. *Равнение на рекорд*. — *Метрострой*, 1976, № 3, с. 11—21.

62. *Розинский В. М.* Проектирование и расчет железобетонной штанговой крепи. М., Недра, 1971.

63. *Рукки В. В.* Использование латексных бетонов в обделках подземных сооружений.— Энергетическое строительство, 1976, № 2, с. 52—56.

64. *Руководство по расчету параметров и выбору конструкций крепи капитальных выработок глубоких шахт Донбасса/ДонУГИ.* Донецк, 1972.

65. *Силин Г.* Новая опалубка для железнодорожных туннелей.— Метрострой, 1976, № 4, с. 12—13.

66. *Сильвестров С., Антонов О., Мандриков С.* Исследование статической работы свода станции «Площадь мужества».— Метрострой, 1974, № 7, с. 11—13.

67. *Скрамтаев Б. Г., Баженов Ю. М.* Расчетно-экспериментальный метод определения состава обычного (тяжелого) бетона.— В кн.: Эффективные методы подбора состава бетона. М., Госстройиздат, 1962, с. 5—13.

68. *Применение анкерной крепи при проведении выработок в трещиноватых породах/Ф. Т. Скуйбин, А. И. Курячий, Ю. И. Курячий, П. Ф. Буханов.*— Энергетическое строительство, 1975, № 3, с. 37—39.

69. *Справочник по креплению горных выработок/М. Н. Гелескул, В. Н. Хорин, Е. С. Кислев, Н. П. Бушуев.* М., Недра, 1976.

70. *Станченко И. К., Смирский Ю. И.* Рациональные конструкции межрамных ограждений горных выработок.— Шахтное строительство, 1972, № 5, с. 29—30.

71. *Технологические схемы очистных и подготовительных работ на угольных шахтах.* М., Недра, 1971.

72. Технические указания по возведению монолитно-прессованных бетонных тоннелей при щитовой проходке/ВСП 146—68, Минтрансстрой СССР. М., 1969.

73. *Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.* Пластинки и оболочки. М., Наука, 1966.

74. *Типовой проект 401-11-43.* Сечения горных выработок с блочной бетонной крепью/Центрогипрошахт. М., 1972.

75. *Типовые сечения горных выработок с арочной крепью из железобетонных тубингов КТАГ/Южгипрошахт, ВНИИОМШС.* Харьков, 1971.

76. *Троицкий К.* Уплотнение бетонной смеси при возведении монолитно-прессованной обделки.— Метрострой, 1971, № 6, с. 6—7.

77. *Туманов А., Лапин А., Кулагин Н.* Односводчатая станция глубокого заложения.— Метрострой, 1974, № 7, с. 8—10.

78. *Тэнсэлан Э.* Совсты по креплению штанговой крепью. Изд. фирмы «Скома», Париж, для международной выставки «Уголь-75». Донецк, 1975.

79. *Указания по проектированию гидротехнических туннелей.* СН-238-73. М., Стройиздат, 1974.

80. *Унифицированные типовые сечения горных выработок. Т. III.* Сечения горных выработок, закрепленные штанговой крепью при откатке грузов в вагонетках емкостью 1—4 м³/Южгипрошахт. Киев, Строитель, 1971.

81. *Фесенко Г. Л.* Предельные состояния горных пород вокруг выработок. М., Недра, 1976.

82. *Фотиева Н. Н.* Расчет обделок тоннелей некругового поперечного сечения. М., Стройиздат, 1974.

83. *Ходош В. А.* Монолитно-прессованная обделка в песчаных грунтах.— Метрострой, 1972, № 3, с. 15—18.

84. *Ходош В. А.* Совершенствовать технологию сооружения тоннелей с монолитно-прессованной обделкой.— Метрострой, 1974, № 2, с. 10—11.

85. *Цурпал Г. М., Переписчик Ф. И.* Ограниченно-податливая крепь для глубоких шахт.— Шахтное строительство, 1974, № 1, с. 6—9.

86. Чертянко В. И., Друзко В. П. Механизация позведсния мсталлической арочной крепи и забутовки закрепного пространства.— Машини и оборудова- ние для подземных работ, № 2, 1974, с. 24—25.

87. Широков А. П., Лидер В. А., Писляков Б. Г. Расчет анкерной крепи для различных условий применения. М., Недра, 1976.

88. Югов А., Кост А. Штанговое крепление горных пород. М., Госгор- техиздат, 1962.

89. Abraham K. Die Felsanker des Pumpspeicherwerkes Waldeck-II,— Baumaschine und Bautechnik, 1973, Heft 7, s. 273—285.

90. Chironis N. Sprayed fibrous concrete for mines.— Coal Age, 1974, Dec, p. 56—59.

91. Dreihundertfünfzig Tausend Kubikmeter Urgestein brachen unter dem Parallaschlag von Bohrhämmern.— Baupraxis, 1972, v. 24, N 12, s. 36—38.

92. Nitzsche R., Haas C. Installation induced stresses for grouted roof bolts.— International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1976, v. 13, N 1, p. 16—18.

93. Palmer P. Developments in sprayed concrete techniques.— Tunnels and Tunnelling, 1976, July, p. 37—38.

94. Reed J. Rock reinforcement and stabilization — bolting alternative.— Mining Congresses Journal, 1974, v. 60, N 12, p. 40—45.

95. Rescher O. Neuzeitlicher Kavernenbau für Wasserkraftanlagen.— Oesterreichische Wasserwirtschaft, 1973, Heft 5/6, s. 93—103.

96. Ryan T. Continuous sprayed concrete tunnel lining.— Tunnels and Tunnelling, 1973, Nov; p. 539—543.

97. Shotcrete for tunnel lining.— Tunnels and Tunnelling, 1975, Sept., p. 37—47.

98. Steel fibres in gunite an appraisal.— Tunnels and Tunnelling, 1975, July, p. 74—75.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
Раздел I. УСТОЙЧИВОСТЬ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ . . .	5
Глава 1. Крепь подземных сооружений	5
1.1. Основные требования к крепи	5
1.2. Современные типы крепи	8
Глава 2. Расчет параметров крепи	15
2.1. Механизм взаимодействия крепи с массивом горных пород	15
2.2. Расчет параметров крепи горных выработок	21
2.3. Расчет нагрузок на крепь туннелей или камер	25
Глава 3. Охрана горных выработок	27
3.1. Оценка устойчивости горных выработок	27
3.2. Способы повышения устойчивости выработок	34
3.3. Упрочнение пород тампонажем	45
Раздел II. МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ КРЕПЬ	62
Глава 4. Конструкции крепи	62
4.1. Материал крепи	62
4.2. Арочная и кольцевая податливая крепь	68
4.3. Арочная и кольцевая жесткая крепь	78
4.4. Трапцевидная крепь	83
4.5. Кольцевая тубинговая крепь	84
4.6. Межрамные ограждения	86
Глава 5. Изготовление и возведение крепи	90
5.1. Производство крепи	90
5.2. Технология крепления	93
5.3. Механизация возведения крепи	95
5.4. Ремонт и повторное использование крепи	101
Раздел III. МОНОЛИТНЫЕ БЕТОННАЯ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КРЕПИ	104
Глава 6. Материал крепи	104
6.1. Проектирование состава бетонной смеси	104
6.2. Контроль за качеством приготовления смеси	109
6.3. Коррозия бетона	113
6.4. Марка бетона	116
6.5. Специальные бетоны	121
6.6. Сталь	123

Глава 7. Конструкции бетонной крепи	124
7.1. Бетонная крепь горных выработок	124
7.2. Бетонная крепь туннелей	128
7.3. Монолитно-прессованная бетонная крепь	134
7.4. Двухслойная монолитная податливая крепь	138
Глава 8. Конструкции железобетонной крепи	146
8.1. Металлобетонная крепь горных выработок	146
8.2. Железобетонная крепь туннелей	154
8.3. Железобетонная крепь с листовой арматурой	159
Глава 9. Возведение крепи	160
9.1. Организация работ по креплению подземных сооружений	160
9.2. Транспортирование бетонной смеси по трубам	170
9.3. Механизация возведения крепи	176
 Раздел IV. СБОРНЫЕ БЕТОННАЯ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КРЕПИ	190
Глава 10. Условия применения крепи	190
10.1. Требования к конструкции	190
10.2. Техничко-экономическая характеристика крепи	196
Глава 11. Сплошная крепь	196
11.1. Бетонные блоки в горных выработках	196
11.2. Тюбинговая (панельная) крепь	200
11.3. Сборные крепи в туннелях и камрах	203
Глава 12. Рамные крепи горных выработок	211
12.1. Трапецевидные крепи	212
12.2. Арочные крепи	213
12.3. Замкнутые крепи	215
Глава 13. Расчет сборных крепей на устойчивость	216
13.1. Методика расчета	216
13.2. Пример расчета	219
Глава 14. Технология и механизация возведения крепи	221
14.1. Возведение крепи в горных выработках	221
14.2. Возведение крепи в туннелях и камрах	230
 Раздел V. КРЕПЬ ИЗ НАБРЫЗГБЕТОНА	235
Глава 15. Конструкции крепи	235
15.1. Особенности набрызгбетонной крепи	238
15.2. Виды крепи на основе набрызгбетона	235
Глава 16. Проектирование крепи	242
16.1. Проектирование состава набрызгбетонной смеси	242
16.2. Расчет параметров крепи	252
16.3. Область применения крепи	259

Глава 17. Возведение крепи	263
17.1. Механизация возведения крепи	263
17.2. Технологи́я крепления выработок набрызгбетоном	270
Глава 18. Современные тенденции совершенствования набрызгбетона для крепления туннелей и камер	281
18.1. Состав набрызгбетона	282
18.2. Приготовление и нанесение набрызгбетона	284
18.3. Конструкции крепи из набрызгбетона	287
 Раздел VI. АНКЕРНАЯ КРЕПЬ	 291
Глава 19. Механизм и условия работы крепи	291
Глава 20. Конструкции анкерных крепей	300
Глава 21. Механизация возведения крепи	314
 СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	 318

ЮЛИЯ ЗИНОВЬЕВИЧ ЗАСЛАВСКИЙ
ВЛАДИМИР МИХАЙЛОВИЧ МОСКОВ

КРЕПЛЕНИЕ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Редактор издательства Э. Е. Ненаглядова
Переплет художника Ю. А. Ноздрина
Художественный редактор О. Н. Зайцева
Технический редактор Л. Г. Лаврентьева
Корректор Т. Ю. Шульц

Сдано в набор 02.10.78. Подписано в печать 16.02.79. Т-02470.
Формат 60×90^{1/16}. Бумага № 1. Гарнитура литер. Печать вы-
сокая. Псч. л. 20,5. Уч.-изд. л. 21,66. Тираж 4200 экз. Заказ
2407/6369—9. Цена 1 р. 40 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский
проезд, 1/19

Ленинградская типография № 4 Ленинградского производствен-
ного объединения «Техническая книга» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР по делам издательств,
полиграфии и книжной торговли. Ленинград, Д-126, Социали-
стическая, 14.

Уважаемый товарищ!

**ИЗДАТЕЛЬСТВО „НЕДРА“ ГОТОВИТ
К ПЕЧАТИ НОВЫЕ КНИГИ**

БАКЛАШОВ И. В., ТИМОФЕЕВ О. В. Конструкции и расчет крепей и обделок. Учеб. пособие для вузов. 15 л. 80 к.

В книге рассмотрены конструкции крепей горных выработок предприятий горнодобывающей промышленности и обделок подземных сооружений транспортного, энергетического и специального назначения, приведены современные методы расчета этих конструкций, согласованные с действующими нормативными документами. Рассмотрены общие положения по проектированию, описаны конструкции в рамках единой классификации и приведены соответствующие им общие расчетные схемы и, применительно к этим схемам расчета, изложены общие методы расчета с обязательной иллюстрацией числовыми примерами и рекомендациями по применению на ЭЦВМ.

Учебное пособие написано в соответствии с программами двух курсов — «Конструкции и расчет крепей» и «Конструкции и расчет обделок» и предназначено для студентов, обучающихся по специальности «Горный инженер-строитель».

МЕЛЬНИКОВ Н. И. Проведение и крепление горных выработок. Учебник для техникумов. 2-е изд., перераб. и доп. 20 л. 1 р.

В учебнике изложены основные свойства горных пород, дано представление о горном давлении. Рассмотрены вопросы, связанные с производством буровзрывных работ, описаны взрывчатые вещества, допущенные к применению в шахтах, и новые способы разрушения горных пород и углей. Приведены наиболее эффективные конструкции крепи горных выработок и условия их применения. Изложен весь технологический комплекс проведения горизонтальных и наклонных горных выработок. Особое внимание уделено специальным способам проведения выработок в сложных горно-геологических условиях. Освещены работы по ремонту и восстановлению выработок. Приведены графики организации труда и технико-экономические показатели.

Второе издание (1-е изд. — 1972) переработано и дополнено новыми материалами в соответствии с достигнутым прогрессом в области проведения и крепления выработок.

Учебник предназначен для учащихся горных техникумов.