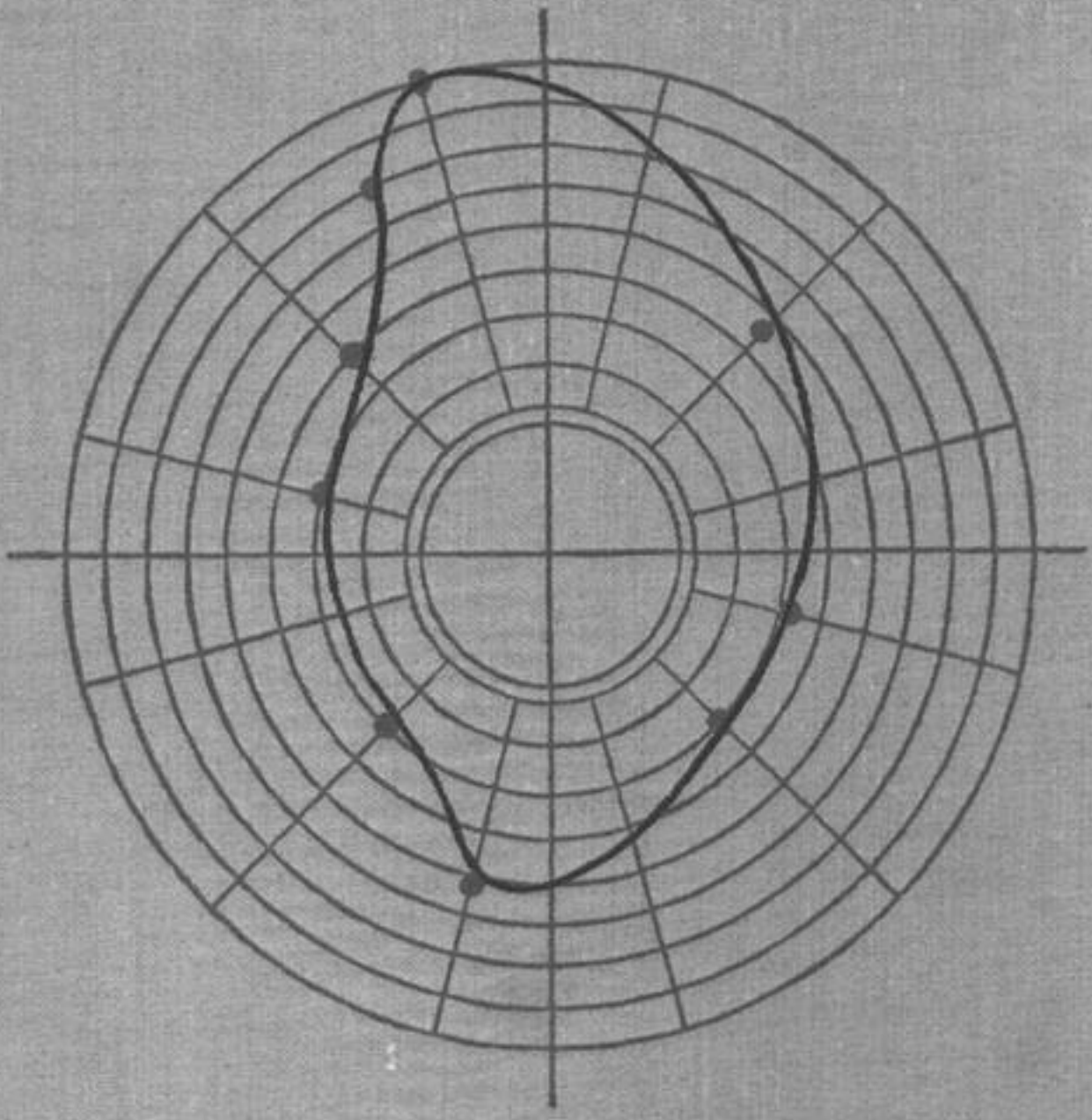
ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ И КРЕПЬ ВЫРАБОТОК

А. П. Максимов



А. П. МАКСИМОВ
проф., докт. техн. наук

ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ И КРЕПЬ ВЫРАБОТОК

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебного пособия для студентов горных специальностей вузов

ИЗДАТЕЛЬСТВО «НЕДРА»
Москва 1973

УДК [622.83 + 622.28](075.8)

Максимов А. П. Горное давление и крепь выработок. М., «Недра», 1973. 288 с.

В книге изложены основные сведения о физико-механических свойствах горных пород и методах их определения в лабораторных условиях и в натуре. Приведены данные о напряженном состоянии массива горных пород и дана объективная характеристика наиболее известных расчетных методов из теории горного давления.

Рассмотрены способы поддержания горных выработок, даны характеристики крепежных материалов, конструкции горных крепей и обделки тоннелей и приведены основные сведения о методах их расчета.

Книга предназначена для студентов горных вузов и факультетов.

Таблиц 26, иллюстраций 176, список литературы — 49 назв.

М $\frac{0373-111}{043\,(01)-73}$ 303—73

Александр Павлович Максимов

ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ И КРЕПЬ ВЫРАБОТОК

Редактор издательства *Э. Е. Ненаглядова.* Технический редактор *Т. Г. Сиева*
Корректор *Р. Я. Ускова*

Сдано в набор 3/X 1972 г. Подписано в печать 10/I 1973 г. Т-01326. Формат 60 × 90¹/₁₆. Бумага № 2. Печ. л. 18,0. Уч.-изд. л. 19,50. Тираж 7000 экз. Заказ № 2047/3004—9. Цена 89 коп.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19.
Ленинградская типография № 6 «Союзполиграфпрома» при Государственном Комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли, 196006, г. Ленинград, Московский пр., 91.

ВВЕДЕНИЕ

При строительстве и эксплуатации шахт, подземных сооружений специального назначения, тоннелей и карьеров технологические процессы связаны прежде всего с разрушением, погрузкой и транспортированием горных пород, а также с обеспечением устойчивости подземных горных выработок и бортов карьеров.

Без знаний физико-механических, водно-физических и других свойств горных пород, а также без минимума сведений о механических явлениях, происходящих в окружающем массиве горных пород в результате горных работ, нельзя успешно решать основные задачи горного дела. Наука, изучающая явления, происходящие в горных породах при производстве горных работ, называется механикой горных пород.

В результате горных работ нарушается природное равновесное состояние массива, вокруг горных выработок возникают дополнительные внутренние силы, которые при определенных условиях вызывают деформации боковых пород, сопровождающиеся иногда разрушением как пород, так и выработок. Внутренние силы в массиве пород, естественные и дополнительные, вызванные горными работами, называют горным давлением, а различные механические явления, происходящие в результате воздействия на горные породы и выработки этих сил, называют проявлениями горного давления (деформации пород и крепи, обрушения, вывалы, выдавливание почвы и т. д.). Для поддержания горных выработок в безопасном состоянии применяют горную крепь.

Выбор типа материала и конструкции крепи, несущей способности и способа возведения ее во многом обусловливается свойствами горных пород и их поведением в обнажениях.

Знание основных закономерностей явлений, происходящих в массиве вокруг выработок, позволяет управлять горным давлением, находить такие формы и методы разработки месторождений, проходки и крепления горных выработок, при которых возможно вести разработки и обеспечить устойчивость выработок при минимальных затратах средств и сил.

Механика горных пород тесно связана с другими научными дисциплинами (геология, петрография, минералогия, инженерная геология и гидрогеология), так как физико-механические свойства пород обусловливаются минералогическим составом, генезисом и последующим метаморфизмом, а напряжения в массиве нередко связаны с тектоническими явлениями.

Часть курса, в которой рассматриваются конструкции крепей, базируется на сопротивлении материалов, основах теории упругости и пластичности, строительной механике, строительных материалах.

Объемы сооружения горных выработок, тоннелей и других подземных объектов год от году возрастают как в Советском Союзе, так и за рубежом, причем поперечные сечения выработок в некоторых случаях достигают нескольких десятков и даже сотен квадратных метров, а располагать их приходится на больших глубинах, иногда в плывунах и водоносных песках, т. е. в условиях, требующих разнообразных конструкций.

Для крепления горных выработок, тоннелей и других подземных сооружений расходуется ежегодно большое количество дефицитных строительных материалов — дерева, стали, чугуна, цемента и др. Правильное и экономичное решение конструкций крепи в каждом конкретном случае должно базироваться на глубоком анализе горно-геологических условий и технико-экономическом расчете.

Учение о механике горных пород и горном давлении начало развиваться в начале XX века в связи с интенсивным развитием горных работ. Основоположниками этой отрасли горной науки в нашей стране являются проф. М. М. Протодьяконов, акад. А. Н. Динник (Днепропетровский горный институт), проф. П. М. Цимбаревич (Московский горный институт), проф. В. Д. Слесарев (Ленинградский горный институт).

В основу теоретических разработок этих исследователей (за исключением акад. А. Н. Динника) положены принципы строительной механики и сопротивления материалов. Для них характерно то, что давление горных пород на крепь рассматривается как внешняя нагрузка, не зависящая от характеристики крепи и времени. Полученные ими решения просты и удобны для пользования, в определенных рамках отражают реальные процессы и отвечают задачам практики, пока горные работы ведутся на небольшой глубине.

В дальнейшем практикой и научными исследованиями было установлено, что нагрузки на горные крепи в значительной мере зависят от характеристики крепей, степени их податливости. В механике горных пород в 40—50-х годах получило развитие второе научное направление, рассматривающее давление на крепь как результат взаимодействия боковых пород и горной крепи. Теоретические разработки в этом направлении проводятся на основе принципов механики сплошной среды — теории упругости, пластичности.

В технической литературе в нашей стране это направление представлено трудами проф. Ф. А. Белаенко, проф. К. В. Руппенейта

и другими, в зарубежной литературе — работами Феннера, Лабасса, Саустовича и др. Решения задач горного давления у этих исследователей содержат более строгую математическую основу, которая, однако, потребовала большой идеализации горных пород как среды изотропной и однотропной.

В последнее десятилетие для изучения вопросов горного давления рядом отечественных и зарубежных ученых широко используются концепции реологии — науки о течении вещества, что применительно к проявлениям горного давления, наблюдаемым при разработке на глубоких горизонтах, является прогрессивным. Процесс деформации горных пород вокруг выработок развивается во времени, иногда медленно — годами, в других случаях более интенсивно, и только реологические уравнения позволяют учесть фактор времени.

Следует, однако, отметить, что механика горных пород и теория горного давления еще не располагают вполне надежными методами для расчета подземных конструкций, в связи с чем большое значение придается экспериментальным методам изучения отдельных вопросов горного давления как в лабораторных условиях на моделях, так и в натурных условиях — в подземных выработках шахт и рудников. При выборе типов конструкций и размеров крепи большое значение придается практическому опыту.

В книге, в соответствии с программой курса, рассмотрены вопросы механики горных пород, теории горного давления, приведены конструкции и расчеты горных крепей на основе современного состояния горной науки.

Автор приносит благодарность докт. техн. наук М. Н. Гелескулу и канд. техн. наук, доц. А. С. Щукину за ценные замечания, высказанные ими при рецензировании рукописи, а также инж. Б. В. Евтушенко, выполнившему примеры расчетов крепей.

Раздел I

МЕХАНИКА ГОРНЫХ ПОРОД

Глава I ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ И РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГОРНЫХ ПОРОД

§ 1. Общие сведения

Механика горных пород, изучающая явления, происходящие в горных породах при производстве горных работ, в настоящее время базируется на достижениях механики сплошных сред — теории упругости, теории пластичности, теории предельного равновесия.

Применение математических методов сплошных сред требует определенной идеализации горных пород и прежде всего — сплошности массива, идеальной упругости, изотропности. Сплошность горных пород, как правило, всегда бывает нарушена трещиноватостью, иногда весьма интенсивной, горные породы в большинстве своем не подчиняются закону Гука, часто обладают свойствами анизотропии.

Идеализация горных пород как сплошной, изотропной среды может внести такие погрешности, которые лишат смысла получаемые на основе механики сплошной среды так называемые «точные» решения. Поэтому, наряду с методами механики сплошной среды, основанными на точных математических зависимостях, в механике горных пород используются также упрощенные инженерные методы, основанные на методах сопротивления материалов, эмпирических зависимостях и экспериментальных данных.

Свойства горных пород различны и обусловлены происхождением, вещественным составом, структурой и другими факторами. Из разнообразных свойств горных пород наибольшее значение в горном деле имеют механические и, в частности, прочностные свойства. По мере увеличения глубины разработки все большее значение приобретают реологические свойства горных пород.

Познание природы прочностных и других механических свойств пород является одной из важнейших задач механики горных пород и связано с изучением петрографических особенностей тех или иных видов горных пород, условий их образования и последующих изменений.

Горные породы состоят из минеральных зерен, обломков, связанных между собой. Вид материала и характер связей между минеральными зернами во многом определяют механические свойства

пород. По этому признаку, т. е. по характеру связей, горные породы в инженерной геологии подразделяют на три большие группы: скальные, связные (глинистые) и сыпучие.

Для скальных горных пород (изверженных, метаморфических и сцементированных осадочных) характерно наличие жестких структурных связей. У изверженных пород жесткие связи обусловливаются межкристаллизационным цементирующим веществом, находящимся в состоянии переохлажденной жидкости в виде тончайших пленок (порядка ангстремов). У метаморфических и группы осадочных пород связь между зернами обеспечивается с помощью минерального цемента, составляющего более существенную часть горной породы и заполняющего пространства между минеральными зернами. Механические свойства группы твердых пород подобны свойствам таких тел, как сталь, чугун. На мгновенно приложенные нагрузки эти породы реагируют как упругие или хрупкие тела. У связных, глинистых пород связь между минеральными частицами обеспечивается посредством тончайших пленок воды, обволакивающей эти частицы, при этом нередко наблюдается слабая цементация. При нагружении породы этой группы ведут себя часто как пластические тела, когда деформации развиваются длительное время после приложения нагрузки и являются необратимыми.

Свойства связных пород в значительной мере определяются соотношением твердых, жидких и газообразных составляющих, а также зерновым и минералогическим составом. В зависимости от этого глинистая порода может находиться в твердом, пластичном или текучем состоянии.

Для сыпучих пород характерно отсутствие связей между зернами и обломками или же связи эти ничтожно малы. Деформации сжатия в этих породах связаны с взаимным перемещением соприкасающихся частиц и носят необратимый характер. Механические свойства определяются трением на поверхностях соприкосновения частиц.

В состав каждой из трех больших групп входят горные породы, различающиеся нередко весьма значительно по своим физическим свойствам и механическим характеристикам. Это объясняется тем, что в группах объединяются породы разного происхождения, химического и минералогического состава и петрографического строения.

§ 2. Состав и строение горных пород

Горные породы по составу подразделяются на простые, или мономинеральные (мрамор, гипс, каменная соль), и сложные, или полиминеральные. Большинство горных пород относится к сложным.

Свойства пород в значительной мере зависят от образующих минералов. Последние могут быть разделены на пять групп:

легко растворимые в воде минералы (гипс, галит);

гидрофильные глинистые минералы (каолинит, иллит, гидрослюды);

карбонаты (кальцит, доломит, сидерит);
силикаты (полевые шпаты, слюды, амфиболы);
минералы группы кварца (опал, кварц).

Повышенное содержание в горных породах минералов первых двух групп — легко растворимых и гидрофильных — приводит к низкой прочности пород. При увлажнении такие породы нередко распадаются. Наибольшей прочностью и стойкостью обладают кварцевые породы с кремнистой цементацией.

Карбонатные породы также обладают довольно высокой прочностью (например, известняки, доломиты, карбонатные песчаники).

Свойства горных пород зависят не только от состава, но и от строения — структуры и текстуры.

Структура характеризует внутреннее строение, т. е. форму и размер зерен слагающих минералов, состав цемента в осадочных породах, а также вид связей между зернами. Мелкозернистые породы при одинаковом минеральном составе, как правило, обладают более высокой прочностью, чем крупнозернистые или породы неравномернозернистого строения. Например, предел прочности при сжатии крупнозернистого мрамора составляет 800—1200 кгс/см², а для мелкозернистого известняка 2500 кгс/см². В массивно-кристаллических породах прочность связей нередко выше прочности минеральных зерен, поэтому разрушение при деформациях начинается с разрушения зерен.

Прочность и стойкость осадочных горных пород зависят главным образом от состава цементирующего вещества, а также типа цементации.

По составу цементирующие вещества в осадочных породах могут быть различными: кремнистыми, известковыми, глинистыми, а также сложными, например — карбонатно-глинистыми и слюдистыми. Наиболее прочными являются кремнистые и карбонатные цементы, наименее прочными — глинистые.

Текстура горных пород характеризует закономерности в распределении и расположении структурных элементов (например, массивная текстура, слоистая и др.).

Для многих литологических разновидностей осадочных пород характерна слоистая текстура, что связано с условиями их образования. Плоскости расслоения отражают изменения в процессах осадконакопления, они являются результатом окончания одних условий формирования осадков и начала других или же некоторого перерыва в осадконакоплении. На этих плоскостях, более доступных для циркуляции воды, имеет место повышенное содержание слюдистых минералов (мусковит, серицит), а также встречаются остатки обуглившейся растительности. Это приводит к ослаблению сцепления на плоскостях раздела и общей анизотропии механических и водно-физических свойств осадочных пород. Слоистые породы в подземных выработках в первую очередь деформируются и разрушаются.

Элементы строения массива — структура и текстура во многом определяют прочностные свойства его.

При изучении свойства пород в лаборатории на опытных образцах можно добиться необходимого соответствия между образцом и массивом в части структуры. По-иному обстоит дело с текстурой; нередко в исследуемом образце текстуру массива отразить не представляется возможным, а следовательно, получаемые на образцах параметры не будут отражать в необходимой мере свойства массива.

§ 3. Слоистость и трещиноватость горных пород

Слоистость является одной из форм текстуры и обусловливается чередованием в накоплении осадка по крупности зерна, составу, окраске и пр. Слоистость оценивается по обыкновению визуально, по признакам масштаба — макрослоистость, микрослоистость, по геометрии — параллельная, косая, волнистая, прерывистая, по резкости проявления — неясная, отчетливая. Со слоистостью связана способность горных пород разделяться на отдельные слои или расслаиваться. Чем меньше связь между слоями и чем эти слои тоньше, тем легче такие слоистые породы обрушаются в обнажениях.

Расслоение происходит по прослойкам слабых пород, представленных глинистыми, углистыми и слюдистыми компонентами. Породы, в частности, легко распадаются на слои на границах перерывов в осадконакоплении.

Трещиноватость является также одним из характерных свойств массива горных пород. По происхождению трещины в массиве подразделяются на прирожденные и тектонические.

Прирожденная трещиноватость возникает в процессе превращения осадка в породу вследствие сокращения объема вещества, сопровождающегося разрывами. Образуется при этом целая система трещин, состоящая из хорошо выраженных основных трещин и более слабо развитых торцовых, расположенных поперек основных. Система прирожденных трещин располагается примерно перпендикулярно напластованию (80—90°). Трещины нередко заполнены минеральным веществом, что в совокупности с их расположением служит признаком отнесения их к типу прирожденных. Направление прирожденных трещин отличается выдержанностью их на больших площадях. Так, например, для целого ряда районов Донбасса прирожденные трещины в породах карбона имеют примерно меридиональное направление с отклонением 15—20°, обусловленным тектоническими процессами.

Под влиянием тектонических сил возникают в породах новые трещины — тектонические, которые направлены под разными углами к напластованию, что и служит одним из их отличительных признаков. На поверхности этих трещин часто имеются бороздки и зеркала скольжения. Совокупность прирожденных и тектонических трещин приводит к значительному снижению прочностных свойств пород в массиве. Следует также иметь в виду, что трещины служат каналами для циркуляции подземных вод и минеральных растворов, что имеет существенное значение при сооружении горных выработок.

§ 4. Плотность и пористость горных пород

Горные породы не являются абсолютно плотными телами. Они содержат поры, каверны, часто разбиты макро- и микротрещинами. Это связано как с условиями образования их, так и последующими геологическими процессами: выщелачиванием, метаморфизмом, тектоникой.

Пористость характеризуется мелкими и сравнительно равномерно рассеянными в породе пустотами между частицами. Каверны представляют собой пустоты, образовавшиеся в результате выщелачивания некоторых минералов подземными водами. Они могут иметь значительные размеры.

При изучении пористости горных пород следует учитывать, что в лабораторных условиях можно оценить лишь пористость и микротрещиноватость: трещины, видимые невооруженным глазом, а тем более широкие трещины, каверны в образце представлены быть не могут. Поэтому более объективная оценка плотности и пористости пород может быть получена только путем измерений непосредственно в массиве.

Плотность горных пород, как и всякого тела, может быть определена как отношение массы к объему. На практике принято плотность горных пород рассматривать как степень заполнения минеральным веществом данного объема, при этом плотность становится относительной характеристикой, связанной с пористостью.

Обозначив через V объем образца, а через V_1 объем соответственно минеральной части за вычетом пор и микротрещин, получим относительную плотность

$$D = \frac{V_1}{V}. \tag{I.1}$$

Из этого выражения получаются формулы для определения плотности и пористости через, определяемые лабораторным путем, параметры:

$$\delta = \frac{G}{V_1} \quad \text{и} \quad \gamma = \frac{G}{V}, \tag{I.2}$$

где δ — удельный вес, г/см^3;

γ — объемный вес, г/см^3;

G — вес образца породы.

Внося значения V_1 и V из выражений (I.2) в выражение (I.1), получим

$$D = \frac{\gamma}{\delta}. \tag{I.3}$$

Учитывая, что объем пор равен $V - V_1$, относительная пористость

$$n = \frac{V - V_1}{V} = 1 - \frac{V_1}{V} = 1 - D = 1 - \frac{\gamma}{\delta}$$

или

$$n = \frac{\delta - \gamma}{\delta} 100, \ \%.$$

Пористость горных пород изменяется в широких пределах — от сотых долей процента до нескольких десятков процентов.

Изучение пористости пород Донбасса показывает, что здесь имеет место закономерное изменение ее в двух направлениях: в зависимости от литогенезиса и в зависимости от степени метаморфизма.

Породы морского и континентального происхождения заметно отличаются по пористости. У морских отложений при прочих одинаковых условиях пористость значительно ниже, чем у континентальных. Не менее важное влияние на величину пористости пород имеет метаморфизм: по мере увеличения степени метаморфизма пористость заметно уменьшается.

Пористость связана с прочностью пород: с уменьшением пористости прочность растет (рис. 1). Это правило справедливо, разумеется, для одной и той же разновидности породы.

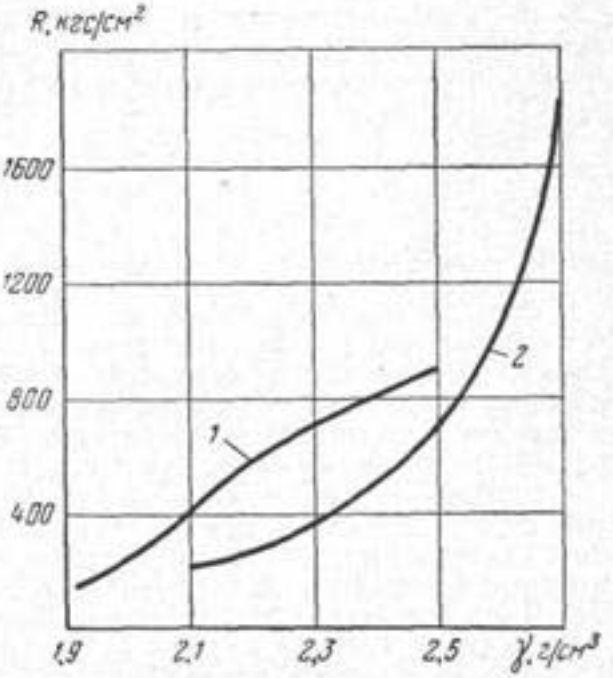


Рис. 1. Графики зависимости прочности горных пород на сжатие от объемного веса:
1 — песчаники; *2* — известняки;

Определение объемного веса. Объемный вес горной породы γ определяют для условий естественной влажности или же в сухом состоянии. В последнем случае порода должна быть высушена. Для вычисления объемного веса необходимо знать вес образца и его объем. Вес образца определяют взвешиванием на технических весах с точностью до 0,1 г при весе образцов до 500 г. Для определния объема в зависимости от условий применяют:

непосредственные измерения линейных размеров образцов правильной геометрической формы;

гидростатическое взвешивание;

измерение объемомером (волюменометрический метод).

Методика определения объемного веса пород и каменных материалов на образцах правильной формы регламентирована стандартами (ГОСТ 5219—50, ГОСТ 8269—56, ГОСТ 6427—52). Образцы изготовляют в виде кубиков, параллелепипедов или цилиндров. Измерение каждого из линейных размеров —диаметра высоты, ширины производят с точностью до 0,1 мм. По среднеарифметическому значению данных, полученных на 6—12 образцах, устанавливают объемный вес горной породы.

Метод гидростатического взвешивания позволяет использовать образцы породы неправильной формы весом 8—10 г. Образцы предварительно высушивают при температуре $t = 105—107°$ С до постоянного веса, затем привязывают на шелковую нить и опускают в разогретый до 80—90° С парафин на 1—2 с. Запарафинированный образец взвешивают на технических весах в воздухе и в дистиллированной воде. После этого объемный вес может быть вычислен по формуле

$$\gamma = \frac{G}{G_1 - G_1' - \frac{1}{\gamma_п}(G_1 - G)}, \text{ г/см}^3,$$

где γ — объемный вес образца, г/см³;
G — вес образца в воздухе, г;
G_1 — вес запарафинированного образца в воздухе, г;
G_1' — вес запарафинированного образца в воде, г;
$\gamma_п$ — объемный вес парафина, $\gamma_п = 0{,}93$ г/см³.

Если породы плотные и есть гарантия, что они не впитывают воду, то парафинировать образцы нет необходимости.

В этом случае объемный вес образца может быть определен по формуле

$$\gamma = \frac{G}{G - G'}, \text{ г/см}^3,$$

где G' — вес образца в воде, г.

Волюменометрический метод отличается тем, что подготовленный аналогичным способом образец породы погружается в объемометр, заполненный водой, затем по количеству воды, вытесненной из сосуда, рассчитывают объемный вес

$$\gamma = \frac{F}{G_в - \frac{1}{\gamma_п}(G_1 - G)}, \text{ г/см}^3,$$

где $G_в$ — вес воды вытесненной образцом.

Определение удельного веса. Наиболее распространенным и достаточно точным методом определения удельного веса является пикнометрический. Сущность его основана на точном взвешивании тонкоизмельченной породы в количестве 10 г в воде, спирте, керосине или другой жидкости. Измельчением породы достигается ликвидация пор, а последующим кипячением порошка в колбе с жидкостью — удаление воздуха и других газов из разрушенных пор.

Для проведения опытов используют пикнометры — стеклянные колбочки емкостью до 100 мл с узким горлышком. При взвешивании соблюдается постоянство температуры, что достигается соответствующей выдержкой пикнометров в водяном термостате с температурой 20 ± 0,5° С.

Для определения удельного веса породы необходимо получить:
величину навески породы G;
вес пикнометра с водой G_1;
вес пикнометра с водой и навеской породы G_2.

Взвешивание производят при постоянной температуре с точностью 0,0002 г.

Удельный вес определяется по формуле

$$\delta = \frac{G}{G_1 - (G_2 - G)}, \text{ г/см}^3.$$

При практическом определении удельного веса необходимо руководствоваться для горных пород ГОСТ 6427—52, а для каменного угля ГОСТ 2160—52.

Определение объемного веса пород в массиве. Горные породы в массиве содержат трещины и пустоты, которые не могут иметь места в небольших образцах. Поэтому лабораторный результат во многих случаях недостаточно характеризует объемный вес пород в массиве.

Для изучения объемного веса пород в естественном состоянии может быть применен радиометрический метод [3].

При прохождении через среду γ-лучи поглощаются ею, при этом степень поглощения лучей находится в определенной зависимости от плотности среды, через которую они проходят. Ослабление лучей происходит по экспоненциальному закону:

$$I = I_0 e^{-\mu x}, \qquad (I.4)$$

где I — интенсивность γ-лучей после прохождения их через слой среды;
I_0 — интенсивность γ-лучей при отсутствии поглощающего слоя (в воздухе);
μ — линейный коэффициент поглощения;
x — толщина поглощающего слоя.

В качестве источника излучений может быть взят радиоактивный кобальт Co^{60}. Линейный коэффициент поглощения связан с массовым коэффициентом μ_0 зависимостью

$$\mu = \mu_0 \gamma. \qquad (I.5)$$

Подставив значение μ из уравнения (I.5) в уравнение (I.4) и решив его относительно γ, получим

$$\gamma = \frac{1}{\mu_0 x} (\ln I_0 - \ln I). \qquad (I.6)$$

Принципиальная схема определения объемного веса пород в шахте методом радиометрического зондирования состоит в следующем (рис. 2).

В почве выработки пробуривают два строго параллельных шпура через специальный направляющий кондуктор. В один из шпуров опускают на трубке-манипуляторе радиоактивный кобальт, помещенный в металлический контейнер, во второй шпур — на таком же манипуляторе счетчик импульсов. Центры счетчика и контейнера устанавливают на одном уровне, после чего взятие отсчетов производят с помощью радиометра. Отсчеты берут на разных уровнях через 10—15 см по глубине, по 2—3 отсчета в каждой точке. Далее по формуле (I.6) могут быть определены значения плотности пород на каждом уровне и при необходимости вычислено среднее значение.

База, т. е. расстояние между шпурами, может быть принята 50—55 см, при этом активность источника достаточна в размере 12—15 мг-экв радия.

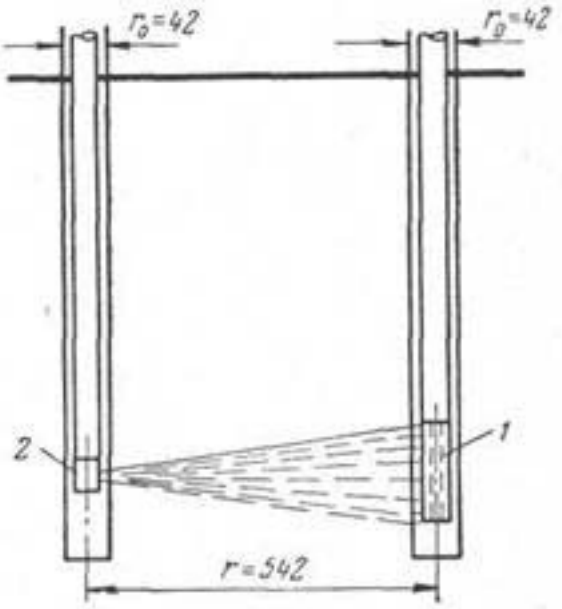


Рис. 2. Схема радиометрического зондирования для определения плотности горных пород в массиве:

1 — счетчик импульсов; *2* — изотоп — Co^{60}

Выполненные в Днепропетровском горном институте определения физических свойств глинистых и песчанистых сланцев из кровли и почвы 12 угольных пластов Западного Донбасса дали следующие результаты (в сухом состоянии): удельный вес 2,72 т/м³, объемный вес 2,4 т/м³; пористость 11%.

В табл. 1 приведены примерные значения объемного веса и пористости основных видов осадочных пород.

Таблица 1

Породы	Пористость, %	Объемный вес, г/см³
Песчаники	2,5—41	2,40—3,20
Алевролиты	1—40	2,40—3,04
Аргиллиты	5—20	2,63—2,86
Мел	40—55	2,63—2,73
Известняки	0—35	2,41—2,98
Доломиты	2—35	2,55—3,11

§ 5. Упругость, пластичность, хрупкость горных пород

Все твердые горные породы обладают свойством упругости, т. е. они способны восстанавливать свою первоначальную форму после снятия напряжений, вызвавших деформацию. Упругие свойства горных пород отличаются от упругих свойств металлов. Горные

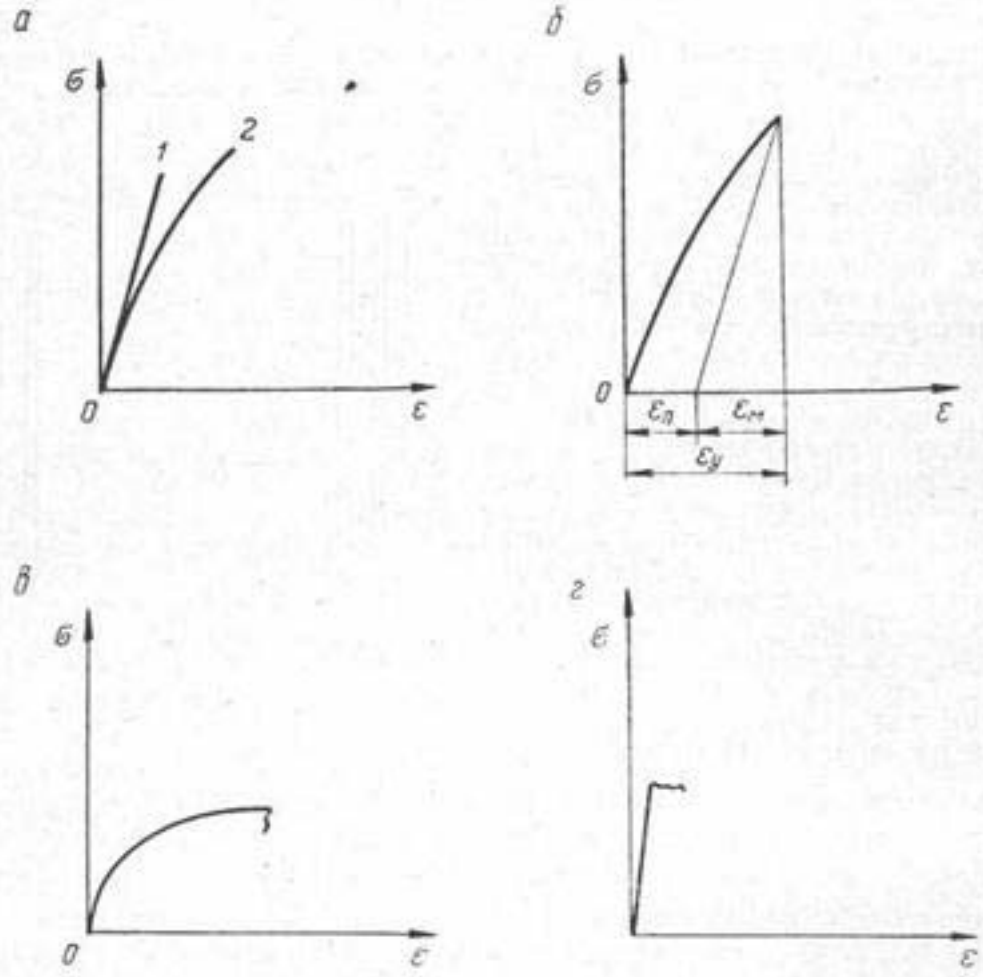


Рис. 3. Характерные виды деформаций горных пород:

а — диаграммы упругих деформаций; *б* — график, характеризующий упругое последействие; *в* — график, характеризующий пластичность горных пород; *г* — график, характеризующий хрупкость горных пород: *1* — по закону Гука; *2* — горной породы

породы, как правило, не подчиняются закону Гука (рис. 3, *а*). Модуль упругости по существу не является константой и зависит от способа нагружения.

Так, при быстром нагружении и разгрузке кривая деформаций близка к прямой линии, за исключением области малых нагрузок и нагрузок, близких к разрушающим. Если нагружение образца медленное, то уже при малых напряжениях (15—20% от разрушающих) имеют место пластические деформации.

При многократных нагрузках — разгрузках горных пород величина пластической деформации постепенно уменьшается, а упругая деформация стремится к некоторому пределу. При этом модуль упругости, рассчитанный по последнему циклу нагружения, будет несколько больше, чем модуль, рассчитанный по однократному нагружению.

В процессе нагружения образца модуль упругости непостоянен: по мере возрастания нагрузки он уменьшается.

Для многих разновидностей горных пород и, в частности, осадочных модуль упругости при одноосном сжатии параллельно напластованию E_{II} по величине больше, чем модуль упругости при сжатии образца перпендикулярно напластованию $E_{\perp}$.

Следовательно, модуль упругости даже для одного и того же литогенетического типа горной породы может колебаться в значительных пределах в зависимости от строения данной породы, влажности ее, способа испытания, диапазона нагрузок, при которых определяли модуль E.

Упругие деформации возникают при нагружении и исчезают при разгрузке практически мгновенно, со скоростью звука для данной породы. Однако во многих случаях наблюдается замедленное развитие и исчезновение некоторой части упругих деформаций; это явление называют упругим последействием (рис. 3, *б*). После снятия нагрузки мгновенно исчезает только часть упругой деформации $\varepsilon_{\text{м}}$, другая же часть $\varepsilon_{\text{п}}$ — упругое последействие — требует для своего исчезновения определенного времени, измеряемого часами, а иногда и днями. Упругое последействие может иметь место как при разгрузке, так и при нагрузке образца.

Пластичностью принято называть способность горных пород приобретать под влиянием силового воздействия остаточные деформации (рис. 3, *в*). Пластичности обычно противопоставляется понятие хрупкость, т. е. способность горных пород при воздействии сил разрушаться без заметных деформаций (рис. 3, *г*).

Проявление тех или иных свойств у горных пород, равно как и у ряда других твердых тел, в значительной мере связано с условиями нагружения. Так, например, при мгновенной нагрузке многие тела и горные породы (песчаники, сланцы и др.) разрушаются на отдельные осколки, проявляя типичное свойство хрупкости. Вместе с тем эти же породы при постепенном нагружении ведут себя как упругие тела, т. е. пропорционально силам растут деформации. При длительном же воздействии нагрузки в них появляются остаточные деформации, т. е. породы проявляют пластичность. Таким образом, упругость, хрупкость и пластичность имеют относительный характер и правильнее квалифицировать их не как свойства горных пород, а как их состояние.

Для количественной характеристики степени хрупкости и пластичности общепринятых параметров не существует. Большинство исследователей оценивают степень хрупкости или пластичности горных пород коэффициентом пластичности (хрупкости), равным отношению

общей работы деформации до разрушения к работе упругой деформации,

$$K = \frac{A_{общ}}{A_{упр}}.$$

Очевидно, хрупкое разрушение в чистом виде оценивается коэффициентом $K = 1$.

Проявление свойств пластичности при нагружении характеризуется увеличением K.

Есть и другие предложения для оценки хрупкости, например отношение предела прочности породы на сжатие к пределу прочности на растяжение.

Упругость твердых горных пород характеризуется известными показателями: модулем упругости E (модуль Юнга), коэффициентом Пуассона μ, модулем сдвига G. Кроме того, иногда пользуются еще и другими показателями: модулем деформации E_0 и динамическим модулем упругости $E_д$.

Модуль Юнга представляет собой отношение нормального напряжения σ к относительной деформации ε_y, т. е.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_y}.$$

Коэффициент Пуассона представляет собой отношение относительных деформаций — поперечной к продольной

$$\mu = \frac{\varepsilon'_y}{\varepsilon_y}.$$

Эти упругие параметры вычисляют по данным лабораторных испытаний пород.

Модуль сдвига G ввиду сложности его определения лабораторным путем может быть определен по формуле

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}.$$

Модуль деформации представляет собой отношение нормального напряжения к полной относительной деформации, включая остаточную, т. е.

$$E_0 = \frac{\sigma}{\varepsilon_п}.$$

Необходимость введения этого модуля связана как с криволинейной зависимостью между деформациями и напряжениями, так и с тем, что у некоторых разновидностей пород остаточные деформации возникают сразу же при малых нагрузках вместе с упругими. Возникновение остаточных деформаций даже при небольших нагрузках связано с неоднородностью горных пород, содержащих как прочные структурные элементы (зерна, кристаллы и пр.), так и более слабые, а также с пористостью пород. При определенном уровне напряжений часть минеральных зерен будет иметь упругие

деформации, другая же часть более слабых зерен — пластические. Поэтому, чем больше в породе слабых зерен, а также чем выше пористость этой породы, тем быстрее возникают остаточные деформации и величина их больше.

По величине модуль упругости E для данной породы несколько больше модуля пропорциональности E_0. Величины модулей упругости и пропорциональности зависят от влажности: с увеличением последней модули снижаются.

Динамический модуль упругости $E_д$ определяют на основе измерения скорости продольных ультразвуковых волн, которая связана с ним функциональной зависимостью.

В табл. 2 приведены упругие характеристики, полученные при сжатии образцов для наиболее распространенных горных пород.

Таблица 2

Породы	Направление силы по отношению к напластованию	Модуль упругости, кгс/см²	Модуль деформации, кгс/см²	Коэффициент Пуассона
Западный Донбасс				
Сланцы глинистые и песчано-глинистые	Перпендикулярное	$(1{,}05—18{,}2)\cdot10^5$	—	0,20—0,42
Донбасс				
Сланец глинистый	Параллельное	$(1{,}2—1{,}7)\cdot10^5$	—	0,22
	Перпендикулярное	$(0{,}9—2{,}14)\cdot10^5$	—	0,22
Сланец песчаный	Параллельное	$(1{,}0—3{,}2)\cdot10^5$	$(0{,}7—2{,}8)\cdot10^5$	0,15—0,4
	Перпендикулярное	$(0{,}84—3{,}0)\cdot10^5$	$(0{,}6—2{,}7)\cdot10^5$	0,28—0,24
Песчаник	—	$(1{,}7—4{,}9)\cdot10^5$	$(1{,}4—4{,}5)\cdot10^5$	0,1—0,36
Известняк	—	$(6{,}3—7{,}5)\cdot10^5$	—	0,28—0,30
Уголь крепкий	—	$(0{,}4—0{,}6)\cdot10^5$		—
Гранит	—	$(5{,}0—9{,}0)\cdot10^5$		0,18—0,31

Определение модуля упругости. Определение упругих характеристик E и μ связано с проведением тщательных и достаточно точных измерений деформации образца породы при сжатии или изгибе. Упругие характеристики при растяжении определяют весьма редко из-за сложности экспериментов.

Наиболее точно малые деформации, измеряемые микронами, определяют с помощью зеркального тензометра Мартенса. Однако работа с таким прибором трудоемка и связана с риском его поломки при неожиданном разрушении образца. Поэтому на практике в настоящее время пользуются для измерения малых деформаций индикаторами часового типа с ценой деления 0,001—0,002 мм или же электрическими тензодатчиками сопротивления.

Продольные и поперечные деформации при сжатии образцов могут быть достаточно точно измерены с помощью устройства, разработанного в ИГД им. Скочинского (рис. 4). Прибор состоит из стальных колец, укрепляемых на образце с помощью заостренных винтов. Каждое кольцо укрепляется четырьмя

винтами. В верхнем кольце имеется четыре отверстия с запрессованными бронзовыми втулками для установки индикаторов. В нижнем кольце имеются соответственно четыре регулируемых винта, на которые опираются ножки индикаторов. Расстояние между осями стопорных болтов верхнего и нижнего колец составляет базу измерения l. Для измерения поперечных деформаций в кольце имеются соответствующие гнезда для вставки четырех индикаторов. При сжатии образца при определенных нагрузках $P_к$ снимаются показатели индикаторов.

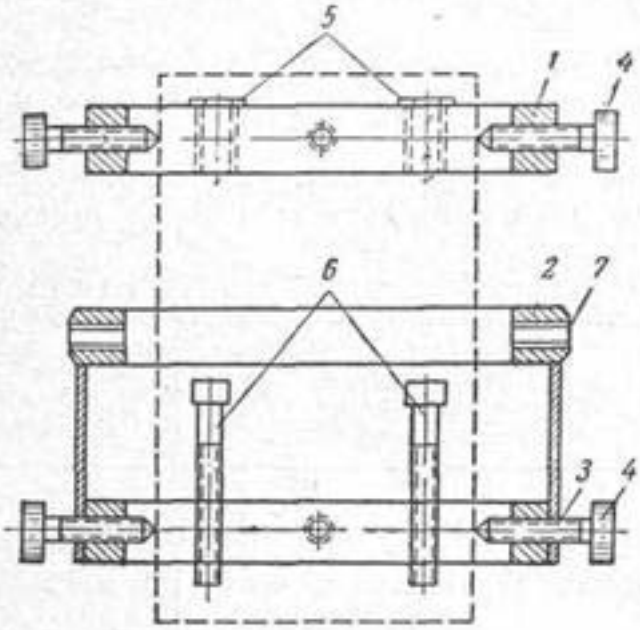


Рис. 4. Схема прибора для измерения продольных и поперечных деформаций:

1, 2, 3 — кольца; *4* — стопорные винты; *5* — бронзовые втулки; *6* — винты подножки индикаторов; *7* — втулки для горизонтальных индикаторов.

Модуль упругости E определяют в разных интервалах нагружения по формуле

$$E = \frac{4\,(P_к - P_0)\,l}{S \sum \Delta l}, \quad кгс/см^2,$$

где P_0 — нагрузка в начале испытания;

S — площадь сечения образца, см²;

$^1/_4 \Sigma \Delta l$ — среднее арифметическое изменение длины l по четырем индикаторам.

Коэффициент Пуассона определяют соответственно по формуле

$$\mu = \frac{2l \sum_1^2 \Delta d}{d \sum_1^4 \Delta l},$$

где d — диаметр образца.

Определение деформаций при изгибе образца породы с помощью индикатора часового типа может быть произведено по схеме, изображенной на рис. 5.

Для испытаний берут балочку, изготовленную из породы, с соотношением высоты к длине $^1/_7 \div {}^1/_{10}$. Как показано на схеме, балочка опирается на две опоры, посредине через призму прикладывают нагрузку и измеряют прогиб. По полученным данным вычисляют модуль Юнга по формуле

$$E = \frac{Pl^3}{48cI}, \quad кгс/см^2,$$

где P — величина нагрузки, кгс;

l — пролет балочки, см;

c — величина прогиба, см;

I — момент инерции сечения балки, см⁴.

При определении модуля упругости с помощью тензометрических датчиков сопротивления берут датчики с базой 20 мм и сопротивлением ~200 Ом. Датчики сопротивления R_1 и R_2 приклеивают на отшлифованную поверхность образца карбинольным или другим клеем и включают в схему моста (рис. 6), где $R_к$ — компенсационные сопротивления.

При сжатии изменяется сопротивление датчиков, наклеенных на образец, что приводит к разбалансировке моста. Изменение сопротивления пропорционально деформации. Для перехода от показателей гальванометра к величине

деформации пользуются данными выборочной тарировки тензодатчиков, произведенной заблаговременно на других образцах пород или стали с помощью зеркального тензометра Мартенса.

Этим же методом одновременно измеряют поперечные деформации для определения коэффициента Пуассона.

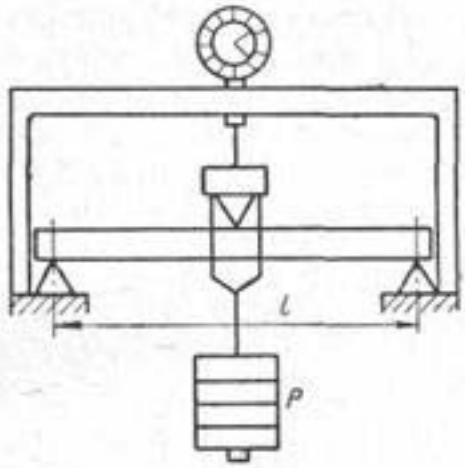


Рис. 5. Схема устройства для измерения прогиба при изгибе

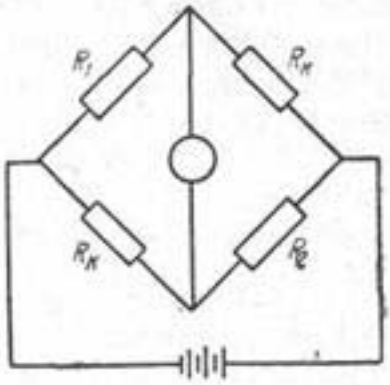


Рис. 6. Схема моста для измерений деформаций с помощью тензодатчиков

§ 6. Прочность горных пород

Прочность горных пород — это свойство пород сопротивляться силовым воздействиям. В качестве основных характеристик прочности принимают величину временного сопротивления при сжатии, растяжении, сдвиге, изгибе.

Показатели прочности зависят от многих факторов: крупности зерен, типа и состава минерального цемента, пористости, влажности, трещиноватости, размеров и формы испытуемых образцов.

Мелкозернистые разновидности породы при прочих равных условиях обладают более высокими показателями прочности по сравнению с крупнозернистыми. При увеличении пористости уменьшается плотность горной породы, а с ней и прочность (см. рис. 1).

Прочность твердых горных пород определяют чаще всего на специально подготовленных образцах в условиях одноосного напряженного состояния по аналогии с испытанием металлов и строительных материалов. При этом для всех горных пород характерна следующая закономерность:

$$R_{сж} > R_{сд} > R_р.$$

Соотношение между прочностью на сжатие и растяжение для разных пород находится в широких пределах:

$$R_р = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{30}\right) R_{сж}.$$

В некоторых случаях для слоистых пород сопротивление растяжению в направлении, перпендикулярном слоистости, снижается до весьма малых величин и приведенное соотношение становится несправедливым.

Прочность на сжатие. Испытание горных пород на одноосное сжатие является наиболее распространенным способом оценки прочностных свойств горных пород, хотя в аналитических решениях задач горного давления показатель прочности на сжатие $R_{сж}$ во многих случаях не удается использовать.

Прочность на сжатие определяют, как частное от деления разрушающей нагрузки P_{max} на площадь поперечного сечения образца F,

$$R_{сж} = \frac{P_{max}}{F}.$$

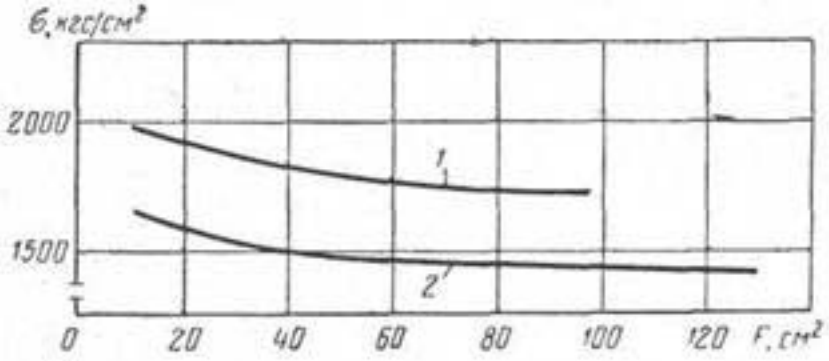


Рис. 7. График зависимости предела прочности горных пород от масштабного фактора:

1 — габбро; *2* — мрамор

Несмотря на широкое применение метода испытания пород на сжатие и значительное число экспериментальных и теоретических работ, единой стандартной методики испытаний, обусловливающей размеры образцов, их число, скорость нагружения, до сих пор нет. Однако некоторые исследователи считают, что с увеличением размеров образцов предел прочности увеличивается, другие утверждают обратное. Имеются опытные данные, когда предел прочности оказывается не зависящим от размеров образца.

Так как для большинства горных пород характерна трещиноватость и микротрещиноватость, вероятность влияния их на прочность увеличивается при увеличении размеров образца. С этой точки зрения предел прочности породы с увеличением образца до определенных пределов должен уменьшаться (рис. 7).

Уменьшение предела прочности с уменьшением размеров образца может быть объяснено влиянием дефектов формы и дефектов поверхностей, возникающих при механической обработке. С уменьшением размеров образца возрастает роль отклонений в параллельности плоскостей, расположенных под плитами пресса, а также царапин и других дефектов, вызывающих концентрацию напряжений.

При испытании удлиненных образцов наблюдается закономерное снижение прочности с увеличением высоты h при неизменном диаметре керна d или поперечного размера призмы (рис. 8).

Существенное значение имеет характер контакта поверхностей образца и плиты пресса. При условии, когда шлифованные поверх-

ности образца и плиты достаточно чисты, возникающие между ними силы трения при нагружении образца препятствуют развитию боковых деформаций в областях, примыкающих к плитам. По мере уменьшения высоты образца этот фактор сказывается сильнее и приводит к повышению предела прочности. При этом характер разрушения образцов приобретает форму, показанную на рис. 9, *а*. Для того чтобы избежать влияния трения, исследователи применяли смазку плит пресса. При этом предел прочности образцов снижается, а характер разрушения образцов приобретает другой вид (рис. 90, *б*).

В ряде случаев применяли эластичные прокладки между торцами образцов и плитами пресса, например из свинца, картона. При этом старались достигнуть соответствия коэффициентов поперечного расширения прокладки

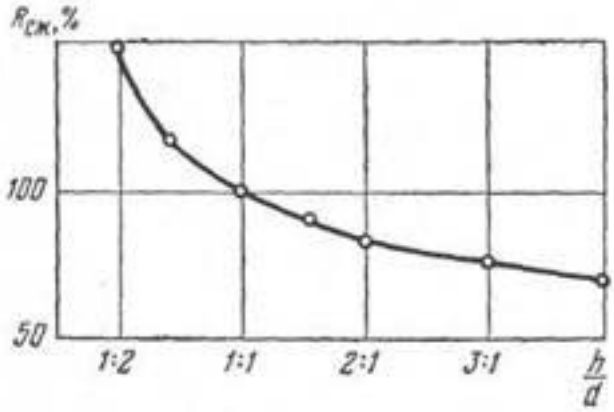


Рис. 8. График зависимости предела прочности от соотношения размеров образцов каменной соли

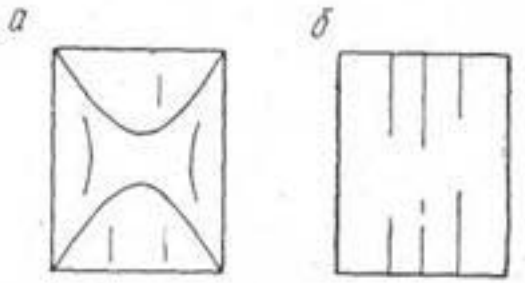


Рис. 9. Характер разрушения образцов породы при сжатии плитами пресса:

а — сухими; *б* — смазанными

и породы и таким образом ликвидировать как влияние сухого трения, так и смазки, приводящей к разрыву образцов в поперечном направлении.

Показатели прочности при такой методике испытаний имеют среднее значение между результатами испытаний без смазки и со смазкой.

При оценке различных способов испытания образцов горных пород на сжатие следует иметь в виду относительный характер полученных результатов, поэтому для сопоставления результатов исследований большое значение приобретает унификация условий экспериментов. Рекомендуется проводить испытания пород на сжатие на образцах с диаметром и высотой 42 мм при тщательной полировке торцов и достаточно строгой их параллельности.

Плиты пресса должны быть полированные, прокладок и смазки на контактах образца с плитами пресса не должно быть. Скорость нагружения рекомендуется назначать в пределах 5—10 кгс/см², а число образцов данной разновидности принимать от 6 до 9.

Прочность на растяжение. Испытания горных пород на растяжение проводят в значительно меньших объемах, чем испытания на сжатие. Главная трудность при испытании пород на растяжение состоит в закреплении концов в захватах разрывной машины.

Перспективным является способ, разработанный в Днепропетровском горном институте. К торцам образца приклеивают стальные пластинки синтетическим клеем БФ-2, БФ-4 или карбонильным, обеспечивающим при правильной технологии сопротивление растяжению от 40 до 110 кгс/см². Для обеспечения центрировки образца и предотвращения изгибающих напряжений пластинки прикрепляют к шаровым шарнирам (рис. 10). Предел прочности растяжения определяют делением разрывного усилия на площадь поперечного сечения образца.

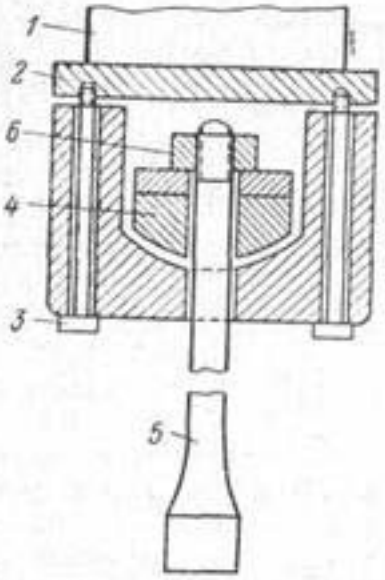


Рис. 10. Центрирующее устройство для испытания образцов горных пород на растяжение:

1 — образец; *2* — пластинка; *3* — болт; *4* — шарнир; *5* — тяга; *6* — гайка

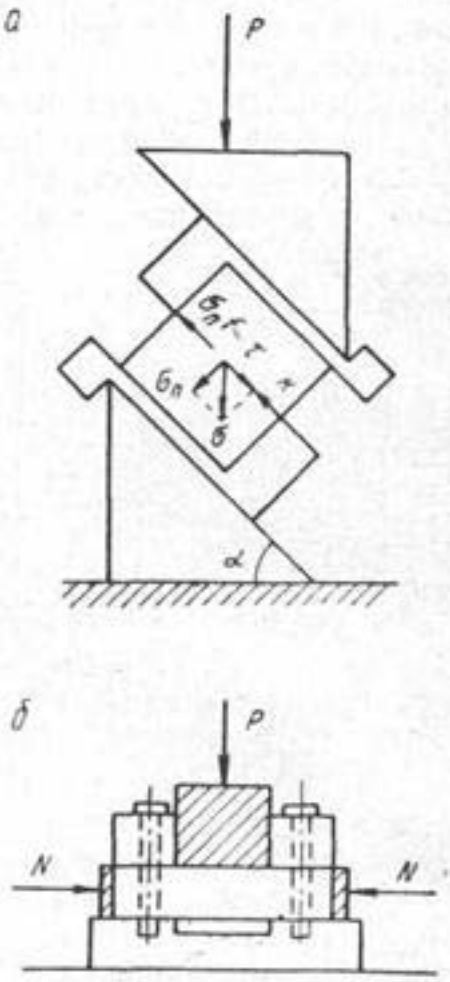


Рис. 11. Схемы испытаний горных пород на сдвиг:

а — метод косого среза; *б* — двухплоскостной срез

Прочность на сдвиг. Наиболее распространенными способами испытания горных пород на сдвиг являются метод косого среза (рис. 11, *а*) и испытания на двухплоскостной срез со сжатием или без него (рис. 11, *б*).

При сдвиге со сжатием как при косом срезе, так и при двухплоскостном представляется возможным определить два параметра сопротивления пород сдвигу — коэффициент сцепления K и угол внутреннего трения φ. Для испытаний изготовляют образцы строгой геометрической формы в виде кубов или прямоугольных призм.

При косом срезе образец помещают в специальные стальные матрицы, конструкция которых позволяет изменять угол наклона α (рис. 11, *а*).

Процесс сдвига начнется в том случае, если будет соблюдено условие

$$\tau \geqslant K + f\sigma_n,$$

где τ — тангенциальная составляющая σ;

K — коэффициент сцепления;

f — коэффициент внутреннего трения;

σ_n — нормальная составляющая напряжения.

Произведя сдвиг при двух различных углах наклона, получим

$$f = \frac{\sigma_1 \sin \alpha_1 - \sigma_2 \sin \alpha_2}{\sigma_1 \cos \alpha_1 - \sigma_2 \cos \alpha_2} \qquad (I.7)$$

и

$$K = \sigma_1 \sin \alpha_1 - f\sigma_1 \cos \alpha_1, \qquad (I.8)$$

где σ_1 и σ_2 — напряжения на площадках среза при первом и втором испытаниях.

Как видно из схемы (рис. 11, *а*), к образцам породы при их изготовлении предъявляют очень высокие требования: размеры по высоте должны строго отвечать размеру матриц, а углы между гранями должны быть прямыми. Небольшие отклонения в линейных размерах по высоте и величине угла между гранями приводит к искажениям, что обусловливает довольно значительный разброс результатов испытаний при косом срезе.

Двухплоскостной срез образцов пород производят по схеме, показанной на рис. 11, *б*.

Образцы также подготавливают в виде прямоугольных призм, устанавливают в матрицы и с помощью пуансона срезают прессом. При отсутствии усилий в горизонтальном направлении коэффициент сцепления определяют из условия

$$K = \frac{P}{2F},$$

где F — площадь сечения призмы.

Для получения величины коэффициента внутреннего трения f необходимо перед срезом к образцу в горизонтальном направлении приложить некоторую силу N; тогда коэффициент f будет равен

$$f = \frac{P - 2KF}{2\sigma_n F},$$

где P — усилие разрушения;

σ_n — нормальное напряжение на площадках сдвига.

Испытания на изгиб. Испытания горных пород на изгиб производят на призматических балочках. Наиболее простая схема, дающая удовлетворительные результаты, — это свободно лежащая балка на двух опорах под сосредоточенной нагрузкой, приложенной посередине (см. рис. 5). Для получения более точных данных опоры и нож, изгибающий балочку, снабжают свободно вращающимися роликами. Балочка должна иметь размер по длине, в 7—10 раз превышающий линейный поперечный размер.

Для испытаний применяют устройства, обеспечивающие нагружение образца дробью или жидкостью. Предел прочности на изгиб вычисляют по формуле

$$R_{изг} = \frac{M_{изг}}{W}.$$

§ 7. Упрощенные методы определения прочности горных пород

Изучение прочностных свойств горных пород на образцах правильной геометрической формы связано с рядом трудностей и недостатков.

Изготовление образцов чрезвычайно трудоемко, дорого, поэтому проведение массовых испытаний требует много времени и средств. Образцы горных пород часто не отражают свойств массива, из которого они взяты. В процессе изготовления образцов части монолита с естественными трещинами и слабыми связями по плоскостям наслоения выбраковываются, как непригодные для механической обработки. Если породы сильно рассланцованы и трещиноваты, то вообще не удается изготовить образцы правильной формы для механических испытаний. Механическая обработка образцов породы сопровождается изменением естественной влажности и структуры поверхностных слоев и т. п. Это послужило основой для поисков и разработки новых, более простых и эффективных способов испытаний горных пород.

М. М. Протодьяконовым-младшим и В. С. Вобликовым предложен следующий упрощенный способ испытаний пород на сжатие. Для испытаний отбираются куски породы, имеющие примерно одинаковый объем (100 см³) или одинаковый вес. Таких образцов для данной разновидности отбирается 15—25 штук. Эти образцы раздавливаются под прессом перпендикулярно напластованию со скоростью нагружения 5—15 мм/мин.

По величинам разрушающих нагрузок определяется среднее значение разрушающей нагрузки P (кгс). Прочность образцов на раздавливание определяют по формуле

$$R'_{сж} = P\left(\frac{\gamma_к}{g}\right)^{0,67},$$

где $R'_{сж}$ — временное сопротивление раздавливанию образцов неправильной формы, гс/см²;
$\gamma_к$ — объемный вес пород, г/см³;
g — средний вес образца, г.

Для некоторых разновидностей горных пород установлена зависимость между $R'_{сж}$ и $R_{сж}$ для образцов правильной геометрической формы:

$$R'_{сж} = 0{,}19R_{сж}.$$

В институте ВНИМИ разработан упрощенный метод соосных пуансонов. Из бурового керна нарезают лепешки толщиной 8—11 мм, равной диаметру пуансона.

Образец закладывают в специальное приспособление, снабженное стальными соосными пуансонами. Это приспособление устанавливают под плиты пресса, которые создают усилие на пуансонах (рис. 12). Применяют пуансоны площадью 0,25, 0,5 и 1 и 2 см². Пуансоны нагружают до разрушения образца.

Предел прочности определяют делением разрушающего усилия P на приведенную площадь сечения образца, определяемую по графику (рис. 13, *а*).

Метод соосных пуансонов дает более тесную корреляционную связь с результатами

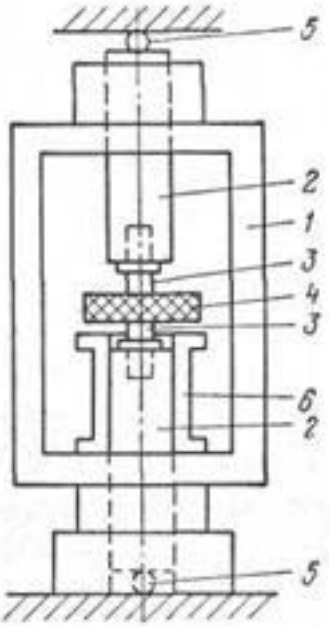


Рис. 12. Приспособление ВНИМИ для испытания пород соосными пуансонами:

1 — стальная рама; *2* — штоки; *3* — съемные пуансоны; *4* — образец породы; *5* — центрирующие шайбы; *6* — съемная опора.

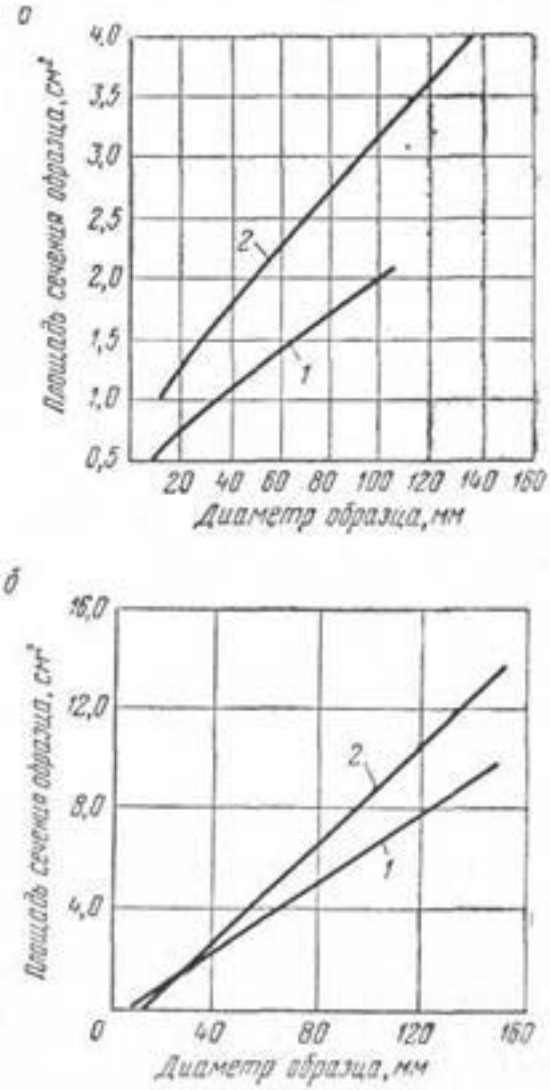


Рис. 13. Графики для определения приведенной площади при испытании на сжатие (*а*) и растяжение (*б*):

1 — площадь пуансона 0,5 см²; *2* — площадь пуансона 1 см².

испытаний пород на образцах правильной геометрической формы обычным методом.

Этот же метод соосных пуансонов с некоторым изменением используют для определения прочности горных пород на растяжение.

По центру образца рассверливают отверстие диаметром, равным диаметру пуансона. Перед испытанием отверстие заполняют мастикой

из смеси парафина (25%) и канифоли (75%). Под давлением пуансонов в полости создается радиальное давление, разрывающее лепешку. Предел прочности на растяжение определяют делением усилия разрушения на приведенную площадь, определяемую по графику (рис. 13, *б*).

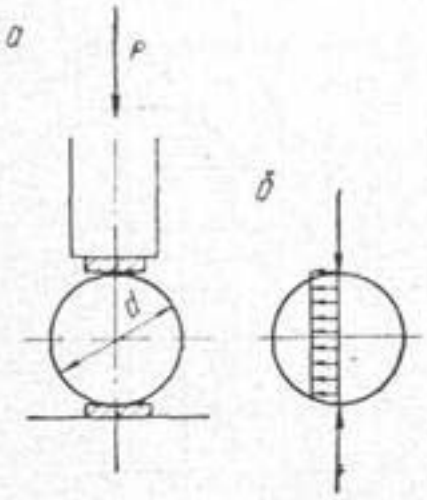


Рис. 14. Схема испытаний пород на растяжение «бразильским» методом

Из упрощенных методов испытаний горных пород на растяжение имеет распространение так называемый «бразильский».

Метод основан на решении задачи о нагружении цилиндра по образующей равномерно распределенной нагрузкой (рис. 14, *а*). Этим решением, выполненным Герцем, установлено, что в плоскости действия силы возникают растягивающие напряжения (рис. 14, *б*). Величину растягивающих напряжений определяют по формуле

$$\sigma_p = \frac{2P}{\pi dh} = 0{,}637\frac{P}{dh}, \text{ кгс/см}^2, \quad (I.9)$$

где P — разрушающая нагрузка, кгс;
d — диаметр керна, см;
h — высота керна, см.

При испытании для равномерной передачи давления между образцом и нагрузочными плитами пресса по всей длине керна устанавливают прокладки из фанеры, текстолита и пр.

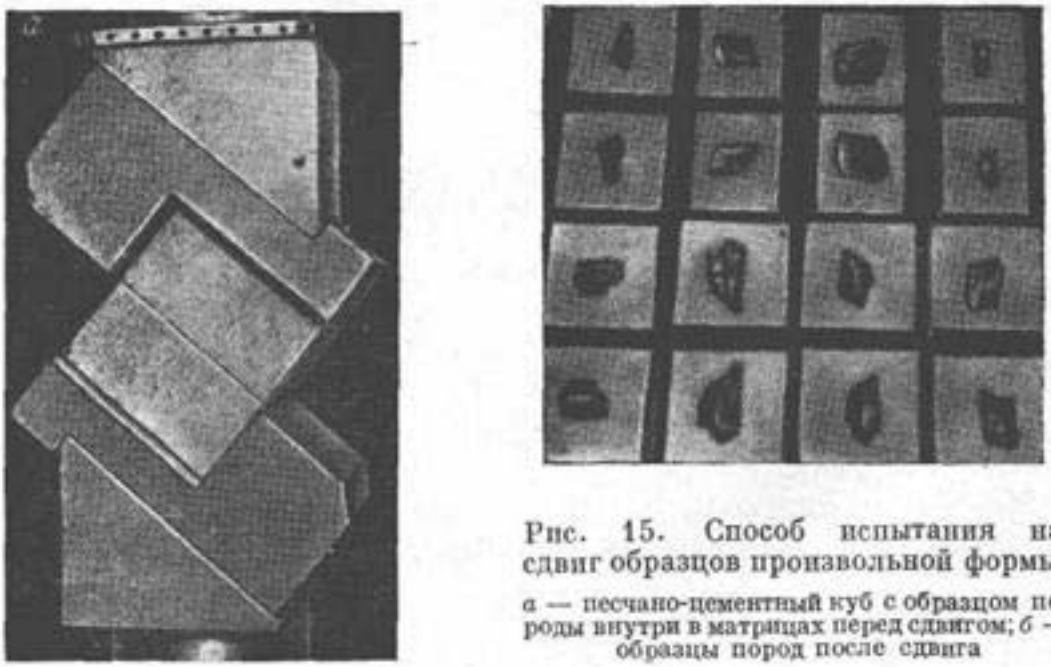


Рис. 15. Способ испытания на сдвиг образцов произвольной формы:

а — песчано-цементный куб с образцом породы внутри в матрицах перед сдвигом; *б* — образцы пород после сдвига

Аналогичная зависимость (I.9) существует при раскалывании пластин клиньями, когда отношение $\frac{d}{h} > 5$.

Некоторые исследователи дают другие значения коэффициентов пропорциональности, отличающиеся от коэффициента 0,637. Так, по данным Г. Б. Данилевского, этот коэффициент равен 0,85, по данным С. Е. Чиркова он близок к единице.

Методика упрощенных испытаний горных пород на сдвиг на образцах произвольной формы, применяемая в ДГИ, состоит в следующем.

Приготовленные к испытанию куски породы покрывают парафином и заключают в цементно-песчаную оболочку, которой придают правильную геометрическую форму. При формовке в плоскости будущего среза делается тонкая парафиновая прослойка, благодаря которой срез идет по образцу породы, а цементный камень в работе не участвует (рис. 15).

В результате испытаний образцы принимают вид, показанный на рис. 15. Площадь среза измеряется с помощью планиметра, параметры сопротивления сдвигу K и f вычисляют по формулам (I.7) и (I.8). Для изучения влияния влаги на прочностные показатели породы при изготовлении кубиков в плоскость раздела (парафиновый слой) закладывают фильтровальную бумагу. Песчано-цементные кубы помещают в воду на 3—4 недели, в течение которых образец породы увлажняется через эти фильтры. Испытание водонасыщенных образцов и обработку результатов производят по методике, аналогичной ранее описанной.

§ 8. Определение механических свойств горных пород в натуре

Несоответствие механических и, в частности, прочностных параметров лабораторного образца породы и массива заставляет исследователей искать пути изучения этих свойств в натуре, непосредственно в горных выработках. С некоторыми случаями изучения механических свойств пород в натуре следует кратко познакомиться.

Для определения прочности пород на сжатие и модуля упругости известны следующие схемы. В горной выработке в процессе проходки оставляли столбы нетронутой породы, которым придавали по возможности правильную геометрическую форму (рис. 16, *а*). Далее, с помощью гидравлического домкрата грузоподъемностью 150—200 тс столб нагружался до разрушения; в процессе нагружения измеряли деформации вертикальные и горизонтальные, что позволяло определить упругие показатели. Для равномерной передачи нагрузки под опору домкрата делали соответствующую подготовку из песка, листа меди и слоя железобетона [7]. Столбы размером 0,6 × 0,6 м и высотой около 1 м располагали с учетом залегания пород — перпендикулярно и параллельно напластованию.

Для изучения сопротивления пород сдвигу и, в частности, сдвигу по напластованию во ВНИМИ проводили опыты по схеме,

показанной на рис. 16, *б*. Для определения параметров сопротивления сдвигу K и φ опыты проводили под разными углами α к напластованию.

Перспективными направлениями в изучении механических свойств горных пород следует считать методы, основанные на использовании магнитных, электрических, акустических и других свойств пород, которые позволяют использовать современные достижения физики.

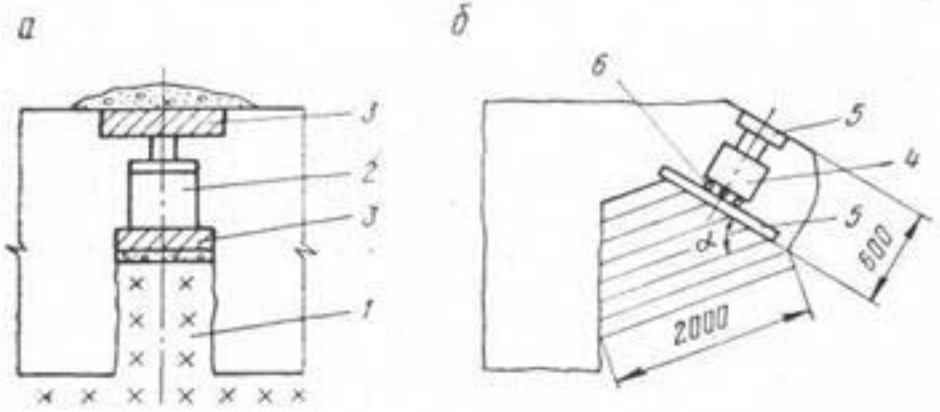


Рис. 16. Схемы испытания горных пород в выработках:
а — на сжатие; *б* — на сдвиг; *1* — столб породы; *2* — домкрат; *3* — стальные плиты; *4* — домкрат; *5* — плиты; *6* — ролики

Исследования в этой области пока не дали существенных результатов, за исключением определения модуля упругости ультразвуковым методом. Метод основан на прозвучивании части массива пород между двумя шпурами и определении скоростей продольных волн, функционально связанных с упругими константами.

§ 9. Прочностные свойства горных пород в объемном напряженном состоянии

Горные породы вокруг выработок находятся в объемном напряженном состоянии — в условиях всестороннего сжатия, а на поверхности обнажений — в условиях двухосного сжатия. Лабораторными методами испытаний пород можно установить влияние объемного напряженного состояния на прочность горных пород. В природе возможны три вида объемного напряженного состояния: гидростатическое, когда $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, неравнокомпонентное, когда две меньшие компоненты напряжения равны между собой, т. е. $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, и неравнокомпонентное, когда все три компоненты разные, т. е. $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Есть основания полагать, что при отсутствии трещин и пористости в условиях равномерного всестороннего сжатия образец раздавить вообще невозможно.

Большое значение для практики имеет прочность пород при неравнокомпонентном напряженном состоянии, в связи с чем наибольшее число опытов по изучению прочности пород на сжатие было выполнено при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.

Впервые изучение свойств пород при таком напряженном состоянии ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) провел Карман, для чего им был изготовлен специальный прибор, показанный на рис. 17. Цилиндрический образец породы *2* диаметром 40 мм и высотой 110 мм помещали в камеру высокого давления *1*; боковое равномерное давление $\sigma_2 = \sigma_3$ создавалось плунжером *4* гидромультипликатора, а главное напряжение σ_1 создавалось с помощью пресса через плунжер *3*. При испытаниях образцов породы для каждого значения бокового давления создавали соответствующее давление пресса на плунжер, при котором происходило разрушение образца в камере. В качестве

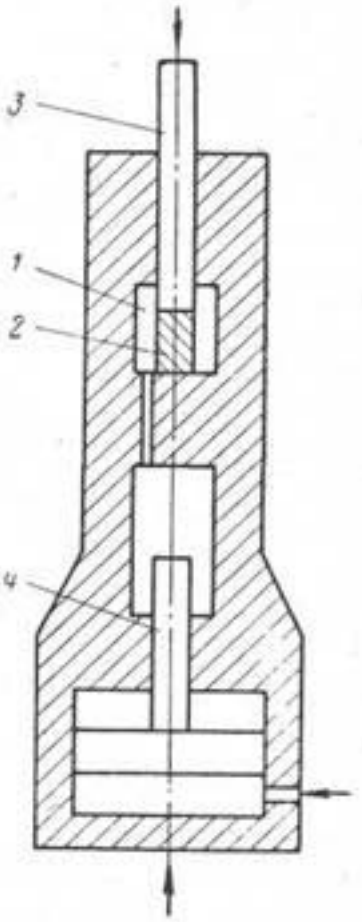


Рис. 17. Схема прибора Кармана для объемного сжатия горных пород:

1 — камера высокого давления; *2* — образец породы; *3* — плунжер; *4* — плунжер гидромультипликатора

Таблица 3

Породы	Диаметр образца D, мм	Отношение высоты H образца к диаметру $\frac{H}{D}$	Боковое давление $\sigma_2 = \sigma_3$, кгс/см²	Осевое давление σ_1, кгс/см²	Отношение $\frac{\sigma_1}{\sigma_{сж}}$
Уголь каменный	21	2,0	0	260	1
	21	2,0	100	800	3,1
	21	2,0	200	1180	4,5
	21	2,0	400	1290	5,0
Известняк	30	2,0	0	506	1
	30	2,0	100	860	1,7
	30	2,0	210	1100	2,2
	30	2,0	450	1670	3,1
Глинистый сланец	42	1,2	0	580	1
	42	1,2	100	890	1,5
	42	1,2	200	1150	1,9
	42	1,2	300	1570	2,7

жидкости Карман применял глицерин, а для предотвращения проникновения его в поры образца последний помещался в гильзу из медной фольги.

По разности напряжений $\sigma_1 - \sigma_2$ строился паспорт прочности. Способ, предложенный Карманом, получил развитие в опытах других исследователей: была усовершенствована аппаратура, расширена программа исследований. В результате установлено, что с увеличением бокового давления прочность горных пород возрастает, при этом меняется характер разрушения образцов; так, например, некоторые породы, склонные к хрупкому разрушению при одноосном сжатии, проявляют высокую степень пластичности в условиях объемного сжатия.

В табл. 3 приведены некоторые результаты изучения прочности горных пород в условиях объемного напряженного состояния, полученные в ИГД им. А. А. Скочинского [8].

Как видно из табл. 3, значительное повышение прочности на сжатие наблюдается при наличии бокового давления, причем интенсивность роста осевой разрушающей нагрузки по мере увеличения бокового давления снижается, т. е. огибающая кругов Мора постепенно выполаживается.

§ 10. Свойства глин и песков

Довольно широкую группу горных пород представляют связные и раздельнозернистые горные породы, среди которых наиболее распространенными и типичными являются глинистые грунты и пески.

Глины. Глины — продукт химического выветривания горных пород, характеризуются высокой степенью диспергирования (дробления) — менее 0,005 мм.

Глинообразующие минералы подразделяются на три группы: каолинитовую, иллитовую (гидрослюды) и монтмориллонитовую, отличающиеся друг от друга по характеру взаимодействия с водой. Глинистые частицы имеют чешуйчатую, иногда — игольчатую форму, толщина пластинок доходит до 10^{-7} см. Активность так называемых поверхностных явлений взаимодействия воды и газов с минеральными частицами зависит от величины поверхности этих частиц. Для количественной оценки пользуются понятием удельной поверхности — это суммарная поверхность частиц, содержащихся в 1 г грунта. С уменьшением размера частиц удельная поверхность резко возрастает (так, например, для частиц от 2 до 0,2 мм она равна 45 $см^2$, а для частиц от 0,0001 до 0,000001 мм — около 10^7 $см^2$).

Особенностью глин является способность их к набуханию при взаимодействии с водой. В зависимости от количества поглощенной воды глины меняют агрегатное состояние от текучего до твердого. В твердом, сухом состоянии глины обладают довольно высокой прочностью на сжатие, сдвиг, в текучем состоянии они подобны вязкой жидкости. Для оценки влияния изменения влажности грунта

на его свойства пользуются понятием консистенция грунта (степень подвижности). Принято выделять консистенцию текучую, пластичную и твердую.

Консистенцию характеризует предел текучести $W_т$ и предел пластичности $W_п$. Предел текучести $W_т$ — это влажность, при которой за 5с стандартный балансирный конус под действием собственного веса погружается в массу грунта на 10 мм. Грунт при этой влажности обладает малым сцеплением. Предел пластичности (раскатывания) $W_п$ — это влажность, при которой грунт раскатывается в шнур диаметром 3 мм, трескается и распадается на кусочки. Разность между пределом текучести и пластичности называется числом пластичности

$$W = W_т - W_п, \ \%.$$

Показатели консистенции объективно характеризуют качество грунтов: чем мельче частицы грунта, тем выше предел текучести. К глинистым грунтам относят грунты, у которых число пластичности $W > 1$ (при $W < 1$ — песчаные грунты).

Глинистые грунты подразделяются на супеси ($1 < W \leqslant 7$), суглинки ($7 < W \leqslant 17$) и глины $W > 17$.

Число пластичности глин в зависимости от минералогического состава и дисперсности изменяется в больших пределах и достигает 600 (монтмориллонит). М. Н. Гольдштейн [12] предложил следующую классификацию глин:

Тощая глина	$17 < W \leqslant 30$
Нормальная глина	$30 < W \leqslant 60$
Жирная глина	$60 < W \leqslant 100$
Очень жирная глина	$W > 100$

Кроме гранулометрического состава на механические свойства связных грунтов большое влияние оказывают особенности структуры и текстуры.

Для тонкодисперсных глин характерно ячеистое сложение, отличающееся рыхлостью. Такой характер сложения обусловлен коагуляционным характером накопления осадка. Однако в процессе коагуляции мельчайших частиц в природных условиях происходит параллельно выпадение более крупных пылеватых и песчаных частиц, которые по мере уплотнения осадка входят во взаимное соприкосновение и образуют как бы каркас, заполненный рыхлой массой ячеистой структуры. В этом случае имеют дело с каркасным сложением глин.

Со структурой и гранулометрическим составом связано явление тиксотропии грунтов. Сущность этого явления состоит в том, что при динамическом воздействии грунт внезапно разжижается, что обусловливается разрушением структурных связей. Характерно, что с течением времени первоначальная структура восстанавливается, (глина загустевает). Тиксотропия проявляется тем сильнее, чем больше содержится в глине коллоидальных частиц.

При строительстве горных предприятий большое значение имеют степень сжимаемости грунтов и их прочностные свойства. Сжимаемость обусловливается совокупностью упругих и пластических деформаций. Пластические деформации возможны при постоянном объеме (формоизменение) и при переменном объеме (объемно-пластическая деформация). Изменение объема при пластических деформациях происходит за счет уменьшения пористости. Изучение этих свойств производят в компрессионных приборах при сжатии образца в обоймах, исключающих боковые расширения и одновременно позволяющих отводить воду через пористые пластины по торцам образца.

На основании результатов обжатия грунтов строят график компрессионных кривых (рис. 18). Эти кривые близко описываются показательной функцией, однако в определенных интервалах нагрузки $(p_2 - p_1)$ участок кривой заменяют секущей и в этом случае пользуются уравнением прямой

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 - (p_2 - p_1)\operatorname{tg}\beta = \varepsilon_1 - ap,$$

где a — относительный коэффициент компрессии;

ε_2, ε_1 — значения пористости.

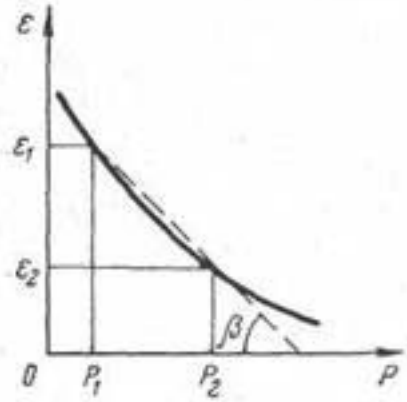


Рис. 18. Компрессионная кривая

Исходя из того, что скелет остается несжимаемым, можно записать отношение

$$\frac{h}{1+\varepsilon_1} = \frac{h-s}{1+\varepsilon_2},$$

откуда

$$s = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\varepsilon_1} h \text{ или } s = \frac{aph}{1+\varepsilon_1},$$

где h — высота образца, s — осадка.

После разгрузки (декомпрессии) коэффициент пористости оказывается меньше первоначального, что свидетельствует о взаимном смещении частиц скелета, следовательно, о разрушении связей. Компрессионные испытания образцов в обоймах не дают идеальной характеристики грунта в естественных условиях из-за неизбежного нарушения структуры при отборе проб. Поэтому качеству отбора проб уделяется большое внимание. Прочность грунтов определяется сопротивлением его сдвигу, т. е. такими параметрами, как коэффициент сцепления и угол внутреннего трения. С достаточной точностью прочность при разных напряженных состояниях описывается прямолинейной огибающей предельных кругов Мора, т. е.

$$\tau = K + \sigma_n \operatorname{tg}\varphi.$$

Параметры для построения паспорта прочности глин получают на сдвиговых приборах, обеспечивающих сдвиг при разных нормальных напряжениях на площадке сдвига, а также в стабилометрах, позволяющих получить разрушение образца сжатием в условиях разнокомпонентного напряженного состояния.

В этом случае образец грунта в виде цилиндра заключается в резиновую оболочку и помещается в прозрачный сосуд. Сверху образцу придается возрастающая нагрузка, с боков создается заданное давление при помощи жидкости.

Необходимо отметить зависимость деформаций глин от времени. При нагружении грунта изменяется гидростатическое давление воды в порах, нагрузка как бы «плавает». Передача нагрузки на скелет происходит по мере фильтрации воды и одновременной осадки грунта. Учитывая малый коэффициент фильтрации и малую скорость ее, процесс перераспределения нагрузки — медленный. При высыхании глины затвердевают и нередко меняют свой цвет.

Пески. Скопления минеральных частиц — продукта разрушения коренных или метаморфических пород — с минимальным сцеплением или вовсе без сцепления между частицами называют сыпучей породой (песок, гравий).

В зависимости от крупности зерен (мм) сыпучие породы подразделяются на следующие виды:

Гравий, хрящ, щебень	>5
Гравий мелкий	2—5
Песок очень крупный	1—2
Песок крупный	0,5—1,0
Песок среднезернистый	0,2—0,5
Песок мелкий	0,1—0,2

Зерна песка имеют округлую, продолговатую и многогранную форму. Пористость песка колеблется от 27 до 50%.

Пески подразделяются на рыхлые и плотные. Рыхлые пески характеризуются наличием значительного количества пор и неустойчивым положением отдельных частиц, плотные пески — малой пористостью.

Пески на открытой поверхности способны образовывать откосы благодаря силам веса и трения. Предельная величина угла наклона откоса α_0 к горизонту для данного вида песка называется углом естественного откоса. Частица, находящаяся на поверхности откоса в состоянии предельного равновесия, характеризуется зависимостью

$$q \sin \alpha_0 = q \cos \alpha_0 f,$$

где q — вес частицы;

f — коэффициент трения.

Угол $\alpha_0 = \operatorname{arctg} f$, характеризующий предельное состояние взаимодействующих частиц грунта, называется углом внутреннего трения.

Величина угла внутненнего трения зависит от гранулометрического состава, влажности. Небольшое увлажнение сухого песка (до 10%) увеличивает угол трения, а дополнительная добавка влаги (до 25% и более) делает песок мокрым и приводит к уменьшению этого угла. Угол внутреннего трения для сухих и влажных песков составляет 25—35°, для мокрых песков 15—20°.

В условиях объемного сжатия песок ведет себя, как упругое тело.

Плывучие породы. Мелкодисперсные сыпучие породы при насыщении водой проявляют свойства плывучести, т. е. при обнажении откоса расплываются подобно вязкой жидкости. Для выяснения природы плывучести породу целесообразно рассматривать, как состоящую из двух фаз: твердой и жидкой.

К т в е р д о й ф а з е относят минеральные частицы крупностью более 0,005 мм, временно находящиеся во взвешенном состоянии.

Ж и д к а я ф а з а — это грунтовая вода со взвешенными мельчайшими минеральными частицами. Здесь играет важную роль связанная вода, состоящая из молекул, удерживаемых мелкодисперсными частицами. Повышенная плотность связанной воды и большая поверхность частиц придают жидкой фазе особые свойства: жидкая фаза приобретает большую плотность, достигающую 1,5 г/см^3, что увеличивает ее взвешивающее действие. Благодаря этому трение между частицами твердой фазы уменьшается, а устойчивость всей системы понижается. Такая система оказывается весьма чувствительной к динамическим воздействиям и другим импульсам (взрывы, землетрясения, вибрация, гидродинамическое воздействие). При силовых воздействиях может наступить разжижение песка, иногда на больших площадях, с потерей несущей способности, сопровождающееся деформацией расположенных на них сооружений. Склонными к переходу в плывунное состояние являются хорошо окатанные мелкозернистые пески, имеющие пористость более 43% и эффективный диаметр менее 0,1 мм. Крупнозернистые и среднезернистые пески даже при более высокой пористости не подвергаются разжижению.

По отношению к воде плывуны иногда подразделяют на две группы: типичные или истинные плывуны, не отдающие воду, и осушаемые плывуны, отдающие воду. Типичные плывуны в значительной мере насыщены мелкодисперсными фракциями и содержат связанную воду.

В осушаемых плывунах преобладающими являются фракции более крупные: $>0{,}005$ мм, склонные к оседанию.

Явления внезапного разжижения (тиксотропии) присущи не только пескам, но и глинистым породам, как это отмечалось ранее.

В практике разработки месторождений имели место случаи внезапного прорыва в выработки разжиженных глин в значительных объемах.

При пересечении водоносных пород горными выработками выбор специального способа проходки зависит от типа плывуна. Так, при наличии типичного, не отдающего воду плывуна, метод предварительного водопонижения не даст необходимого эффекта.

§ 11. Паспорт прочности горных пород

В настоящее время большинство исследователей считают, что разрушение горных пород наиболее реально описывается теорией прочности Мора. Согласно этой теории разрушение горной породы

происходит под влиянием касательных напряжений, являющихся функцией нормальных напряжений на площадке сдвига, или же под влиянием растягивающих напряжений, достигающих определенного предела. Исходя из этого для оценки всей совокупности механических

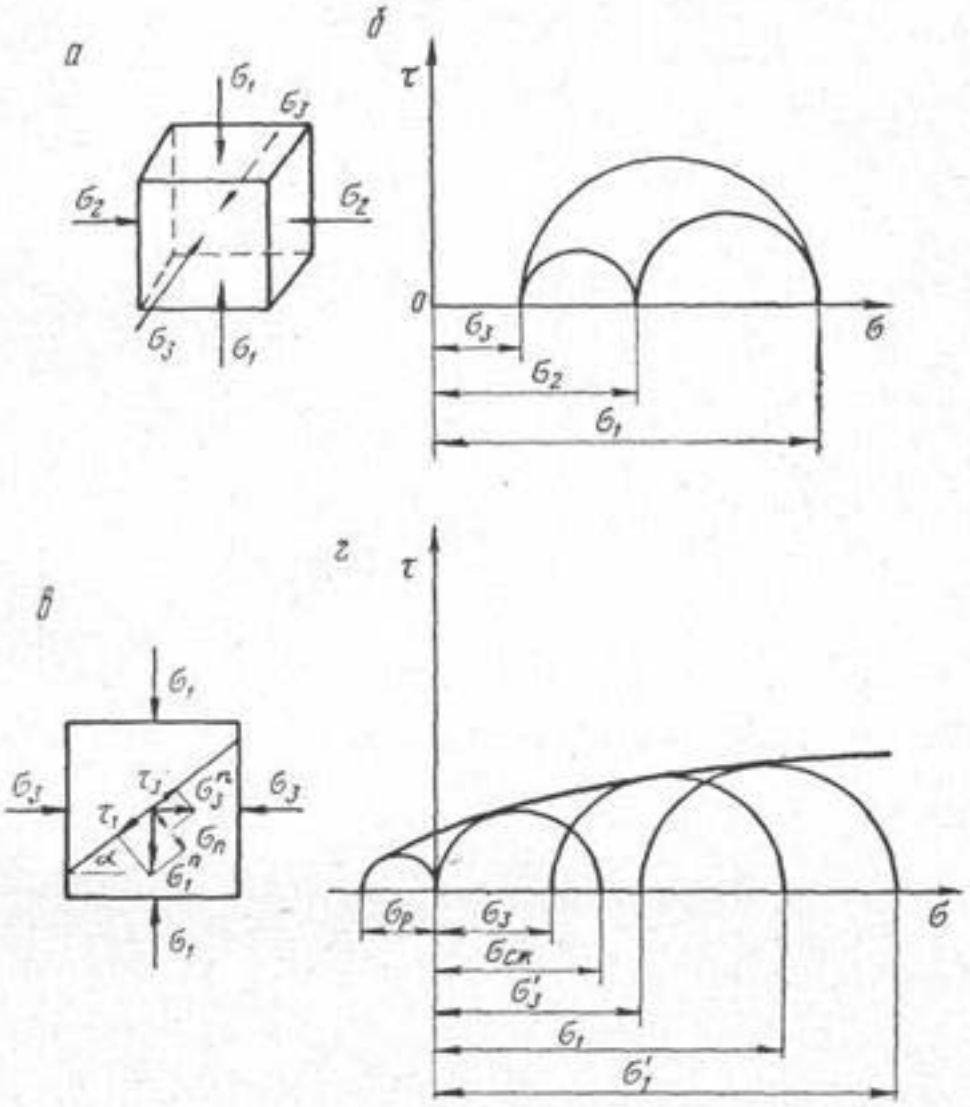


Рис. 19. Изображения объемного напряженного состояния:
а — трехкомпонентное; *б* — круги напряжения Мора; *в* — двухкомпонентное; *г* — огибающая кругов Мора.

характеристик той или иной горной породы можно строить графики — огибающие предельных кругов напряжений Мора, которые называют паспортом прочности.

Рассмотрим образец породы в объемном напряженном состоянии, которое характеризуется главными напряжениями $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (рис. 19, *а*), и построим для него круги Мора (рис. 19, *б*) с диаметрами $(\sigma_1 - \sigma_3)$; $(\sigma_1 - \sigma_2)$; $(\sigma_2 - \sigma_3)$.

Из рис. 19, *б* видно, что два малых круга Мора всегда будут находиться внутри большого круга, определяемого напряжениями σ_1

и σ_3, поэтому средним напряжением σ_2 пренебрегают. При построении паспорта можно рассматривать двухосное напряженное состояние (рис. 19, *в*).

Как видно из рис. 19, напряжение сдвига на произвольно выбранной площадке при двухосном напряженном состоянии, характеризуемом напряжениями σ_1, σ_3, всегда меньше, чем при одноосном, характеризуемом напряжением σ_1: $\tau = \tau_1 - \tau_3$. В то же время нормальное напряжение на площадке, увеличивающее сопротивление сдвига при двухосном напряженном состоянии, будет больше, чем при одноосном: $\sigma_n = \sigma_{1n} + \sigma_{3n}$. Из этого следует, что при изменении

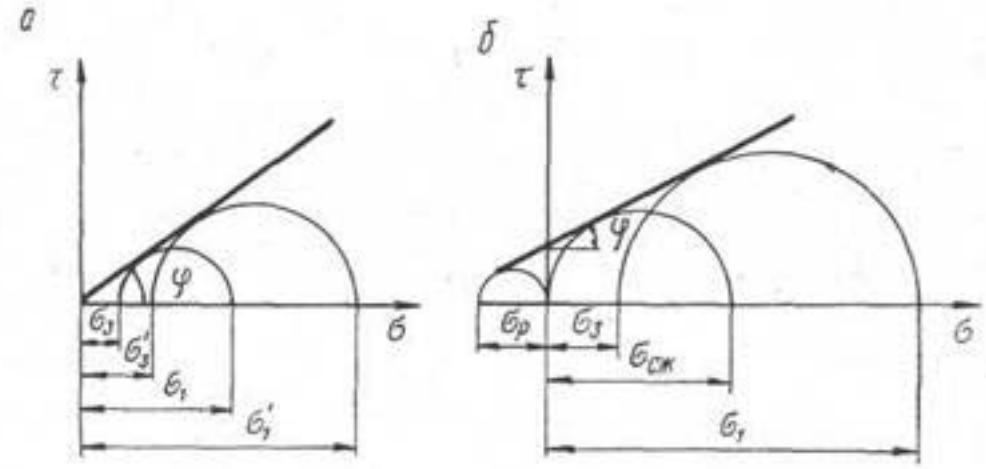


Рис. 20. Прямолинейная огибающая кругов напряжений Мора:
а — для сыпучих тел; *б* — для связных пород

(увеличении) напряжения σ_3 для разрушения образца требуется соответствующее увеличение σ_1. Таким образом, изменяя условия эксперимента, можно получить любое необходимое число кругов Мора и по ним построить огибающую. Наоборот, имея огибающую (паспорт прочности), можно определить состояние породы при разных главных напряжениях. Для построения паспорта прочности необходимо знать предел прочности растяжению — $\sigma_р$, предел прочности при одноосном сжатии — $\sigma_{сж}$ и ряд значений σ_1 и σ_3.

Далее в осях τ и σ строят круги Мора, а по ним огибающую (касательную ко всем кругам) (рис. 19, *г*). Огибающая характеризует напряжения σ и τ предельного состояния на площадках сдвига: напряжения, расположенные ниже кривой, не вызывают разрушений или пластических сдвигов.

Относительно формы огибающей предельных кругов Мора существуют различные мнения. Для сыпучих пород и близких к ним малосвязных грунтов удовлетворительные результаты дает прямолинейная форма огибающей (рис. 20, *а*), которая характеризуется уравнением

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi.$$

Большинство исследователей в своих решениях используют прямолинейную огибающую и для связных пород (рис. 20, *б*)

$$\tau = K + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi.$$

Прямолинейная огибающая не в полной мере отвечает реальности, однако значительно облегчает решение задач механики горных пород.

Как показывают многочисленные опыты (ВНИМИ, ИГД им. Скочинского), огибающая имеет криволинейную форму, выполаживающуюся в области высоких сжимающих напряжений. Поэтому есть предложения и попытки рассматривать ее как параболу (Г. Н. Кузнецов), циклоиду (К. В. Руппенейт), гиперболу (И. Н. Кацауров). Форма огибающей в значительной мере зависит от свойств пород и в каждом случае может быть ближе к той или другой геометрической кривой.

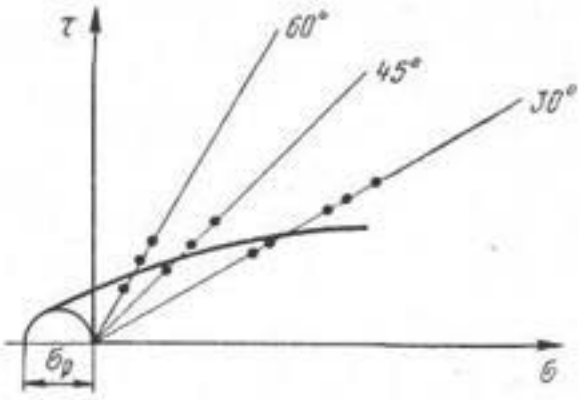


Рис. 21. Построение огибающей по данным экспериментов на сдвиг и растяжение

Проведение испытаний горных пород в объемном напряженном состоянии представляет определенные технические трудности. Поэтому для построения паспорта прочности можно воспользоваться результатами испытаний горных пород на сдвиг и растяжение. Делая одноплоскостной срез под разными углами, можно получить ряд точек, по которым строится огибающая (рис. 21). Для построения прямолинейной огибающей необходимо знать прочность на растяжение σ_p и параметры сопротивления сдвигу K, φ.

§ 12. Разрыхляемость горных пород

Разрыхляемость — свойство горных пород увеличиваться в объеме при выемке ее из массива. Разрыхляемость породы характеризуется коэффициентом разрыхляемости k_p.

Коэффициент разрыхляемости — это отношение объема породы в состоянии разрыхления V_p к первоначальному объему той же породы в массиве V

$$k_p = \frac{V_p}{V}.$$

Коэффициент разрыхляемости всегда больше единицы. Величина его различна и зависит как от вида горной породы (крепости), так и от способа разрушения ее. При одинаковых условиях разрушения наибольшей разрыхляемостью обладают прочные породы, такие как граниты, песчаники, известняки и т. п., а наименьшей — малосвязные и сыпучие (пески). Условия разрушения горных пород различны.

При проходке горных выработок и добыче полезных ископаемых применяют взрывное или же механическое разрушение: коэффициент разрыхляемости породы — высокий. Вместе с тем в практике бывают случаи саморазрушения пород при посадке кровли в лавах, при обрушении кровли в выработках, при разного рода завалах. В этом случае коэффициент разрыхляемости ниже.

Для практических целей горному инженеру необходимо знать значения коэффициентов разрыхляемости при разных условиях разрушения пород (табл. 4).

При расчете погрузочных и транспортных средств при сооружении выработок необходимо пользоваться значениями k_p, приведенными в графе 2. Для определения толщины обрушаемой кровли в выработанное пространство из расчета самоподбучивания необходимо пользоваться данными, приведенными в графе 3. При расчете величины осадки бутовых пород необходимо использовать данные, приведенные в графе 4.

Таблица 4

Породы	Коэффициент разрыхляемости k_p		
	Взрывное и механическое разрушение	Посадка кровли, завалы	Остаточное разрыхление после уплотнения (в закладке)
Сланцы глинистые, песчаные . . .	1,8—2,0	1,15—1,30	1,10—1,15
Песчаники, известняки	2,0—2,2	1,2—1,40	1,20—1,25
Глины, суглинки	1,2—1,25	—	1,03—1,05

§ 13. Коэффициент крепости горных пород и их классификация по шкале проф. М. М. Протодьяконова

Проф. М. М. Протодьяконов, один из основоположников аналитических методов в механике горных пород, рассматривал горные породы как тела до некоторой степени несвязные. Это позволило проф. М. М. Протодьяконову найти общую основу для решения различных задач как для сыпучих тел, так и связных. Известно, что для сыпучих тел основной механической характеристикой является угол внутреннего трения.

Условие предельного равновесия для такой среды

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi = \sigma_n f; \quad \frac{\tau}{\sigma_n} = f, \tag{I.10}$$

где φ — угол внутреннего трения;

f — коэффициент трения.

Для пород связных условие предельного равновесия

$$\tau = K + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi. \tag{I.11}$$

Разделив правую и левую часть выражения (I.11) на σ_n, получим

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{K}{\sigma_n} + \operatorname{tg}\varphi.$$

Отношение $\frac{\tau}{\sigma_n}$, аналогичное по смыслу значению (I.10), обозначим f_1. Тогда

$$f_1 = \frac{K}{\sigma_n} + \operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg}\beta_1.$$

Проф. М. М. Протодьяконов называл угол β_1 «кажущимся углом трения», а коэффициент f_1 — «кажущимся коэффициентом трения», позднее — коэффициентом крепости.

Проф. П. М. Цимбаревич в последующем использовал аналогичный подход и предложил называть угол β_1 углом внутреннего сопротивления [13]. Формально эта интерпретация возможна, поскольку функция $\operatorname{tg}\beta_1$ может принимать любое значение и таким образом учитывать в относительной форме величину коэффициента сцепления K.

Неопределенность вызывает лишь то, что f_1 состоит из двух слагаемых: $\operatorname{tg}\varphi$ — некоторой константы и $\frac{k}{\sigma_n}$ — переменной величины, являющейся функцией нормального напряжения. Угол внутреннего трения является величиной, имеющей определенный физический смысл, которая может быть определена экспериментально в лаборатории. Кажущийся коэффициент трения является величиной условной и как характеристика сопротивления сдвигу — неоднозначна и экспериментально получена быть не может. Однако, как уже отмечалось, это позволило проф. М. М. Протодьяконову использовать общую основу для решения задач механики горных пород и, в частности, составить классификацию горных пород по крепости (табл. 5). Классификация пород по шкале проф. М. М. Протодьяконова нашла широкое применение в промышленности.

Как видно из табл. 5, породы разбиты по крепости на десять категорий, пять из которых имеют подкатегории. Для того чтобы отнести породу в ту или иную категорию, необходимо знать коэффициент крепости. Для определения этого коэффициента проф. М. М. Протодьяконов пользовался результатами испытаний образцов горных пород на сжатие. При определении коэффициента крепости принимается, что каждая единица крепости соответствует 100 кгс/см² прочности на сжатие, т. е.

$$f = \frac{R_{сж}}{100}.$$

Для пород сыпучих в качестве коэффициента крепости принимается численное значение коэффициента внутреннего трения.

Следует иметь в виду, что понятию крепости породы придается более широкое значение, чем прочности: понятие крепости применимо

Таблица 5

Категория	Степень крепости	Породы	Коэффициент крепости
I	В высшей степени крепкие породы	Наиболее крепкие, плотные и вязкие кварциты и базальты. Исключительные по крепости другие породы	20
II	Очень крепкие породы	Очень крепкие гранитовые породы. Кварцевый порфир, очень крепкий гранит, кремнистый сланец, менее крепкие нежели указанные выше кварциты. Самые крепкие песчаники и известняки	15
III	Крепкие породы	Гранит (плотный) и гранитовые породы. Очень крепкие песчаники и известняки. Кварцевые рудные жилы. Крепкий конгломерат. Очень крепкие железные руды	10
IIIa	То же	Известняки (крепкие). Некрепкий гранит. Крепкие песчаники. Крепкий мрамор, доломит. Колчеданы	8
IV	Довольно крепкие породы	Обыкновенный песчаник. Железные руды	6
IVa	То же	Песчанистые сланцы. Сланцеватые песчаники	5
V	Средние породы	Крепкий глинистый сланец. Некрепкий песчаник и известняк, мягкий конгломерат	4
Va	То же	Разнообразные сланцы (некрепкие). Плотный мергель	3
VI	Довольно мягкие породы	Мягкий сланец, очень мягкий известняк, мел, каменная соль, гипс. Мерзлый грунт, антрацит. Обыкновенный мергель. Разрушенный песчаник, сцементированная галька и хрящ, каменистый грунт	2
VIa	То же	Щебенистый грунт. Разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, крепкий каменный уголь, отвердевшая глина	1,5
VII	Мягкие породы	Глина (плотная). Мягкий каменный уголь, крепкий нанос — глинистый грунт	1,0
VIIa	То же	Легкая песчанистая глина, гравий	0,8
VIII	Землистые породы	Растительная земля. Торф. Легкий суглинок, сырой песок	0,6
IX	Сыпучие породы	Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпная земля, добытый уголь	0,5
X	Плывучие породы	Плывуны, болотистый грунт, разжиженный лес и другие разжиженные грунты	0,3

как к устойчивости обнажений пород, так и в отношении сопротивления пород при бурении, зарубке, взрывном разрушении и т. п.

В связи с этим в последующем различными авторами предложены другие методы определения коэффициента крепости, например, способ толчения для определения крепости углей, сверления в массиве по методике А. М. Янчура и А. П. Кульбачного и др. [5].

§ 14. Реологические свойства горных пород

Реология — это наука о течении вещества. Как показывает опыт, горные породы вокруг выработок могут непрерывно, длительное время деформироваться. Это явление непрерывного, необратимого деформирования горных пород можно уподобить «течению» вещества, которое становится все более типичным по мере увеличения глубины разработки. Реологические свойства горных пород — это свойства, связанные с их «текучестью» во времени. Эти свойства и закономерности деформирования материала во времени изучаются в реологии.

Реологическое состояние любого вещества, в том числе и горной породы, описывается тензором напряжений и тензором деформаций, т. е.

$$R(T_н, T_д) = 0.$$

Положим, что $T_н = 0$, тогда это вещество лишено внутренних напряжений, а частицы не взаимодействуют друг с другом. Таких тел в природе нет. Можно считать, что такому состоянию в наибольшей мере соответствует идеальная жидкость, в которой отсутствуют внутреннее трение и сцепление. Если предположить, что $T_д = 0$, то это соответствует условиям, когда при любых нагрузках в данном веществе отсутствуют деформации. Такие тела можно назвать абсолютно твердыми, но их также в природе не существует. Реальные тела обладают в той или иной мере вязкостью, характеризующейся коэффициентом η. При $\eta \to 0$ тело приобретает свойства идеальной жидкости, при $\eta \to \infty$ тело становится абсолютно твердым. Горные породы занимают промежуточное положение, и в зависимости от напряженного состояния могут себя вести в одних случаях как твердые, в других — как вязкие, проявляющие свойства текучести.

Текучесть горных пород может быть пластичной и вязкой. Пластическое течение возникает лишь в том случае, когда напряжение в материале превысит некоторый предел — предел текучести для данного материала. Вязкое течение в отличие от пластического может возникнуть и развиваться при любых напряжениях, меньших предела текучести. И в том, и в другом случае мы имеем дело с реологическими процессами. Для характеристики последних важнейшее значение имеют такие понятия, как ползучесть деформаций и релаксация напряжений.

Ползучестью (деформаций) принято называть явление, когда при заданной и неизменной во времени нагрузке наблюдается непрерывное во времени развитие деформаций в материале. Ползучесть деформаций в зависимости от материала и величины заданной нагрузки может иметь затухающий характер, но может также быстро прогрессировать и закончиться разрушением этого материала.

Релаксация напряжения — это явление, при котором наблюдается постепенный спад напряжений в материале с течением времени при неизменной наперед заданной деформации. Релаксация напряжений

в твердых телах, как правило, не достигает нулевого значения, а асимптотически приближается к некоторому пределу, зависящему от свойств материала и заданных напряжений. Для характеристики различных свойств реальных тел в реологии принято пользоваться реологическими моделями. Для характеристики основных, фундаментальных свойств материальной среды — упругости, вязкости и пластичности — используют три простейших модели: Гука, Ньютона и Сен-Венана (рис. 22).

Для характеристики свойств, присущих реальным телам, существует много реологических моделей, содержащих различные комбинации этих простейших реологических моделей. Как простые, так и сложные реологические модели являются идеализацией, в большей или меньшей степени отражающей свойства реальной среды.

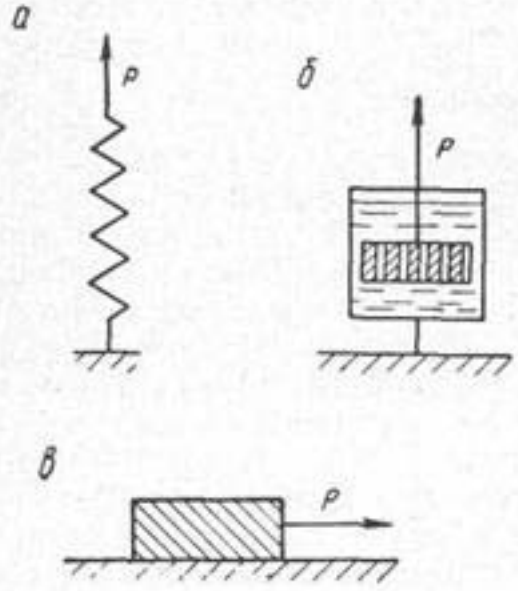


Рис. 22. Основные реологические модели:

а — Гука; *б* — Ньютона; *в* — Сен-Венана

Реологическая модель Гука. Все реальные тела под действием внешних или внутренних сил способны в той или иной мере проявлять свойства упругости, которые в определенном диапазоне напряжений могут быть описаны законом Гука. Это свойство упругости моделируется пружиной (рис. 22, *а*); изменяя жесткость ее, можно моделировать любые значения модуля Юнга.

Реологическая модель Ньютона. Вязкость в реологии характеризует сопротивление относительному смещению частиц (внутреннее трение) при деформациях различных тел. При этом напряжения на площадках сдвига оказываются пропорциональными не деформациям, а скоростям деформаций. Этот закон был сформулирован Ньютоном для жидкости и записывается в следующем виде:

$$\tau = \eta \frac{d\gamma}{dt},$$

где τ — напряжение силы трения на поверхности соприкасающихся слоев, кгс/см^2;

η — коэффициент вязкости, кгс·с/м^2 или дин·с/см^2 (пуаз);

$\frac{d\gamma}{dt}$ — градиент скорости смещения.

Вязкость в реологии моделируется демпфером. Последний состоит из поршня с отверстиями, помещенного в цилиндр с вязкой жидкостью (рис. 22, *б*). Сила P здесь будет пропорциональна ско-

рости перемещения поршня в жидкости. Связь между силой и скоростью деформации — линейная.

Реологическая модель Сен-Венана. Как известно, пластические свойства у материалов начинают проявляться после того, как напряжение достигнет некоторого предела (порога). В идеальном случае при напряжениях τ, меньших τ_0 — предела текучести, материал является твердым; в дальнейшем, когда напряжение достигнет значения τ_0, произойдет сдвиг и материал начнет пластически течь, т. е. деформироваться с некоторой постоянной скоростью при $\tau_0 = \text{const}$. Течение вещества прекратится, если напряжения упадут ниже значения τ_0. Этот идеализированный

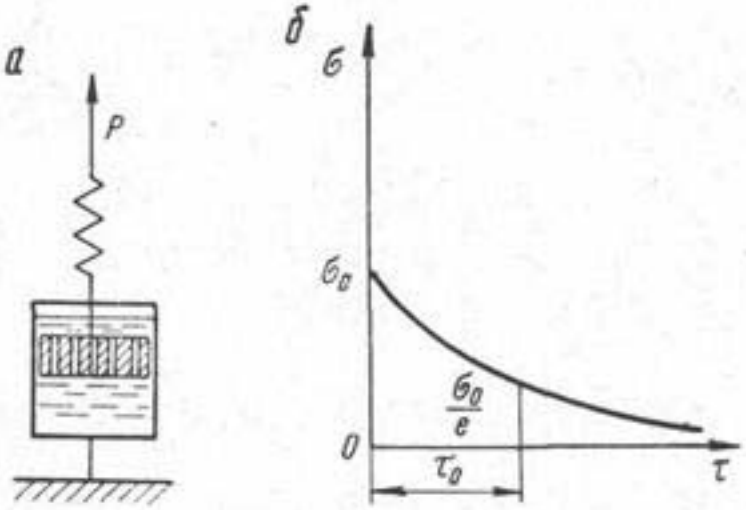


Рис. 23. Модель Максвелла и кривая релаксации

процесс моделируется схемой, показанной на рис. 22, *в*. Перемещение тела, моделирующее течение, начнется только в том случае, если сила P превысит силу трения.

Простейшие реологические модели не могут достаточно полно характеризовать свойства горных пород, поэтому учеными предложены более сложные модели, основанные на комбинации этих трех моделей.

Модель Максвелла. Последовательное соединение двух первых реологических моделей — Гука и Ньютона — дает упруго-вязкую релаксирующую модель Максвелла (рис. 23, *а*). Как видно из рисунка, при мгновенном приложении нагрузки в теле мгновенно возникает упругая деформация; по мере перемещения поршня в вязкой жидкости напряжения будут падать, релаксировать. Продолжительность релаксации связана как с величиной заданного напряжения, так и вязкостью жидкости.

Скорость деформации системы складывается из скорости упругой части $\dot{\varepsilon}_y$ и вязкой $\dot{\varepsilon}_в$:

$$\dot{\varepsilon}_y = \frac{d\sigma}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma}{dt}; \quad \dot{\varepsilon}_в = \frac{\sigma}{E\tau_0},$$

где τ_0 — время релаксации.

Реологическое уравнение состояния модели Максвелла можно записать в следующем виде:

$$\frac{de}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E\tau_0}. \qquad (I.12)$$

Для установления закона, по которому будет падать напряжение в этой реологической модели, следует проинтегрировать уравнение (I.12) при заданной постоянной деформации.

После интегрирования получим

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{t}{\tau_0}}.$$

Физическая сущность времени релаксации τ_0 определится из условия $t = \tau_0$. В этом случае

$$\sigma = \frac{\sigma_0}{e} \text{ и } \frac{\sigma_0}{\sigma} = e.$$

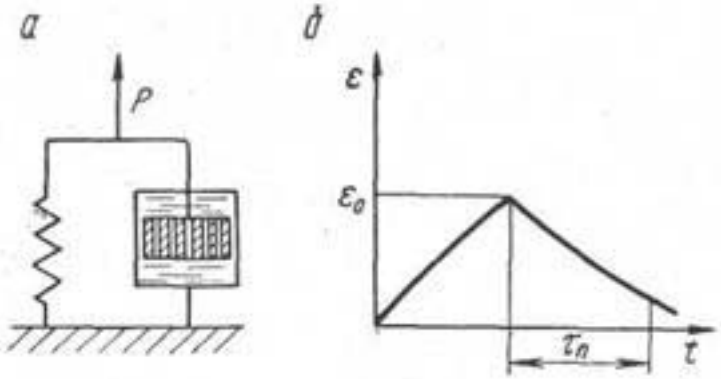


Рис. 24. Модель Кельвина—Фойгта и кривая последействия

Следовательно, время релаксации τ_0 — это время, в течение которого напряжение в моделях типа Максвелла при заданной постоянной деформации уменьшается в $e = 2{,}718$ раза по сравнению с первоначальным. Релаксация напряжений в этой модели происходит по экспоненте (рис. 23, *б*).

Проявление моделью Максвелла упругих и вязких свойств зависит в значительной мере от времени действия силы, а точнее от соотношения времени действия силы и времени релаксации. Если $t \gg \tau_0$, то будет иметь место течение материала, если же время действия силы во много раз меньше времени релаксации, т. е. $t \ll \tau_0$, то среда ведет себя как упругое твердое тело.

Модель Кельвина — Фойгта. Реологическая модель Максвелла была получена последовательным соединением моделей Гука и Ньютона. При параллельном соединении этих моделей получается модель Кельвина — Фойгта (рис. 24, *а*). Эта модель иллюстрирует явление упругого последействия, наблюдаемое в горных породах и других материалах. Как видно из рис. 24, при приложении нагрузки упругая деформация запаздывает, при снятии нагрузки

восстановление формы также не происходит сразу, а с течением времени, зависящим от вязкости.

Уравнение состояния модели Кельвина может быть записано в следующем виде:

$$\sigma = \varepsilon E + \eta_S \frac{d\varepsilon}{dt}, \tag{I.13}$$

где η_S — вязкость твердого тела.

Рассмотрим наиболее простой случай, когда напряжение является постоянным.

Интеграл уравнения (I.13), которое является линейным, имеет вид

$$\varepsilon = Ce^{-\frac{tE}{\eta_S}} + \frac{\sigma}{E}.$$

В момент времени $t = 0$ деформация $\varepsilon = 0$, тогда постоянная

$$C = -\frac{\sigma}{E}.$$

В окончательном виде уравнение упругого последействия при постоянном напряжении

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}\left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_п}}\right), \tag{I.14}$$

где $\tau_п = \frac{\eta_S}{E}$ — время последействия.

Физический смысл времени последействия выявляется по аналогии с приведенным ранее временем релаксации из уравнения (I.14) при $t = \tau_п$. Время последействия — это время, в течение которого первоначально заданная деформация после снятия нагрузки уменьшается в e раз (рис. 24, *б*).

Таким образом, в рассматриваемой реологической модели упругого последействия деформирование происходит по экспоненциальному закону в случае постоянного напряжения. При другом характере напряженного состояния деформирование тела будет происходить по более сложным законам.

Модель Пойтинга—Томсона. Как видно из изложенного, модель Кельвина—Фойгта не отражает в достаточной мере процесс деформирования многих реальных тел, в том числе и горных пород, для которых характерно наличие упругой мгновенной деформации в момент приложения нагрузки. В большей мере реальному процессу деформирования соответствует модель Пойтинга—Томсона (рис. 25, *а*). Как видно из схемы, нагрузка P прежде всего растянет пружины *1* и *2*, т. е. вызовет упругую деформацию. В дальнейшем деформация будет расти за счет перемещения поршня и растяжения пружины *1*. При снятии нагрузки мгновенно исчезает

упругая часть деформации, а с течением времени происходит опускание поршня, т. е. убывает вязкая часть деформации до нуля.

Характеристические связи для этой модели могут быть записаны следующем виде:

$$\sigma_в = \sigma_{у_2};\ \sigma = \sigma_в + \sigma_{у_1};\ \varepsilon = \varepsilon_{у_1} = \varepsilon_в + \varepsilon_{у_2};$$

$$\eta_S \frac{d\varepsilon_в}{dt} = \sigma_в;\ E_1\varepsilon_{у_1} = \sigma_{у_1};\ E_2\varepsilon_{у_2} = \sigma_{у_2}, \qquad (I.15)$$

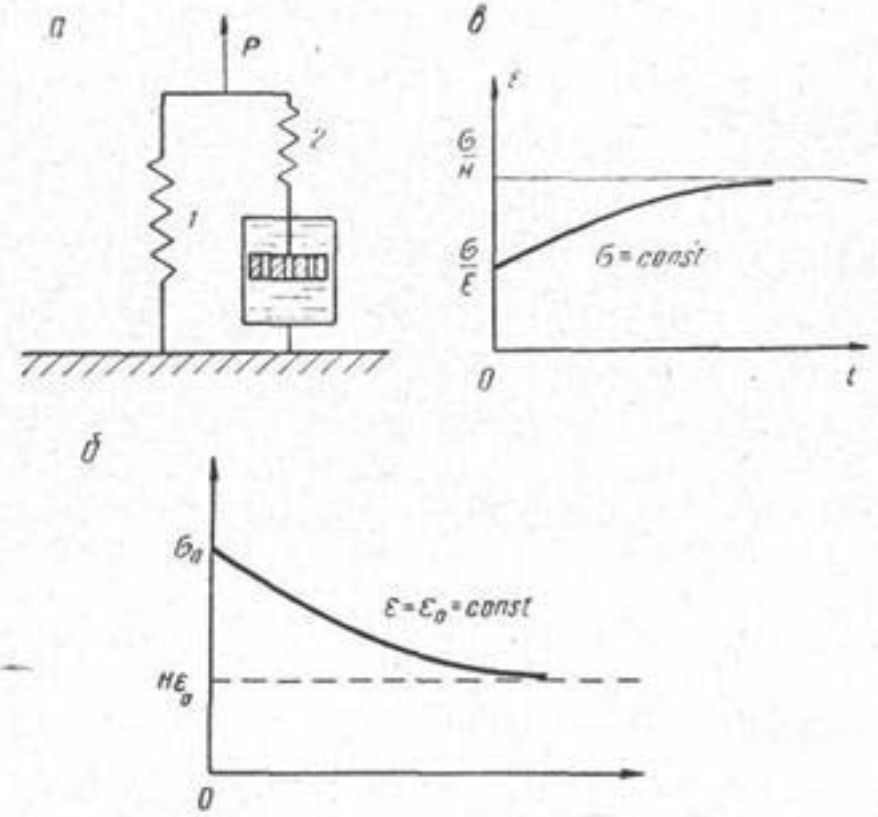


Рис. 25. Модель Пойтинга—Томсона (*а*), график деформирования модели при $\sigma = \text{const}$ (*б*) и график, характеризующий релаксацию напряжений модели Пойтинга—Томсона (*в*)

где индексы «в» — обозначает «вязкий», «у» — упругий, 1 и 2 — относятся к нумерации пружин.

Закон деформирования для такой модели записывается в следующем виде:

$$E = \frac{\tau_0 d\varepsilon}{dt} + H\varepsilon = \tau_0 \frac{d\sigma}{dt} + \sigma, \qquad (I.16)$$

где E — мгновенный модуль упругости,

$$E = E_1 + E_2;$$

H — длительный модуль упругости,

$$H = E_1;$$

τ_0 — время релаксации.

Для решения уравнения (I.16) используют также начальное условие: при $t = 0$

$$\varepsilon_{(0)} = \varepsilon_0;\ \sigma_{(0)} = \sigma;\ \varepsilon_в = 0.$$

С учетом взаимосвязей (I.15) получаем

$$\varepsilon_в = \varepsilon - \frac{\sigma_{y_2}}{E_2} = \varepsilon - \frac{\sigma - \sigma_{y_1}}{E_1} = \varepsilon\,\frac{E_1 + E_2}{E_2} - \frac{\sigma}{E_2}. \qquad (I.17)$$

При $\varepsilon_в = 0$ (начальный момент) с учетом того, что $E_1 + E_2 = E$, из уравнения (I.17) получим

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E}.$$

Интегрирование уравнения (I.16) выполнено с учетом перечисленных начальных условий для разных случаев загружения модели. Рассмотрим некоторые из них.

При постоянной нагрузке ($\sigma = \text{const}$) интеграл уравнения (I.16) имеет вид

$$\varepsilon = Ce^{-\frac{Ht}{E\tau_0}} + \frac{\sigma}{H}.$$

Учитывая, что $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$, получаем

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{H} + \sigma\left(\frac{1}{E} - \frac{1}{H}\right)e^{-\frac{Ht}{E\tau_0}}.$$

График деформации во времени показан на рис. 25, *б*.

При постоянной во времени деформации интеграл уравнения (I.16) имеет вид

$$\sigma = H\varepsilon_0 + (\sigma_0 + H\varepsilon_0)^{\frac{t}{\tau_0}}.$$

Из уравнения видно, что при $t \to \infty$ напряжение стремится не к нулю, как в модели Максвелла, а к некоторому пределу равному $H\varepsilon_{(0)}$ (рис. 25, *в*). Такая закономерность характерна, в частности, для твердых пород при одноосном испытании образцов на релаксацию.

Реологическая модель Шведова — Бингама. Характерной особенностью деформирования некоторых горных пород является то, что заметные, а в ряде случаев весьма значительные деформации наблюдаются лишь при напряжениях, превышающих предел текучести породы $\sigma_т$. Это можно наблюдать при явлении так называемого «пучения» или выдавливания пород из почвы выработок.

При разработке на небольших и средних глубинах 200—500 м аргиллиты и алевролиты, как правило, не выдавливались в выработки, не «пучили». При переходе на большие глубины эти породы стали «пучащими», что связано в первую очередь с повышением напряжений выше предела текучести. Для исследования подобного рода

процессов более подходящими являются другие модели, такие, как модель Шведова—Бингама (рис. 26).

Как видно из рис. 26, в начальный момент проявляются лишь упругие деформации. В дальнейшем при увеличении силы P до величины силы трения начнется пластическое течение в необратимой форме. При уменьшении силы P ниже силы трения течение прекращается. Если пренебречь упругой частью деформации, которая во многих случаях в горных выработках имеет второстепенное значение, реологическое уравнение примет вид

$$\sigma = \sigma_т + \eta \frac{d\gamma}{dt}.$$

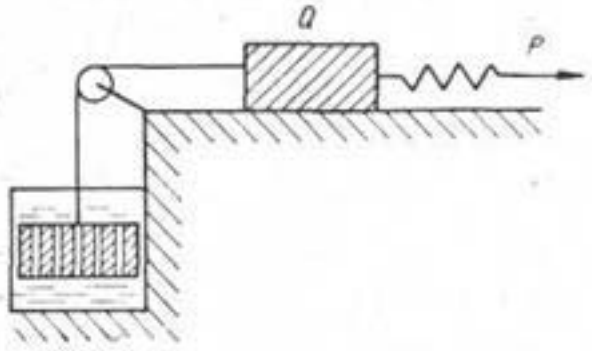


Рис. 26. Реологическая модель Шведова—Бингама

Путем различных комбинаций основных идеальных тел можно получить большое число других моделей, которые внесут уточнения в характер деформирования реальной среды, вместе с тем они внесут и серьезные затруднения в решение задач горного давления. Поэтому в настоящее время используется ограниченное число описанных выше реологических моделей.

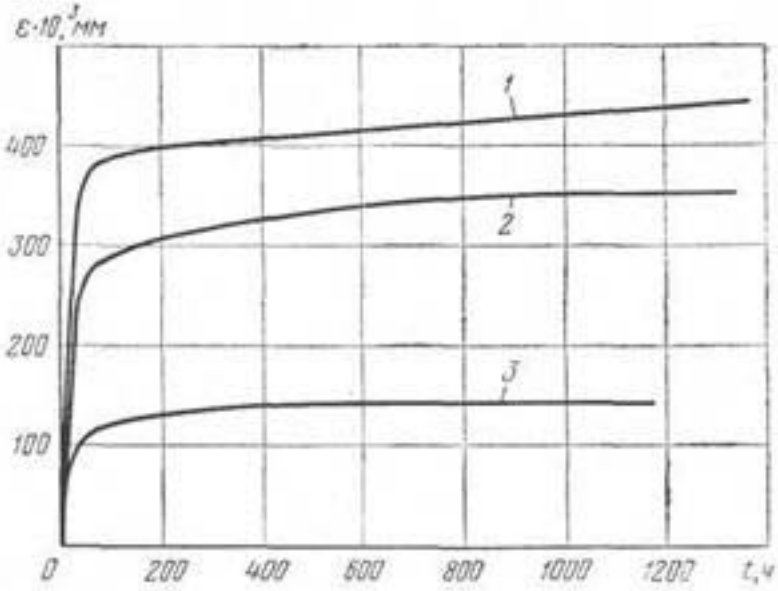


Рис. 27. Кривые ползучести деформаций алевролитов:

1 — σ = 600 кгс/см²; *2* — σ = 450 кгс/см²; *3* — σ = 200 кгс/см².

Лабораторные исследования реологических свойств горных пород ведутся в ограниченных размерах, что связано с определенными трудностями. Изучается непосредственно ползучесть деформаций и реже — релаксация напряжений. Исследования связаны с длительными экспериментами, продолжающимися долгие месяцы и даже годы. В связи с этим в качестве нагрузочных средств используют пружинные или рычажные устройства. С помощью этих устройств получают кривые ползучести при разных нагрузках — от 30 до

80% от разрушающей. Общий характер кривых ползучести пород карбона показан на рис. 27. Характерной особенностью деформационного процесса является то, что в первые часы развивается основная часть упруго-вязких деформаций, в дальнейшем рост деформаций замедляется и асимптотически стремится к некоторому пределу, предопределяемому величиной заданной постоянной нагрузки. Детальная форма кривых зависит от состава и строения пород, их генезиса и т. п. На рис. 28 приведены характерные кривые релаксации горных пород, полученные на специальных приборах — релаксометрах, при разных начальных напряжениях.

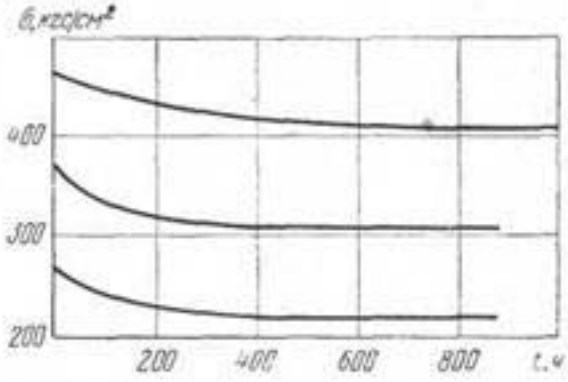


Рис. 28. Кривые релаксации напряжений

Реологические характеристики твердых горных пород получаются, как правило, в условиях одноосного напряженного состояния, а следовательно, и получаемые результаты не характеризуют в достаточной мере деформационный процесс массива, находящегося в сложном напряженном состоянии.

§ 15. Общие указания по методике лабораторных испытаний пород

Выбор того или другого метода испытаний физико-механических свойств пород должен быть увязан с задачей, которую предполагается решать с помощью этих экспериментальных данных. Учитывая наблюдающееся нередко несоответствие параметров, получаемых в лаборатории на образцах породы, параметрам массива, пришли к выводу, что результаты испытаний носят, как правило, относительный характер. Они позволяют объективно судить о том, в каком отношении находятся отдельные литологические разновидности вмещающих пород в смысле прочностных, упругих и других характеристик. Для такой относительной оценки целесообразно использовать упрощенную методику испытаний, позволяющую при наименьших затратах средств и времени получить наибольшее количество опытных данных.

Однако всегда целесообразно выполнять хотя бы минимальный объем механических испытаний на образцах правильной формы по общепринятой методике, что позволит сопоставить полученные результаты с результатами других исследователей. Независимо от принятой методики испытаний результаты экспериментов должны быть качественными.

Качество результатов прежде всего связано с тщательным соблюдением всех правил и условий, предусмотренных принятой методикой. Наряду с этим качество экспериментов зависит от ряда

других факторов, в частности от способа отбора проб породы, числа испытанных образцов, обработки полученных результатов.

Отбор проб должен производиться в забое, в свежем обнажении. Каждая проба должна отражать свойства конкретного слоя пласта и поэтому должна быть замаркирована.

Упаковка проб в тару для доставки в лабораторию должна обеспечивать в максимальной степени сохранение первоначальной влажности, для чего применяют парафинирование проб, обвертки из пластика, засыпку в ящики влажных древесных опилок и т. п.

Проба должна своими размерами обеспечить изготовление необходимого числа образцов для испытаний.

Число образцов связано со степенью однородности горной породы как в части состава, так и строения. Образцы из достаточно однородных нетрещиноватых пород при испытаниях дают небольшой разброс в показателях, поэтому образцов требуется меньше. При наличии большого разброса в результатах испытаний число образцов должно быть увеличено.

Выбор необходимого числа образцов и оценка экспериментальных данных должны выполняться с соблюдением некоторых правил математической статистики.

Горная порода любой литологической разновидности по площади и мощности имеет различия по минералогическому составу, структуре, текстуре, трещиноватости, т. е. во всех тех элементах, которые определяют механические свойства. Поэтому механические и другие показатели являются величинами случайными.

При испытаниях n-го числа образцов данной горной породы получают n случайных значений, например

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \ldots, \sigma_n.$$

Среднее арифметическое значение $\sigma_{ср}$

$$\sigma_{ср} = \frac{\sum_1^n \sigma_i}{n}.$$

Для характеристики случайной величины $\sigma_{ср}$ вычисляют дисперсию D_σ, которая представляет собой среднее значение квадратов отклонения случайных значений σ_i от их средней величины $\sigma_{ср}$:

$$D_\sigma = \frac{\sum_1^n (\sigma_i - \sigma_{ср})^2}{n-1}.$$

Среднеквадратичное отлонение для случайных величин от среднего значения $\sigma_{ср}$ называют еще стандартом отклонения и определяют по формуле

$$S_a = \sqrt{D_\sigma} = \sqrt{\frac{\sum_1^n (\sigma_i - \sigma_{ср})^2}{n-1}}.$$

Отношение стандарта S_a к среднему значению, выраженное в процентах, называется коэффициентом вариации:

$$K_в = \frac{S_a}{\sigma_{ср}}.$$

Коэффициент вариации наиболее часто применяют для оценки степени однородности горных пород. Величина его колеблется обычно в пределах 10—30%; меньшие значения коэффициента вариации относятся к прочным гомогенным породам, большие значения — к слабым и средней крепости породам, неоднородным, с системой микротрещин и других дефектов.

В зависимости от характерной для данной разновидности пород величины коэффициента вариации назначают минимально необходимое число образцов. Так, при коэффициенте вариации 30% должно быть 9—10 образцов, а при коэффициенте вариации 10—15% — можно ограничиться испытанием 3—4 образцов.

Глава II НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ГОРНЫХ ПОРОД

§ 16. Общие замечания. Терминология

Горная порода в нетронутом массиве находится в напряженном состоянии, которое является равновесным. Напряженное состояние создается прежде всего гравитационными силами (весом вышележащих пород), которые пропорциональны глубине. В некоторых случаях к гравитационным силам добавляются силы, вызываемые тектоническими процессами.

Тектонические силы еще недостаточно изучены, вместе с тем проявление их наблюдается на ряде рудников в СССР и в зарубежных странах в виде «стреляния» горных пород, горных ударов на глубине, где гравитационные напряжения еще далеко не в состоянии вызвать такие явления. Тектонические напряжения нередко превышают в несколько раз гравитационные, однако закономерностей в этом явлении пока не установлено.

Напряженное состояние нетронутого массива, созданное гравитационными силами, является исходным силовым полем, в значительной степени предопределяющим поведение боковых пород в обнажениях при проведении подземных горных выработок. Поэтому правильная его оценка имеет большое значение в исследовании и трактовке проявлений горного давления — деформаций боковых пород, развивающихся нагрузках на горную крепь, внезапных выбросов породы, угля, газа и т п. Напряженное состояние считается известным, если в каждой точке массива известны главные напряжения.

В настоящее время, при оценке гравитационных напряжений, напряжения по вертикали принимают равными весу столба пород

$\sigma_z = \gamma H$. Величина горизонтальных напряжений σ_x и σ_y связана с состоянием горных пород и их свойствами.

Равновесное напряженное состояние массива нарушается, как только будет проведена горная выработка. В некоторой области вокруг выработки появляются аномалии в поле напряжений: в одних частях области появляются повышенные сжимающие напряжения, возникает концентрация напряжений, в других — вместо сжимающих могут появиться растягивающие напряжения. Вследствие малого сопротивления пород растягивающим усилиям, а также того, что в местах концентрации напряжения могут превысить предел прочности породы сжатию, образуются трещины от разрыва и раздавливания пород, приводящие к скольжению и обрушению их в выработки. В этом случае породы в обнажении будут находиться в неустойчивом состоянии. Если напряжения в стенках и кровле пройденной выработки не превзойдут предела прочности породы, породы в обнажении будут находиться в устойчивом состоянии.

§ 17. Напряженное состояние массива как упругой среды

Можно полагать, что до некоторой глубины, различной для разных твердых пород, последние находятся в упругом состоянии и с достаточным приближением подчиняются закону Гука. Для таких условий А. Н. Динник предложил метод оценки напряженного состояния, который сводится к следующему.

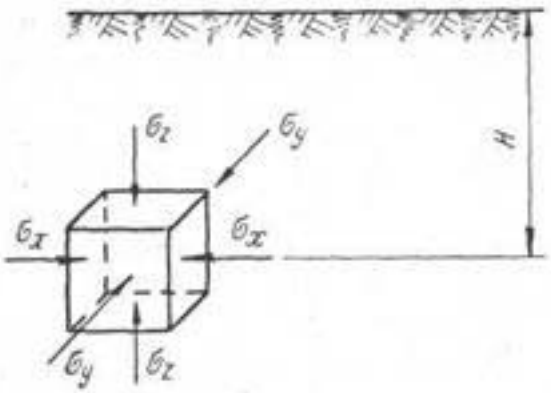


Рис. 29. Схема к определению напряженного состояния массива упругой среды

Рассмотрим напряженное состояние кубика со стороной, равной единице, расположенного на глубине H от поверхности (рис. 29). Этот кубик находится в условиях всестороннего сжатия, характеризующегося напряжениями σ_z, σ_x, σ_y. Поскольку среда принимается однородной, а оси координат — произвольны, напряжение $\sigma_x = \sigma_y$. Напряжение $\sigma_z = \gamma H$, где γ — среднее значение объемного веса.

Определим значение возможной деформации ε в направлении, например, оси x под влиянием напряжений σ_z, σ_x, σ_y:

$$\varepsilon_{zx} = +\mu\frac{\sigma_z}{E};\quad \varepsilon_{xx} = -\frac{\sigma_x}{E};\quad \varepsilon_{yx} = +\frac{\sigma_y}{E},$$

где μ — коэффициент Пуассона;

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yx}.$$

Так как порода несжимаема, а развитию деформаций препятствуют смежные частицы породы, то деформация ε_0 будет равна нулю:

$$\mu \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\sigma_x}{E} + \mu \frac{\sigma_y}{E} = 0,$$

откуда при $\sigma_x = \sigma_y$ получим

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H. \qquad \text{(II.1)}$$

Формула (II.1) является основной для оценки напряженного состояния массива, рассматриваемого как упругая среда. Величина $\frac{\mu}{1-\mu} = \lambda$ называется коэффициентом бокового распора. Коэффициент Пуассона, получаемый для разных твердых пород в условиях одноосного напряженного состояния, колеблется в пределах 0,15—0,30. С учетом этого коэффициент бокового распора λ должен находиться в пределах 0,2—0,45. Однако это положение не имеет достаточно надежной экспериментальной проверки. Специальные исследования, проведенные Б. В. Матвеевым во ВНИМИ с осадочными породами, в том числе твердыми — аргиллитами, алевролитами, песчаниками — выявили отклонения от этих теоретических предпосылок. Исследования по изучению коэффициента бокового распора Б. В. Матвеев проводил в условиях объемного напряженного состояния. В результате было установлено, что коэффициент бокового распора колеблется в значительных пределах даже для одной и той же литологической разновидности в зависимости от состава, строения, степени метаморфизма и т. п. В одних случаях он близок к расчетному, определяемому через коэффициент Пуассона, в других — превышает по величине расчетный в два раза и более.

Таким образом, эксперименты показали, что осадочные породы по своим свойствам довольно далеки от упругой изотропной среды и для оценки напряженного состояния массива зависимость (II.1) имеет приближенное значение.

Некоторые исследователи считают, что напряженное состояние пород в массиве можно принять гидростатическим, т. е. $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$. Основанием для такого предположения является наблюдаемая склонность горных пород к ползучести деформаций и релаксации напряжений. Предполагается, что за тысячелетия, прошедшие со времени образования пород, благодаря реологическим процессам разность между вертикальными и горизонтальными напряжениями дошла до значения, близкого к нулю.

Изложенное дает основание предполагать, что разные слои пород на разных глубинах характеризуются разным напряженным состоянием. Для пород мягких, пластических, залегающих сравнительно неглубоко, коэффициент бокового распора является не однозначным и может быть близок к единице, т. е. $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$,

а породы высокой прочности, такие как крепкие песчаники, известняки, кварциты, на большей глубине могут находиться в упругом напряженном состоянии, характеризуемом зависимостью (II.1).

§ 18. Напряженное состояние сыпучих пород

Оценка напряженного состояния массива сыпучих пород дана Кулоном. Сущность метода сводится к следующему. Рассечем мысленно массив вертикальной плоскостью ab до глубины H, отбросим левую часть массива и заменим действие отброшенной части силой D (рис. 30, *а*). Рассмотрим условия равновесия призмы abc на длине, равной единице (например, 1 м). Призма имеет склонность к скольжению под некоторым углом Θ. Активной силой, вызывающей скольжение, будет вес призмы Q. Реактивными силами, препятствующими

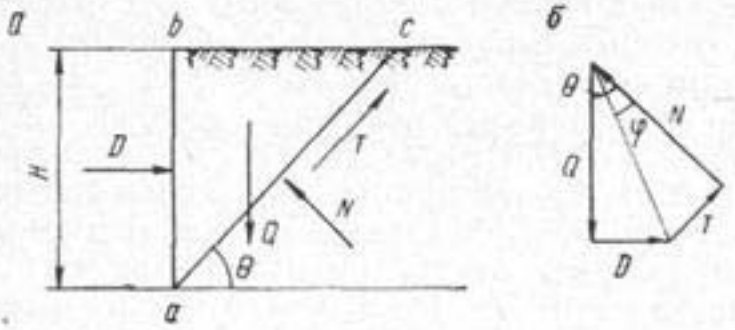


Рис. 30. Схема к определению напряженного состояния раздельно-зернистой среды

скольжению, будут сила D (реакция отброшенной части), сила трения на плоскости скольжения T и нормальная реакция N. Строим многоугольник сил (рис. 30, *б*), из которого следует

$$D = Q \operatorname{tg}(\Theta - \varphi), \tag{II.2}$$

где Q — вес призмы abc с высотой (длиной), равной единице,

$$Q = \frac{1}{2} HH \operatorname{tg}(90 - \Theta)\gamma = \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{tg}(90 - \Theta).$$

Подставляя значение Q в выражение (II.2), получим

$$D = \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{tg}(90 - \Theta)\operatorname{tg}(\Theta - \varphi). \tag{II.3}$$

Из выражения (II.3) видно, что величина D при изменении угла θ от 0 до 90° имеет максимум (изменяется от нуля до нуля).
В связи с этим функцию (II.3) исследуем на максимум

$$\frac{dD}{d\Theta} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left(-\frac{\operatorname{tg}(\Theta - \varphi)}{\cos^2(90 - \Theta)} + \frac{\operatorname{tg}(90 - \Theta)}{\cos^2(\Theta - \varphi)} \right) = 0.$$

Приравнивая нулю правую часть произведения, после тригонометрических преобразований получим

$$\theta = \frac{90 + \varphi}{2}.$$

Подставляя значение θ в уравнение (II.3), получим

$$D = \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right).$$

Для определения горизонтального напряжения σ_x, как функции глубины, возьмем произвольную по H:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{dD}{dH} = \gamma H \operatorname{tg}^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right).$$

Величина $\operatorname{tg}^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)$ называется коэффициентом бокового распора для сыпучей среды. Таким образом, напряженное состояние в любой точке раздельно-зернистой среды зависит от глубины расположения этой точки и величины угла внутреннего трения.

§ 19. Напряженное состояние горных пород вокруг выработок

Горизонтальные выработки. Проведение горной выработки вносит изменение в напряженное состояние массива в некоторой области. Это объясняется тем, что столб породы на величину пролета выработки лишается непосредственной опоры, вес этого столба передается на смежные части массива, вместе с тем одно из главных напряжений на стенке выработки становится равным нулю, появляется возможность свободного деформирования породы. Все это и предопределяет аномалию напряжений в некоторой области поля, в нем появляются зоны концентрации сжимающих напряжений, в кровле и почве выработки возникают растягивающие напряжения. Вопрос этот в настоящее время достаточно хорошо изучен теоретически и экспериментально применительно к упругой среде, подчиняющейся закону Гука. Поэтому все закономерности отражают реальность лишь в той степени, в какой рассматриваемая горная порода приближается к идеально упругому телу.

Впервые теоретическое решение задачи о напряженном состоянии горных пород вокруг горизонтальных выработок разных форм поперечного сечения было дано проф. А. Н. Динником, А. Б. Моргаевским и Г. Н. Савиным [15]. Горные породы они рассматривали как однородную изотропную сплошную среду, подчиняющуюся закону Гука. Это теоретическое решение было в последующем неоднократно проверено экспериментально на оптико-поляризационных установках (П. М. Цимбаревич, В. Ф. Трумбачев и др.). Оно значительно расширило представления о процессах, происходящих вокруг выработок.

Задачу решали для поля напряжений, характеризующегося параметрами

$$\sigma_z = \gamma H, \quad \sigma_x = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma H.$$

Результаты аналитических расчетов наиболее наглядно изображаются изолиниями поля напряжений, т. е. линиями, имеющими во всех точках одинаковое значение данного параметра. Наибольшее значение имеют изолинии главных нормальных напряжений, а также изолинии максимальных тангенциальных напряжений, которые в конечном итоге определяют состояние массива вокруг полости (рис. 31). При наличии симметрии в нагрузке изолинии напряжений также располагаются симметрично по отношению к осям выработки. Поэтому на рис. 31 изолинии максимальных нормальных напряжений σ_{max} показаны только на верхней половине рисунка: такие точно изолинии σ_{max} на нижней половине рисунка условно не показаны. В нижней части рисунка нанесены изолинии минимальных нормальных напряжений σ_{min}. В почве выработки, а следовательно, и кровле (симметрично) напряжения σ_{min} растягивающие (изолинии их обозначены пунктиром).

Числа на изолиниях указывают величину коэффициента концентрации напряжений, который представляет собой отношение напряжения в данной точке после проведения выработки к напряжению, существовавшему в нетронутом массиве γH. Наибольшей величины достигают коэффициенты концентрации в углах прямоугольной выработки, а также в боковых стенках ($k > 2$).

В кровле и почве выработки коэффициенты концентрации напряжений невелики ($k \leqslant 0{,}3$), однако напряжения здесь растягивающие, что при незначительном пределе прочности пород на растяжение и при наличии трещиноватости играет решающую роль в устойчивости кровли.

Зона влияния выработки на поле напряжений сравнительно невелика и зависит от ее формы. Для выработок прямоугольной формы она составляет 3,5 ширины выработки, для выработок сводчатой формы 2,5—3,0, а для круглой и эллиптической формы 1,5—2,5 ширины выработки.

Более наглядно характер напряженного состояния вокруг горной выработки показан на рис. 32 в виде эпюр напряжений по главным осям — в боках и кровле.

В кровле и почве имеют место растягивающие напряжения, равные по величине $\sigma_{min} = k_1 \gamma H$, уменьшающиеся по мере удаления от контура и постепенно переходящие в напряжения сжатия. В боках выработки концентрация напряжения достигает максимума на стенках $\sigma_{max} = k_2 \gamma H$ и дальше в глубь массива напряжения постепенно убывают и достигают значения γH.

Наличие трещин на поверхности обнажения, вызванных технологическими процессами при проведении выработок или естественных, вносит некоторое изменение в характер теоретической эпюры напряжений — точки максимума смещаются от контура в глубь массива.

Из изложенного следует, что устойчивость обнажения при отсутствии крепи предопределяется соотношением прочностных показателей породы и величины напряжений в зоне аномалии. При

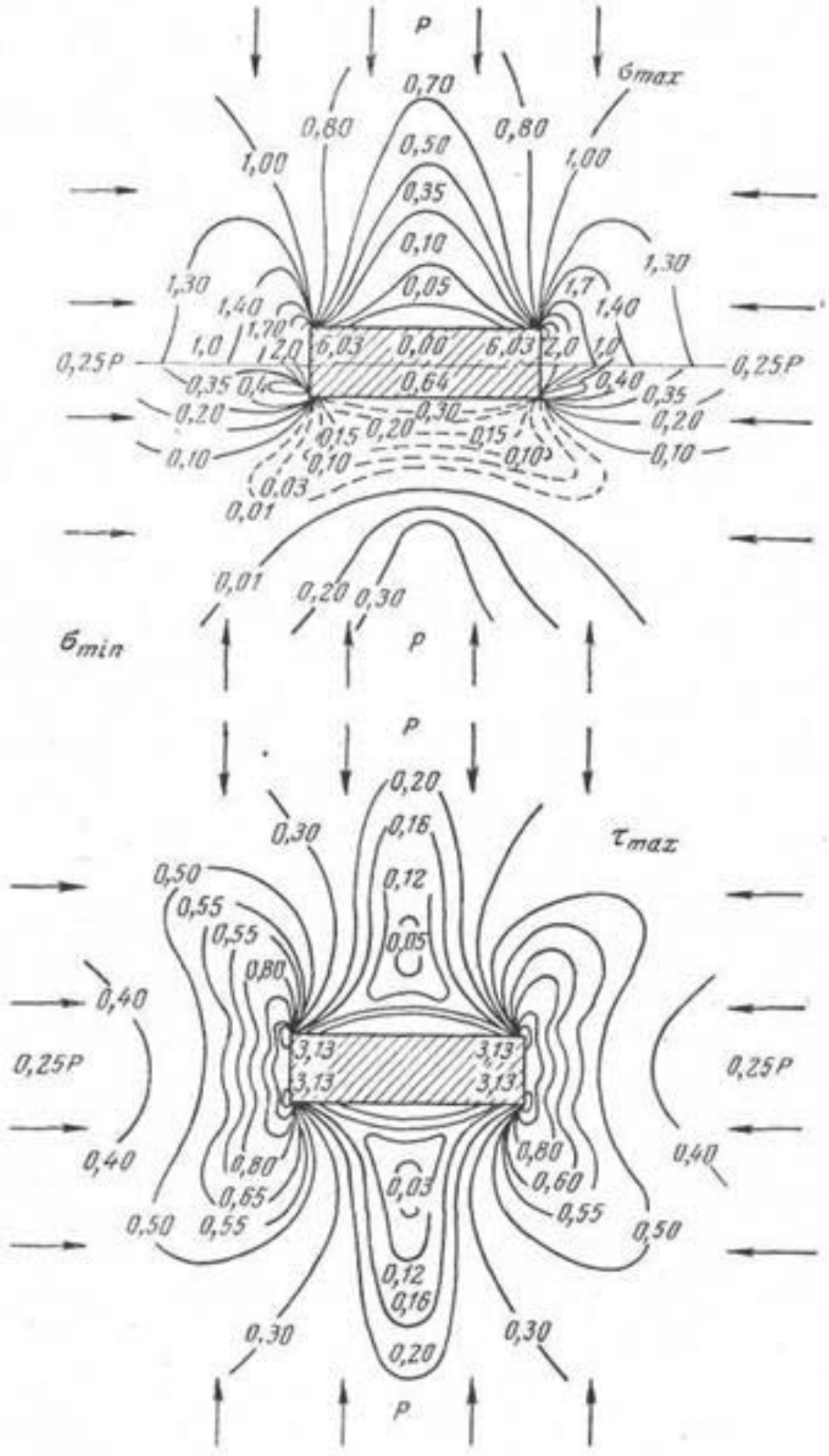


Рис. 31. Изолинии поля напряжений вокруг прямоугольной выработки

напряжениях $\sigma_{max} \geqslant R_{сж}$ начнется процесс трещинообразования и разрушения вначале на контуре выработки, а потом эти трещины и разрушения будут развиваться в глубь массива. Обнажение будет неустойчивым, и для обеспечения устойчивости выработки потребуется возведение горной крепи.

На основе изучения напряженного состояния выбирают рациональные формы и размеры выработок. С точки зрения устойчивости обнажения в выработке не должно быть острых углов, углы следует

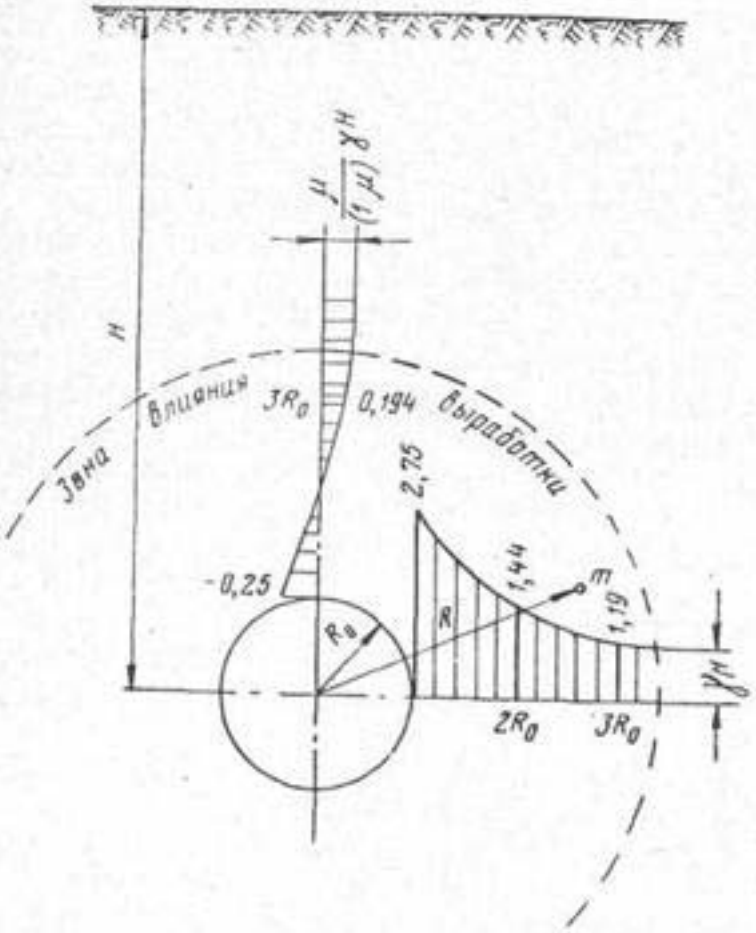


Рис. 32. Эпюры напряжений в массиве вокруг горизонтальной выработки

сглаживать кривыми, кровле выработки целесообразно придавать криволинейное очертание вместо плоского и т. п.

В реальных условиях боковые породы нередко представлены разнородными слоями с разными прочностными и упругими параметрами, с наличием микротрещин и других дефектов, приводящих к пластическим деформациям. Напряженное состояние нетронутого массива также во многих случаях не соответствует условиям, принятым при теоретическом решении задачи. Поэтому реальная картина напряженного состояния массива вокруг выработок может значительно отличаться от теоретической. Вместе с тем, если эту теоретическую интерпретацию рассматривать как качественную, призванную характеризовать общую картину явления и при этом дифференцированно в зависимости от горногеологических условий,

то такая гипотеза позволяет значительно глубже понять природу явлений, происходящих при сооружении и эксплуатации выработок, и получить полезные практические выводы.

Вертикальные выработки. Теоретическая оценка напряженного состояния вокруг вертикальной выработки дана проф. С. Г. Лехницким. Им решена задача о распределении напряжений вокруг круглого отверстия в упругой невесомой пластинке при нагружении ее равномерной нагрузкой

$$p = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma H.$$

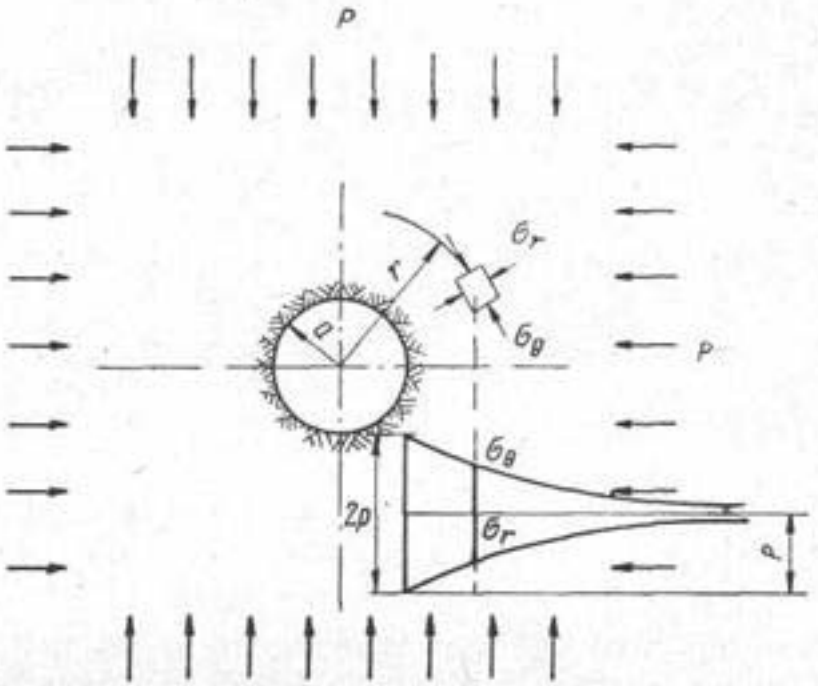


Рис. 33. Схема, характеризующая напряженное состояние упругого массива вокруг ствола круглого сечения

Главные напряжения определяют по формулам:

$$\sigma_r = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma H\left(1-\frac{a^2}{r^2}\right); \qquad (II.4)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma H\left(1+\frac{a^2}{r^2}\right), \qquad (II.5)$$

где a — радиус ствола (вчерне);

r — расстояние рассматриваемой точки от центра ствола.

На контуре ствола при $r = a$ получим $\sigma_r = 0$, $\sigma_\theta = 2\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H = 2\sigma_x$.

По мере удаления от контура ствола σ_r растет до величины $\sigma_r = \frac{\mu}{1-\mu}\gamma H$. Напряжение σ_θ уменьшается до той же величины. Закономерность изменения нормальных напряжений показана на рис. 33. Изолинии нормальных напряжений могут быть выражены концентрическими окружностями. Потеря устойчивости обнажения, связанная с трещинообразованием и обрушением, наступит при условии, когда

$$\sigma_\theta \geqslant R_{сж}.$$

Применение этой идеализированной схемы и формул (II.4) и (II.5) при решении технических и других задач целесообразно лишь с учетом тех замечаний, которые были ранее высказаны при оценке упругих решений для горизонтальных выработок.

§ 20. Оптический метод изучения напряжений

Более универсальным и доступным методом изучения распределения напряжений вокруг одной или совокупности нескольких выработок, расположенных в упругой среде, является оптико-поляризационный, или оптический метод, исследования.

Оптический метод основан на следующих теоретических положениях: исследуемая среда подчиняется закону Гука; на свойстве

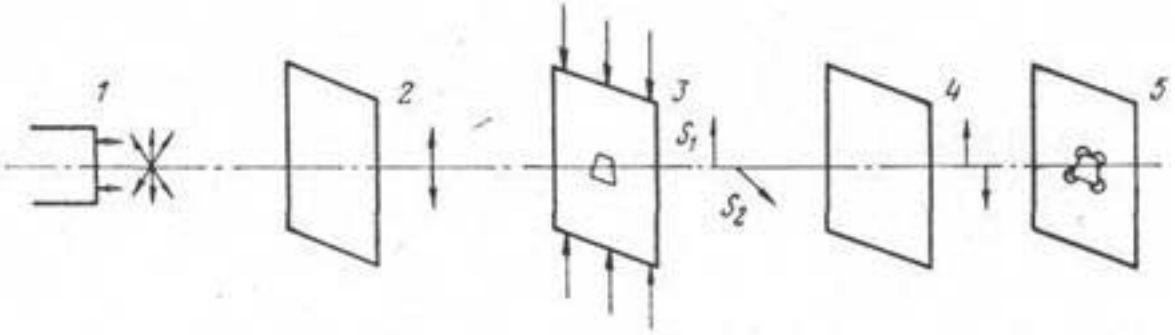


Рис. 34. Схема оптико-поляризационной установки:
1 — источник света; *2* — поляризатор; *3* — оптическая модель; *4* — анализатор; *5* — экран

некоторых прозрачных материалов, таких как органическое стекло, бакелит, игдантин, проявлять под нагрузкой двойное лучепреломление поляризованного света, при этом плоскости поляризации совпадают с направлением главных нормальных напряжений; на теореме М. Леви о том, что в условиях плоской задачи упругие константы — модуль Юнга и коэффициент Пуассона — не входят в уравнения равновесия.

Для изучения распределения напряжений вокруг одной или нескольких смежных выработок в пластинке из оптически активного материала делают геометрически подобные отверстия, пластинку помещают в оптическую установку на пути поляризованного луча света и соответствующим образом нагружают (рис. 34). Луч света, проходя через поляризатор, приобретает колебания в одной плоскости. При прохождении поляризованного луча через нагруженную пластинку-модель происходит разложение поляризованного луча на два плоских луча S_1 и S_2, плоскости колебаний которых взаимно перпендикулярны и совпадают с главными осями эллипса напряжений.

Вследствие анизотропии лучи S_1 и S_2 проходят через пластинку с разной скоростью, т. е. один луч отстает от другого, причем отставание лучей пропорционально разности главных напряжений $\sigma_1 - \sigma_2$.

Это явление в аналитической форме записывается уравнением

$$\Gamma = bC(\sigma_1 - \sigma_2), \qquad (II.6)$$

где Γ — оптическая разность хода лучей;

b — толщина пластинки-модели;

C — оптическая постоянная материала модели, Бр;

σ_1 и σ_2 — главные нормальные напряжения в данной точке модели.

Из формулы (II.6) следует, что для определения разности $\sigma_1 - \sigma_2$ необходимо знать значения b, C, Γ. Толщина пластинки b и величина оптической постоянной C, являющиеся характеристиками материала и модели, заранее должны быть известны. Для нахождения разности хода лучей в оптической установке предусматривается анализатор, с помощью которого колебания в двух разных плоскостях преобразовываются в колебательный процесс в одной плоскости и в конечном итоге — к интерференции.

В результате интерференции интенсивность прошедшего через анализатор света I определяется по уравнению

$$I = p^2 \sin^2 2\alpha \sin^2 \pi \frac{\Gamma}{\lambda}, \qquad (II.7)$$

где p — амплитуда колебания поляризованного луча;

α — угол между плоскостью поляризации поляризатора и одним из направлений поляризации модели (главных напряжений);

λ — длина волны;

$\frac{\Gamma}{\lambda}$ — число волн, на которое один луч отстает от другого.

Из уравнения (II.7) следует, что угасание света в той или другой точке возможно при следующих условиях:

$\alpha = 0°$ или $90°$, т. е. когда направления главных нормальных напряжений в данной точке совпадают с плоскостями поляризации поляризатора и анализатора;

$\Gamma = 0$, т. е. когда $\sigma_1 = \sigma_2$;

$\Gamma = n\lambda$, где $n = 1, 2, 3$ и т. д., т. е. когда разность хода Γ кратна целой длине волны λ.

При изучении напряженного состояния вокруг отверстий в пластинке эти условия используются.

Первое условие позволяет зафиксировать точные направления главных напряжений σ_1 и σ_2. Действительно, если при заданном расположении плоскостей поляризации поляризатора и анализатора в какой-либо из точек направления главных напряжений совпадают с плоскостями поляризации, то в этом месте экрана будет темная точка. Вращая синхронно поляризатор и анализатор от 0 до 90° через какой-либо интервал, например через 15° (рис. 34), получим систему темных точек или линий, в которых направление главных напряжений будет известно.

Такое геометрическое место точек, в котором направления главных нормальных напряжений σ_1 и σ_2 параллельны плоскостям поляризации поляризатора и анализатора, т. е. имеют постоянный угол относительно избранной системы координат, называется

изоклиной (рис. 35). Изоклины, которые фиксируются на экране оптической установки, служат основой для построения изостат.

Изостаты — это траектории главных нормальных напряжений σ_1 и σ_2, т. е. кривые, в каждой точке которой главное напряжение направлено по касательной. Эти кривые ортогональны (см. рис. 35). Влияние отверстия на силовое поле можно видеть по изостатам. Так, если изостаты возле контура резко меняют свое направление и становятся нормальными к контуру, напряжения на контуре меняют свой знак.

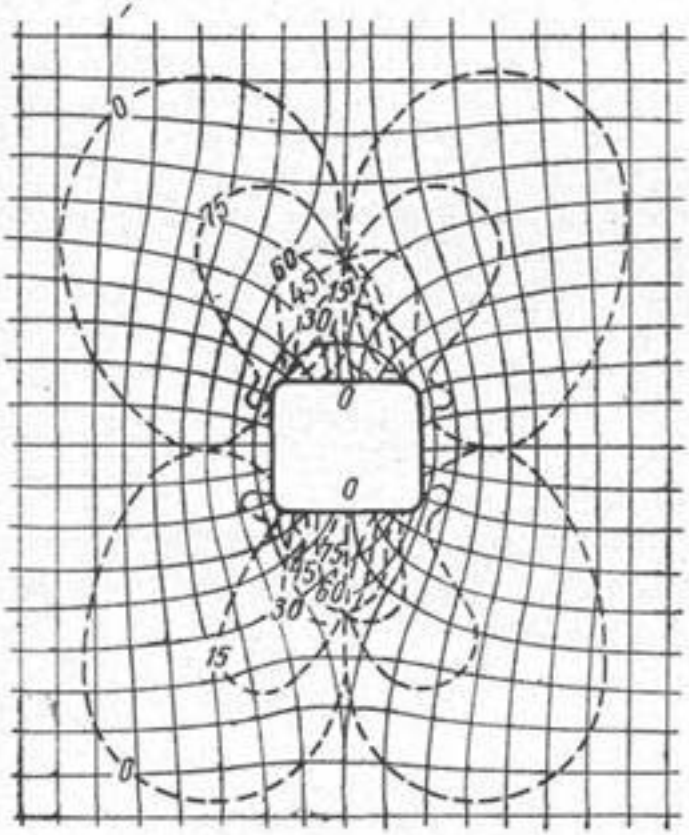


Рис. 35. Изоклины и изостаты вокруг выработки квадратного сечения

Кроме изоклин на экране фиксируются изохромы — т. е. линии главных касательных напряжений, так как эти линии соединяют точки с одинаковой оптической разностью хода лучей:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

или, используя уравнение (II.6), можно записать

$$\tau_{max} = \frac{\Gamma}{2Cb}.$$

Из формулы (II.7) видно, что цвета и оттенки линий (изохром) зависят от оптической разности хода лучей Г. Наибольшая интенсивность света в точках, где разность хода равна половине длины волны $\Gamma = n\frac{\lambda}{2}$. При $\Gamma = n\lambda$ наступает, как уже упоминалось, полное угасание луча, и таким образом получаются темные

точки. При переходе от светлой к темной полосе разность хода изменяется на $\frac{\lambda}{2}$.

Зарисовку изохром на экране модели производят методом, аналогичным зарисовке изоклин.

Изостаты и изохромы дают качественную оценку аномалии поля напряжения вокруг отверстия в пластинке (горной выработке). Для получения количественной оценки напряженного состояния вокруг выработок необходимо определить величину главных нормальных напряжений и оценить степень концентрации их. Существует несколько методов вычисления главных нормальных напряжений [15, 16].

Изложенный оптический метод применим к плоским моделям. Наряду с этим существует аналогичная методика изучения напряжений в условиях объемного напряженного состояния.

Для решения объемных задач применяют оптически активный материал с такой структурой, которая обеспечивает «замораживание» напряжений. Сущность метода «замораживания» состоит в том, что модель готовится из оптически активного материала с высокомолекулярным строением. Такая модель загружается на центрифуге в размягченном вследствие подогрева состоянии.

Материал обладает свойством сохранять ориентацию молекулярных цепей, созданную внешними нагрузками в размягченном состоянии и после охлаждения. Это его качество и используется для изучения поля напряжения в объемной модели. После охлаждения модель с «замороженными» напряжениями разрезается в определенном порядке, обусловленном поставленной задачей, на плоские пластинки, которые расшифровываются на оптико-поляризационной установке.

Оптическое моделирование позволяет на научной основе решать практические задачи применительно к разработке рудных и отчасти угольных месторождений.

С помощью этого метода определяют оптимальные размеры камер и целиков, решают задачи рационального размещения полевых выработок в условиях надработки и подработки и др.

§ 21. Измерение напряжений в массиве горных пород

Напряжения в массиве горных пород, в целиках, в боках, кровли выработок, в реальных условиях могут в значительной мере отличаться от предполагаемых, полученных расчетным методом или методом фотоупругости, в силу того, что горные породы по своим свойствам, как правило, отличаются от идеализированной изотропной упругой среды, для которой получены теоретические решения. Существенное значение могут иметь напряжения от тектонических процессов, которые теоретически пока не учитывают. Поэтому для теории и практики горного дела большое значение имеет измерение фактически существующих напряжений в массиве в конкретных горногеологических условиях.

В настоящее время существуют методы измерения напряжений на поверхности обнажений и в глубине массива, основанные на различных принципах.

Наибольшее распространение в практике исследовательских работ получили методы частичной и полной разгрузки. В стадии развития и совершенствования находятся электрометрический и звукометрический методы.

Измерение напряжений на поверхности обнажения. Одним из способов измерения напряжений на стенке горной выработки, основанным на принципе полной разгрузки участка массива, является способ проф. Оберти. Сущность его состоит в следующем (рис. 36).

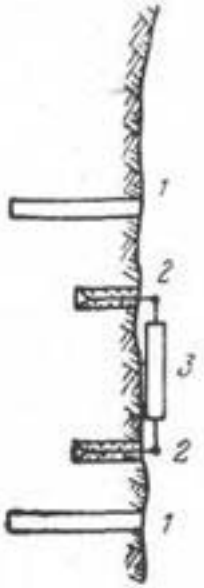


Рис. 36. Измерение напряжений в стенке выработки по методу проф. Оберти:
1 — врубы; *2* — анкеры; *3* — тензометр

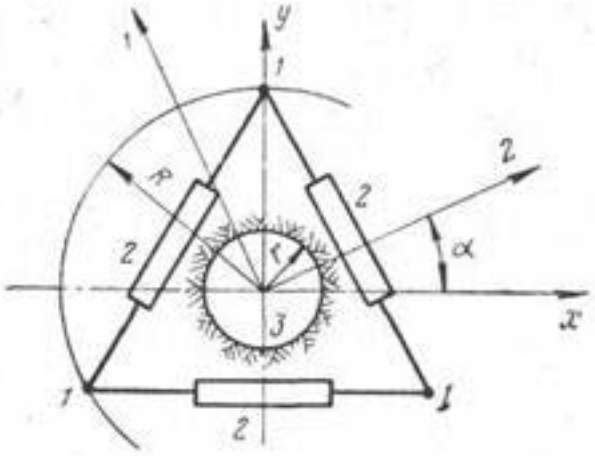


Рис. 37. Схема измерения напряжений методом частичной разгрузки:
1 — анкерные штыри; *2* — тензометры; *3* — разгрузочная скважина

В обнажении просверливают несколько пар небольших шпуров, в которых на быстротвердеющем растворе закрепляют металлические штыри. Расстояние между штырями в каждой паре представляет собой базу измерения l, величина которой зависит от применяемого вида тензометра (обычно 15—30 см). В качестве тензометра можно использовать электрические тензодатчики сопротивления, струнные приборы, а также индикаторы часового типа. Начальное положение установленных тензометров соответствует существующему напряженному состоянию массива. Далее на некотором расстоянии от закрепленных штырей делают две параллельные врубовые щели, с помощью которых снимаются напряжения с участка стенки выработки. Приборами фиксируется деформация массива. Зная относительную деформацию и модуль упругости, который можно определить в лаборатории на образцах породы, вычисляют действующие в стенках напряжения.

Область применения этого способа ограничена из-за сложности изготовления врубовых щелей.

Более простым в осуществлении является измерение напряжений методом частичной разгрузки массива (рис. 37). На стенке выработки в трех точках-вершинах равностороннего треугольника высверливают шпуры диаметром 10—12 мм, в которых укрепляют анкерные штыри. Между этими штырями по сторонам треугольника устанавливаются тензометрические устройства и фиксируются их начальные показания. После этого в центре треугольника высверливают неглубокий шпур, диаметром 40—60 мм. Образованная полость приводит к разгрузке и деформации массива, которая фиксируется тензометрами.

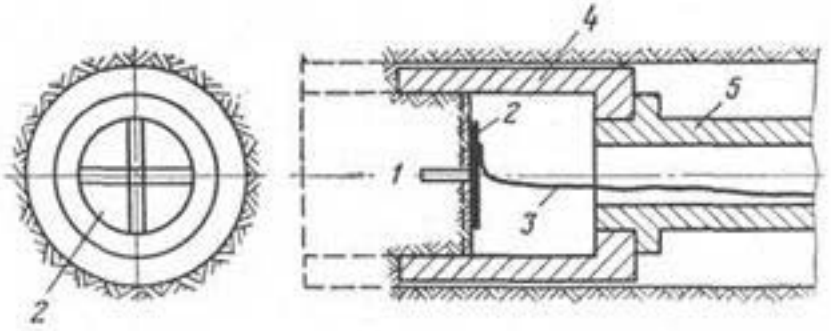


Рис. 38. Схема измерения деформаций в забое скважины методом разгрузки;
1 — керн; *2* — тензометр; *3* — кабель; *4* — коронка; *5* — пустотелая буровая штанга

Значения и направления главных нормальных напряжений вычисляют по формулам, выведенным для этого метода, с учетом размеров скважин и тензометрического треугольника [18].

Измерение напряжений в глубине массива. Для изучения напряжений в глубине массива в настоящее время наиболее широко применяют разработанный во ВНИМИ метод полной разгрузки керна. Сущность метода состоит в следующем.

В обнажении пробуривают на заданную глубину скважину диаметром от 100 до 200 мм в зависимости от прочности пород. Специальным шлифовальным диском, укрепленным на штангу сверла, торец скважины шлифуется. На торце скважины закрепляют розетку электротензодатчика (рис. 38). В первое время на породу наклеивали тензодатчики длиной 30 мм с помощью специального приспособления. В последующем были разработаны более совершенные и надежные конструкции съемных тензометров.

Тензометр представляет собой легкую металлическую конструкцию, несущую необходимое число датчиков (розетку из 2—3 датчиков). Этот тензометр плотно прижимается к забою скважины так, что датчики получают достаточное сцепление с поверхностью забоя. Фиксация тензометра производится с помощью анкера, закрепляемого в опережающем отверстии, просверленном в породе, диаметром 6 мм и длиной 50 мм. Кабель от тензометра пропускают в пустотелую буровую штангу и с помощью коронки выбуривают кольцевой вруб. В результате происходит упругое расширение керна, которое фиксируется измерительной аппаратурой в процессе выбуривания керна.

Если имеются достаточно надежные данные о направлении одного из главных напряжений в массиве (например, по вертикали от гравитационных сил), тогда ограничиваются двумя датчиками, направленными по вертикали и горизонтали.

Напряжения по измеренным деформациям вычисляют по формулам:

$$\sigma_z = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_z + \mu\varepsilon_x);$$

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_z),$$

где σ_z, σ_x — соответственно вертикальные и горизонтальные напряжения;

ε_z, ε_x — относительные деформации.

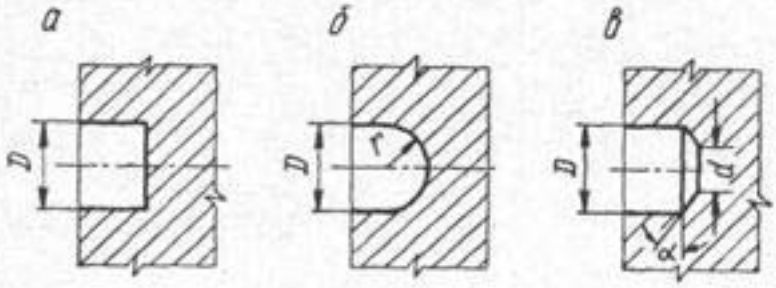


Рис. 39. Формы торцов скважины

Модуль упругости E и коэффициент Пуассона μ определяют в лабораторных условиях на образцах, полученных из кернов.

Если направления главных напряжений точно неизвестны, то необходимо применить розетку из трех тензодатчиков, расположенных под углом 45 и 60°, а для определения величины главных напряжений и их направления использовать соответствующие расчетные формулы [18].

После измерений на заданной глубине керн обламывается, скважина углубляется до следующего заданного интервала и комплекс работ по разгрузке керна повторяется. Последовательно выполненный цикл работ на заданную глубину позволяет построить эпюру напряжений в массиве и оценить степень устойчивости целика и т. п.

При изучении вопроса о соответствии напряжений на торце скважины напряжениям в массиве было установлено наличие отклонений в зависимости от формы поверхности торца скважины.

Так, при плоском торце (рис. 39, *а*) напряжения оказались меньше, чем в массиве, — коэффициент концентрации $K = 0{,}8$, при сферической форме (рис. 39, *б*) $K = 1{,}3 \div 1{,}4$. При комбинированной форме в виде усеченного конуса (рис. 39, *в*) с размерами $\alpha = 25°$ и $d = \frac{1}{2}D$ коэффициент концентрации на центральной площадке близок к единице, т. е. напряжения здесь соответствуют напряжениям в массиве.

Существует модификация метода разгрузки, основанная на выбуривании керна с центральной скважиной. В этом случае деформо-

метр (тензометр) помещают и фиксируют в небольшой скважине диаметром 40 мм. После этого коронкой выбуривают керн в виде отрезка толстостенной трубы. Упругое расширение керна фиксируется деформометром во всех необходимых направлениях и по деформациям определяют напряжения [18].

Применение метода разгрузки во многом зависит от состояния горных пород. Прежде всего для получения объективных данных необходимо, чтобы напряжения в массиве не превосходили предела упругости. Массив должен быть достаточно монолитным и прочным, в противном случае возникают трудности при выбуривании керна.

Электрометрический метод измерения напряжений в массиве основан на взаимосвязи удельного электрического сопротивления пород с величиной напряжений. На основе этой взаимосвязи конструируют каротажные снаряды, которые при перемещении по скважине позволяют измерять электрическое сопротивление пород и по сопротивлению оценивать напряженное состояние.

Звукометрический метод состоит в регистрации количества звуковых сигналов, возникающих в напряженном массиве вследствие микроразрушений. При увеличении напряжений в целике или другой части массива интенсивность микроразрушений возрастает, что и фиксируется приборами. При определенном количестве в единицу времени микроразрушения являются как бы сигналами обрушения массива пород, разрушения целиков и т. п. Это позволяет предпринять меры, обеспечивающие безопасное ведение горных работ.

Измерения напряжений в стенках горных выработок и целиках, проведенные многими исследователями методом разгрузки, подтвердили в основном те характеристики поля напряжений вокруг выработок, которые получены расчетным методом и на фотоупругих моделях. В частности, в боках выработки наблюдалась концентрация напряжений σ_z; максимальное значение коэффициента концентрации напряжений составляло 2—2,5. Наряду с этим на некоторых месторождениях был выявлен принципиально другой характер напряженного состояния, когда горизонтальные напряжения σ_x превышают иногда в несколько раз напряжения вертикальные $\sigma_z = \gamma H$. Такое явление связано с тектоническими напряжениями.

§ 22. Устойчивость обнажений в горных породах

Устойчивость обнажений в горных породах связана с рядом условий: глубиной расположения от поверхности, свойствами пород, размерами выработки, наличием тектонических явлений и др.

Под устойчивым будем понимать обнажение в массиве, находящееся длительное время в равновесном состоянии и обеспечивающее безопасное ведение горных работ. При наличии явлений деформирования пород, образования трещин, вывалов и обрушений, развивающихся сразу после проходки или спустя некоторое время, обнажение считается неустойчивым.

Рассмотрим условия взаимосвязи напряжений, возникающих в обнажениях горных пород, и с прочностными свойствами пород (при этом можно допустить, что в момент образования обнажения породы находятся в мгновенно упругом состоянии):

случаи для горизонтальных выработок:

в боковых частях

$$k_1\gamma H < R_{сж}; \tag{II.8}$$

$$k_1\gamma H > R_{сж}; \tag{II.9}$$

в кровле и почве выработки

$$k_2\gamma H < R_р; \tag{II.10}$$

$$k_2\gamma H > R_р; \tag{II.11}$$

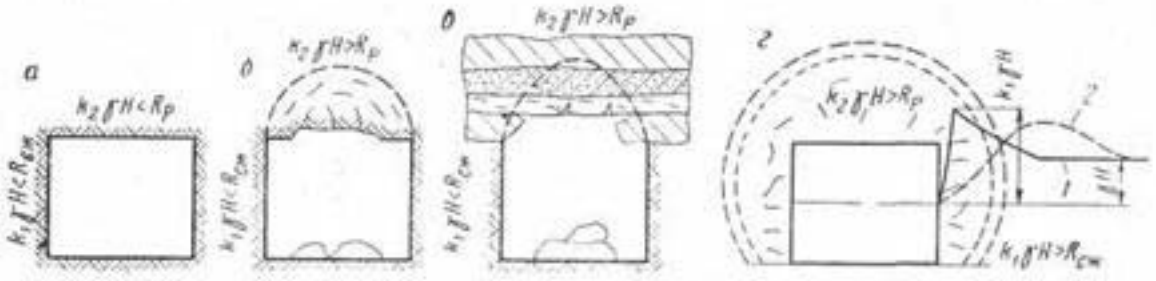


Рис. 40. Формы состояния обнажений горных пород:

а — устойчивое состояние; *б* — образование свода естественного равновесия; *в* — образование свода в пластичных слоистых породах; *г* — образование зоны разрушения пород в кровле и боках

для вертикальных выработок

$$2\lambda\gamma H < R_{сж};\quad 2\lambda\gamma H > R_{сж},$$

где k_1 — коэффициент концентрации сжимающих напряжений;
k_2 — коэффициент концентрации растягивающих напряжений;
λ — коэффициент бокового распора;
$R_{сж}$ — предел прочности сжатию пород в массиве;
$R_р$ — предел прочности растяжению пород в массиве;
γ — объемный вес пород;
H — глубина расположения выработки.

При наличии условия (II.8) стенки, кровля и почва выработки будут находиться в состоянии устойчивого равновесия, т. е. обнажение будет у с т о й ч и в ы м (рис. 40, *а*). С течением времени вследствие выветривания (действие атмосферы) и технологических процессов возможно уменьшение прочности пород. Это ослабление развивается со временем от стенок выработки в глубь массива и поэтому неравенство (II.8) может перейти в неравенство (II.9), т. е. устойчивое обнажение может перейти в неустойчивое. При гомогенных, метаморфических и других стойких против выветривания породах при наличии условия (II.8) обнажение может находиться в устойчивом состоянии десятки и сотни лет. Ввиду того, что проч-

ность горных пород на растяжение во много раз меньше прочности на сжатие, часто встречается случай, когда в стенках $R_{сж} > k_1\gamma H$, а в кровле и почве $R_р < k_2\gamma H$. При этом условии в кровле выработки начинается трещинообразование, приводящее к выделению и отрыву кусков и глыб породы. Кровля обрушается вплоть до образования нового устойчивого состояния. Это явление характеризуется образованием свода, который принято называть сводом естественного равновесия (рис. 40, *б*). Поверхность свода неровная, на нем имеются выступы, не получившие развития трещины, что связано со случайным характером распределения прочностных ствойств в массиве. Характер сводообразования, показанный на рис. 40, *б*, наблюдается у хрупких пород. Если породы слоисты и пластичны, процесс деформирования и разрушения их в кровле будет несколько другим. В результате пластического растяжения слои прогибаются, эти прогибы будут зависеть от пролета и постепенно уменьшаются в направлении кверху (рис. 40, *в*). Прогибы сопровождаются трещинами и обрушением, которое нередко приводит к образованию свода естественного равновесия.

В почве выработки происходит также образование трещин, однако этот процесс, в отличие от кровли, где важную роль играет вес пород, не сопровождается вывалами и обрушениями; наличие неустойчивого состояния в почве может выразиться в форме некоторого поднятия пород, которое часто называют «пучением».

При наличии условия, когда напряжения в боках выработки превышают предел прочности пород сжатию ($k_1\gamma H > R_{сж}$) начинается процесс трещинообразования, разрушения и перемещения пород внутрь выработки. Этот процесс неравновесного состояния массива постепенно переходит в равновесное состояние. Зона повышенных напряжений, возникшая в момент проходки и характеризуемая кривой *1* на рис. 40, *г*, вследствие пластического деформирования пород и их частичного разрушения, перемещается вглубь (кривая *2* на рис. 40, *г*). При этом возрастает величина третьей компоненты объемного напряженного состояния, направленной в сторону выработки, в связи с чем несущая способность элементов массива возрастает.

Пластическое деформирование пород в боках выработки, сопровождаемое частичным разрушением их (такой характер деформаций иногда называют псевдопластическим), приводит к потере опоры под сводом естественного равновесия; пролет его увеличивается, высота также возрастает. В процессе деформирования пород в кровле и в боках и обрушения их в выработку важную роль играет вес этих частей массива. Деформации в почве выработки не сопровождаются обрушением, однако процесс трещинообразования имеет место, хотя и в меньшей степени.

Таким образом, при неустойчивом состоянии пород в обнажениях вокруг выработки образуется некоторая зона разрушенных и полуразрушенных пород, в которой в силу происходящих в ней изменений напряжения упадут до некоторой минимальной величины, т. е.

образуется зона пониженных напряжений (рис. 41). За этой зоной следует зона повышенных напряжений, или зона опорного давления. Это новое равновесное состояние может наступить при частичном заполнении выработки обрушенными породами или только при полном ее завале, что обусловливается соотношением прочностных показателей пород, их текстуры и глубины заложения выработки. Для обеспечения устойчивости выработки при наличии неустойчивого обнажения применяют горную крепь.

Случаи равенства $k_1\gamma H = R_{сж}$ и $k_2\gamma H = R_р$ характеризуют условия предельного состояния, которое в практическом отношении, учитывая вероятностный характер распределения прочностных свойств пород, следует рассматривать как неустойчивое равновесие.

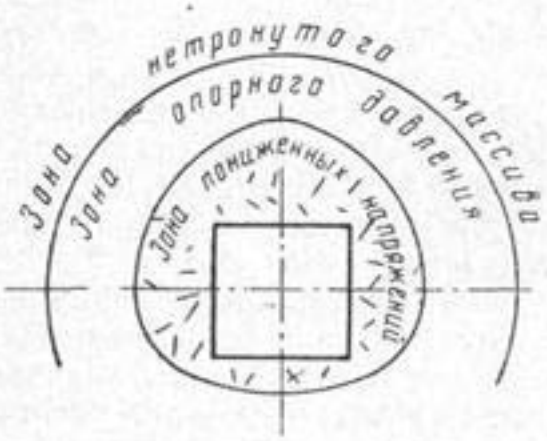


Рис. 41. Принципиальная схема изменения напряженного состояния вокруг выработки при неустойчивом состоянии боковых пород

Вокруг вертикальных выработок, учитывая равномерный характер распределения напряжения, при условии, когда $2\lambda\gamma H > R_{сж}$, разрушение пород близко к симметричному, т. е. происходит по концентрическим окружностям.

Процессы перераспределения напряжений, образования зоны пониженных напряжений и сопровождающие эти процессы обрушения пород развиваются во времени с разной скоростью в зависимости от горногеологических условий: глубины заложения выработки, ее размеров, состояния пород, их степени трещиноватости, обводненности и т. д. При повышенной хрупкости пород и большой величине напряжений, обусловливаемой как глубиной разработки, так и тектоническими процессами, разрушение отдельных участков массива на поверхности обнажения может происходить мгновенно и сопровождаться выстрелами и отскоками отделившихся частей породы с большой скоростью. Эти явления, опасные для жизни людей, называют **горными ударами**.

При большой пластичности пород неравновесное, неустойчивое состояние массива вокруг выработок обусловливает медленное течение пород внутрь выработки иногда без заметного нарушения сплошности массива.

Более точная оценка устойчивости обнажения (незакрепленной горной выработки) может быть произведена способом математической статистики. Неравенства, характеризующие условия неустойчивого равновесия ($k_1\gamma H \geqslant R_{сж}$, $k_2\gamma H \geqslant R_р$, $2\lambda\gamma H \geqslant R_{сж}$), могут быть в обобщенном виде записаны следующим образом:

$$\sigma - R > 0,$$

где σ — совокупность всех действующих напряжений;

R — совокупность всех возможных значений предела прочности пород.

Устойчивое состояние на контуре выработки можно представить неравенством

$$R-\sigma>0.$$

Если случайные величины σ и R имеют нормальное распределение, то вероятность разрушения пород в обнажении определяют по формуле

$$V=0{,}5-\int_0^{\Delta}\frac{1}{\sqrt{2\pi}}e^{\frac{t^2}{2}}dt=0{,}5-\Phi(\Delta), \qquad (II.12)$$

где $\Phi(\Delta)$ — интеграл Лапласа, величину которого находят по таблицам;

Δ — характеристика безопасности,

$$\Delta=\frac{\overline{R}-\overline{\sigma}}{\sqrt{D_R+D_\sigma}},$$

где $\overline{R}$ и $\overline{\sigma}$ — средние значения предела прочности пород и действующих напряжений;

D_R и D_σ — дисперсия предела прочности пород и действующих напряжений.

В наиболее простом случае, когда напряженное состояние нетронутого массива принимается гидростатическим ($\sigma_z=\sigma_x=\sigma_y=\gamma H$), максимальное напряжение на контуре круглой выработки (как вертикальной, так и горизонтальной) будет постоянным ($\sigma_\theta=2\gamma H$), дисперсия $D_\sigma=0$, следовательно,

$$\Delta=\frac{\overline{R}-\overline{\sigma}}{\sqrt{D_R}}=\frac{\overline{R}-\overline{\sigma}}{\overline{R}k}, \qquad (II.13)$$

где k — коэффициент вариации.

Используя зависимости (II.12), (II.13), можно установить глубину, на которой незакрепленная выработка будет иметь устойчивое состояние при известных из экспериментов значениях прочности $\overline{R}$ и коэффициента вариации k при любом значении вероятности разрушения V (например, $V=0{,}01$, $V=0{,}02$ и др.).

§ 23. Устойчивость откосов

При разработке месторождений открытым способом важное значение имеет устойчивость откосов. Положение откоса характеризуется углом наклона поверхности его к горизонту. Напряжения в массиве откоса определяются весом вышележащих пород и пригрузкой от веса машин, строений и других объектов, расположенных на краю

откоса. По мере увеличения крутизны откоса происходит рост тангенциальных напряжений в массиве. При достижении напряжениями величин, превышающих предел сопротивления сдвигу, равновесие теряется и происходит обрушение откоса.

Грунты и горные породы, имеющие, кроме внутреннего трения, сцепление допускают возможность существования вертикального откоса. Предельная высота вертикального откоса

$$H_{90} = \frac{2C}{\gamma} \operatorname{ctg}\left(\frac{90-\varphi}{2}\right), \qquad \text{(II.14)}$$

где C — коэффициент сцепления;

φ — угол внутреннего трения.

Формула (II.14) получена из условия предельного равновесия при прямолинейной огибающей кругов напряжений Мора.

Для сохранения устойчивости откоса при увеличении высоты уступа уменьшают угол наклона откоса. В природных условиях на высоту и угол заложения откоса влияют прочность пород, степень их трещиноватости и слоистости, положение трещин и плоскостей напластования по отношению к откосу, режим грунтовых вод.

Поэтому для оценки степени устойчивости существующих откосов, а также расчета углов заложения, намечаемых в проектах, требуется выполнение определенного объема инженеро-геологических исследований пород. Хотя во всех случаях, учитывая сложный и неоднородный характер среды, расчетные данные получаются с погрешностями, при всестороннем изучении свойств пород, слагающих массив, представляется возможным рассчитать элементы откоса с минимальными погрешностями.

Для оценки устойчивости откоса в массиве отыскивают наиболее слабую поверхность, где удерживающие силы ΣS_i находятся по отношению к сдвигающим силам ΣT_i в наиболее неблагоприятном отношении.

Объем породы в откосе между поверхностью обнажения и поверхностью возможного скольжения называют призмой возможного обрушения.

Сдвигающие силы на поверхности возможного скольжения обусловливаются в основном весом пород призмы обрушения и отчасти — пригрузкой.

Форма поверхности возможного скольжения зависит от всех перечисленных ранее факторов — трещиноватости, слоистости, механической прочности и т. п.

В том случае, если породы можно принять в достаточной мере квазиоднородными, поверхность возможного скольжения при расчетах устойчивости откосов принимают чаще всего круглоцилиндрической.

Существует ряд методов расчета устойчивости откосов. В инженерной практике широко распространен метод отсеков, который прост и дает вполне удовлетворительные результаты для пород сравнительно однородных и необводненных. Метод впервые был предло-

жен К. Терцаги. В основе его лежит представление о цилиндрической поверхности скольжения откоса.

Расчет производится методом попыток, состоящим в повторении расчетов для нескольких возможных поверхностей скольжения. Опаснейшей будет поверхность, для которой коэффициент устойчивости получится минимальным. Для обеспечения устойчивого положения откоса минимальный коэффициент устойчивости должен быть не менее 1,5. Если он окажется меньшим, необходимо сделать откос более пологим и повторить расчеты.

Сущность метода состоит в следующем. На разрезе откоса, вычерченном в определенном масштабе, наносится серия возможных цилиндрических поверхностей скольжения (рис. 42, *а*). Каждая

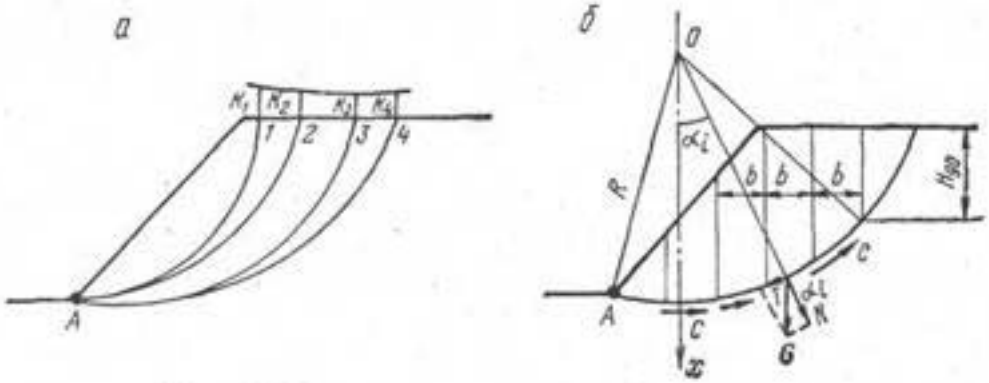


Рис. 42. Схемы к расчету устойчивости откоса

из очерченных призм скольжения принимается высотой 1 м и разделяется вертикальными плоскостями на ряд отсеков одинаковой ширины (рис. 42, *б*). Вес каждого из отсеков раскладывается на составляющие

$$T = G \sin \alpha \text{ и } N = G \cos \alpha.$$

При определении степени устойчивости K откоса рассматривают соотношение моментов сил, действующих относительно точки O,

$$K = \frac{M_y}{M_c},$$

где M_y — момент сил, удерживающих откос от сползания;
M_c — момент сил, сдвигающих откос.

Момент сил, удерживающих откос,

$$M_y = CLR + \sum_1^n N \operatorname{tg} \varphi R,$$

где C — коэффициент сцепления;
φ — угол внутреннего трения;
L — длина дуги.

Момент сил, сдвигающих откос,

$$M_c = \sum TR.$$

Величина коэффициента устойчивости

$$K = \frac{CLR + \sum N \operatorname{tg} \varphi R}{\sum TR} = \frac{CL + \operatorname{tg} \varphi \sum_1^n G_i \cos \alpha_i}{\sum_1^n G_i \sin \alpha_i}.$$

Недостатком метода является недоучет сил взаимодействия между отсеками, благодаря которым распределение давления на кривой скольжения будет несколько отличаться от принятого при расчете [20].

Глава III ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ В ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТКАХ

§ 24. Общие сведения

Массив горных пород характеризуется наличием в нем внутренних сил, обусловленных в первую очередь гравитацией, а в ряде случаев еще тектоническими процессами.

Проведение горных выработок в земной коре приводит, как уже отмечалось к аномалиям в поле напряжений. В некоторой области вокруг выработки, в частности в боках, возникает концентрация сжимающих напряжений, а в кровле и почве сжимающие напряжения могут переходить в растягивающие.

Совокупность сил, действующих в массиве вокруг горных выработок, принято называть горным давлением. В более узком понимании горным давлением называют давление горных пород, окружающих выработки, на горную крепь.

Горное давление проявляется при сооружении и эксплуатации выработок в разных формах, главнейшими из которых, бесспорно, являются деформации боковых пород, их обрушение, деформации и разрушения крепей, внезапные выбросы и др. Характер проявлений горного давления зависит от многих факторов: формы и размеров подземных выработок, глубины их заложения, физико-механических свойств боковых пород, времени и др.

Так, криволинейное очертание выработок является более благоприятным в смысле устойчивости боковых пород, а уменьшение пролетов при прочих равных условиях облегчает условия поддержания выработок.

Существенными факторами являются прочность и монолитность пород. При проведении выработок в прочных монолитных породах вредного проявления горного давления можно избежать. Устойчивость выработок можно обеспечить простейшими методами: придание соответствующей формы выработке, способом проходки (гладкое взрывание, проходка комбайном) или же применением штанговой крепи, торкретирования.

Наоборот, при проходке выработок в слабых породах, лишенных сил сцепления (водоносные пески, рыхлые породы, плывуны), развивается сразу же значительное давление на крепь и требуются нередко специальные методы проходки, предотвращающие обрушения пород и затопление выработок.

Рост давления боковых пород на крепь развивается постепенно, и по истечении некоторого времени давление, как правило, стабилизируется. Однако это стабильное, равновесное состояние выработки может быть нарушено ведением горных работ в окрестностях этой выработки, в особенности, если горные работы являются очистными. Под влиянием очистных работ горное давление активизируется в форме смещений со стороны кровли, боков, а нередко и почвы. Все это может привести к серьезным разрушениям конструкций крепи и необходимости перекрепления.

Существенное влияние на проявления горного давления оказывает угол падения пластов. В выработках, расположенных по простиранию (штреках), перемещение пород и давление развиваются преимущественно в направлении, перпендикулярном плоскости пласта, вследствие чего при крутом падении наблюдается развитие одностороннего бокового давления на крепь, при пологом падении давление наблюдается преимущественно сверху.

Проявления горного давления зависят от глубины заложения выработок. По мере увеличения глубины пропорционально растут гравитационные напряжения и уже на глубине 1000—1200 м достигают в нетронутом массиве 250—300 кгс/см^2, а вокруг горных выработок с учетом концентрации 500—600 кгс/см^2 и более. Под влиянием таких напряжений некоторые породы заметно проявляют реологические свойства. Проявления горного давления наблюдаются в форме выдавливания пород из почвы выработок, сжатия со стороны боков и др. Хрупкие породы в условиях высоких напряжений могут разрушаться в форме «стреляния», горных ударов, внезапных выбросов.

Таким образом, проявления горного давления и, в частности, смещения боковых пород в сторону выработки и нагрузки на крепь зависят от местных природных и производственных факторов, учесть которые в теоретических решениях не представляется возможным. В этих условиях при разработке методов прогноза проявлений горного давления применяют упрощенные идеализированные схемы, породы принимают однородными, изотропными, не рассматривают такие природные свойства, как трещиноватость, слоистость, угол падения пород и пр.

Для расчета крепи в первую очередь необходимо знать давление горных пород на крепь, поэтому наибольшее число теоретических исследований посвящено разработке методов расчета этой величины.

Однако несмотря на большое количество гипотез и методов, предложенных в разное время разными исследователями, задача эта в целом не имеет в настоящее время достаточно универсального удовлетворительного решения, что связано с большой сложностью

ее и многообразием факторов, влияющих на характер проявлений горного давления.

Среди разработанных имеются методы, которые для определенных условий дают удовлетворительные решения, согласующиеся с данными практики. Однако эти же методы, примененные для решения аналогичных задач в других горногеологических условиях, могут дать неудовлетворительные результаты.

В настоящее время все известные расчетные методы определения величины давления горных пород на крепь выработок можно разделить на две принципиально отличающиеся группы.

Первая группа методов характеризуется тем, что давление на крепь выработок рассматривается как внешняя нагрузка, величина которой не зависит от конструкции крепи, режима ее работы, а является лишь функцией физико-механических свойств пород, размеров выработки, глубины заложения и пр. Методы расчета крепей в такой постановке называют также методами расчета по заданной нагрузке.

Вторая группа теоретических методов характеризуется тем, что здесь давление на крепь рассматривается не как внешняя нагрузка, а как результат взаимодействия крепи и боковых пород. Величина давления пород на крепь является функцией величины деформации контура выработки, поэтому эти методы называют иногда методами расчета по заданной деформации. Таким образом, в основе этой группы гипотез заложена предпосылка регулирования нагрузок со стороны человека, предпосылка управления горным давлением.

Первая группа гипотез и расчетных методов базируется в основном на положениях и представлениях строительной механики.

Вторая группа гипотез создается на более широкой основе — решениях механики сплошной среды, а в последние годы — на реологических уравнениях. Второе направление является более перспективным, поскольку исходные положения уравнения состояния, закладываемые в решения, ближе отражают природу и механизм происходящих в подземных выработках процессов.

К гипотезам первой группы относятся теоретические разработки проф. М. М. Протодьяконова, проф. П. М. Цимбаревича, проф. В. Д. Слесарева, проф. Р. Квапила (ЧССР) и др.

В области второго направления за последние десять — пятнадцать лет выполнены многочисленные исследования. Наиболее полно это направление представлено в решениях А. Лабасса (Бельгия), К. В. Руппенейта (СССР), А. Саустовича (ПНР), Ж. С. Ержанова (СССР) и др.

§ 25. Теория свода естественного равновесия

Большинство первых аналитических методов определения нагрузок на крепь горизонтальных выработок со стороны кровли основывались на гипотезе образования свода естественного равновесия.

Метод проф. М. М. Протодьяконова. Задача решается применительно к сыпучей среде, обладающей внутренним трением, но без сцепления.

На глубине H от поверхности рассматривается горизонтальная выработка шириной $2a$ (рис. 43, *а*). Над выработкой, согласно гипотезе, образуется свод высотой b; наличие свода обеспечивает равновесное состояние столба пород над выработкой. Возведение крепи в выработке не препятствует образованию свода естественного обрушения (равновесия); поэтому крепь должна воспринимать вес пород, находящихся внутри свода.

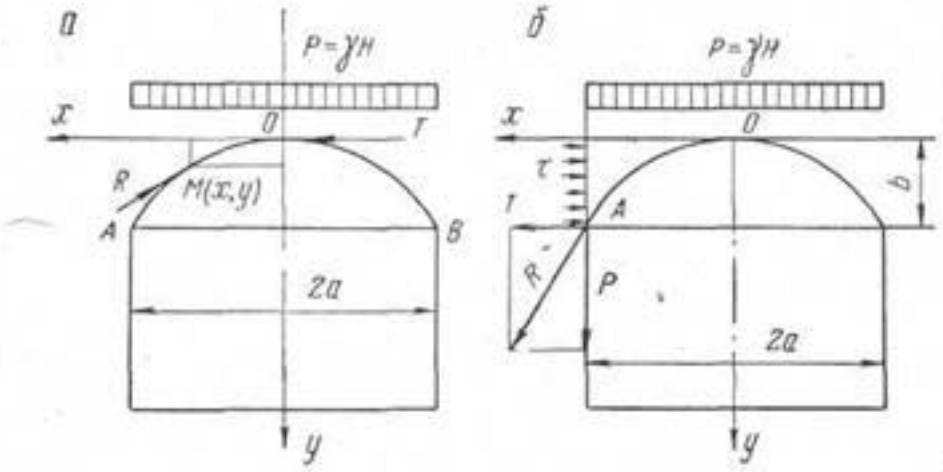


Рис. 43. Схема к расчетному методу проф. М. М. Протодьяконова

Задача подразделяется на две части: определение формы кривой свода и определение высоты свода.

Для решения первой части задачи начало координат помещаем в ключ свода и рассматриваем условия равновесия дуги OM. Отброшенные части свода OB и AM заменяем действующими в связях силами T и R. Эти силы направлены по касательным, поскольку рассматривается среда, лишенная сцепления.

Беря сумму моментов относительно точки M, получим

$$Ty - \frac{px^2}{2} = 0,$$

откуда вытекает уравнение кривой — параболы

$$y = \frac{px^2}{2T}.$$

Для решения второй части задачи рассматривается условие равновесия в пяте свода — точке A (рис. 43, *б*).

Горизонтальная составляющая опорного давления T (распор) вызывает сдвижение точки A влево, т. е. стремится разрушить свод. Препятствует этой силе — трение, величина которого равна

fP, где f — коэффициент внутреннего трения. По условию симметрии $P = pa$. Условие устойчивого равновесия пяты свода

$$T < fpa \qquad \text{(III.1)}$$

или

$$T + K = fpa, \qquad \text{(III.2)}$$

где K — некоторая сила, характеризующая запас устойчивости.

Сила K трактуется проф. М. М. Протодьяконовым в виде некоторых горизонтальных сил τ, направленных в сторону свода (рис. 43, *б*),

$$K = \tau b. \qquad \text{(III.3)}$$

Сила T из условия (III.1) с учетом координаты точки A (a, b)

$$T = \frac{pa^2}{2b}. \qquad \text{(III.4)}$$

Подставляя выражения (III.3) и (III.4) в уравнение (III.2), получим

$$\frac{pa^2}{2b} + \tau b = fpa. \qquad \text{(III.5)}$$

По М. М. Протодьяконову запас устойчивости будет наибольшим, если τ будут иметь максимальное значение. Поэтому, решая уравнение (III.5) относительно τ и исследуя его на максимум, получим

$$b = \frac{a}{f}.$$

Таким образом, высота свода естественного равновесия равна частному от деления полупролета выработки на коэффициент внутреннего трения. Это основной вывод теории проф. М. М. Протодьяконова.

Для использования полученных зависимостей в других породах, связных, достаточно по проф. М. М. Протодьяконову вместо коэффициента внутреннего трения в формулы подставить коэффициент крепости той или другой породы.

Вес пород, оказывающих давление на крепь на протяжении 1 м выработки, можно определить из условия

$$Q = \frac{2}{3} 2ab\gamma \cdot 1 = \frac{4}{3}\gamma\frac{a^2}{f}, \text{ тс.} \qquad \text{(III.6)}$$

Давление на одну раму при интервале между рамами L

$$Q_1 = \frac{4}{3}\gamma\frac{a^2}{f} L, \text{ тс.} \qquad \text{(III.7)}$$

Как видно из формул (III.6) и (III.7), давление на крепь выработки не зависит от глубины расположения ее от поверхности земли. Это положение можно считать справедливым лишь до тех пор, пока боковые породы сохраняют в обнажениях упругое состояние.

Как известно, разрушения в этом случае начинают развиваться в первую очередь в кровле выработки под влиянием растягивающих напряжений и активных сил веса. Это приводит к образованию свода. При появлении пластических деформаций с элементами разрушения массива не только в кровле, но и в боках и почве теория свода для расчетов становится непригодной. Такие условия возникают при наличии слабых пород на небольших глубинах — например в глинах — на глубине 60—70 м, при крепких породах — на глубинах в несколько сотен метров.

Таким образом, область целесообразного применения расчетного метода проф. М. М. Протодьяконова по глубине зависит от конкретных горногеологических условий.

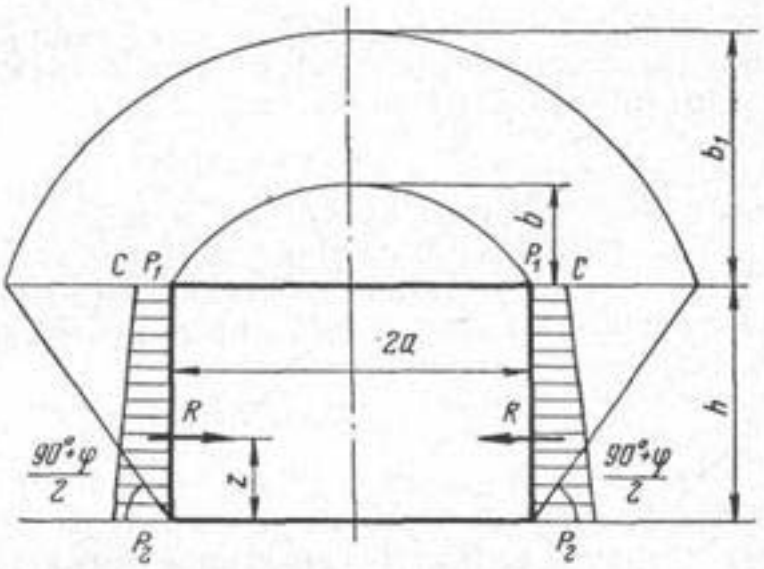


Рис. 44. Схема к расчетному методу проф. П. М. Цимбаревича

Давление с боков выработки. Метод проф. П. М. Цимбаревича. Давление горных пород на крепь с боков выработки возникает при условии, когда напряжения в боковых породах превысят предел прочности пород сжатию. При этом породы под опорами свода естественного равновесия деформируются, разрушаются, а опоры перемещаются в глубь массива.

Эта задача впервые была поставлена и решена П. М. Цимбаревичем, в основу ее решения был положен принцип расчета подпорных стен.

Боковое давление на крепь возникает в результате сползания пригруженных сверху призм (рис. 44). Высота призм равна высоте выработки, а угол наклона плоскости сползания может быть принят равным $\frac{90+\varphi}{2}$. При этом пролет нового свода становится равным $2a + 2c$. Проф. П. М. Цимбаревич считает, что пригрузку на призмы создает порода, находящаяся внутри свода естественного равновесия. Высота этого столба породы может быть принята равной высоте свода b_1.

При этих допущениях горизонтальное давление в пяте свода

$$p_1 = \gamma b_1 \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}; \qquad \text{(III.8)}$$

в почве выработки

$$p_2 = \gamma (b_1 + h) \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}. \qquad \text{(III.9)}$$

Уравнения (III.8) и (III.9) выведены при условии, что породы кровли и боков одинаковы, т. е. имеют одни и те же значения γ и φ. Эпюра бокового давления получается в виде трапеции. Равнодействующая на единицу длины выработки численно равна площади трапеции:

$$R = \frac{\gamma}{2} (2b_1 + h) h \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}.$$

Из рис. 44 видно, что полупролет свода равновесия

$$a_1 = a + c = a + h \operatorname{ctg} \frac{90 + \varphi}{2}.$$

Высота свода

$$b_1 = \frac{a_1}{f} = \frac{a + h \operatorname{ctg} \frac{90 + \varphi}{2}}{\operatorname{tg} \varphi}.$$

При расчете верхняка вертикальную нагрузку можно принять равномерно распределенной, определяемой высотой свода b_1, т. е.

$$Q = 2ab_1\gamma.$$

Как видно из рис. 44 и формул, боковое давление на крепь так же не зависит от глубины заложения выработки, как и вертикальное, хотя потеря равновесия в боках связана с превышением гравитационных напряжений предела прочности пород сжатию.

В изложенной методике расчета отсутствуют указания, как будет возрастать нагрузка, когда напряжения существенно будут превышать предел прочности, что происходит при увеличении глубины заложения выработки.

В этом случае, когда напряжения значительно превысят предел прочности пород сжатию $k\gamma H \gg R_{сж}$, расчетная схема окажется недействительной.

Областью рационального приложения расчетного метода проф. П. М. Цимбаревича является состояние предельного равновесия, когда нормальные напряжения в боках выработки с учетом концентрации становятся равными пределу прочности пород сжатию или несколько его превышают.

Другие методы расчета нагрузки на крепь, основанные на гипотезе сводообразования. Образование сводов при обрушениях кровли в подземных выработках, наблюдаемое на практике, послужило основой для поиска других решений целому ряду исследователей с иным подходом к оценке формы сводов и их размеров в зависимости от горногеологических условий (проф. В. Д. Слесарев, проф. Н. М. Покровский, проф. Р. Квапил, доц. В. В. Орлов).

В. Д. Слесарев задачу о размерах свода, образующегося над выработкой, решает, используя свойства кривой давления (веревочного многоугольника) [21].

Допущения, принятые В. Д. Слесаревым при решении этой задачи, позволили ему вывести сравнительно простые формулы для расчета высоты свода и давления пород на крепь.

Метод расчета нагрузок на крепь В. Д. Слесарева распространения не получил.

Н. М. Покровский, основываясь на опыте восстановления горных выработок, допускает возможность образования сводов естественного равновесия значительно больших размеров по сравнению с размерами, определяемыми по методу проф. М. М. Протодьяконова.

В. В. Орлов для расчета свода в эмпирической форме предлагает зависимость, учитывающую влияние глубины заложения выработки, однако, надлежащего обоснования предлагаемой взаимосвязи не приводит [22].

Р. Квапил считает, что размеры свода естественного равновесия зависят от двух главных факторов: от механических свойств горных пород и напряжений в массиве. В качестве основного, всеобъемлющего показателя механических свойств пород проф. Р. Квапил принимает угол внутреннего трения, значение которого в его интерпретации колеблется от 0 до 90°. Основной предпосылкой метода Р. Квапила является следующее: если угол внутреннего трения породы приближается к 90°, то стрела свода стремится к нулевому значению, при уменьшении угла трения до нуля, высота свода стремится к бесконечности. Исходя из этой предпосылки Р. Квапил предложил расчетные формулы для определения высоты свода. Каким образом получены предложенные зависимости и как определять угол трения для всех пород от плывунов до массивнокристаллических, Р. Квапил никаких указаний не приводит [23]. Однако имеющиеся в работе [23] данные расчетного характера не свидетельствуют о достаточной объективности предложенных зависимостей и всеобъемлющем характере показателя прочности — угла внутреннего трения. Так, по расчету Р. Квапила плотная глина характеризуется углом внутреннего трения $\varphi = 60°$ и переходит в пластическое состояние на глубине 1850 м ($H_{кр}$).

Известно, что глины характеризуются значительно меньшим углом трения ($\varphi = 12 \div 20°$), а в пластическое состояние они переходят, как показывает опыт эксплуатации шахт Никополь-Марганца, Ахалциха, на значительно меньших глубинах (70—100 м).

Из всех методов, базирующихся на гипотезе образования над выработкой свода естественного равновесия, практическое значение в настоящее время имеют методы проф. М. М. Протодьяконова и проф. П. М. Цимбаревича.

§ 26. Теория взаимодействия крепи и боковых пород

Проф. П. М. Цимбаревич один из первых обратил внимание на взаимосвязь между нагрузкой на горную крепь и степенью податливости ее. Так, в 1948 г. им опубликована работа [24], в которой сформулированы основные положения так называемой энергетической теории горного давления, с учетом механической характеристики крепи и фактора времени. Сущность этой гипотезы, основанной на законах термодинамики, сводится к следующему. После того как в выработке установлена крепь, возникает замкнутая система обнажение — крепь, обладающая определенной внутренней энергией.

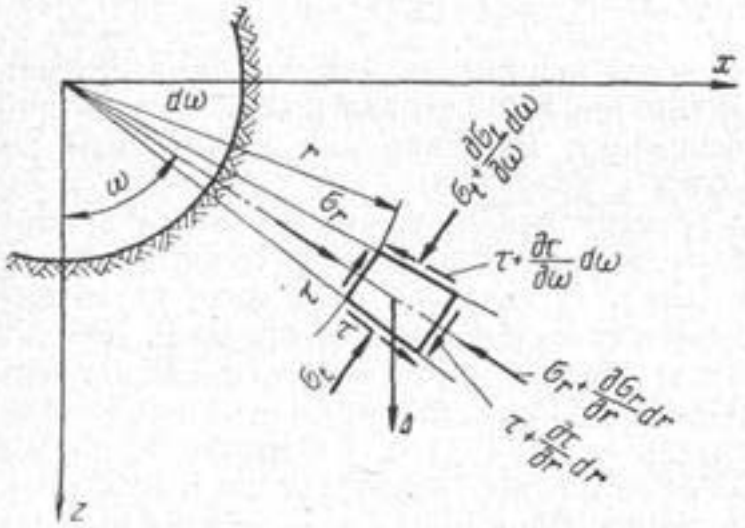


Рис. 45. Схема к расчетному методу проф. А. Лабасса

С течением времени идет перераспределение энергии в системе, которое может привести как к равновесию, так и к разрушению крепи.

Функциональная зависимость работы крепи от параметров массива и времени выражена проф. П. М. Цимбаревичем в форме, хотя и отражающей природу явления, но мало пригодной для практических инженерных расчетов.

Другие исследователи, развивающие идею взаимодействия крепи и боковых пород, основывались чаще всего на гипотезе образования зоны неупругих деформаций вокруг выработок как результата концентрации напряжений. Наиболее известными являются решения проф. А. Лабасса (Бельгия) и проф. К. В. Руппенейта.

Метод проф. А. Лабасса. Проф. А. Лабасс считает, что нагрузка на горные крепи зависит в конечном итоге от их податливости. Основываясь на анализе теоретических решений и результатах оптического моделирования напряженного состояния массива вокруг выработок, автор формулирует механизм взаимодействия крепи и боковых пород.

Разрушающаяся вокруг выработок порода увеличивается в объеме, перемещается в сторону выработки, в результате чего давит на крепь. Со стороны кровли к давлению, создаваемому расширением породы, добавляется давление от веса отделившихся от массива кусков породы. Если крепь обладает достаточным сопротивлением, она оста-

навливает процесс разрушения пород, в результате наступает равновесие.

При инженерных расчетах надо установить величину и направление давления при установившемся равновесии, а также зависимость ожидаемых нагрузок от перемещений на контуре выработки.

Трудность решения задачи состоит в неравномерном распределении напряжения вокруг выработки и, следовательно, несимметричном смещении пород.

При решении задачи рассматриваются условия равновесия элементарного элемента в массиве в плоскости, перпендикулярной оси выработки, характеризующегося координатами r и ω (рис. 45). Уравнения равновесия элементарной частицы представляют собой суммы проекций всех сил на радиус, проходящий через центр элемента и перпендикуляр к нему, т. е.

$$\sigma_r r\,d\omega - \left(\sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r}\,dr\right)(r+dr)\,d\omega + \sigma_t\,dr\sin\frac{d\omega}{2} +$$

$$+\left(\sigma_t + \frac{\partial \sigma_t}{\partial \omega}\,d\omega\right)dr\sin\frac{d\omega}{2} + \tau\,dr\cos\frac{d\omega}{2} - \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial \omega}\,d\omega\right)dr\cos\frac{d\omega}{2} +$$

$$+\gamma r\,d\omega\,dr\cos\omega = 0;$$

$$\sigma_t\,dr\cos\frac{d\omega}{2} - \left(\sigma_t + \frac{\partial \sigma_t}{\partial \omega}\,d\omega\right)dr\cos\frac{d\omega}{2} + \tau r\,d\omega -$$

$$-\left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial r}\,dr\right)(r+dr)\,d\omega - \tau\,dr\sin\frac{d\omega}{2} - \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial \omega}\,d\omega\right)dr\sin\frac{d\omega}{2} -$$

$$-r\,d\omega\,dr\,\gamma\sin\omega = 0.$$

Преобразование полученных дифференциальных уравнений производится с учетом следующих допущений:

бесконечно малыми величинами второго порядка пренебрегают; $\cos\frac{d\omega}{2}$ приравнивают к единице, а $\sin\frac{d\omega}{2}$ — к нулю;

рассматривают частный случай для точек на главных осях, т. е. $\omega = 0,\ \frac{\pi}{2},\ \pi,\ \frac{3\pi}{2}$.

В результате преобразований получается

$$\sigma_r - \sigma_t + r\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{3}{2}r\gamma\cos\omega = 0. \qquad \text{(III.9)}$$

Учитывая, что для сыпучей среды в механике

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_r} = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$$

и, полагая среду в зоне неупругих деформаций несвязной, получим

$$-\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\sigma_r + r\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{3}{2}r\gamma\cos\omega = 0. \qquad \text{(III.10)}$$

После интегрирования уравнения (III.10) с учетом того, что при $r = a\ \sigma_r = p$, получаем

$$\sigma_r = p\left(\frac{r}{a}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} + \frac{3}{2}\gamma a\frac{1-\sin\varphi}{3\sin\varphi-1}\left[\left(\frac{r}{a}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - \frac{r}{a}\right]\cos\omega,$$

где a — радиус выработки;

p — давление на крепь (реакция крепи).

Для получения величины нагрузки p по осям должно быть соблюдено условие, при котором напряжение в произвольной точке, расположенной на поверхности раздела упругой зоны от разрыхленной, удовлетворяло как уравнениям для сыпучей среды, так и уравнениям для упругой зоны (неослабленной). В данном случае Лабасс использовал решение упругой задачи Кирша и для получения удобной для расчетов формулы ввел снова ряд упрощающих допущений. В частности, принимается гидростатическое поле напряжений $\mu = 0{,}5$, тогда

$$\sigma_t + \sigma_r = \sigma_z + \sigma_x = 2\gamma H.$$

Уравнение примет вид

$$p = (1-\sin\varphi)\gamma H\left(\frac{a}{b}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - \frac{3}{2}\gamma a\frac{1-\sin\varphi}{3\sin\varphi-1}\times$$

$$\times\left[\left(\frac{a}{b}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}} - 1\right]\cos\omega, \qquad \text{(III.11)}$$

где b — радиус зоны неупругих деформаций.

Далее, пренебрегая вторым членом уравнения (III.11), считая, что поверхность неупругой зоны не овальная, а круглая, а также пренебрегая упругим расширением пород, А. Лабасс дает для расчетов следующие формулы:

$$p = (1-\sin\varphi)\gamma H\left(\frac{a}{b}\right)^{\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi}}; \qquad \text{(III.12)}$$

$$\Delta S = \pi(b^2 - a^2)(K-1); \qquad \text{(III.13)}$$

$$b = \sqrt{\frac{\pi a^2(K-1)+\Delta S}{\pi(K-1)}}. \qquad \text{(III.14)}$$

Формулы (III.13) и (III.14) служат для расчета параметра b, входящего в формулу (III.12).

Величина податливости ΔS назначается по конструктивным соображениям ($0{,}15 \div 0{,}25 S_{св}$), коэффициент разрыхления K А. Лабассом принимается равным 1,1 [25].

На рис. 46 показаны кривые, рассчитанные по формуле (III.11) для квершлага диаметром 4 м на глубине 1000 м, показывающие изменение давления на крепь со стороны кровли в зависимости от

отношения $\frac{b}{a}$, т. е. по-существу от величины зоны неупругих деформаций. Кривые показывают, что давление резко падает с ростом зоны неупругих деформаций. В этом состоит весьма положительная роль податливой крепи, которая деформируется пока давление не сравняется с реакцией крепи. По мнению А. Лабасса, это происходит в результате того, что разрушающиеся породы вокруг выработки образуют нечто вроде щита, опоясывающего выработку и оказывающего сопротивление нагрузкам со стороны упругого массива, причем действие его тем эффективнее, чем больше объем ослабленных или разрушенных пород. Характер ослабленной зоны и напряженного состояния по А. Лабассу показан на рис. 47.

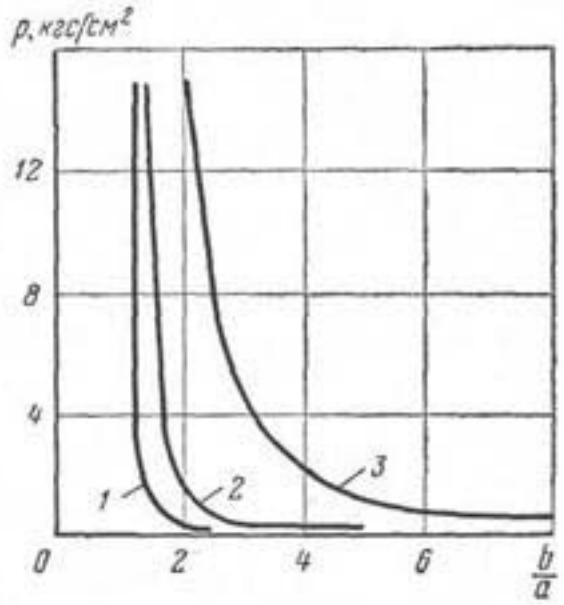


Рис. 46. График зависимости давления на крепь от размера зоны неупругих деформаций по А. Лабассу:

1 — песчаник $\varphi = 54°$; *2* — крепкий сланец $\varphi = 46°$; *3* — сланец средней крепости $\varphi = 37°$

Трактовка механизма возникновения и условий существования равновесия в системе крепь — горная порода, приведенная А. Лабассом свыше 20 лет назад, представляет собой крупный шаг в области теории горного давления. Эта гипотеза является одной из первых теоретических работ, научно обосновывающих целесообразность применения податливых конструкций крепи. Вместе с тем эта методика расчета имеет недостатки, которые не позволяют широко использовать ее для инженерных расчетов конструкций с достаточной надежностью.

Для практического пользования необходимо знать угол внутреннего сопротивления пород, отнесенный к нарушенным породам в ослабленной зоне, однако методики его определения не разработаны. Угол внутреннего сопротивления — это единственный критерий прочностных свойств пород, входящий в формулы. Нельзя признать удачным предложение А. Лабасса определять размер зоны неупругих деформаций по коэффициенту разрыхления. Принятая величина его в размере $K = 1{,}1$ ничем не обоснована. По характеру процесса этот коэффициент является величиной переменной, уменьшающейся по мере удаления от выработки в глубь массива.

Таким образом, ряд допущений, упрощающих решение, привели к излишней идеализации процесса.

Метод проф. К. В. Руппенейта. Метод К. В. Руппенейта основан на предпосылках, аналогичных предпосылкам А. Лабасса, однако в постановке задачи, равно как в способе решения и результатах, имеются существенные отличия.

Основной предпосылкой является также гипотеза о возникновении вокруг выработки зоны неупругих деформаций как следствия концентрации напряжений. Давление горных пород на крепь находится в прямой зависимости от величины неупругой зоны, которая, в свою очередь, зависит при прочих равных условиях (глубина заложения выработки, ее размеры, свойства пород) от податливости крепи. К. В. Руппенейтом решена упруго-пластическая задача применительно к пластинке, ослабленной круговым вырезом, с использованием математического аппарата теории предельного равновесия,

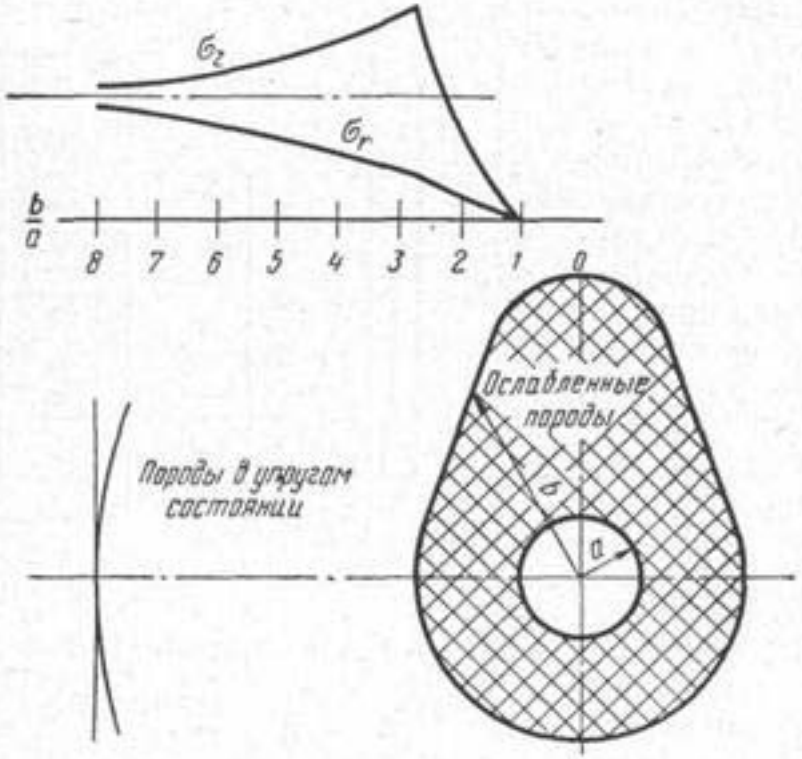


Рис. 47. График, характеризующий напряженное состояние массива вокруг выработки (по А. Лабассу)

разработанного В. В. Соколовским. Применительно к этим условиям в качестве исходных уравнений К. В. Руппенейтом приняты:

уравнения равновесия (в полярной системе координат)

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0;$$

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} = 0;$$

уравнение пластичности (для области неупругих деформаций)

$$(\sigma_\theta - \sigma_r)^2 + 4\tau_{r\theta}^2 = \sin^2 \rho \, (\sigma_\theta + \sigma_r + 2K \operatorname{ctg} \rho)^2$$

и известные условия совместности деформаций.

В результате решения этих дифференциальных уравнений К. В. Руппенейтом получены формулы для расчета размеров зоны неупругих деформаций и для определения нагрузки на податливую и жесткую крепь.

Для построения зоны неупругих деформаций получены следующие уравнения:

$$r_L = r_0 + \lambda r_1(\theta),$$

где r_L — радиус контура неупругой зоны;

$$r_0 = (1 - \sin\rho)\frac{\lambda_3 \gamma H + K \operatorname{ctg}\rho}{p + K \operatorname{ctg}\rho};$$

$$\lambda = \frac{1}{2}(1 - \lambda_2);$$

$$r_1(\theta) = \frac{r_0 \gamma H (2 - \sin\rho)\cos 2\theta}{2\sin\rho\,(\lambda_3 \gamma H + K \operatorname{ctg}\rho)},$$

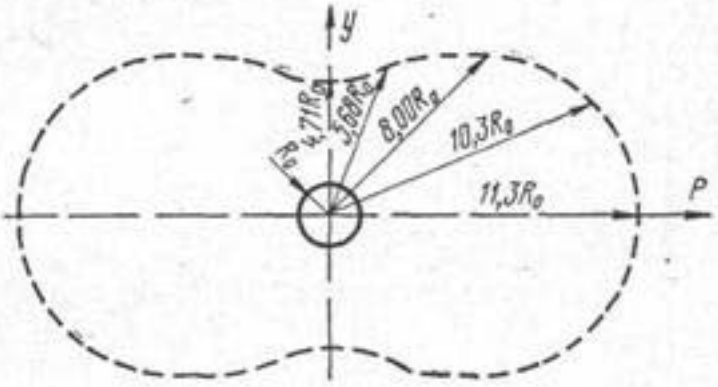


Рис. 48. Зона неупругих деформаций по проф. К. В. Руппенейту

ρ — угол внутреннего трения породы в неупругой зоне;

$$\lambda_3 = \frac{1 + \lambda_2}{2};$$

λ_2 — коэффициент бокового распора;
H — глубина расположения выработки от поверхности;
K — коэффициент сцепления пород в неупругой зоне;
p — отпор крепи;
θ — угол, отсчитываемый от горизонтальной оси выработки.

Неупругая зона вокруг выработок имеет форму сплющенного эллипса. На рис. 48 показана зона неупругих деформаций для условий, характеризуемых следующими данными: радиус выработки 1 *м*; глубина $H = 1000$ *м*; отпор крепи $p = 22$ тс/м²; $K = 6$ кгс/см²; $\rho = 19°30'$; $G = 6 \cdot 10$ кгс/см²; $\lambda_2 = 0{,}7$.

Для расчета давления p на податливую крепь круглой выработки получена формула

$$p = R_0^{\frac{\alpha}{2}} \left(\frac{1000\alpha}{4GU_0}\right)^{\frac{\alpha}{2}} [(1 - \sin\rho)(\lambda_3 \gamma H + K \operatorname{ctg}\rho)]^{\frac{\alpha+2}{2}} - K \operatorname{ctg}\rho, \quad \text{(III.15)}$$

где R_0 — радиус выработки;

$$\alpha = \frac{2\sin\rho}{1 - \sin\rho};$$

U_0 — радиальное перемещение на контуре выработки (податливость крепи).

Для расчета жестких крепей, допускающих небольшие и неопределенные по величине смещения, предложена формула так называемого активного давления

$$\sigma_n = \frac{1-\sin\rho}{1+\sin\rho}(q + K\operatorname{ctg}\rho)\, e^{-\pi \operatorname{tg}\rho} - K\operatorname{ctg}\rho. \qquad \text{(III.16)}$$

Расчетный метод К. В. Руппенейта базируется на достаточно строгом решении упруго-пластической задачи. Как видно из формул (III.15); (III.16), давление на крепь зависит от ряда факторов: размеров выработки R_0, глубины ее расположения от поверхности H, свойств вмещающих пород G, ρ, K, γ, податливости крепи U_0.

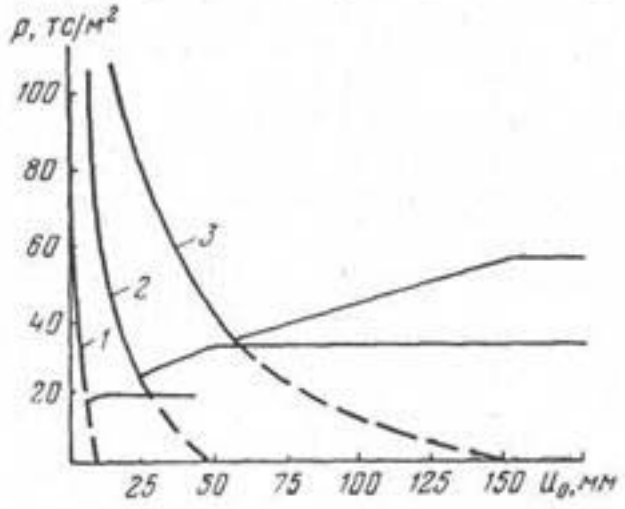


Рис. 49. График зависимости давления на крепь от величины смещения контура выработки:

1 — на глубине 250 м; *2* — на глубине 500 м; *3* — на глубине 750 м

Попытки применить приведенные формулы для практических расчетов не дали положительных результатов. Это объясняется прежде всего тем, что функциональная зависимость между давлением боковых пород на крепь и смещением контура (податливостью крепи) недостаточно отражает реальную картину взаимодействия крепи и боковых пород, наблюдаемую на практике. Наиболее наглядно это видно из графиков взаимосвязи между нагрузкой на крепь p и смещением контура U_0 (рис. 49).

Из графиков и, следовательно, формулы (III.15) следует, что давление на крепь при изменении податливости в небольших пределах может изменяться от нескольких десятков тонн на квадратный метр до нулевого значения [26]. Такого положения в действительности не существует. Известно, что в одних и тех же горногеологических условиях, в том числе и на глубоких горизонтах, приходится возводить как жесткую, так и податливую крепь. Жесткая конструкция в определенных условиях испытывает большие нагрузки, иногда деформируется; податливая же крепь, как бы ни велика была ее податливость, также несет значительную нагрузку. Разница в нагрузках на жесткую и податливую крепи, как показывают инструментальные измерения, может отличаться в 1,5—2 раза, а не в десятки раз, как это следует из теоретических зависимостей К. В. Руппенейта. Причина этому — несоответствие ряда принятых автором положений, характеризующих зону неупругих деформаций, реальным условиям.

Возникновение неупругих деформаций и разрушения пород вокруг выработки связано прежде всего с концентрацией напряжений,

их величиной и знаком. Как известно, распределение напряжений вокруг выработки неравномерное, в ряде областей возникают растягивающие напряжения. Для возникновения замкнутой области требуются особые условия; кроме того, под влиянием растягивающих напряжений и веса пород в кровле выработки радиус зоны будет больше, чем в боках. Это подтверждается многочисленными опытами по измерению деформаций пород с помощью глубинных реперов. Поэтому форма зоны неупругих деформаций вокруг выработок, предложенная А. Лабассом, больше отражает реальную картину, чем форма, полученная К. В. Руппенейтом.

Степень нарушенности пород от контура выработки в глубь массива к границе зоны неупругих деформаций должна постепенно уменьшаться, а следовательно, коэффициент сцепления — переменная величина, изменяющаяся от минимума на контуре выработки до первоначального своего значения на границе с условной упругой зоной. К. В. Руппенейт этого важнейшего обстоятельства не учитывает, а предлагает пользоваться некоторыми средними характеристиками прочности, характеризующими зону неупругих деформаций.

С несколько иных позиций рассмотрена задача горного давления на крепь капитальных выработок Ю. М. Либерманом [27]. Отмечая то обстоятельство, что в решениях К. В. Руппенейта расчетные смещения контура выработки отличаются от реально наблюдаемых на практике, а также то, что формально по гипотезе выработка сохраняет устойчивость при реакции крепи равной нулю, если контур выработки свободно деформируется, Ю. М. Либерман предлагает гипотезу, как бы объединяющую методы расчета по заданным деформациям и заданным нагрузкам. В зоне неупругих деформаций предполагается среда, лишенная сцепления (сыпучая порода), находящаяся в предельном состоянии. Смещения на контуре при совместной работе боковых пород и крепи определяются следующим уравнением:

$$U_r = \alpha \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{\beta_1 \gamma H + \sigma_{сж}}{\beta_1 + 2} \left[\frac{2\gamma H - \sigma_{сж}}{(\beta_1 + 2) p} \right]^{\frac{2}{\beta_2}} r_0. \qquad \text{(III.17)}$$

где U_r — смещение контура выработки в радиальном направлении;

α — реологический параметр породы;

ν — коэффициент Пуассона;

E — модуль Юнга;

$$\beta_1 = \frac{2 \sin \varphi_1}{1 - \sin \varphi_1};$$

φ_1 — угол трения неразрушенной породы;

p — реакция крепи;

$$\beta_2 = \frac{2 \sin \varphi_2}{1 - \sin \varphi_2};$$

φ_2 — угол внутреннего трения породы в зоне разрушения;

r_0 — радиус выработки.

Графическая функция $U_r = f(p)$ выражается кривой *1*, показанной на рис. 50. Из формулы (III.17) видно, что рост смещений при уменьшении величины отпора крепи теоретически неограничен. Однако практически при значительной податливости крепи смещения пород могут закончиться отрывом некоторой части массива, т. е. образованием свода обрушения, который имеет вертикальные плоскости ограничения. При этом на крепь будет давить вес пород, заключенный в объеме свода обрушения, шириной, равной ширине выработки, и высотой — от кровли выработки до границы зоны разрушенных пород.

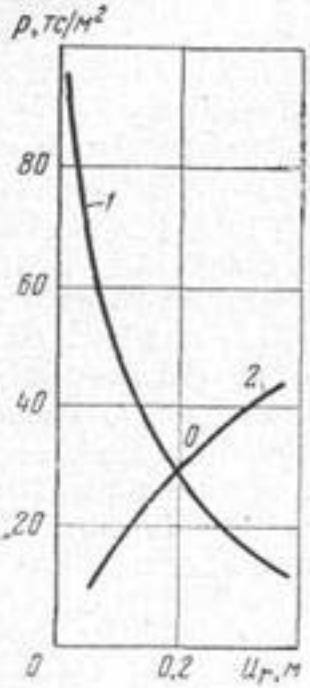


Рис. 50. График к определению характеристики крепи

Вес пород в своде обрушения пропорционален величине смещения пород на контуре выработки и может быть выражен кривой *2* (рис. 50). Точка *0* пересечения кривых *1* и *2* характеризует оптимальные параметры крепи.

Расчеты крепи по данной методике в ряде случаев дают результаты более близкие к наблюдаемым на практике.

§ 27. Методы расчета горного давления с учетом реологических свойств пород

С увеличением глубины подземных разработок горные породы все в большей мере начинают проявлять реологические свойства, пластичность и «текучесть». В связи с этим для правильной оценки их состояния и разработки расчетного метода определения давления пород на горную крепь исследователи в последние годы все чаще применяют методы реологии с учетом фактора времени.

А. Саустович (ПНР) считал, что для описания состояния горных пород вокруг выработок на средних глубинах может быть использована реологическая модель Кельвина.

Если считать, что крепь установлена без зазора, т. е. сразу же после установки приходит в контакт с боковыми породами по всему периметру и работает совместно, то давление на крепь выработки круглого сечения по А. Саустовичу может быть определено по формуле [28]

$$p_0 = p - \frac{2G(p + K_T U_0)}{2G + aK_T}\left\{1 + \frac{aK_T}{2G}\left[1 - \frac{2G + aK_T}{a(p + K_T U_0)}\right] e^{-\beta t}\right\},$$

где $p = \gamma H$ — давление вышележащей толщи горных пород;

G — длительный модуль сдвига;

$\beta = \frac{2G + aK_T}{2\eta}$ — коэффициент, характеризующий относительную скорость упругого последействия пород;

η — вязкость пород;

$K_т$ — коэффициент жесткости крепи;
a — радиус выработки;
U_0 — податливость крепи;
t — срок службы выработки.

Очевидно, что давление во времени будет нарастать от нуля и стремиться к конечной величине

$$p_0 = p - \frac{2G\,(p + K_т U_0)}{2G + aK_т}.$$

С увеличением податливости крепи U_0 давление со стороны пород будет уменьшаться. Решение аналогичной задачи дают И. Димов и Р. Парашкевов для горных пород, соответствующих модели Пойтинга — Томсона.

Давление на крепь при условии установки ее без зазоров

$$p_0 = \frac{paK_т}{K_т a + 2G}\,[1 - e^{-\alpha t}] + \frac{paK_т}{K_т + 2G}\,e^{-\alpha t},$$

где $\alpha = \frac{1}{\tau} \cdot \frac{K_т a + 2a}{K_т a + 2G}$ — коэффициент, характеризующий относительную скорость убывания напряжений в окружающих выработку породах.

Вследствие недостаточной изученности реологических свойств горных пород — вязкости, периода релаксации напряжений, а также существенного абстрагирования от реальных условий (вписывание крепи в горную выработку без зазоров и др.) приведенные функциональные зависимости не получили существенного практического применения.

Несколько по-другому решаются реологические задачи горного давления М. И. Розовским, Ж. С. Ержановым. Зависимость напряжений и деформаций с учетом ползучести предложено принимать в форме уравнения Больцмана — Вольтерра:

$$\varepsilon_{(t)} = \frac{1}{E}\left[\sigma_{(t)} + \int_0^t L\,(t,\,\tau)\,\sigma\,(\tau)\,d\tau\right],$$

где $\varepsilon_{(t)}$ — деформация;
$\sigma_{(t)}$ — напряжение;
$L\,(t,\,\tau)$ — ядро ползучести, выбираемое с учетом экспериментальных данных.

Однако в приведенной теории не рассматриваются пластические деформации боковых пород и разрушения массива вокруг выработок, т. е. те проявления горного давления, которые создают нагрузку на горную крепь. Рассматриваются лишь упругие деформации с учетом ползучести, наличие которых предполагает устойчивое состояние подземных выработок без крепи. Решения М. И. Розовского, широко развитые Ж. С. Ержановым, могут иметь полезное значение при оценке устойчивости целиков, а также при расчете бетонной

монолитной крепи, возводимой вслед за забоем, когда деформации ползучести боковых пород до возведения крепи в достаточной мере не проявились.

§ 28. Давление со стороны почвы выработки

Давление горных пород со стороны почвы выработки проявляется в виде так называемого «пучения» или выдавливания пород из почвы. Явление «пучения» пород разные исследователи объясняют по-разному:

1) набуханием пород под влиянием влаги;

2) увеличением объема вследствие разрыхления пород в зоне неупругих деформаций;

3) как результат выпирания пород под влиянием опорного давления в боках выработки по аналогии с выпиранием грунта из-под штампа;

4) как результат пластического течения пород в результате неравновесного состояния массива в почве выработки.

В зависимости от трактовки механизма «пучения» пород разными исследователями предложены различные формулы для расчета ожидаемого давления пород на крепь или описания отдельных элементов процесса.

Нагрузки на крепь со стороны почвы выработки, рассматриваемые как результат образования зоны неупругих деформаций, могут быть определены по формулам, предложенным А. Лабассом и К. В. Руппенейтом.

Определение давления пород со стороны почвы выработки как результат взаимодействия призм сползания и призм выпирания было выполнено проф. М. М. Цимбаревичем, а также проф. К. Терцаги. К. Терцаги задача не доведена до числового расчета; решение ограничивается зависимостями, устанавливающими степень устойчивости почвы выработки. При этом задача рассмотрена применительно к идеализированной среде, а именно, когда породы обладают сцеплением и лишены внутреннего трения, и отдельно для идеально сыпучей среды.

Более детально задача выдавливания пород рассмотрена проф. П. М. Цимбаревичем [24].

Схема к определению условий взаимодействия призм сползания и выпирания по проф. П. М. Цимбаревичу показана на рис. 51. Породы почвы в подземной выработке нагружены сверху по линии *1—1* (рис. 51, *а*) некоторой вертикальной нагрузкой, под влиянием которой происходит выдавливание пород внутрь выработки. Рассматривается условие взаимодействия призмы сползания ABC (активное давление) и призмы выпирания ACE (пассивное давление). При этом допускается, что породы несвязные без сцепления, и величина вертикального (опорного) давления в боках определяется весом столба пород высотой $H_1 = H + b$, где H — высота выработки, а b — высота свода естественного равновесия.

Задача решается в следующей последовательности. Определяют глубину зоны сдвига пород

$$x_0 = H_1 \frac{\operatorname{tg}^4\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)}{1-\operatorname{tg}^4\left(\frac{90-\varphi}{2}\right)}.$$

Порода на глубине $h > x_0$ находится в состоянии упругого равновесия, а на глубине $h < x$ — в состоянии движения в сторону выработки.

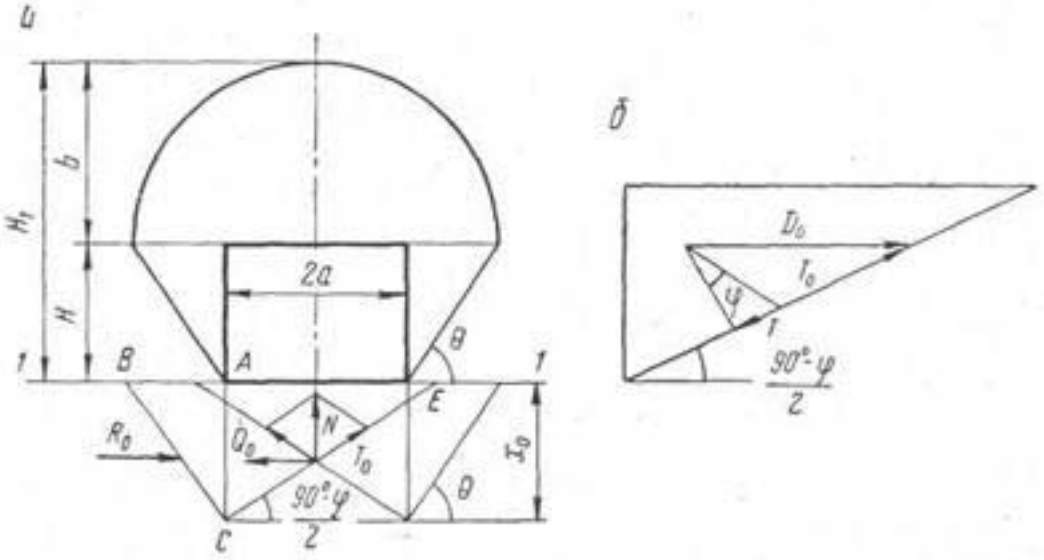


Рис. 51. Схема к определению условий взаимодействия призм сползания и выпирания по проф. П. М. Цимбаревичу

Горизонтальное давление в сторону выработки

$$D_0 = R_0 - Q_0 = \frac{\gamma}{2}(x_0^2 - 2x_0H_1)\operatorname{tg}^2\frac{90-\varphi}{2} - \frac{1}{2}\gamma x_0^2 \operatorname{tg}^2\frac{90+\varphi}{2},$$

где R_0 — активное давление;

Q_0 — пассивное давление.

Горизонтальные силы D_0 приводят к возникновению сил на наклонных площадках, которые в свою очередь образуют нормальную равнодействующую N, направленную вверх (рис. 51).

Величину силы T_0 определяют из схемы (рис. 51, *б*) по теореме синусов:

$$T_0 = \frac{D_0}{2\sin\frac{90+\varphi}{2}}.$$

Величину силы N, характеризующую суммарное давление пород со стороны почвы, определяют из рис. 51

$$N = 2T_0\sin\frac{90-\varphi}{2} = D_0\operatorname{tg}\frac{90-\varphi}{2}.$$

Переходя к оценке данного расчетного метода, следует отметить, что опорное давление в боках выработки предопределяется весом столба пород от линии *1—1* (рис. 51, *а*) до дневной поверхности с учетом концентрации напряжений. Вот почему по мере увеличения глубины разработок все чаще стало встречаться неравновесное состояние пород в почве выработок, сопровождающееся все более интенсивным выдавливанием пород.

У проф. П. М. Цимбаревича давление от глубины расположения выработки не зависит, а столб пород, оказывающий давление на призму сползания, определяемую высотой выработки и высотой свода обрушения, не может вызвать неравновесного состояния даже в породе с небольшой механической прочностью.

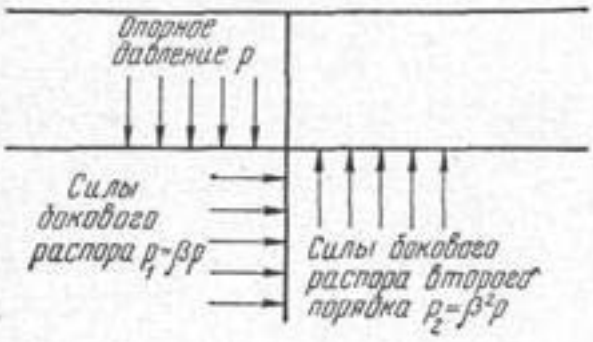


Рис. 52. Возникновение давления со стороны почвы по проф. В. Д. Слесареву

Задача больше бы отвечала реальным условиям, если бы при постановке ее в качестве опорного давления был принят вес столба пород до поверхности с учетом концентрации напряжений, а для механических свойств пород кроме угла трения был бы введен и коэффициент сцепления.

Проф. В. Д. Слесарев рассматривал давление со стороны почвы выработки применительно к пластовым штрекам как боковой распор второго порядка. Исходя из общей теории напряженного состояния, в несвязных породах в почве выработки действуют силы бокового распора

$$p_1 = (\gamma H + p_0)\,\mathrm{tg}^2\,\frac{90-\varphi}{2},$$

где H — глубина заложения выработки;

p_0 — дополнительная нагрузка на штрековые целики, вызываемая ведением очистных работ и другими причинами.

Силы бокового распора p_1 вызывают боковой распор второго порядка p_2, который вызывает давление со стороны почвы (рис. 52):

$$p_2 = (\gamma H + p_0)\,\mathrm{tg}^4\,\frac{90-\varphi}{2}.$$

В основе всех этих методов лежит статическая постановка задачи, когда рассматривается состояние пород — равновесное или неравновесное — вне зависимости от времени. Вместе с тем, как показывает практика, выдавливание пород из почвы выработок является типичным реологическим процессом. Неравновесное состояние не обнаруживается мгновенно, сразу же после проходки, а проявляется со временем, исчисляемым неделями, месяцами, а иногда и годами.

Следовательно, перемещение пород из почвы в выработку — процесс динамический, и решения в статической постановке, рассмот-

ренные ранее, не отражают сути явления, хотя при соответствующем уточнении и могут быть использованы для решения частных задач.

В последнее десятилетие многими исследователями сделаны попытки рассмотреть явление «пучения» пород с позиций реологии [3, 28], и, хотя законченного и достаточного надежного решения пока не получено, сам подход к решению задачи и некоторые результаты представляют научный и практический интерес.

Рассмотрим одно из таких решений [3]. Процесс выдавливания пород может быть представлен как вязкое течение среды между

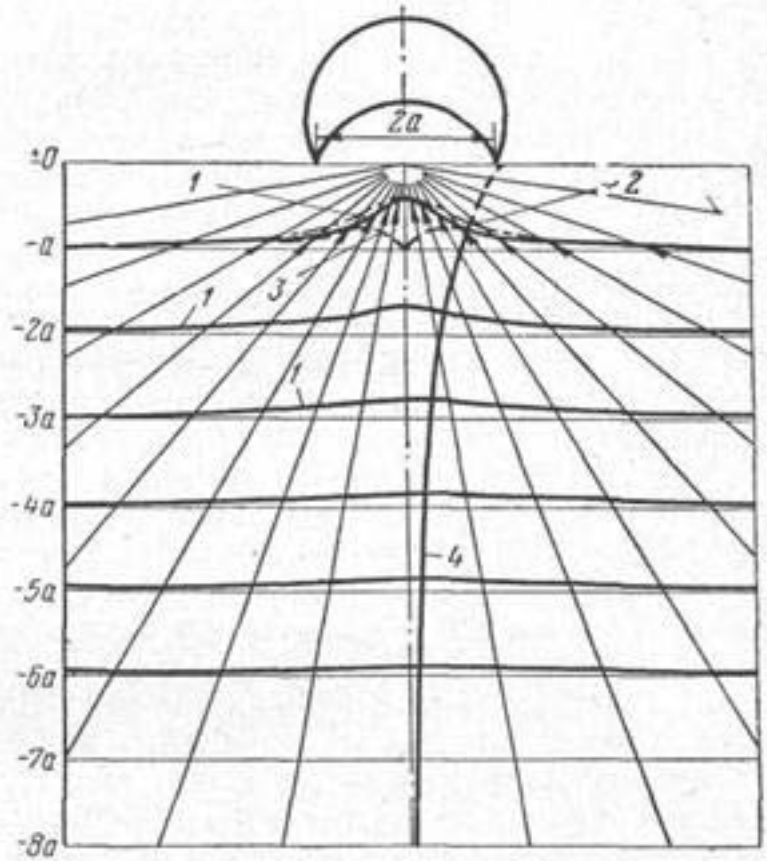


Рис. 53. Область деформирования пород в почве выработки:

1 — радиальные смещения; *2* — вертикальные смещения; *3* — горизонтальные смещения; *4* — вертикальные смещения точек, расположенных на оси выработки

двумя плоскими стенками, сходящимися под углом α, стремящимся в пределе к л. Необходимым условием возникновения вязкого течения является наличие напряжений в почве выработки, превышающих предельное сопротивление сдвигу. С учетом этих условий для решения задачи использованы уравнения Новье — Стокса.

Из результатов исследования процесса выдавливания пород с этих позиций представляет интерес картина смещений пород в почве выработки при условии, что породы по прочности однородны (рис. 53). Как видно из рис. 53, смещения захватывают значительную область в почве выработки. По мере увеличения расстояний от почвы выработки смещения уменьшаются; наряду с вертикальными смещениями, имеют место горизонтальные смещения пород. Эти закономерности в целом подтверждаются инструментальными

измерениями, выполненными в натуре, и, следовательно, в определенной мере отражают реальный характер движения пород.

В заключение следует отметить, что механика так называемого «пучения» и связанного с ним давления горных пород со стороны почвы выработки относится к мало исследованной области горного давления.

Глава IV ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ВЫРАБОТКАХ

Стволы шахт пересекают разнородные, иногда резко отличающиеся по механическим свойствам толщи пород — от водоносных песков и плывунов до весьма крепких метаморфических или изверженных разностей. В эксплуатационном отношении стволы шахт относятся к долговременным, главным в комплексе выработок подземным сооружениям, обеспечивающим связь всех подземных выработок с поверхностью. Поэтому к стволам предъявляются повышенные качественные требования. Крепь шахтных стволов на протяжении всего срока службы шахты не должна иметь нарушений, что обеспечивается выбором соответствующего материала и надлежащим запасом ее прочности.

Развитие теории горного давления применительно к вертикальным выработкам характеризуется тремя направлениями.

Первое направление развития науки характеризуется применением упрощенных схем, когда давление на крепь ствола рассматривается в виде внешней нагрузки, создаваемой боковыми породами, причем величина нагрузки не зависит от времени возведения крепи и ее характеристики. Большинство расчетных методов этого направления базируются на теории расчета подпорных стен.

Второе направление основано на гипотезах взаимодействия крепи и боковых пород, когда нагрузка на крепь образуется в результате совместного деформирования боковых пород и крепи и поэтому в значительной мере зависит от характеристики крепи и даже технологии ее возведения.

Третье направление характеризуется развитием шахтных и лабораторных экспериментов, правомочность которых обусловлена пока еще малой надежностью чисто теоретических методов, относящихся как к первому, так и второму направлению.

§ 29. Методы, основанные на теории расчета подпорных стен

Первое теоретическое решение задачи о давлении горных пород на крепь шахтного ствола было предложено проф. М. М. Протодьяконовым свыше 50 лет назад. Оно основывалось на представлении о породах как несвязной среде, поэтому было признано возможным

использовать методику расчета подпорных стен. Как известно, горизонтальное давление в сыпучей среде

$$p_r = \gamma H \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2}. \qquad \text{(IV.1)}$$

При пересечении пластов, обладающих разными свойствами, проф. М. М. Протодьяконов рекомендовал вычислять средневзвешенное значение кажущегося угла трения по формуле

$$\beta_1 = \operatorname{arctg} \frac{f_1 h_1 + f_2 h_2 + \ldots + f_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n},$$

где $f_1, f_2, \ldots, f_n$ — коэффициенты крепости пород;
$h_1, h_2, \ldots, h_n$ — толщина пластов.

Как видно из формулы (IV.1), давление на крепь ствола существует в породе любой прочности, на любой глубине и пропорционально этой глубине. На практике, однако, этого не наблюдается. При пересечении прочных пород вертикальные стенки ствола могут сохранять многие годы устойчивость даже на большой глубине без крепи. Усреднение прочности пересекаемых пород является весьма слабым местом в гипотезе, его нельзя признать обоснованным.

Существенным недостатком метода являются также принятые при расчете условия плоской задачи, что, однако, характерно для всех предложений, основанных на теории расчета подпорных стен.

Некоторые уточнения в методику расчета были внесены проф. П. М. Цимбаревичем. Первое уточнение (1933 г.) состояло в определении давления в каждом слое, в соответствии с присущими слою свойствами (рис. 54). Давление определяли раздельно для каждого слоя на контактах в вышележащем слое p'_{n-1} и нижележащем p''_{n-1}:

$$p'_{n-1} = \left(\sum_1^{n-1} h_i \gamma_i \right) A_{n-1};$$

$$p''_{n-1} = \left(\sum_1^{n-1} h_i \gamma_i \right) A_n,$$

где γ_i — объемный вес породы пласта i;
h_i — мощность пласта i;
A_n и A_{n-1} — коэффициенты горизонтального распора в смежных пластах.

Эпюра нагрузок получает другой вид (рис. 55). В качестве механической характеристики пород проф. П. М. Цимбаревичем принимается угол внутреннего сопротивления.

В последующем проф. П. М. Цимбаревич внес уточнения в свой метод (1953 г.), учтя возможность устойчивого состояния пород и отсутствие давления в тех или иных слоях породы.

Как известно, напряжения на контуре ствола

$$\sigma_z = \gamma H; \ \sigma_\theta = 2 \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H; \ \sigma_r = 0.$$

Устойчивое состояние и отсутствие давления обеспечиваются по проф. П. М. Цимбаревичу условием

$$\sigma_\theta = 2\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H < R_{сж}.$$

В том случае, если условие будет обратным, т. е.

$$\frac{2\mu}{1-\mu}\gamma H > R_{сж} \qquad \text{(IV.2)}$$

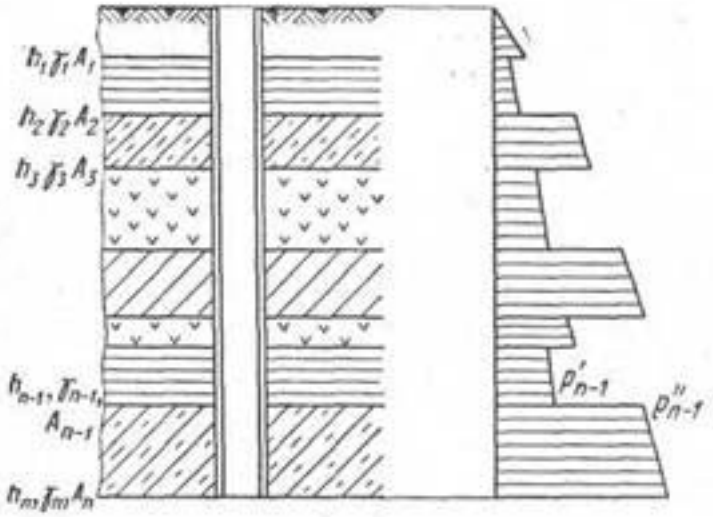


Рис. 54. Схема к определению давления на крепь ствола по проф. П. М. Цимбаревичу

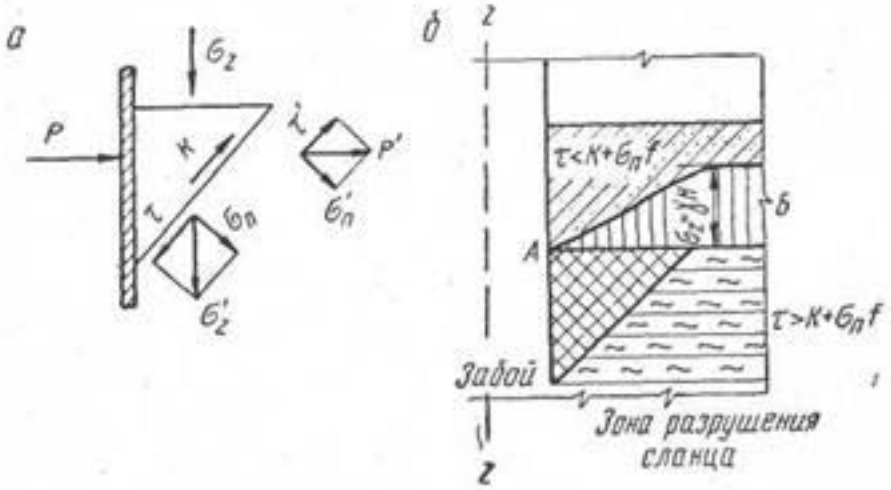


Рис. 55. Схема к расчетному методу с учетом сцепления пород:

а — взаимодействие сил P на площадке сдвига; *б* — характер напряженного состояния на контакте двух разных пород

породы разрушатся и приобретут состояние, близкое к сыпучей среде, что вызовет сползание призм и давление на крепь ствола.

Величина давления

$$p_r = \gamma m \operatorname{tg}^2\frac{90-\varphi}{2},$$

где m — мощность разрушенного слоя или нескольких разрушенных смежных слоев, удовлетворяющих условию (IV.2);

φ — угол внутреннего трения пород.

Этот расчетный метод больше отвечает реальным условиям, он позволяет выявить участки ствола, в которых давление в достаточно прочных породах отсутствует.

В более общем виде задача о давлении на крепь ствола может быть решена с учетом сцепления пород [31].

В качестве основной предпосылки можно принять: горное давление по глубине является прерывистой функцией; в прочных слоях, где напряжения не достигают разрушающих, оно отсутствует; там же, где напряжения превосходят предел прочности, возникает давление. Наиболее опасными являются тангенциальные напряжения, так как сопротивление пород скалыванию в несколько раз меньше, чем сжатию.

В качестве механической характеристики связной породы принимают

$$\tau = K + f\sigma_n. \tag{IV.3}$$

Рассматривают условия равновесия на наклонной площадке, отсекающей элементарную призму (рис. 55, *а*)

Активной силой, сдвигающей призму, является напряжение τ, вызванное давлением столба пород $\sigma_z = \gamma H$. Эту силу уравновешивают: сцепление K; внутреннее трение от нормальной составляющей веса пород $f\sigma_n$; тангенциальная составляющая реакции крепи τ'; внутреннее трение от нормальной составляющей отпора крепи $f\sigma_n'$.

С учетом уравнения (IV.3) получим

$$\tau = K + \sigma_n f + \tau' + \sigma_n' f. \tag{IV.4}$$

Напряжения на наклонной площадке выразим через главные

$$\tau = \frac{\sigma_z}{2}\sin 2\theta;\ \sigma_n = \sigma_z \cos^2\theta;\ \tau' = \frac{p}{2}\sin 2\theta;\ \sigma_n' = p\sin^2\theta.$$

Подставляя их значения в уравнение (IV.4), получим

$$\frac{\sigma_z}{2}\sin 2\theta - \frac{p}{2}\sin 2\theta = K + \sigma_z \cos^2\theta\,\mathrm{tg}\,\varphi + p\sin^2\theta\,\mathrm{tg}\,\varphi.$$

После преобразований получим

$$p = \frac{\gamma H(1-\sin\varphi) - 2K\cos\varphi}{1+\sin\varphi}. \tag{IV.5}$$

Из формулы (IV.5) устанавливаем глубину, на которой те или другие породы переходят в неустойчивое состояние (при $p = 0$),

$$H \geqslant \frac{2K\cos\varphi}{\gamma(1-\sin\varphi)}.$$

Из формулы (IV.5) получается формула (IV.1), как частный случай, когда $K = 0$. Следовательно, по формуле (IV.5) давление на крепь ствола на каждом участке определяется глубиной γH, сцеплением K и углом внутреннего трения; две последние величины могут быть определены лабораторным путем, в связи с чем расчетная нагрузка будет иметь объективный характер.

§ 30. Методы, основанные на теории упругости и пластичности

В 1925 г. А. Н. Динник предложил использовать для решения задач горного давления теорию упругости. Основной предпосылкой была гипотеза о том, что после возведения крепи в стволе порода входит с крепью в контакт, при этом для создания равновесного состояния в породах восстанавливаются первоначальные радиальные напряжения, существовавшие в массиве до проходки ствола.

Это предложение было опровергнуто проф. М. М. Протодьяконовым. Известно, что упругие деформации при образовании полости в массиве развиваются со скоростью звука в этой среде и, следовательно, до возведения крепи успеют проявиться, хотя иногда и не в полной мере (упругое последействие). Кроме того, упругое состояние пород в обнажении — лучшая гарантия устойчивости, крепь в этих условиях не нужна.

В последующем попытки применить теорию упругости для определения давления на крепь шахтного ствола были предприняты Г. Н. Савиным [32], И. В. Родиным [33] и др. Они рассматривали горные породы как изотропную и упругую среду, в которой пройдена вертикальная выработка, а в нее вставлен упругий цилиндр — горная крепь — со своими упругими константами. Давление на крепь определяли из условия совместного упругого деформирования пород и цилиндра под влиянием действующих в массиве сил горизонтального распора. От предложения А. Н. Динника эти методы отличаются деталями, учитывающими в той или иной мере технологию сооружения ствола, однако необходимого соответствия условий задачи с реальностью не достигается.

Давления на крепь ствола со стороны пород, находящихся в упругом состоянии, не существует. Давление может возникнуть лишь в том случае, когда породы начнут пластически деформироваться или же разрушаться. Поэтому значительно ближе к реальным условиям стоят методы, основанные на теории пластичности. К числу первых решений, в которых учитываются пластические деформации боковых пород, относится решение задачи проф. Ф. А. Белаенко [34].

В основу решения заложена предпосылка о том, что давление на крепь возникает лишь на глубине, где данная разновидность пород переходит под влиянием действующих напряжений в пластическое состояние, а величина давления — это результат совместного деформирования породы и горной крепи.

В качестве исходных напряжений в массиве принимают

$$\sigma_z = \gamma H;\ \sigma_\theta = 2\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H;\ \sigma_r = 0.$$

В качестве условия пластичности принято уравнение

$$S = Km\varepsilon^\lambda,$$

где S — интенсивность напряжений сдвига;
ε — интенсивность деформаций сдвига;

$$K = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}};$$

σ_u — предел упругости;
m и λ — пластические параметры, определяемые опытным путем.

Основное условие совместной работы крепи и боковых пород выражается уравнением

$$\underset{t=\infty}{U_a} - \underset{t=0}{U_a} = U_к,$$

где $\underset{t=\infty}{U_a}$ — смещение точек контура обнажения в конечном итоге;
$\underset{t=0}{U_a}$ — смещения точек контура обнажения в начальный момент;
$U_к$ — упругое смещение наружных точек цилиндра крепи.

Смещения $\underset{t=\infty}{U_a}$, $\underset{t=0}{U_a}$ и $U_к$ зависят от параметров, характеризующих породу и материал крепи, — модуля сдвига G, коэффициента Пуассона μ, коэффициента бокового распора, модуля Юнга, от размеров ствола, глубины, для которой определяется давление, а также пластических параметров m и λ.

Расчеты, выполненные автором метода, показали результаты, близкие к действительности. Метод, однако, не получил распространения в практике, что объясняется необходимостью предварительного определения целого ряда механических параметров, характеризующих горную породу в массиве, с одной стороны, и сложностью и громоздкостью вычислений — с другой.

В аналогичной постановке, но с учетом реологических свойств разработана методика расчета крепи стволов шахт К. В. Руппенейтом и др. [49]. Горный массив принимается в виде упругой среды, в этой среде при проходке ствола в некоторой области возникает ползучесть деформаций и релаксация напряжений. Возведение капитальной крепи происходит с некоторым отставанием от забоя, за это время стенки ствола свободно деформируются внутрь на некоторую величину U_0. После возведения крепи происходит дальнейшее смещение боковых пород за счет ползучести деформаций, однако этому смещению сопротивляется постоянная крепь: происходит совместное деформирование цилиндра крепи и боковых пород до тех пор, пока внешние усилия не будут уравновешены сопротивлением крепи. Эта часть смещений обозначается $U_{(q)}$. Суммарное, конечное смещение боковых пород

$$U_{\infty(q)} = U_0 + U_{(q)},$$

где U_0 — начальные смещения, без крепи;
$U_{(q)}$ — совместные смещения.

Характер взаимодействия крепи и боковых пород показан на рис. 56. При смещении, равном нулю, имеет место максимальное давление γH, а при некоторой величине U, зависящей от свойств пород и глубины выработки, давление на крепь будет равно нулю.

На графике (рис. 56) нанесены кривые, характеризующие работу цилиндра крепи. При возведении крепи вслед за забоем ($U_0 = 0$) кривая выходит из начала координат, при возведении с отставанием ($U_0 \neq 0$) кривая находится выше, давление на крепь будет меньше. Исходя из этой предпосылки авторами этого метода найдены функции, отражающие различные боковые породы и конструкции крепи. В частности, для скальных пород авторами принята модель Пойтинга — Томсона, отражающая, как известно, мгновенные упругие деформации и упругое последействие. Задачи решены отдельно для тюбинговой крепи с последующим тампонажем закрепного пространства и для бетонной крепи, возводимой с отставанием от забоя и непосредственно в забое при совмещенной схеме проходки стволов. Решение этих задач отличается сложностью и поэтому практическое применение этих методов расчета ограничено. Действительно, в основу расчета заложены уравнения состояния среды, предполагающие устойчивое состояние стенок ствола без крепи. Роль крепи состоит в том, чтобы ограничить процесс развития деформаций боковых пород на каком-то этапе, хотя эти деформации могут затухать без всякой крепи, не вызывая разрушения стенок ствола. В этих условиях выбор несущей способности крепи становится произвольным, так как по условиям технологии всегда можно придать перемещению U_0 максимальное значение, близкое к U_∞, и, таким образом, свести нагрузку на крепь к нулю. На практике технология сооружения стволов не оказывает столь существенного влияния на горное давление.

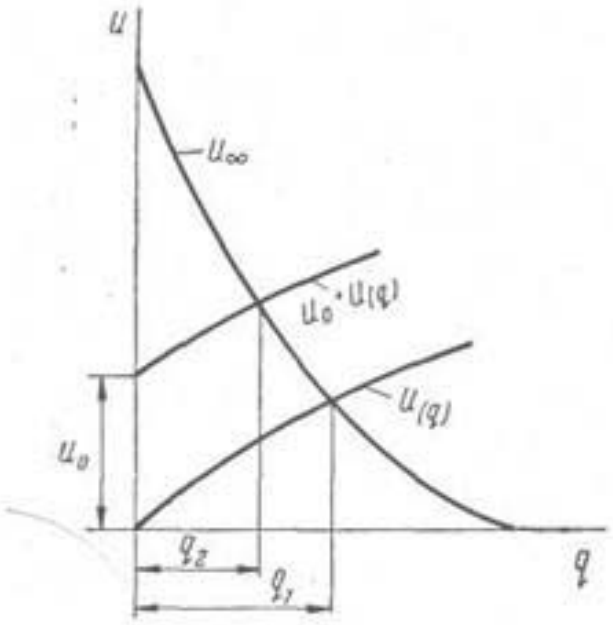


Рис. 56. График зависимости давления на крепь q от величины смещения пород U

§ 31. Эмпирические методы. Методика СНиП

Отсутствие достаточно надежных теоретических методов определения нагрузки на крепь шахтных стволов вызвало необходимость в постановке экспериментов по измерению нагрузок на крепь с помощью специальных динамометров, устанавливаемых за крепь в процессе сооружения ствола. Наиболее широко эти эксперименты были выполнены институтом ВНИМИ; на базе этих экспериментов предложен эмпирический метод расчета (СНиП II-М.4—65). Этот метод распространяется на геологические условия, аналогичные тем, в которых проводились натурные эксперименты (для районов Дон-

басса, Кузбасса, Караганды, Урала) при цилиндрической форме крепи из бетона, железо-бетона, бетонитов и других материалов; диаметр ствола до 8 м в свету при притоках воды до 8 м/ч.

Порядок расчета инструкцией ВНИМИ и СНиП рекомендуется следующий. Проверяют стойкость породных стенок ствола на протяженных участках и на сопряжении с околоствольными дворами по формуле

$$H_{пр} = \frac{kR_{сж}}{2\eta\gamma},$$

где η — безразмерный коэффициент концентрации напряжений (на сопряжении $\eta = 6$, на протяженном участке ствола $\eta = 3$);

k — коэффициент структурного ослабления пород в массиве, зависящий от слоистости и трещиноватости и равный $1{,}0 \div 0{,}3$ [33];

$R_{сж}$ — предел прочности пород на одноосное сжатие;

γ — объемный вес породы.

При стойких породных стенках ($h < H_{пр}$) давление отсутствует, крепь принимается без расчета по нормам.

В том случае, если породы находятся в неустойчивом состоянии ($h > H_{пр}$), нагрузку на крепь ствола принимают по данным, приведенным в табл. 6.

Таблица 6

Глубина ствола, м	Нормативная средняя нагрузка $p_н$ (тс/м²) в зависимости от способа проходки и угла падения пласта			
	Последовательный и параллельный		Совмещенный	
	До 30°	Более 30°	До 30°	Более 30°
До 400 (исключая наносы)	5	6	7	9
400—700	7	9	11	13

Расчетная максимальная нагрузка на крепь ствола (за исключением участка в наносах)

$$p_{max} = nn_1 p_н [1 + 0{,}1 (r_0 - 3)] (1 + 3v),$$

где n — коэффициент перегрузки, равный 1,5;

n_1 — безразмерный коэффициент, принимаемый в обычных условиях равным 0,67, на сопряжениях 1,0, в «пучащих» породах 1,34;

v — безразмерный коэффициент неравномерности распределения нагрузки по контуру крепи, зависящий от геологических факторов (угла падения пород) и технологии и равный 0,3—0,9 [33];

r_0 — радиус ствола.

В инструкции ВНИМИ по расчету крепи ствола разработана также методика расчета давления на ствол в наносах с учетом пригрузки от поверхностных зданий и сооружений.

§ 32. Давление на крепь в наклонных выработках

Для наклонных выработок методов расчета нагрузок на крепь не разработано. Однако для практических целей в зависимости от угла наклона можно использовать расчетные методы для горизонтальных или же для вертикальных выработок.

Если угол наклона выработки не превышает 10°, при расчете нагрузок на крепь следует пользоваться методами, предложенными для горизонтальных выработок.

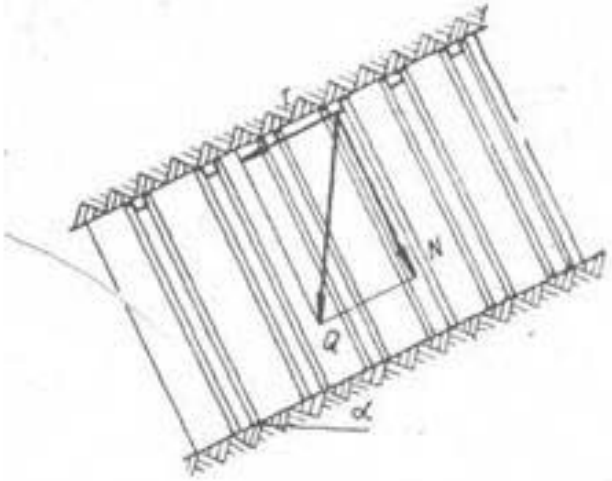


Рис. 57. Схема к определению давления горных пород на крепь наклонных выработок

При пологом падении пластов (10° и выше), а также при наклонном падении целесообразно вести расчет по схеме, показанной на рис. 57.

Нагрузку Q определяют в зависимости от свойств и состояния пород по одному из ранее описанных методов для горизонтальных выработок, после чего определяют составляющие: нормальную $N = Q \cos \alpha$ и тангенциальную силу $T = Q \sin \alpha$. Несущие элементы крепи рассчитывают на косонаправленную нагрузку Q, а для восприятия силы T предусматривают распорные элементы, препятствующие движению крепи вниз, в направлении уклона. При углах наклона выработки 45—70° со стороны почвы нередко наблюдается смещение пород, в связи с чем крепь делается замкнутой и нагрузка на элементы со стороны почвы может быть определена на основе теории расчета подпорных стен или других методов расчета вертикальных выработок. Со стороны же кровли более существенное значение имеет вес отделившихся от массива пород, поэтому давление на крепь целесообразно определять по формулам, предложенным для горизонтальных выработок, а в качестве расчетной нагрузки принимать нормальную составляющую, соответствующую углу наклона 45°.

При крутом падении пластов (70—90°) для определения нагрузки на крепь наклонных выработок целесообразно пользоваться методами и формулами, предложенными для вертикальных выработок.

Глава V

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ ИЗУЧЕНИЯ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

§ 33. Методы измерения деформаций горных пород вокруг выработок

Смещения горных пород вокруг подземных выработок относятся к одной из форм проявления горного давления. Эти смещения развиваются во времени, величина их и продолжительность зависит от состояния пород, предопределяемого глубиной расположения выработки от поверхности, механическими свойствами пород, текстурными особенностями и пр.

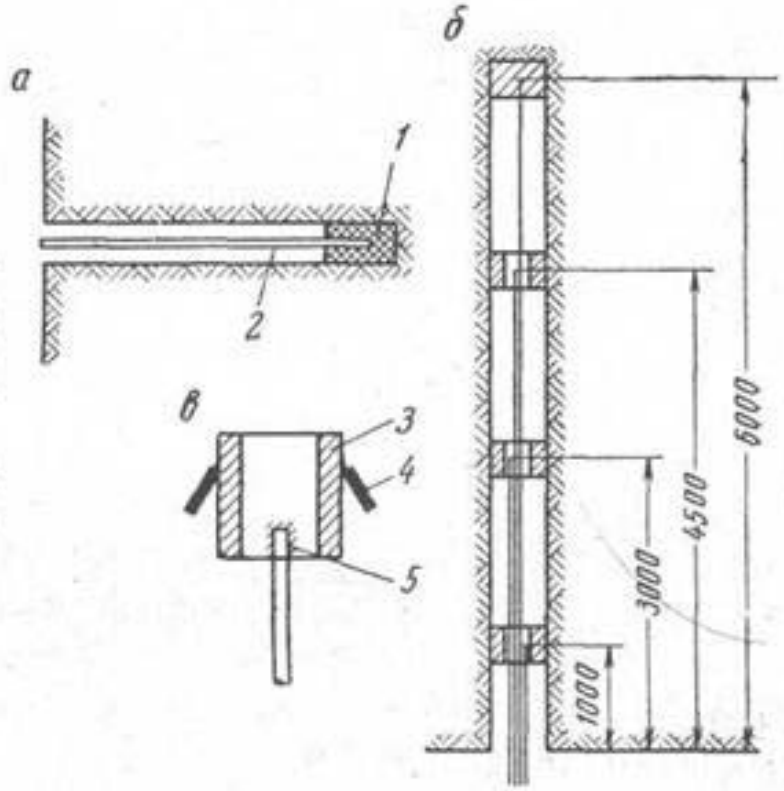


Рис. 58. Конструкция простейшего репера (*а*), схема расположения глубинных реперов в скважине (*б*) и конструкция распорной части (*в*):

1 — деревянная пробка; *2* — штырь; *3* — отрезок трубы; *4* — пружинный «ерш»; *5* — приварка штыря

Изучение закономерностей смещения горных пород вокруг выработок имеет важное научное и практическое значение. Оно является одним из средств проверки теоретических предпосылок в гипотезах, а также может служить основой для выбора типов и конструкций горной крепи.

Изучение смещений ведется по двум направлениям: измеряют относительные смещения — сближение боков выработки и сближение почвы и кровли, что часто называют конвергенцией; измеряют абсолютные перемещения точек массива относительно неподвижного репера, т. е. опускание кровли, поднятие почвы и т. п.

И в том и в другом случае для фиксирования точек в массиве используют репера различной конструкции. Репер, помещаемый в скважину, состоит из двух частей: распорной, обеспечивающей

закрепление репера в той или иной точке, и штыря, выходящего в выработку. Для неглубоких реперов (0,5—3,0 м) в качестве распорной части часто используют деревянную пробку, которая при некотором набухании под влиянием естественной влаги прочно удерживает забитый в нее штырь (рис. 58, *а*). Для глубинных реперов (5—10 м и более) применяют замки разных конструкций из металла. При этом часто конструкция выбирается такой, чтобы в одну скважину можно было поместить несколько реперов, укрепляемых на разном расстоянии от поверхности обнажения (рис. 58, *б*).

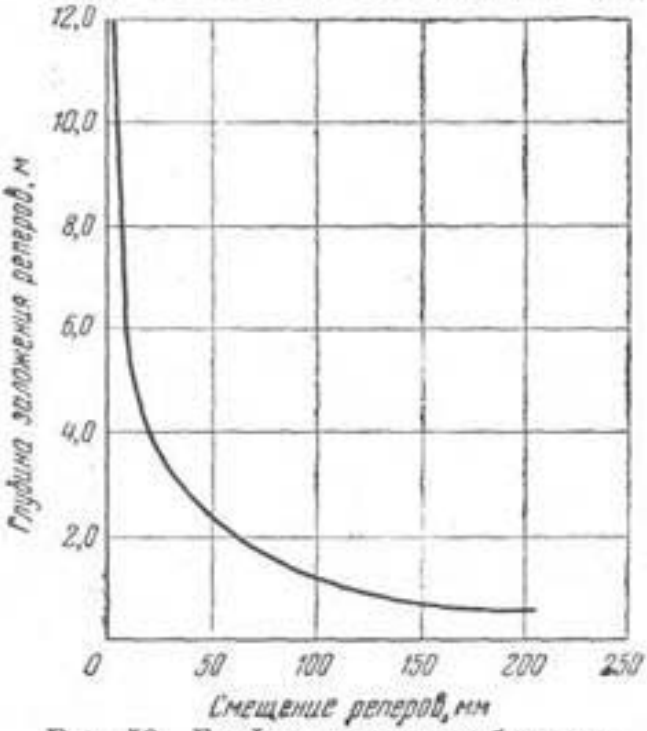


Рис. 59. График смещения боковых пород в кровле штрека

Одна из конструкций распорной части показана на рис. 58, *в*. Для измерения относительных смещений реперов применяют измерительные рейки или же рулетки, обеспечивающие точность взятия отсчета 1,0—0,5 мм.

Измерение абсолютных смещений производят с помощью нивелирования от заранее выбранного, неподвижного репера.

На рис. 59 показан примерный график смещения боковых пород в штреке. Как видно из графика, зона неупругих деформаций с течением времени достигла значительного распространения в глубь массива — свыше 10 м.

§ 34. Методы измерения давления боковых пород на горную крепь в шахтах

Измерение давления на крепь в подземных выработках имеет целью установить фактическую картину распределения нагрузки и ее величину, изменение этих параметров во времени, что важно, учитывая недостаточную надежность расчетных методов.

Степень надежности и объективности результатов измерений во многом зависит от методики эксперимента. Измерение нагрузки на крепь чаще всего производят на рамные конструкции крепи, однако имеются примеры измерения нагрузок на сплошную бетонную крепь.

Для измерений нагрузок на рамные конструкции выбирают участок выработки длиной 20—30 м и на этом участке на трех-четырех рамах с интервалом между ними 5—6 м устанавливают динамометры по периметру рам. Для получения достаточно объективных результатов необходимо соблюдать следующие правила.

Рамы, снабженные динамометрами (динамометрические рамы), по своей характеристике (степень жесткости, размер податливости, качество забутовки) и положению в пространстве должны быть одинаковыми со смежными, рядовыми рамами. Всякого рода отклонение от этого правила будет сопровождаться появлением дополнительных ошибок в результатах наблюдений.

Число динамометров по периметру выработки должно быть по возможности большим, так, чтобы можно было получить непрерывную эпюру нагрузки. Общая схема размещения динамометров по периметру арки показана на рис. 60.

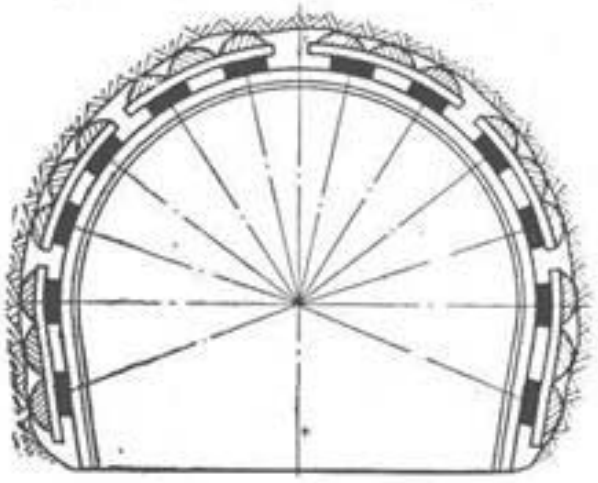


Рис. 60. Схема размещения динамометров по периметру арки

В качестве измерительной аппаратуры используют различные динамометры:

механические, мембранные типа 50Д180 (ИГД им. А. А. Скочинского);

с электротензодатчиками;

с вакуумной резиной (ЛГИ);

струнные динамометры (ВНИМИ).

Механическая мессдоза (динамометр) показана на рис. 61. Основной рабочей частью его является упругая стальная мембрана *1*, прогиб которой при нагружении измеряется индикатором часового типа. Для увеличения хода измерительной иглы индикатора в мессдозу помещен неравноплечий рычаг. Перед установкой на крепь каждая мессдоза тарируется под прессом.

Механические динамометры надежны в работе, не боятся сырости, изменения температуры, однако они громоздки и дороги.

Более портативными и дешевыми являются динамометры, у которых в качестве упругого элемента используется вакуумная резина, отличающаяся хорошей упругостью. Одна из конструкций такой мессдозы показана на рис. 62. Благодаря своей легкости, простоте и дешевизны такой динамометр может быть установлен под каждой затяжкой, что позволяет получить более надежную эпюру нагрузки на арку или раму.

Надежными в работе оказались динамометры со струнными датчиками, однако по конструкции они сложнее, а по стоимости значительно дороже. Динамометры с электрическими тензодатчиками сопротивления не дают стабильных результатов, так как они весьма чувствительны к изменению температуры, влаги и другим воздействиям.

Значительный интерес представляет методика измерений нагрузок на крепь с помощью мешков из металлического листа, заполненных битумом (ВНИМИ). Такие мешки закладывают между породой и крепью по периметру, в результате воспринимаемое давление при-

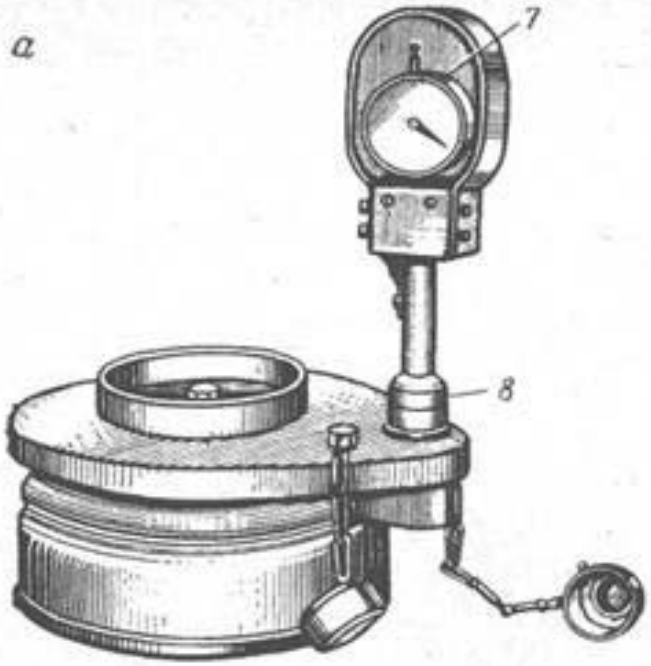
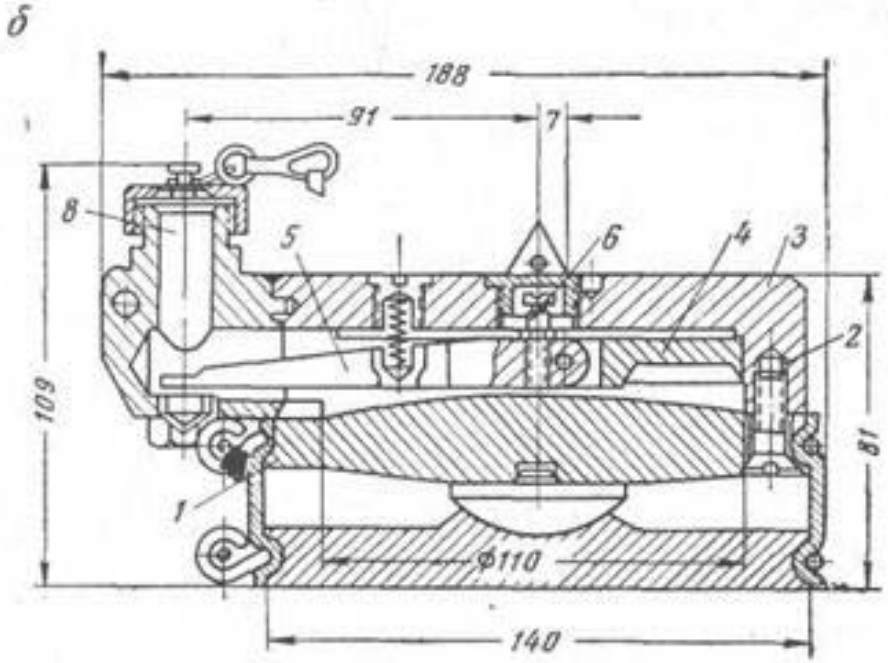


Рис. 61. Общий вид (*а*) и конструкция механического динамометра (*б*) с мембраной:

1 — мембрана; *2* — корпус; *3* — опорная плита; *4* — вилка; *5* — рычаг; *6* — регулировочный винт; *7* — индикатор часового типа; *8* — штуцер



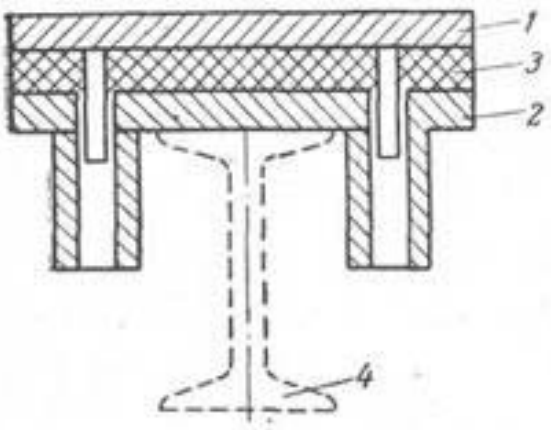


Рис. 62. Мессдоза с вакуумной резиной:

1 — верхняя плита; *2* — нижняя плита; *3* — слой вакуумной резины; *4* — крепежная рама

нимает гидростатический характер и измеряется с помощью динамометра. Путем выпуска части битума из мешков через специальные отверстия представляется возможным изучить роль податливости в формировании давления горных пород на крепь. Недостатком является высокая стоимость приборов, а также трудности их установки за крепь.

При измерении нагрузок с помощью тех или иных других динамометров получают данные, характеризующие реакцию данного вида горной крепи; кроме того, получаемые результаты чаще имеют узкое значение в пределах шахты, крыла, участка. Это необходимо учитывать при трактовке и оценке результатов экспериментальных измерений в шахтах.

§ 35. Моделирование методом эквивалентных материалов

Большое разнообразие горнотехнических условий, связанное с разными способами проходки горных выработок, различным положением их в пространстве, изменчивостью строения и сложения горных пород и их свойств, приводит часто к непреодолимым трудностям при попытках использовать аналитические методы для решения тех или иных инженерных задач.

Непосредственные инструментальные измерения деформаций и напряжений в окружающем горные выработки массиве и нагрузок на крепь связаны с большими затратами средств и времени и могут быть осуществлены лишь в процессе строительства или эксплуатации подземного сооружения.

В этих условиях важное значение приобретают методы лабораторного моделирования явлений, происходящих в земной коре в результате горных разработок. Одним из таких методов является моделирование с помощью эквивалентных материалов, разработанное Г. Н. Кузнецовым (ВНИМИ, 1937 г.) и получившее в последующем довольно широкое распространение в практике исследовательских работ. Моделирование проявлений горного давления методом эквивалентных материалов базируется на общих законах подобия.

Подобными называются явления, когда во всех точках геометрически подобных систем отношения величин, характеризующих процесс, представлены постоянными числами. Эти отношения не могут выбираться произвольно, так как величины, характеризующие то или другое явление, находятся в определенной однозначной для данного процесса связи, которая может быть описана математически. Математическое выражение для случая динамического подобия было выведено Ж. Бертраном (1848 г.) на основе второго закона Ньютона, поэтому это выражение называют законом подобия Ньютона.

Моделирование механических процессов и явлений требует соблюдения подобия в размерах (геометрическое подобие), в массах (динамическое подобие) и времени (кинематическое подобие).

Геометрическое подобие будет соблюдено, если все размеры модели в целом и размеры отдельных элементов ее изменены (уменьшены) в одинаковое число раз по сравнению с размерами моделируемой системы в натуре.

Для соблюдения динамического подобия необходимо, чтобы массы частиц, подобно расположенные в пространстве на модели и в натуре, были связаны постоянным множителем.

Кинематическое подобие требует, чтобы одинаковые по положению в пространстве частицы в модели и натуре двигались по геометрически подобным траекториям и проходили геометрически подобные пути в отрезки времени, отличающиеся постоянным множителем.

Геометрическое подобие

$$\frac{L}{l} = \alpha_l,$$

где L — размер в натуре;

l — размер на модели;

α_l — масштаб геометрического подобия.

Динамическое подобие

$$\frac{M}{m} = \alpha_m,$$

где M — масса в натуре;

m — масса на модели;

α_m — масштаб динамического подобия.

Выражая массу в натуре и на модели через плотность сред и линейные размеры систем, получим

$$\alpha_m = \frac{M}{m} = \frac{\rho_н L^3}{\rho_м l^3} = \frac{\rho_н}{\rho_м}\alpha_l^3,$$

где $\rho_н$ — плотность среды в натуре;

$\rho_м$ — плотность среды в модели.

Отношение сил, действующих на подобно расположенные частицы,

$$\alpha_f = \frac{F}{f} = \frac{MA}{ma}, \qquad (V.1)$$

но

$$\frac{A}{a} = \frac{L}{T^2} : \frac{l}{t^2},$$

тогда

$$\alpha_f = \frac{\rho_н L^3 L}{T^2} : \frac{\rho_м l^3 l}{t^2},$$

где F и f — силы в натуре и на модели;

T и t — время движения в точках.

Учитывая, что $\frac{L}{T} = V$, а $\frac{l}{t} = v$, где V, v — скорость движения подобно расположенных точек, выражение (V.1) примет вид:

$$\alpha_f = \frac{F}{f} = \frac{\rho_н L^2 V^2}{\rho_н l^2 v^2}$$

или

$$\frac{F}{\rho_н L^2 V^2} = \frac{f}{\rho_м l^2 v^2} = \mathrm{Ne} = \mathrm{idem} \qquad (V.2)$$

Соотношение (V.2), называемое числом Ньютона, выражает основной критерий динамического подобия систем в натуре и на модели.

Таким образом, элементы движения в двух подобных системах связаны определенным соотношением, которое для соответственно расположенных точек имеет одинаковое значение в виде безразмерного параметра. Это отношение также называют инвариантом подобия.

Применительно к методике моделирования эквивалентными материалами общий закон механического подобия Ньютона преобразуется следующим образом:

$$\frac{V^2}{v^2} = \frac{AL}{al}.$$

Тогда выражение (V.2) примет вид

$$\frac{F}{\rho_н L^3 A} = \frac{f}{\rho_м l^3 a}. \qquad (V.3)$$

Горное давление развивается под влиянием сил тяжести, поэтому в качестве ускорения следует взять земное притяжение g, тогда:

$$\rho_н A = \rho_н g = \gamma_н;$$

$$\rho_м a = \rho_м g = \gamma_м,$$

где $\gamma_н$, $\gamma_м$ — соответственно объемный вес породы в массиве и материала модели.

Обозначив отношение $\frac{F}{L^2}$ через $N_н$, а $\frac{f}{l^2}$ через $N_м$ и подставляя значения их в формулу (V.3), получим

$$\frac{N_н}{\gamma_н L} = \frac{N_м}{\gamma_м l} = k = \text{inv}, \qquad (V.4)$$

где k — критерий подобия для процессов деформаций и разрушения пород в условиях напряжений, вызванных гравитационными силами.

В формуле (V.4) величина N может выражать различные характеристики натуры и модели, имеющие размерность силы, деленной на площадь, как например предел прочности материала при моделировании статических процессов, предел упругости для упругого состояния, модуль упругости и др.

При моделировании проявлений горного давления материал модели должен быть подобран таким образом, чтобы удовлетворялось условие (V.4), которое может быть записано так:

$$N_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} N_н.$$

В качестве основных характеристик, по которым подбирается материал, должны быть выбраны те, которые играют решающую роль в изучаемом явлении.

При изучении процессов деформирования и разрушения горных пород и подземных выработок широко пользуются теорией прочности Мора, согласно которой определяющими параметрами являются элементы паспорта прочности, т. е. сцепление и внутреннее трение. Таким образом, паспорт прочности для материала модели должен быть геометрически подобен паспорту реальной толщи горных пород. Г. Н. Кузнецов рекомендует при подборе эквивалентного материала для слабых и пластических пород пользоваться следующими соотношениями:

$$R_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} R_н;$$

$$R'_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} R'_н.$$

или

$$C_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} C_н;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_м = \operatorname{tg} \varphi_н,$$

где $R_м$, $R_н$ — соответственно предел прочности на сжатие материала модели и натуры;

$R'_м$, $R'_н$ — пределы прочности на растяжение материала модели и натуры;

$C_м$, $C_н$ — коэффициент сцепления для материала модели и натуры;

$\varphi_м$, $\varphi_н$ — углы внутреннего трения материала модели и натуры.

Для соблюдения подобия при моделировании упругих систем необходимо, чтобы были выполнены следующие условия:

$$E_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} E_н; \quad \mu_м = \mu_н,$$

где $E_м$, $E_н$ — модули упругости материалов;

$\mu_м$, $\mu_н$ — коэффициенты Пуассона.

Для моделирования процессов в условиях пластического деформирования (без учета времени) необходимо, чтобы уравнения, связывающие деформации и напряжения, были тождественны как для натуры, так и для модели при условии написания их в безразмерной форме.

Важным элементом в соблюдении условий подобия является отражение в модели структурных и текстурных особенностей массива — слоистости, кливажа, отдельностей и пр.

Однако количественная оценка геолого-петрографических особенностей строения и сложения пород весьма затруднительна, отсутствуют пока объективные способы количественного учета этих факторов при оценке прочностных свойств массива как целого.

В качестве исходных материалов для изготовления эквивалентных моделей берутся в соответствующих пропорциях кварцевый песок, молотая слюда, тальк, глина, парафин, гипс и др. [37].

Для изучения проявлений горного давления используют преимущественно плоские модели в виде свободно стоящих призм или же призм, ограниченных ограждением из прозрачного материала (стекла), с возможно малым коэффициентом трения между материалом модели и ограждающей стенкой. В зависимости от масштаба модели и глубины расположения моделируемой горной выработки

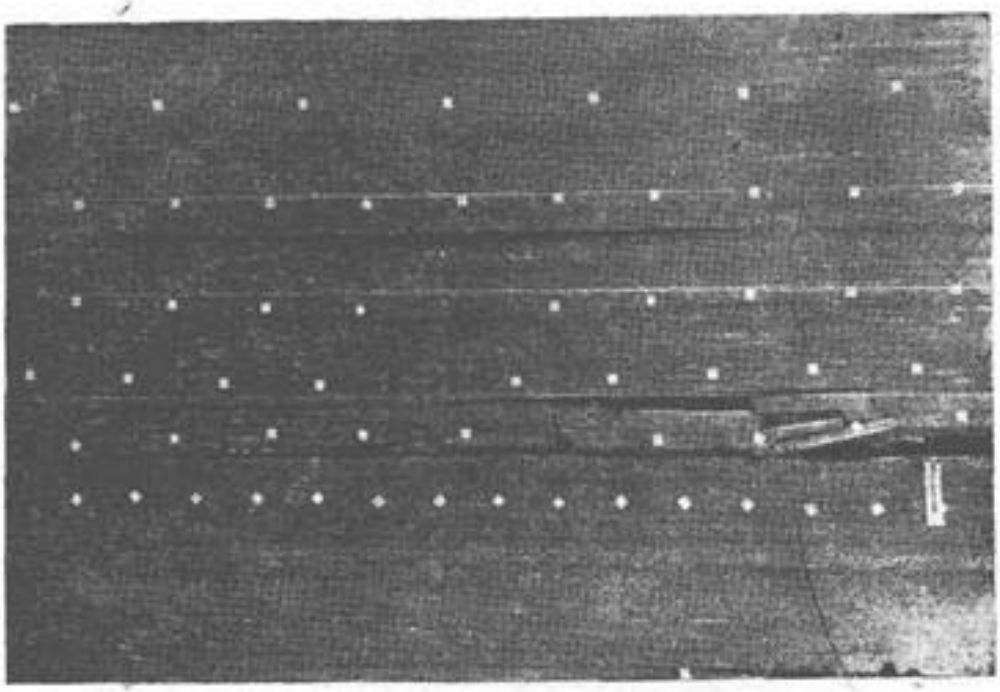


Рис. 63. Общий вид модели из эквивалентных материалов

условия подобия обеспечиваются собственным весом материала модели или же применяют дополнительную нагрузку. На рис. 63 приведен пример модели из эквивалентных материалов.

§ 36. Центробежное моделирование

Метод центробежного моделирования разработан в СССР Н. Н. Давиденковым и Г. И. Покровским, а в США — Бакки. Метод в принципе позволяет моделировать объемное напряженно-деформированное состояние пород вокруг выработок как в упругой области, так и за ее пределами.

Сущность его состоит в том, что гравитационные силы, предопределяющие напряженно-деформированное состояние горных пород на той или иной глубине, заменяются при моделировании силой, развиваемой в центрифуге.

Это позволяет в ряде случаев для изготовления модели принять материал, одинаковый с материалом натуры, что создает известные преимущества перед методом эквивалентных материалов.

Для установления условий подобия при центробежном моделировании можно воспользоваться инвариантом подобия (V.4).

Если модель изготовляют из материала натуры, то физико-механические свойства среды в модели и в натуре одни и те же, следовательно

$$N_м = N_н; \qquad \gamma_м = \gamma_н.$$

Однако тогда для соблюдения условия (V.4) l должно быть равно L. Для того чтобы обеспечить условие (V.4) при $l < L$, необходимо,

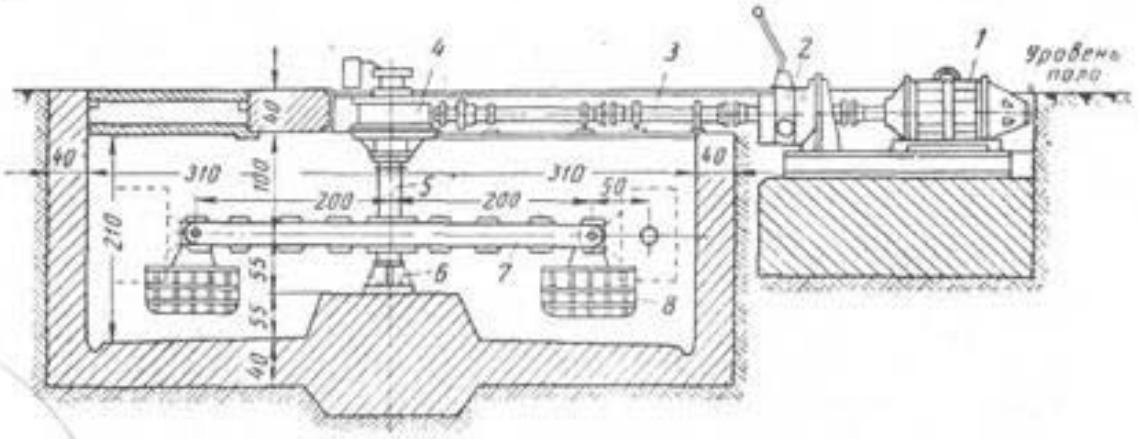


Рис. 64. Общий вид центрифуги:
1 — двигатель; *2* — коробка скоростей; *3* — трансмиссия; *4* — редуктор; *5* — пустотелый вал; *6* — подпятник; *7* — коромысло; *8* — каретки

чтобы $\gamma_м > \gamma_н$ или $\rho a > \rho g$. Это условие можно выполнить, если ускорение модели a увеличить во столько раз по сравнению с земным g, во сколько линейные размеры модели меньше соответствующих размеров натуры. Достигается это помещением модели в центробежную машину, развивающую центробежное ускорение, превышающее при геометрическом суммировании с ускорением силы тяжести земное ускорение в n раз, где n — масштаб моделирования.

Скалярная величина суммарного ускорения на центрифуге

$$a_0 = \sqrt{g^2 + (\omega^2 R)^2}.$$

Масштаб моделирования

$$n = \frac{a}{g} = \sqrt{\frac{\omega^4 R^2}{g^2} + 1}.$$

Если масштаб моделирования уже назначен, угловую скорость вращения центрифуги определяют по формуле

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{R}} \sqrt[4]{n^2 - 1},$$

где R — радиус центрифуги.

Центрифугу, представляющую собой коромысло, укрепляемое на вертикальной вращающейся оси, изготовляют диаметром 3—5 м (рис. 64).

К коромыслу прикрепляют съемные каретки, в которые помещают испытываемые модели. По условиям безопасности центрифуги размещают в помещениях с массивными ограждениями, чаще в подвалах. Наблюдения за деформациями модели ведут с помощью электрических или других тензодатчиков, позволяющих получать информацию в процессе вращения центрифуги.

Центробежное моделирование проявлений горного давления связано с определенными трудностями. Существующие крупные центробежные машины в состоянии обеспечить масштаб моделирования $n = 100 \div 250$. Практически высота модели может быть принята 0,5 м, откуда следует, что предельная глубина моделирования явлении ограничивается 50—125 м. Увеличение скорости вращения по конструктивным условиям сопровождается уменьшением размеров модели и увеличением масштаба моделирования до 1 : 500 и 1 : 1000, что затрудняет изучение явлений. Поэтому для моделирования систем на больших глубинах приходится применять при центробежном моделировании искусственно приготовленные «эквивалентные» материалы, что вносит дополнительные неточности. Имеются значительные трудности с измерением деформаций элементов модели и напряжений в них во вращающихся каретках. Не представляется практически возможным моделировать действующий забой выработки. Эти обстоятельства обусловили сравнительно малое распространение данного метода.

§ 37. Некоторые результаты измерения нагрузок на крепь в натуральных условиях

Измерения нагрузок на крепь горных выработок связаны со значительными производственными и техническими трудностями.

Наибольшее число выполненных измерений нагрузок на крепь относится к горизонтальным выработкам, расположенным на сравнительно глубоких горизонтах (600—1000 м) в Донецком бассейне. Измерения производили разными приборами — мессдозами типа 50Д180, гидравлическими баллонами ВНИМИ и др.

В результате экспериментов не удалось пока найти взаимосвязь между нагрузкой на крепь выработки, глубиной ее расположения и механическими свойствами вмещающих пород. Получены лишь некоторые закономерности, свидетельствующие о том, что давление на податливую крепь при прочих равных условиях несколько ниже (на 50—70%), чем на жесткую. Наблюдается, как правило, неравномерное распределение нагрузки по периметру крепи, в отдельных точках имеют место пиковые нагрузки, иногда в 2—3 раза превышающие средние значения. Рост нагрузок во времени характеризуется значительной интенсивностью в первые месяц — полтора, в дальнейшем скорость нарастания заметно снижается и постепенно

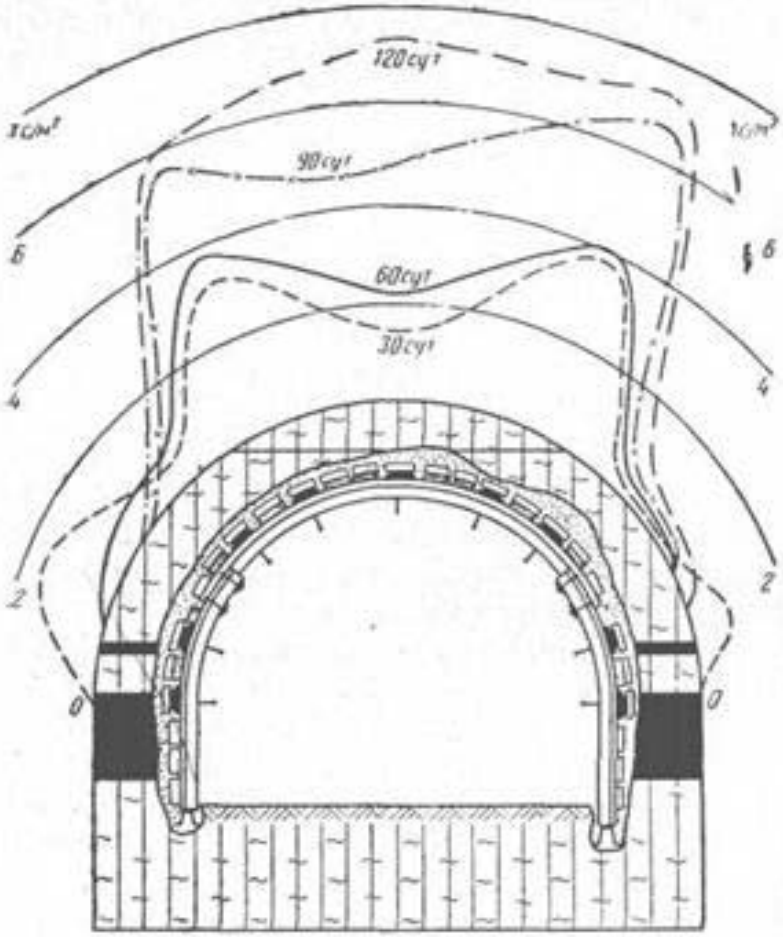


Рис. 65. График распределения нагрузки на крепь горизонтальной выработки

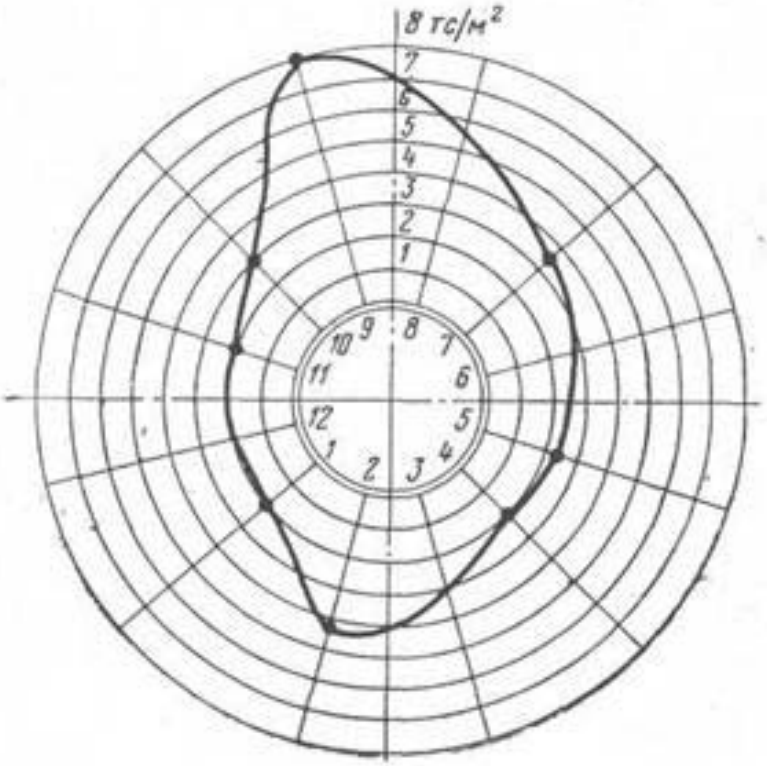


Рис. 66. Эпюра нагрузки на крепь шахтного ствола

затухает, если только крепь не окажется разрушенной, и в системе крепь — боковые породы наступит равновесие. Величина нагрузок на крепь горизонтальных и наклонных выработок, как правило, невелика и составляет 10—20 тс/м² на глубинах до 1000 м и только в редких случаях достигала 50—120 тс/м².

На рис. 65 показан график распределения нагрузки на крепь горизонтальной выработки по данным измерений на шахтах Западного Донбасса.

Значительный объем измерений нагрузок на крепь стволов шахт в различных горногеологических условиях выполнен ВНИМИ [38]. В качестве измерительной аппаратуры применяли гидравлические баллоны, которые закладывались за крепь в процессе сооружения ствола. Динамометрические станции размещали в породах с наименьшей прочностью, где ожидались наибольшие нагрузки на крепь.

В результате измерений не удалось установить четкой взаимосвязи между глубиной ствола, механическими свойствами пород и давлением их на крепь. Вместе с тем отмечено неравномерное распределение давления на крепь ствола, что видно из рис. 66. В породах крепких до глубины 1000 м давление весьма мало или же вообще не зафиксировано, в породах средней крепости и мягких давление на ствол также невелико и составляет 5—15 тс/м².

Результаты натурных измерений давления горных пород на стволы положены в основу методики расчета давления на крепь стволов ВНИМИ, рекомендованной СНиП.

Раздел II

ГОРНАЯ КРЕПЬ

Глава VI. СПОСОБЫ ПОДДЕРЖАНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Горная выработка в процессе эксплуатации должна находиться в устойчивом состоянии, т. е. сохранять форму и размеры в пределах, обеспечивающих нормальные условия эксплуатации в соответствии с правилами безопасности. Содержание подземных выработок в исправном состоянии связано с систематическими ремонтными работами, которые принято называть поддержание. Поддержание выработок, включающее подрывку почвы, замену затяжек, замену поврежденных элементов крепи, выпуск породы, связано со значительными затратами средств.

Основная задача горного инженера при проектировании и строительстве состоит в том, чтобы снизить до минимума затраты средств на поддержание выработок. Это может быть достигнуто при выборе типа крепи и способа охраны выработки соблюдением комплекса следующих правил:

придание выработке формы, наиболее целесообразной для данных горногеологических условий;

выбор рациональных способов охраны выработок: оставление предохранительных толщ и целиков, сооружение бутовых полос, размещение выработок вне зоны опорного давления и др.;

применение горной крепи соответствующего типа и несущей способности.

Рациональное решение задачи предполагает, как правило, выбор рационального сочетания нескольких средств обеспечения устойчивости выработок на базе технико-экономического расчета.

§ 38. Рациональная форма выработок

Форму выработки необходимо выбирать в зависимости от горногеологических условий и состояния боковых пород с учетом материала крепи. Для металлических и железобетонных конструкций наиболее рациональной, а для каменной — единственно к тому же возможной — является криволинейная форма выработки, обеспечивающая наилучшее использование несущей способности материала крепи.

Вид криволинейного очертания конкретизируется в каждом отдельном случае горногеологическими условиями. Так, при значительном давлении со стороны кровли рациональной является выработка со сводчатым очертанием в кровле и прямолинейными стенами (стойками) (рис. 67, *а*). При наличии значительного горного давления с кровли и с боков рациональной является подковообразная форма выработки (рис. 67, *б*).

При всестороннем давлении боковых пород целесообразной становится подковообразная форма с обратным сводом (рис. 67, *в*) или же круглая форма (67, *г*); последняя наиболее рациональна при

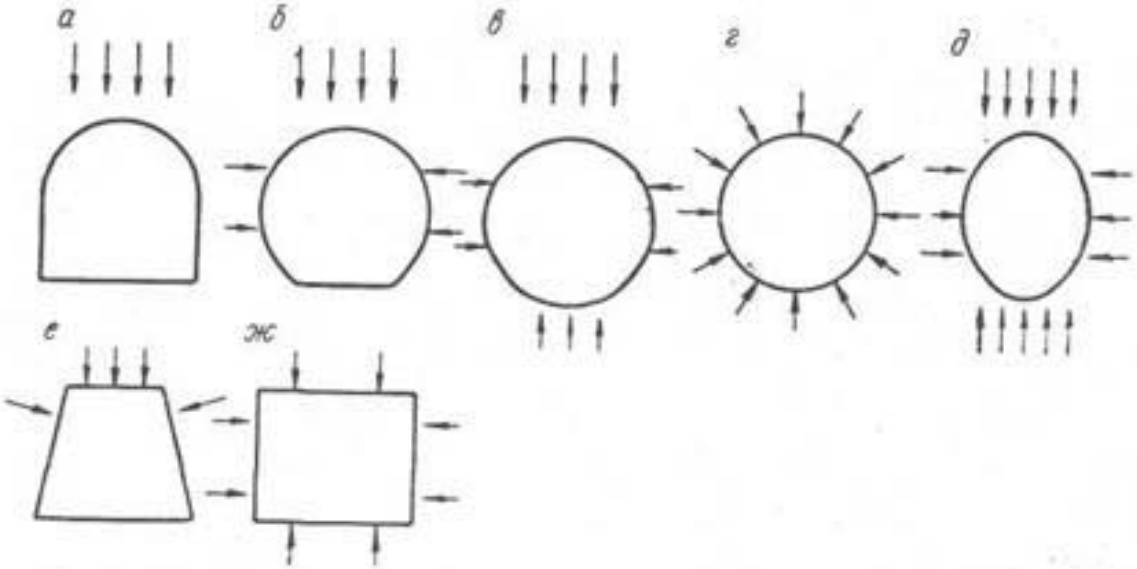


Рис. 67. Рациональные формы очертания выработок в зависимости от горного давления

равномерном давлении со всех сторон, например, в вертикальных выработках. При неодинаковом всестороннем, но симметричном давлении целесообразно становится эллиптическое сечение с большой осью в направлении большего давления (рис. 67, *д*). При окончательном выборе формы выработки кроме приведенных рекомендаций должны учитываться требования технологичности конструкции, эксплуатационные требования (транспорт, вентиляция, безопасное перемещение людей и др.), а также вопросы экономики.

В случае применения в качестве крепежного материала дерева крепь криволинейного очертания сделать сложно, поэтому рациональной формой становится трапециевидная — при отсутствии «пучения» (рис. 67, *е*) и замкнутый четырехугольник — при наличии давления пород со стороны почвы (рис. 67, *ж*).

Придавая рациональную форму сечения выработке, нередко удается получить устойчивое ее состояние без крепи. Так, при наличии крепких монолитных пород, находящихся в упругом состоянии на контуре выработки, последней придают сводчатое очертание и не крепят.

Математически это устойчивое состояние незакрепленной выработки может быть сформулировано так: если наибольшие сжимающие и растягивающие напряжения на контуре выработки меньше предела длительной прочности горных пород на сжатие и растяжение, выработка будет находиться в устойчивом состоянии:

$$mK_{сж}\gamma H < R_{сж};$$

$$mK_{р}\gamma H < R_{р},$$

где m — коэффициент запаса прочности;
$K_{сж}$, $K_{р}$ — коэффициенты концентрации напряжений на контуре выработки;
γ — объемный вес пород;
H — глубина расположения выработки;
$R_{сж}$ и $R_{р}$ — предел длительной прочности пород на сжатие и растяжение.

§ 39. Предохранительные толщи в кровле и почве

Предохранительная толща — это верхняя или нижняя часть залежи полезного ископаемого, оставляемая в кровле (подкровельная толща) или почве выработки (почвенная толща) с целью придания ей устойчивости (рис. 68). При разработке рудных месторождений подкровельную толщу называют потолочиной.

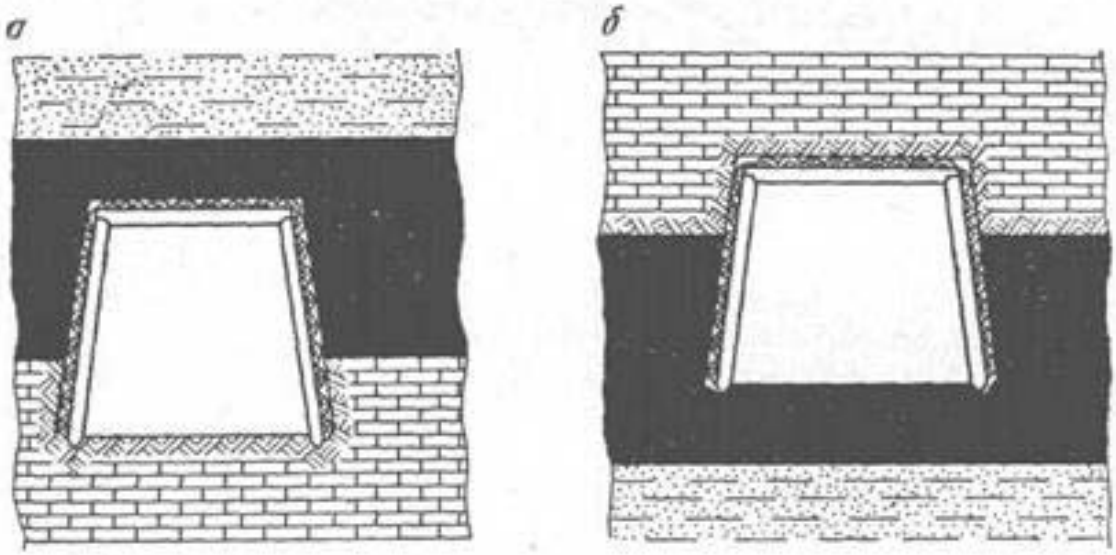


Рис. 68. Предохранительные толщи:
а — подкровельная; *б* — почвенная

Подкровельную или почвенную толщу оставляют лишь в том случае, если полезное ископаемое прочнее боковых пород. Важное значение имеет характер контакта боковых пород с залежью: при слабом контакте эффективность оставления толщ снижается. Неблагоприятными признаками являются наличие прослоек слабых пород

в толще, трещиноватость и пр. В соляных и некоторых угольных шахтах подкровельная толща служит также для водоизоляции.

Подкровельной толще придают форму плоскую или сводчатую. Так, при разработке мощных угольных пластов, залегающих в слабых малосвязных породах (Подмосковный бассейн) в кровле, а нередко и почве, оставляют пачки угля толщиной 20—30 см, которые в совокупности с крепью создают более благоприятные условия для поддержания выработок.

При разработке рудных залежей подкровельной толще в камерах и подготовительных выработках придают часто сводчатую форму с толщиной в замке 1—2 м и выработки не крепят.

Размеры предохранительных толщ устанавливают на основании опыта в соответствии с горногеологическими условиями.

§ 40. Предохранительные и другие целики. Бутовые полосы

Целик — это небольшая часть залежи полезного ископаемого, оставляемая при разработке нетронутой, с предохранительными целями.

Собственно предохранительные целики служат для охраны примыкающих к ним подземных выработок от вредных деформаций, вызываемых смежными подземными разработками.

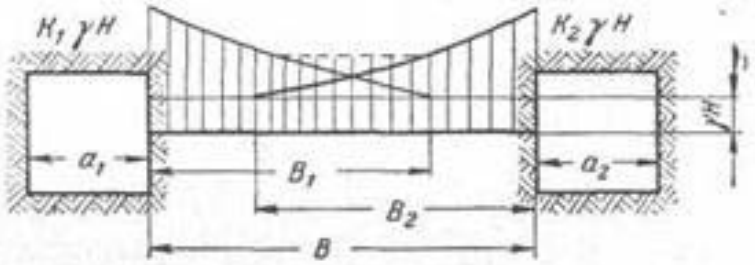


Рис. 69. Расчетная схема предохранительного целика между двумя выработками

Кроме предохранительных существуют охранные и барьерные целики.

Назначение охранных целиков — предохранение земной поверхности с расположенными на ней зданиями и сооружениями от опасных деформаций и обрушений вследствие подземных разработок. Назначение барьерных целиков — предохранение действующих выработок от прорыва воды и газов, скопившихся в старых, брошенных выработках.

Предохранительный околоштрековый целик имеет форму узкой полосы, вытянутой вдоль охраняемой выработки, целики междукамерные имеют форму квадратных или прямоугольных столбов. Размеры предохранительных целиков и, в частности, их ширина зависят от глубины расположения выработок, способа управления кровлей в очистных забоях, механических свойств полезного ископаемого и боковых пород. Поскольку в предохранительных околоштрековых и других целиках консервируется, а часто теряется определенная часть подготовленных запасов полезного ископаемого, стремятся ширину целиков принимать минимальной. Так, если целик размещается между двумя параллельными выработками,

ширина его может быть определена из расчетной схемы, показанной на рис. 69. Главное нормальное напряжение имеет наибольшую величину на краю целика и постепенно уменьшается в направлении в глубь от выработки, переходя в напряжения нетронутого массива. Экспериментальными и теоретическими исследованиями установлена область влияния выработки на напряженное состояние массива — радиус влияния может быть принят равным 2,5—3,0 a, где a — ширина выработки. Таким образом, массив между выработками может быть рассмотрен как целик тогда, когда ширина его меньше суммы радиусов влияния выработок, т. е.

$$B < B_1 + B_2.$$

В целике имеют место повышенные напряжения. Необходимым условием для устойчивости целика и надежного выполнения им

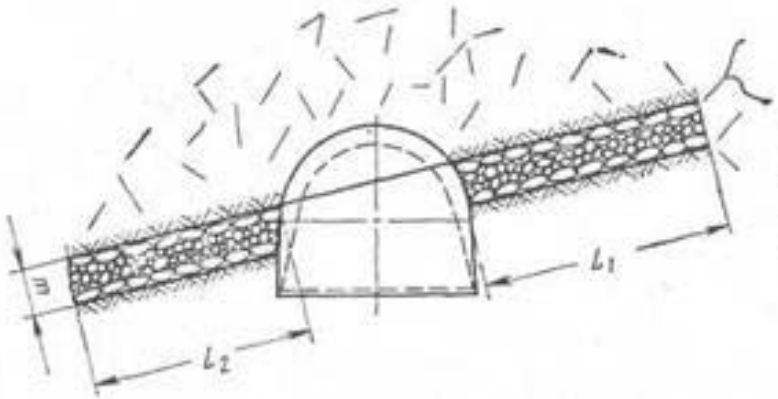


Рис. 70. Схема охраны штрека бутовыми полосами (пунктиром показано положение крепи после осадки)

своей предохранительной функции является соблюдение соотношения

$$mK\gamma H < R_{сж},$$

где K — коэффициент концентрации напряжений;

$R_{сж}$ — предел длительной прочности сжатию полезного ископаемого или породы в целике;

m — запас прочности.

Из рис. 69 видно, что предохранительные целики между подготовительными выработками, имеющими ширину 3—4 м, невелики и составляют 12—15 м.

Значительно сложнее выбрать размер целиков для охраны штреков от влияния очистных выработок. Радиус влияния очистных работ значителен, в связи с чем предохранительные целики принимают размером 30—60 м и более. При этом не всегда достигается необходимый эффект, несмотря на значительные потери полезного ископаемого. В целике возникает большое опорное давление, что приводит нередко к выдавливанию почвы в выработку, разрушению целика и его выдавливанию со стороны боков и пр. Поэтому во многих случаях для охраны штреков сооружают бутовые полосы, т. е. достаточно «пластичные» опоры, которые совместно с податливой крепью штрека создают более благоприятные условия существования выработок (рис. 70). Как показали эксперименты и теоретические расчеты, особенно эффективными оказываются бутовые полосы

переменной жесткости (плотности); увеличением жесткости полосы от выработки в выработанное пространство удается передвинуть максимум опорного давления в глубь массива и создать более благоприятные условия для охраняемой выработки. При этом значительно снижается интенсивность смещений боковых пород и, в частности, выдавливание их из почвы выработок по сравнению с охраной предохранительными целиками.

§ 41. Размещение горных выработок в массиве

По мере увеличения глубины разработки непрерывно растут напряжения в массиве пропорционально глубине, механическая же прочность пород возрастает с глубиной не всегда, а если и возрастает за счет более высокой степени литификации, то не прямо пропорционально глубине, а с меньшей интенсивностью. Поэтому с глубиной все большее количество литологических разновидностей пород переходит в обнажениях в неустойчивое состояние. Породы обрушаются, проявляют реологические свойства, оказывают весьма высокое давление на крепь. В ряде случаев на глубине 900—1000 м при заложении капитальных выработок в глинистых сланцах давление на крепь так велико, что даже мощные и дорогие железобетонные и стальные конструкции крепей не в состоянии обеспечить устойчивости выработкам. Поэтому в настоящее время при проектировании и строительстве новых шахт и горизонтов большое значение придается научно-обоснованному расположению капитальных горных выработок в массиве на основании предварительного изучения свойств и состояния горных пород в процессе геологической разведки, а также в процессе сооружения вскрывающих выработок.

Основным техническим критерием при выборе места положения комплекса капитальных выработок является прочность вмещающих пород, удовлетворяющая условию

$$mK\gamma H < R_{сж},$$

где m — коэффициент запаса;

K — коэффициент концентрации напряжений.

Это условие может быть сформулировано так: прочность пород $R_{сж}$, в которых целесообразно разместить основные выработки, должна быть выше ожидаемых напряжений в боковых породах с учетом концентрации, вызванной проведением выработок.

При практическом использовании этого условия необходимо учитывать требования рациональной экономичной технологии разработки полезного ископаемого: породы с необходимыми прочностными параметрами должны быть расположены вблизи подлежащих разработке пластов или залежей, в противном случае неизбежны значительные дополнительные капитальные вложения и повышенные эксплуатационные расходы.

С ростом глубины разработок увеличивается отрицательное влияние очистных горных работ на устойчивость штреков: зона

влияния очистных работ расширяется, а смещения пород становятся интенсивнее. В связи с этим во многих случаях целесообразно переходить от пластовой подготовки запасов — к полевой с размещением полевых штреков в зоне разгруженных пород, когда влияние опорного давления снижалось бы до минимума.

В каждом конкретном случае эта задача решается индивидуально с учетом свойств вмещающих пород, элементов залегания пласта — угла падения, мощности, системы разработки и др. [40].

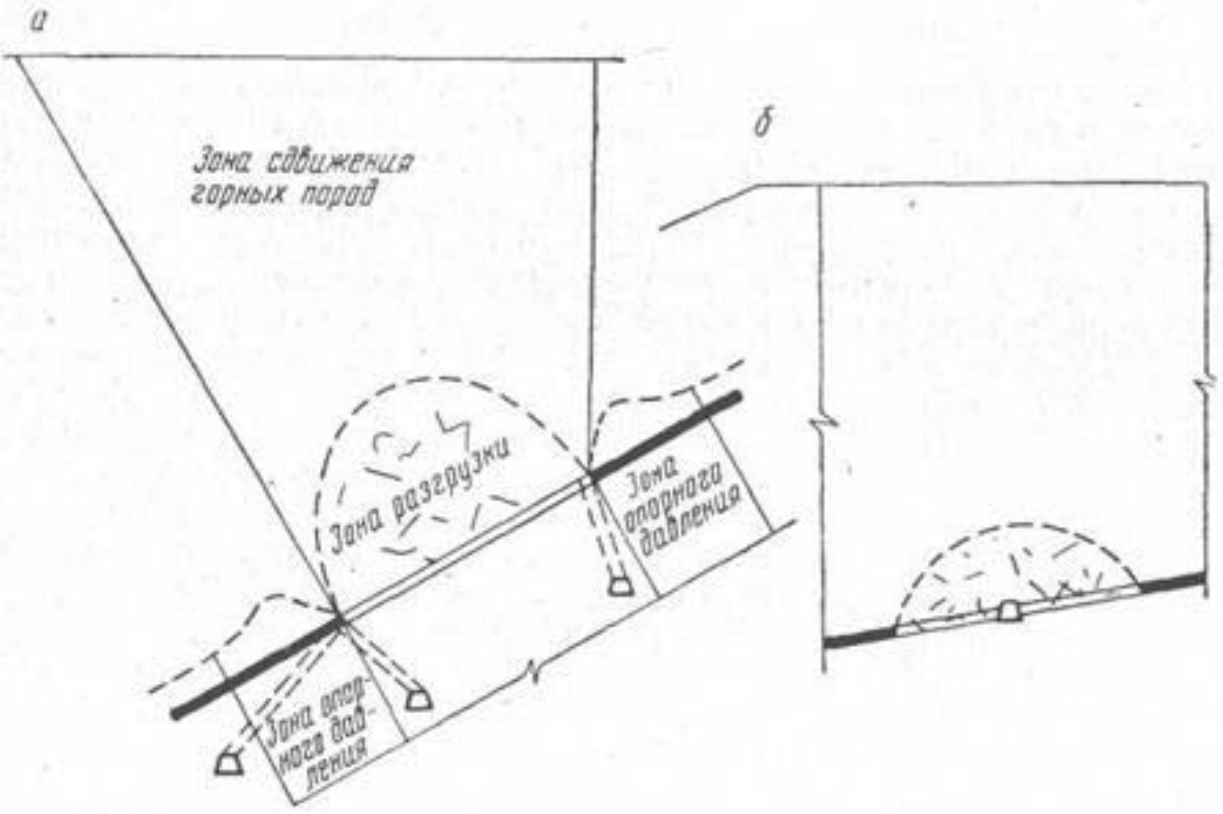


Рис. 71. Схемы целесообразного размещения выработок в массиве:
а — вне зоны опорного давления; *б* — в выработанном пространстве

В практике все чаще встречаются случаи, когда при глубине разработок 1000—1200 м штреки подвергаются значительным разрушениям при расположении их вне зоны влияния очистных работ, что обусловлено высокими бытовыми напряжениями, действующими в массиве.

Одним из средств понижения напряжений в массиве в некоторой ограниченной области является предварительная разработка пласта. За счет обрушения кровли и деформаций почвы удается снять часть напряжений в некоторой области и передать их на смежные части массива. При этом выработки, проведенные в выработанном пространстве, оказываются в более благоприятных условиях по сравнению с выработками, расположенными в нетронутом массиве (рис. 71). Задача предварительной разработки части пласта до проведения основных подготовительных выработок сопряжена с определенными

трудностями, однако, такой подход к решению задачи обеспечения устойчивости горных выработок на больших глубинах является перспективным.

§ 42. Горная крепь

Горная крепь — это искусственное сооружение, возводимое в подземных выработках для предотвращения обрушения окружающих пород и сохранения необходимых размеров поперечных сечений выработок.

Совокупность работ по возведению горной крепи называется горным креплением.

Горная крепь должна удовлетворять техническим, производственным и экономическим требованиям.

Технические требования:

прочность — крепь должна выдерживать приходящуюся на нее нагрузку при сохранении напряжений в допускаемых пределах;

устойчивость — под влиянием действующих сил крепь должна сохранять свое первоначальное положение.

Технические требования касаются главным образом прочности и устойчивости конструкций.

В том случае, если конструкция не допускает изменения формы и размеров как в целом, так и в отдельных элементах, не сопровождающихся разрушением, крепь называют жесткой, если же конструкция крепи под влиянием сил горного давления может изменять размеры и форму за счет взаимного смещения элементов или частичного разрушения отдельных элементов без потери несущей способности и устойчивости, то такую крепь называют податливой.

Производственные требования:

крепь не должна мешать производственным процессам;

в выработке крепь должна занимать как можно меньше места;

крепь не должна оказывать большого сопротивления движению воздушной струи;

крепь должна быть безопасной в пожарном отношении;

в отдельных случаях крепь должна быть водонепроницаемой;

конструкция крепи должна состоять из элементов, изготовление которых возможно на поверхности, а возведение — при помощи механизмов.

Экономические требования:

соответствие конструкции и материала крепи сроку службы выработки;

первоначальная стоимость крепи и стоимость ремонта ее в период эксплуатации выработки должны быть наименьшими.

Правильный синтез перечисленных требований позволяет выбрать оптимальный вариант горной крепи для тех или других условий.

Горную крепь подразделяют:

по роду выработок — на крепь капитальных подготовительных и очистных выработок;

по виду материала — на деревянную, металлическую, бетонную, каменную, железобетонную, смешанную;

по положению выработок в пространстве — на крепь горизонтальных, наклонных вертикальных выработок;

по типу — на крепь жесткую и податливую;

по сроку службы — на временную и постоянную;

по условиям работы — на обычную и специальную;

по конструктивным признакам — на сплошную, рамную, многошарнирную.

Капитальные выработки имеют длительный срок службы — 20—40 лет и более. Выработки располагают, как правило, вне зоны влияния очистных работ, в связи с этим крепь капитальных выработок делают из бетона, железобетона и других долговечных материалов, чаще всего жесткой конструкции. Крепь подготовительных выработок, как правило, попадает в зону влияния очистных работ, поэтому ее часто делают податливой, преимущественно металлической.

Крепь возводят сразу же вслед за проходкой, при этом во многих случаях процесс проходки осложняется вследствие стесненности. Совмещение работ по проходке и креплению не всегда возможно, поэтому приходится применять последовательную схему работ по проходке и креплению: вслед за проходкой устанавливают временную крепь, а на некотором удалении от забоя временную крепь удаляют и вместо нее возводят постоянную крепь, предусмотренную проектом.

В некоторых случаях к постоянной крепи предъявляют требования, обусловливаемые горногеологическими условиями, в таких случаях крепь называют специальной.

Выбор того или иного вида крепи в конкретных условиях должен быть в конечном итоге обоснован экономическим расчетом. Крепь можно считать рациональной, а принятое решение обоснованным, если суммарные затраты на ее возведение и последующий ремонт в течение всего срока службы будут наименьшими по сравнению со всеми другими возможными вариантами.

При сопоставлении вариантов обычно встречается, что более дешевая крепь имеет меньший срок службы и более низкую несущую способность по сравнению с более дорогой крепью. В связи с этим в процессе эксплуатации более дешевая крепь может быть разрушена и потребуется перекрепление выработки, кроме того, и та и другая крепь потребуют текущего ремонта, но в разных объемах. Целесообразной будет та конструкция крепи, которая окажется дешевле по совокупности капитальных и эксплуатационных расходов. Для вывода расчетной формулы экономической целесообразности примене-

ния того или другого вида крепи введем следующие обозначения:

s_1 — суммарные затраты на сооружение и поддержание (включая перекрепление) 1 м выработки за весь период эксплуатации при первом виде крепи;

s_2 — суммарные затраты на сооружение и поддержание (перекрепление не предусмотрено) 1 м выработки за весь период эксплуатации при втором виде крепи;

k_1 — стоимость сооружения 1 м выработки при первом виде крепи;

k_2 — стоимость сооружения 1 м выработки при втором виде крепи;

r_1 — стоимость перекрепления 1 м выработки при первом виде крепи;

p_1 — стоимость ремонта 1 м выработки в течение года при первом виде крепи;

p_2 — стоимость ремонта 1 м выработки в течение года при втором виде крепи;

n_1 — объем ежегодного текущего ремонта (% от общей длины выработки) при первом виде крепи;

n_2 — объем ежегодного текущего ремонта (% от общей длины выработки при втором виде крепи);

t — срок службы первого вида крепи до перекрепления;

T — полный срок службы выработки;

$\frac{T}{t}$ — число перекреплений.

Целесообразность применения второго, более дорогого вида крепи определяют условием

$$s_2 < s_1, \tag{VI.1}$$

где

$$s_1 = k_1 + r_1 \frac{T}{t} + p_1 \frac{n_1}{100} T;$$

$$s_2 = k_2 + p_2 \frac{n_2}{100} T.$$

Решая неравенство (VI.1) относительно T, получаем

$$T_0 > \frac{k_1 + r_1 \frac{T}{t} + p_1 \frac{n_1}{100} T - k_2}{p_2 \frac{n_2}{100}}.$$

Таким образом, при сроке службы выработки более T_0 целесообразно применять более дорогую крепь.

Ежегодная экономия $Э$ на поддержание выработки длиной L составит

$$Э = (s_1 - s_2) L = \left(k_1 + r_1 \frac{T}{t} + p_1 \frac{n_1}{100} T - k_2 - p_2 \frac{n_2}{100} T\right) L.$$

Глава VII МАТЕРИАЛЫ ГОРНОЙ КРЕПИ

Для изготовления (сооружения) горной крепи применяют по существу те же строительные материалы, что в промышленном и гражданском строительстве. Условия подземной работы конструкций — переменная во времени нагрузка, шахтная атмосфера, подземные воды — выдвигают ряд дополнительных требований к крепежным материалам. Так, учитывая стесненные условия работы в подземных выработках, предпочтение отдается более легким материалам, обеспечивающим меньшую трудоемкость при возведении крепи. Однако эти материалы должны быть достаточно прочными.

Под влиянием сил горного давления возможны разрушения крепи, сопровождающиеся обвалами боковых пород, поэтому одним из важных требований, предъявляемых к крепежному материалу, является его пластичность.

Высокая влажность шахтной атмосферы, наличие в ней повышенной концентрации различных газов (CO_2, SO_2, NO и др.), подземной воды с высокой концентрацией солей — все это может привести к быстрой коррозии материала конструкций, поэтому выбор материала следует увязывать с конкретными атмосферными условиями и качеством подземных вод. Ряд требований, которые предъявляют к материалу крепи, обусловливается технологией сооружения подземных выработок. Так, например, при сооружении выработок в замороженных породах бетон или раствор должен обладать качествами, обеспечивающими его схватывание и твердение при отрицательной температуре окружающей среды; при креплении стволов соляных шахт, тоннелей метрополитена и других подземных сооружений к материалу и конструкции крепи предъявляют высокие требования в отношении водопроницаемости и т. д.

Крепежный материал должен быть дешевым и не остро дефицитным.

§ 43. Дерево как крепежный материал

Угольная и горнорудная промышленность является весьма крупным потребителем древесины, что обусловливается пока еще высоким расходом леса на крепление выработок, достигающим иногда 40 м³ на 1 тыс. т добытого угля.

Для крепления горных выработок применяют преимущественно хвойные породы леса: сосну, ель, лиственницу.

Сосна обыкновенная отличается прямизной ствола, древесина ее обладает высокими строительно-техническими качествами, высокой прочностью при небольшом объемном весе, стойкостью против гниения, легкостью обработки. Стойкость против гниения связана со смолистостью сосны: чем выше смолистость, тем устойчивее древесина против гнилостных грибков; смола является естественным антисептиком. Сосна имеет подавляющее распространение на угольных и рудных шахтах СССР.

Ель отличается хорошей прямизной ствола, но она менее смолиста и поэтому в подземных условиях при наличии влаги быстро подвергается гниению. Применять ее целесообразно в подготовительных выработках с небольшим сроком службы. В очистных выработках можно использовать свойства еловых стоек как сигнализаторов. При нарастании давления еловые стойки издают довольно громкий треск, предупреждающий горнорабочих об опасности обрушения кровли.

Лиственница обладает высокими механическими качествами, стойка против гниения благодаря большой степени смолистости, однако древесина лиственницы — твердая и трудно поддается обработке. Лиственницу целесообразно применять для крепления выработок со значительным сроком службы — 10—15 лет.

Лиственные породы, такие как дуб, береза, бук, акация и другие, для крепления выработок практически не применяют.

Физико-механические свойства древесины. Физико-механические свойства древесины в значительной мере связаны с ее влажностью. Последняя обусловлена капиллярной влагой, размещенной в полостях клеток и межклеточном пространстве и гигроскопической находящейся в клетках древесины.

Физико-механические свойства древесины принято оценивать для воздушно-сухого состояния. Так, при 15% влажности объемный вес сосны, ели и лиственницы составит соответственно 0,53; 0,46 и 0,68 г/см³.

Нормативное сопротивление для древесины сосны и ели устанавливается согласно данным, приведенным в табл. 7.

Таблица 7

Вид напряженного состояния	Обозначение	Нормативное сопротивление, кгс/см²	
		при стандартных испытаниях образца	при работе конструкций
Изгиб	$R^н_и$	500	330
Растяжение вдоль волокон	$R^н_р$	550	370
Сжатие и смятие вдоль волокон	$R^н_{сж}$	300	200
Сжатие и смятие поперек волокон	$R^н_{с90}$	—	20
Скалывание вдоль волокон	$R^н_{ск}$	40	—

Расчетные сопротивления для древесины сосны и ели с учетом коэффициентов неоднородности принимают при изгибе и сжатии 130—160 кгс/см².

Модуль упругости при деформации вдоль волокон для древесины всех пород принимают равным 100 000 кгс/см².

Сортимент леса. Различают такие виды древесины: круглый лес, пиломатериалы, полуфабрикаты и изделия. Для горной крепи используют два первых вида.

Круглый лес подразделяют по диаметру в верхнем отрубе на бревна (диаметр более 12 см), подтоварник (диаметр 8—11 см), жерди (диаметр 3—7 см), рудничные стойки (диаметр более 7 см, длина от 0,5 до 4 м).

Бревна и стойки используют как элементы несущих конструкций горной крепи.

Пиленый лес, получающийся в результате продольной распиловки бревен, подразделяют на пластины, брусья, доски, шпалы, обаполы

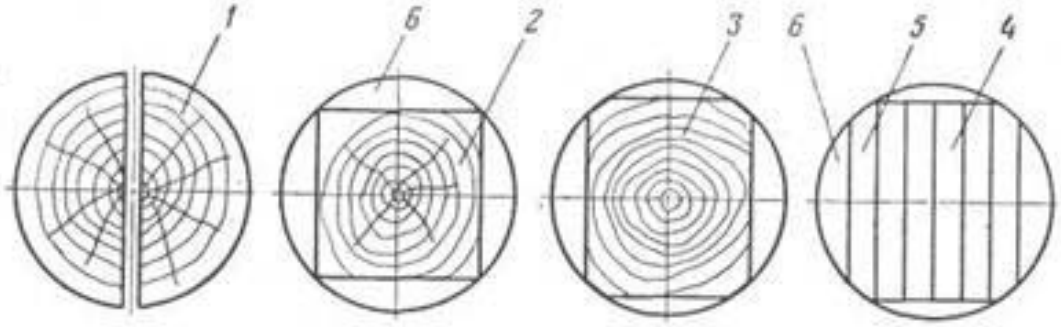


Рис. 72. Сортимент крепежного леса;

1 — пластина; *2* — брус чистый; *3* — брус получистый; *4* — доска обрезная; *5* — доска необрезная; *6* — горбыль

(рис. 72). Пластины используют для крепления второстепенных горных выработок (разведочные шурфы и т. п.), брусья — преимущественно как элементы армировки стволов при деревянной крепи и отчасти — крепи самих стволов.

Досками принято называть пиломатериалы толщиной менее 100 мм при отношении ширины к толщине более 2. Полуобрезные доски и горбыли идут нередко для изготовления затяжки — обаполов.

Способы увеличения срока службы древесины. Одним из эффективных средств продления срока службы древесины и повышения ее механических свойств является сушка. Сушку производят естественным путем при длительном хранении леса в штабелях (воздушная сушка) или же искусственными способами в камерах, в электрическом поле высокой частоты, в нагретых жидких средах.

Однако, если в процессе эксплуатации древесина подвергается увлажнению, то сушка не может предохранить лес от гниения: более эффективной является пропитка деревянных конструкций антисептиками, т. е. веществами, убивающими грибки и создающими невозможную для их жизнедеятельности атмосферу.

Антисептики должны иметь высокую токсичность к грибкам, но быть безвредными для людей и животных, сохранять эту токсичность длительное время, не выщелачиваться из древесины, не ухудшать ее физико-механические качества, не вызывать коррозии в ме-

таллических деталях. Существует много различных антисептиков, однако для пропитки элементов горной крепи применяют преимущественно антисептики в водных растворах, такие как втористый натрий (NaF) и кремнефтористый натрий (Na_2SiF_6). Эти антисептики не имеют запаха и не понижают прочности древесины.

В шахтных условиях, если только деревянная крепь не разрушается под влиянием горного давления, во многих случаях весьма быстро сгнивает, чему способствует теплая и влажная атмосфера в подземных выработках. Пропитка антисептиками позволяет увеличить срок службы древесины в 3—4 раза. Пропитка на шахтах производится на специальных небольших лесопропиточных установках по способу горяче-холодной ванны или под давлением в автоклавах. При пропитке по первому способу готовые элементы крепи помещают в нагретый до 95° С водный раствор антисептика; после некоторой выдержки в ванну снизу подают холодный раствор антисептика с температурой 20—30° С, что способствует более глубокому проникновению раствора в древесину.

При пропитке древесины под давлением заготовленные элементы конструкций помещают в автоклав и создают в нем вакуум глубиной не менее 56 мм рт. ст. После этого подается горячий раствор антисептика и давление в автоклаве повышается до 7 ат и более. Расход антисептика составляет 3—5 кг на 1 м³ древесины, а стоимость пропитки 1 м³ составляет 4—5 руб. Стоимость 1 м³ круглого леса составляет 33,7 руб., 1 м³ брусьев (в элементах конструкций) стоит 85,7—93,7 руб.[1]

§ 44. Металл как крепежный материал

Металл благодаря высокой прочности позволяет получить достаточно легкие несущие конструкции крепи при любом целесообразном очертании выработки, он долговечен и в пожарном отношении безопасен.

Для горной крепи применяют углеродистую и отчасти низколегированную сталь и чугун.

Сталь применяют в виде различных прокатных профилей, чугун — в виде литья. Для изготовления несущих конструкций — арок, рам, колец — применяют обычные, распространенные в промышленном строительстве прокатные профили — двутавры, обычные и широкополочные, швеллеры, рельсы и специальные профили СПВ, используемые только в подземных конструкциях (рис. 73).

Для вспомогательных элементов — хомутов, скоб, болтов применяют листовое железо, полосовое и круглое.

Чугунное и стальное литье идет для изготовления тюбингов. Учитывая специфику работы горной крепи, металл должен быть стойким против коррозии и не быть хрупким. Поэтому в перспективе

---

[1] Цены на материалы и элементы конструкций здесь и далее приводятся по Каталогу расценок на горнопроходческие работы для строительства шахт Донецкой области, 1969 г.

следует ориентироваться в подземном строительстве на легированные коррозиестойкие пластичные стали с высоким относительным удлинением.

В настоящее время применяют преимущественно углеродистую сталь разных марок. Известная неопределенность в величине и направлении нагрузки на крепь определяет специфическое требование к профилю металла — высокое сопротивление изгибу относительно обеих главных осей инерции.

Двутавровый профиль с рациональным распределением металла в сечении имеет весьма высокий момент сопротивления W_x и малый W_y, поэтому при косом изгибе, что имеет нередко место

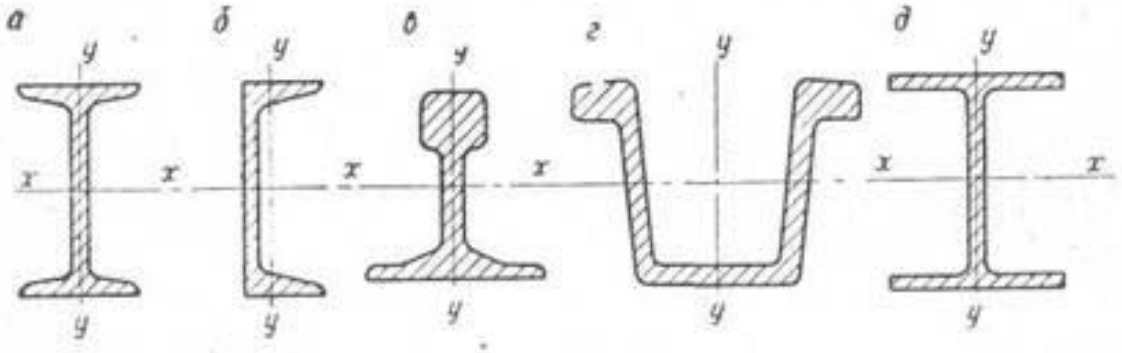


Рис. 73. Виды проката, применяемые для крепления подземных выработок:
а — двутавр; *б* — швеллер; *в* — рельс; *г* — спецпрофиль СВП; *д* — широкополочный двутавр.

в подземных условиях, конструкция из такого профиля быстро теряет устойчивость и разрушается. Кроме того, двутавровый профиль нетехнологичен, при изготовлении криволинейных элементов он трудно поддается гнутью. Сложно в конструктивном отношении осуществить узел соединения элементов, который был бы достаточно прочным. Применяемое на практике соединение элементов арки или кольца с помощью накладок и болтов делает конструкцию неравнопрочной.

Швеллер применяют в виде колец как временную крепь при сооружении стволов шахт в ограниченном количестве.

Наилучшим и поэтому получившим наибольшее распространение является желобчатый специальный профиль СПВ (см. рис. 73). Спецпрофиль выпускается промышленностью весом 27; 22 и 17 кг/м.

Достоинства спецпрофиля: почти одинаковые моменты сопротивления в вертикальном и горизонтальном направлениях ($W_x \approx W_y$) обеспечивают прочность и устойчивость крепи даже при приложении косонаправленной нагрузки; удобная в конструктивном отношении форма профиля позволяет просто регулировать податливость крепи.

К недостаткам этого профиля можно отнести низкий момент сопротивления W_x и W_y, поэтому конструкции, изготовленные из этого профиля, не в состоянии оказывать значительного сопротивления изгибу. В связи с этим имеются попытки создать более экономичный

профиль, т. е. при таком же расходе металла получить более высокое значение моментов сопротивления W_x и W_y. Одним из таких решений является широкополочный двутавр (рис. 73, *г*).

§ 45. Вяжущие вещества и растворы

Вяжущее вещество — это минеральный порошок, которые при затворении с водой способен давать тесто, затвердевающее в воздухе или в воздухе и воде.

В первом случае вяжущие вещества называют воздушными, во втором — гидравлическими.

При строительстве подземных сооружений применяют главным образом гидравлические вяжущие. Рассмотрим свойства гидравлических вяжущих: портландцемента, шлако-портландцемента, глиноземистого цемента, расширяющегося цемента.

П о р т л а н д ц е м е н т. Портландцемент — наиболее распространенное вяжущее. Это тонкий порошок, полученный в результате совместного размола клинкера и некоторого количества гипса. Клинкер получается в результате обжига до спекания естественных мергелей или искусственных минеральных смесей, обеспечивающих в продукте спекания преобладание силикатов кальция.

Портландцемент характеризуется сравнительным постоянством состава: 64—67% CaO, 19—24% SiO_2, 4—7% Al_2O_3, 2—6% Fe_2O_3, менее 5% MgO.

При затворении с водой цементное тесто вначале загустевает — идет процесс схватывания, далее процесс схватывания переходит в процесс образования камня — твердение, механическая прочность при этом непрерывно нарастает. Процесс схватывания происходит в течение нескольких часов, процесс твердения камня длится многие месяцы и годы. ГОСТ 10178—62 регламентируется начало схватывания не ранее 45 мин, конец не позднее 12 ч. Портландцемент — тонкий порошок. Тонкость помола оценивается проходом порошка через сито № 008 (размер ячейки 0,08 мм в свету) и удельной поверхностью зерен 2000—3000 см²/г, увеличением тонкости помола механические качества цемента повышаются. Процесс схватывания и твердения цементного теста сопровождается экзотермической реакцией. В среднем за 7 сут твердения тепловыделение для цементов разной тонкости помола составляет 40—80 кал/г. Введением в тесто некоторых химических добавок (хлористый кальций, хлорное железо и др.) удается увеличить тепловыделение, что используется в практике сооружения выработок в замороженных породах. Механические качества портландцемента принято оценивать по пределу прочности образцов из цементно-песчаного раствора состава 1 : 3 на сжатие и изгиб в возрасте 28 сут. Предел прочности на сжатие называют активностью или маркой цемента. Портландцементы выпускают марок 300, 400, 500 и 600. В горных выработках портландцемент, входящий в бетонные и железобетонные конструкции, нередко вступает в контакт с подземными водами, которые по-разному влияют на цементный камень.

В ряде случаев этот камень вступает в химические реакции с солями и кислотами, содержащимися в подземных водах, в результате чего происходит постепенное разрушение подземных конструкций. Мягкие подземные воды (жесткость менее 4 мг-экв/л) способны растворять $Ca(OH)_2$, образующий кристаллическую основу цементного камня. При наличии в воде агрессивной углекислоты также происходит выщелачивание гидрата окиси кальция. Особо опасными агрессивными по отношению к портландцементу являются воды, содержащие соли серной кислоты. Сульфаты, вступая в реакцию с гидратом окиси кальция $Ca(OH)_2$ и с гидроалюминатом кальция $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$ приводит к образованию гидросульфат-алюмината кальция, характеризующегося резким увеличением объема твердой фазы и ростом внутренних напряжений. Бетон при этом разрушается. При значительном содержании в воде ионов магния (более 5000 мг/л) возникает магнезиальная коррозия бетона на портландцементе. Таким образом, выбору типа вяжущего материала при проектировании конструкций должно предшествовать изучение качества подземных вод.

Кроме обычного широко распространенного портландцемента выпускаются заводами специальные портландцементы: быстротвердеющий (БТЦ), особо быстро твердеющий (ОБТЦ), пластифицированный, сульфатостойкий и др.

Быстро и особо быстро твердеющие портландцементы характеризуются интенсивным нарастанием прочности камня в первые дни после приготовления раствора.

Быстротвердеющие и высокопрочные цементы применяют для различных аварийных работ в подземных выработках, связанных с обрушением горных пород, прорывами воды, а также для приготовления высокопрочных бетонных и железобетонных конструкций. Для получения пластичных растворов, обладающих высокой удобоукладываемостью при уменьшенном содержании воды, выпускается промышленностью пластифицированный портландцемент тех же марок, что и обычный. Растворы из такого цемента обладают повышенной морозостойкостью и водонепроницаемостью. Пластификация цемента достигается введением при помоле клинкера 0,15—0,25% сульфатно-спиртовой барды.

Для сооружений, подверженных влиянию агрессивных вод, применяют сульфатостойкий портландцемент марок 300 и 400. Повышенная сульфатостойкость достигается ограничениями в составе цемента на трехкальциевый силикат (до 50%) и трехкальциевый алюминат (до 5%) в составе цемента.

Шлако-портландцемент получается в результате совместного помола или смешивания измельченного материала клинкера, гранулированного шлака и гипса. Количество доменного шлака в разных марках составляет от 30 до 60%. Шлако-портландцемент выпускается марок 200, 300, 400 и 500, он схватывается несколько медленнее портландцемента. Обладает повышенной сульфатостойкостью и меньшей экзотермией, на 20—30% дешевле портландцемента. Применяется

для бетонных и железобетонных сооружений, подверженных воздействию агрессивных сульфатных вод.

Глиноземистый цемент — быстротвердеющие гидравлическое вяжущее, дающее высокой прочности камень. По свойствам близок к быстротвердеющему портландцементу. Получается на основе применения в помоле глиноземистых шлаков или клинкера, содержащего значительное количество глинозема (Al_2O_3). Камень на глиноземистом цементе стоек по отношению к минерализованным водам. Нарастание марочной прочности идет интенсивно и заканчивается практически через три дня. Выпускается трех марок: 400, 500 и 600. Стоимость глиноземистого цемента высока — в 3—4 раза выше стоимости портландцемента, поэтому область применения его ограничена работами, связанными с креплением выработок в особо сложных горногеологических условиях.

Расширяющиеся цементы. Бетоны и растворы, изготовленные на основе гидравлических вяжущих, рассмотренных ранее, дают при твердении в той или иной мере усадку, т. е. уменьшаются в объеме, что является одной из главных причин образования трещин. В связи с этим разработаны и выпускаются промышленностью расширяющиеся цементы, которые при твердении несколько увеличиваются в объеме.

В практике применяют гипсоглиноземистый расширяющийся цемент и расширяющийся портландцемент (РПЦ). Гипсоглиноземистый цемент расширяется при твердении под водой; при твердении на воздухе он является безусадочным. Расширение цементного камня для разных марок РПЦ находится в пределах 0,15—2%. Выпускается РПЦ марок 400, 500 и 600.

Применяют расширяющиеся цементные растворы для заполнения различных швов в железобетонных сборных конструкциях с целью водонепроницаемости.

Растворы. Раствором называют искусственный каменный материал, получаемый смешиванием вяжущего вещества, песка и воды.

В подземном строительстве растворы применяют для каменной кладки, тампонирования, гидроизоляции и других целей. Растворы применяют простые — цементные и сложные — цементно-известковые, цементно-глинистые и др.

Качество растворов оценивается прочностью (маркой) в 28-дневном возрасте и удобоукладываемостью. Прочность растворов зависит главным образом от активности вяжущего вещества и количества инертной добавки. Приблизительно прочность раствора можно определить по формуле

$$R_р = R_ц\left(\frac{1}{n} - 0{,}05\right) + 5, \text{ кгс/см}^2,$$

где $R_р$ — марка раствора.

$R_ц$ — марка цемента;

n — число объемных частей песка на одну объемную часть цемента, $2{,}5 < n < 12$.

Прочность каменной кладки предопределяется в основном прочностью камня, поэтому растворы берут обычно невысоких марок — 30—50 кгс/см².

Удобоукладываемость растворов — способность смеси укладываться тонким однородным слоем. Для повышения удобоукладываемости в растворы следует добавлять известь, глину или такие пластификаторы, как сульфатно-спиртовая барда, мылонафт и др. Большое значение при этом имеет водоудерживающая способность раствора, которая повышается с увеличением расхода цемента.

Для тампонирования горных пород применяют чистые цементные растворы или цементно-песчаные растворы, приготовленные на сульфатостойком портландцементе или шлако-портландцементе. Закрепное пространство тампонируют нередко также цементно-глино-песчаным раствором.

Тампонажные растворы должны легко проникать в трещины и пустоты, иметь хорошую водоподачу под давлением и способность образовывать в трещинах водонепроницаемые тампоны, а также схватываться и твердеть под водой.

§ 46. Бетон и железобетон

Бетон — это искусственный каменный материал, получаемый путем смешивания в определенных пропорциях цемента, песка, крупного заполнителя (щебня, гравия) и воды.

Бетоны подразделяют по объемному весу: на особо тяжелые с $\gamma > 2500$ кг/м³; тяжелые с $\gamma = 1800 \div 2500$ кг/м³; легкие с $\gamma = 500 \div 1800$ кг/м³ и особо легкие с $\gamma < 500$ кг/м³.

По прочности бетоны, применяемые в подземном строительстве, подразделяют на марки 150, 200, 300 и 400.

В зависимости от подвижности (консистенции) бетоны бывают жесткие, пластичные и литые. К жестким относят бетоны, не дающие осадки конуса, к пластичным — с осадкой конуса до 13 см, при осадке конуса более 13 см бетон называют литым. Литой бетон в практике почти не применяют.

Для приготовления бетона применяют различные рассмотренные ранее гидравлические вяжущие материалы. Чаще других применяют портландцемент. Вода для приготовления бетона должна быть чистой: без проверки можно применять питьевую воду, нельзя применять болотные воды, воды, загрязненные маслами, а также воды кислые (pH < 4) и содержащие соли серной кислоты более 2,7 г/л.

В качестве мелкого заполнителя следует применять пески с минимальным содержанием илистых, глинистых и пылевидных частиц, не загрязненные органическими осадками. Количество глинистых частиц, определяемое отмучиванием, не должно превышать 3%.

В качестве крупного заполнителя применяют щебень и реже — гравий. Крупность щебня в зависимости от конструкции составляет 10—70 мм. Щебень изготовляют из изверженных или метаморфиче-

ских горных пород. По прочности щебень разделяют на марки 1200, 1000, 800, 600, 400, 300 и 200, а по морозостойкости — на марки $М_{рз}15$, $М_{рз}25$, $М_{рз}50$, $М_{рз}100$, где число указывает количество последовательного замораживания и оттаивания материала при испытаниях. Марка щебня должна быть выше проектируемой марки бетона в 1,5—2 раза.

Гравий, применяемый для бетонных работ в подземных условиях, должен быть промыт водой с целью удаления илистых, глинистых и органических примесей.

Состав бетона принято обозначать в виде отношений: 1 : А : Б; 1 : П : Щ, где 1 — принятый вес цемента; А и Б (П, Щ) — количество весовых частей песка и щебня, приходящихся на единицу веса цемента.

Прочность бетона зависит от следующих факторов: активности цемента, качества заполнителей, качества укладки, условий твердения и др. Одним из важнейших факторов, влияющих на прочность бетона и поддающихся управлению, является водо-цементное отношение:

$$R_{28} = f(В : Ц). \qquad (VII.1)$$

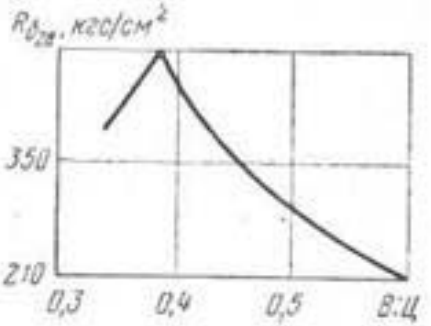


Рис. 74. График зависимости прочности бетона ($R_{б28}$) от водоцементного отношения (В : Ц)

На рис. 74 показана кривая, характеризующая эту зависимость. Точка максимума соответствует минимальному значению В : Ц при тщательном уплотнении материала. При дальнейшем уменьшении В : Ц марка бетона уменьшается из-за недостаточно плотной укладки смеси. При увеличении В : Ц получается менее плотный цементный камень из-за избытка воды и, следовательно, дополнительных пор. Для правой ветви кривой проф. Н. М. Беляевым получена эмпирическая формула

$$R_{б28} = \frac{R_ц}{A(В : Ц)^{1.5}},$$

где $R_{б28}$ — предел прочности бетона на сжатие в 28-суточном возрасте;

$R_ц$ — марка цемента;

A — коэффициент, учитывающий вид крупного заполнителя; для щебня $A = 3{,}5$.

Проектная прочность бетона определяется их маркой, обозначающей сопротивление сжатию образцов бетона размером 200 × 200 × × 200 мм при испытаниях после 28-суточного твердения в нормальных условиях.

Прочность бетона на растяжение составляет 5—7% от прочности на сжатие. Бетон обладает выраженными реологическими свойствами, в частности ползучестью деформаций.

Специальный бетон. Для крепления горных выработок в некоторых случаях применяют другие виды бетона, отличающиеся

по составу или технологии приготовления от обычного бетона. Так, для предохранения от разрушения боков и кровли горных выработок закрепленных бетоном, или незакрепленных при крепких боковых породах, применяют торкрет-бетон.

Торкрет-бетон представляет слой бетона (с тонкозернистым заполнителем) или цементного раствора толщиной 2—3 см, нанесенный на поверхность при помощи цемент-пушки.

Расход цемента при торкретировании составляет 800 кг на 1 м³ бетона.

Близок по составу и способу укладки к торкрет-бетону набрызг-бетон (*шприцбетон*). В качестве инертной составляющей в набрызг-бетоне используют более крупный заполнитель — до 25 мм. Нанесение набрызг-бетона на стенки выработки производится цемент-пушками и пневмонагнетателями. С помощью послойного набрызг-бетона на поверхности выработок может быть создана бетонная оболочка толщиной до 20 см. Таким образом, получается несущая конструкция — горная крепь, а не защитный слой, как при торкрет-бетоне. Расход цемента при набрызг-бетоне снижается до 450 кг на 1 м³ бетона.

Хорошие результаты дает набрызг-бетон при использовании в качестве инертного материала гранулированного доменного шлака. Прочность бетона получается выше, а отскок при набрызге значительно меньше по сравнению с применением мелкого гранитного щебня или гравия.

Железобетон — представляет собой армированный стальными прутьями бетон. Наличие стальной арматуры обеспечивает работу конструкций на растяжение. Необходимым условием совместной работы арматуры и бетона является прочное сцепление этих материалов в конструкции. При использовании горячекатанной арматуры периодического профиля сцепление арматуры и бетона увеличивается. Количество арматуры и ее расположение в конструкции определяются расчетом.

Железобетон применяют в виде монолитных конструкций, сооружаемых непосредственно в выработке, и сборных конструкций, изготовляемых заводским способом. В монолитном железобетоне в качестве арматуры нередко используют стальные арки или рамы из прокатных профилей, служащие в процессе сооружения выработки временной крепью. Такой материал крепи называют железобетоном с жесткой арматурой. Железобетон с гибкой арматурой в монолитном исполнении применяют в сложных условиях — при больших пролетах выработок, при большом горном давлении, для особо ответственных сооружений. Технология возведения железобетонных конструкций с гибкой арматурой сложна, а крепь дорога. Значительно чаще железобетон используют для изготовления сборных конструкций.

Эффективным средством повышения несущей способности железобетона как материала горной крепи является применение предварительно напряженной арматуры. Предварительно натянутая арматура создает в ненагруженных элементах напряжения сжатия; в процессе

эксплуатации в зоне растяжения в соответствующих частях сечения элементов происходит снижение сжимающих напряжений и постепенный переход их в растягивающие, чем и обеспечивается повышенная несущая способность конструкции. Однако предварительное натяжение арматуры механическим способом или электроподогревом связано со значительным усложнением технологии производства сборного железобетона, поэтому конструкции крепей из предварительно напряженного железобетона не получили должного распространения в практике.

Перспективным является применение для крепи самонапряженного сборного железобетона. В СССР разработаны составы так называемого самонапрягающего цемента (НЦ). Бетон, изготовленный на таком цементе, в процессе твердения схватывается с арматурой и одновременно увеличивается в объеме, натягивая стержни арматурного каркаса. Таким образом, в процессе твердения бетона получается конструкция с напряженной во всех направлениях арматурой.

Напрягающий цемент получают путем размола механической смеси портландцемента, глиноземистого цемента (или их клинкеров), и гипса, взятых в определенных соотношениях [39].

§ 47. Искусственные камни и блоки

Для крепления капитальных выработок применяют в ограниченном объеме два вида искусственного камня: кирпич и бетонные камни. Строительный кирпич имеет форму прямоугольного параллелепипеда размером 250 × 120 × 65 мм. Объемный вес кирпича составляет 1,6—1,9 т/м³, более тяжелый — кирпич полусухого прессования. Кирпич по прочности подразделяется на марки 75, 100, 125 и 150. Для крепления горных выработок допускается к применению кирпич марки 150. Кроме обыкновенного красного кирпича имеется клинкер-кирпич, получаемый из тугоплавких глин обжигом до спекания. Он более прочен, подразделяется на марки 400, 600 и 1000. Размеры его составляют 220 × 110 × 65 мм. Возведение горной крепи из кирпича связано с ручным трудом, поэтому этот материал не является перспективным.

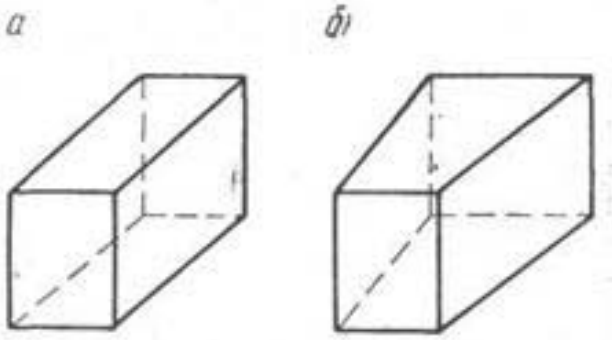


Рис. 75. Бетонные камни:
а — для прямолинейных стен; *б* — для стволов

Бетонные камни подразделяют на бетониты весом до 40 кг и бетонные блоки весом 100—200 кг. Бетониты укладывают вручную, бетонные блоки — механизированным способом.

Форма бетонных камней различная и в каждом конкретном случае определяется индивидуально. Для сооружения вертикальных стен применяют бетонные камни в виде прямоугольного параллелепипеда, для конструкций криволинейного очертания — в виде клиновидного призматоида (рис. 75). Одни размеры камня всегда соответствуют расчетной толщине крепи, другие — назначаются конструктивно. Бетониты и бетонные блоки должны изготавливать из бетона марки 200 и выше. Перспектива применения бетонных камней связана в основном с разработкой податливых конструкций крепей капитальных выработок глубоких шахт, а также решением проблемы механизации возведения крепи. В настоящее время крепь из бетонных камней — бетонитов и блоков — применяется в экспериментальном порядке. По технико-экономическим показателям этот материал при существующей технологии не может конкурировать с монолитным бетоном и другими материалами.

§ 48. Новые крепежные материалы

В связи с бурным развитием химической промышленности появились попытки внедрения в практику крепления подземных выработок новых материалов.

Так, исследован достаточно подробно для изготовления элементов горной крепи стекловолокнистый анизотропный материал (СВАМ), состоящий из стекловолокна и полимерных материалов. Материал обладает высокой прочностью на растяжение — до 9000 кгс/см², он в два раза легче стали ($\gamma = 1{,}7 \div 1{,}9$ г/см³), устойчив против коррозии. При таких физико-механических свойствах крепь горных выработок может стать очень легкой и прочной. Однако стоимость материала пока весьма высока, что ограничивает его применение.

В стадии исследования находится другой перспективный крепежный материал — пластобетон, в составе которого отсутствуют цемент и вода. В качестве вяжущего используются синтетические смолы — форфуролацетоновая, эпоксидная, мочевино-формальдегидная и другие с некоторыми добавками, а в качестве заполнителя — щебень и песок. Пластобетон — водонепроницаемый высокопрочный материал, однако длительное увлажнение приводит к существенной потере прочности на 20—50%. Стоимость пластобетона высокая и составляет 200—300 руб. за 1 м³.

К новым можно отнести также силикальцит — материал, в основе которого находятся кварцевый песок, гранулированный шлак и известь. С помощью соответствующей технологии совместной обработки этих составляющих удается получить высокопрочный каменный материал, который можно использовать для формовки тюбингов и других элементов горной крепи.

Ведутся работы над материалом углепластом, в основе которого лежит угольная мелочь. В результате горячего прессования тонко измельченного угля с присадкой смолы и другими добавками при давлении 500—600 ат и температуре 150—180° С можно получить каменноугольный материал с прочностью на сжатие 400—600 кгс/см².

Глава VIII

КРЕПЬ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 49. Общие сведения

По мере развития горной промышленности неуклонно растет протяженность поддерживаемых подземных горных выработок, которая исчисляется в отдельных бассейнах тысячами километров, а в целом по СССР — несколькими десятками тысяч километров. В связи с усложнением горногеологических условий, обусловливаемым увеличением глубины разработок, а также освоением новых, более сложных месторождений, повышаются требования к горной крепи в части несущей способности, долговечности, технологичности изготовления и установки. Поэтому непрерывно расширяется диапазон применяемых крепей как в отношении материала, так и в отношении конструктивных решений. На смену традиционным, деревянным и каменным конструкциям, характерным для периода 30—40-х годов, приходят более совершенные стальные конструкции крепей, конструкции крепи из сборного железобетона, штанговая крепь и др.

Все большее значение при проектировании выработок придается инженерно-экономическому обоснованию конструкций крепей, обеспечивающему достаточно высокую эксплуатационную надежность их при минимальных капитальных затратах и эксплуатационных расходах. В свете этого неправильно было бы говорить о безусловном преимущественном положении какого-нибудь из видов крепи перед всеми другими, как наиболее прогрессивного. Выбор рационального типа крепи в тех или иных условиях зависит от ряда факторов: размеров выработки, срока ее службы и горногеологических условий и в конечном итоге определяется экономическими факторами.

Вот почему в настоящее время применяются разнообразные конструкции крепей — деревянные, бетонные, железобетонные (сборные и монолитные), стальные и другие конструкции.

Данные о распространении разных видов горных крепей капитальных и основных подготовительных горизонтальных и наклонных выработок при строительстве и реконструкции шахт угольной и рудной промышленности приведены в табл. 8.

Таблица 8

Годы	Общая протяженность закрепленных выработок	Протяженность выработок, закрепленных крепью											
		сборной железобетонной		металлической		монолитной железобетонной		монолитной бетонной		деревянной		прочими видами крепи	
		м	%	м	%	м	%	м	%	м	%	м	%
1968	142 012	9248	6,5	93 720	66	10 316	7,3	17 348	12,2	9 321	6,6	2059	1,4
1969	145 766	6632	4,5	84 639	58,0	4 519	3,1	22 604	15,5	20 759	14,3	6613	4,5

§ 50. Деревянные конструкции крепи

Деревянная крепь имеет довольно широкое применение на угольных шахтах и рудниках. Она обладает следующими достоинствами: легка в обработке элементов и доставке их в выработку, проста и легка

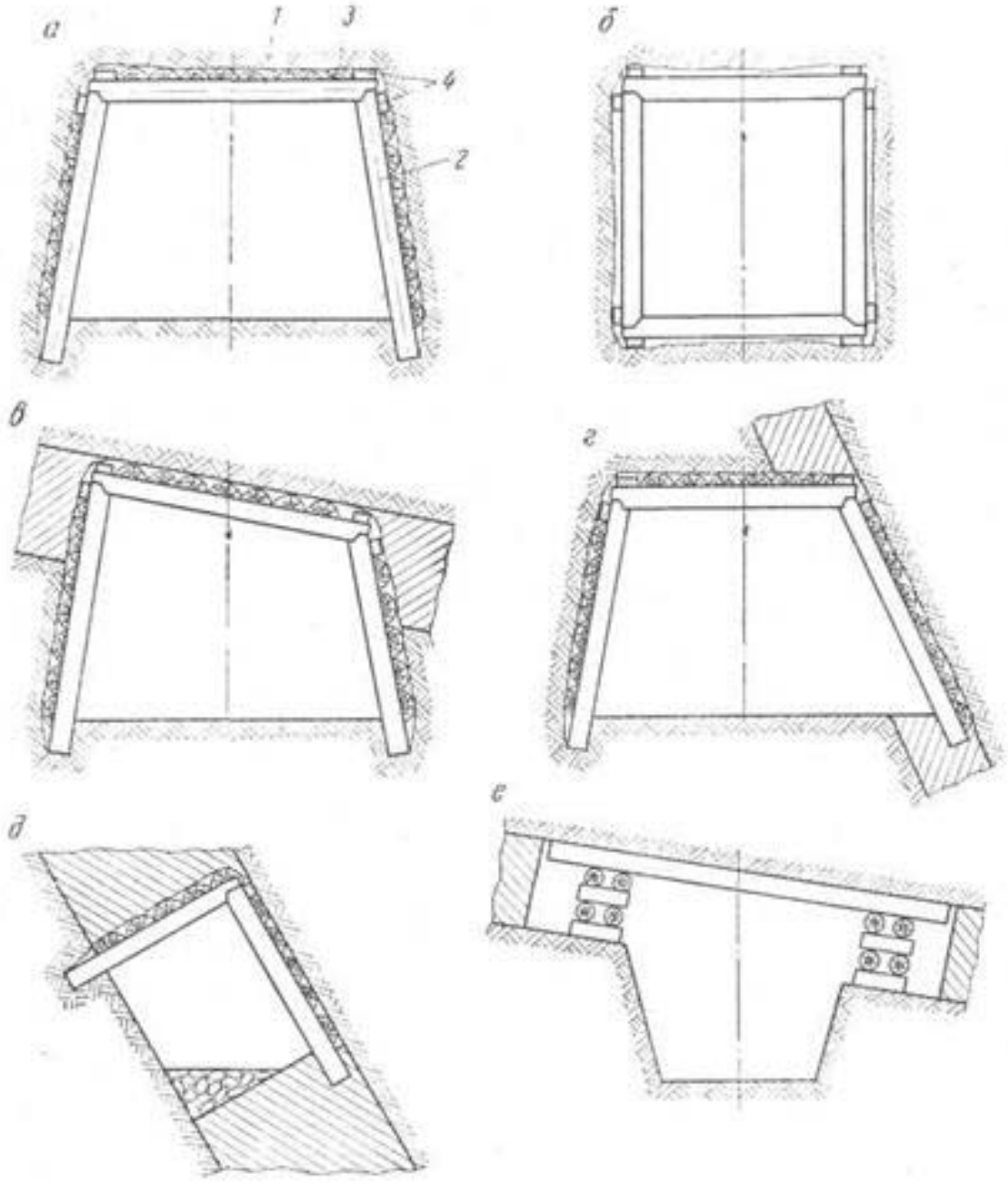


Рис. 76. Деревянная крепь

в возведении, обладает высокой степенью деформируемости, что обеспечивает возможность предотвратить неожиданный обвал выработки. Вместе с тем деревянные конструкции недолговечны, особенно в вентиляционных выработках, опасны в пожарном отношении, не обладают высокой несущей способностью, в конструктивном отношении недостаточно универсальны (из дерева, например, трудно скон-

струировать экономичную крепь криволинейного очертания с достаточной податливостью и большой несущей способностью). Применение деревянных конструкций в подземном строительстве в широких масштабах связано со значительным расходом леса, который становится все более дефицитным материалом. Поэтому в основе современной технической политики в области крепления выработок лежит тенденция к максимальной замене деревянных конструкций крепи другими, более экономичными и долговечными.

Основной конструкцией деревянной крепи горизонтальных выработок является крепежная рама (рис. 76, *а*), которая состоит из трех несущих элементов: верхняка *1* и двух стоек *2*. Эти элементы делаются из круглого леса диаметром 16—40 см. Для закрепления рамы в проектном положении применяют клинья *4*, при установке вразбежку предусматривают затяжки *3*. При наличии деформаций боковых пород со стороны почвы выработки в раму добавляют четвертый элемент — лежень, в результате чего получается полная крепежная рама (рис. 76, *б*).

Неполная крепежная рама имеет трапециевидную форму, так как с одной стороны при этой форме удается уменьшить на 15—20% длину верхняка, работающего на изгиб. Если учесть, что изгибающий момент пропорционален квадрату пролета, то такое решение дает ощутимый эффект. С другой стороны, наклонная стойка лучше воспринимает боковое давление. Угол наклона стоек к горизонту принимается 80°.

Полная крепежная рама должна иметь прямоугольную форму (рис. 76, *б*): нагрузка со стороны почвы нередко превышает нагрузку со стороны кровли, поэтому нет оснований для искусственного увеличения пролета в почве, что имеет место при трапециевидной форме рамы.

Крепежные рамы устанавливают всплошную или вразбежку, т. е. на некотором расстоянии (0,5—1,0 м) одна от другой. При креплении вразбежку пространство между рамами перекрывается затяжкой из обаполов или распилов. При сплошной крепи затяжка, естественно, отсутствует. Рамы устанавливают перпендикулярно по отношению к продольной оси выработки. Для фиксирования рам в проектном положении применяют клинья, которые забивают против замка между элементами крепи и породой; расклинивают как верхняк, так и стойки.

Все пустоты за крепью подлежат заполнению породой — забучиванию. Кроме основных, типичных форм применяют крепежные рамы искаженной формы, что связано с условиями залегания пластов — углом падения и породами кровли. При пологом падении — до 12° и прочной монолитной кровле (песчаник, известняк и т. п.) целесообразно применять в штреках раму с наклонным верхняком (рис. 76, *в*), а при крутом падении — свыше 70° — целесообразно стойку крепи устанавливать под висячий бок (рис. 76, *г*). И в том и в другом случае стремятся использовать несущую способность монолитной плиты в кровле пласта, а также упростить технологию проходки штрека.

Кроме перечисленных форм рам во второстепенных выработках могут быть применены другие формы, рациональность которых бывает обусловлена спецификой залегания пласта (рис. 76, *д*, *е*).

Для соединения отдельных элементов крепежной рамы применяют различные врубки (рис. 77). Так, если рама работает на нагрузку, действующую преимущественно со стороны кровли, верхняк соединяется со стойками врубкой в лапу — прямую (рис. 77, *а*) или скошенную (рис. 77, *б*). И в том и в другом случае на опоре работает полное сечение верхняка. При наличии преимущественно бокового давления применяют врубку, показанную на рис. 77, *в*, в которой полным сечением работает стойка и ослабленным — верхняк.

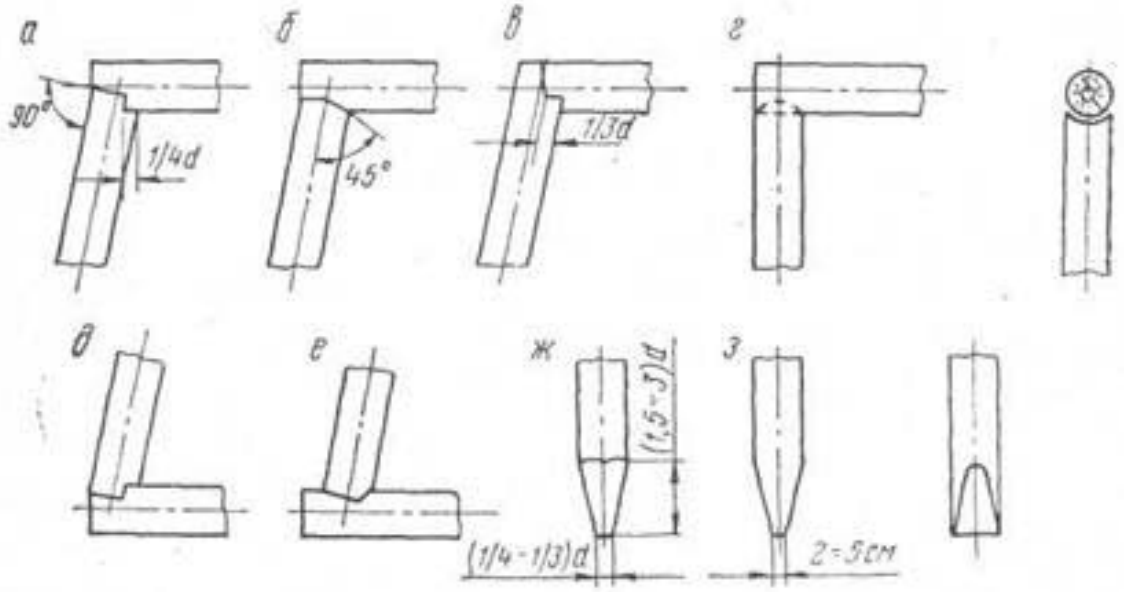


Рис. 77. Узлы соединения элементов крепежной рамы

При ремонтных работах и для временной крепи применяют также соединение стойки с верхняком в паз (рис. 77, *г*). Стойки с лежнем соединяют в лапу (рис. 77, *д*) или же в зуб (рис. 77, *е*).

Стойки неполных крепежных рам устанавливают в лунки — углубления в почве выработки глубиной 15—20 см. Для того чтобы придать раме определенную податливость, концы стоек, погруженных в лунки, нередко заостряют в форме пирамиды или же клина (рис. 77, *ж*, *з*). При достаточно мягкой почве стойка внедряется в почву и отчасти сминается на заострении, чем и обеспечивается податливость 100—120 мм.

При большом горном давлении со стороны кровли, а также боков и почвы применяли в практике разного рода усиленные конструкции крепежных рам (рис. 78). Простейшим и довольно эффективным усилением рамы является установка ремонтины (рис. 78, *а*). При качественной установке, обеспечивающей одинаковую жесткость опор на стойках и ремонтине, несущая способность верхняка возрастает в 3—4 раза. Однако ремонтина загромождает сечение выработки, что не всегда допустимо. Взамен ее может быть сооружена подкосная конструкция, обеспечивающая приблизительно тот же эффект, что и ре-

монтина (рис. 78, *б*). При значительном пролете может быть применена ригельно-подкосная система усиления рамы, как это показано на рис. 78, *в*, *г*. Верхняк приобретает две промежуточные опоры, что в несколько раз увеличивает несущую способность конструкции крепи в кровле.

На рис. 78, *д* и *е* показаны аналогичные усиления конструкции полных деревянных крепежных рам. Усиленные конструкции крепи требуют значительного расхода леса и сложны в исполнении. Кроме того, дополнительные элементы загромождают поперечное сечение

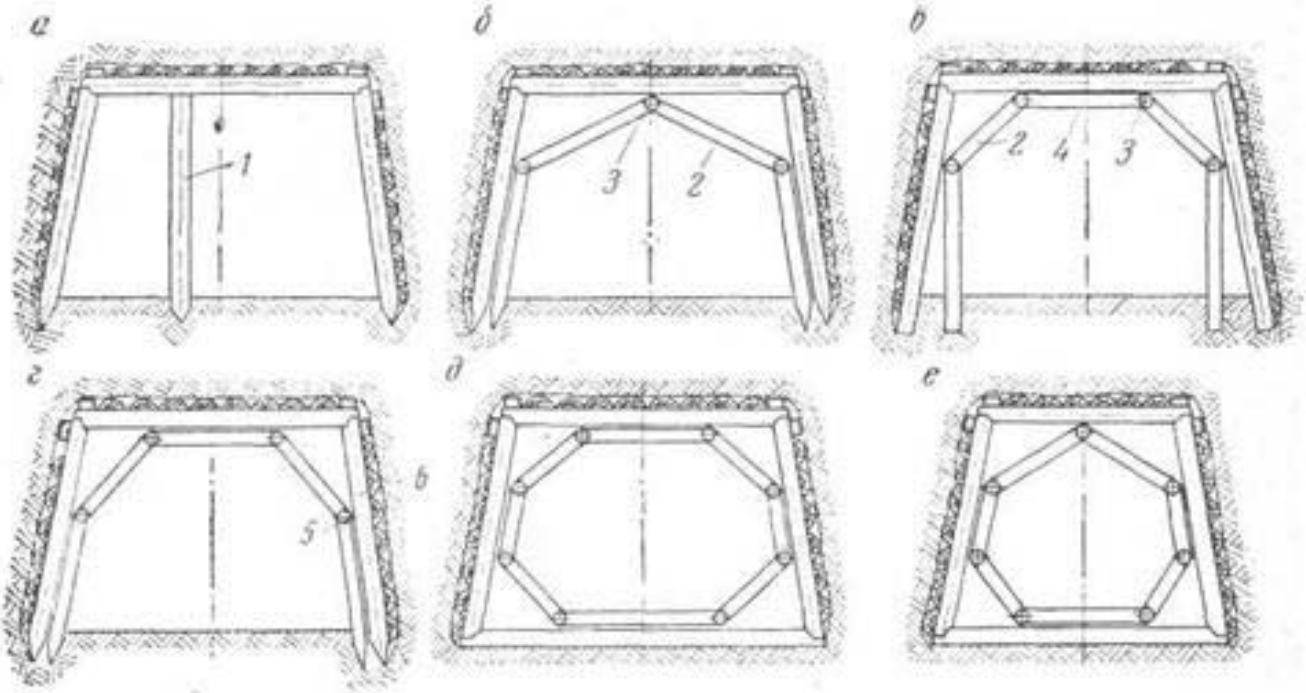


Рис. 78. Усиленные конструкции крепежных рам:

1 — ремонтина; *2* — подкос; *3* — прогон (подвод); *4* — ригель; *5* — боковой прогон; *6* — стойка

выработок, что ухудшает аэродинамические качества выработок и условия транспорта по ним. В связи с этим в настоящее время применяют стальные конструкции. Вместе с тем в некоторых, например в сложных горногеологических условиях Крайнего Севера, усиленные конструкции могут оказаться целесообразными.

В некоторых случаях при наличии большого всестороннего горного давления может оказаться целесообразной деревянная крепь кольцевой формы. Из практики Подмосковного и Челябинского бассейнов известны две конструкции такой крепи. Первая конструкция крепи сплошная (рис. 79, *а*), собирается из коротких стоек диаметром 22—25 см со скошенными концами. В стыках предусматриваются прокладки из досок. Для изготовления такой крепи могут быть использованы стойки, извлекаемые из выработок при перекреплении. Сооружение крепи производится с помощью шаблонов. Конструкция — многошарнирная, податливая, необходимым условием ее работоспособности является тщательная забутовка закрепного пространства.

Достоинством конструкции является сравнительно небольшая толщина оболочки и высокая несущая способность. Недостатки крепи — высокая трудоемкость изготовления и возведения, а также малый срок службы.

Вторая конструкция деревянной кольцевой крепи (рис. 79, *б*) изготовляется из четырех-пяти слоев досок толщиной 30—40 мм, скрепляются доски гвоздями. Кольца жесткие, ставятся, как правило, вразбежку с обязательным применением распорок для обеспечения жесткости в продольном направлении.

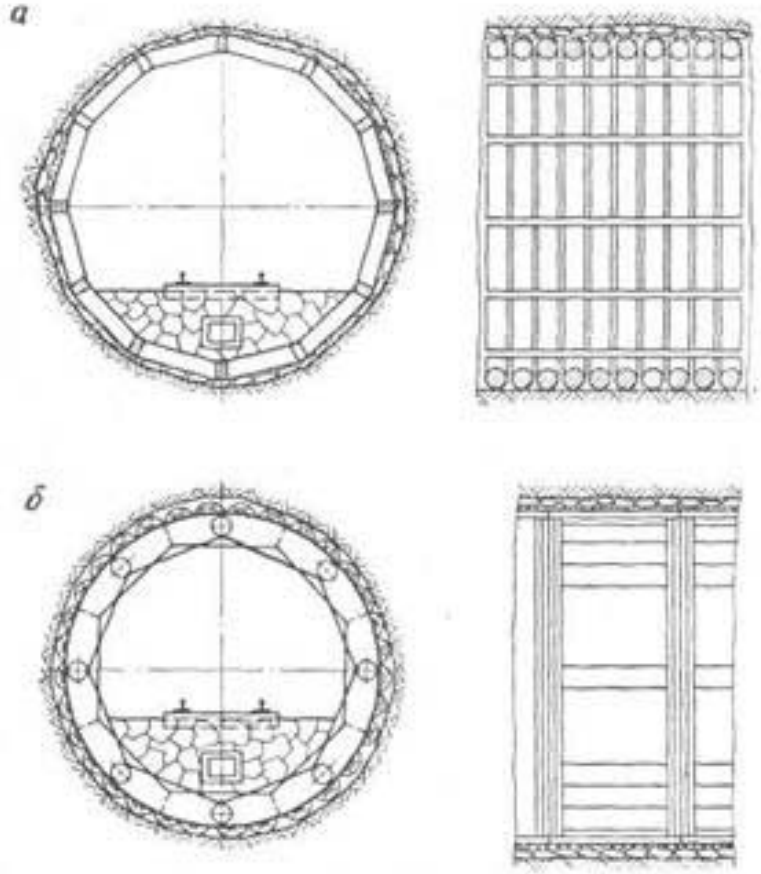


Рис. 79. Деревянные конструкции крепей кольцевой формы:

а — крепь из стоек; *б* — крепь из досок

Положительными качествами крепи являются: высокая несущая способность, возможность изготовления их из досок, бывших в употреблении. Вместе с тем крепь недолговечна и довольно дорога в изготовлении.

Специальные крепи. В некоторых случаях при проходке выработок по сильно обводненным рыхлым породам необходимо применять передовую крепь, т. е. проходке должно предшествовать крепление некоторой части массива.

В этих условиях наиболее простой и доступной является деревянная забивная крепь (рис. 80). Как видно из рис. 80, верхнее строение основной крепежной рамы состоит из двух верхняков *1* разделенных двумя клиньями *3*, установленными по концам. Щель между верхняками обеспечивает направление для кольев *4*, забиваемых предварительно в породу на некоторую глубину перед ее выемкой. Кроме

того, в комплекте крепи имеются промежуточные рамы *5*, поддерживающие ограждение из кольев между основными рамами *2*.

При наличии обводненных и легко обрушаемых пород с боков для забивки кольев и их поддержания применяют аналогичные конструкции.

Стоимость круглого леса, идущего на крепление выработок, составляет 33,7 руб. за 1 м³.

Расчет крепи. При расчете крепи основную трудность составляет определение величины ожидаемой нагрузки, которая зависит от природных и производственных факторов.

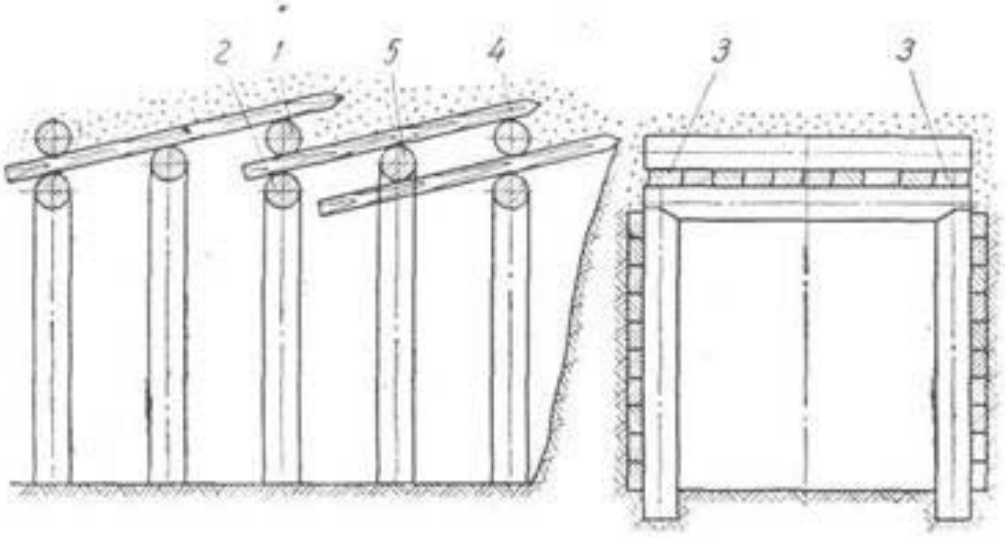


Рис. 80. Забивная деревянная крепь

Рациональные условия применения деревянной крепи — это сравнительно устойчивое состояние боковых пород, когда давление невелико и выработка находится все зоны влияния очистных работ. Здесь вполне целесообразно для определения нагрузки использовать методику расчета, основанную на гипотезе сводообразования (проф. М. М. Протодьяконов, проф. П. М. Цимбаревич и др.). По методу проф. М. М. Протодьяконова расчетная нагрузка представляется распределенной, параболического очертания и равной (рис. 81, *а*)

$$Q = \frac{4}{3}\gamma\frac{a^2}{f}L.$$

Расчет следует вести только для верхняка и затяжки; стойки являются малонагруженными элементами и поэтому не рассчитываются, а по конструктивным соображениям принимаются одинаковой толщины с верхняком.

Максимальный изгибающий момент

$$M_{max} = \frac{5}{16}Qa,$$

где a — полупролет выработки.

Момент сопротивления для круглой стойки

$$W = \frac{\pi d^3}{32}.$$

Исходя из соотношения

$$M_{max} = WmR_и \quad \text{или} \quad \frac{5}{12}\gamma \frac{a^3}{f} L = \frac{\pi d^3}{32} mR_и,$$

где m — коэффициент условий работы;

$R_и$ — расчетное сопротивление для древесины;

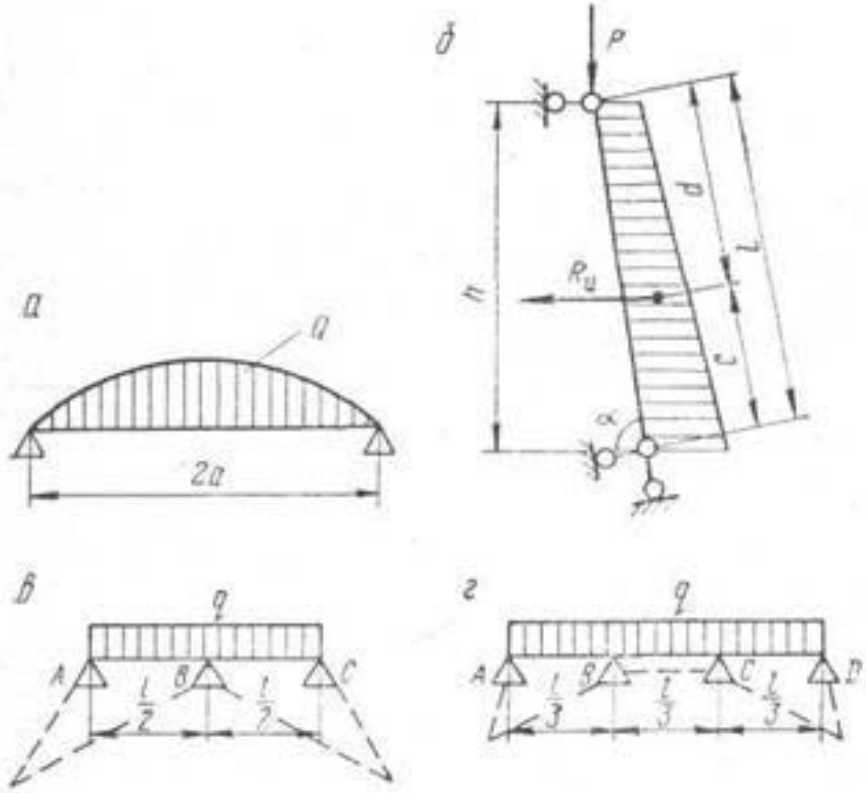


Рис. 81. Расчетные схемы элементов деревянных конструкций крепи:

а — расчетная схема верхняка; *б* — расчетная схема стойки при наличии бокового давления; *в* — расчетная схема верхняка, усиленного подкосами; *г* — расчетная схема верхняка с ригельно-подкосным усилением

находим диаметр верхняка, задавшись предварительно расстоянием L (или же, наоборот, находим расстояние между рамами, задавшись диаметром леса),

$$d = 1{,}61a \sqrt[3]{\frac{\gamma L}{mR_и f}}.$$

Затяжку необходимо рассчитывать на наибольшую нагрузку, соответствующую высоте параболы. Рассматривается она как балочка на двух опорах с пролетом L, загруженная равномерной нагрузкой.

Максимальный момент

$$M_{max} = \frac{\gamma c a L^2}{8f},$$

где γ — объемный вес пород;

c — ширина затяжки.

Толщину плоской затяжки δ, учитывая ее момент сопротивления $W = \frac{c\delta^2}{6}$, определим по формуле

$$\delta = 0{,}87L\sqrt{\frac{\gamma a}{fmR_и}}.$$

При недостаточно устойчивых породах в боках выработки расчет целесообразно вести по методу проф. П. М. Цимбаревича.

Переклад рассматривается как балка на двух опорах под равномерно распределенной нагрузкой высотой b_1 (гл. IV, § 3):

$$M_{max} = \frac{q(2a)^2}{8} = \frac{b_1 \gamma L a^2}{2} \leqslant \frac{\pi d^3}{32} m R_и,$$

откуда

$$d = 1{,}7 \sqrt[3]{\frac{b_1 \gamma L a^2}{m R_и}}.$$

Стойку необходимо рассчитывать на сложное сопротивление от осевой силы сжатия P и поперечного изгиба (рис. 81, *б*):

$$\sigma_{сж} = -\frac{P}{\varphi F} - \frac{M_{max}}{W} \leqslant m R_и,$$

где

$$P = \frac{aq}{\sin \alpha} = \frac{b_1 \gamma L a}{\sin \alpha}.$$

Изгибающий момент определяется от боковой нагрузки, суммарная величина которой

$$R = \frac{\gamma h}{2} (2b_1 + h) \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2} L.$$

Расчет элементов усиленной деревянной крепи целесообразно вести на равномерно распределенную нагрузку, определяемую экспериментально по аналогии с существующими выработками или по формуле П. М. Цимбаревича с введением некоторого коэффициента перегрузки (1,5—2,0). При расчете подкосных конструкций (рис. 81, *в*) верхняк рассматривается как балка на трех опорах. При этих условиях

$$M_{max} = \frac{ql^2}{32}; \qquad A = C = \frac{3}{16} ql;$$

$$B = \frac{5}{8} ql.$$

При расчете ригельно-подкосных конструкций (рис. 81, *г*) балка рассчитывается как трехпролетная:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{90}; \qquad A = Д = \frac{2}{15} ql; \qquad B = C = \frac{11}{30} ql.$$

Элементы усиления (подкосы, ригель) необходимо проверить на осевое сжатие, а врубки — на смятие.

§ 51. Стальные конструкции крепи

Стальные конструкции крепи отличаются рядом преимуществ по сравнению с деревянными конструкциями. Они более прочны, долговечны, безопасны в пожарном отношении, позволяют придать выработке любое, рациональное очертание, допускают повторное использование элементов конструкций. Начало широкого внедрения стальных конструкций крепи для капитальных и подготовительных выработок в Советском Союзе относится к пятидесятым годам.

Конструкции стальной крепи могут быть подразделены на жесткую крепь, крепь с ограниченной податливостью и собственно податливую крепь.

Жесткая крепь на угольных и рудных шахтах представлена тремя видами: трапециевидная рама, жесткая арка, замкнутое кольцо. Кроме того, в выработках больших поперечных сечений — тоннелях — имеет применение жесткая крепь из чугунных или стальных тюбингов.

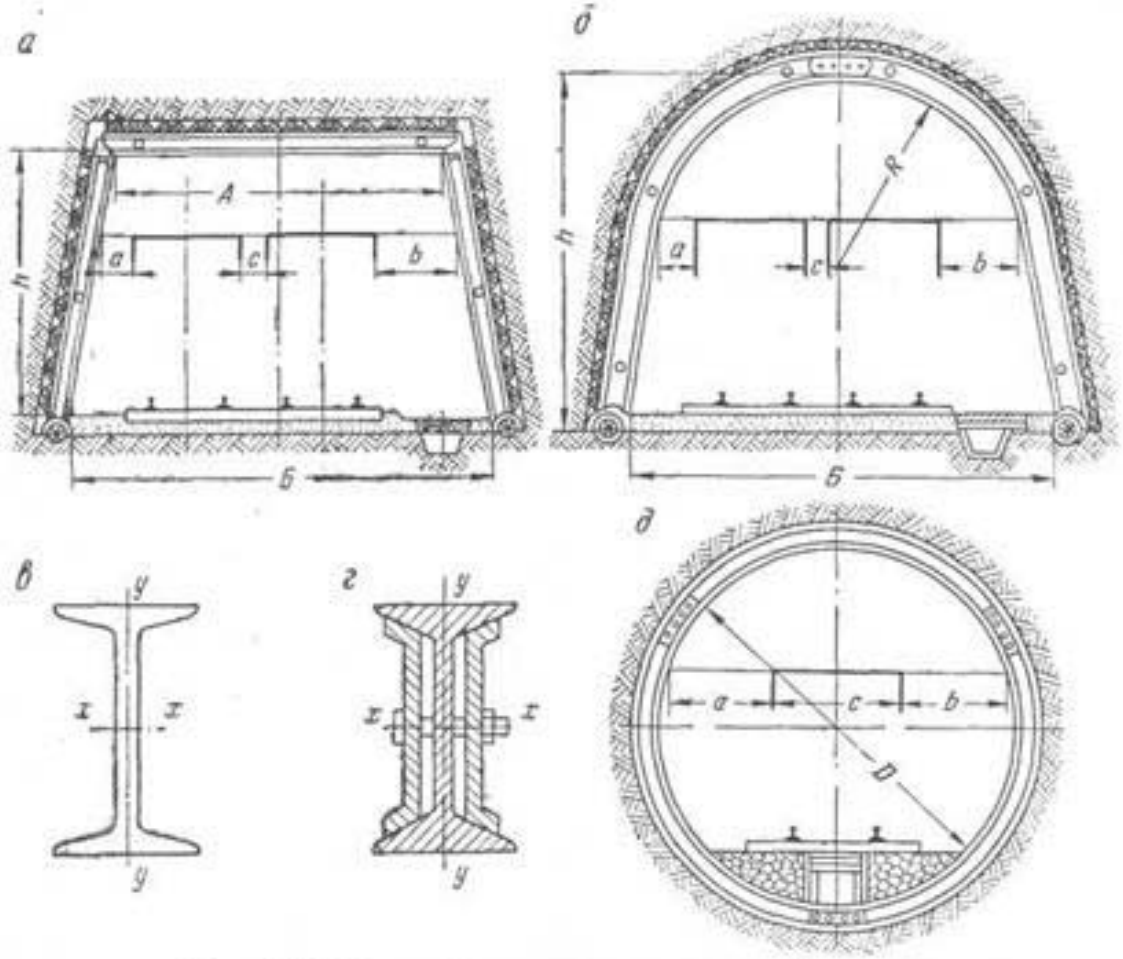


Рис. 82. Жесткие конструкции стальной крепи:
а — жесткая крепь в виде рамы; *б* — жесткая арочная крепь; *в* — двутавровый профиль; *г* — рациональная форма двутавра для горной крепи; *д* — жесткая кольцевая крепь

Трапециевидная рама конструируется по аналогии с деревянной рамой (рис. 82, *а*). Стойки и верхняк изготовляют из двутавровых балок. Верхняк со стойками соединяется с помощью башмаков той или другой конструкции. Трапециевидная форма крепи не рациональна. Это объясняется тем, что верхняк работает на поперечный изгиб, т. е. в нерациональном режиме, и поэтому не в состоянии выдержать больших нагрузок.

При значительном горном давлении крепь деформируется и быстро выходит из строя. Поэтому, несмотря на простоту конструкции, на шахтах она почти не применяется. Однако в отдельных случаях она может быть вполне рациональной. Так, например, для капитальных

уклонов и бремсбергов, не попадающих в зону влияния очистных работ, когда в кровле пласта залегают прочные породы — песчаник или известняк, плоское перекрытие под такой потолок, не затронутый подрывкой, является более рациональным, чем, например, арочная конструкция крепи, требующая подрывки кровли.

Жесткую арочную крепь изготовляют из двутавровых балок и отчасти из отожженных рельсов. Она состоит из двух или трех дуг, соединяемых накладками и болтами (рис. 82, *б*). Накладки применяются плоские или из отрезков швеллера.

По несущей способности при тех же размерах профиля и пролета арка значительно лучше рамы. Однако конструкция неравнопрочна. Слабым местом является узел соединения элементов. Опыт показал, что при сравнительно невысоких напряжениях в сечении профиля происходит смятие соединительных болтов, разрыв стенки двутавра, т. е. происходит разрушение узла. Разработка конструкции равнопрочного узла применительно к двутавровому профилю представляет довольно сложную задачу, и она практически не разрешена. Это объясняется тем, что полки двутавра имеют очень малые уклоны (рис. 82, *в*), которые не позволяют создать прочный узел за счет сил трения, как это показано на рис. 82 *г*, при другом, возможном очертании. Учитывая, что двутавровый профиль имеет весьма рациональное распределение металла, обеспечивающее максимальное сопротивление изгибу в нужном направлении, следует признать перспективным изготовление для горной крепи двутаврового профиля с увеличенным уклоном по типу, показанному на рис. 82, *г*.

Существенным недостатком конструкции жесткой арки является также сложность транспортирования элементов по выработкам, так как длина полуарок составляет 3,5 м и более.

Жесткую арочную крепь применяют в настоящее время редко, и в современном исполнении из обычного двутавра она не является перспективной.

Жесткую кольцевую крепь изготовляют из тех же профилей проката, что и предыдущие конструкции (рис. 82, *д*). Кольцо состоит из трех или четырех сегментов, соединяемых накладками и болтами.

Применение кольцевой крепи целесообразно при наличии пластического (псевдопластического) состояния боковых пород, когда имеют место значительное горное давление как со стороны кровли, так и со стороны боков и почвы («пучение» пород). В этих условиях кольцо испытывает всестороннее сжатие, и поэтому используется в максимальной степени несущая способность конструкции.

Вместе с тем кольцо, так же как и арка, представляет собой неравнопрочную конструкцию. Узлы соединения в значительной мере снижают несущую способность кольца. Рациональным является замена болтовых соединений шарнирными. Однако шарнирные соединения применяли только в экспериментальном порядке.

Практика применения кольцевой крепи вместо арочной на ряде шахт Донбасса показала, что, несмотря на указанный недостаток, кольцевая крепь является радикальным средством поддержания

горных выработок в породах, находящихся в неустойчивом состоянии и оказывающих большое всестороннее давление.

Важное значение при креплении выработок стальной крепью приобретает затяжка. Существует мнение, что затяжка не играет роли грузонесущей конструкции, а служит лишь для предохранения от выпадения забутовки и мелких кусков породы. Такая точка зрения имеет основание, если в кровле залегают массивные породы с относительно редкими трещинами. Породы такого сложения опираются преимущественно непосредственно на рамы или арки и в пределах интервала между рамами работают как плиты на изгиб. Однако, если породы тонкослоисты и трещиноваты, они приобретают свойства раздельнозернистой среды; давление от веса таких пород распределяется по площади сравнительно равномерно, затяжка играет роль балочек, собирающих нагрузку и передающих их на несущие конструкции. Следовательно, оболочка из затяжки должна соответствовать несущей способности стальных конструкций. Как показывают расчеты и практика, применяемая затяжка из обаполов или железобетонных плоских плиток по прочности не соответствует грузоподъемности конструкции крепи, что приводит к преждевременной поломке затяжек. Ремонтные работы по замене затяжки сопровождаются дополнительными затратами, выпуском породы из закрепного пространства, что в целом удорожает поддержание выработок.

Задача правильного соотношения несущей способности крепи и затяжки иногда может быть решена без дополнительных материальных затрат. Так, например, если сплошную затяжку из распилов заменить затяжкой из круглых стоек вразбежку, то при одинаковом расходе леса, без дополнительных затрат на распиловку, получается в 2 раза более прочная несущая оболочка. В этом нетрудно убедиться, если учесть, что момент сопротивления изгибу пропорционален квадрату высоты сечения. Уменьшая толщину затяжки в 2 раза снижают несущую способность каждой затяжки в 4 раза, а всей оболочки — в 2 раза. Несущая способность железобетонных затяжек на изгиб в зависимости от шага крепи должна быть увеличена до 1,5—2,0 тс против 0,3—0,5 тс, которую имеют стандартные плоские конструкции.

Жесткая кольцевая крепь из тюбингов применяется в туннелях и метро, стволах шахт, поэтому в данном параграфе не рассматривается.

К р е п ь с о г р а н и ч е н н о й п о д а т л и в о с т ь ю. К этому типу можно отнести шарнирно-арочную (рис. 83, *а*) и кольцевую шарнирную крепь (рис. 83, *б*). Крепь изготовляют преимущественно из двутавра № 16—18, состоит она из четырех элементов. Для экономии металла стойки в арочной крепи иногда применяют деревянные. На концах сегментов имеются башмаки полуцилиндрической формы. В качестве шарниров используют деревянные стойки диаметром 18—20 см. Наличие пяти шарниров в арке создает благоприятные условия для равномерного загружения конструкции: снижаются изгибающие моменты, в конструкции решающее значение приобре-

тают нормальные силы сжатия, что повышает несущую способность арки.

За счет смятия шарниров создается в основном податливость конструкции. Некоторая податливость обеспечивается также за счет смятия и прогиба затяжки. Наряду с этими положительными качествами, деревянные прогоны — шарниры являются наиболее слабым местом конструкции. Сосна обладает малым сопротивлением сжатию поперек волокон, поэтому стойки нередко сминаются в башмаках до такой степени, что связь между элементами теряется и арка разрушается (рис. 84). Сегменты арки или кольца при этом нередко остаются неповрежденными и могут быть использованы повторно. Общая податливость конструкции составляет 150—200 мм.

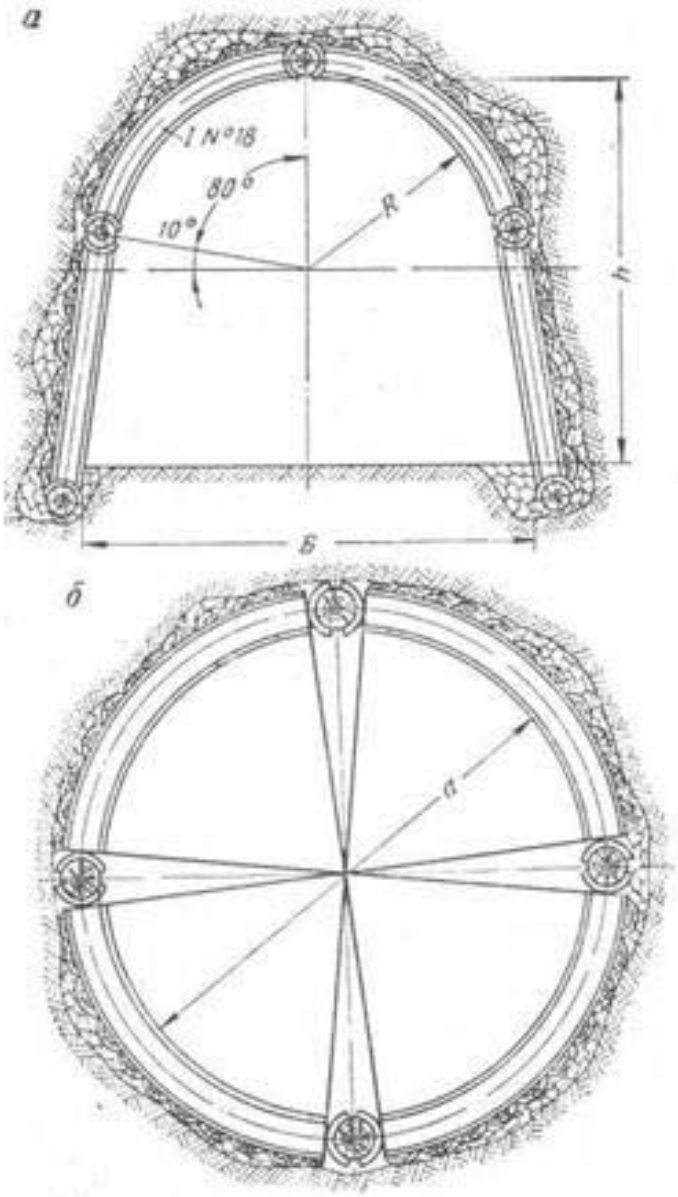


Рис. 83. Конструкции крепи с ограниченной податливостью

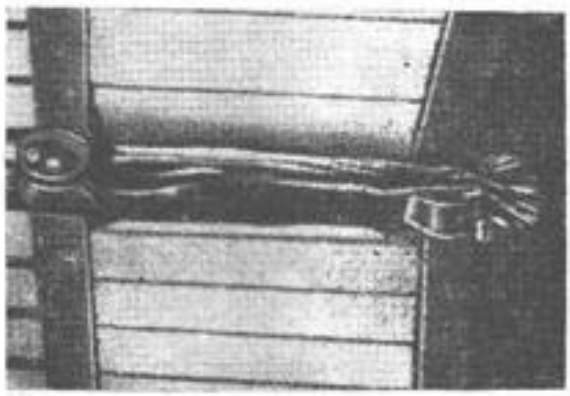


Рис. 84. Раздавленный прогон — шарнир

Область применения конструкций — это выработки с небольшим сроком службы в условиях пластического состояния боковых пород, когда требуется от конструкции ограниченная податливость и одновременная высокая грузоподъемность.

Податливая крепь изготовляется из специального профиля желобчатой формы. Профиль обеспечивает надежное соединение элементов конструкции с помощью хомутов (рис. 85, *г*), а также высокую степень податливости крепи. Податливость конструкции проявляется в результате взаимного проскальзывания элементов

в замках соединения. Отсюда следует, что общая величина податливости конструкции зависит от числа элементов (звеньев). Наибольшее распространение имеют трехзвенные арки (рис. 85, *а*), состоящие из верхней дуги и двух изогнутых стоек. В том случае, если податливость оказывается недостаточной, применяется пятизвенная крепь (рис. 85, *б*). Радиусы кривизны верхняка нередко делают несколько меньше, чем радиус кривизны стоек. При возрастании нагрузки

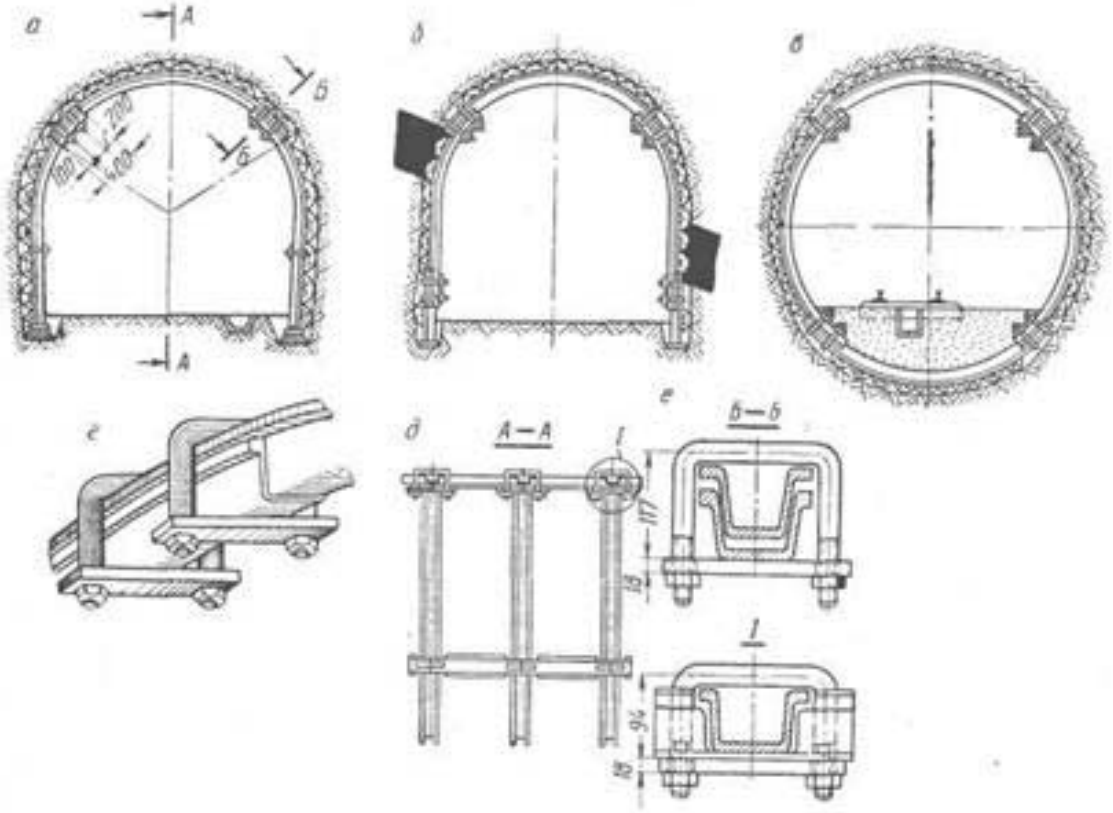


Рис. 85. Конструкции податливой крепи:

а — трехзвенная арочная крепь; *б* — пятизвенная арочная крепь; *в* — кольцевая крепь; *г* — замок соединения элементов; *д* — межрамные связи; *е* — деталь межрамной связи

со стороны кровли верхняк выполаживается и радиус его увеличивается, стойки же упруго изгибаются и радиус кривизны их уменьшается.

Для обеспечения качественного соединения элементов в замке и последующего их взаимного скольжения должен предусматриваться напуск элементов размером 400 мм.

Выбор величин податливости арки связан в основном с мощностью пласта и способом управления кровлей. При охране выработок бутовыми полосами достаточной ширины осадка крепи должна быть примерно равна половине вынимаемой мощности пласта. В других случаях величина необходимой податливости определяется по данным опыта.

При нормальной работе конструкция замка обеспечивает взаимное скольжение элементов до 300 мм и более. Таким образом, если

требуемая податливость находится в пределах 300—350 мм, следует применять трехзвенную крепь. При этом необходимо обеспечивать достаточный напуск элементов в конгруентное положение концов верхняка и стоек в замке.

В том случае, если податливость в вертикальном направлении требуется бóльшая, целесообразно применить пятизвенную крепь. Работа замка зависит от степени затяжки хомутов. Следует добиваться равномерной затяжки гаек, обеспечивающей проскальзывание элементов при нагрузках, близких к критическим. После окончания осадки целесообразно произвести затяжку хомутов до предела и перевести арки в жесткий режим работы.

Наряду с арочной крепью применяют податливую кольцевую крепь из спецпрофиля (рис. 85, *в*). Кольцо собирается, как правило, из четырех сегментов. Все ранее сказанное в части замков относится также к кольцевой крепи. Для продольной связи между арками (кольцами) устанавливают распорки. Принято распорки изготовлять из обрезков спецпрофиля, а присоединение их к элементам арок производить с помощью хомутов (рис. 85, *д*).

Общепринятая конструкция хомутов с гайками отличается следующими недостатками: значительной трудоемкостью при установке, трудностью достижения равномерности в затяжке гаек и др. Поэтому имеется ряд разработок, направленных на упрощение и улучшение конструкции узла. В некоторых бассейнах применяют хомуты с клиновым соединением, обеспечивающим быструю установку арок (Никополь-Марганцевый бассейн), в опытно-промышленном порядке применяют соединения без хомутов — на срезных шпильках (предложение ЛГИ) и др. Стоимость 1 т металлоконструкций арочных и кольцевых крепей из спецпрофиля в зависимости от района и особенностей конструкции составляет 141—161 руб.

Расчет стальных крепей. Стальные конструкции крепи применяют как в условиях заложения выработки в нетронутом массиве, так и в зоне влияния очистных работ. В первом случае нагрузка на крепь предопределяется состоянием боковых пород в местах расположения выработок, во втором — способом управления кровлей в очистных забоях и способом охраны выработок.

Как и в первом, так и во втором случае определение ожидаемой нагрузки на крепь представляет сложную и часто неразрешимую задачу. Крепь в податливом исполнении в одних и тех же условиях, как показывает опыт, будет нести меньшую нагрузку по сравнению с жесткой крепью, однако закон о взаимосвязи между нагрузкой на крепь и степенью ее податливости не установлен и зависит от горно-геологических условий. Поэтому расчет стальных конструкций крепи будем выполнять на внешнюю нагрузку, определяемую по одной из гипотез горного давления или по данным инструментальных наблюдений. Конструкцию жесткой арочной крепи целесообразно рассматривать как трехшарнирную арку, конструкцию податливой крепи — как двухшарнирную арку. Что касается давления боковых пород на крепь, то наиболее типичным и общим является

случай работы конструкции от вертикальной и боковой нагрузки.

Вертикальная нагрузка может быть принята равномерно распределенной, боковая же — распределенной по закону трапеции (рис. 86, *а*). Такая расчетная схема позволяет лучше учесть реальный характер загружения и обладает известной универсальностью: при отсутствии бокового давления q_1 и q_2 приравнивается нулю, а при

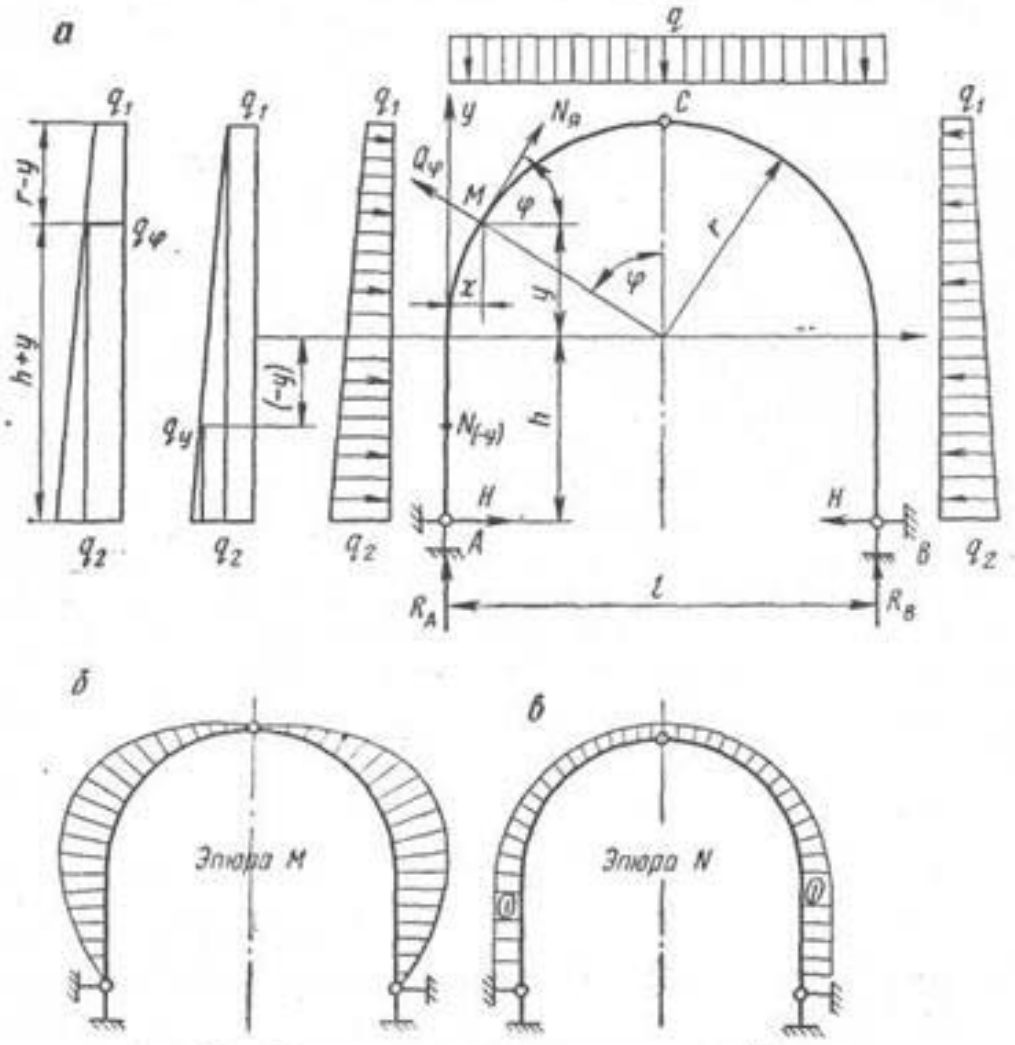


Рис. 86. Схемы к расчету трехшарнирной арки

равномерном боковом давлении $q_1 = q_2$. В обеих случаях из общих уравнений получаются частные, более простые.

Расчет трехшарнирной арки. Арку принимаем кругового очертания, стойки — вертикальные. Начало координат поместим в пяту свода. Определяем вертикальные реакции арки

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2}.$$

Распор H определяем из условия $\sum M_c = 0$.

После вычислений находим

$$H = \frac{ql^2}{8(h+r)} - \left(\frac{q_1+2q_2}{6}\right)(h+r).$$

Изгибающий момент в произвольной точке M_φ на своде арки, учитывая, что $x = r(1 - \sin\varphi)$, а $y = r\cos\varphi$, находим из условия

$$M_\varphi = \frac{ql}{2} r(1 - \sin\varphi) - \frac{1}{2} qr^2 (1 - \sin\varphi)^2 -$$

$$- \frac{1}{6} (2q_2 + q_\varphi)(h + r\cos\varphi)^2 - H(h + r\cos\varphi),$$

где q_φ — интенсивность бокового давления в точке $M(x, y)$, определяемая из подобия треугольников.

Аналогично находим значение изгибающего момента в произвольной точке на стойке.

Для построения эпюры моментов необходимо в ряде точек свода с интервалом угла $\varphi = 15 \div 20°$ вычислить значения M_φ, а также значения моментов в двух-трех точках стойки. На рис. 86, *б* показана характерная эпюра моментов при таком виде нагрузки.

Для определения нормальных сил в любой точке криволинейной части арки необходимо взять сумму проекций левых сил на касательную. После приведения подобных членов получаем

$$N_\varphi = -qr\sin^2\varphi - H\cos\varphi - \frac{1}{2}(q_2 + q_\varphi)(h + r\cos\varphi)\cos\varphi.$$

В стойках нормальная сила равна реакциям $N_{ст} = R_A = R_B$.

Вид эпюры нормальных сил показан на рис. 86, *в*. Максимальные усилия в конструкции

$$\sigma = -\frac{M_{max}}{W} - \frac{N}{\varphi F} < mR_и, \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение, в котором изгибающий момент имеет максимальное значение, устанавливают приближенно по эпюре моментов.

Расчет двухшарнирной арки. Форма, размеры и распределение нагрузки принимаем такими же, как при расчете трехшарнирной арки (рис. 87, *а*). Арка — однажды статически неопределимая. Отбросим горизонтальную связь и заменим ее неизвестной силой X_1 (рис. 87, *б*), составим каноническое уравнение для этой системы:

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} = 0;$$

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}.$$

Перемещения от единичной силы δ_{11} и от внешней нагрузки Δ_{1p} определяем из известных уравнений статики:

$$\delta_{11} = \int_A^B \frac{M_1^2\, dS}{EI} + \int_A^B \frac{N_1^2\, dS}{EF}; \qquad \text{(VIII.1)}$$

$$\Delta_{1p} = \int_A^B \frac{M_p M_1\, dS}{EI} + \int_A^B \frac{N_p N_1}{EF}\, dS. \qquad \text{(VIII.2)}$$

Для определения величины δ_{11} основную систему нагружаем силой $X_1 = 1$ и определяем значения изгибающих моментов и нормальных сил в произвольных сечениях стойки и свода. Интегрирование следует выполнять в пределах полуарки, а для упрощения вычислений использовать сразу численные значения нагрузок и пределов.

После этого следует определить M_p и N_p (рис. 87, *в*) и вычислить интегралы.

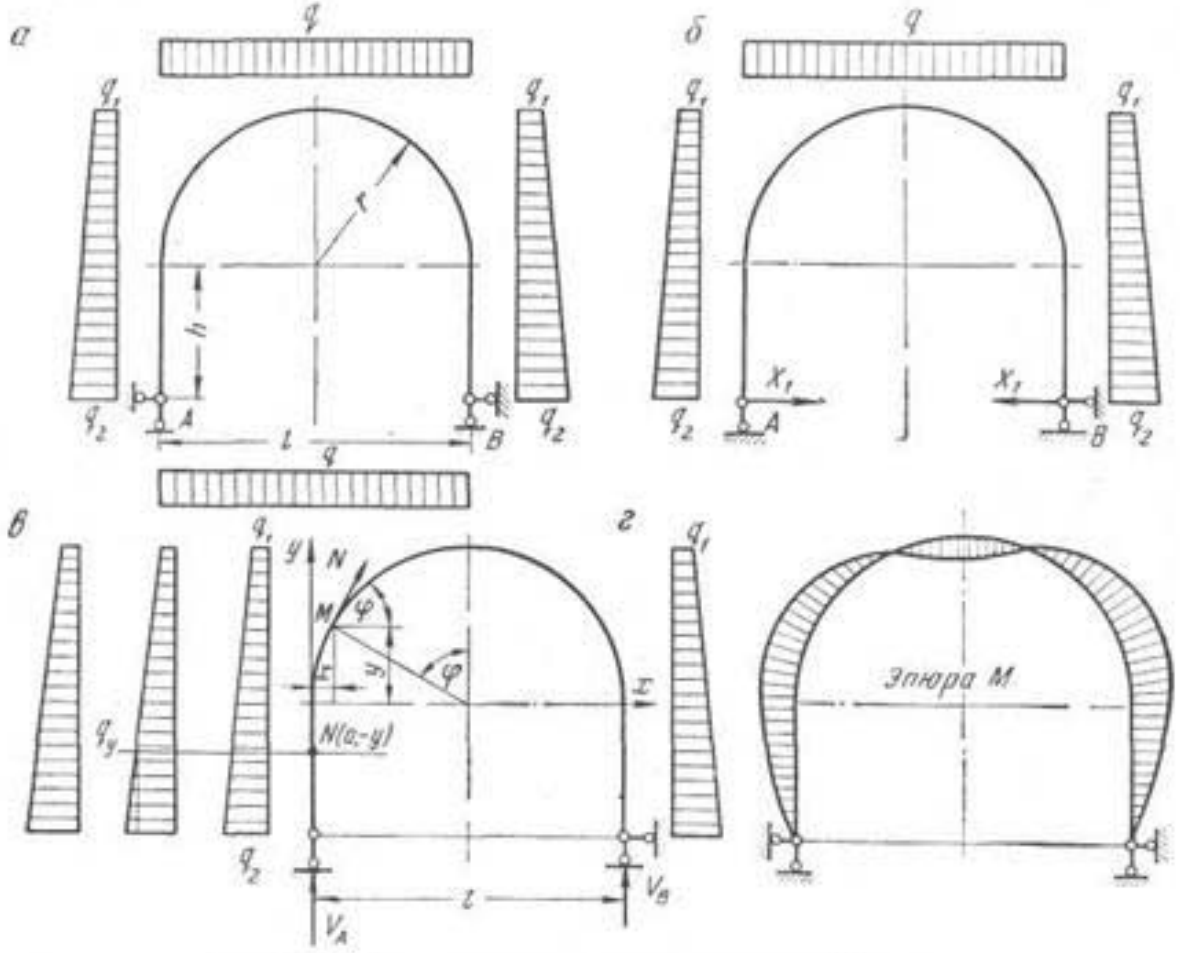


Рис. 87. Схема к расчету двухшарнирной арки

После определения $X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}$ находим истинные значения моментов и нормальных сил по формулам:

$$M = M_p + M_1 X_1;$$

$$N = N_p + N_1 X_1.$$

Характерная эпюра моментов для двухшарнирной арки показана на рис. 87, *г*.

§ 52. Бетонная крепь

Бетонная крепь представляет собой сплошную конструкцию, полностью закрывающую кровлю, стенки, а в ряде случаев — и почву выработки.

Крепь включает свод, вертикальные стенки и фундаменты. Такая форма крепи обеспечивает работу бетона преимущественно на сжатие. Вершина свода называется ключом, места сопряжения свода с вертикальными стенами — пятами свода. Своды подразделяются на циркульные (рис. 88, *а*), пониженные (рис. 88, *б*, *в*), повышенные

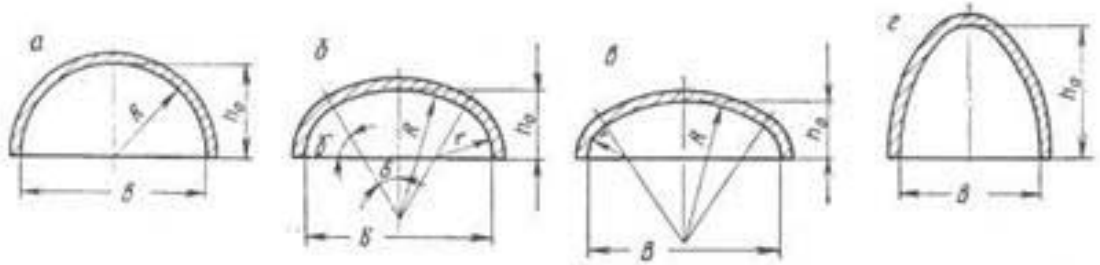


Рис. 88. Формы рудничных сводов:

а — циркулярный; *б* — коробовый при $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{3}$; *в* — коробовый при $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{4}$; *г* — повышенный параболический при $\frac{h_0}{B}>\frac{1}{2}$

(рис. 88, *г*). Отнесение свода к тому или иному типу производится по отношению высоты свода h_0 к пролету B. Для циркульного свода $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{2}$ повышенные своды имеют отношение $\frac{h_0}{B}>\frac{1}{2}$, пониженные $\frac{h_0}{B}<\frac{1}{2}$.

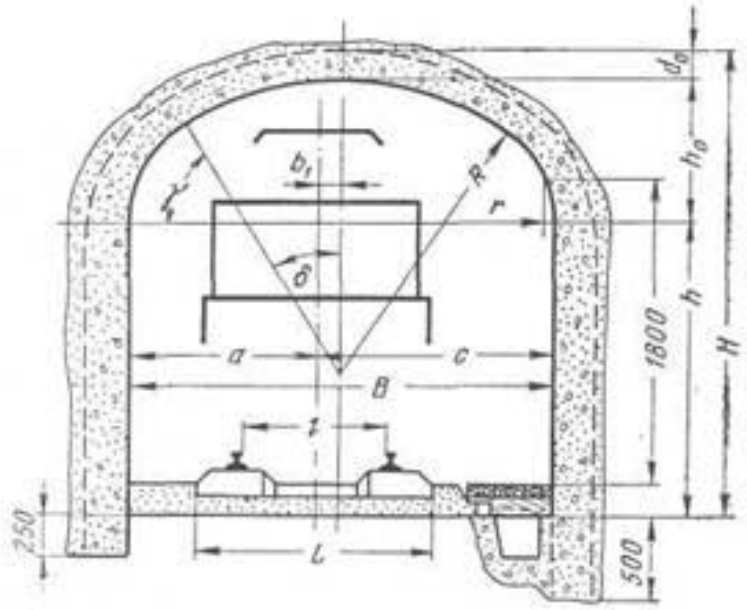


Рис. 89. Типовая конструкция бетонной крепи

Для угольных шахт в качестве типового решения принят коробовый свод с отношением $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{3}$ при коэффициенте крепости вмещающих пород по шкале проф. М. М. Протодьяконова $f=3\div 9$ (рис. 89). При $f<3$ рекомендуется свод полуциркульный. В горнорудной промышленности для капитальных выработок, проводимых в породах с $f=9\div 15$ и более, принимают пониженные коробовые своды с отношением $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{4}\div\frac{1}{6}$. Повышенные своды, применяемые

при строительстве туннелей и некоторых других сооружений, имеют параболическую, овоидальную и другие формы. Бетонная крепь имеет плотный контакт с боковыми породами, поэтому внешнее очертание крепи неровное, однако расчетная толщина крепи должна быть выдержана по всему контуру (см. рис. 89, пунктир). Толщину стен T определяют в зависимости от ширины выработки и крепости пород $T = 200 \div 500$ мм. Толщина свода в ключе d_0 принимается равной $^2/_3 T$, а в пяте — равной T. Учитывая то обстоятельство, что выработки находятся в скальных горных породах, фундамент принимается равным толщине стенки; глубина заложения его со стороны

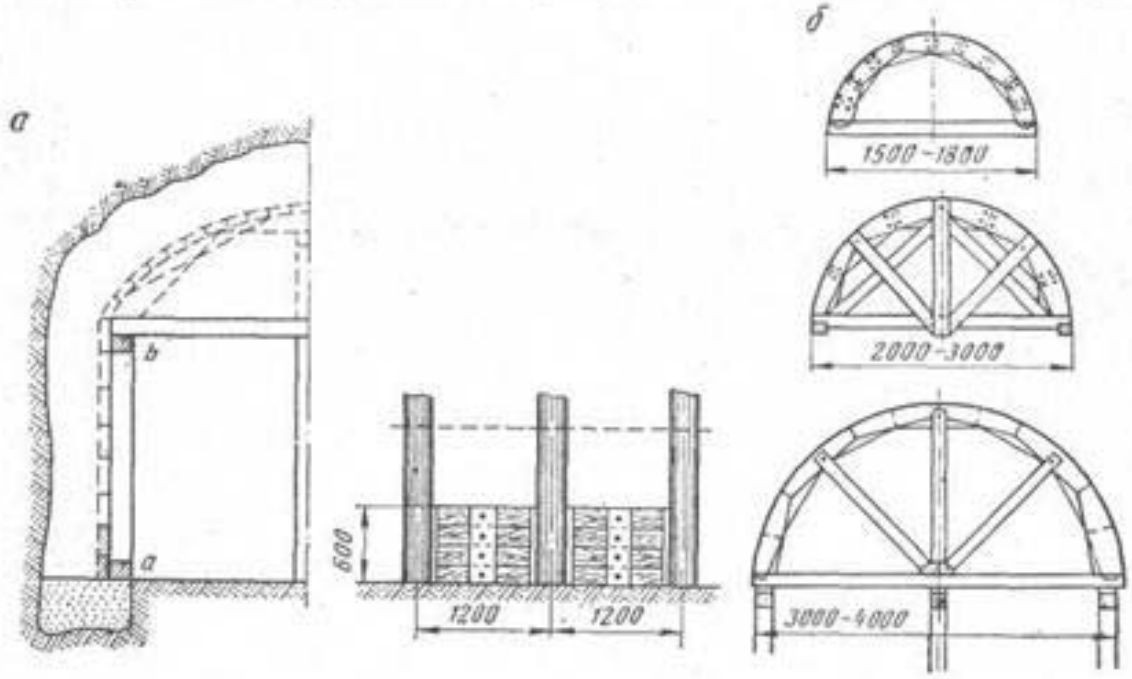


Рис. 90. Конструкция деревянной опалубки для стен (*а*) и конструкции кружал (*б*)

водоотливной канавки 500 мм, с противоположной стороны выработки — 250 мм (рис. 89). Для коробового свода с отношением $\frac{h_0}{B} = \frac{1}{3}$ имеются следующие соотношения: радиус верхней дуги свода $R = 0{,}692B$; радиус боковых дуг свода $r = 0{,}262B$; угол, образуемый крайними положениями радиусов боковых дуг, $\gamma = 56° 19'$; угол, образуемый крайними положениями радиусов центральной дуги, $2\delta = 67° 22'$; площадь сечения сводчатой части $S_{св} = 0{,}26B^2$; длина коробовой кривой $l = 1{,}33B$. Бетон применяется марки 150—200 и 300 жесткой консистенции при ручной укладке и пластичный — при механизированной.

Сооружению бетонной крепи предшествует установка опалубки. Последняя бывает деревянной, металлической, смешанной.

Деревянная опалубка для вертикальных стен состоит из рам, изготовленных из брусьев и досок или щитов, укладываемых между рамами (рис. 90, *а*). Расстояние между рамами принимают 0,7—1,2 м, длина элементов опалубки — досок или щитов — делается кратной

этому размеру с тем, чтобы стык приходился на стойке. Доски следует применить обрезные, простроганные со стороны бетона, толщиной 25—40 мм. Щиты сколачиваются из трех-четырех досок в шпунт или четверть на длину одного-двух пролетов между стойками.

Стены возводят одновременно с двух сторон на высоту до уровня пят свода.

Для сооружения свода на рамы устанавливают кружальные ребра. Последние изготовляются из двух-трех рядов досок толщиной 20—30 мм и шириной, обеспечивающей возможность вписывания кривой свода. Криволинейные ребра должны быть достаточно жесткими, что достигается системой распорок (рис. 90, *б*). При установке на рамы под кружальные ребра должны подкладываться разгрузочные клинья. Клинья помогают более точно установить кружала и снять их при разборке опалубки.

Укладку бетона в свод производят с двух сторон по возможности симметрично от пят к ключу.

Крупными недостатками деревянной опалубки являются громоздкость конструкций и значительные потери леса. При разборке и переноске теряется из-за поломок часть кружал, стоек, клиньев — в пределах 10—20%; доски же опалубки теряются до 50% и более.

Металлическая опалубка более экономичная.

Кружала опалубки чаще всего изготовляют из швеллера, щиты — из листовой стали толщиной 2—3 мм с ребрами жесткость из уголка малого размера. Стальные конструкции опалубки используют многократно. Поверхность выработок после снятия опулубки получается более гладкой. При применении металлической опалубки создаются лучшие условия для уплотнения бетона вибраторами, в том числе наружными. Срок твердения бетона в опалубке устанавливается проектом организации работ; снятие опалубки допускается при достижении бетоном 60—70% расчетной прочности.

§ 53. Каменная крепь

Каменная крепь сооружается из штучного камня — кирпича, бетонитов, бетонных блоков и литых шлаковых камней. По форме и конструктивным элементам она подобна бетонной. Наиболее типична крепь с вертикальными стенками и сводом циркульной формы (рис. 91). Жесткую каменную крепь из кирпича в настоящее время применяют в весьма ограниченных размерах, что связано с большой трудоемкостью ее возведения. Ввиду того, что для сооружения свода требуется специальный кирпич или бетониты клиновидной формы, каменные своды в горной практике почти не применяют, а применяют комбинированную крепь — стены из штучного камня, свод — бетонный. Толщина кирпичных стен увязывается с размером кирпича и в зависимости от пролета назначается в один кирпич (25 см), полтора кирпича (38 см), два кирпича (51 см) и два с половиной кирпича (68 м). Если применяют бетониты или бетонные блоки, то один размер камня принимается равным принятой толщине стены.

Каменную крепь, так же как и бетонную, применяют для крепления капитальных горных выработок вне зоны влияния очистных работ при отсутствии существенных пластических деформаций боковых пород.

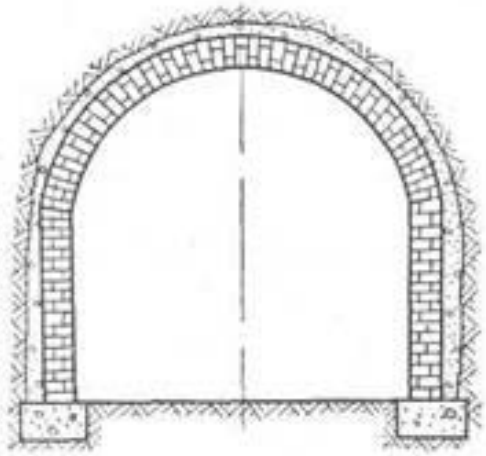


Рис. 91. Конструкция каменной жесткой крепи

Если капитальные выработки проводят в породах, находящихся в неустойчивом состоянии, каменную крепь делают податливой, замкнутой или открытой формы (рис. 92). Впервые такого типа крепь была удачно применена в конце тридцатых годов в Челябинском угольном бассейне по предложению проф. Б. Н. Крамарева. Крепь сооружали из бетонитов весом 30—40 кг. В последние годы институтом Донгипрошахт она несколько модернизирована и применена в проектах глубоких шахт. Вместо бетонитов запроектированы бетонные блоки весом 200—300 кг, что, естественно, потребовало разработки средств механизации. Как видно из рис. 92, все бетонные блоки, в том числе в обратном своде, имеют один типоразмер, за исключением фундаментных блоков, имеющих специфическую форму. Длина блока (по оси

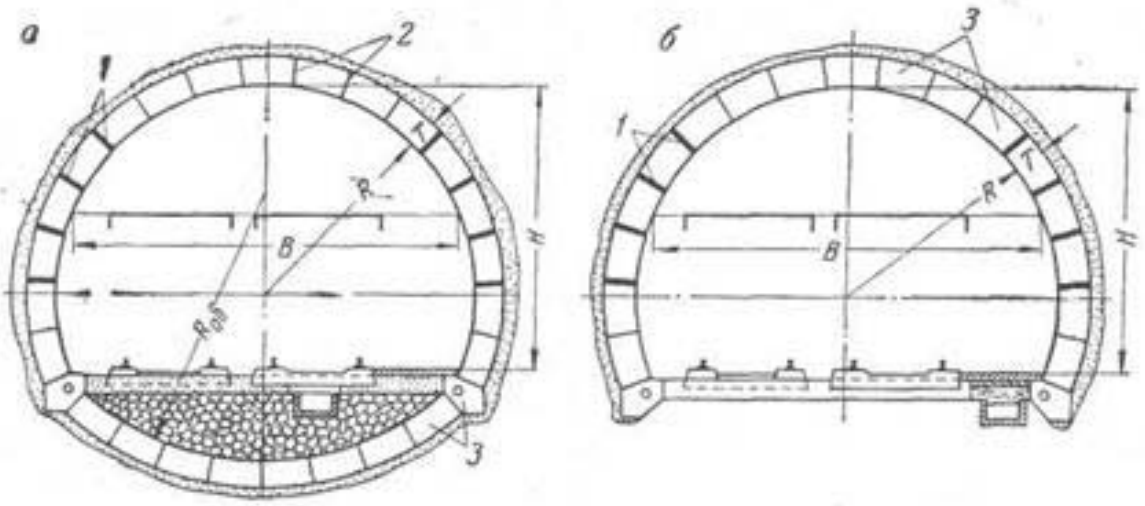


Рис. 92. Конструкция каменной податливой крепи:

а — замкнутая форма; *б* — открытая форма; *1* — податливые прокладки; *2* — технологические прокладки; *3* — бетонные блоки

выработки) принята 500 мм, толщина — в зависимости от размеров выработки — 300, 400 и 500 мм. Для изготовления блоков принят бетон марки 300. Податливость обеспечивается за счет деревянных прокладок между блоками толщиной 10—40 мм. Эти прокладки выполняют также функцию плоских шарниров, чем достигается снятие изгибающих моментов в конструкции.

Необходимым условием нормальной работы крепи является тщательная забутовка выработанного пространства. Крепь рассчитана на значительную нагрузку — до 100 тс/м². Для установки крепи разработан специальный механический укладчик, включающий шаблоны для блоков и подъемное устройство.

Эта конструкция не прошла еще промышленных испытаний, поэтому степень эффективности ее для глубоких шахт пока не выяснена.

§ 54. Расчет бетонной и каменной крепи

При расчетах каменной и бетонной крепи вырезается элемент выработки протяженностью, равной единице (1 м); расчет сводится к расчету бесшарнирной арки. Свод рассчитывается отдельно, стенки — отдельно. Нагрузка принимается разная. Наиболее типичным является случай, когда нагрузка имеется как со стороны кровли, так и со стороны боков. При определении расчетной нагрузки необходимо наряду с силами горного давления учитывать собственный вес свода и вес забутовки. Расчетную нагрузку стараются привести к равномерно распределенной, а величину ее увеличивают на 30—50%, учитывая капитальный характер выработок. Расчет носит больше поверочный характер выбранной конструкции. Размеры выработки назначаются по условиям транспорта и вентиляции. Применительно к выбранному пролету по эмпирическим формулам с учетом типовых решений назначаются геометрические размеры свода.

Высота свода h_0 в свету может быть определена по формуле проф. М. М. Протодьяконова

$$h_0 = \frac{l_0}{\sqrt{f}},$$

где l_0 — полупролет выработки;

f — коэффициент крепости породы.

Для предварительного определения толщины свода также можно воспользоваться формулой М. М. Протодьяконова

$$d_0 = 4{,}4\,\frac{l_0}{[\sigma_{сж}]\sqrt{f}}\sqrt[3]{\frac{l_0}{h_0}},$$

где $[\sigma_{сж}]$ — допускаемое напряжение материала свода на сжатие.

Расчет должен содержать определения изгибающих моментов, поперечных и нормальных сил, положения кривой давления в сечении свода. По этим данным первоначально принятые размеры свода и его геометрия могут быть при необходимости скорректированы.

Расчетная схема свода показана на рис. 93. Свод разрезается в замке, а взаимное воздействие половин заменяется силами нормальной H_0 и моментом M_0. При симметричной нагрузке поперечная сила $Q_0 = 0$. Вертикальная нагрузка принята равномерно распределенной; она включает нагрузку от горного давления, веса забутовки

и собственного веса свода. Боковая горизонтальная нагрузка принята также равномерно распределенной, а величина ее устанавливается исходя из расчетных формул или по экспериментальным данным.

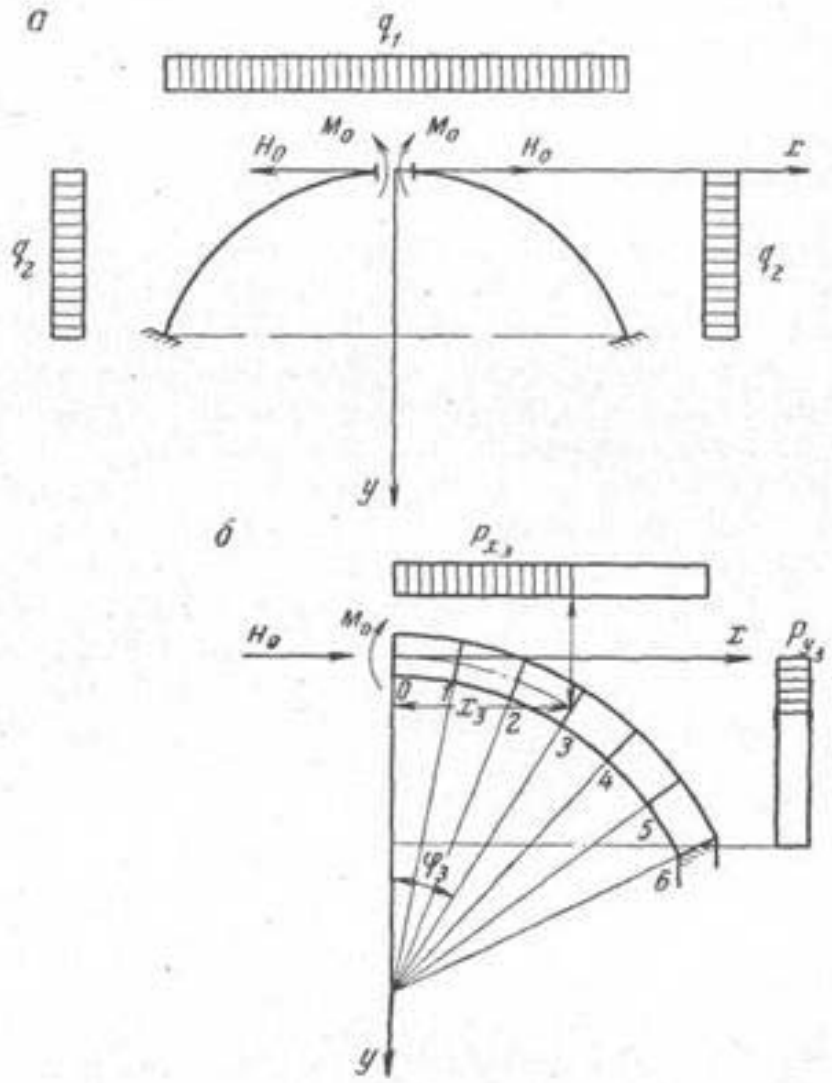


Рис. 93. Расчетная схема свода (*а*) и схема к определению усилий в своде (*б*)

Из канонических уравнений

$$\delta_{11}H_0+\delta_{12}M_0+\delta_{1q}=0;$$

$$\delta_{21}H_0+\delta_{22}M_0+\delta_{2q}=0$$

определяют неизвестные

$$H_0=-\frac{\delta_{22}\delta_{1q}-\delta_{12}\delta_{2q}}{\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}^2}; \qquad \text{(VIII.3)}$$

$$M_0=-\frac{\delta_{11}\delta_{2q}-\delta_{21}\delta_{1q}}{\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}^2}. \qquad \text{(VIII.4)}$$

Перемещения определяют по формуле

$$\delta_{ik} = 2\int_0^S \frac{M_i M_k}{EI}\,dS + 2\int_0^S \frac{N_i N_k}{EI}\,dS + 2\int_0^S \frac{\mu Q_i Q_k}{GF}\,dS,$$

где M_i, N_i, Q_i — моменты, нормальные и поперечные силы, соответствующие одному состоянию;

M_k, N_k, Q_k — моменты, нормальные и поперечные силы для другого состояния свода;

E — модуль Юнга;

G — модуль сдвига;

F — площадь сечения свода;

I — момент инерции площади сечения;

S — длина половины свода;

μ — коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения;

d — толщина свода.

При расчете рудничных сводов роль поперечных и нормальных сил мала, поэтому ими пренебрегают и учитывают только $M_{изг}$. С учетом этого, а также заменяя интегрирование суммированием, получаем следующие формулы для расчета перемещений:

$$\delta_{11} = 2\int_0^S \frac{M_1 M_1}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{y^2}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{y^2}{d^3};$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 2\int_0^S \frac{M_1 M_2}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{y}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{y}{d^3};$$

$$\delta_{22} = 2\int_0^S \frac{M_2 M_2}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{1}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{1}{d^3};$$

$$\delta_{1q} = 2\int_0^S \frac{M_1 M_q}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{y M_q}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{M_q y}{d^3};$$

$$\delta_{2q} = 2\int_0^S \frac{M_2 M_q}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{M_q}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{M_q}{d^3}.$$

После подстановки значений переменной в формулы (VIII.3) и (VIII.4) получим следующие расчетные формулы:

$$H_0 = -\frac{\sum \frac{M_q y}{d^3}\sum \frac{1}{d^3} - \sum \frac{y}{d^3}\sum \frac{M_q}{d^3}}{\left(\sum \frac{y}{d^3}\right)^2 - \sum \frac{y^2}{d^3}\sum \frac{1}{d^3}}; \qquad \text{(VIII.5)}$$

$$M_0 = -\frac{\sum \frac{y^2}{d^3}\sum \frac{M_q}{d^3} - \sum \frac{y}{d^3}\sum \frac{M_q y}{d^3}}{\left(\sum \frac{y}{d^3}\right)^2 - \sum \frac{y^2}{d^3}\sum \frac{1}{d^3}}. \qquad \text{(VIII.6)}$$

Суммирование наиболее точно производится по формулам Симпсона:

$$\int_0^b y\,dx = \frac{b-a}{3n}\left[y_0+4\left(y_1+y_3+\ldots+y_{n-1}\right)+2\left(y_2+y_4+\ldots+y_{n-2}\right)+y_n\right].$$

При расчете сводов имеем: $a=0$, $b=s$; $n=6-8$ блоков. Величина $\frac{b-a}{3n}=\frac{s}{3n}=\frac{\Delta s}{3}$ при подстановке в формулы (VIII.5) и (VIII.6) сокращается.

Для вычисления величины H_0 и M_0 составляется таблица (см. приложение).

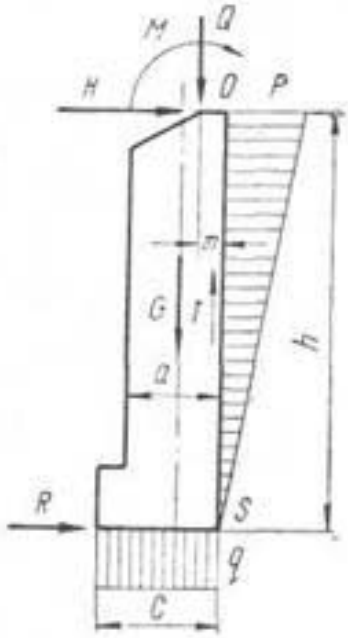


Рис. 94. Схема к расчету стены каменной и бетонной крепи

Определив H_0 и M_0, можно вычислить усилия, действующие в каждом сечении свода:

изгибающие моменты

$$M_{изг}=M_0+H_0y-\frac{q_в x^2}{2}-\frac{q_б y^2}{2};$$

продольные силы

$$N_x=H_0\cos\varphi_0+P_x\sin\alpha-P_y\cos\alpha;$$

поперечные силы

$$Q_x=H_0\sin\varphi-P_x\cos\alpha-P_y\sin\alpha;$$

эксцентриситеты

$$e_x=\frac{M_x}{N_x}.$$

Если кривая давления выйдет из средней трети сечения свода, то необходимо изменить форму свода и толщину и произвести перерасчет.

Расчет стен. Бетонная или каменная стена (рис. 94) выработки загружена в пяте моментом M, горизонтальным распором H и нормалью Q. Кроме того, определенную роль играет собственный вес стены G. В качестве реактивных сил действуют отпор по вертикальной стене, трение между стеной и породой T, реакции в основании фундамента — вертикальная интенсивностью q и горизонтальная, возникающая в результате поворота конструкции. Учитывая весьма приближенный характер метода расчета горного давления, можно принять следующие допущения: отпор боковых пород имеет вид треугольной нагрузки, в основании фундамента давление равномерно распределенное, горизонтальная реакция R в заглубленной части фундамента — сосредоточенная сила. Для определения реактивных сил напишем три уравнения статики, поместив начало координат в точку O и направив ось $y-y$ вниз:

$$\sum X=0; \qquad H+R-\frac{ph}{2}=0; \qquad \text{(VIII.7)}$$

$$\sum Y = 0; \qquad Q + G - cq - f\frac{ph}{2} = 0; \qquad \text{(VIII.8)}$$

$$\sum M_S = 0: \qquad M + Hh - G\frac{a}{2} - Qm - \frac{ph}{2}\cdot\frac{2}{3}h + \frac{qc^2}{2} = 0. \qquad \text{(VIII.9)}$$

Из уравнений (VIII.7), (VIII.8) и (VIII.9) находят все неизвестные силы реакции. Зная распределение усилий на стену, можно определить изгибающие моменты, нормальные и поперечные силы в любом сечении и построить эпюры моментов и нормальных сил.

§ 55. Железобетонная монолитная крепь

При наличии значительного горного давления бетонная крепь оказывается недостаточной прочной и разрушается, поэтому необходимо применять более дорогую и сложную, но вместе с тем и более прочную железобетонную монолитную крепь.

Эта крепь имеет те же конструктивные решения и ту же форму, что и бетонная: сводчатая с прямыми стенами, подковообразная, круглая замкнутая. В практике подземного строительства применяют монолитную железобетонную крепь с обыкновенной гибкой арматурой из прутьев круглой формы или периодического профиля и с жесткой арматурой из проката — двутавра, швеллера и т. п.

Железобетонная крепь с гибкой арматурой может быть сооружена, если условия позволяют освободить некоторый участок выработки от временной крепи, установить арматурные каркасы, опалубку и забетонировать. В том же случае, если боковые породы не позволяют удалить временную крепь перед сооружением постоянной, то эту временную крепь оставляют в бетоне, при этом стремятся так бетонировать, чтобы арки или кольца временной крепи работали как жесткая арматура, т. е. в совокупности с бетоном.

Как известно, арматура должна располагаться в зоне растягивающих напряжений. При проектировании подземных конструкций прогноз нагрузок и расчетные усилия носят весьма приближенный характер, поэтому применяют двойную арматуру, располагаемую вблизи внешнего и внутреннего контура сечения. Рабочую арматуру располагают в плоскостях, перпендикулярных оси выработки, распределительную — вдоль выработки. Расстояние между прутьями рабочей арматуры принимают 20—30 см, расстояние между сетками зависит от толщины крепи, стен и свода с учетом защитного слоя 1,5—2 см. Наружная и внутренняя сетки связываются хомутами через 20—30 см. Бетон для таких конструкций следует применять пластичный, требующий минимальных усилий для уплотнения. Коэффициент армирования конструкций составляет 1—1,5%.

На рис. 95 приведены примеры конструкций железобетонной крепи.

Однако в практике шахтного строительства чаще применяют железобетонную крепь с жесткой арматурой, которую называют металлобетонной; это связано, как правило, с невозможностью снятия

временной крепи даже на короткий промежуток времени, необходимый для возведения постоянной крепи. Металлобетонная крепь особенно широкое применение получила для крепления околоствольных

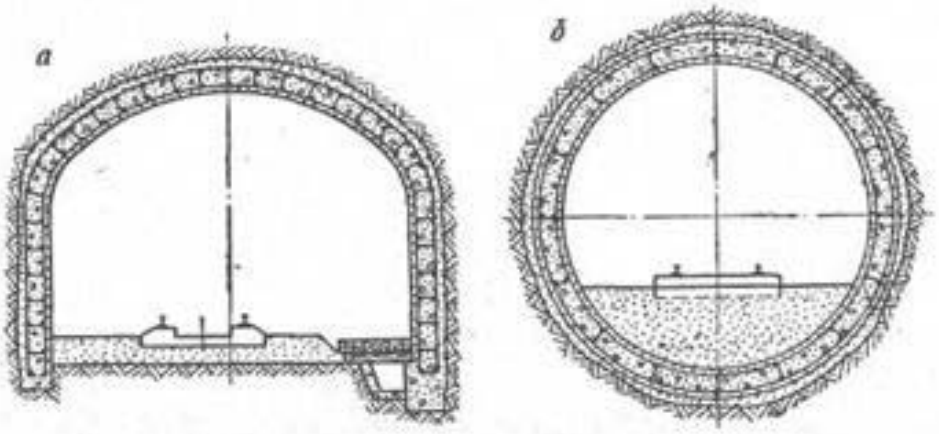


Рис. 95. Конструкции железобетонной крепи:
а — сводчатая форма; *б* — кольцевая форма

дворов глубоких шахт Донбасса, хотя и не во всех случаях эффект оказался вполне положительным.

В качестве временной крепи — арматуры применяют чаще всего арки открытые и замкнутые из двутаврового профиля № 18—20 и реже арки и кольца из спецпрофиля.

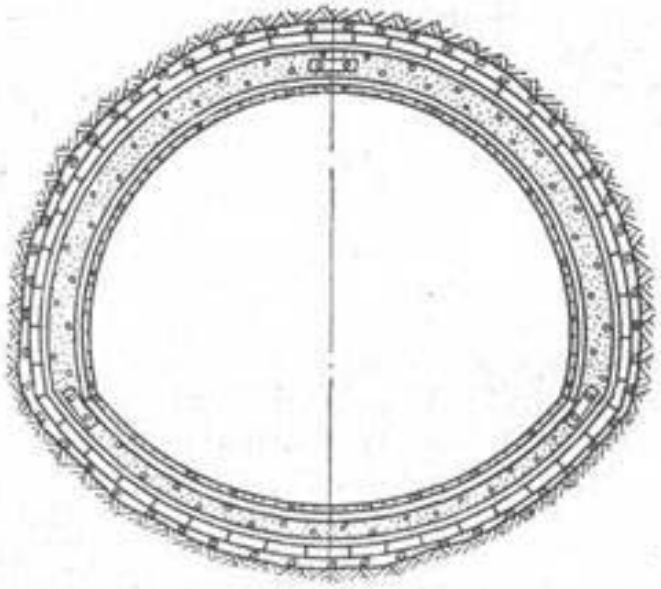


Рис. 96. Крепь с жесткой арматурой

Арки устанавливают вслед за подвиганием забоя с интервалом 0,5—0,7 м и затягивают железобетонной затяжкой. Между арками устанавливают металлические распорки, выполняющие функцию распределительной арматуры. Бетонирование выполняют параллельно с проходкой с некоторым отставанием от забоя. Конструкция крепи с жесткой арматурой показана на рис. 96. Следует, однако, иметь в виду, что такой метод производства работ и конструкция в целом иногда могут не дать ожидаемого эффекта. Дело в том, что в ряде случаев, и особенно на глубоких горизонтах угольных шахт, боковые породы интенсивно проявляют реологические свойства — длительное время деформируются в направлении полости выработки. Если деформации еще не затухли, а выработка забетонирована, происходит совместное деформирование боковых пород, затяжки и отчасти арок со свежим, не окрепшим бетоном. Эти смещения и деформации разрушают возникающие в процессе твердения бетонной

массы структурные связи, что приводит к низкому качеству бетонного камня, трещинам и даже вывалам. Поэтому целесообразно бетонные работы производить после того, как наступит статическое равновесие в системе крепь — боковые породы. Однако не всегда это удается. Деформации пород, развивающиеся в течение нескольких дней и недель после проходки, начинают разрушать затяжку, выполаживать арки, поэтому на практике стараются побыстрее забетонировать такие участки с тем, чтобы избежать разрушения временной крепи и перекрепления. Такой подход не всегда бывает увязан с природой явлений и не всегда приносит положительные результаты.

§ 56. Крепи из сборного железобетона

В связи с широким внедрением сборного железобетона в промышленном и гражданском строительстве на протяжении ряда лет были предприняты и предпринимаются в настоящее время попытки применить сборную железобетонную крепь в горных выработках при строительстве угольных и рудных шахт.

Над разработкой конструкций крепей работают проектные и исследовательские институты — ВНИИОМШС, ИГД им. А. А. Скочинского, Карагандагипрошахт, Кузбассгипрошахт, НИИОГР и др. Некоторые из разработанных конструкций прошли в широком масштабе промышленные испытания и были включены в типовые проекты горных выработок, существование других конструкций ограничилось испытаниями в шахтных условиях, многие предложенные конструкции остались в стадии проектной разработки.

В настоящее время уровень применения сборных железобетонных крепей в шахтном строительстве остается сравнительно низким — 5—6% от общего объема крепления, что обусловлено сложностью изготовления конструкций, относительно высокой их стоимостью, отсутствием эффективных средств механизации и, как следствие, большой трудоемкостью при возведении крепи. Вместе с тем сборная железобетонная крепь имеет следующие достоинства: она сразу же после установки воспринимает нагрузку от боковых пород; при ее применении можно обойтись без временной крепи; заводское изготовление конструкций обеспечивает высокое качество железобетона; представляется возможным создать долговечную и безопасную в пожарном отношении крепь заданной несущей способности с необходимыми параметрами податливости и др.

Поэтому, несмотря на небольшой удельный вес этой крепи, занимаемый в общем объеме крепления подземных выработок, сборную железобетонную крепь следует рассматривать как перспективную.

Все виды конструкций сборной железобетонной крепи можно разделить на две группы: конструкции панельного типа, устанавливаемые всплошную, и конструкции рамного типа, устанавливаемые вразбежку.

К р е п ь п а н е л ь н о г о т и п а. На первом этапе внедрения сборного железобетона наибольшее распространение на угольных

шахтах получила крепь из универсальных ребристых плит УРП, разработанная ВНИИОМШС. Универсальный элемент конструкции — ребристая П-образная плита шириной 320 мм, на конце имеет увеличенные по высоте ребра с выкружками для шарниров — так называемые разгрузочные консоли (рис. 97, *а*). По длине плиты разделяются на 11 типоразмеров — от 1,45 до 3,2 м, чем обеспечивается возможность крепления выработок разных пролетов. В качестве шарниров в узлах соединения элементов используются круглые железобетонные вкладыши диаметром 100 мм.

При креплении этими плитами однопутевые выработки имели трапециевидную форму, двухпутевые — полигональную форму.

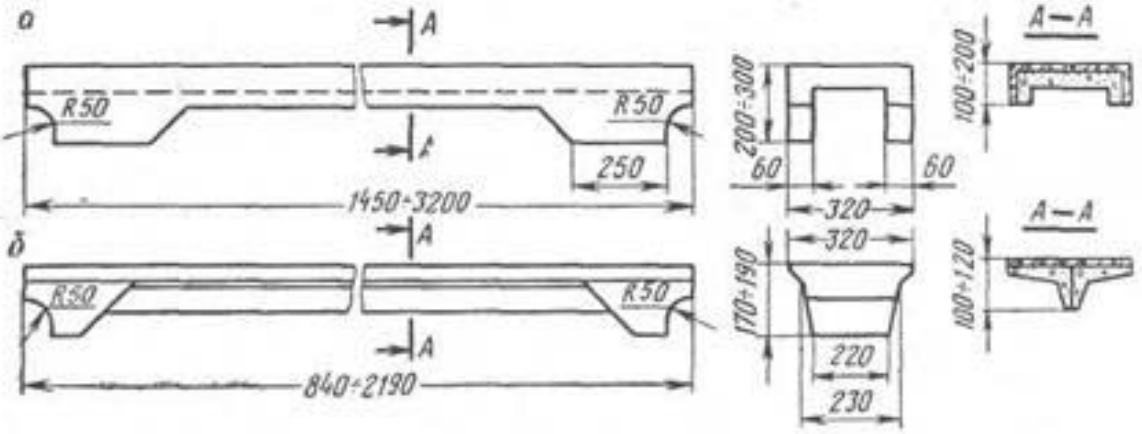


Рис. 97. Железобетонные универсальные плиты

Однако применение этой крепи на шахтах Донбасса, Кузбасса и Караганды выявило недостаточную несущую способность при большой трудоемкости и высокой стоимости. Поэтому в дальнейшем она была снята с производства.

На базе крепи УПР была создана более совершенная крепь УРПМ (рис. 97, *б*). Сохраняя характер ребристых панелей, элементы этой крепи имеют тавровое сечение и сплошные оголовки. Последние обеспечивают более прочные узлы соединения смежных элементов.

Ребристые конструкции элементов недостаточно технологичны в изготовлении, требуют индивидуальных форм, а крепь, собранная из этих элементов, отличается низкими аэродинамическими качествами, что приводит к увеличению эксплуатационных расходов.

Это обстоятельство послужило основанием для дальнейшей разработки новых конструкций с хорошими аэродинамическими качествами, а также с существенно повышенной несущей способностью.

Так, Центрогипрошахтом разработана конструкция крепи из пустотелых плоских предварительно напряженных плит ППКН. Эти элементы могут изготовляться на станах непрерывного бетонирования. Плиты предложены двух типов по ширине: 500 мм — с пятью каналами (рис. 98, *а*) и 320 мм — с тремя каналами. Толщина плит 120 мм. Бетон принят марки 400, а арматура — из высокопрочной проволоки. Однопутевые выработки приняты трапециевидной формы,

а двухпутевые — полигональной. В узлах сопряжений элементов устанавливают фасонные железобетонные вкладыши (рис. 98, *б*). Аналогичная конструкция крепи из плоских пустотелых плит УПП

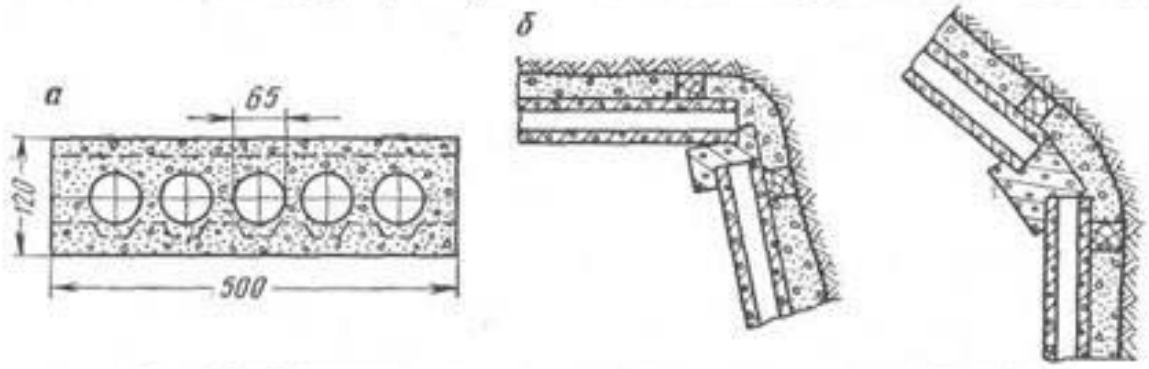


Рис. 98. Конструктивные элементы крепи из плит ППКН

разработана ВНИИОМШС (рис. 99). Толщина плит 100 мм, бетон — марки 600, арматура предварительно напряженная из высокопрочной проволоки.

Ввиду того, что несущая способность прямолинейных элементов, из которых собирается крепь, определяется в основном возникающими

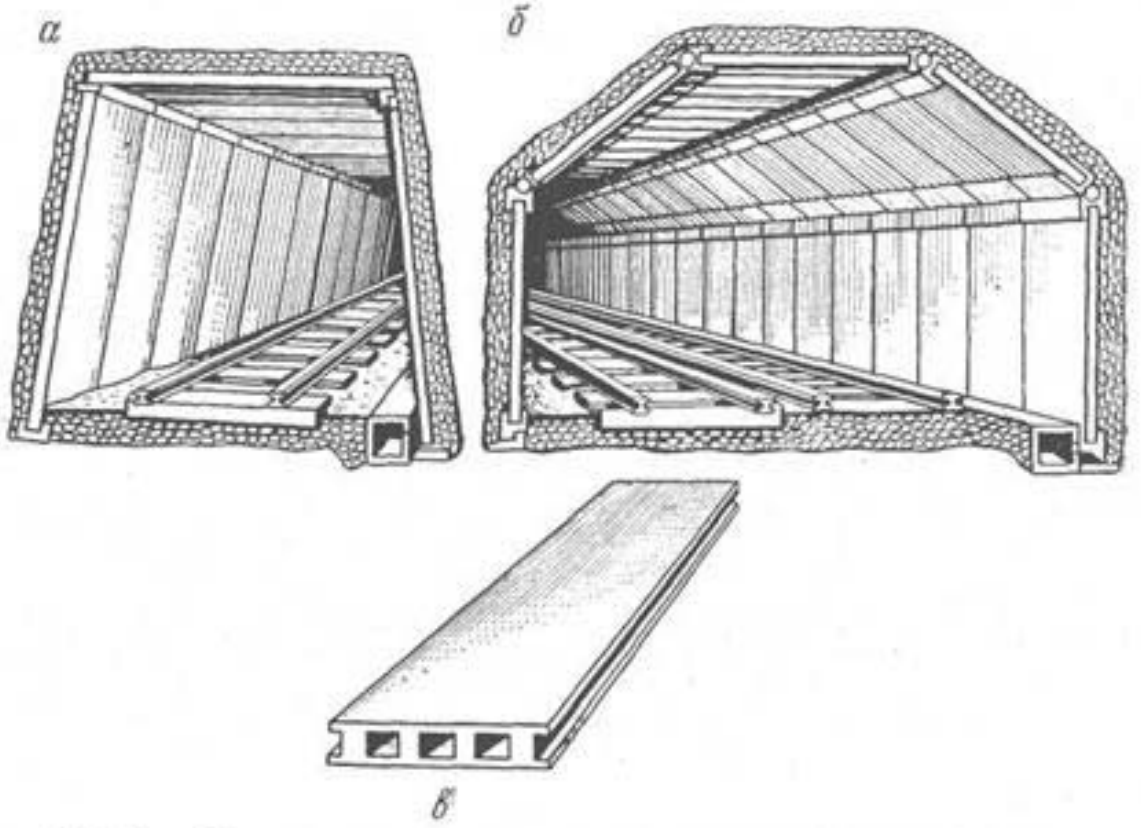


Рис. 99. Выработки, закрепленные крепью из универсальных плоских плит УПП:

а — трапециедальная форма; *б* — полигональная форма; *в* — элемент крепи

в них изгибающими моментами, для увеличения грузонесущей способности разработаны железобетонные сборные крепи криволинейного очертания — арочные и замкнутые с обратным сводом.

Арочная гладкая крепь АГК (рис. 100) собирается из ребристых толстостенных плит — таврового сечения с ребрами, направленными в сторону массива. Соединение элементов осуществляется посредством цилиндрических полушарниров. При установке крепи под стойки укладывают железобетонные плиты. Расчетная несущая способность крепи в зависимости от пролета выработки составляет 13—

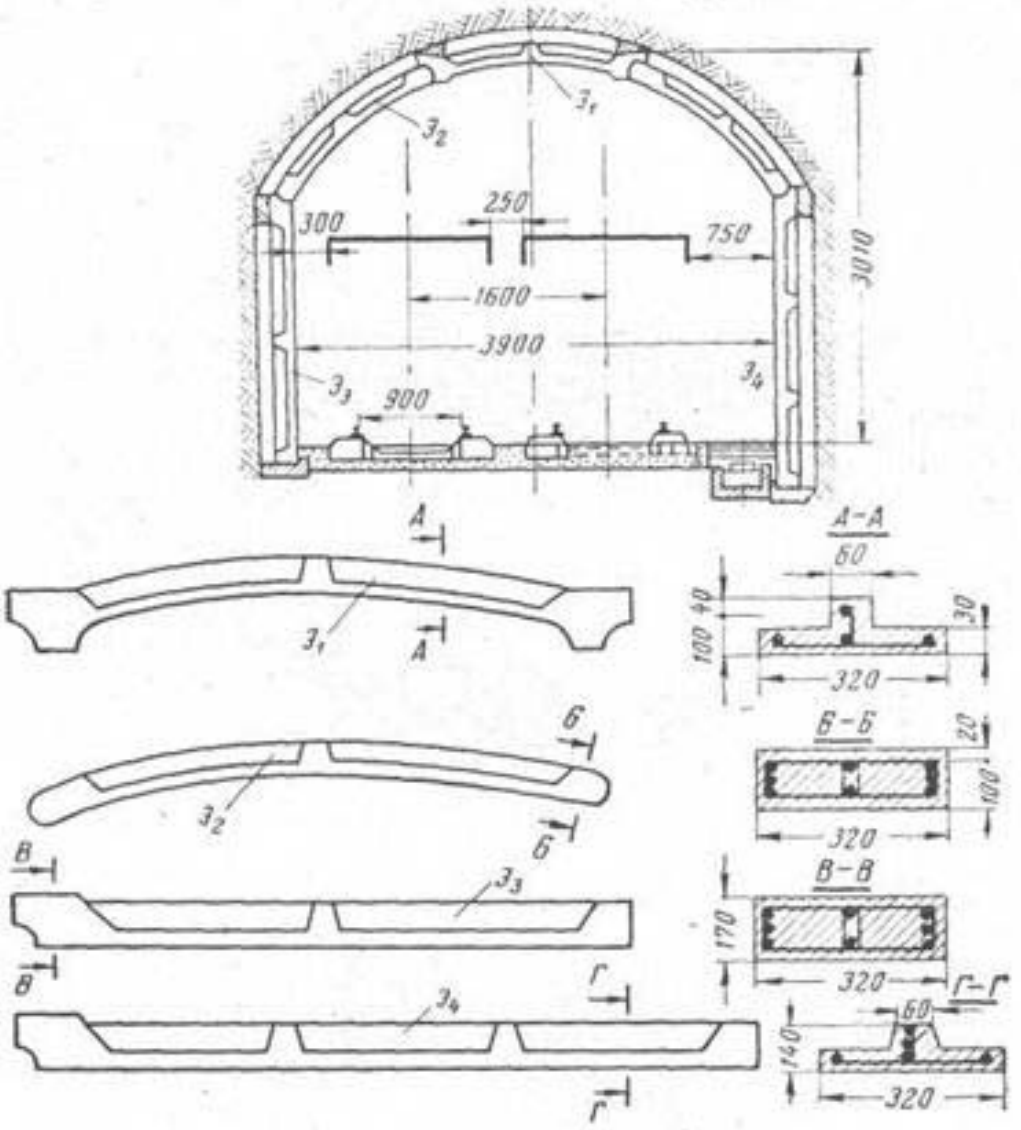


Рис. 100. Арочная гладкая крепь АГК

4,6 тс/м², что превышает несущую способность конструкций из плоских плит в 2—3 раза. Крепь изготовляют из бетона или силикальцита марки 300.

Для сложных горногеологических условий, характеризующихся значительными нагрузками на крепь, и, в частности, для глубоких шахт ВНИИОМШС разработаны конструкции тюбинговых крепей, которые применяют в настоящее время в Печорском и Донецком угольных бассейнах. На рис. 101 показана конструкция крепи из мелкоразмерных тюбингов, рассчитанная на нагрузку 60—80 тс/м² для выработок, не подверженных влиянию очистных работ. Четыре

плит. Элементы железобетонных конструкций имеют прямоугольное, тавровое, трапециевидное сечение, в ряде случаев для уменьшения веса элементы конструируются пустотелыми. Конструкции рам разработаны как жесткого типа, так и податливые. Среди институтов, разрабатывающих конструкции сборных железобетонных крепей рамного типа, в последние годы наиболее перспективные конструктивные разработки выполнены и внедрены в практику ИГД им. А. А. Скочинского и проектно-конструкторским институтом НИИОГР в г. Челябинске. Жесткие и податливые типы крепей разработаны в виде трапециевидных полных и неполных рам, арок и замкнутых криволинейных конструкций.

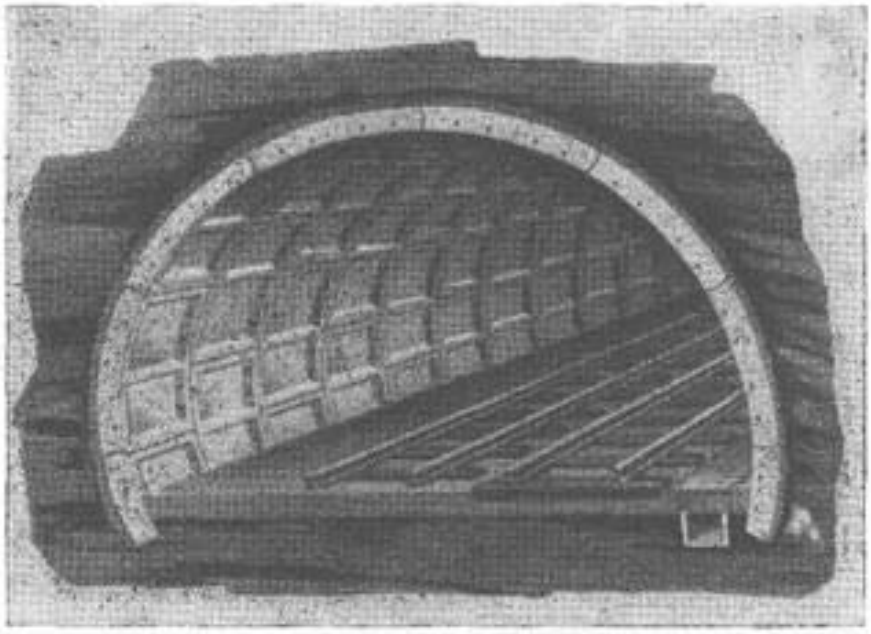


Рис. 102. Крепь из крупноразмерных тюбингов КТАМ

Крепь из пустотелых элементов ИГД им. А. А. Скочинского показана на рис. 103, *а*. Стойки и верхняки имеют одинаковое сечение, диаметр внутренней эксцентрично расположенной полости 114 мм; стойки изготовляют из обычного железобетона, верхняки — из предварительно-напряженного, что существенно повышает их несущую способность. В однопутевых выработках, где давление кровли превышает предел несущей способности железобетонного верхняка (свыше 8 тс/м²), а также в двухпутевых выработках применяют верхняк из двутавра № 16—18 или из спецпрофиля.

За счет целесообразного размещения арматуры в сечении достигается повышенная несущая способность элементов конструкций при работе на изгиб на 40—50% и более по сравнению с круглой центрифугированной стойкой даже при несколько меньшем расходе арматуры.

Податливость конструкции достигается путем вставки в нижние концы стоек деревянных вкладышей, диаметр которых на 5—10 мм больше диаметра отверстия (рис. 103, *б*), в зависимости от плотности древесины. Вдавливание стойки внутрь полости происходит при нагрузке на стойку 8—10 тс, но может быть отрегулировано на практике подбором соответствующего диаметра вкладыша.

Из этих элементов можно собирать также полные крепежные рамы; крепление лежня со стойками производится металлическими скобами.

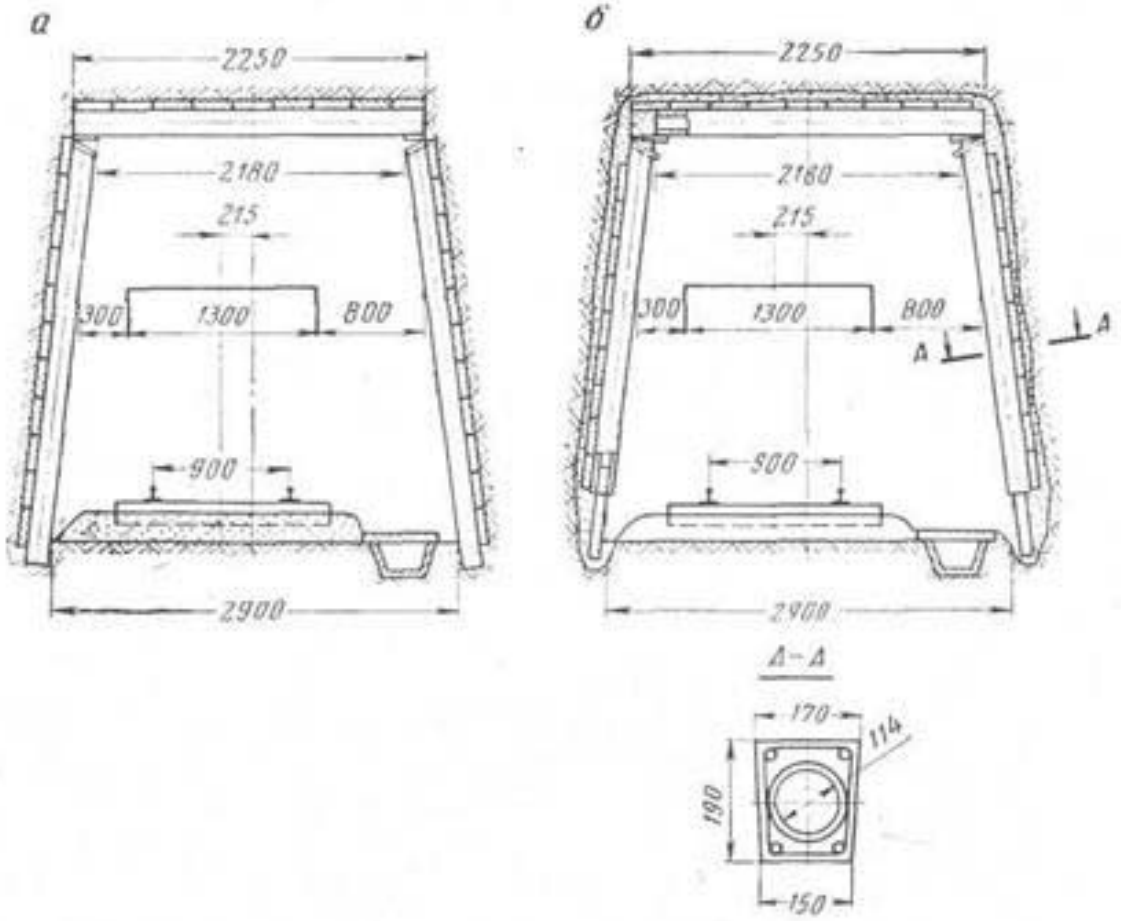


Рис. 103. Крепь из пустотелых элементов ИГД им. А. А. Скочинского:
а — жесткая конструкция; *б* — податливая конструкция

Имеются конструктивные разработки рамной жесткой крепи из железобетонных элементов таврового сечения с высоким (до 230 мм) и узким (60 мм) ребром, что обеспечивает повышенную несущую способность на изгиб.

Для выработок с более сложными горногеологическими условиями разработан ряд конструкций рамных крепей из криволинейных элементов. На рис. 104 показаны конструкции жестких крепей ИГД им. А. А. Скочинского из элементов таврового сечения. Концы элементов имеют сплошное прямоугольное сечение с двумя отверстиями для болтов. Болты диаметром 12 мм фиксируют правильное взаимное положение элементов и препятствуют их смещению. Скосы, имеющиеся на концах элементов, допускают необходимый поворот элемента,

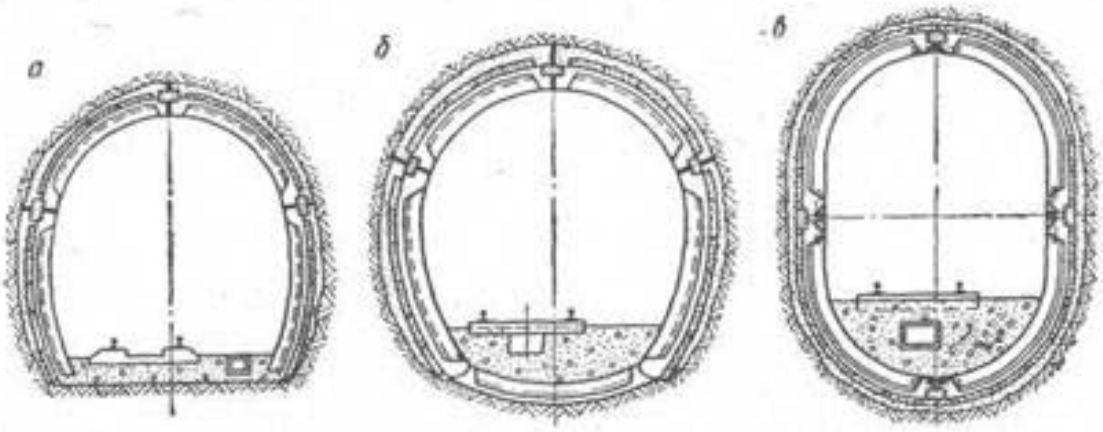


Рис 104. Железобетонная шарнирно-арочная крепь из элементов таврового сечения конструкции ИГД им. А А. Скочинского:

а — арочная; *б* — арочная с обратным сводом; *в* — замкнутая эллиптической формы

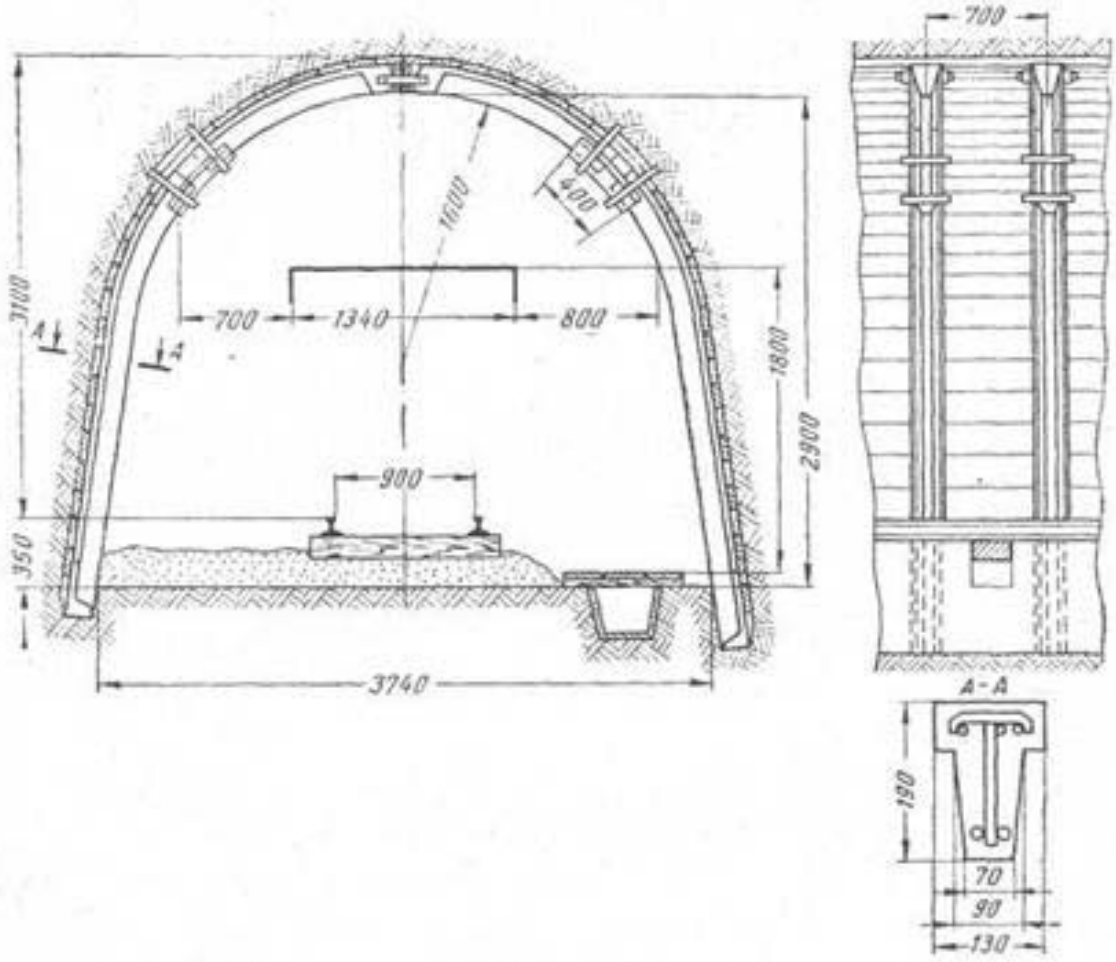


Рис. 105. Арочная податливая железобетонная крепь

при этом болты изгибаются без разрушения железобетона. На стыках предусматриваются эластичные прокладки из бывшей в употреблении конвейерной ленты. Для изготовления конструкций применяется бетон марки 400.

Крепь криволинейного очертания из сборного железобетона имеет преимущества по сравнению с конструкциями из прямолинейных железобетонных элементов по фактору несущей способности, а по сравнению с металлическими арками — по расходу металла и стойкости против коррозии.

Для выработок, находящихся в зоне значительных смещений боковых пород, обусловливаемых влиянием очистных работ или состоянием массива, разработаны конструкции податливых железобетонных рамных крепей.

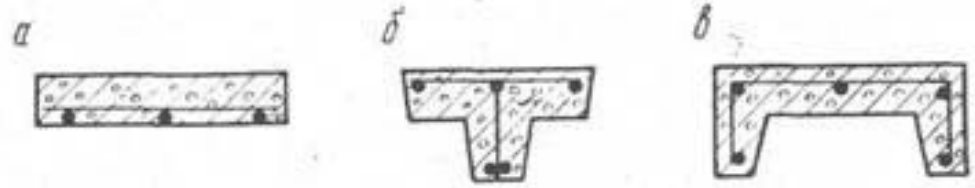


Рис. 106. Конструкции железобетонной затяжки:
а — плоская типовая; *б* — тавровая; *в* — корытная

На рис. 105 показана податливая арка из сборного железобетона. Для конструирования узлов податливости использованы куски спецпрофиля и хомуты.

Несущие железобетонные элементы изготовляют таврового или трапециевидного сечения с размерами, обеспечивающими плотную его посадку в желоб спецпрофиля. Арка состоит из трех или четырех элементов (рис. 105), которые соединяют отрезками спецпрофиля и хомутами. Просвет, оставляемый между концами элементов, обеспечивает необходимую податливость. В четырехзвенной арке соединение элементов в замке производится с помощью накладок и болтов, как это показано на рис. 105, или же по аналогии с боковыми замками — с помощью отрезка спецпрофиля и хомутов.

В настоящее время в качестве затяжки используют плоские железобетонные плитки шириной 200 мм, толщиной 40—50 мм. С точки зрения работы на изгиб плоская затяжка является неконструктивной. Более совершенными в конструктивном отношении являются затяжки тавровой и корытной формы (рис. 106). Здесь представляется возможным отнести арматуру от нейтральной оси на большее расстояние, вследствие чего при одном и том же расходе арматурного железа удается получить в 3—4 раза больший момент сопротивления по сравнению с моментом у плоской затяжки.

§ 57. Штанговая крепь

Штанговая крепь относится к сравнительно новым видам крепи. Она служит не для поддержания обрушающихся или деформирующихся пород, а для их упрочнения и замоноличивания.

Эффективность применения штанг в значительной мере предопределяется сложением боковых пород. При этом можно выделить три характерных случая, когда штанговая крепь может быть успешно применена.

1. Слой слабых, легко обрушающихся, пород с помощью штанг подшивается к вышележащему слою прочной и монолитной породы (рис. 107, *а*). Такую функцию штанги могут выполнить успешно, если слой слабых пород сравнительно невелик (1—1,5 м), а вышележащий слой прочен и имеет достаточную мощность.

2. Породы кровли тонкослоистой текстуры с помощью штанг сшиваются в единое целое, по аналогии с деревянной составной балкой из досок, благодаря чему порода становится более монолитной, увеличивается ее сопротивление изгибу (рис. 107, *б*, *в*). Для нормальной работы штанг прослоек породы, в котором закрепляются замки, должен быть достаточно прочным, а сами штанги после установки должны быть хорошо затянуты гайками.

3. Породы прочные, но разбиты трещинами на отдельные куски и глыбы. С помощью штанг можно сшить эти куски и получить более монолитные породы в кровле или боках выработки, сохраняющие устойчивое состояние без поддерживающей крепи (рис. 107, *г*).

Для предохранения кровли от вывалов отдельных кусков штанги применяют с разными подхватами. Наиболее простой является металлическая пластинка, надеваемая на штангу под гайку (рис. 107, *а*). Пластинку изготовляют квадратной или прямоугольной формы площадью около 1 дм^2 из листовой стали толщиной 6—8 мм. При наличии сильной трещиноватости пород кровли более надежными могут оказаться подхваты из отрезков швеллера, спецпрофиля и др. (рис. 107, *б*). Такие подхваты закрепляют на трех-четырех штангах, что в значительной мере повышает безопасность работы в выработке по сравнению с пластинками. В некоторых случаях, когда породы разбиты несколькими системами трещин, между кровлей и подхватами укладывают затяжки из досок, железобетонных плиток (рис. 107, *в*) или же металлическую сетку (рис. 107, *г*). Штанги изготовляют чаще из круглой стали диаметром 18—25 мм или же арматурной стали периодического профиля.

С одного конца штанга имеет замок, с помощью которого закрепляется в шпуре, с другого — резьбу под гайку. Длина штанг определяется горногеологическими условиями и обычно составляет 1,5—2,0 м. Наиболее важной частью штанги является замок, так как от прочности закрепления штанг зависит в основном успех применения этого вида крепи.

На рис. 108 показаны различные конструкции замков штанг. Наиболее простой и доступной является клинощелевая штанга (рис. 108, *а*). В замковой части штанги, изготовленной из круглого железа диаметром 22—24 мм, делается щель шириной 2—4 мм, глубиной 150—180 мм; в эту щель вставляют металлический клин. Закрепление штанги производят ударами молотка по гайке, надетой на резьбу. В результате происходит расклинивание штанги в скважине.

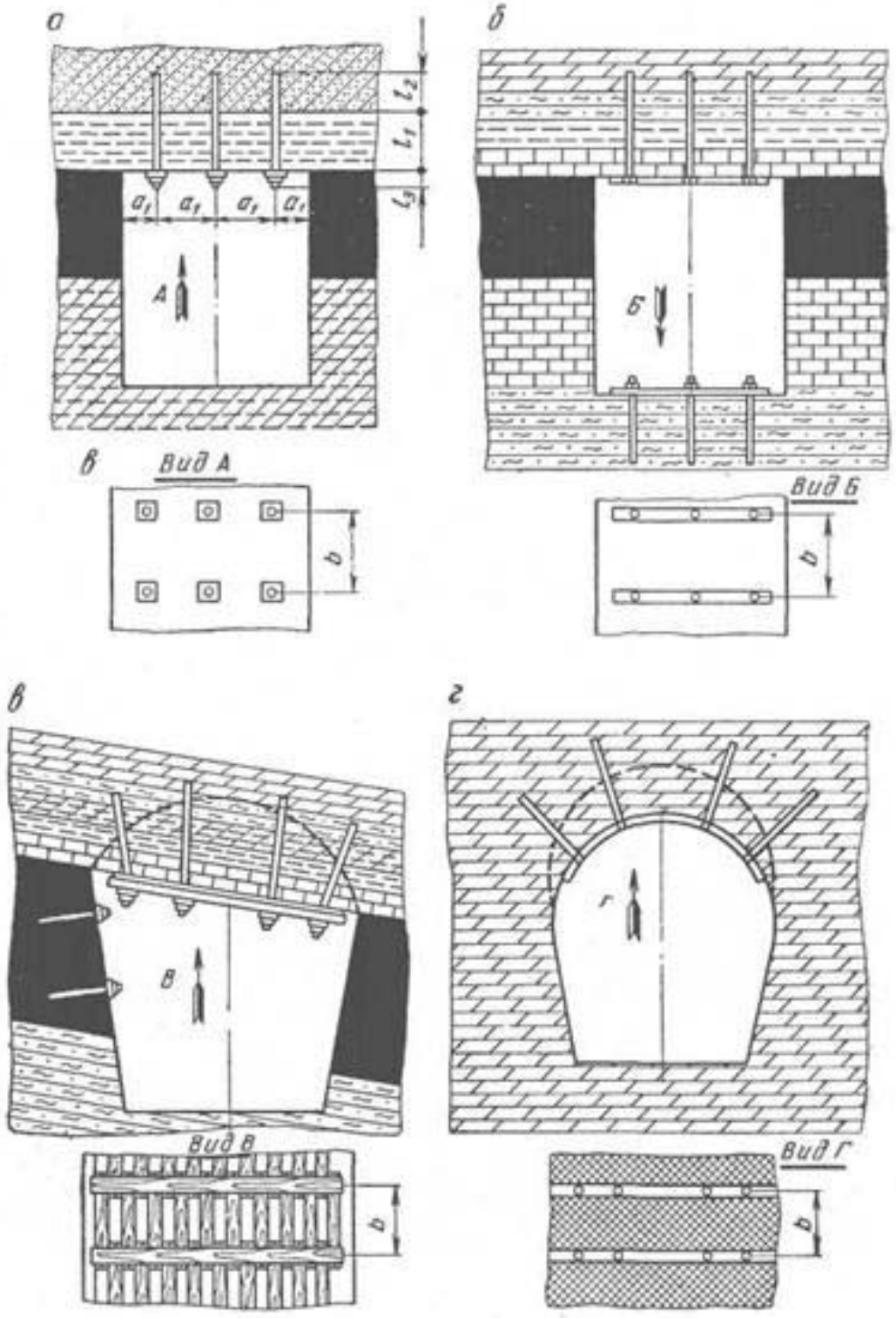


Рис. 107. Штанговая крепь:

а — штанги с пластинками; *б* — штанги с подхватами в кровле и лежанами в почве; *в* — штанги с подхватами и затяжкой кровли; *г* — штанги с арочным подхватом и затяжкой их сетки

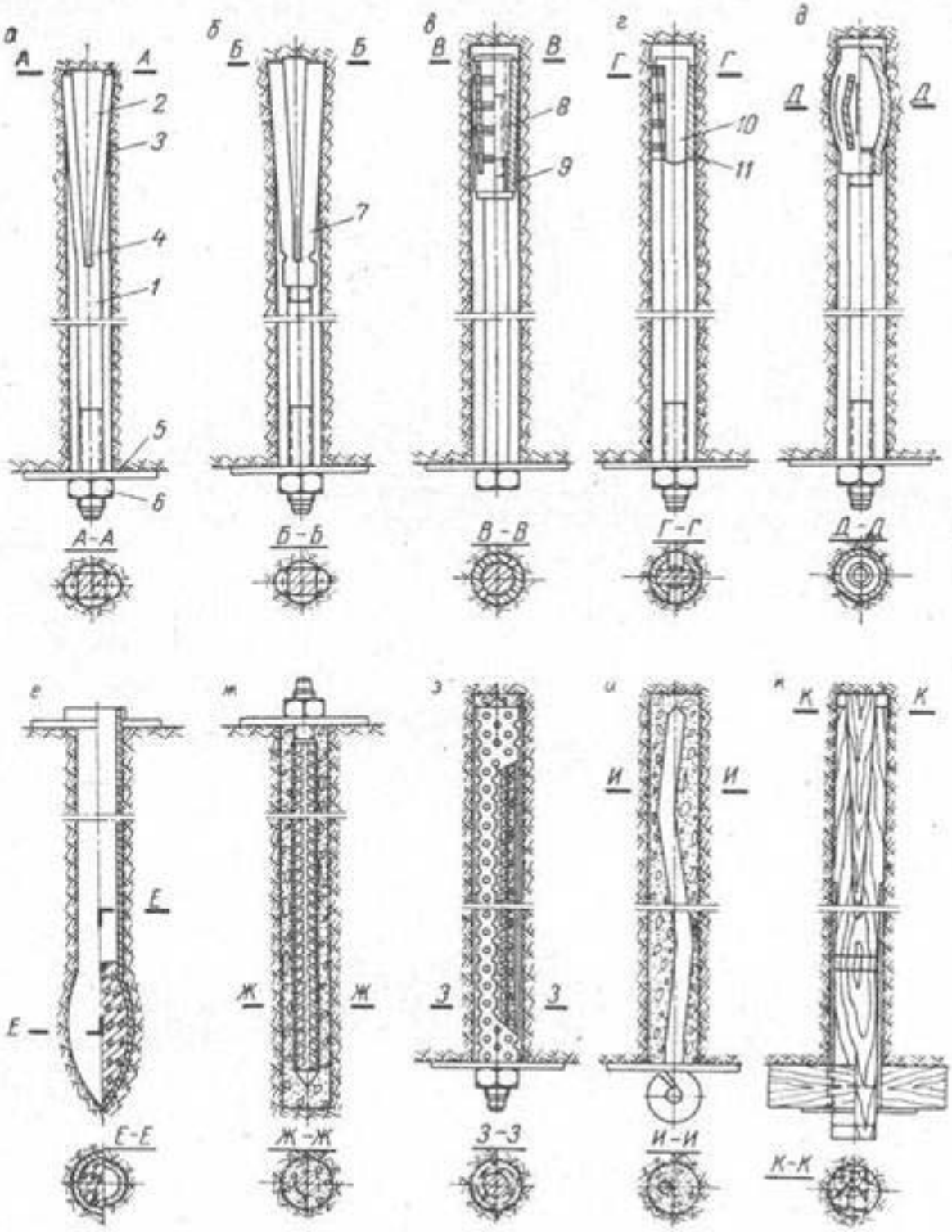


Рис. 108. Конструкции штанг:

а — клинощелевая штанга: *1* — стержень; *2* — клин; *3* — усы замка; *4* — щель; *5* — опорная плитка; *6* — гайка; *б* — клинощелевая штанга со съемной головкой *7*; *в* — штанга с распорной конусной головкой *8* и лепестковой гильзой *9*; *г* — вариант распорной клиновой головки *10* с гильзой *11*; *д* — стержневая штанга с гильзой, закрепляемой взрывом заряда ВВ; *е* — трубчатая штанга, закрепляемая взрывом заряда ВВ; *ж*, *з*, *и* — железобетонные штанги; *к* — деревянная штанга

При наличии достаточно прочных пород такая расклинка обеспечивает натяжение в несколько тонн. При бурении скважин необходимо строго следить за их глубиной, так как при перебуре штангу установить в скважину не удается. Для того чтобы при погашении выработки было возможно извлечь штангу из скважины, клиновщелевые штанги иногда делают составными: штанга с головкой связана резьбой, что позволяет вывинтить штангу, оставив головку в скважине (рис. 108, *б*).

Более надежными, но и более дорогими являются штанги с распорными замками, которые обеспечивают надежное закрепление штанги на любой глубине в скважине завинчиванием гайки (рис. 108, *в*, *г*). Диаметр замков увязывается с диаметром шпура, штанга же берется из условия равнопрочности конструкции. Так, например, при диаметре шпура 42 мм диаметр распорного замка должен быть 38 мм, а диаметр штанги можно взять в пределах 16—20 мм. Штангу с распорным замком можно извлекать из шпура для повторного использования, однако она сложна в изготовлении и применяется реже, чем клиновщелевая.

Наряду с описанными конструкциями штанг в практике применяют более простые и дешевые конструкции. В ряде бассейнов положительные результаты дали трубчатые штанги, закрепляемые взрывом небольшого заряда (Подмосковный бассейн, рис. 108, *д*, *е*), а также железобетонные штанги (Криворожский бассейн, рис. 108, *ж*, *з*, *и*). Штанги, закрепляемые силой взрыва, применяют в мягких породах. Под влиянием взрыва конец трубы или гильза сильно деформируется и заклинивается в породе. Иногда для лучшего закрепления штанги в трубку после взрыва наливают цементный раствор.

Железобетонные штанги представляют собой штыри из арматурного железа, которые закрепляются в шпурах цементно-песчаным раствором. Железобетонная штанга связана с породой по всей длине, что отличает ее от предыдущих конструкций. Нагнетание раствора в скважины производят при помощи сжатого воздуха. Железобетонные штанги просты и дешевы, поэтому находят довольно широкое применение в практике.

В ряде случаев оказывается эффективным применение деревянных штанг (рис. 108, *к*). Штанги изготовляют из лиственных пород леса диаметром 40—70 мм. Закрепление производится с помощью клиньев как со стороны забоя скважины, так и в ее устье. Щели под клинья прорезаются на концах во взаимно перпендикулярном направлении во избежании растрескивания штанги. Несущая способность штанг составляет 1—1,5 тс. Число штанг на единицу площади обнажения устанавливают обычно опытным путем. Штанги устанавливают рядами в шахматном порядке. Расстояние между штангами принимается 0,8—1,2 м, интервал между рядами 0,7—1,5 м.

Расчет штанговой крепи. Существует целый ряд методов расчета штанговой крепи, отличающихся один от другого подходом к оценке работы защемленного замка в массиве или же учетом специфики

горногеологических условий месторождения, для которых разрабатывался метод расчета.

Рассмотрим методику расчета, разработанную в Ленинградском горном институте [41] на примере расчета клиновой штанги.

Содержание расчета должно включать выбор длины штанги, диаметра, определение несущей способности штанг и расстояния между ними, проверку несущей способности замка, расклиненного в породе.

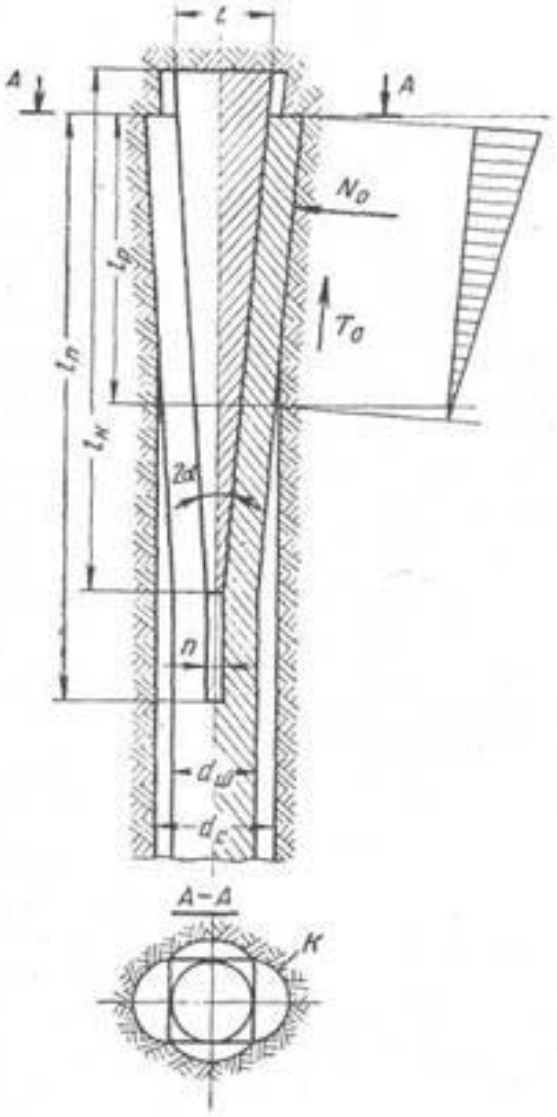


Рис. 109. Расчетная схема клиновой штанги

Длину штанги выбирают в зависимости от конкретных горногеологических условий, т. е. от того, служит ли штанга для «подшивки» слабых пород к прочному слою, или же для «сшивки» расслоенных пород непосредственной кровли, или же является элементом скрепления трещиноватого массива.

Диаметр штанги увязывается с максимальной прочностью закрепления замка в породе.

Несущая способность штанги на растяжение должна быть несколько выше прочности закрепления замка в породе. Поэтому расчету сечения штанги предшествует расчет замка.

Расчет замков связан с определением его геометрических размеров в увязке с прочностными показателями пород.

При расчете задаются диаметром скважины d_c и размерами основных элементов штанги: диаметром штанги $d_ш$, шириной щели n, толщиной клина t и др. (рис. 109). С учетом прочности породы назначается величина внедрения сегментов («усов») замка в породу e. Площадь контакта сегмента с породой определяют приближенно как площадь треугольника с основанием, равным длине дуги контакта K, и высотой l_p:

$$S = \frac{1}{2} K l_p.$$

Нормальную силу, действующую на поверхность сегмента N_0 вследствие вдавливания его в породу, определяют по формуле

$$N_0 = \frac{S\sigma_в}{2n},$$

где $\sigma_п$ — предел прочности породы при вдавливании штампа, определяется в лаборатории, может быть принят ориентировочно равным семикратной прочности пород при одноосном сжатии ($\sigma_п = 7\sigma_{сж}$);

m — коэффициент запаса ($m = 2 \div 3$).

Исходя из схемы действия сил на поверхности контакта элементов замка с породой, расчетная сила закрепления замка

$$F_{кл} = 2N_0(\sin\alpha + f_2\cos\alpha),$$

где α — максимальный угол отклонения образующей конуса от оси штанги;

f_2 — коэффициент трения стали по породе.

При определении размеров сетки размещения скважин в кровле выработки исходят из предположения, чтобы вес пород, поддерживаемых штангой, не превышал ее несущей способности $F_{кл}$, откуда следует, что площадь кровли, приходящаяся на одну штангу,

$$S_{кр} = \frac{F_{кл}}{l_1\gamma}, \text{ м}^2,$$

где γ — объемный вес породы;

l_1 — толщина укрепляемого слоя породы.

§ 58. Смешанная крепь

В практике нередко применяют крепь, состоящую из разных материалов; такую крепь принято называть смешанной. Применение смешанных конструкций крепей связано со стремлением использовать

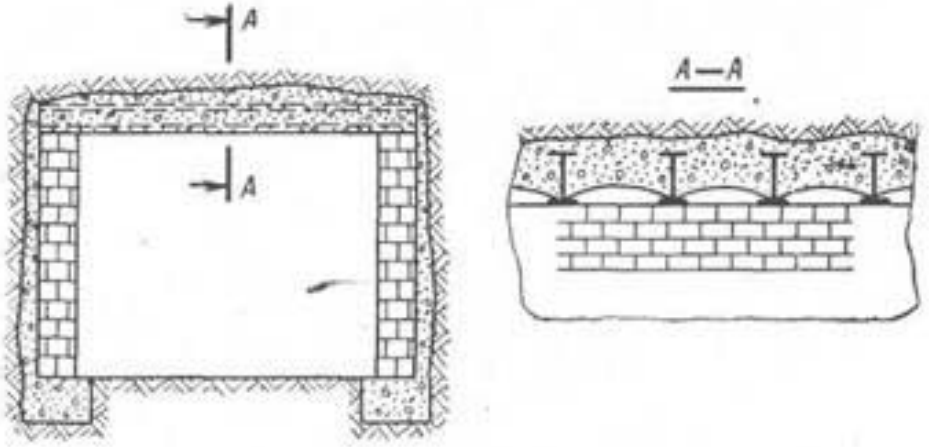


Рис. 110. Каменная крепь с металлическим перекрытием

местные материалы, применить более дешевые конструкции, уменьшить расход дефицитных материалов и т. п.

Так, для крепления некоторых камер в околоствольных дворах может найти применение крепь со стенами из кирпича или бетонитов с плоским перекрытием из стальных прокатных двутавровых балок, с бетонным заполнением промежутков (рис. 110).

Преимуществом такой конструкции является простота сооружения и возможность восприятия крепью нагрузки сразу же после ее возведения. Толщина стен принимается в полтора-два кирпича, размер балок и расстояние между ними определяются расчетом. Пространство между балками заполняется бетоном. Существенным недостатком конструкции является большая трудоемкость при возведении.

Другой вид смешанной крепи представляет собой крепежные рамы трапециевидной или арочной формы, у которых стойки железобетонные, а верхняки — из стальных балок.

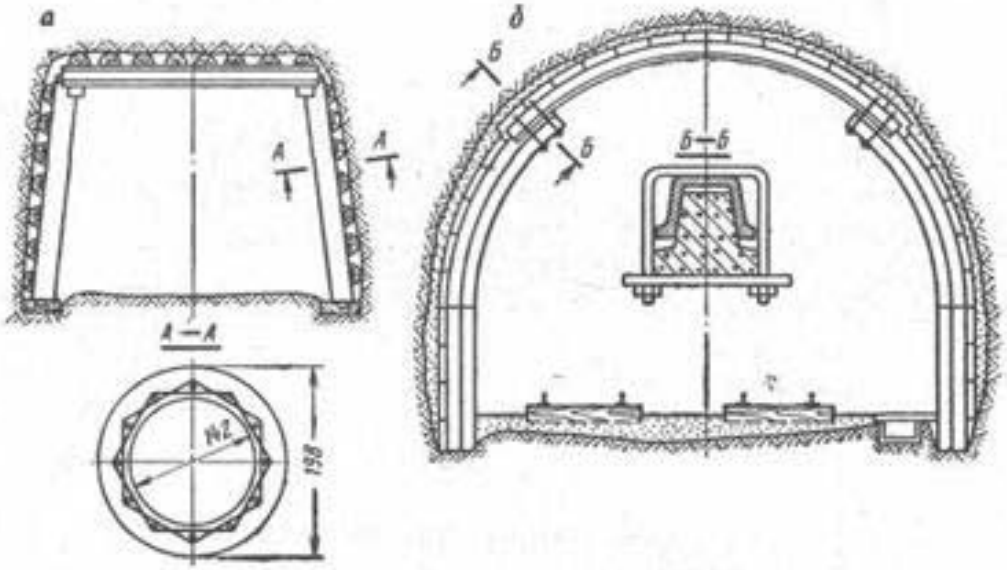


Рис. 111. Смешанная крепь из железобетона и металла:

а — крепь из железобетонных круглых стоек с металлическим верхняком; *б* — арочная податливая смешанная крепь

В качестве стоек в трапециевидных рамах используют железобетонные трубы диаметром 160 и 200 мм. Эти трубы изготовляют из высокомарочного песчано-цементного раствора с толщиной стенок 30—40 мм. Вес стоек в зависимости от размеров составляет 70—120 кг. Стойки изготовляют методом центрифугирования. На рис. 111, *а* показаны рама и детали стойки. В условиях установившегося горного давления, когда нагрузки действуют преимущественно со стороны кровли, крепь работает удовлетворительно, она долговечна, в пожарном отношении — безопасна. При наличии бокового давления стойки работают не вполне удовлетворительно, так как обладают малым сопротивлением изгибу.

В условиях неустановившегося горного давления, характеризуемого значительными смещениями со стороны кровли, применяют арочную податливую смешанную крепь (рис. 111, *б*). Стойки железобетонные имеют тавровое или трапециевидное сечение с размерами, увязанными с размерами желоба спецпрофиля. Верхняк изготовляют из спецпрофиля и соединяют со стойками хомутами по аналогии с податливой крепью типа АП.

Применяя такие конструкции при одинаковой примерно несущей способности крепи в сравнении с арочной стальной крепью, удается получить значительную экономию стального проката.

При наличии прочных боковых пород весьма эффективной и экономичной крепью для капитальных и подготовительных выработок является штанговая крепь в сочетании с набрызг-бетонной (рис. 112). При использовании такой комбинированной крепи целесообразно придавать выработке сводчатое очертание.

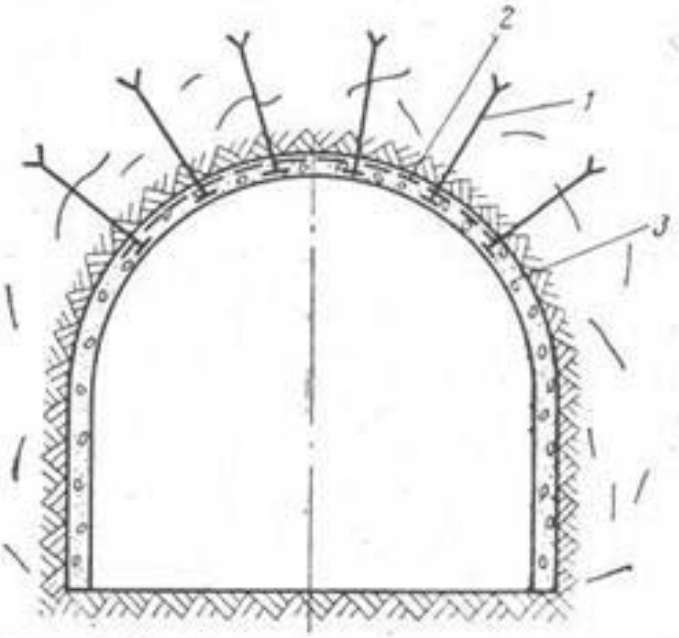


Рис. 112. Штанговая крепь в сочетании с набрызг-бетонной:
1 — штанги; *2* — сетка; *3* — набрызг-бетон

Породы в кровле упрочняются штангами из расчета 2—3 штанги на 1 м² поверхности обнажения. Штанги применяют наиболее дешевые, простейшей конструкции — железобетонные, клинощелевые. При значительной трещиноватости пород целесообразно к штангам укрепить проволочную сетку. Далее по сетке производить нанесение слоя набрызг-бетона толщиной 8—10 см. По сравнению с монолитной бетонной крепью эта комбинированная крепь значительно дешевле и позволяет механизировать процесс крепления выработок.

§ 59. Стоимостные характеристики крепей

Выбор материала и конструкции крепи в каждом конкретном случае должен решаться с учетом горногеологических условий, срока службы выработки, наличия местных материалов и других факторов. Для технико-экономического сравнения проектируемых видов крепи могут быть использованы данные каталогов единичных расценок на горнопроходческие работы того района, где строится шахта. Для иллюстрации соотношений стоимости разных видов крепи и удельного веса стоимости крепления в общей сметной стоимости сооружения выработки в табл. 9 приведены стоимостные характеристики некоторых видов крепи по прямым нормируемым затратам без учета общешахтных и накладных расходов и других дополнительных затрат. Как видно из табл. 9, затраты на крепление выработок составляют больше половины общей стоимости их сооружения — от 48 до 77%. Это обстоятельство требует весьма тщательного и обоснованного подхода к выбору материала и типа горной крепи в каждом конкретном случае.

Таблица 9

Вид и материал постоянной крепи	Сечение в свету, м²	Коэффициент крепости пород f	Цена 1 м³ в свету, руб.	В том числе			Стоимость сооружения 1 м выработки, руб.	В том числе стоимость крепления 1 м выработки	
				материалы	эксплуатация машин	заработная плата		руб.	%
Арки трехзвенные из спецпрофиля с железобетонной затяжкой	12,1	2—3	18,7	11,28	1,74	5,68	226	145	64
Арки замкнутые, податливые из спецпрофиля с железобетонной затяжкой . . .	9,2	2—3	37,6	24,5	2,5	10,6	346	183	53
Железобетонные стойки с верняком из двутавра с железобетонной затяжкой	9,2	4—6	21,0	11,6	2,5	6,9	193	110	57
Деревянные рамы	11,8	4—6	17,0	8,3	2,2	6,5	200	110	55
Стены и свод бетонные	11,6	2—3	19,6	10,1	1,9	7,6	227	109	48
Стены бетонные с плоским бетонным покрытием по стальным балкам . .	9,3	2—3	29,6	17,4	2,1	10,1	277	172	62
Замкнутая бетонная крепь с верхним и обратными сводами и прямыми стенами	9,1	2—3	29,2	16,9	2,2	10,1	265	161	61
Арки замкнутые из двутавра № 20 с бетонным заполнением . .	11,7	2—3	40,6	28,0	2,0	10,6	475	365	77

Глава IX КРЕПЬ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 60. Общие сведения

Для крепления вертикальных выработок — стволов шахт, восстающих и шурфов — применяют различные материалы. Капитальные шахтные стволы, имеющие срок службы, равный сроку службы шахты, т. е. 50—60 лет и более, крепят бетонной, железобетонной, а в сложных гидрогеологических условиях — стальной или чугун-

ной крепью. Разведочные шурфы, восстающие выработки, стволы шахт с небольшим сроком службы крепят деревом. В зависимости от применяемого материала и горнотехнических условий форма поперечного сечения вертикальной выработки может быть круглой, прямоугольной и эллиптической.

Капитальные шахтные стволы при бетонной, каменной, металлической (тюбинговой) крепи имеют круглую форму, вертикальные выработки с деревянной крепью имеют прямоугольную форму. Эллиптическая или криволинейная форма может быть придана стволу в особых случаях, когда производят реконструкцию ствола и деревянную крепь заменяют каменной или бетонной.

Ствол шахты состоит из трех основных частей — устья, собственно ствола и зумпфа (рис. 113). Крепь устья выполняется усиленной конструкции, так как она служит нередко фундаментом для станка надшахтного копра. Ствол принято разделять на отдельные звенья посредством опорных башмаков, назначение которых состоит в восприятии нагрузки от веса крепи в пределах одного звена. Высота звеньев принимается 30—50 м и увязывается со стратиграфическим разрезом: опорные венцы приурочивают к более прочным породам. Опорные венцы не являются обязательным элементом крепи ствола. В настоящее время опорные венцы в большинстве случаев, обусловливаемых материалом и технологией возведения крепи, не применяют.

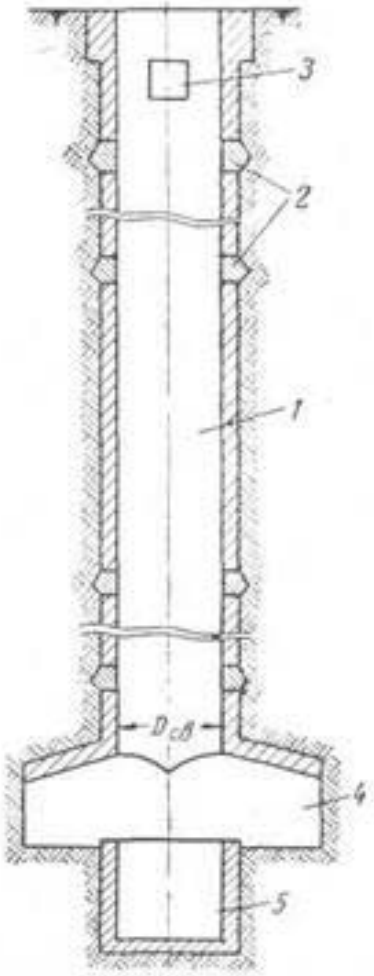


Рис. 113. Продольный разрез шахтного ствола:

1 — ствол; *2* — опорные венцы; *3* — устье ствола; *4* — сопряжение ствола с околоствольным двором; *5* — зумпф

При деревянной крепи высоту звена принимают меньше (5—15 м).

§ 61. Деревянные конструкции крепи и их расчет

Деревянная крепь состоит из прямоугольных венцов. Венец состоит из четырех элементов, изготовленных из брусьев или бревен, связанных между собой посредством той или иной врубки. Венцовая крепь подразделяется на три вида: венцовая крепь на стойках, сплошная венцовая и подвесная венцовая крепь.

Венцовая крепь на стойках является простейшим и достаточно экономичным видом крепи и применяется для крепления шурфов разного назначения — вентиляционных, разведочных

(рис. 114), восстающих выработок и др. Венцы устанавливают с интервалом 0,5—1,5 м в зависимости от крепости боковых пород. Между венцами устанавливают несколько стоек, фиксирующих их взаимное положение. Стойки устанавливают обязательно по углам и дополнительно по одной две стойки между длинными элементами венца.

Элементы венцов соединяются простейшей врубкой в простую, одностороннюю лапу (рис. 115). Стойки с венцами соединяются в паз. Для прочности элементы венцов со стойками иногда скрепляют

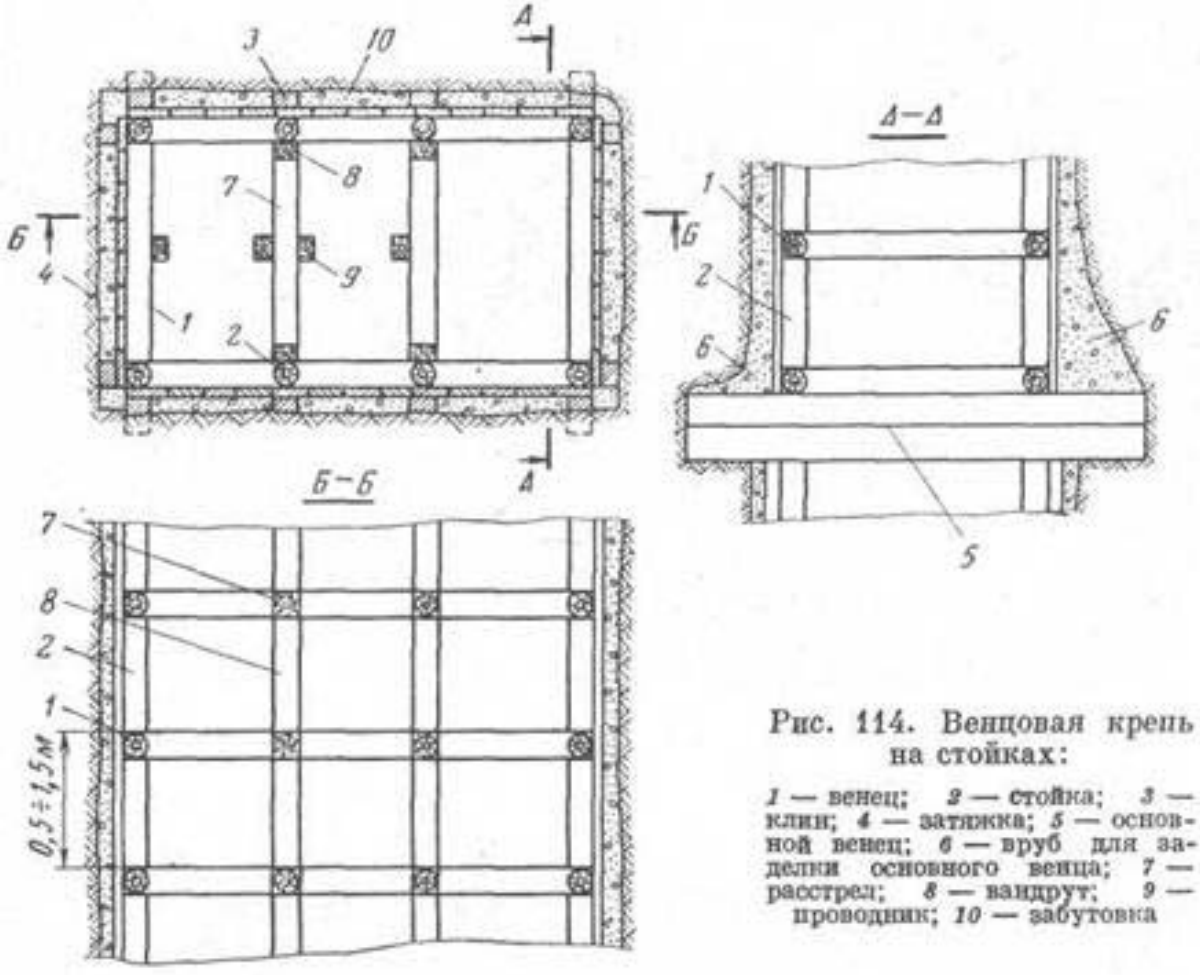


Рис. 114. Венцовая крепь на стойках:

1 — венец; *2* — стойка; *3* — клин; *4* — затяжка; *5* — основной венец; *6* — вруб для заделки основного венца; *7* — расстрел; *8* — вандрут; *9* — проводник; *10* — забутовка

строительными скобами. Пространство между венцами затягивается обаполами или досками.

Основной венец укладывают всегда по короткой стороне за исключением последнего перед сопряжением ствола с околоствольным двором, который укладывают по длинной стороне венца. Основные венцы *5* делают из одного или двух окантованных бревен (рис. 114), концы их укладывают во врубы, на глубину 0,5—0,7 м. Элементы основного венца устанавливают строго по уровню. В деревянной конструкции крепи выделяют элементы, относящиеся к собственно крепи (венцы, стойки, затяжки), и элементы армировки (вандруты, расстрелы, проводники, лестничные полки и лестницы).

Вандруты изготовляют из сосновых брусков размером 140 × × 160, и 160 × 180 мм длиной 6 м. Стыкуются бруски откосным

или другим замком (рис. 115). К элементам крепи вандруты пришиваются специальными винтами — глухарями.

Расстрелы изготовляют из брусьев размером 180 × 220 и 200 × × 240 мм, устанавливают их через 1,5—2 м. Расстрелы, расположенные в одной горизонтальной плоскости, принято называть ярусом. Для соединения с вандрутами на концах расстрелов предусматриваются гребни, под которые в вандрутах выдалбливаются пазы. Длина расстрела должна быть на 6—8 мм больше расстояния между вандрутами. Установку расстрелов в таких условиях производят с предварительным распором вандрутов с помощью специального

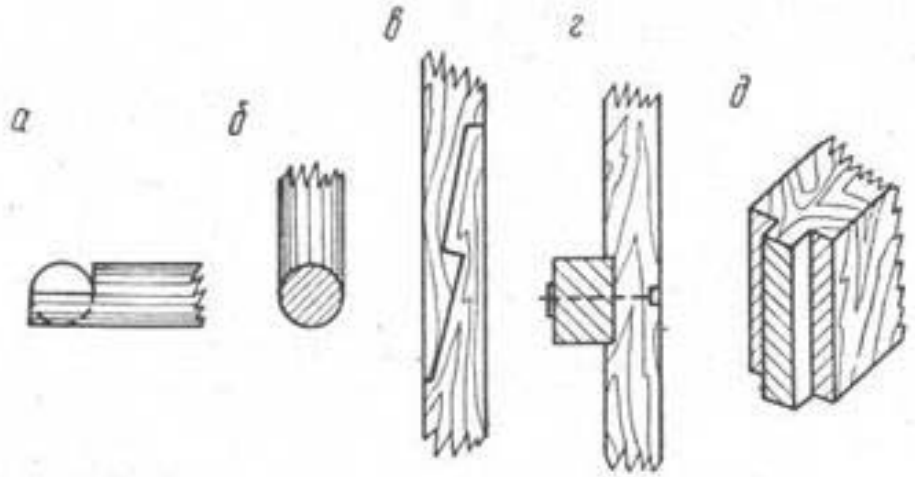


Рис. 115. Узлы соединения элементов венцовой крепи на стойках:

а — врубки в простую лапу; *б* — соединение в паз; *в* — соединение вандрутов откосным замком; *г* — соединение проводника с расстрелом; *д* — гребень на конце расстрела

домкрата. При небольших размерах выработки расстрелы устанавливают на место ударами кувалды. Расстрелы в совокупности с вандрутами являются усиливающими элементами крепи и служат в основном для подвески направляющих для подъемных сосудов — проводников. Проводники изготовляют из основных брусьев длиной 6 м, сечением 140 × 160; 160 × 180 и 180 × 200 мм. Проводники к расстрелам прикрепляют с помощью болтов, головки и гайки которых ставят впотай, что необходимо по условиям движения направляющих лап подъемных сосудов. В стволах разведочных шахт, слепых шахт и других выработках предусматривается устройство лестничного отделения. Одно из отделений (рис. 116) отшивается вертикальной перегородкой от остальной части ствола. На ярусах расстрелов через 4—6 м настилают полки с лазами, минимальный размер которых должен быть 600 × 700 мм. Между полками устанавливают деревянные лестницы. Ширина лестниц, принимается 400 мм, угол наклона их к горизонту 80°. Лестницы прочно прикрепляют к полкам. Положение лестниц и лазов должно быть таким, чтобы под лестницей не было лаза, т. е. оси лазов в смежных полках смещены, находятся в разных плоскостях.

Стоимость крепления шурфов по прямым затратам при площади сечения более 15 м² составляет около 50 руб. за 1 м³ древесины в деле, причем стоимость леса 33,7 руб. за 1 м³.

Сплошную венцовую крепь применяют для крепления тех же выработках в слабых породах или же при более продолжительном сроке службы. Венцы укладывают один на другой всплошную в виде сруба (рис. 116).

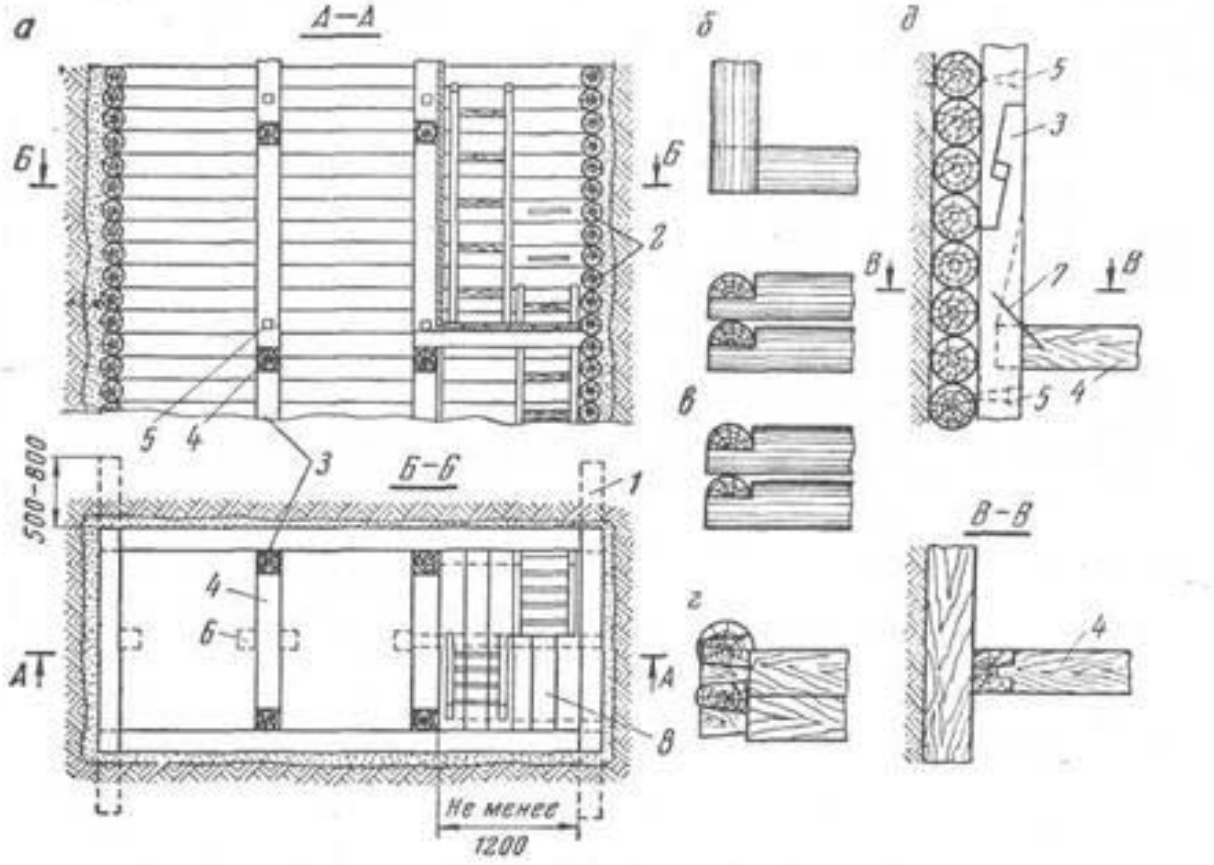


Рис. 116. Сплошная венцовая крепь:

а — общий вид крепи; *б* — врубка — односторонняя прямая лапа; *в* — односторонняя косая лапа; *г* — двухсторонняя косая лапа; *д* — элементы армировки с крепью; *1* — основной венец; *2* — венцы; *3* — вандруты; *4* — расстрелы; *5* — глухари; *6* — проводник; *7* — скоба; *8* — лестничный полок

Для соединения элементов венцов применяют различные врубки, основные из них показаны на рис. 116. Соединение в косую лапу — одностороннюю и двустороннюю — более качественное, однако оно сложно, требует высокой квалификации крепильщиков, и поэтому чаще применяют соединение в виде прямой односторонней или двусторонней лапы.

Армировка при сплошной венцовой крепи ничем не отличается от армировки при венцовой крепи на стойках, что видно из рис. 116. Стоимость сплошной венцовой крепи по прямым затратам составляет около 46 руб. за 1 м³ дерева в деле.

Подвесная венцовая крепь отличается от крепи на стойках тем, что представляется возможным осуществлять ее

возведение сверху вниз. Венцы, так же как и элементы армировки, изготовляют из брусьев (рис. 117). Стойки устанавливают по углам и по длинной стороне венца против каждого расстрела. Соединение

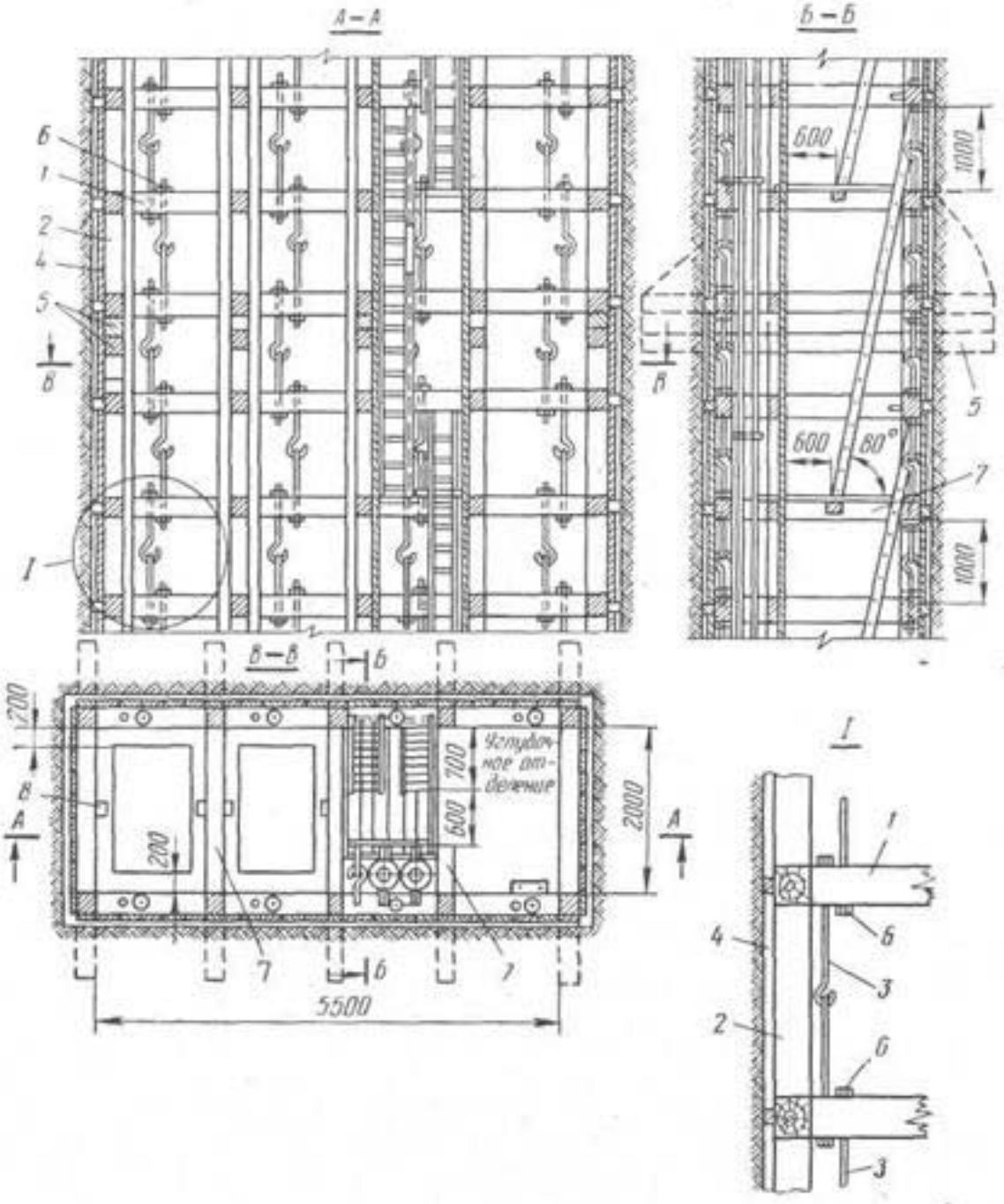


Рис. 117. Подвесная венцовая крепь:
1 — венцы; *2* — стойки; *3* — крючья для подвески; *4* — затяжки; *5* — основной венец; *6* — гайки подвесок; *7* — расстрелы; *8* — проводники

стойки с венцами производится в шип. Затяжки изготовляют из обрезных досок толщиной 40—50 мм, для фиксации их положения на элементы венца с наружной стороны приколачиваются бруски размером 50 × 50 мм. Венцы подвешивают один к другому с помощью крючков, на концах которых имеется резьба. Такая конструкция подвесов обеспечивает удобство работ при возведении

и возможность хорошего натяжения их после монтажа последующего венца.

Армировка отличается отсутствием вандрутов; расстрелы закрепляют непосредственно на длинных элементах венца в шип. Подвесная крепь, впервые нашедшая применение на металлических рудниках Урала, применяется в основном в условиях крепких боковых пород при разработке небольших месторождений. Навеску крепи ведут вслед за проходкой на глубину до 20—25 м, после чего под участок навешенной крепи подводят основной венец из двух-трех брусьев.

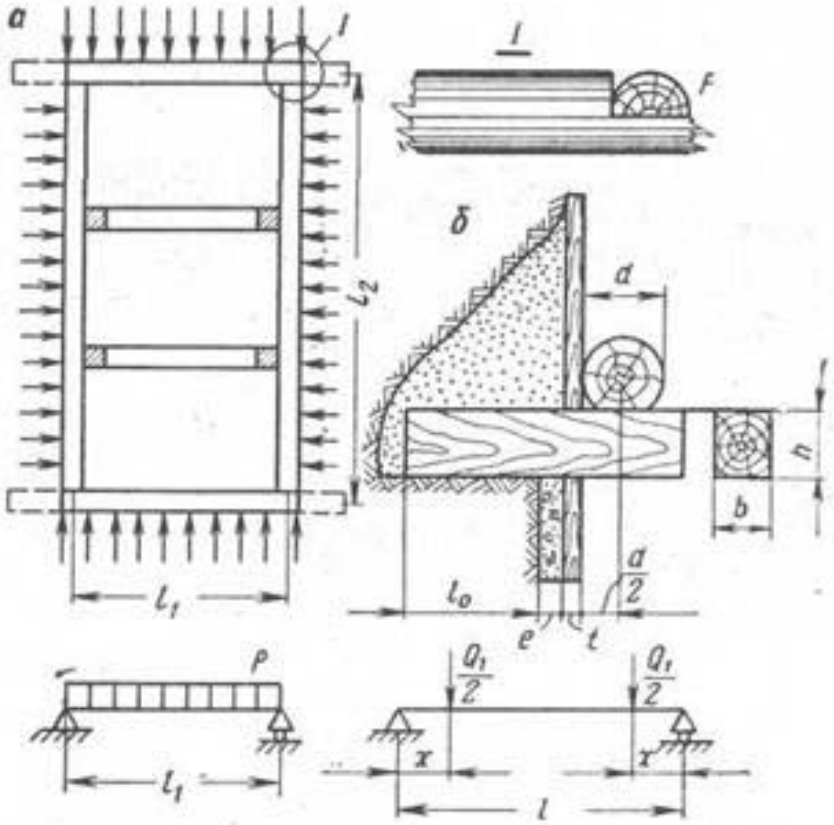


Рис. 118. Расчетные схемы венцовой крепи:
а — для рядового венца; б — для основного венца

Расчет венцовой крепи. Расчет крепи ведется на наибольшее давление боковых пород, полученное при расчете по глубине. Для всех других участков ствола размер леса и густота крепи принимается одинаковой с рассчитанной для наиболее сложных условий. Элементы венца работают на изгиб; осевое сжатие играет незначительную роль. Рассчитывается короткий элемент венца, так как длинный элемент имеет две-три дополнительные опоры за счет расстрелов и поэтому оказывается менее нагруженным. На рис. 118 показаны расчетные схемы крепи.

Как видно из схемы, расчет венца сводится к расчету балки на двух опорах при равномерной нагрузке p. Величина этой нагрузки

$$p = qL, \text{ кгс/см}^2,$$

где q — горизонтальное давление;
L — расстояние между венцами.

Изгибающий момент

$$M_{изг} = \frac{pl_1^2}{8} = \frac{qLl_1^2}{8} \leqslant mWR_и,$$

где m — коэффициент условий работы;
W — момент сопротивления;
$R_и$ — расчетное сопротивление древесины.

При креплении круглым лесом $W = \frac{\pi d^3}{32}$, а при креплении брусками $W = \frac{bh^2}{6}$.

Задаваясь расстоянием между венцами L, из условия

$$\frac{qLl_1^2}{8} \leqslant \frac{\pi d^3}{32} mR_и \qquad (IX.1)$$

определяют диаметр леса

$$d \geqslant 1{,}08 \sqrt[3]{\frac{qLl_1^2}{mR_и}}.$$

Если крепь сплошная, расстояние L равно d; после подстановки этого условия в выражение (IX.1), получим

$$d \geqslant 1{,}12 l_1 \sqrt{\frac{q}{mR_и}}.$$

Элемент опорного венца рассчитывается на смятие опорной поверхности и поперечный изгиб от приходящегося на него веса звена крепи без учета сил трения между крепью и породой.

Максимальный изгибающий момент в опорном элементе от веса сруба (см. рис. 119)

$$M_{изг} = \frac{Q_1}{4} x,$$

где x — расчетное расстояние точки приложения нагрузки от опоры,

$$x = \frac{l_0}{2} + e + t + \frac{d}{2};$$

l_0 — глубина заделки опорного бруса;
e — толщина забутовки;
t — толщина затяжки.

По значению $M_{изг}$ определяют диаметр опорного элемента d. При расчете подвесной крепи производят также расчет подвесок из условия удержания веса звена крепи.

§ 62. Бетонная крепь

Крепь из монолитного бетона имеет преобладающее распространение при сооружении стволов шахт. Стволы при бетонной крепи имеют круглую форму поперечного сечения, так что крепь представляет собой цилиндр с толщиной стенки от 200 до 600 мм и внутренним

диаметром от 4,5 до 8 м. Благодаря плотному контакту с боковыми породами бетонный цилиндр работает в сравнительно благоприятных условиях нагружения и потому обладает довольно высокой грузонесущей способностью 30—40 тс/м². Бетонная крепь долговечна, обладает хорошими аэродинамическими качествами.

Подбором соответствующего состава бетона и применением специальной технологии возведения, включающей тампонаж боковых пород, из бетона возможно получить оболочку с повышенной водонепроницаемостью, снизить приток воды в ствол до требуемого минимума. С экономической точки зрения бетонная крепь является наиболее выгодной в сравнении с другими видами каменных крепей и крепей из сборного железобетона.

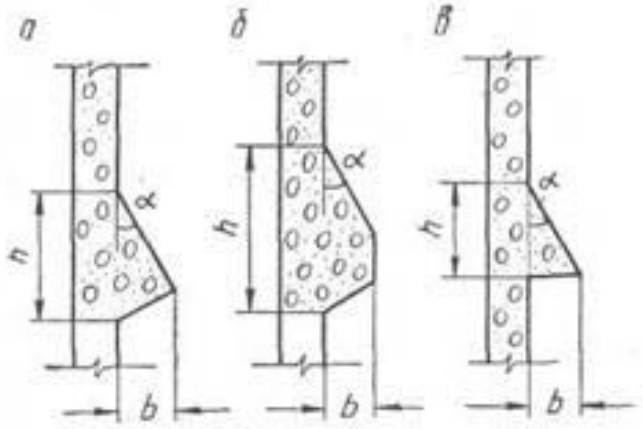


Рис. 119. Формы опорных венцов:
а — двухконусная; *б* — комбинированная; *в* — одноконусная

Марка бетона выбирается исходя из ожидаемых нагрузок с учетом технологии возведения крепи. При возведении крепи снизу вверх в неподвижной опалубке марка бетона берется не ниже 150.

Технология позволяет выдерживать бетон в опалубке 6—7 сут, что достаточно для получения необходимой разопалубочной прочности. При возведении бетонной крепи сверху вниз вслед за подвиганием забоя в специальной створчатой опалубке пребывание бетона в ней продолжается несколько часов, что требует применения быстротвердеющего бетона более высоких марок 200—300.

В связи с хорошим сцеплением быстротвердеющего бетона с породными стенками, отличающимися значительными неровностями, при бетонировании сверху вниз отпадает необходимость в опорных венцах.

Вместе с тем в ряде случаев, в сложных горногеологических условиях, там, где применяется последовательная или параллельная схема сооружения ствола, опорные венцы являются необходимым элементом крепи. Венцы чаще имеют двухконусную или комбинированную форму и реже, в крепких породах, одноконусную (рис. 119).

Размеры венцов устанавливают в зависимости от механических свойств пород, в которых эти венцы устраивают. Обычно ширина венца $b = 0{,}4 \div 1{,}0$ м, высота h зависит от принятой ширины и угла конусности α, который назначается в пределах 30—35°. Расстояние между венцами в зависимости от горногеологических условий принимают 30—50 м.

При сооружении бетонной крепи, равно как и при эксплуатации, вредное влияние на качество бетона оказывает вода, особенно если

она агрессивная. При возведении из свежеуложенного бетона, а при эксплуатации — из затвердевшего происходит вымывание вяжущего материала. Поэтому при наличии притоков предусматривается предварительный, а при необходимости — и последующий тампонаж боковых пород.

Стоимость бетонной крепи зависит от ряда факторов: толщины ее, крепости пород, способа возведения и др. Так, при деревянной опалубке, при породах с $f = 2 \div 6$ и толщине крепи 400 мм стоимость 1 м³ бетона в деле составляет 35,2 руб. (по прямым расходам), а при створчатой опалубке — 39,6 руб.

§ 63. Каменная крепь

Каменная крепь — из кирпича, бетонитов — в прежнее время была довольно широко распространена. В настоящее время ее применяют редко ввиду отсутствия средств механизации работ по возведению и более высокой стоимости по сравнению с бетонной. Каменную крепь возводят снизу вверх, звеньями. Опорные венцы применяют бетонные описанной ранее конструкции.

Кирпич для крепи стволов должен быть высокого качества марки 150 и выше. Кладка ведется на жирном цементно-песчаном растворе. Толщина крепи полтора — два с половиной кирпича (38—64 см). Закрепное пространство необходимо забучивать породой и заливать жидким раствором.

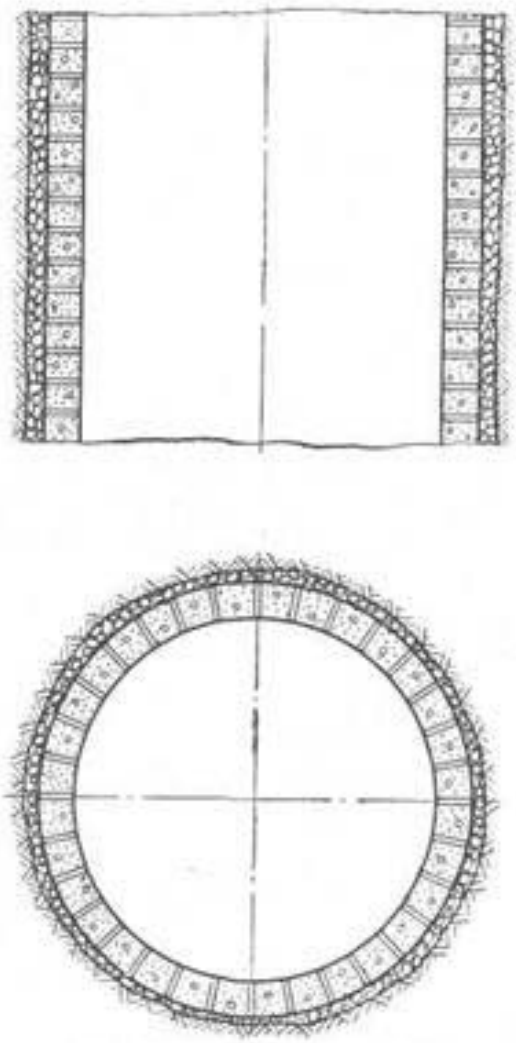


Рис. 120. Каменная крепь

Крепь из бетонитов отличается большим размером камня. Размер бетонитов увязывается с расчетной толщиной крепи, поэтому камни укладывают в один ряд (рис. 120). Благодаря большему размеру камней получается меньше швов и, следовательно, выше водонепроницаемость крепи по сравнению с кирпичной, производительность труда крепильщиков при креплении стволов бетонитами также выше. Качество бетона благодаря лучшей технологии приготовления камней на полигоне выше, чем монолитного, уложенного за опалубку в стволе, при одинаковом расходе цемента. При возведении крепи из кирпича и бетонитов не требуется опалубки, крепь может сразу

же после возведения воспринимать нагрузки от горного давления. В сложных горногеологических условиях можно обеспечить некоторую податливость цилиндру крепи за счет мягких прокладок между бетонитами. Вместе с тем крепь из бетопитов, так же как и из кирпича, дороже бетонной, требует применения ручного труда и поэтому в настоящее время почти не применяется.

§ 64. Расчет бетонной и каменной крепи

При расчете каменной и бетонной крепи ствола задачу принято сводить к расчету кольца, загруженного равномерно распределенной нагрузкой, определяемой по одной из гипотез или же по данным экспериментов.

При этом используют известную формулу Лямэ

$$d = R\left(\sqrt{\frac{[\sigma_{сж}]}{[\sigma_{сж}]-2p}}-1\right),$$

где d — искомая толщина крепи, см;

R — радиус ствола в свету, см;

$[\sigma_{сж}]$ — допускаемое напряжение для материала крепи, кгс/см²;

p — расчетное давление боковых пород на крепь, кгс/см².

При расчетах варьируют обычно материалом крепи с разными прочностными показателями так, чтобы толщина крепи составляла 300—500 мм. Так, например, при пересечении пород достаточно устойчивых, оказывающих на крепь небольшое давление, можно принять марку бетона невысокую, с довольно низким допускаемым напряжением и получить желаемую толщину крепи. Для участков ствола, пересекающих слабые породы и находящихся на большой глубине, по соображениям технологии проходки целесообразно оставить толщину крепи такой же, как и на участках с крепкими породами, но взять бетон более высокой марки.

В связи с тем, что качество прогнозирования нагрузок на крепь ствола в настоящее время невысокое, расчет часто носит формальный характер и содержит элементы субъективизма.

Представляет определенный практический интерес методика расчета бетонной крепи стволов, разработанная институтом ВНИМИ и рекомендованная СНиП II-М.4—65.

Расчет рекомендуется вести отдельно для протяженных участков ствола и участков, примыкающих к сопряжениям с околоствольными дворами с учетом технологии крепления, по формуле

$$d = m_к r_0\left(\sqrt{\frac{mR_и}{mR_и-2\rho p_{max}}}-1\right),$$

где $m_к$ — коэффициент условий работы крепи, $m_к = 1{,}5$ при последовательном и параллельном способе проходки и $m_к = 1{,}25$ — при совмещенном способе проходки;

r_0 — радиус ствола в свету;

m — коэффициент условий работы по СНиП, $m = 0{,}7 \div 0{,}9$;

$R_и$ — расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе (СНиП, II-В.1—62);

ρ — безразмерный коэффициент, учитывающий концентрации напряжений в крепи; на протяженных участках $\rho = 1$, на участках, примыкающих к сопряжениям с околоствольными дворами, $\rho = 2$;

p_{max} — расчетная максимальная нагрузка на крепь ствола.

Величину расчетной нагрузки рекомендуется определять по формуле (IV,19).

В методике ВНИМИ сделана попытка дифференцированно и с учетом опытных данных подойти к определению расчетной нагрузки на крепь ствола и толщины крепи.

§ 65. Железобетонная крепь

При наличии неравномерного и значительного горного давления в ряде случаев бетонная и каменная крепь может оказаться непригодной по своей несущей способности. Такие случаи могут встретиться при крутом залегании пересекаемых стволом пород, при пересечении стволом горизонтов с напорными подземными водами и др. В таких условиях становится целесообразной железобетонная крепь: монолитная и сборная.

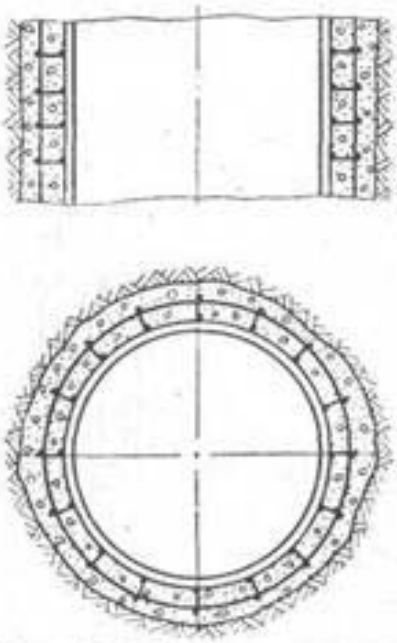


Рис. 121. Крепь из монолитного железобетона

Монолитная железобетонная крепь сооружается с двумя рядами рабочей арматуры, располагаемой горизонтально на расстоянии по высоте 15—25 см (рис. 121). По вертикали укладывают ряды распределительной арматуры с интервалом 30—40 см. Наилучшей рабочей арматурой является горячекатаная сталь периодического профиля размером 12—30 мм. Бетон должен быть высокой марки (300 и выше) и пластичной консистенции. Расход арматуры составляет 50—100 кг на 1 м³ бетона. Крепь из монолитного железобетона — дорогая, трудоемкая при возведении, поэтому применяют ее в особых случаях в сложных горногеологических условиях или же при ликвидации разрушения крепи аварийного характера.

Более широкое распространение в конце 50-х годов получила в практике шахтного строительства сборная крепь из железобетонных тюбингов. В практике строительства шахт применяли два типа ребристых тюбингов: тюбинги ВНИИОМШС и СТК.

Тюбинги конструкции ВНИИОМШС (рис. 122, *а*) имеют с внутренней стороны по контуру ребра жесткости, а в горизонтальных ребрах предусмотрены отверстия под болты для навески тюбингов

в стволе. Расчетная нагрузка на цилиндрическую оболочку из тюбингов составляет 40 тс/м². Высота тюбингов составляет 1040 мм, что увязывалось с типовым расстоянием между ярусами расстрелов.

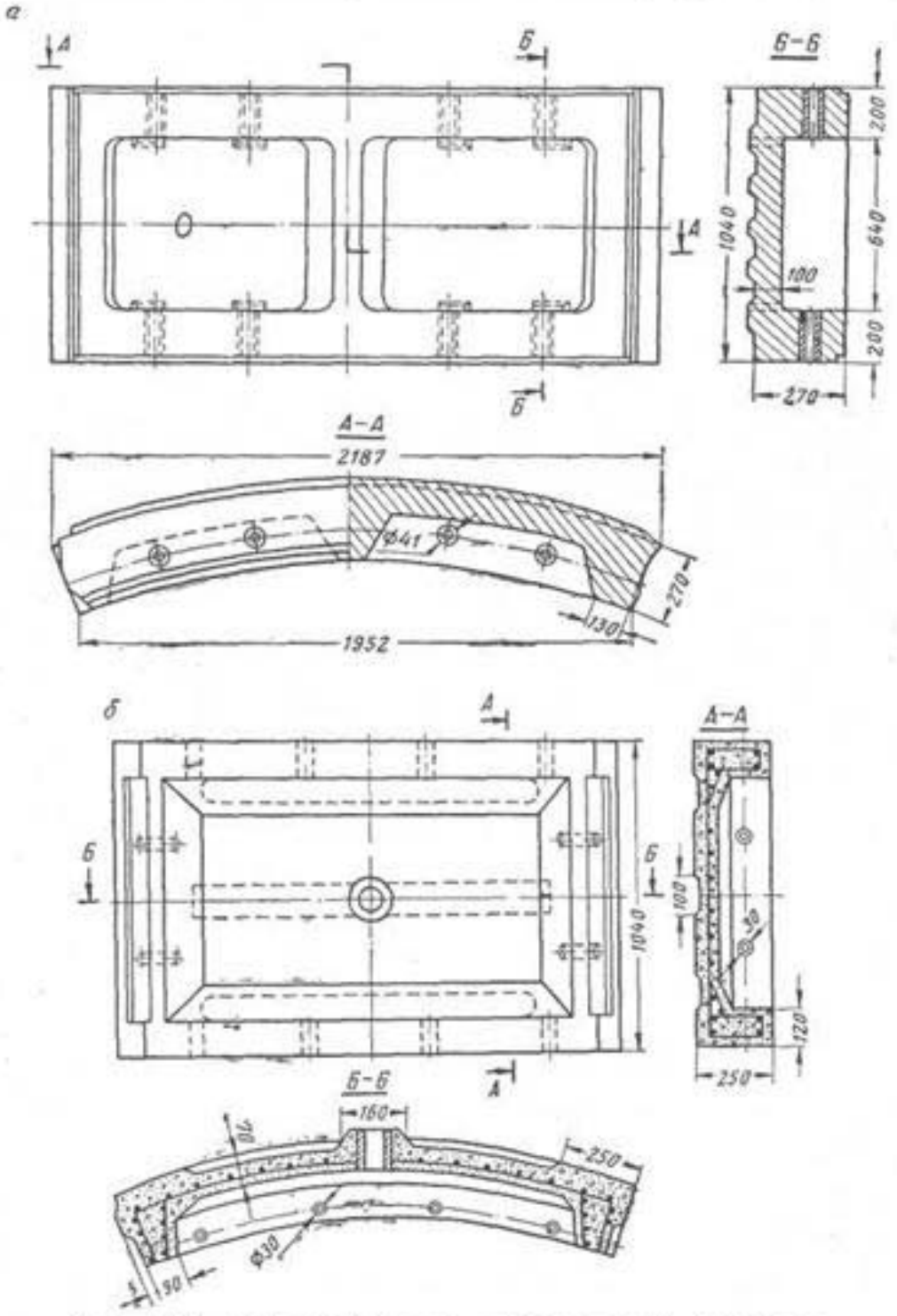


Рис. 122. Железобетонные тюбинги (*а*) конструкции ВНИИОМШС и типа СТК(*б*)

Длина тюбингов по внешней стороне составляет 2290—2480 мм, а вес тюбинга 1060—1540 кг. Толщина спинки тюбингов принята 100 мм, ребра жесткости имеют высоту от 270 до 350 мм, что позволяет достигать равнопрочности крепи при разных диаметрах

стволов. Марка бетона не ниже 200. Соединение тюбингов в кольце обеспечивалось за счет соответствующей поверхности крайних ребер: одно ребро имеет цилиндрическую выпуклость, другое — вогнутость. Для лучшего сцепления с боковыми породами с наружной поверхности тюбинги имеют канавки. Сцепление с породами обеспечивается за счет тампонажного раствора, нагнетаемого в закрепное пространство по мере сооружения ствола.

Гидроизоляция швов производится путем чеканки их раствором из расширяющегося цемента. Для этого на ребрах имеются небольшие уступы, образующие на стыках канавки размером 14 × 50 мм.

Тюбинги СТК отличаются от тюбингов ВНИИОМШС меньшим весом (600 кг) и некоторыми конструктивными деталями (рис. 122, *б*). В них отсутствует среднее вертикальное ребро жесткости, а толщина их меньше: спинка имеет толщину 70 мм, ребра 250 мм. Необходимая несущая способность при меньших размерах достигается за счет применения бетона более высоких марок. Кроме отверстий в горизонтальных ребрах для связи тюбингов в колонне имеются отверстия под болты в вертикальных ребрах.

Гидроизоляция швов обеспечивается за счет нанесения на стыкуемые поверхности при сборке крепи слоя специальной мастики «гидроизомаст».

Стоимость 1 м³ сборного железобетона в деле по прямым затратам для тюбингов конструкции ВНИИОМШС составляет 121 руб., из них 106,5 руб. — стоимость материала, а тюбингов типа СТК соответственно 113 руб., из них материал 93,3 руб.

В 60-х годах применение сборного железобетона для крепления стволов резко упало, так как крепь из монолитного бетона при спуске его по трубам и применении створчатой опалубки оказалась более дешевой и технологичной, обеспечивающей более высокий уровень механизации возведения крепи. В настоящее время крепь их железобетонных тюбингов почти не применяют.

§ 66. Крепь из чугунных тюбингов

При сооружении стволов шахт в сложных гидрогеологических условиях, отличающихся наличием напорных подземных вод, применяют крепь из чугунных ребристых тюбингов. Эта крепь приобретает все большее распространение в практике. Так, в течение 12 лет, с 1957 по 1968 г., трестом Шахтспецстрой закреплено тюбинговой чугунной крепью 22 240 м стволов шахт [44].

Тюбинговая крепь состоит из звеньев высотой 20—30 м, отделенных одно от другого опорными венцами (рис. 123). Кольца состоят из тюбингов, которые изготовляют трех модификаций: нормальные, опорные и соединительные. Тюбинги снабжены фланцами, направленными внутрь ствола; наружная поверхность, обращенная к породе, гладкая. По несущей способности тюбинги разделяются на ряд серий, отличающихся толщиной стенок и размерами фланцев.

Толщина стенок изменяется от 30 до 70 мм с интервалом 10 мм, высота фланцев достигает 300 мм. Фланцы тюбингов подвергают качественной механической обработке, так что горизонтальные поверхности фланцев строго параллельны, а вертикальные — им перпендикулярны.

Кольца из нормальных тюбингов (рис. 124, *а*) составляют основную часть звена. Тюбинги снабжены горизонтальными и вертикальными ребрами. Высота тюбингов 1000 мм. Кольца из соединительных тюбингов, иначе называемых пикотажными, располагают в месте стыковки нового звена крепи с ранее установленным при возведении крепи снизу вверх. Необходимость в специальных соединительных сегментах возникает вследствие того, что практически нельзя точно примкнуть нижнюю колонну к верхней и соединить их болтами с прокладками. Поэтому два последних кольца собирают из соединительных тюбингов. У верхнего соединительного кольца, прикрепляемого к опорному венцу предыдущего звена, отсутствуют отверстия на нижнем фланце, а сам фланец имеет скошенную поверхность. Точно также тюбинги нижнего соединительного кольца не имеют на верхнем фланце болтовых отверстий, а поверхность фланца скошена. В результате получается клинообразный зазор между соединительными кольцами шириной 20—30 мм, который тщательно пикотируется деревянными клиньями, этим обеспечиваются распор между двумя звеньями и водонепроницаемость стыка (рис. 124, *б*). Деревянные швы играют также положительную роль в снятии температурных напряжений, возникающих в металлической крепи при изменениях температуры.

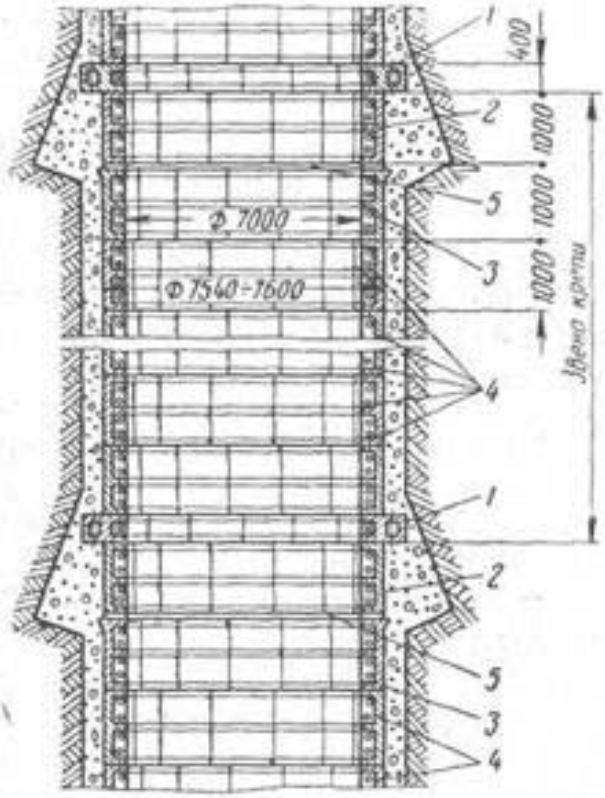


Рис. 123. Конструкция тюбинговой крепи:

1 — опорный венец (опорное кольцо); *2* — верхнее пикотажное кольцо; *3* — нижнее пикотажное кольцо; *4* — нормальное кольцо; *5* — пикотажный шов;

Опорные тюбинги служат для сооружения опорного венца: последний является основанием для звена тюбинговой крепи. В ряде случаев он служит преградой для воды, стекающей за крепью с верхних горизонтов. Такие опорные кольца, выполняющие двойную функцию, называют кейлькранцами. Опорные тюбинги в отличие от нормальных имеют малую высоту (350—400 мм) и большую ширину (450—500 мм). Это обеспечивает возможность надежного укре-

пления их в стенках ствола. Сегменты пустотелые, после установки эти пустоты заполняют цементно-песчаным раствором или бетоном. Опорные венцы сооружают по возможности в крепких породах.

Сегменты собираются в кольца с помощью болтов, для чего в вертикальных фланцах предусматривают два ряда отверстий. Колонна из колец также собирается на болтах.

Одним из главных требований к тюбинговой крепи является водонепроницаемость. Для достижения ее предусматривается целый ряд

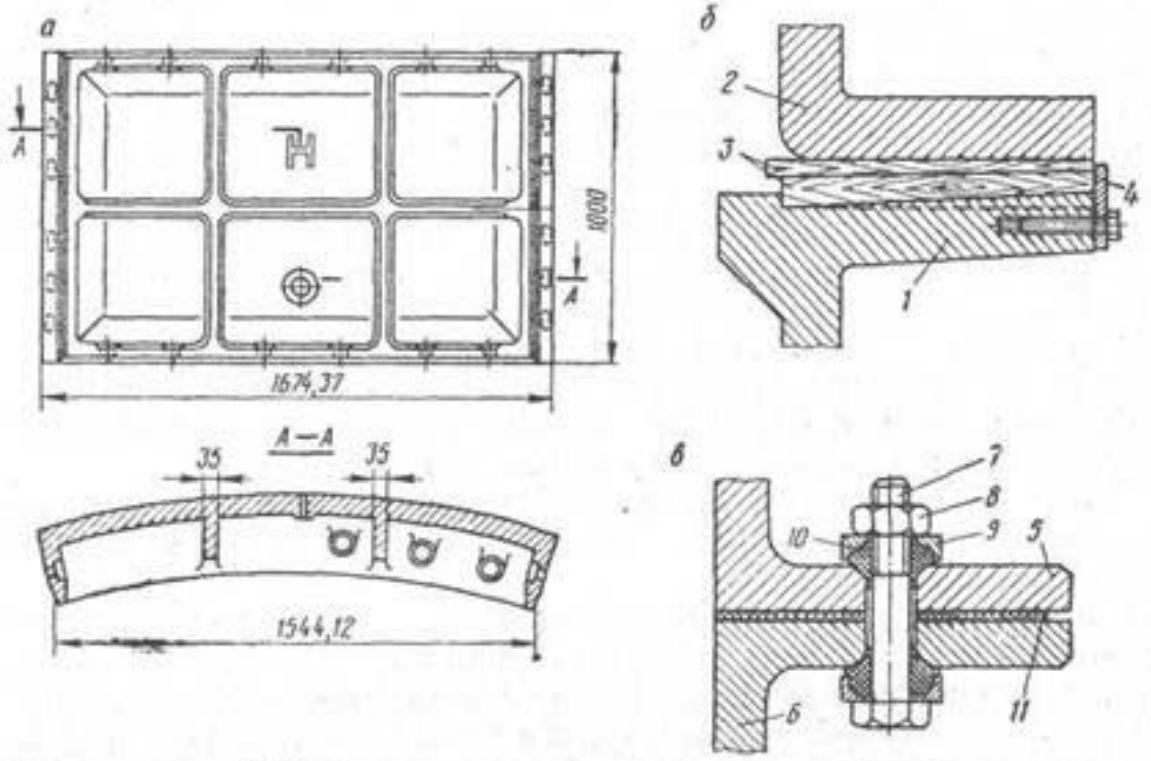


Рис. 124. Конструкции элементов тюбинговой крепи:

а — нормальный тюбинг; *б* — соединительный шов; *в* — конструкция шва нормальных тюбингов;
1 — нижнее пикотажное кольцо; *2* — деревянное верхнее пикотажное кольцо; *3* — деревянные клинья (пикотаж); *4* — предохранительная планка; *5* — верхний тюбинг; *6* — нижний тюбинг; *7* — болт; *8* — гайка; *9* — стальная шайба; *10* — свинцовая шайба; *11* — расчеканенная свинцовая прокладка

мероприятий. В вертикальные и горизонтальные швы перед сболчиванием тюбингов укладывают свинцовые прокладки толщиной 2 мм. После сболчивания эти прокладки тщательно расчеканиваются.

Под головки болтов и гайки подкладывают бочкообразные шайбы, которые при затяжке болтов расплющиваются и герметизируют соединение (рис. 124, *в*). После установки колонны в пределах звена производят тампонаж закрепного пространства через отверстия, имеющиеся на каждом нормальном тюбинге. После тампонажа отверстия закрывают резьбовыми пробками со свинцовыми шайбами. В некоторых случаях применяют дополнительные меры по обеспечению водонепроницаемости крепи [44].

Тюбинги изготовляют из чугуна. Чугун не должен содержать фосфора более 1%, а серы — 0,08%. Уплотнительный свинец для

В более общем виде задача о давлении на крепь ствола может быть решена с учетом сцепления пород [31].

В качестве основной предпосылки можно принять: горное давление по глубине является прерывистой функцией; в прочных слоях, где напряжения не достигают разрушающих, оно отсутствует; там же, где напряжения превосходят предел прочности, возникает давление. Наиболее опасными являются тангенциальные напряжения, так как сопротивление пород скалыванию в несколько раз меньше, чем сжатию.

В качестве механической характеристики связной породы принимают

$$\tau = K + f\sigma_n. \tag{IV.3}$$

Рассматривают условия равновесия на наклонной площадке, отсекающей элементарную призму (рис. 55, *а*)

Активной силой, сдвигающей призму, является напряжение τ, вызванное давлением столба пород $\sigma_z = \gamma H$. Эту силу уравновешивают: сцепление K; внутреннее трение от нормальной составляющей веса пород $f\sigma_n$; тангенциальная составляющая реакции крепи τ'; внутреннее трение от нормальной составляющей отпора крепи $f\sigma_n'$.

С учетом уравнения (IV.3) получим

$$\tau = K + \sigma_n f + \tau' + \sigma_n' f. \tag{IV.4}$$

Напряжения на наклонной площадке выразим через главные

$$\tau = \frac{\sigma_z}{2}\sin 2\theta;\ \sigma_n = \sigma_z \cos^2\theta;\ \tau' = \frac{p}{2}\sin 2\theta;\ \sigma_n' = p\sin^2\theta.$$

Подставляя их значения в уравнение (IV.4), получим

$$\frac{\sigma_z}{2}\sin 2\theta - \frac{p}{2}\sin 2\theta = K + \sigma_z \cos^2\theta\,\mathrm{tg}\,\varphi + p\sin^2\theta\,\mathrm{tg}\,\varphi.$$

После преобразований получим

$$p = \frac{\gamma H(1-\sin\varphi) - 2K\cos\varphi}{1+\sin\varphi}. \tag{IV.5}$$

Из формулы (IV.5) устанавливаем глубину, на которой те или другие породы переходят в неустойчивое состояние (при $p = 0$),

$$H \geqslant \frac{2K\cos\varphi}{\gamma(1-\sin\varphi)}.$$

Из формулы (IV.5) получается формула (IV.1), как частный случай, когда $K = 0$. Следовательно, по формуле (IV.5) давление на крепь ствола на каждом участке определяется глубиной γH, сцеплением K и углом внутреннего трения; две последние величины могут быть определены лабораторным путем, в связи с чем расчетная нагрузка будет иметь объективный характер.

§ 30. Методы, основанные на теории упругости и пластичности

В 1925 г. А. Н. Динник предложил использовать для решения задач горного давления теорию упругости. Основной предпосылкой была гипотеза о том, что после возведения крепи в стволе порода входит с крепью в контакт, при этом для создания равновесного состояния в породах восстанавливаются первоначальные радиальные напряжения, существовавшие в массиве до проходки ствола.

Это предложение было опровергнуто проф. М. М. Протодьяконовым. Известно, что упругие деформации при образовании полости в массиве развиваются со скоростью звука в этой среде и, следовательно, до возведения крепи успеют проявиться, хотя иногда и не в полной мере (упругое последействие). Кроме того, упругое состояние пород в обнажении — лучшая гарантия устойчивости, крепь в этих условиях не нужна.

В последующем попытки применить теорию упругости для определения давления на крепь шахтного ствола были предприняты Г. Н. Савиным [32], И. В. Родиным [33] и др. Они рассматривали горные породы как изотропную и упругую среду, в которой пройдена вертикальная выработка, а в нее вставлен упругий цилиндр — горная крепь — со своими упругими константами. Давление на крепь определяли из условия совместного упругого деформирования пород и цилиндра под влиянием действующих в массиве сил горизонтального распора. От предложения А. Н. Динника эти методы отличаются деталями, учитывающими в той или иной мере технологию сооружения ствола, однако необходимого соответствия условий задачи с реальностью не достигается.

Давления на крепь ствола со стороны пород, находящихся в упругом состоянии, не существует. Давление может возникнуть лишь в том случае, когда породы начнут пластически деформироваться или же разрушаться. Поэтому значительно ближе к реальным условиям стоят методы, основанные на теории пластичности. К числу первых решений, в которых учитываются пластические деформации боковых пород, относится решение задачи проф. Ф. А. Белаенко [34].

В основу решения заложена предпосылка о том, что давление на крепь возникает лишь на глубине, где данная разновидность пород переходит под влиянием действующих напряжений в пластическое состояние, а величина давления — это результат совместного деформирования породы и горной крепи.

В качестве исходных напряжений в массиве принимают

$$\sigma_z = \gamma H;\ \sigma_\theta = 2\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H;\ \sigma_r = 0.$$

В качестве условия пластичности принято уравнение

$$S = Km\varepsilon^\lambda,$$

где S — интенсивность напряжений сдвига;
ε — интенсивность деформаций сдвига;

$$K = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}};$$

σ_u — предел упругости;
m и λ — пластические параметры, определяемые опытным путем.

Основное условие совместной работы крепи и боковых пород выражается уравнением

$$\underset{t=\infty}{U_a} - \underset{t=0}{U_a} = U_к,$$

где $\underset{t=\infty}{U_a}$ — смещение точек контура обнажения в конечном итоге;
$\underset{t=0}{U_a}$ — смещения точек контура обнажения в начальный момент;
$U_к$ — упругое смещение наружных точек цилиндра крепи.

Смещения $\underset{t=\infty}{U_a}$, $\underset{t=0}{U_a}$ и $U_к$ зависят от параметров, характеризующих породу и материал крепи, — модуля сдвига G, коэффициента Пуассона μ, коэффициента бокового распора, модуля Юнга, от размеров ствола, глубины, для которой определяется давление, а также пластических параметров m и λ.

Расчеты, выполненные автором метода, показали результаты, близкие к действительности. Метод, однако, не получил распространения в практике, что объясняется необходимостью предварительного определения целого ряда механических параметров, характеризующих горную породу в массиве, с одной стороны, и сложностью и громоздкостью вычислений — с другой.

В аналогичной постановке, но с учетом реологических свойств разработана методика расчета крепи стволов шахт К. В. Руппенейтом и др. [49]. Горный массив принимается в виде упругой среды, в этой среде при проходке ствола в некоторой области возникает ползучесть деформаций и релаксация напряжений. Возведение капитальной крепи происходит с некоторым отставанием от забоя, за это время стенки ствола свободно деформируются внутрь на некоторую величину U_0. После возведения крепи происходит дальнейшее смещение боковых пород за счет ползучести деформаций, однако этому смещению сопротивляется постоянная крепь: происходит совместное деформирование цилиндра крепи и боковых пород до тех пор, пока внешние усилия не будут уравновешены сопротивлением крепи. Эта часть смещений обозначается $U_{(q)}$. Суммарное, конечное смещение боковых пород

$$U_{\infty(q)} = U_0 + U_{(q)},$$

где U_0 — начальные смещения, без крепи;
$U_{(q)}$ — совместные смещения.

Характер взаимодействия крепи и боковых пород показан на рис. 56. При смещении, равном нулю, имеет место максимальное давление γH, а при некоторой величине U, зависящей от свойств пород и глубины выработки, давление на крепь будет равно нулю.

На графике (рис. 56) нанесены кривые, характеризующие работу цилиндра крепи. При возведении крепи вслед за забоем ($U_0 = 0$) кривая выходит из начала координат, при возведении с отставанием ($U_0 \neq 0$) кривая находится выше, давление на крепь будет меньше. Исходя из этой предпосылки авторами этого метода найдены функции, отражающие различные боковые породы и конструкции крепи. В частности, для скальных пород авторами принята модель Пойтинга — Томсона, отражающая, как известно, мгновенные упругие деформации и упругое последействие. Задачи решены отдельно для тюбинговой крепи с последующим тампонажем закрепного пространства и для бетонной крепи, возводимой с отставанием от забоя и непосредственно в забое при совмещенной схеме проходки стволов. Решение этих задач отличается сложностью и поэтому практическое применение этих методов расчета ограничено. Действительно, в основу расчета заложены уравнения состояния среды, предполагающие устойчивое состояние стенок ствола без крепи. Роль крепи состоит в том, чтобы ограничить процесс развития деформаций боковых пород на каком-то этапе, хотя эти деформации могут затухать без всякой крепи, не вызывая разрушения стенок ствола. В этих условиях выбор несущей способности крепи становится произвольным, так как по условиям технологии всегда можно придать перемещению U_0 максимальное значение, близкое к U_∞, и, таким образом, свести нагрузку на крепь к нулю. На практике технология сооружения стволов не оказывает столь существенного влияния на горное давление.

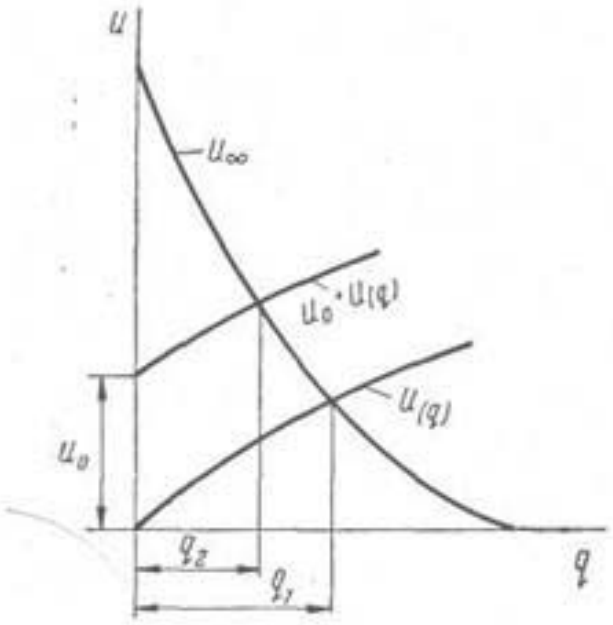


Рис. 56. График зависимости давления на крепь q от величины смещения пород U

§ 31. Эмпирические методы. Методика СНиП

Отсутствие достаточно надежных теоретических методов определения нагрузки на крепь шахтных стволов вызвало необходимость в постановке экспериментов по измерению нагрузок на крепь с помощью специальных динамометров, устанавливаемых за крепь в процессе сооружения ствола. Наиболее широко эти эксперименты были выполнены институтом ВНИМИ; на базе этих экспериментов предложен эмпирический метод расчета (СНиП II-М.4—65). Этот метод распространяется на геологические условия, аналогичные тем, в которых проводились натурные эксперименты (для районов Дон-

басса, Кузбасса, Караганды, Урала) при цилиндрической форме крепи из бетона, железо-бетона, бетонитов и других материалов; диаметр ствола до 8 м в свету при притоках воды до 8 м/ч.

Порядок расчета инструкцией ВНИМИ и СНиП рекомендуется следующий. Проверяют стойкость породных стенок ствола на протяженных участках и на сопряжении с околоствольными дворами по формуле

$$H_{пр} = \frac{kR_{сж}}{2\eta\gamma},$$

где η — безразмерный коэффициент концентрации напряжений (на сопряжении $\eta = 6$, на протяженном участке ствола $\eta = 3$);

k — коэффициент структурного ослабления пород в массиве, зависящий от слоистости и трещиноватости и равный $1{,}0 \div 0{,}3$ [33];

$R_{сж}$ — предел прочности пород на одноосное сжатие;

γ — объемный вес породы.

При стойких породных стенках ($h < H_{пр}$) давление отсутствует, крепь принимается без расчета по нормам.

В том случае, если породы находятся в неустойчивом состоянии ($h > H_{пр}$), нагрузку на крепь ствола принимают по данным, приведенным в табл. 6.

Таблица 6

Глубина ствола, м	Нормативная средняя нагрузка $p_н$ (тс/м²) в зависимости от способа проходки и угла падения пласта			
	Последовательный и параллельный		Совмещенный	
	До 30°	Более 30°	До 30°	Более 30°
До 400 (исключая наносы)	5	6	7	9
400—700	7	9	11	13

Расчетная максимальная нагрузка на крепь ствола (за исключением участка в наносах)

$$p_{max} = nn_1 p_н [1 + 0{,}1 (r_0 - 3)] (1 + 3v),$$

где n — коэффициент перегрузки, равный 1,5;

n_1 — безразмерный коэффициент, принимаемый в обычных условиях равным 0,67, на сопряжениях 1,0, в «пучащих» породах 1,34;

v — безразмерный коэффициент неравномерности распределения нагрузки по контуру крепи, зависящий от геологических факторов (угла падения пород) и технологии и равный 0,3—0,9 [33];

r_0 — радиус ствола.

В инструкции ВНИМИ по расчету крепи ствола разработана также методика расчета давления на ствол в наносах с учетом пригрузки от поверхностных зданий и сооружений.

§ 32. Давление на крепь в наклонных выработках

Для наклонных выработок методов расчета нагрузок на крепь не разработано. Однако для практических целей в зависимости от угла наклона можно использовать расчетные методы для горизонтальных или же для вертикальных выработок.

Если угол наклона выработки не превышает 10°, при расчете нагрузок на крепь следует пользоваться методами, предложенными для горизонтальных выработок.

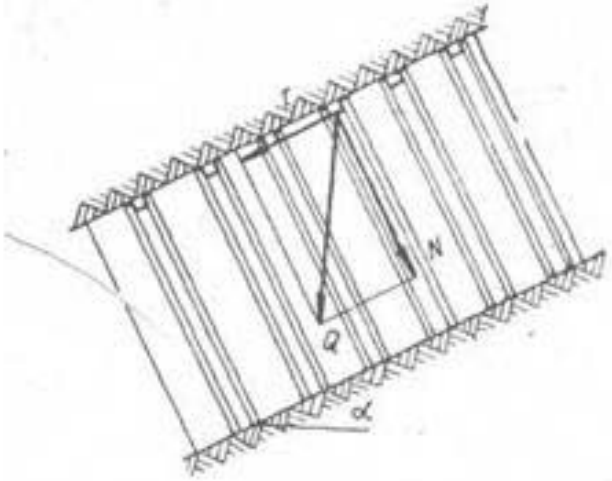


Рис. 57. Схема к определению давления горных пород на крепь наклонных выработок

При пологом падении пластов (10° и выше), а также при наклонном падении целесообразно вести расчет по схеме, показанной на рис. 57.

Нагрузку Q определяют в зависимости от свойств и состояния пород по одному из ранее описанных методов для горизонтальных выработок, после чего определяют составляющие: нормальную $N = Q \cos \alpha$ и тангенциальную силу $T = Q \sin \alpha$. Несущие элементы крепи рассчитывают на косонаправленную нагрузку Q, а для восприятия силы T предусматривают распорные элементы, препятствующие движению крепи вниз, в направлении уклона. При углах наклона выработки 45—70° со стороны почвы нередко наблюдается смещение пород, в связи с чем крепь делается замкнутой и нагрузка на элементы со стороны почвы может быть определена на основе теории расчета подпорных стен или других методов расчета вертикальных выработок. Со стороны же кровли более существенное значение имеет вес отделившихся от массива пород, поэтому давление на крепь целесообразно определять по формулам, предложенным для горизонтальных выработок, а в качестве расчетной нагрузки принимать нормальную составляющую, соответствующую углу наклона 45°.

При крутом падении пластов (70—90°) для определения нагрузки на крепь наклонных выработок целесообразно пользоваться методами и формулами, предложенными для вертикальных выработок.

Глава V

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ ИЗУЧЕНИЯ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

§ 33. Методы измерения деформаций горных пород вокруг выработок

Смещения горных пород вокруг подземных выработок относятся к одной из форм проявления горного давления. Эти смещения развиваются во времени, величина их и продолжительность зависит от состояния пород, предопределяемого глубиной расположения выработки от поверхности, механическими свойствами пород, текстурными особенностями и пр.

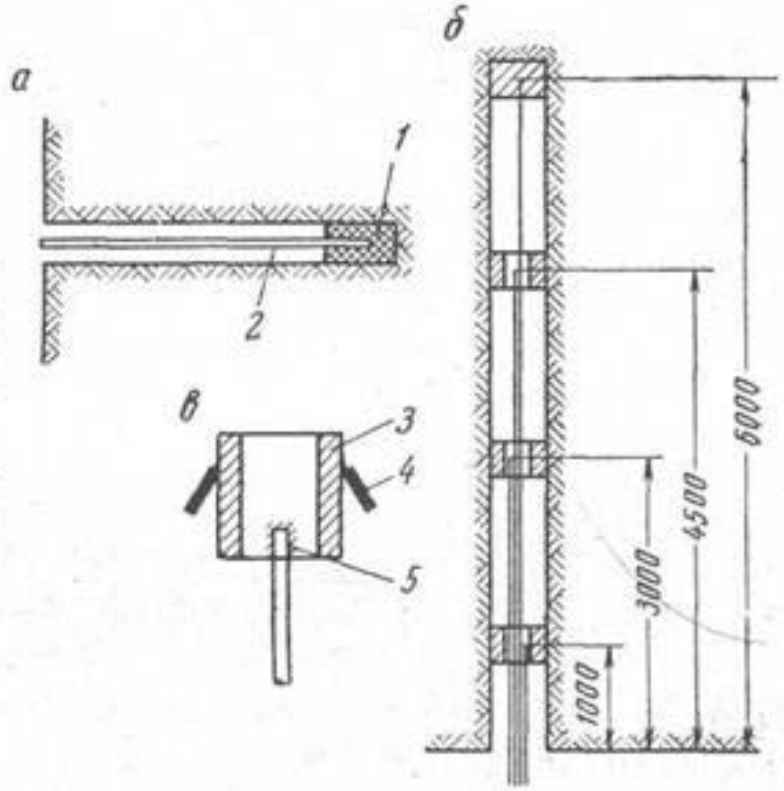


Рис. 58. Конструкция простейшего репера (*а*), схема расположения глубинных реперов в скважине (*б*) и конструкция распорной части (*в*):

1 — деревянная пробка; *2* — штырь; *3* — отрезок трубы; *4* — пружинный «ерш»; *5* — приварка штыря

Изучение закономерностей смещения горных пород вокруг выработок имеет важное научное и практическое значение. Оно является одним из средств проверки теоретических предпосылок в гипотезах, а также может служить основой для выбора типов и конструкций горной крепи.

Изучение смещений ведется по двум направлениям: измеряют относительные смещения — сближение боков выработки и сближение почвы и кровли, что часто называют конвергенцией; измеряют абсолютные перемещения точек массива относительно неподвижного репера, т. е. опускание кровли, поднятие почвы и т. п.

И в том и в другом случае для фиксирования точек в массиве используют репера различной конструкции. Репер, помещаемый в скважину, состоит из двух частей: распорной, обеспечивающей

закрепление репера в той или иной точке, и штыря, выходящего в выработку. Для неглубоких реперов (0,5—3,0 м) в качестве распорной части часто используют деревянную пробку, которая при некотором набухании под влиянием естественной влаги прочно удерживает забитый в нее штырь (рис. 58, *а*). Для глубинных реперов (5—10 м и более) применяют замки разных конструкций из металла. При этом часто конструкция выбирается такой, чтобы в одну скважину можно было поместить несколько реперов, укрепляемых на разном расстоянии от поверхности обнажения (рис. 58, *б*).

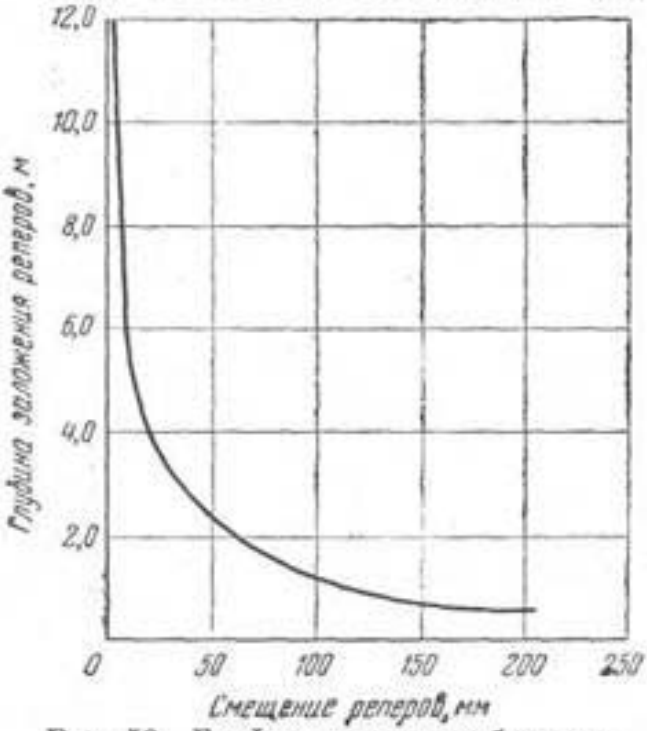


Рис. 59. График смещения боковых пород в кровле штрека

Одна из конструкций распорной части показана на рис. 58, *в*. Для измерения относительных смещений реперов применяют измерительные рейки или же рулетки, обеспечивающие точность взятия отсчета 1,0—0,5 мм.

Измерение абсолютных смещений производят с помощью нивелирования от заранее выбранного, неподвижного репера.

На рис. 59 показан примерный график смещения боковых пород в штреке. Как видно из графика, зона неупругих деформаций с течением времени достигла значительного распространения в глубь массива — свыше 10 м.

§ 34. Методы измерения давления боковых пород на горную крепь в шахтах

Измерение давления на крепь в подземных выработках имеет целью установить фактическую картину распределения нагрузки и ее величину, изменение этих параметров во времени, что важно, учитывая недостаточную надежность расчетных методов.

Степень надежности и объективности результатов измерений во многом зависит от методики эксперимента. Измерение нагрузки на крепь чаще всего производят на рамные конструкции крепи, однако имеются примеры измерения нагрузок на сплошную бетонную крепь.

Для измерений нагрузок на рамные конструкции выбирают участок выработки длиной 20—30 м и на этом участке на трех-четырех рамах с интервалом между ними 5—6 м устанавливают динамометры по периметру рам. Для получения достаточно объективных результатов необходимо соблюдать следующие правила.

Рамы, снабженные динамометрами (динамометрические рамы), по своей характеристике (степень жесткости, размер податливости, качество забутовки) и положению в пространстве должны быть одинаковыми со смежными, рядовыми рамами. Всякого рода отклонение от этого правила будет сопровождаться появлением дополнительных ошибок в результатах наблюдений.

Число динамометров по периметру выработки должно быть по возможности большим, так, чтобы можно было получить непрерывную эпюру нагрузки. Общая схема размещения динамометров по периметру арки показана на рис. 60.

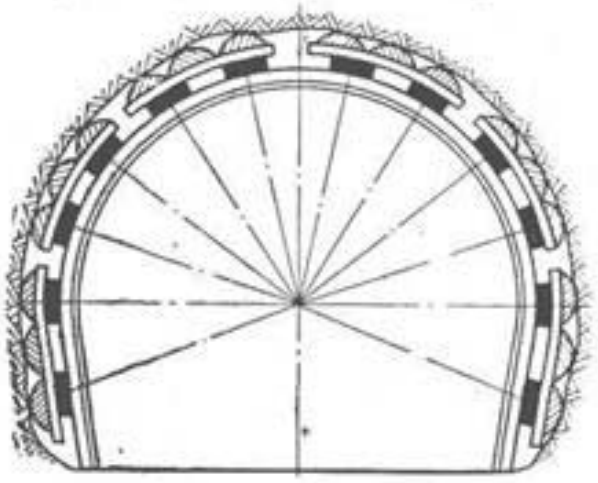


Рис. 60. Схема размещения динамометров по периметру арки

В качестве измерительной аппаратуры используют различные динамометры:

механические, мембранные типа 50Д180 (ИГД им. А. А. Скочинского);

с электротензодатчиками;

с вакуумной резиной (ЛГИ);

струнные динамометры (ВНИМИ).

Механическая мессдоза (динамометр) показана на рис. 61. Основной рабочей частью его является упругая стальная мембрана *1*, прогиб которой при нагружении измеряется индикатором часового типа. Для увеличения хода измерительной иглы индикатора в мессдозу помещен неравноплечий рычаг. Перед установкой на крепь каждая мессдоза тарируется под прессом.

Механические динамометры надежны в работе, не боятся сырости, изменения температуры, однако они громоздки и дороги.

Более портативными и дешевыми являются динамометры, у которых в качестве упругого элемента используется вакуумная резина, отличающаяся хорошей упругостью. Одна из конструкций такой мессдозы показана на рис. 62. Благодаря своей легкости, простоте и дешевизны такой динамометр может быть установлен под каждой затяжкой, что позволяет получить более надежную эпюру нагрузки на арку или раму.

Надежными в работе оказались динамометры со струнными датчиками, однако по конструкции они сложнее, а по стоимости значительно дороже. Динамометры с электрическими тензодатчиками сопротивления не дают стабильных результатов, так как они весьма чувствительны к изменению температуры, влаги и другим воздействиям.

Значительный интерес представляет методика измерений нагрузок на крепь с помощью мешков из металлического листа, заполненных битумом (ВНИМИ). Такие мешки закладывают между породой и крепью по периметру, в результате воспринимаемое давление при-

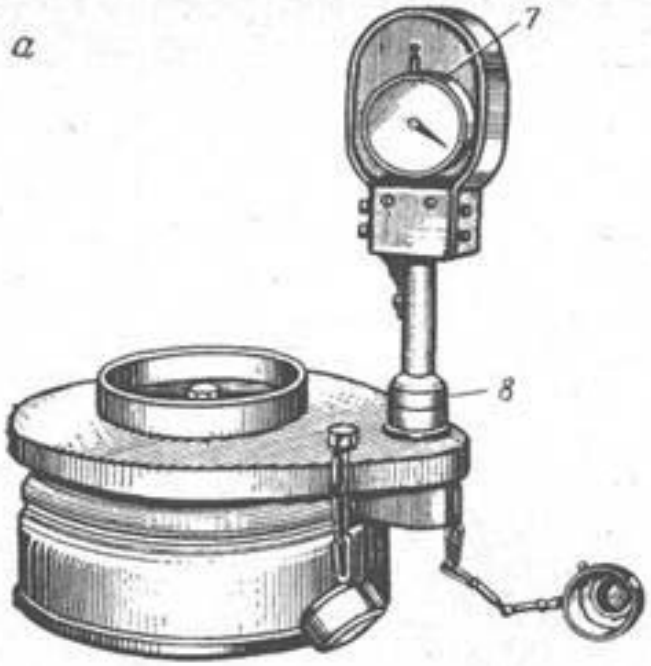
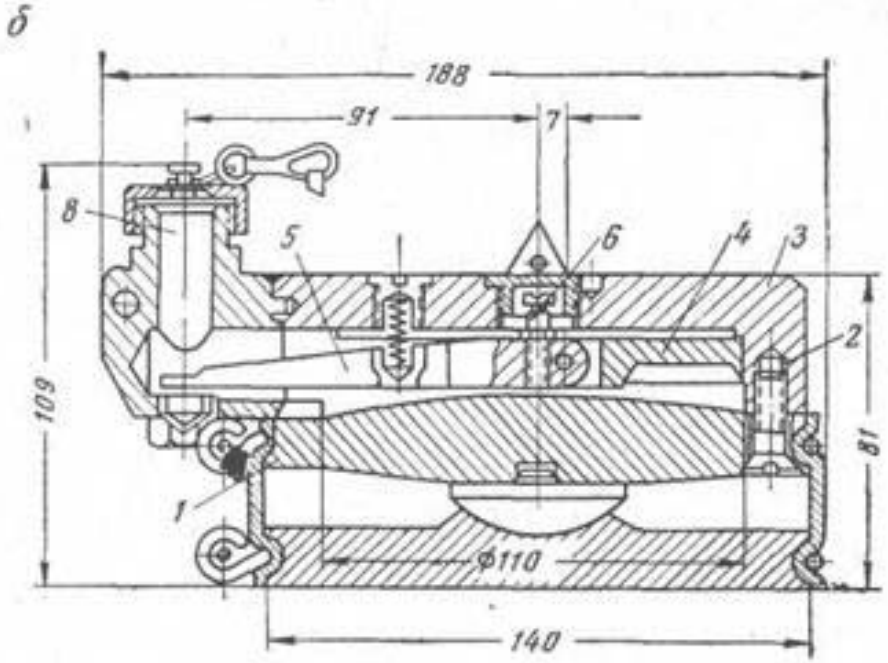


Рис. 61. Общий вид (*а*) и конструкция механического динамометра (*б*) с мембраной:

1 — мембрана; *2* — корпус; *3* — опорная плита; *4* — вилка; *5* — рычаг; *6* — регулировочный винт; *7* — индикатор часового типа; *8* — штуцер



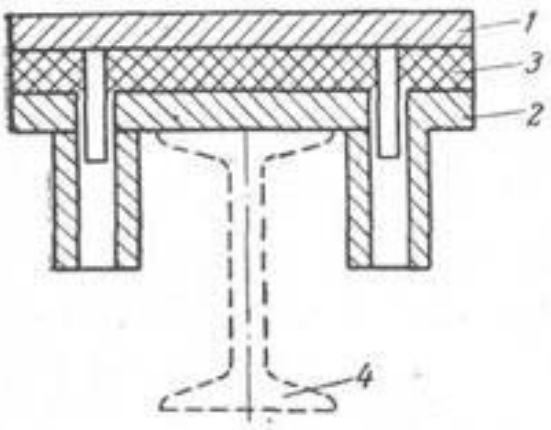


Рис. 62. Мессдоза с вакуумной резиной:

1 — верхняя плита; *2* — нижняя плита; *3* — слой вакуумной резины; *4* — крепежная рама

нимает гидростатический характер и измеряется с помощью динамометра. Путем выпуска части битума из мешков через специальные отверстия представляется возможным изучить роль податливости в формировании давления горных пород на крепь. Недостатком является высокая стоимость приборов, а также трудности их установки за крепь.

При измерении нагрузок с помощью тех или иных других динамометров получают данные, характеризующие реакцию данного вида горной крепи; кроме того, получаемые результаты чаще имеют узкое значение в пределах шахты, крыла, участка. Это необходимо учитывать при трактовке и оценке результатов экспериментальных измерений в шахтах.

§ 35. Моделирование методом эквивалентных материалов

Большое разнообразие горнотехнических условий, связанное с разными способами проходки горных выработок, различным положением их в пространстве, изменчивостью строения и сложения горных пород и их свойств, приводит часто к непреодолимым трудностям при попытках использовать аналитические методы для решения тех или иных инженерных задач.

Непосредственные инструментальные измерения деформаций и напряжений в окружающем горные выработки массиве и нагрузок на крепь связаны с большими затратами средств и времени и могут быть осуществлены лишь в процессе строительства или эксплуатации подземного сооружения.

В этих условиях важное значение приобретают методы лабораторного моделирования явлений, происходящих в земной коре в результате горных разработок. Одним из таких методов является моделирование с помощью эквивалентных материалов, разработанное Г. Н. Кузнецовым (ВНИМИ, 1937 г.) и получившее в последующем довольно широкое распространение в практике исследовательских работ. Моделирование проявлений горного давления методом эквивалентных материалов базируется на общих законах подобия.

Подобными называются явления, когда во всех точках геометрически подобных систем отношения величин, характеризующих процесс, представлены постоянными числами. Эти отношения не могут выбираться произвольно, так как величины, характеризующие то или другое явление, находятся в определенной однозначной для данного процесса связи, которая может быть описана математически. Математическое выражение для случая динамического подобия было выведено Ж. Бертраном (1848 г.) на основе второго закона Ньютона, поэтому это выражение называют законом подобия Ньютона.

Моделирование механических процессов и явлений требует соблюдения подобия в размерах (геометрическое подобие), в массах (динамическое подобие) и времени (кинематическое подобие).

Геометрическое подобие будет соблюдено, если все размеры модели в целом и размеры отдельных элементов ее изменены (уменьшены) в одинаковое число раз по сравнению с размерами моделируемой системы в натуре.

Для соблюдения динамического подобия необходимо, чтобы массы частиц, подобно расположенные в пространстве на модели и в натуре, были связаны постоянным множителем.

Кинематическое подобие требует, чтобы одинаковые по положению в пространстве частицы в модели и натуре двигались по геометрически подобным траекториям и проходили геометрически подобные пути в отрезки времени, отличающиеся постоянным множителем.

Геометрическое подобие

$$\frac{L}{l} = \alpha_l,$$

где L — размер в натуре;

l — размер на модели;

α_l — масштаб геометрического подобия.

Динамическое подобие

$$\frac{M}{m} = \alpha_m,$$

где M — масса в натуре;

m — масса на модели;

α_m — масштаб динамического подобия.

Выражая массу в натуре и на модели через плотность сред и линейные размеры систем, получим

$$\alpha_m = \frac{M}{m} = \frac{\rho_н L^3}{\rho_м l^3} = \frac{\rho_н}{\rho_м}\alpha_l^3,$$

где $\rho_н$ — плотность среды в натуре;

$\rho_м$ — плотность среды в модели.

Отношение сил, действующих на подобно расположенные частицы,

$$\alpha_f = \frac{F}{f} = \frac{MA}{ma}, \qquad (V.1)$$

но

$$\frac{A}{a} = \frac{L}{T^2} : \frac{l}{t^2},$$

тогда

$$\alpha_f = \frac{\rho_н L^3 L}{T^2} : \frac{\rho_м l^3 l}{t^2},$$

где F и f — силы в натуре и на модели;

T и t — время движения в точках.

Учитывая, что $\frac{L}{T} = V$, а $\frac{l}{t} = v$, где V, v — скорость движения подобно расположенных точек, выражение (V.1) примет вид:

$$\alpha_f = \frac{F}{f} = \frac{\rho_н L^2 V^2}{\rho_н l^2 v^2}$$

или

$$\frac{F}{\rho_н L^2 V^2} = \frac{f}{\rho_м l^2 v^2} = \mathrm{Ne} = \mathrm{idem} \qquad (V.2)$$

Соотношение (V.2), называемое числом Ньютона, выражает основной критерий динамического подобия систем в натуре и на модели.

Таким образом, элементы движения в двух подобных системах связаны определенным соотношением, которое для соответственно расположенных точек имеет одинаковое значение в виде безразмерного параметра. Это отношение также называют инвариантом подобия.

Применительно к методике моделирования эквивалентными материалами общий закон механического подобия Ньютона преобразуется следующим образом:

$$\frac{V^2}{v^2} = \frac{AL}{al}.$$

Тогда выражение (V.2) примет вид

$$\frac{F}{\rho_н L^3 A} = \frac{f}{\rho_м l^3 a}. \qquad (V.3)$$

Горное давление развивается под влиянием сил тяжести, поэтому в качестве ускорения следует взять земное притяжение g, тогда:

$$\rho_н A = \rho_н g = \gamma_н;$$

$$\rho_м a = \rho_м g = \gamma_м,$$

где $\gamma_н$, $\gamma_м$ — соответственно объемный вес породы в массиве и материала модели.

Обозначив отношение $\frac{F}{L^2}$ через $N_н$, а $\frac{f}{l^2}$ через $N_м$ и подставляя значения их в формулу (V.3), получим

$$\frac{N_н}{\gamma_н L} = \frac{N_м}{\gamma_м l} = k = \text{inv}, \qquad (V.4)$$

где k — критерий подобия для процессов деформаций и разрушения пород в условиях напряжений, вызванных гравитационными силами.

В формуле (V.4) величина N может выражать различные характеристики натуры и модели, имеющие размерность силы, деленной на площадь, как например предел прочности материала при моделировании статических процессов, предел упругости для упругого состояния, модуль упругости и др.

При моделировании проявлений горного давления материал модели должен быть подобран таким образом, чтобы удовлетворялось условие (V.4), которое может быть записано так:

$$N_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} N_н.$$

В качестве основных характеристик, по которым подбирается материал, должны быть выбраны те, которые играют решающую роль в изучаемом явлении.

При изучении процессов деформирования и разрушения горных пород и подземных выработок широко пользуются теорией прочности Мора, согласно которой определяющими параметрами являются элементы паспорта прочности, т. е. сцепление и внутреннее трение. Таким образом, паспорт прочности для материала модели должен быть геометрически подобен паспорту реальной толщи горных пород. Г. Н. Кузнецов рекомендует при подборе эквивалентного материала для слабых и пластических пород пользоваться следующими соотношениями:

$$R_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} R_н;$$

$$R'_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} R'_н.$$

или

$$C_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} C_н;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_м = \operatorname{tg} \varphi_н,$$

где $R_м$, $R_н$ — соответственно предел прочности на сжатие материала модели и натуры;

$R'_м$, $R'_н$ — пределы прочности на растяжение материала модели и натуры;

$C_м$, $C_н$ — коэффициент сцепления для материала модели и натуры;

$\varphi_м$, $\varphi_н$ — углы внутреннего трения материала модели и натуры.

Для соблюдения подобия при моделировании упругих систем необходимо, чтобы были выполнены следующие условия:

$$E_м = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_м}{\gamma_н} E_н; \quad \mu_м = \mu_н,$$

где $E_м$, $E_н$ — модули упругости материалов;

$\mu_м$, $\mu_н$ — коэффициенты Пуассона.

Для моделирования процессов в условиях пластического деформирования (без учета времени) необходимо, чтобы уравнения, связывающие деформации и напряжения, были тождественны как для натуры, так и для модели при условии написания их в безразмерной форме.

Важным элементом в соблюдении условий подобия является отражение в модели структурных и текстурных особенностей массива — слоистости, кливажа, отдельностей и пр.

Однако количественная оценка геолого-петрографических особенностей строения и сложения пород весьма затруднительна, отсутствуют пока объективные способы количественного учета этих факторов при оценке прочностных свойств массива как целого.

В качестве исходных материалов для изготовления эквивалентных моделей берутся в соответствующих пропорциях кварцевый песок, молотая слюда, тальк, глина, парафин, гипс и др. [37].

Для изучения проявлений горного давления используют преимущественно плоские модели в виде свободно стоящих призм или же призм, ограниченных ограждением из прозрачного материала (стекла), с возможно малым коэффициентом трения между материалом модели и ограждающей стенкой. В зависимости от масштаба модели и глубины расположения моделируемой горной выработки

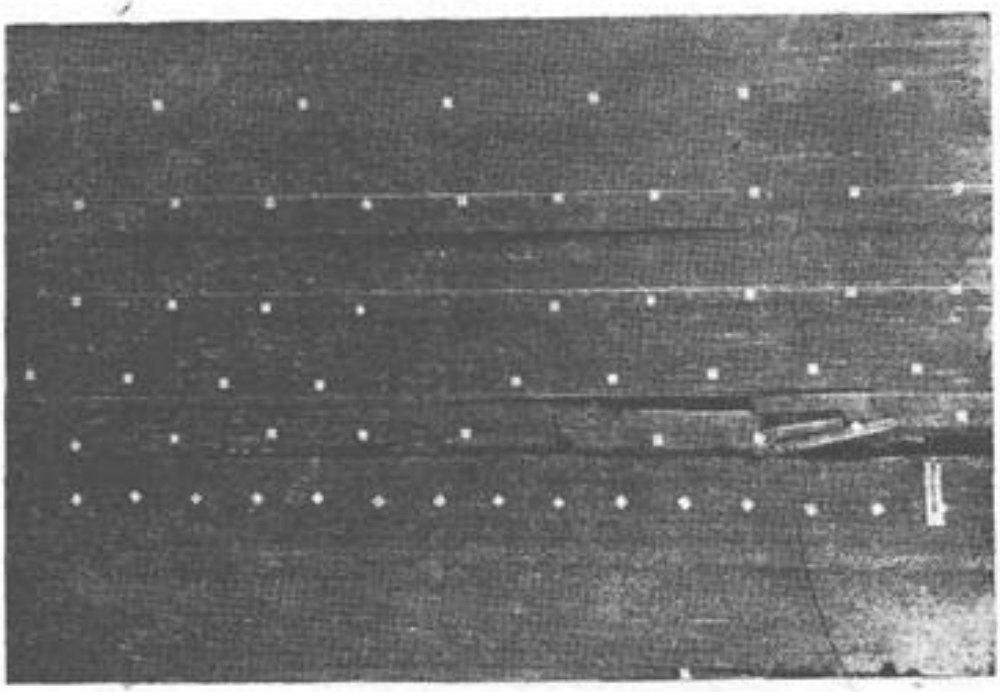


Рис. 63. Общий вид модели из эквивалентных материалов

условия подобия обеспечиваются собственным весом материала модели или же применяют дополнительную нагрузку. На рис. 63 приведен пример модели из эквивалентных материалов.

§ 36. Центробежное моделирование

Метод центробежного моделирования разработан в СССР Н. Н. Давиденковым и Г. И. Покровским, а в США — Бакки. Метод в принципе позволяет моделировать объемное напряженно-деформированное состояние пород вокруг выработок как в упругой области, так и за ее пределами.

Сущность его состоит в том, что гравитационные силы, предопределяющие напряженно-деформированное состояние горных пород на той или иной глубине, заменяются при моделировании силой, развиваемой в центрифуге.

Это позволяет в ряде случаев для изготовления модели принять материал, одинаковый с материалом натуры, что создает известные преимущества перед методом эквивалентных материалов.

Для установления условий подобия при центробежном моделировании можно воспользоваться инвариантом подобия (V.4).

Если модель изготовляют из материала натуры, то физико-механические свойства среды в модели и в натуре одни и те же, следовательно

$$N_м = N_н; \qquad \gamma_м = \gamma_н.$$

Однако тогда для соблюдения условия (V.4) l должно быть равно L. Для того чтобы обеспечить условие (V.4) при $l < L$, необходимо,

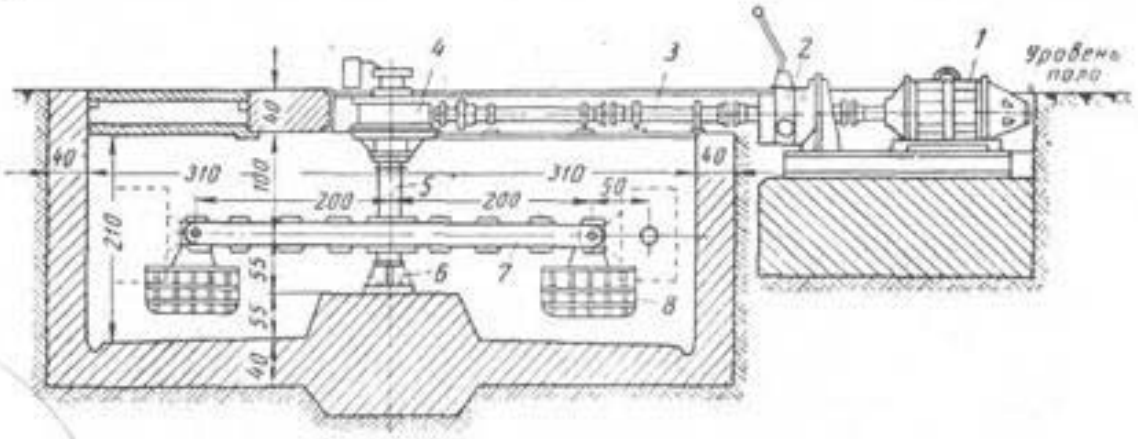


Рис. 64. Общий вид центрифуги:
1 — двигатель; *2* — коробка скоростей; *3* — трансмиссия; *4* — редуктор; *5* — пустотелый вал; *6* — подпятник; *7* — коромысло; *8* — каретки

чтобы $\gamma_м > \gamma_н$ или $\rho a > \rho g$. Это условие можно выполнить, если ускорение модели a увеличить во столько раз по сравнению с земным g, во сколько линейные размеры модели меньше соответствующих размеров натуры. Достигается это помещением модели в центробежную машину, развивающую центробежное ускорение, превышающее при геометрическом суммировании с ускорением силы тяжести земное ускорение в n раз, где n — масштаб моделирования.

Скалярная величина суммарного ускорения на центрифуге

$$a_0 = \sqrt{g^2 + (\omega^2 R)^2}.$$

Масштаб моделирования

$$n = \frac{a}{g} = \sqrt{\frac{\omega^4 R^2}{g^2} + 1}.$$

Если масштаб моделирования уже назначен, угловую скорость вращения центрифуги определяют по формуле

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{R}} \sqrt[4]{n^2 - 1},$$

где R — радиус центрифуги.

Центрифугу, представляющую собой коромысло, укрепляемое на вертикальной вращающейся оси, изготовляют диаметром 3—5 м (рис. 64).

К коромыслу прикрепляют съемные каретки, в которые помещают испытываемые модели. По условиям безопасности центрифуги размещают в помещениях с массивными ограждениями, чаще в подвалах. Наблюдения за деформациями модели ведут с помощью электрических или других тензодатчиков, позволяющих получать информацию в процессе вращения центрифуги.

Центробежное моделирование проявлений горного давления связано с определенными трудностями. Существующие крупные центробежные машины в состоянии обеспечить масштаб моделирования $n = 100 \div 250$. Практически высота модели может быть принята 0,5 м, откуда следует, что предельная глубина моделирования явлении ограничивается 50—125 м. Увеличение скорости вращения по конструктивным условиям сопровождается уменьшением размеров модели и увеличением масштаба моделирования до 1 : 500 и 1 : 1000, что затрудняет изучение явлений. Поэтому для моделирования систем на больших глубинах приходится применять при центробежном моделировании искусственно приготовленные «эквивалентные» материалы, что вносит дополнительные неточности. Имеются значительные трудности с измерением деформаций элементов модели и напряжений в них во вращающихся каретках. Не представляется практически возможным моделировать действующий забой выработки. Эти обстоятельства обусловили сравнительно малое распространение данного метода.

§ 37. Некоторые результаты измерения нагрузок на крепь в натуральных условиях

Измерения нагрузок на крепь горных выработок связаны со значительными производственными и техническими трудностями.

Наибольшее число выполненных измерений нагрузок на крепь относится к горизонтальным выработкам, расположенным на сравнительно глубоких горизонтах (600—1000 м) в Донецком бассейне. Измерения производили разными приборами — мессдозами типа 50Д180, гидравлическими баллонами ВНИМИ и др.

В результате экспериментов не удалось пока найти взаимосвязь между нагрузкой на крепь выработки, глубиной ее расположения и механическими свойствами вмещающих пород. Получены лишь некоторые закономерности, свидетельствующие о том, что давление на податливую крепь при прочих равных условиях несколько ниже (на 50—70%), чем на жесткую. Наблюдается, как правило, неравномерное распределение нагрузки по периметру крепи, в отдельных точках имеют место пиковые нагрузки, иногда в 2—3 раза превышающие средние значения. Рост нагрузок во времени характеризуется значительной интенсивностью в первые месяц — полтора, в дальнейшем скорость нарастания заметно снижается и постепенно

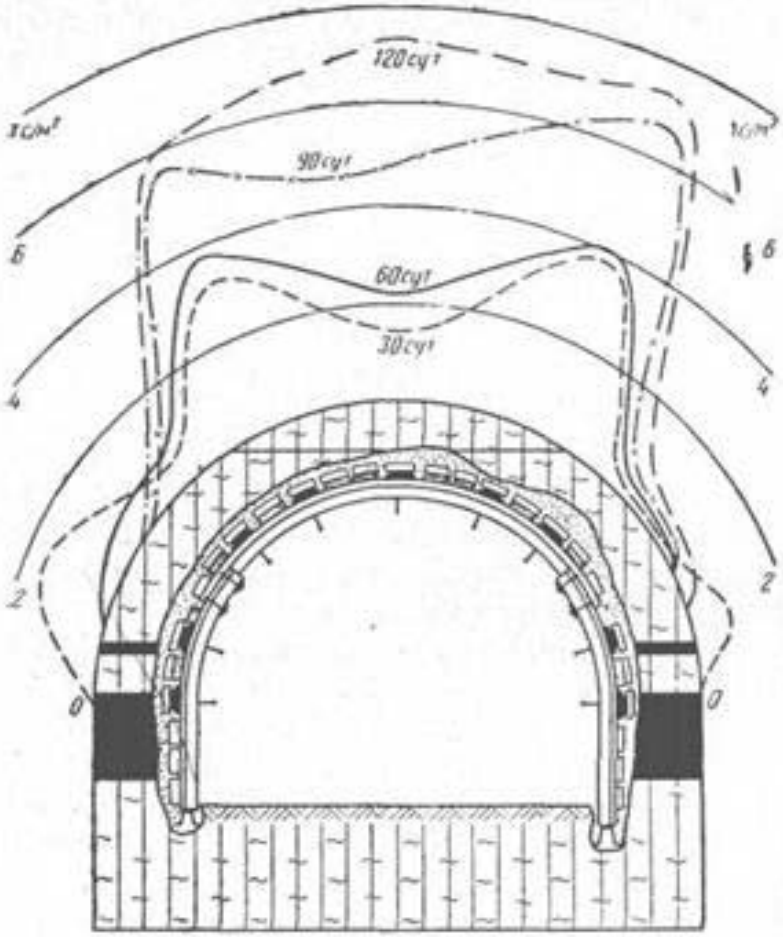


Рис. 65. График распределения нагрузки на крепь горизонтальной выработки

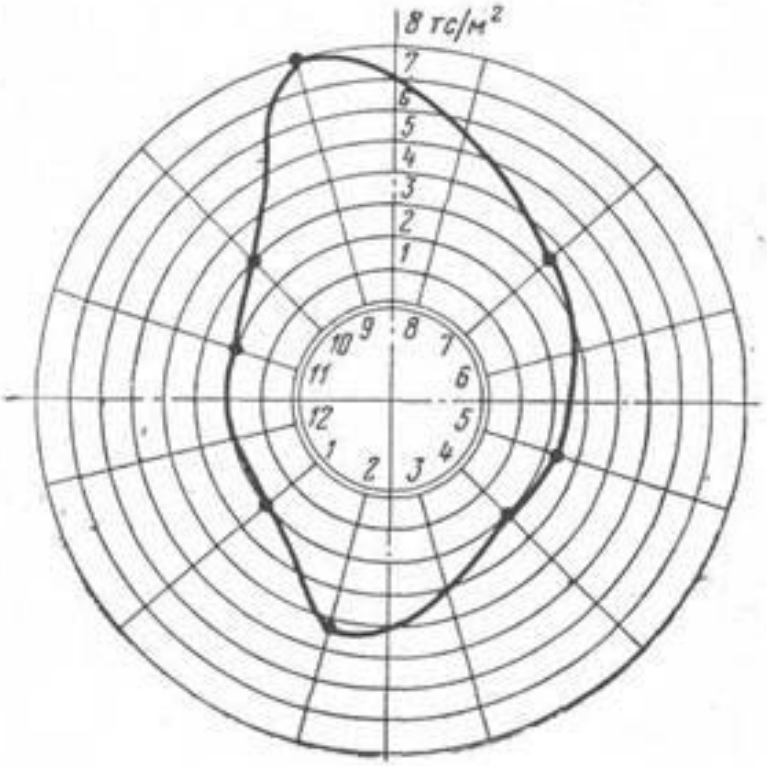


Рис. 66. Эпюра нагрузки на крепь шахтного ствола

затухает, если только крепь не окажется разрушенной, и в системе крепь — боковые породы наступит равновесие. Величина нагрузок на крепь горизонтальных и наклонных выработок, как правило, невелика и составляет 10—20 тс/м² на глубинах до 1000 м и только в редких случаях достигала 50—120 тс/м².

На рис. 65 показан график распределения нагрузки на крепь горизонтальной выработки по данным измерений на шахтах Западного Донбасса.

Значительный объем измерений нагрузок на крепь стволов шахт в различных горногеологических условиях выполнен ВНИМИ [38]. В качестве измерительной аппаратуры применяли гидравлические баллоны, которые закладывались за крепь в процессе сооружения ствола. Динамометрические станции размещали в породах с наименьшей прочностью, где ожидались наибольшие нагрузки на крепь.

В результате измерений не удалось установить четкой взаимосвязи между глубиной ствола, механическими свойствами пород и давлением их на крепь. Вместе с тем отмечено неравномерное распределение давления на крепь ствола, что видно из рис. 66. В породах крепких до глубины 1000 м давление весьма мало или же вообще не зафиксировано, в породах средней крепости и мягких давление на ствол также невелико и составляет 5—15 тс/м².

Результаты натурных измерений давления горных пород на стволы положены в основу методики расчета давления на крепь стволов ВНИМИ, рекомендованной СНиП.

Раздел II

ГОРНАЯ КРЕПЬ

Глава VI. СПОСОБЫ ПОДДЕРЖАНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Горная выработка в процессе эксплуатации должна находиться в устойчивом состоянии, т. е. сохранять форму и размеры в пределах, обеспечивающих нормальные условия эксплуатации в соответствии с правилами безопасности. Содержание подземных выработок в исправном состоянии связано с систематическими ремонтными работами, которые принято называть поддержание. Поддержание выработок, включающее подрывку почвы, замену затяжек, замену поврежденных элементов крепи, выпуск породы, связано со значительными затратами средств.

Основная задача горного инженера при проектировании и строительстве состоит в том, чтобы снизить до минимума затраты средств на поддержание выработок. Это может быть достигнуто при выборе типа крепи и способа охраны выработки соблюдением комплекса следующих правил:

придание выработке формы, наиболее целесообразной для данных горногеологических условий;

выбор рациональных способов охраны выработок: оставление предохранительных толщ и целиков, сооружение бутовых полос, размещение выработок вне зоны опорного давления и др.;

применение горной крепи соответствующего типа и несущей способности.

Рациональное решение задачи предполагает, как правило, выбор рационального сочетания нескольких средств обеспечения устойчивости выработок на базе технико-экономического расчета.

§ 38. Рациональная форма выработок

Форму выработки необходимо выбирать в зависимости от горногеологических условий и состояния боковых пород с учетом материала крепи. Для металлических и железобетонных конструкций наиболее рациональной, а для каменной — единственно к тому же возможной — является криволинейная форма выработки, обеспечивающая наилучшее использование несущей способности материала крепи.

Вид криволинейного очертания конкретизируется в каждом отдельном случае горногеологическими условиями. Так, при значительном давлении со стороны кровли рациональной является выработка со сводчатым очертанием в кровле и прямолинейными стенами (стойками) (рис. 67, *а*). При наличии значительного горного давления с кровли и с боков рациональной является подковообразная форма выработки (рис. 67, *б*).

При всестороннем давлении боковых пород целесообразной становится подковообразная форма с обратным сводом (рис. 67, *в*) или же круглая форма (67, *г*); последняя наиболее рациональна при

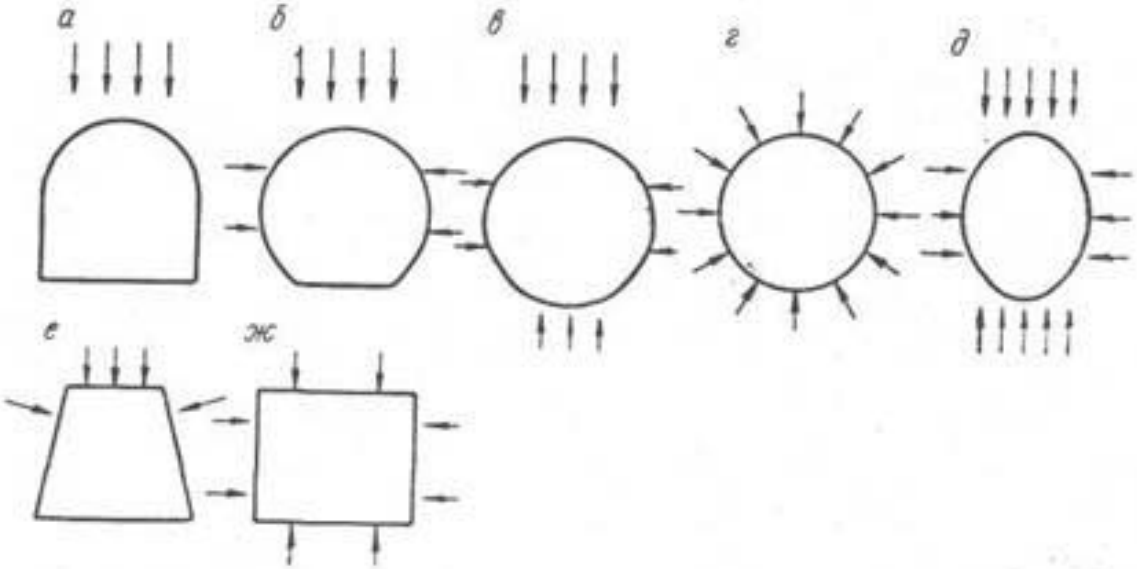


Рис. 67. Рациональные формы очертания выработок в зависимости от горного давления

равномерном давлении со всех сторон, например, в вертикальных выработках. При неодинаковом всестороннем, но симметричном давлении целесообразно становится эллиптическое сечение с большой осью в направлении большего давления (рис. 67, *д*). При окончательном выборе формы выработки кроме приведенных рекомендаций должны учитываться требования технологичности конструкции, эксплуатационные требования (транспорт, вентиляция, безопасное перемещение людей и др.), а также вопросы экономики.

В случае применения в качестве крепежного материала дерева крепь криволинейного очертания сделать сложно, поэтому рациональной формой становится трапециевидная — при отсутствии «пучения» (рис. 67, *е*) и замкнутый четырехугольник — при наличии давления пород со стороны почвы (рис. 67, *ж*).

Придавая рациональную форму сечения выработке, нередко удается получить устойчивое ее состояние без крепи. Так, при наличии крепких монолитных пород, находящихся в упругом состоянии на контуре выработки, последней придают сводчатое очертание и не крепят.

Математически это устойчивое состояние незакрепленной выработки может быть сформулировано так: если наибольшие сжимающие и растягивающие напряжения на контуре выработки меньше предела длительной прочности горных пород на сжатие и растяжение, выработка будет находиться в устойчивом состоянии:

$$mK_{сж}\gamma H < R_{сж};$$

$$mK_{р}\gamma H < R_{р},$$

где m — коэффициент запаса прочности;
$K_{сж}$, $K_{р}$ — коэффициенты концентрации напряжений на контуре выработки;
γ — объемный вес пород;
H — глубина расположения выработки;
$R_{сж}$ и $R_{р}$ — предел длительной прочности пород на сжатие и растяжение.

§ 39. Предохранительные толщи в кровле и почве

Предохранительная толща — это верхняя или нижняя часть залежи полезного ископаемого, оставляемая в кровле (подкровельная толща) или почве выработки (почвенная толща) с целью придания ей устойчивости (рис. 68). При разработке рудных месторождений подкровельную толщу называют потолочиной.

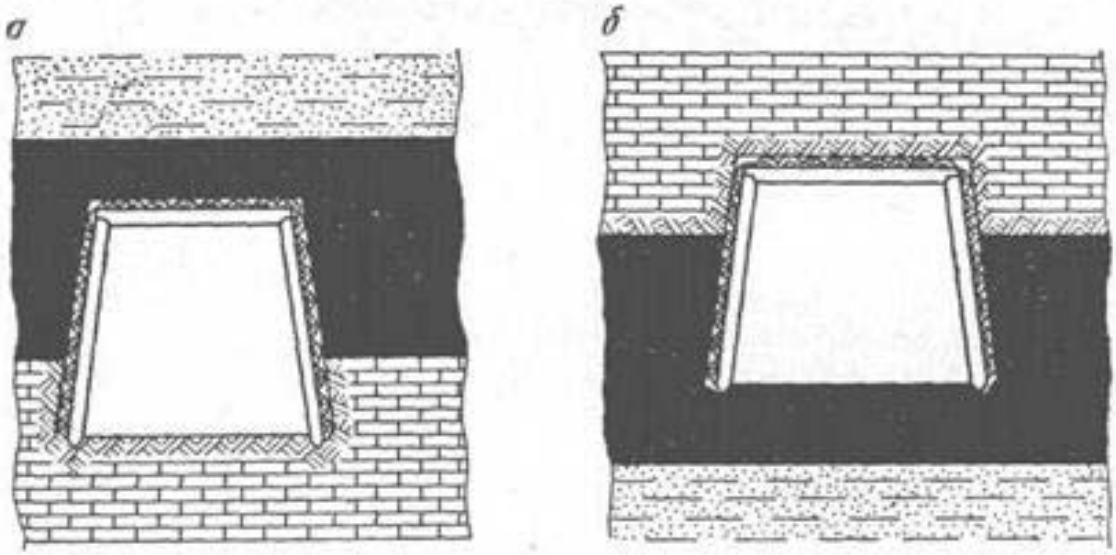


Рис. 68. Предохранительные толщи:
а — подкровельная; *б* — почвенная

Подкровельную или почвенную толщу оставляют лишь в том случае, если полезное ископаемое прочнее боковых пород. Важное значение имеет характер контакта боковых пород с залежью: при слабом контакте эффективность оставления толщ снижается. Неблагоприятными признаками являются наличие прослоек слабых пород

в толще, трещиноватость и пр. В соляных и некоторых угольных шахтах подкровельная толща служит также для водоизоляции.

Подкровельной толще придают форму плоскую или сводчатую. Так, при разработке мощных угольных пластов, залегающих в слабых малосвязных породах (Подмосковный бассейн) в кровле, а нередко и почве, оставляют пачки угля толщиной 20—30 см, которые в совокупности с крепью создают более благоприятные условия для поддержания выработок.

При разработке рудных залежей подкровельной толще в камерах и подготовительных выработках придают часто сводчатую форму с толщиной в замке 1—2 м и выработки не крепят.

Размеры предохранительных толщ устанавливают на основании опыта в соответствии с горногеологическими условиями.

§ 40. Предохранительные и другие целики. Бутовые полосы

Целик — это небольшая часть залежи полезного ископаемого, оставляемая при разработке нетронутой, с предохранительными целями.

Собственно предохранительные целики служат для охраны примыкающих к ним подземных выработок от вредных деформаций, вызываемых смежными подземными разработками.

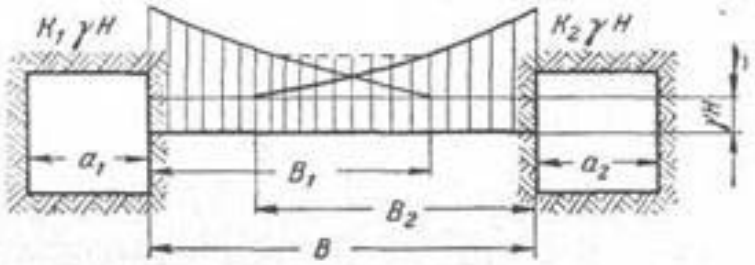


Рис. 69. Расчетная схема предохранительного целика между двумя выработками

Кроме предохранительных существуют охранные и барьерные целики.

Назначение охранных целиков — предохранение земной поверхности с расположенными на ней зданиями и сооружениями от опасных деформаций и обрушений вследствие подземных разработок. Назначение барьерных целиков — предохранение действующих выработок от прорыва воды и газов, скопившихся в старых, брошенных выработках.

Предохранительный околоштрековый целик имеет форму узкой полосы, вытянутой вдоль охраняемой выработки, целики междукамерные имеют форму квадратных или прямоугольных столбов. Размеры предохранительных целиков и, в частности, их ширина зависят от глубины расположения выработок, способа управления кровлей в очистных забоях, механических свойств полезного ископаемого и боковых пород. Поскольку в предохранительных околоштрековых и других целиках консервируется, а часто теряется определенная часть подготовленных запасов полезного ископаемого, стремятся ширину целиков принимать минимальной. Так, если целик размещается между двумя параллельными выработками,

ширина его может быть определена из расчетной схемы, показанной на рис. 69. Главное нормальное напряжение имеет наибольшую величину на краю целика и постепенно уменьшается в направлении в глубь от выработки, переходя в напряжения нетронутого массива. Экспериментальными и теоретическими исследованиями установлена область влияния выработки на напряженное состояние массива — радиус влияния может быть принят равным 2,5—3,0 a, где a — ширина выработки. Таким образом, массив между выработками может быть рассмотрен как целик тогда, когда ширина его меньше суммы радиусов влияния выработок, т. е.

$$B < B_1 + B_2.$$

В целике имеют место повышенные напряжения. Необходимым условием для устойчивости целика и надежного выполнения им

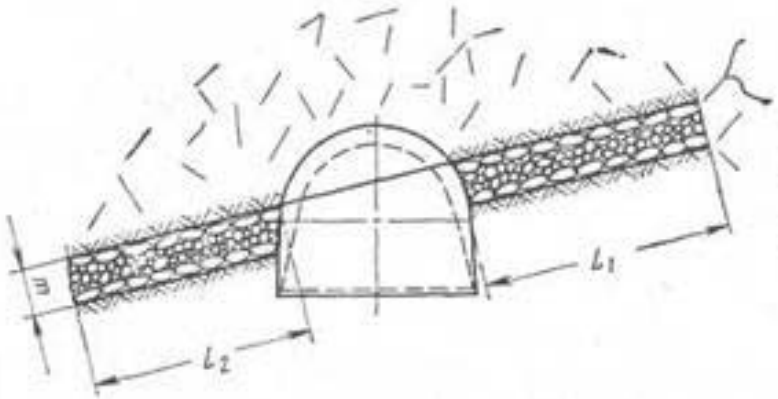


Рис. 70. Схема охраны штрека бутовыми полосами (пунктиром показано положение крепи после осадки)

своей предохранительной функции является соблюдение соотношения

$$mK\gamma H < R_{сж},$$

где K — коэффициент концентрации напряжений;

$R_{сж}$ — предел длительной прочности сжатию полезного ископаемого или породы в целике;

m — запас прочности.

Из рис. 69 видно, что предохранительные целики между подготовительными выработками, имеющими ширину 3—4 м, невелики и составляют 12—15 м.

Значительно сложнее выбрать размер целиков для охраны штреков от влияния очистных выработок. Радиус влияния очистных работ значителен, в связи с чем предохранительные целики принимают размером 30—60 м и более. При этом не всегда достигается необходимый эффект, несмотря на значительные потери полезного ископаемого. В целике возникает большое опорное давление, что приводит нередко к выдавливанию почвы в выработку, разрушению целика и его выдавливанию со стороны боков и пр. Поэтому во многих случаях для охраны штреков сооружают бутовые полосы, т. е. достаточно «пластичные» опоры, которые совместно с податливой крепью штрека создают более благоприятные условия существования выработок (рис. 70). Как показали эксперименты и теоретические расчеты, особенно эффективными оказываются бутовые полосы

переменной жесткости (плотности); увеличением жесткости полосы от выработки в выработанное пространство удается передвинуть максимум опорного давления в глубь массива и создать более благоприятные условия для охраняемой выработки. При этом значительно снижается интенсивность смещений боковых пород и, в частности, выдавливание их из почвы выработок по сравнению с охраной предохранительными целиками.

§ 41. Размещение горных выработок в массиве

По мере увеличения глубины разработки непрерывно растут напряжения в массиве пропорционально глубине, механическая же прочность пород возрастает с глубиной не всегда, а если и возрастает за счет более высокой степени литификации, то не прямо пропорционально глубине, а с меньшей интенсивностью. Поэтому с глубиной все большее количество литологических разновидностей пород переходит в обнажениях в неустойчивое состояние. Породы обрушаются, проявляют реологические свойства, оказывают весьма высокое давление на крепь. В ряде случаев на глубине 900—1000 м при заложении капитальных выработок в глинистых сланцах давление на крепь так велико, что даже мощные и дорогие железобетонные и стальные конструкции крепей не в состоянии обеспечить устойчивости выработкам. Поэтому в настоящее время при проектировании и строительстве новых шахт и горизонтов большое значение придается научно-обоснованному расположению капитальных горных выработок в массиве на основании предварительного изучения свойств и состояния горных пород в процессе геологической разведки, а также в процессе сооружения вскрывающих выработок.

Основным техническим критерием при выборе места положения комплекса капитальных выработок является прочность вмещающих пород, удовлетворяющая условию

$$mK\gamma H < R_{сж},$$

где m — коэффициент запаса;

K — коэффициент концентрации напряжений.

Это условие может быть сформулировано так: прочность пород $R_{сж}$, в которых целесообразно разместить основные выработки, должна быть выше ожидаемых напряжений в боковых породах с учетом концентрации, вызванной проведением выработок.

При практическом использовании этого условия необходимо учитывать требования рациональной экономичной технологии разработки полезного ископаемого: породы с необходимыми прочностными параметрами должны быть расположены вблизи подлежащих разработке пластов или залежей, в противном случае неизбежны значительные дополнительные капитальные вложения и повышенные эксплуатационные расходы.

С ростом глубины разработок увеличивается отрицательное влияние очистных горных работ на устойчивость штреков: зона

влияния очистных работ расширяется, а смещения пород становятся интенсивнее. В связи с этим во многих случаях целесообразно переходить от пластовой подготовки запасов — к полевой с размещением полевых штреков в зоне разгруженных пород, когда влияние опорного давления снижалось бы до минимума.

В каждом конкретном случае эта задача решается индивидуально с учетом свойств вмещающих пород, элементов залегания пласта — угла падения, мощности, системы разработки и др. [40].

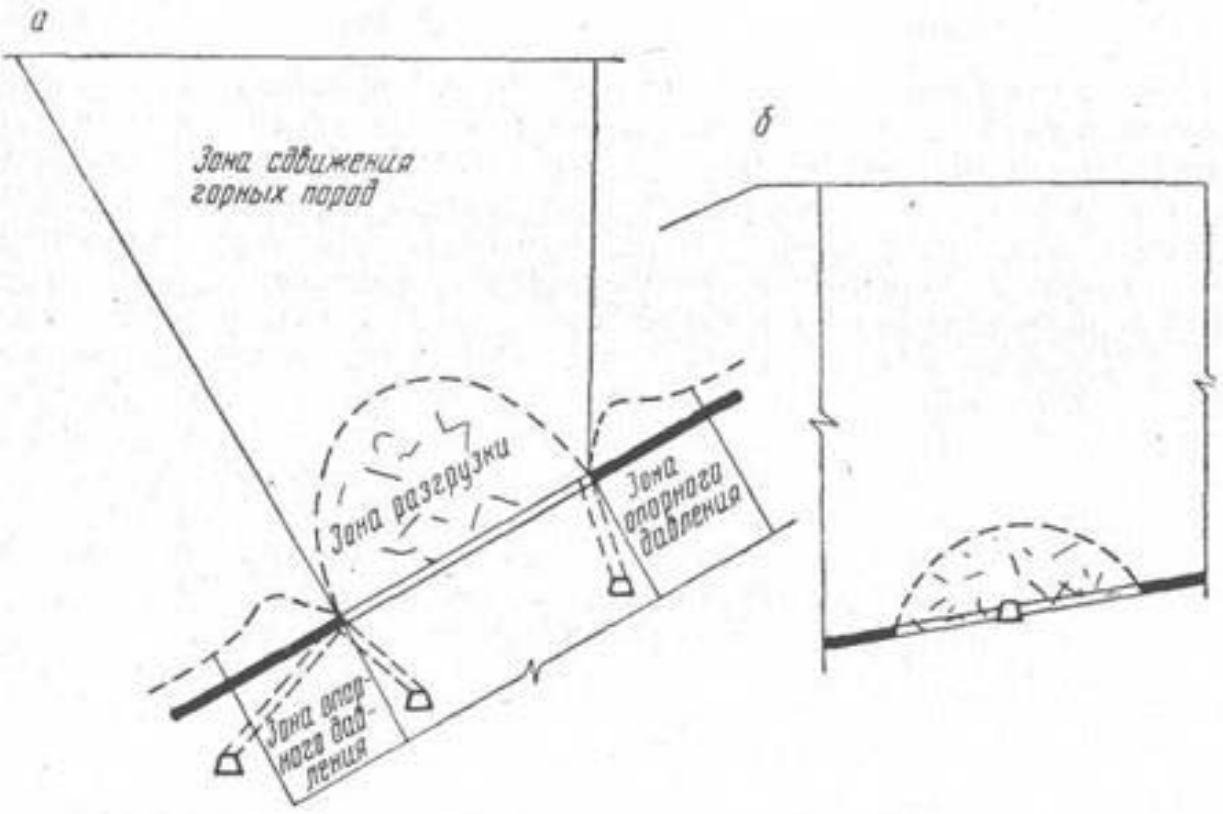


Рис. 71. Схемы целесообразного размещения выработок в массиве:
а — вне зоны опорного давления; *б* — в выработанном пространстве

В практике все чаще встречаются случаи, когда при глубине разработок 1000—1200 м штреки подвергаются значительным разрушениям при расположении их вне зоны влияния очистных работ, что обусловлено высокими бытовыми напряжениями, действующими в массиве.

Одним из средств понижения напряжений в массиве в некоторой ограниченной области является предварительная разработка пласта. За счет обрушения кровли и деформаций почвы удается снять часть напряжений в некоторой области и передать их на смежные части массива. При этом выработки, проведенные в выработанном пространстве, оказываются в более благоприятных условиях по сравнению с выработками, расположенными в нетронутом массиве (рис. 71). Задача предварительной разработки части пласта до проведения основных подготовительных выработок сопряжена с определенными

трудностями, однако, такой подход к решению задачи обеспечения устойчивости горных выработок на больших глубинах является перспективным.

§ 42. Горная крепь

Горная крепь — это искусственное сооружение, возводимое в подземных выработках для предотвращения обрушения окружающих пород и сохранения необходимых размеров поперечных сечений выработок.

Совокупность работ по возведению горной крепи называется горным креплением.

Горная крепь должна удовлетворять техническим, производственным и экономическим требованиям.

Технические требования:

прочность — крепь должна выдерживать приходящуюся на нее нагрузку при сохранении напряжений в допускаемых пределах;

устойчивость — под влиянием действующих сил крепь должна сохранять свое первоначальное положение.

Технические требования касаются главным образом прочности и устойчивости конструкций.

В том случае, если конструкция не допускает изменения формы и размеров как в целом, так и в отдельных элементах, не сопровождающихся разрушением, крепь называют жесткой, если же конструкция крепи под влиянием сил горного давления может изменять размеры и форму за счет взаимного смещения элементов или частичного разрушения отдельных элементов без потери несущей способности и устойчивости, то такую крепь называют податливой.

Производственные требования:

крепь не должна мешать производственным процессам;

в выработке крепь должна занимать как можно меньше места;

крепь не должна оказывать большого сопротивления движению воздушной струи;

крепь должна быть безопасной в пожарном отношении;

в отдельных случаях крепь должна быть водонепроницаемой;

конструкция крепи должна состоять из элементов, изготовление которых возможно на поверхности, а возведение — при помощи механизмов.

Экономические требования:

соответствие конструкции и материала крепи сроку службы выработки;

первоначальная стоимость крепи и стоимость ремонта ее в период эксплуатации выработки должны быть наименьшими.

Правильный синтез перечисленных требований позволяет выбрать оптимальный вариант горной крепи для тех или других условий.

Горную крепь подразделяют:

по роду выработок — на крепь капитальных подготовительных и очистных выработок;

по виду материала — на деревянную, металлическую, бетонную, каменную, железобетонную, смешанную;

по положению выработок в пространстве — на крепь горизонтальных, наклонных вертикальных выработок;

по типу — на крепь жесткую и податливую;

по сроку службы — на временную и постоянную;

по условиям работы — на обычную и специальную;

по конструктивным признакам — на сплошную, рамную, многошарнирную.

Капитальные выработки имеют длительный срок службы — 20—40 лет и более. Выработки располагают, как правило, вне зоны влияния очистных работ, в связи с этим крепь капитальных выработок делают из бетона, железобетона и других долговечных материалов, чаще всего жесткой конструкции. Крепь подготовительных выработок, как правило, попадает в зону влияния очистных работ, поэтому ее часто делают податливой, преимущественно металлической.

Крепь возводят сразу же вслед за проходкой, при этом во многих случаях процесс проходки осложняется вследствие стесненности. Совмещение работ по проходке и креплению не всегда возможно, поэтому приходится применять последовательную схему работ по проходке и креплению: вслед за проходкой устанавливают временную крепь, а на некотором удалении от забоя временную крепь удаляют и вместо нее возводят постоянную крепь, предусмотренную проектом.

В некоторых случаях к постоянной крепи предъявляют требования, обусловливаемые горногеологическими условиями, в таких случаях крепь называют специальной.

Выбор того или иного вида крепи в конкретных условиях должен быть в конечном итоге обоснован экономическим расчетом. Крепь можно считать рациональной, а принятое решение обоснованным, если суммарные затраты на ее возведение и последующий ремонт в течение всего срока службы будут наименьшими по сравнению со всеми другими возможными вариантами.

При сопоставлении вариантов обычно встречается, что более дешевая крепь имеет меньший срок службы и более низкую несущую способность по сравнению с более дорогой крепью. В связи с этим в процессе эксплуатации более дешевая крепь может быть разрушена и потребуется перекрепление выработки, кроме того, и та и другая крепь потребуют текущего ремонта, но в разных объемах. Целесообразной будет та конструкция крепи, которая окажется дешевле по совокупности капитальных и эксплуатационных расходов. Для вывода расчетной формулы экономической целесообразности примене-

ния того или другого вида крепи введем следующие обозначения:

s_1 — суммарные затраты на сооружение и поддержание (включая перекрепление) 1 м выработки за весь период эксплуатации при первом виде крепи;

s_2 — суммарные затраты на сооружение и поддержание (перекрепление не предусмотрено) 1 м выработки за весь период эксплуатации при втором виде крепи;

k_1 — стоимость сооружения 1 м выработки при первом виде крепи;

k_2 — стоимость сооружения 1 м выработки при втором виде крепи;

r_1 — стоимость перекрепления 1 м выработки при первом виде крепи;

p_1 — стоимость ремонта 1 м выработки в течение года при первом виде крепи;

p_2 — стоимость ремонта 1 м выработки в течение года при втором виде крепи;

n_1 — объем ежегодного текущего ремонта (% от общей длины выработки) при первом виде крепи;

n_2 — объем ежегодного текущего ремонта (% от общей длины выработки при втором виде крепи);

t — срок службы первого вида крепи до перекрепления;

T — полный срок службы выработки;

$\frac{T}{t}$ — число перекреплений.

Целесообразность применения второго, более дорогого вида крепи определяют условием

$$s_2 < s_1, \tag{VI.1}$$

где

$$s_1 = k_1 + r_1 \frac{T}{t} + p_1 \frac{n_1}{100} T;$$

$$s_2 = k_2 + p_2 \frac{n_2}{100} T.$$

Решая неравенство (VI.1) относительно T, получаем

$$T_0 > \frac{k_1 + r_1 \frac{T}{t} + p_1 \frac{n_1}{100} T - k_2}{p_2 \frac{n_2}{100}}.$$

Таким образом, при сроке службы выработки более T_0 целесообразно применять более дорогую крепь.

Ежегодная экономия $Э$ на поддержание выработки длиной L составит

$$Э = (s_1 - s_2) L = \left(k_1 + r_1 \frac{T}{t} + p_1 \frac{n_1}{100} T - k_2 - p_2 \frac{n_2}{100} T\right) L.$$

Глава VII МАТЕРИАЛЫ ГОРНОЙ КРЕПИ

Для изготовления (сооружения) горной крепи применяют по существу те же строительные материалы, что в промышленном и гражданском строительстве. Условия подземной работы конструкций — переменная во времени нагрузка, шахтная атмосфера, подземные воды — выдвигают ряд дополнительных требований к крепежным материалам. Так, учитывая стесненные условия работы в подземных выработках, предпочтение отдается более легким материалам, обеспечивающим меньшую трудоемкость при возведении крепи. Однако эти материалы должны быть достаточно прочными.

Под влиянием сил горного давления возможны разрушения крепи, сопровождающиеся обвалами боковых пород, поэтому одним из важных требований, предъявляемых к крепежному материалу, является его пластичность.

Высокая влажность шахтной атмосферы, наличие в ней повышенной концентрации различных газов (CO_2, SO_2, NO и др.), подземной воды с высокой концентрацией солей — все это может привести к быстрой коррозии материала конструкций, поэтому выбор материала следует увязывать с конкретными атмосферными условиями и качеством подземных вод. Ряд требований, которые предъявляют к материалу крепи, обусловливается технологией сооружения подземных выработок. Так, например, при сооружении выработок в замороженных породах бетон или раствор должен обладать качествами, обеспечивающими его схватывание и твердение при отрицательной температуре окружающей среды; при креплении стволов соляных шахт, тоннелей метрополитена и других подземных сооружений к материалу и конструкции крепи предъявляют высокие требования в отношении водопроницаемости и т. д.

Крепежный материал должен быть дешевым и не остро дефицитным.

§ 43. Дерево как крепежный материал

Угольная и горнорудная промышленность является весьма крупным потребителем древесины, что обусловливается пока еще высоким расходом леса на крепление выработок, достигающим иногда 40 м³ на 1 тыс. т добытого угля.

Для крепления горных выработок применяют преимущественно хвойные породы леса: сосну, ель, лиственницу.

Сосна обыкновенная отличается прямизной ствола, древесина ее обладает высокими строительно-техническими качествами, высокой прочностью при небольшом объемном весе, стойкостью против гниения, легкостью обработки. Стойкость против гниения связана со смолистостью сосны: чем выше смолистость, тем устойчивее древесина против гнилостных грибков; смола является естественным антисептиком. Сосна имеет подавляющее распространение на угольных и рудных шахтах СССР.

Ель отличается хорошей прямизной ствола, но она менее смолиста и поэтому в подземных условиях при наличии влаги быстро подвергается гниению. Применять ее целесообразно в подготовительных выработках с небольшим сроком службы. В очистных выработках можно использовать свойства еловых стоек как сигнализаторов. При нарастании давления еловые стойки издают довольно громкий треск, предупреждающий горнорабочих об опасности обрушения кровли.

Лиственница обладает высокими механическими качествами, стойка против гниения благодаря большой степени смолистости, однако древесина лиственницы — твердая и трудно поддается обработке. Лиственницу целесообразно применять для крепления выработок со значительным сроком службы — 10—15 лет.

Лиственные породы, такие как дуб, береза, бук, акация и другие, для крепления выработок практически не применяют.

Физико-механические свойства древесины. Физико-механические свойства древесины в значительной мере связаны с ее влажностью. Последняя обусловлена капиллярной влагой, размещенной в полостях клеток и межклеточном пространстве и гигроскопической находящейся в клетках древесины.

Физико-механические свойства древесины принято оценивать для воздушно-сухого состояния. Так, при 15% влажности объемный вес сосны, ели и лиственницы составит соответственно 0,53; 0,46 и 0,68 г/см³.

Нормативное сопротивление для древесины сосны и ели устанавливается согласно данным, приведенным в табл. 7.

Таблица 7

Вид напряженного состояния	Обозначение	Нормативное сопротивление, кгс/см²	
		при стандартных испытаниях образца	при работе конструкций
Изгиб	$R^н_и$	500	330
Растяжение вдоль волокон	$R^н_р$	550	370
Сжатие и смятие вдоль волокон	$R^н_{сж}$	300	200
Сжатие и смятие поперек волокон	$R^н_{с90}$	—	20
Скалывание вдоль волокон	$R^н_{ск}$	40	—

Расчетные сопротивления для древесины сосны и ели с учетом коэффициентов неоднородности принимают при изгибе и сжатии 130—160 кгс/см².

Модуль упругости при деформации вдоль волокон для древесины всех пород принимают равным 100 000 кгс/см².

Сортимент леса. Различают такие виды древесины: круглый лес, пиломатериалы, полуфабрикаты и изделия. Для горной крепи используют два первых вида.

Круглый лес подразделяют по диаметру в верхнем отрубе на бревна (диаметр более 12 см), подтоварник (диаметр 8—11 см), жерди (диаметр 3—7 см), рудничные стойки (диаметр более 7 см, длина от 0,5 до 4 м).

Бревна и стойки используют как элементы несущих конструкций горной крепи.

Пиленый лес, получающийся в результате продольной распиловки бревен, подразделяют на пластины, брусья, доски, шпалы, обаполы

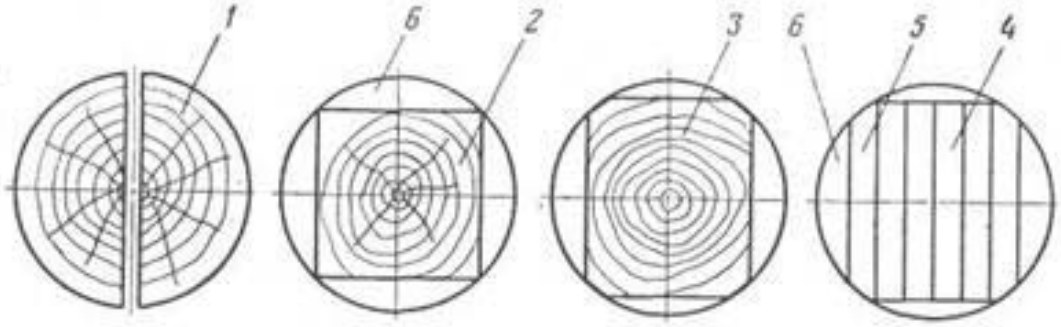


Рис. 72. Сортимент крепежного леса;

1 — пластина; *2* — брус чистый; *3* — брус получистый; *4* — доска обрезная; *5* — доска необрезная; *6* — горбыль

(рис. 72). Пластины используют для крепления второстепенных горных выработок (разведочные шурфы и т. п.), брусья — преимущественно как элементы армировки стволов при деревянной крепи и отчасти — крепи самих стволов.

Досками принято называть пиломатериалы толщиной менее 100 мм при отношении ширины к толщине более 2. Полуобрезные доски и горбыли идут нередко для изготовления затяжки — обаполов.

Способы увеличения срока службы древесины. Одним из эффективных средств продления срока службы древесины и повышения ее механических свойств является сушка. Сушку производят естественным путем при длительном хранении леса в штабелях (воздушная сушка) или же искусственными способами в камерах, в электрическом поле высокой частоты, в нагретых жидких средах.

Однако, если в процессе эксплуатации древесина подвергается увлажнению, то сушка не может предохранить лес от гниения: более эффективной является пропитка деревянных конструкций антисептиками, т. е. веществами, убивающими грибки и создающими невозможную для их жизнедеятельности атмосферу.

Антисептики должны иметь высокую токсичность к грибкам, но быть безвредными для людей и животных, сохранять эту токсичность длительное время, не выщелачиваться из древесины, не ухудшать ее физико-механические качества, не вызывать коррозии в ме-

таллических деталях. Существует много различных антисептиков, однако для пропитки элементов горной крепи применяют преимущественно антисептики в водных растворах, такие как втористый натрий (NaF) и кремнефтористый натрий (Na_2SiF_6). Эти антисептики не имеют запаха и не понижают прочности древесины.

В шахтных условиях, если только деревянная крепь не разрушается под влиянием горного давления, во многих случаях весьма быстро сгнивает, чему способствует теплая и влажная атмосфера в подземных выработках. Пропитка антисептиками позволяет увеличить срок службы древесины в 3—4 раза. Пропитка на шахтах производится на специальных небольших лесопропиточных установках по способу горяче-холодной ванны или под давлением в автоклавах. При пропитке по первому способу готовые элементы крепи помещают в нагретый до 95° С водный раствор антисептика; после некоторой выдержки в ванну снизу подают холодный раствор антисептика с температурой 20—30° С, что способствует более глубокому проникновению раствора в древесину.

При пропитке древесины под давлением заготовленные элементы конструкций помещают в автоклав и создают в нем вакуум глубиной не менее 56 мм рт. ст. После этого подается горячий раствор антисептика и давление в автоклаве повышается до 7 ат и более. Расход антисептика составляет 3—5 кг на 1 м³ древесины, а стоимость пропитки 1 м³ составляет 4—5 руб. Стоимость 1 м³ круглого леса составляет 33,7 руб., 1 м³ брусьев (в элементах конструкций) стоит 85,7—93,7 руб.[1]

§ 44. Металл как крепежный материал

Металл благодаря высокой прочности позволяет получить достаточно легкие несущие конструкции крепи при любом целесообразном очертании выработки, он долговечен и в пожарном отношении безопасен.

Для горной крепи применяют углеродистую и отчасти низколегированную сталь и чугун.

Сталь применяют в виде различных прокатных профилей, чугун — в виде литья. Для изготовления несущих конструкций — арок, рам, колец — применяют обычные, распространенные в промышленном строительстве прокатные профили — двутавры, обычные и широкополочные, швеллеры, рельсы и специальные профили СПВ, используемые только в подземных конструкциях (рис. 73).

Для вспомогательных элементов — хомутов, скоб, болтов применяют листовое железо, полосовое и круглое.

Чугунное и стальное литье идет для изготовления тюбингов. Учитывая специфику работы горной крепи, металл должен быть стойким против коррозии и не быть хрупким. Поэтому в перспективе

---

[1] Цены на материалы и элементы конструкций здесь и далее приводятся по Каталогу расценок на горнопроходческие работы для строительства шахт Донецкой области, 1969 г.

следует ориентироваться в подземном строительстве на легированные коррозиестойкие пластичные стали с высоким относительным удлинением.

В настоящее время применяют преимущественно углеродистую сталь разных марок. Известная неопределенность в величине и направлении нагрузки на крепь определяет специфическое требование к профилю металла — высокое сопротивление изгибу относительно обеих главных осей инерции.

Двутавровый профиль с рациональным распределением металла в сечении имеет весьма высокий момент сопротивления W_x и малый W_y, поэтому при косом изгибе, что имеет нередко место

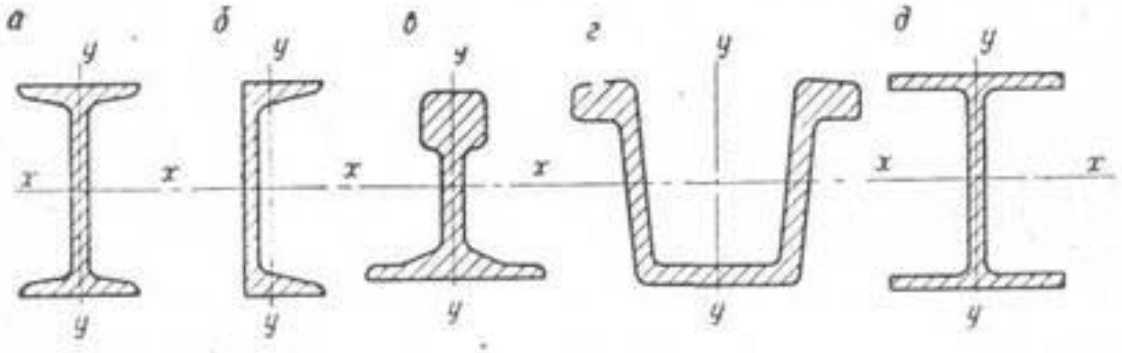


Рис. 73. Виды проката, применяемые для крепления подземных выработок:
а — двутавр; *б* — швеллер; *в* — рельс; *г* — спецпрофиль СВП; *д* — широкополочный двутавр.

в подземных условиях, конструкция из такого профиля быстро теряет устойчивость и разрушается. Кроме того, двутавровый профиль нетехнологичен, при изготовлении криволинейных элементов он трудно поддается гнутью. Сложно в конструктивном отношении осуществить узел соединения элементов, который был бы достаточно прочным. Применяемое на практике соединение элементов арки или кольца с помощью накладок и болтов делает конструкцию неравнопрочной.

Швеллер применяют в виде колец как временную крепь при сооружении стволов шахт в ограниченном количестве.

Наилучшим и поэтому получившим наибольшее распространение является желобчатый специальный профиль СПВ (см. рис. 73). Спецпрофиль выпускается промышленностью весом 27; 22 и 17 кг/м.

Достоинства спецпрофиля: почти одинаковые моменты сопротивления в вертикальном и горизонтальном направлениях ($W_x \approx W_y$) обеспечивают прочность и устойчивость крепи даже при приложении косонаправленной нагрузки; удобная в конструктивном отношении форма профиля позволяет просто регулировать податливость крепи.

К недостаткам этого профиля можно отнести низкий момент сопротивления W_x и W_y, поэтому конструкции, изготовленные из этого профиля, не в состоянии оказывать значительного сопротивления изгибу. В связи с этим имеются попытки создать более экономичный

профиль, т. е. при таком же расходе металла получить более высокое значение моментов сопротивления W_x и W_y. Одним из таких решений является широкополочный двутавр (рис. 73, *г*).

§ 45. Вяжущие вещества и растворы

Вяжущее вещество — это минеральный порошок, которые при затворении с водой способен давать тесто, затвердевающее в воздухе или в воздухе и воде.

В первом случае вяжущие вещества называют воздушными, во втором — гидравлическими.

При строительстве подземных сооружений применяют главным образом гидравлические вяжущие. Рассмотрим свойства гидравлических вяжущих: портландцемента, шлако-портландцемента, глиноземистого цемента, расширяющегося цемента.

П о р т л а н д ц е м е н т. Портландцемент — наиболее распространенное вяжущее. Это тонкий порошок, полученный в результате совместного размола клинкера и некоторого количества гипса. Клинкер получается в результате обжига до спекания естественных мергелей или искусственных минеральных смесей, обеспечивающих в продукте спекания преобладание силикатов кальция.

Портландцемент характеризуется сравнительным постоянством состава: 64—67% CaO, 19—24% SiO_2, 4—7% Al_2O_3, 2—6% Fe_2O_3, менее 5% MgO.

При затворении с водой цементное тесто вначале загустевает — идет процесс схватывания, далее процесс схватывания переходит в процесс образования камня — твердение, механическая прочность при этом непрерывно нарастает. Процесс схватывания происходит в течение нескольких часов, процесс твердения камня длится многие месяцы и годы. ГОСТ 10178—62 регламентируется начало схватывания не ранее 45 мин, конец не позднее 12 ч. Портландцемент — тонкий порошок. Тонкость помола оценивается проходом порошка через сито № 008 (размер ячейки 0,08 мм в свету) и удельной поверхностью зерен 2000—3000 см²/г, увеличением тонкости помола механические качества цемента повышаются. Процесс схватывания и твердения цементного теста сопровождается экзотермической реакцией. В среднем за 7 сут твердения тепловыделение для цементов разной тонкости помола составляет 40—80 кал/г. Введением в тесто некоторых химических добавок (хлористый кальций, хлорное железо и др.) удается увеличить тепловыделение, что используется в практике сооружения выработок в замороженных породах. Механические качества портландцемента принято оценивать по пределу прочности образцов из цементно-песчаного раствора состава 1 : 3 на сжатие и изгиб в возрасте 28 сут. Предел прочности на сжатие называют активностью или маркой цемента. Портландцементы выпускают марок 300, 400, 500 и 600. В горных выработках портландцемент, входящий в бетонные и железобетонные конструкции, нередко вступает в контакт с подземными водами, которые по-разному влияют на цементный камень.

В ряде случаев этот камень вступает в химические реакции с солями и кислотами, содержащимися в подземных водах, в результате чего происходит постепенное разрушение подземных конструкций. Мягкие подземные воды (жесткость менее 4 мг-экв/л) способны растворять $Ca(OH)_2$, образующий кристаллическую основу цементного камня. При наличии в воде агрессивной углекислоты также происходит выщелачивание гидрата окиси кальция. Особо опасными агрессивными по отношению к портландцементу являются воды, содержащие соли серной кислоты. Сульфаты, вступая в реакцию с гидратом окиси кальция $Ca(OH)_2$ и с гидроалюминатом кальция $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$ приводит к образованию гидросульфат-алюмината кальция, характеризующегося резким увеличением объема твердой фазы и ростом внутренних напряжений. Бетон при этом разрушается. При значительном содержании в воде ионов магния (более 5000 мг/л) возникает магнезиальная коррозия бетона на портландцементе. Таким образом, выбору типа вяжущего материала при проектировании конструкций должно предшествовать изучение качества подземных вод.

Кроме обычного широко распространенного портландцемента выпускаются заводами специальные портландцементы: быстротвердеющий (БТЦ), особо быстро твердеющий (ОБТЦ), пластифицированный, сульфатостойкий и др.

Быстро и особо быстро твердеющие портландцементы характеризуются интенсивным нарастанием прочности камня в первые дни после приготовления раствора.

Быстротвердеющие и высокопрочные цементы применяют для различных аварийных работ в подземных выработках, связанных с обрушением горных пород, прорывами воды, а также для приготовления высокопрочных бетонных и железобетонных конструкций. Для получения пластичных растворов, обладающих высокой удобоукладываемостью при уменьшенном содержании воды, выпускается промышленностью пластифицированный портландцемент тех же марок, что и обычный. Растворы из такого цемента обладают повышенной морозостойкостью и водонепроницаемостью. Пластификация цемента достигается введением при помоле клинкера 0,15—0,25% сульфатно-спиртовой барды.

Для сооружений, подверженных влиянию агрессивных вод, применяют сульфатостойкий портландцемент марок 300 и 400. Повышенная сульфатостойкость достигается ограничениями в составе цемента на трехкальциевый силикат (до 50%) и трехкальциевый алюминат (до 5%) в составе цемента.

Шлако-портландцемент получается в результате совместного помола или смешивания измельченного материала клинкера, гранулированного шлака и гипса. Количество доменного шлака в разных марках составляет от 30 до 60%. Шлако-портландцемент выпускается марок 200, 300, 400 и 500, он схватывается несколько медленнее портландцемента. Обладает повышенной сульфатостойкостью и меньшей экзотермией, на 20—30% дешевле портландцемента. Применяется

для бетонных и железобетонных сооружений, подверженных воздействию агрессивных сульфатных вод.

Глиноземистый цемент — быстротвердеющие гидравлическое вяжущее, дающее высокой прочности камень. По свойствам близок к быстротвердеющему портландцементу. Получается на основе применения в помоле глиноземистых шлаков или клинкера, содержащего значительное количество глинозема (Al_2O_3). Камень на глиноземистом цементе стоек по отношению к минерализованным водам. Нарастание марочной прочности идет интенсивно и заканчивается практически через три дня. Выпускается трех марок: 400, 500 и 600. Стоимость глиноземистого цемента высока — в 3—4 раза выше стоимости портландцемента, поэтому область применения его ограничена работами, связанными с креплением выработок в особо сложных горногеологических условиях.

Расширяющиеся цементы. Бетоны и растворы, изготовленные на основе гидравлических вяжущих, рассмотренных ранее, дают при твердении в той или иной мере усадку, т. е. уменьшаются в объеме, что является одной из главных причин образования трещин. В связи с этим разработаны и выпускаются промышленностью расширяющиеся цементы, которые при твердении несколько увеличиваются в объеме.

В практике применяют гипсоглиноземистый расширяющийся цемент и расширяющийся портландцемент (РПЦ). Гипсоглиноземистый цемент расширяется при твердении под водой; при твердении на воздухе он является безусадочным. Расширение цементного камня для разных марок РПЦ находится в пределах 0,15—2%. Выпускается РПЦ марок 400, 500 и 600.

Применяют расширяющиеся цементные растворы для заполнения различных швов в железобетонных сборных конструкциях с целью водонепроницаемости.

Растворы. Раствором называют искусственный каменный материал, получаемый смешиванием вяжущего вещества, песка и воды.

В подземном строительстве растворы применяют для каменной кладки, тампонирования, гидроизоляции и других целей. Растворы применяют простые — цементные и сложные — цементно-известковые, цементно-глинистые и др.

Качество растворов оценивается прочностью (маркой) в 28-дневном возрасте и удобоукладываемостью. Прочность растворов зависит главным образом от активности вяжущего вещества и количества инертной добавки. Приблизительно прочность раствора можно определить по формуле

$$R_р = R_ц\left(\frac{1}{n} - 0{,}05\right) + 5, \text{ кгс/см}^2,$$

где $R_р$ — марка раствора.

$R_ц$ — марка цемента;

n — число объемных частей песка на одну объемную часть цемента, $2{,}5 < n < 12$.

Прочность каменной кладки предопределяется в основном прочностью камня, поэтому растворы берут обычно невысоких марок — 30—50 кгс/см².

Удобоукладываемость растворов — способность смеси укладываться тонким однородным слоем. Для повышения удобоукладываемости в растворы следует добавлять известь, глину или такие пластификаторы, как сульфатно-спиртовая барда, мылонафт и др. Большое значение при этом имеет водоудерживающая способность раствора, которая повышается с увеличением расхода цемента.

Для тампонирования горных пород применяют чистые цементные растворы или цементно-песчаные растворы, приготовленные на сульфатостойком портландцементе или шлако-портландцементе. Закрепное пространство тампонируют нередко также цементно-глино-песчаным раствором.

Тампонажные растворы должны легко проникать в трещины и пустоты, иметь хорошую водоподачу под давлением и способность образовывать в трещинах водонепроницаемые тампоны, а также схватываться и твердеть под водой.

§ 46. Бетон и железобетон

Бетон — это искусственный каменный материал, получаемый путем смешивания в определенных пропорциях цемента, песка, крупного заполнителя (щебня, гравия) и воды.

Бетоны подразделяют по объемному весу: на особо тяжелые с $\gamma > 2500$ кг/м³; тяжелые с $\gamma = 1800 \div 2500$ кг/м³; легкие с $\gamma = 500 \div 1800$ кг/м³ и особо легкие с $\gamma < 500$ кг/м³.

По прочности бетоны, применяемые в подземном строительстве, подразделяют на марки 150, 200, 300 и 400.

В зависимости от подвижности (консистенции) бетоны бывают жесткие, пластичные и литые. К жестким относят бетоны, не дающие осадки конуса, к пластичным — с осадкой конуса до 13 см, при осадке конуса более 13 см бетон называют литым. Литой бетон в практике почти не применяют.

Для приготовления бетона применяют различные рассмотренные ранее гидравлические вяжущие материалы. Чаще других применяют портландцемент. Вода для приготовления бетона должна быть чистой: без проверки можно применять питьевую воду, нельзя применять болотные воды, воды, загрязненные маслами, а также воды кислые (pH < 4) и содержащие соли серной кислоты более 2,7 г/л.

В качестве мелкого заполнителя следует применять пески с минимальным содержанием илистых, глинистых и пылевидных частиц, не загрязненные органическими осадками. Количество глинистых частиц, определяемое отмучиванием, не должно превышать 3%.

В качестве крупного заполнителя применяют щебень и реже — гравий. Крупность щебня в зависимости от конструкции составляет 10—70 мм. Щебень изготовляют из изверженных или метаморфиче-

ских горных пород. По прочности щебень разделяют на марки 1200, 1000, 800, 600, 400, 300 и 200, а по морозостойкости — на марки $М_{рз}15$, $М_{рз}25$, $М_{рз}50$, $М_{рз}100$, где число указывает количество последовательного замораживания и оттаивания материала при испытаниях. Марка щебня должна быть выше проектируемой марки бетона в 1,5—2 раза.

Гравий, применяемый для бетонных работ в подземных условиях, должен быть промыт водой с целью удаления илистых, глинистых и органических примесей.

Состав бетона принято обозначать в виде отношений: 1 : А : Б; 1 : П : Щ, где 1 — принятый вес цемента; А и Б (П, Щ) — количество весовых частей песка и щебня, приходящихся на единицу веса цемента.

Прочность бетона зависит от следующих факторов: активности цемента, качества заполнителей, качества укладки, условий твердения и др. Одним из важнейших факторов, влияющих на прочность бетона и поддающихся управлению, является водо-цементное отношение:

$$R_{28} = f(В : Ц). \qquad (VII.1)$$

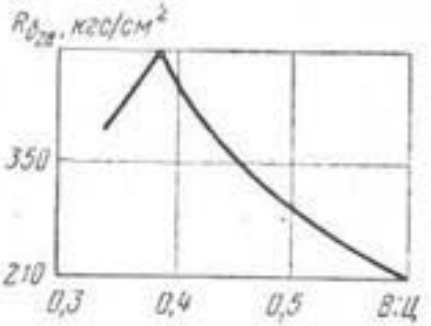


Рис. 74. График зависимости прочности бетона ($R_{б28}$) от водоцементного отношения (В : Ц)

На рис. 74 показана кривая, характеризующая эту зависимость. Точка максимума соответствует минимальному значению В : Ц при тщательном уплотнении материала. При дальнейшем уменьшении В : Ц марка бетона уменьшается из-за недостаточно плотной укладки смеси. При увеличении В : Ц получается менее плотный цементный камень из-за избытка воды и, следовательно, дополнительных пор. Для правой ветви кривой проф. Н. М. Беляевым получена эмпирическая формула

$$R_{б28} = \frac{R_ц}{A(В : Ц)^{1.5}},$$

где $R_{б28}$ — предел прочности бетона на сжатие в 28-суточном возрасте;

$R_ц$ — марка цемента;

A — коэффициент, учитывающий вид крупного заполнителя; для щебня $A = 3{,}5$.

Проектная прочность бетона определяется их маркой, обозначающей сопротивление сжатию образцов бетона размером 200 × 200 × × 200 мм при испытаниях после 28-суточного твердения в нормальных условиях.

Прочность бетона на растяжение составляет 5—7% от прочности на сжатие. Бетон обладает выраженными реологическими свойствами, в частности ползучестью деформаций.

Специальный бетон. Для крепления горных выработок в некоторых случаях применяют другие виды бетона, отличающиеся

по составу или технологии приготовления от обычного бетона. Так, для предохранения от разрушения боков и кровли горных выработок закрепленных бетоном, или незакрепленных при крепких боковых породах, применяют торкрет-бетон.

Торкрет-бетон представляет слой бетона (с тонкозернистым заполнителем) или цементного раствора толщиной 2—3 см, нанесенный на поверхность при помощи цемент-пушки.

Расход цемента при торкретировании составляет 800 кг на 1 м³ бетона.

Близок по составу и способу укладки к торкрет-бетону набрызг-бетон (*шприцбетон*). В качестве инертной составляющей в набрызг-бетоне используют более крупный заполнитель — до 25 мм. Нанесение набрызг-бетона на стенки выработки производится цемент-пушками и пневмонагнетателями. С помощью послойного набрызг-бетона на поверхности выработок может быть создана бетонная оболочка толщиной до 20 см. Таким образом, получается несущая конструкция — горная крепь, а не защитный слой, как при торкрет-бетоне. Расход цемента при набрызг-бетоне снижается до 450 кг на 1 м³ бетона.

Хорошие результаты дает набрызг-бетон при использовании в качестве инертного материала гранулированного доменного шлака. Прочность бетона получается выше, а отскок при набрызге значительно меньше по сравнению с применением мелкого гранитного щебня или гравия.

Железобетон — представляет собой армированный стальными прутьями бетон. Наличие стальной арматуры обеспечивает работу конструкций на растяжение. Необходимым условием совместной работы арматуры и бетона является прочное сцепление этих материалов в конструкции. При использовании горячекатанной арматуры периодического профиля сцепление арматуры и бетона увеличивается. Количество арматуры и ее расположение в конструкции определяются расчетом.

Железобетон применяют в виде монолитных конструкций, сооружаемых непосредственно в выработке, и сборных конструкций, изготовляемых заводским способом. В монолитном железобетоне в качестве арматуры нередко используют стальные арки или рамы из прокатных профилей, служащие в процессе сооружения выработки временной крепью. Такой материал крепи называют железобетоном с жесткой арматурой. Железобетон с гибкой арматурой в монолитном исполнении применяют в сложных условиях — при больших пролетах выработок, при большом горном давлении, для особо ответственных сооружений. Технология возведения железобетонных конструкций с гибкой арматурой сложна, а крепь дорога. Значительно чаще железобетон используют для изготовления сборных конструкций.

Эффективным средством повышения несущей способности железобетона как материала горной крепи является применение предварительно напряженной арматуры. Предварительно натянутая арматура создает в ненагруженных элементах напряжения сжатия; в процессе

эксплуатации в зоне растяжения в соответствующих частях сечения элементов происходит снижение сжимающих напряжений и постепенный переход их в растягивающие, чем и обеспечивается повышенная несущая способность конструкции. Однако предварительное натяжение арматуры механическим способом или электроподогревом связано со значительным усложнением технологии производства сборного железобетона, поэтому конструкции крепей из предварительно напряженного железобетона не получили должного распространения в практике.

Перспективным является применение для крепи самонапряженного сборного железобетона. В СССР разработаны составы так называемого самонапрягающего цемента (НЦ). Бетон, изготовленный на таком цементе, в процессе твердения схватывается с арматурой и одновременно увеличивается в объеме, натягивая стержни арматурного каркаса. Таким образом, в процессе твердения бетона получается конструкция с напряженной во всех направлениях арматурой.

Напрягающий цемент получают путем размола механической смеси портландцемента, глиноземистого цемента (или их клинкеров), и гипса, взятых в определенных соотношениях [39].

§ 47. Искусственные камни и блоки

Для крепления капитальных выработок применяют в ограниченном объеме два вида искусственного камня: кирпич и бетонные камни. Строительный кирпич имеет форму прямоугольного параллелепипеда размером 250 × 120 × 65 мм. Объемный вес кирпича составляет 1,6—1,9 т/м³, более тяжелый — кирпич полусухого прессования. Кирпич по прочности подразделяется на марки 75, 100, 125 и 150. Для крепления горных выработок допускается к применению кирпич марки 150. Кроме обыкновенного красного кирпича имеется клинкер-кирпич, получаемый из тугоплавких глин обжигом до спекания. Он более прочен, подразделяется на марки 400, 600 и 1000. Размеры его составляют 220 × 110 × 65 мм. Возведение горной крепи из кирпича связано с ручным трудом, поэтому этот материал не является перспективным.

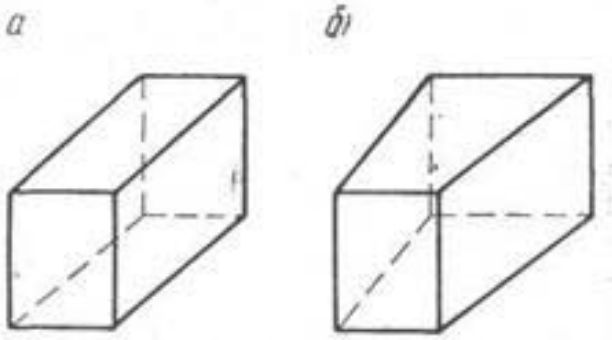


Рис. 75. Бетонные камни:
а — для прямолинейных стен; *б* — для стволов

Бетонные камни подразделяют на бетониты весом до 40 кг и бетонные блоки весом 100—200 кг. Бетониты укладывают вручную, бетонные блоки — механизированным способом.

Форма бетонных камней различная и в каждом конкретном случае определяется индивидуально. Для сооружения вертикальных стен применяют бетонные камни в виде прямоугольного параллелепипеда, для конструкций криволинейного очертания — в виде клиновидного призматоида (рис. 75). Одни размеры камня всегда соответствуют расчетной толщине крепи, другие — назначаются конструктивно. Бетониты и бетонные блоки должны изготавливать из бетона марки 200 и выше. Перспектива применения бетонных камней связана в основном с разработкой податливых конструкций крепей капитальных выработок глубоких шахт, а также решением проблемы механизации возведения крепи. В настоящее время крепь из бетонных камней — бетонитов и блоков — применяется в экспериментальном порядке. По технико-экономическим показателям этот материал при существующей технологии не может конкурировать с монолитным бетоном и другими материалами.

§ 48. Новые крепежные материалы

В связи с бурным развитием химической промышленности появились попытки внедрения в практику крепления подземных выработок новых материалов.

Так, исследован достаточно подробно для изготовления элементов горной крепи стекловолокнистый анизотропный материал (СВАМ), состоящий из стекловолокна и полимерных материалов. Материал обладает высокой прочностью на растяжение — до 9000 кгс/см², он в два раза легче стали ($\gamma = 1{,}7 \div 1{,}9$ г/см³), устойчив против коррозии. При таких физико-механических свойствах крепь горных выработок может стать очень легкой и прочной. Однако стоимость материала пока весьма высока, что ограничивает его применение.

В стадии исследования находится другой перспективный крепежный материал — пластобетон, в составе которого отсутствуют цемент и вода. В качестве вяжущего используются синтетические смолы — форфуролацетоновая, эпоксидная, мочевино-формальдегидная и другие с некоторыми добавками, а в качестве заполнителя — щебень и песок. Пластобетон — водонепроницаемый высокопрочный материал, однако длительное увлажнение приводит к существенной потере прочности на 20—50%. Стоимость пластобетона высокая и составляет 200—300 руб. за 1 м³.

К новым можно отнести также силикальцит — материал, в основе которого находятся кварцевый песок, гранулированный шлак и известь. С помощью соответствующей технологии совместной обработки этих составляющих удается получить высокопрочный каменный материал, который можно использовать для формовки тюбингов и других элементов горной крепи.

Ведутся работы над материалом углепластом, в основе которого лежит угольная мелочь. В результате горячего прессования тонко измельченного угля с присадкой смолы и другими добавками при давлении 500—600 ат и температуре 150—180° С можно получить каменноугольный материал с прочностью на сжатие 400—600 кгс/см².

Глава VIII

КРЕПЬ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 49. Общие сведения

По мере развития горной промышленности неуклонно растет протяженность поддерживаемых подземных горных выработок, которая исчисляется в отдельных бассейнах тысячами километров, а в целом по СССР — несколькими десятками тысяч километров. В связи с усложнением горногеологических условий, обусловливаемым увеличением глубины разработок, а также освоением новых, более сложных месторождений, повышаются требования к горной крепи в части несущей способности, долговечности, технологичности изготовления и установки. Поэтому непрерывно расширяется диапазон применяемых крепей как в отношении материала, так и в отношении конструктивных решений. На смену традиционным, деревянным и каменным конструкциям, характерным для периода 30—40-х годов, приходят более совершенные стальные конструкции крепей, конструкции крепи из сборного железобетона, штанговая крепь и др.

Все большее значение при проектировании выработок придается инженерно-экономическому обоснованию конструкций крепей, обеспечивающему достаточно высокую эксплуатационную надежность их при минимальных капитальных затратах и эксплуатационных расходах. В свете этого неправильно было бы говорить о безусловном преимущественном положении какого-нибудь из видов крепи перед всеми другими, как наиболее прогрессивного. Выбор рационального типа крепи в тех или иных условиях зависит от ряда факторов: размеров выработки, срока ее службы и горногеологических условий и в конечном итоге определяется экономическими факторами.

Вот почему в настоящее время применяются разнообразные конструкции крепей — деревянные, бетонные, железобетонные (сборные и монолитные), стальные и другие конструкции.

Данные о распространении разных видов горных крепей капитальных и основных подготовительных горизонтальных и наклонных выработок при строительстве и реконструкции шахт угольной и рудной промышленности приведены в табл. 8.

Таблица 8

Годы	Общая протяженность закрепленных выработок	Протяженность выработок, закрепленных крепью											
		сборной железобетонной		металлической		монолитной железобетонной		монолитной бетонной		деревянной		прочими видами крепи	
		м	%	м	%	м	%	м	%	м	%	м	%
1968	142 012	9248	6,5	93 720	66	10 316	7,3	17 348	12,2	9 321	6,6	2059	1,4
1969	145 766	6632	4,5	84 639	58,0	4 519	3,1	22 604	15,5	20 759	14,3	6613	4,5

§ 50. Деревянные конструкции крепи

Деревянная крепь имеет довольно широкое применение на угольных шахтах и рудниках. Она обладает следующими достоинствами: легка в обработке элементов и доставке их в выработку, проста и легка

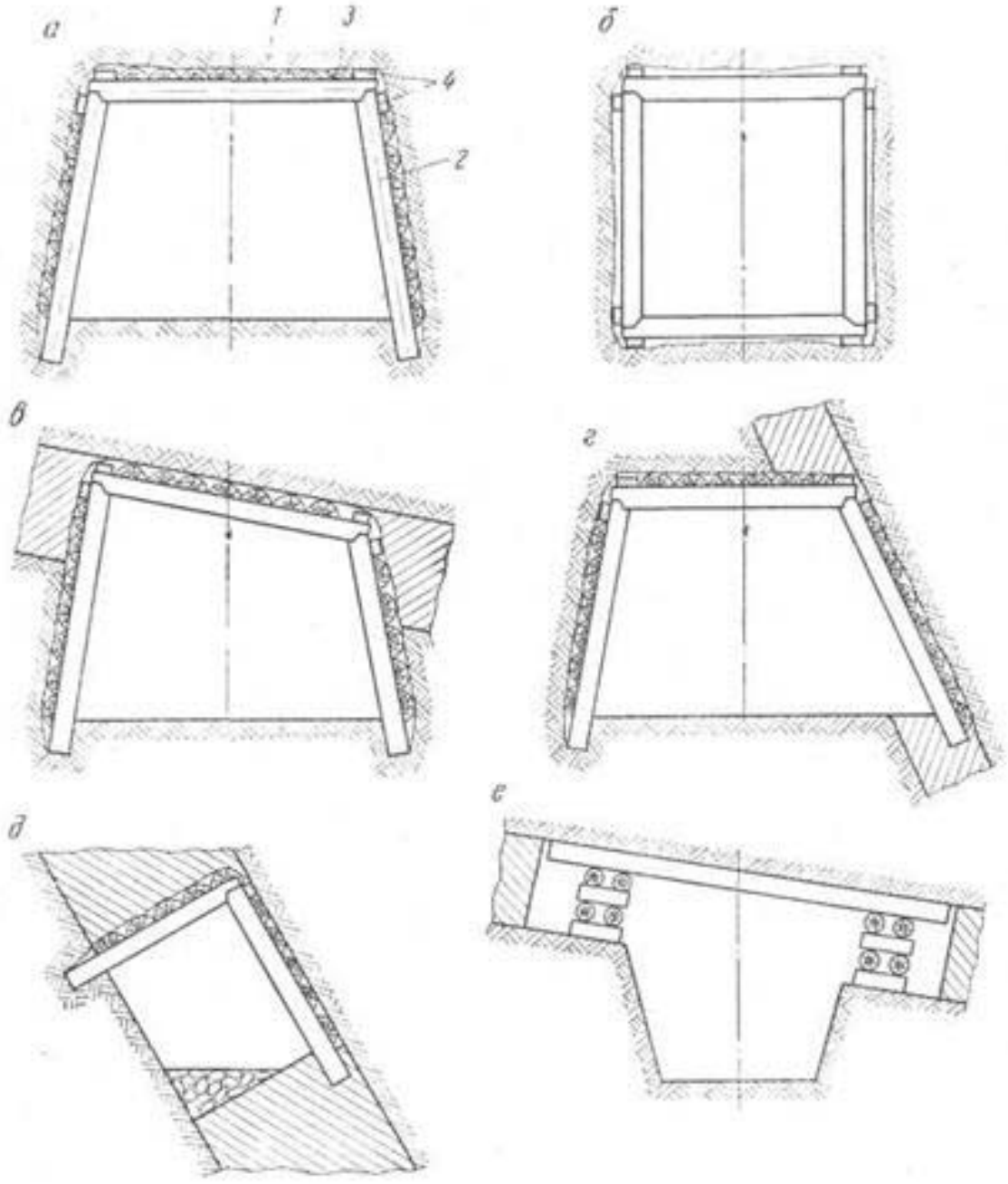


Рис. 76. Деревянная крепь

в возведении, обладает высокой степенью деформируемости, что обеспечивает возможность предотвратить неожиданный обвал выработки. Вместе с тем деревянные конструкции недолговечны, особенно в вентиляционных выработках, опасны в пожарном отношении, не обладают высокой несущей способностью, в конструктивном отношении недостаточно универсальны (из дерева, например, трудно скон-

струировать экономичную крепь криволинейного очертания с достаточной податливостью и большой несущей способностью). Применение деревянных конструкций в подземном строительстве в широких масштабах связано со значительным расходом леса, который становится все более дефицитным материалом. Поэтому в основе современной технической политики в области крепления выработок лежит тенденция к максимальной замене деревянных конструкций крепи другими, более экономичными и долговечными.

Основной конструкцией деревянной крепи горизонтальных выработок является крепежная рама (рис. 76, *а*), которая состоит из трех несущих элементов: верхняка *1* и двух стоек *2*. Эти элементы делаются из круглого леса диаметром 16—40 см. Для закрепления рамы в проектном положении применяют клинья *4*, при установке вразбежку предусматривают затяжки *3*. При наличии деформаций боковых пород со стороны почвы выработки в раму добавляют четвертый элемент — лежень, в результате чего получается полная крепежная рама (рис. 76, *б*).

Неполная крепежная рама имеет трапециевидную форму, так как с одной стороны при этой форме удается уменьшить на 15—20% длину верхняка, работающего на изгиб. Если учесть, что изгибающий момент пропорционален квадрату пролета, то такое решение дает ощутимый эффект. С другой стороны, наклонная стойка лучше воспринимает боковое давление. Угол наклона стоек к горизонту принимается 80°.

Полная крепежная рама должна иметь прямоугольную форму (рис. 76, *б*): нагрузка со стороны почвы нередко превышает нагрузку со стороны кровли, поэтому нет оснований для искусственного увеличения пролета в почве, что имеет место при трапециевидной форме рамы.

Крепежные рамы устанавливают всплошную или вразбежку, т. е. на некотором расстоянии (0,5—1,0 м) одна от другой. При креплении вразбежку пространство между рамами перекрывается затяжкой из обаполов или распилов. При сплошной крепи затяжка, естественно, отсутствует. Рамы устанавливают перпендикулярно по отношению к продольной оси выработки. Для фиксирования рам в проектном положении применяют клинья, которые забивают против замка между элементами крепи и породой; расклинивают как верхняк, так и стойки.

Все пустоты за крепью подлежат заполнению породой — забучиванию. Кроме основных, типичных форм применяют крепежные рамы искаженной формы, что связано с условиями залегания пластов — углом падения и породами кровли. При пологом падении — до 12° и прочной монолитной кровле (песчаник, известняк и т. п.) целесообразно применять в штреках раму с наклонным верхняком (рис. 76, *в*), а при крутом падении — свыше 70° — целесообразно стойку крепи устанавливать под висячий бок (рис. 76, *г*). И в том и в другом случае стремятся использовать несущую способность монолитной плиты в кровле пласта, а также упростить технологию проходки штрека.

Кроме перечисленных форм рам во второстепенных выработках могут быть применены другие формы, рациональность которых бывает обусловлена спецификой залегания пласта (рис. 76, *д*, *е*).

Для соединения отдельных элементов крепежной рамы применяют различные врубки (рис. 77). Так, если рама работает на нагрузку, действующую преимущественно со стороны кровли, верхняк соединяется со стойками врубкой в лапу — прямую (рис. 77, *а*) или скошенную (рис. 77, *б*). И в том и в другом случае на опоре работает полное сечение верхняка. При наличии преимущественно бокового давления применяют врубку, показанную на рис. 77, *в*, в которой полным сечением работает стойка и ослабленным — верхняк.

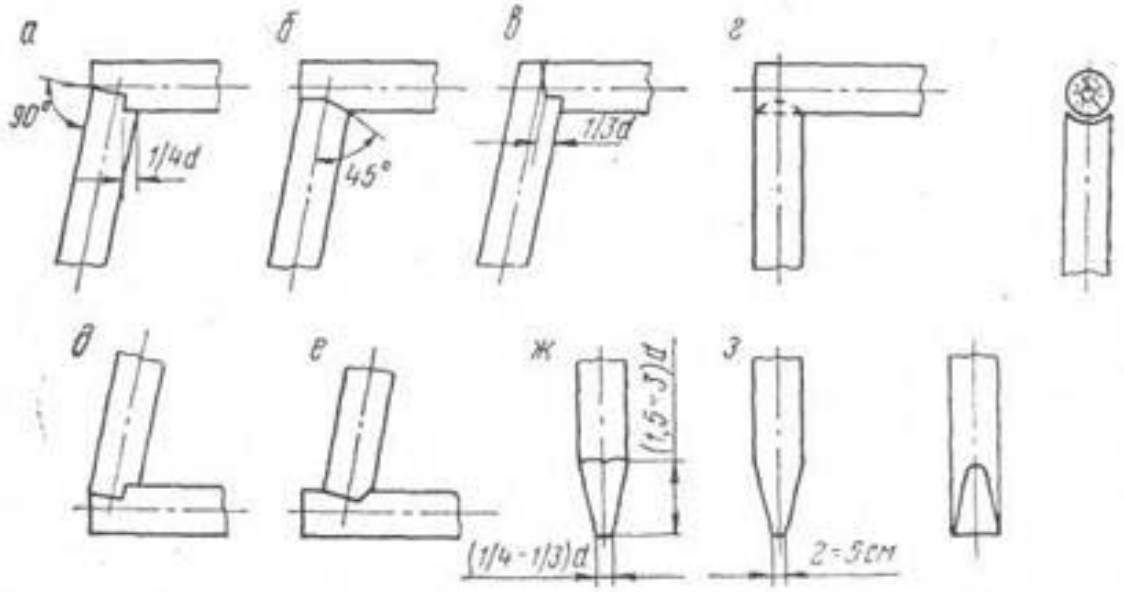


Рис. 77. Узлы соединения элементов крепежной рамы

При ремонтных работах и для временной крепи применяют также соединение стойки с верхняком в паз (рис. 77, *г*). Стойки с лежнем соединяют в лапу (рис. 77, *д*) или же в зуб (рис. 77, *е*).

Стойки неполных крепежных рам устанавливают в лунки — углубления в почве выработки глубиной 15—20 см. Для того чтобы придать раме определенную податливость, концы стоек, погруженных в лунки, нередко заостряют в форме пирамиды или же клина (рис. 77, *ж*, *з*). При достаточно мягкой почве стойка внедряется в почву и отчасти сминается на заострении, чем и обеспечивается податливость 100—120 мм.

При большом горном давлении со стороны кровли, а также боков и почвы применяли в практике разного рода усиленные конструкции крепежных рам (рис. 78). Простейшим и довольно эффективным усилением рамы является установка ремонтины (рис. 78, *а*). При качественной установке, обеспечивающей одинаковую жесткость опор на стойках и ремонтине, несущая способность верхняка возрастает в 3—4 раза. Однако ремонтина загромождает сечение выработки, что не всегда допустимо. Взамен ее может быть сооружена подкосная конструкция, обеспечивающая приблизительно тот же эффект, что и ре-

монтина (рис. 78, *б*). При значительном пролете может быть применена ригельно-подкосная система усиления рамы, как это показано на рис. 78, *в*, *г*. Верхняк приобретает две промежуточные опоры, что в несколько раз увеличивает несущую способность конструкции крепи в кровле.

На рис. 78, *д* и *е* показаны аналогичные усиления конструкции полных деревянных крепежных рам. Усиленные конструкции крепи требуют значительного расхода леса и сложны в исполнении. Кроме того, дополнительные элементы загромождают поперечное сечение

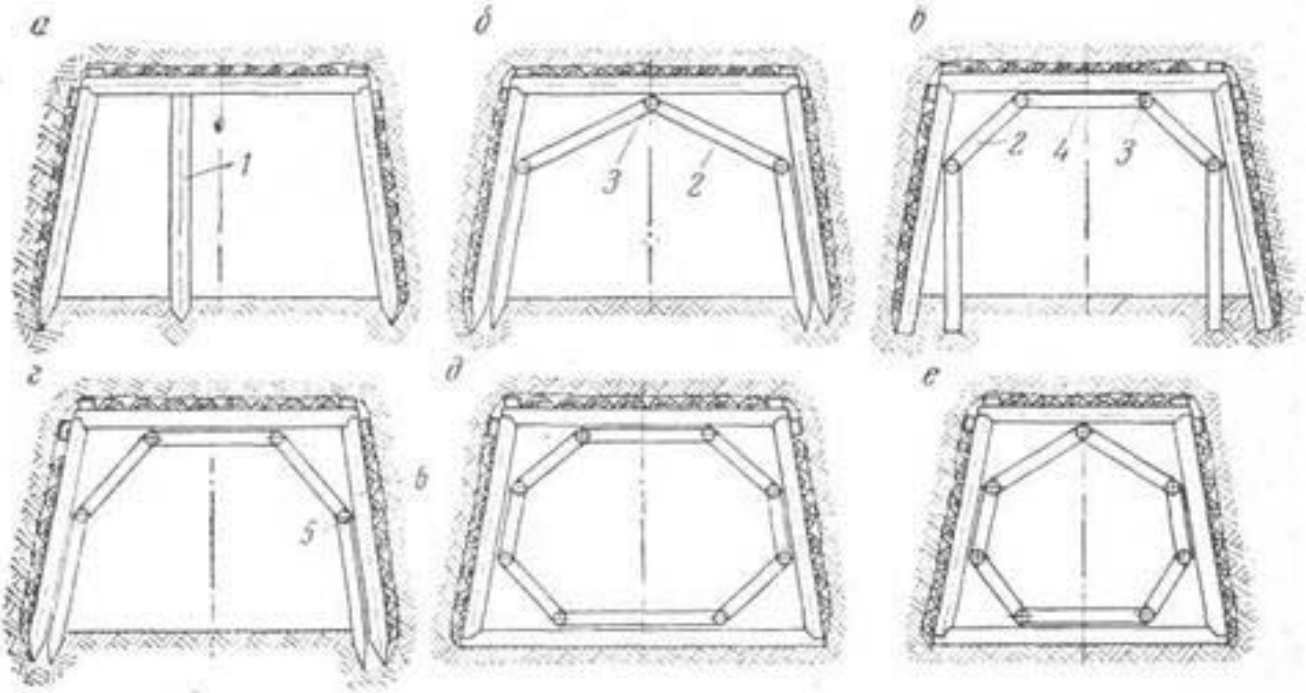


Рис. 78. Усиленные конструкции крепежных рам:

1 — ремонтина; *2* — подкос; *3* — прогон (подвод); *4* — ригель; *5* — боковой прогон; *6* — стойка

выработок, что ухудшает аэродинамические качества выработок и условия транспорта по ним. В связи с этим в настоящее время применяют стальные конструкции. Вместе с тем в некоторых, например в сложных горногеологических условиях Крайнего Севера, усиленные конструкции могут оказаться целесообразными.

В некоторых случаях при наличии большого всестороннего горного давления может оказаться целесообразной деревянная крепь кольцевой формы. Из практики Подмосковного и Челябинского бассейнов известны две конструкции такой крепи. Первая конструкция крепи сплошная (рис. 79, *а*), собирается из коротких стоек диаметром 22—25 см со скошенными концами. В стыках предусматриваются прокладки из досок. Для изготовления такой крепи могут быть использованы стойки, извлекаемые из выработок при перекреплении. Сооружение крепи производится с помощью шаблонов. Конструкция — многошарнирная, податливая, необходимым условием ее работоспособности является тщательная забутовка закрепного пространства.

Достоинством конструкции является сравнительно небольшая толщина оболочки и высокая несущая способность. Недостатки крепи — высокая трудоемкость изготовления и возведения, а также малый срок службы.

Вторая конструкция деревянной кольцевой крепи (рис. 79, *б*) изготовляется из четырех-пяти слоев досок толщиной 30—40 мм, скрепляются доски гвоздями. Кольца жесткие, ставятся, как правило, вразбежку с обязательным применением распорок для обеспечения жесткости в продольном направлении.

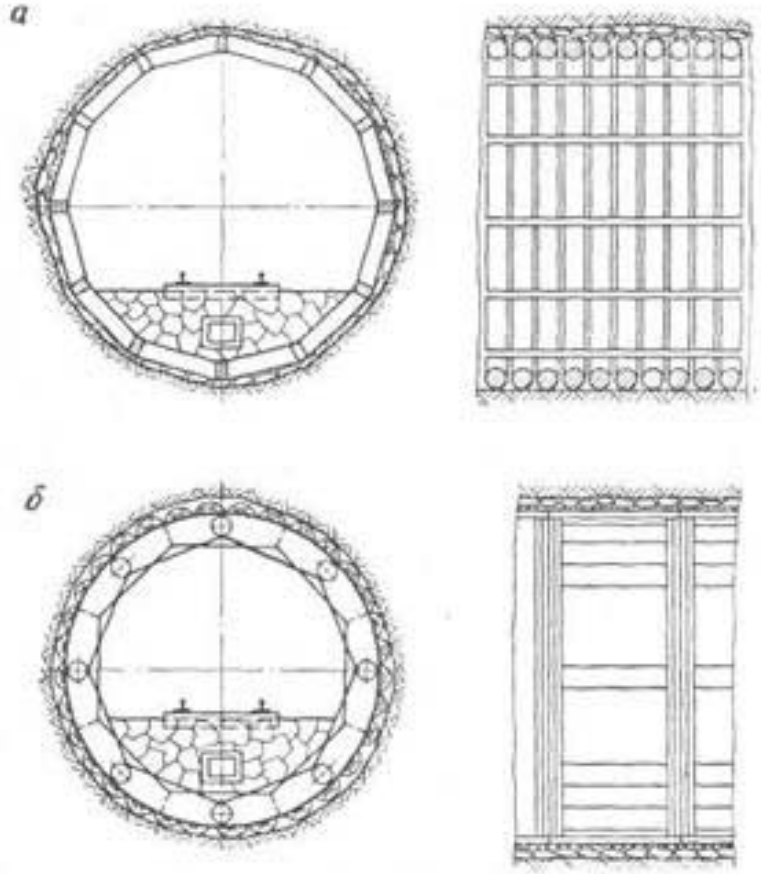


Рис. 79. Деревянные конструкции крепей кольцевой формы:

а — крепь из стоек; *б* — крепь из досок

Положительными качествами крепи являются: высокая несущая способность, возможность изготовления их из досок, бывших в употреблении. Вместе с тем крепь недолговечна и довольно дорога в изготовлении.

Специальные крепи. В некоторых случаях при проходке выработок по сильно обводненным рыхлым породам необходимо применять передовую крепь, т. е. проходке должно предшествовать крепление некоторой части массива.

В этих условиях наиболее простой и доступной является деревянная забивная крепь (рис. 80). Как видно из рис. 80, верхнее строение основной крепежной рамы состоит из двух верхняков *1* разделенных двумя клиньями *3*, установленными по концам. Щель между верхняками обеспечивает направление для кольев *4*, забиваемых предварительно в породу на некоторую глубину перед ее выемкой. Кроме

того, в комплекте крепи имеются промежуточные рамы *5*, поддерживающие ограждение из кольев между основными рамами *2*.

При наличии обводненных и легко обрушаемых пород с боков для забивки кольев и их поддержания применяют аналогичные конструкции.

Стоимость круглого леса, идущего на крепление выработок, составляет 33,7 руб. за 1 м³.

Расчет крепи. При расчете крепи основную трудность составляет определение величины ожидаемой нагрузки, которая зависит от природных и производственных факторов.

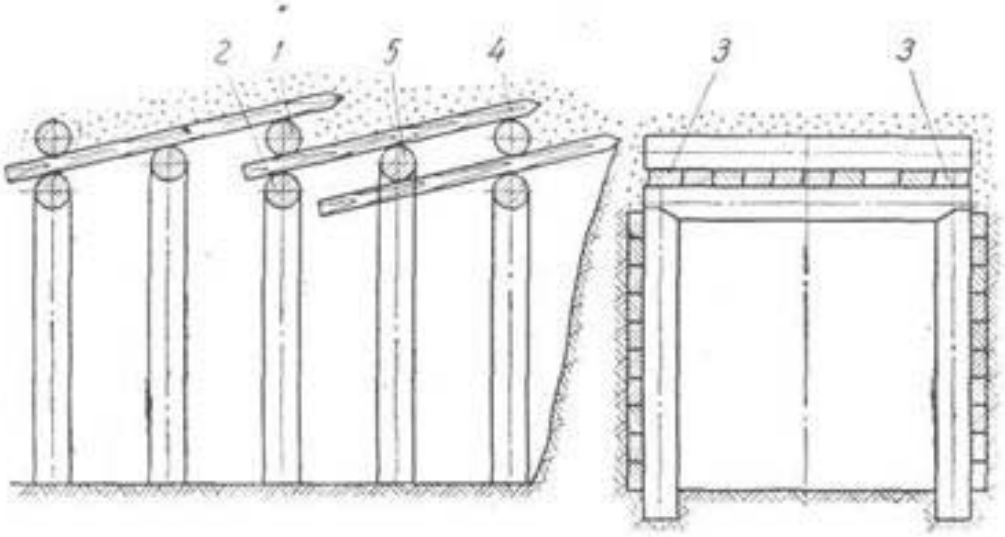


Рис. 80. Забивная деревянная крепь

Рациональные условия применения деревянной крепи — это сравнительно устойчивое состояние боковых пород, когда давление невелико и выработка находится все зоны влияния очистных работ. Здесь вполне целесообразно для определения нагрузки использовать методику расчета, основанную на гипотезе сводообразования (проф. М. М. Протодьяконов, проф. П. М. Цимбаревич и др.). По методу проф. М. М. Протодьяконова расчетная нагрузка представляется распределенной, параболического очертания и равной (рис. 81, *а*)

$$Q = \frac{4}{3}\gamma\frac{a^2}{f}L.$$

Расчет следует вести только для верхняка и затяжки; стойки являются малонагруженными элементами и поэтому не рассчитываются, а по конструктивным соображениям принимаются одинаковой толщины с верхняком.

Максимальный изгибающий момент

$$M_{max} = \frac{5}{16}Qa,$$

где a — полупролет выработки.

Момент сопротивления для круглой стойки

$$W = \frac{\pi d^3}{32}.$$

Исходя из соотношения

$$M_{max} = WmR_и \quad \text{или} \quad \frac{5}{12}\gamma \frac{a^3}{f} L = \frac{\pi d^3}{32} mR_и,$$

где m — коэффициент условий работы;

$R_и$ — расчетное сопротивление для древесины;

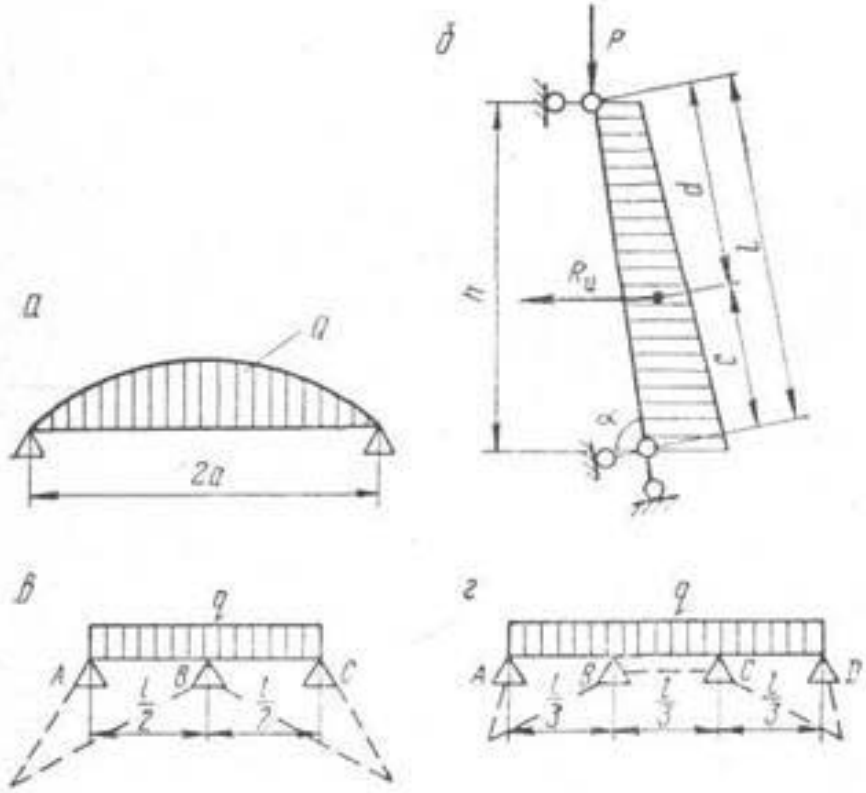


Рис. 81. Расчетные схемы элементов деревянных конструкций крепи:

а — расчетная схема верхняка; *б* — расчетная схема стойки при наличии бокового давления; *в* — расчетная схема верхняка, усиленного подкосами; *г* — расчетная схема верхняка с ригельно-подкосным усилением

находим диаметр верхняка, задавшись предварительно расстоянием L (или же, наоборот, находим расстояние между рамами, задавшись диаметром леса),

$$d = 1{,}61a \sqrt[3]{\frac{\gamma L}{mR_и f}}.$$

Затяжку необходимо рассчитывать на наибольшую нагрузку, соответствующую высоте параболы. Рассматривается она как балочка на двух опорах с пролетом L, загруженная равномерной нагрузкой.

Максимальный момент

$$M_{max} = \frac{\gamma c a L^2}{8f},$$

где γ — объемный вес пород;

c — ширина затяжки.

Толщину плоской затяжки δ, учитывая ее момент сопротивления $W = \frac{c\delta^2}{6}$, определим по формуле

$$\delta = 0{,}87L\sqrt{\frac{\gamma a}{fmR_и}}.$$

При недостаточно устойчивых породах в боках выработки расчет целесообразно вести по методу проф. П. М. Цимбаревича.

Переклад рассматривается как балка на двух опорах под равномерно распределенной нагрузкой высотой b_1 (гл. IV, § 3):

$$M_{max} = \frac{q(2a)^2}{8} = \frac{b_1 \gamma L a^2}{2} \leqslant \frac{\pi d^3}{32} m R_и,$$

откуда

$$d = 1{,}7 \sqrt[3]{\frac{b_1 \gamma L a^2}{m R_и}}.$$

Стойку необходимо рассчитывать на сложное сопротивление от осевой силы сжатия P и поперечного изгиба (рис. 81, *б*):

$$\sigma_{сж} = -\frac{P}{\varphi F} - \frac{M_{max}}{W} \leqslant m R_и,$$

где

$$P = \frac{aq}{\sin \alpha} = \frac{b_1 \gamma L a}{\sin \alpha}.$$

Изгибающий момент определяется от боковой нагрузки, суммарная величина которой

$$R = \frac{\gamma h}{2} (2b_1 + h) \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2} L.$$

Расчет элементов усиленной деревянной крепи целесообразно вести на равномерно распределенную нагрузку, определяемую экспериментально по аналогии с существующими выработками или по формуле П. М. Цимбаревича с введением некоторого коэффициента перегрузки (1,5—2,0). При расчете подкосных конструкций (рис. 81, *в*) верхняк рассматривается как балка на трех опорах. При этих условиях

$$M_{max} = \frac{ql^2}{32}; \qquad A = C = \frac{3}{16} ql;$$

$$B = \frac{5}{8} ql.$$

При расчете ригельно-подкосных конструкций (рис. 81, *г*) балка рассчитывается как трехпролетная:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{90}; \qquad A = Д = \frac{2}{15} ql; \qquad B = C = \frac{11}{30} ql.$$

Элементы усиления (подкосы, ригель) необходимо проверить на осевое сжатие, а врубки — на смятие.

§ 51. Стальные конструкции крепи

Стальные конструкции крепи отличаются рядом преимуществ по сравнению с деревянными конструкциями. Они более прочны, долговечны, безопасны в пожарном отношении, позволяют придать выработке любое, рациональное очертание, допускают повторное использование элементов конструкций. Начало широкого внедрения стальных конструкций крепи для капитальных и подготовительных выработок в Советском Союзе относится к пятидесятым годам.

Конструкции стальной крепи могут быть подразделены на жесткую крепь, крепь с ограниченной податливостью и собственно податливую крепь.

Жесткая крепь на угольных и рудных шахтах представлена тремя видами: трапециевидная рама, жесткая арка, замкнутое кольцо. Кроме того, в выработках больших поперечных сечений — тоннелях — имеет применение жесткая крепь из чугунных или стальных тюбингов.

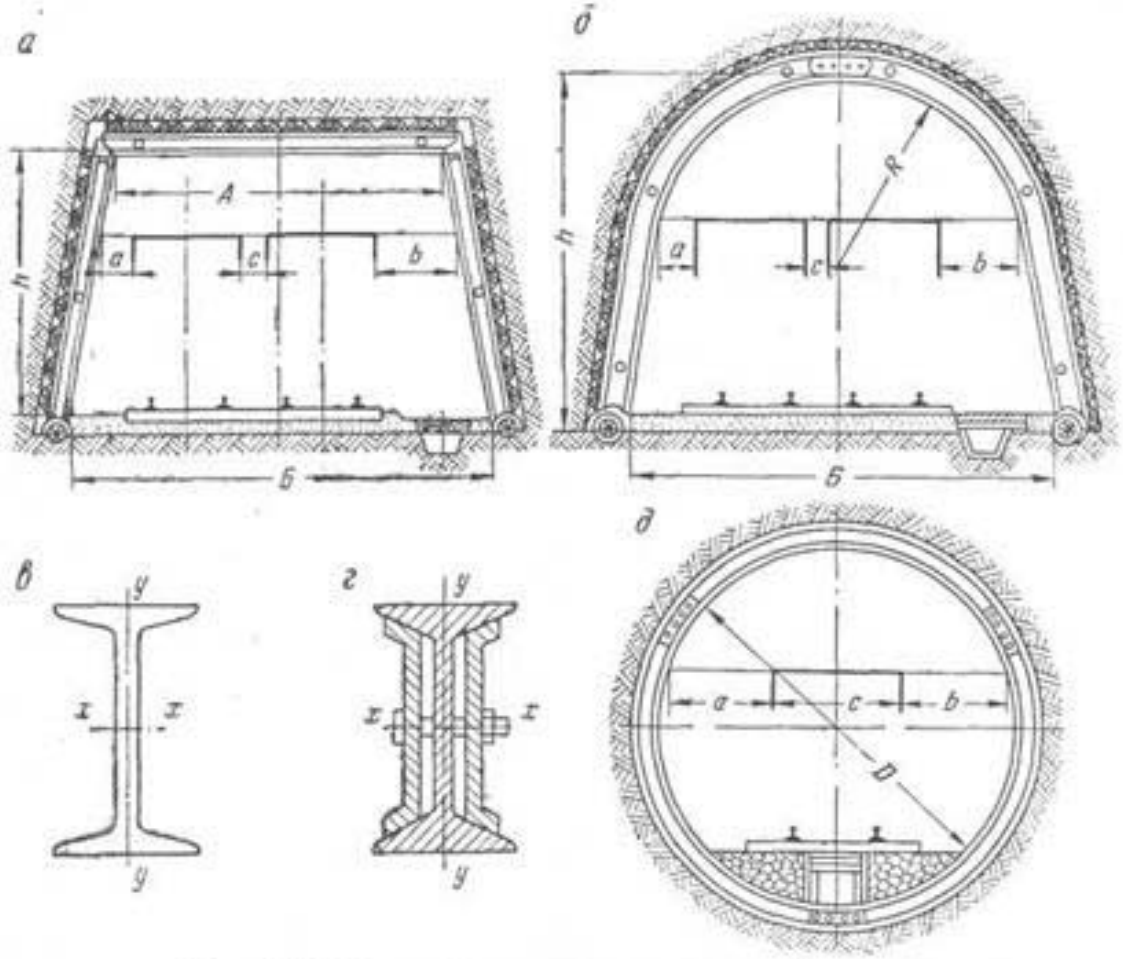


Рис. 82. Жесткие конструкции стальной крепи:
а — жесткая крепь в виде рамы; *б* — жесткая арочная крепь; *в* — двутавровый профиль; *г* — рациональная форма двутавра для горной крепи; *д* — жесткая кольцевая крепь

Трапециевидная рама конструируется по аналогии с деревянной рамой (рис. 82, *а*). Стойки и верхняк изготовляют из двутавровых балок. Верхняк со стойками соединяется с помощью башмаков той или другой конструкции. Трапециевидная форма крепи не рациональна. Это объясняется тем, что верхняк работает на поперечный изгиб, т. е. в нерациональном режиме, и поэтому не в состоянии выдержать больших нагрузок.

При значительном горном давлении крепь деформируется и быстро выходит из строя. Поэтому, несмотря на простоту конструкции, на шахтах она почти не применяется. Однако в отдельных случаях она может быть вполне рациональной. Так, например, для капитальных

уклонов и бремсбергов, не попадающих в зону влияния очистных работ, когда в кровле пласта залегают прочные породы — песчаник или известняк, плоское перекрытие под такой потолок, не затронутый подрывкой, является более рациональным, чем, например, арочная конструкция крепи, требующая подрывки кровли.

Жесткую арочную крепь изготовляют из двутавровых балок и отчасти из отожженных рельсов. Она состоит из двух или трех дуг, соединяемых накладками и болтами (рис. 82, *б*). Накладки применяются плоские или из отрезков швеллера.

По несущей способности при тех же размерах профиля и пролета арка значительно лучше рамы. Однако конструкция неравнопрочна. Слабым местом является узел соединения элементов. Опыт показал, что при сравнительно невысоких напряжениях в сечении профиля происходит смятие соединительных болтов, разрыв стенки двутавра, т. е. происходит разрушение узла. Разработка конструкции равнопрочного узла применительно к двутавровому профилю представляет довольно сложную задачу, и она практически не разрешена. Это объясняется тем, что полки двутавра имеют очень малые уклоны (рис. 82, *в*), которые не позволяют создать прочный узел за счет сил трения, как это показано на рис. 82 *г*, при другом, возможном очертании. Учитывая, что двутавровый профиль имеет весьма рациональное распределение металла, обеспечивающее максимальное сопротивление изгибу в нужном направлении, следует признать перспективным изготовление для горной крепи двутаврового профиля с увеличенным уклоном по типу, показанному на рис. 82, *г*.

Существенным недостатком конструкции жесткой арки является также сложность транспортирования элементов по выработкам, так как длина полуарок составляет 3,5 м и более.

Жесткую арочную крепь применяют в настоящее время редко, и в современном исполнении из обычного двутавра она не является перспективной.

Жесткую кольцевую крепь изготовляют из тех же профилей проката, что и предыдущие конструкции (рис. 82, *д*). Кольцо состоит из трех или четырех сегментов, соединяемых накладками и болтами.

Применение кольцевой крепи целесообразно при наличии пластического (псевдопластического) состояния боковых пород, когда имеют место значительное горное давление как со стороны кровли, так и со стороны боков и почвы («пучение» пород). В этих условиях кольцо испытывает всестороннее сжатие, и поэтому используется в максимальной степени несущая способность конструкции.

Вместе с тем кольцо, так же как и арка, представляет собой неравнопрочную конструкцию. Узлы соединения в значительной мере снижают несущую способность кольца. Рациональным является замена болтовых соединений шарнирными. Однако шарнирные соединения применяли только в экспериментальном порядке.

Практика применения кольцевой крепи вместо арочной на ряде шахт Донбасса показала, что, несмотря на указанный недостаток, кольцевая крепь является радикальным средством поддержания

горных выработок в породах, находящихся в неустойчивом состоянии и оказывающих большое всестороннее давление.

Важное значение при креплении выработок стальной крепью приобретает затяжка. Существует мнение, что затяжка не играет роли грузонесущей конструкции, а служит лишь для предохранения от выпадения забутовки и мелких кусков породы. Такая точка зрения имеет основание, если в кровле залегают массивные породы с относительно редкими трещинами. Породы такого сложения опираются преимущественно непосредственно на рамы или арки и в пределах интервала между рамами работают как плиты на изгиб. Однако, если породы тонкослоисты и трещиноваты, они приобретают свойства раздельнозернистой среды; давление от веса таких пород распределяется по площади сравнительно равномерно, затяжка играет роль балочек, собирающих нагрузку и передающих их на несущие конструкции. Следовательно, оболочка из затяжки должна соответствовать несущей способности стальных конструкций. Как показывают расчеты и практика, применяемая затяжка из обаполов или железобетонных плоских плиток по прочности не соответствует грузоподъемности конструкции крепи, что приводит к преждевременной поломке затяжек. Ремонтные работы по замене затяжки сопровождаются дополнительными затратами, выпуском породы из закрепного пространства, что в целом удорожает поддержание выработок.

Задача правильного соотношения несущей способности крепи и затяжки иногда может быть решена без дополнительных материальных затрат. Так, например, если сплошную затяжку из распилов заменить затяжкой из круглых стоек вразбежку, то при одинаковом расходе леса, без дополнительных затрат на распиловку, получается в 2 раза более прочная несущая оболочка. В этом нетрудно убедиться, если учесть, что момент сопротивления изгибу пропорционален квадрату высоты сечения. Уменьшая толщину затяжки в 2 раза снижают несущую способность каждой затяжки в 4 раза, а всей оболочки — в 2 раза. Несущая способность железобетонных затяжек на изгиб в зависимости от шага крепи должна быть увеличена до 1,5—2,0 тс против 0,3—0,5 тс, которую имеют стандартные плоские конструкции.

Жесткая кольцевая крепь из тюбингов применяется в туннелях и метро, стволах шахт, поэтому в данном параграфе не рассматривается.

К р е п ь с о г р а н и ч е н н о й п о д а т л и в о с т ь ю. К этому типу можно отнести шарнирно-арочную (рис. 83, *а*) и кольцевую шарнирную крепь (рис. 83, *б*). Крепь изготовляют преимущественно из двутавра № 16—18, состоит она из четырех элементов. Для экономии металла стойки в арочной крепи иногда применяют деревянные. На концах сегментов имеются башмаки полуцилиндрической формы. В качестве шарниров используют деревянные стойки диаметром 18—20 см. Наличие пяти шарниров в арке создает благоприятные условия для равномерного загружения конструкции: снижаются изгибающие моменты, в конструкции решающее значение приобре-

тают нормальные силы сжатия, что повышает несущую способность арки.

За счет смятия шарниров создается в основном податливость конструкции. Некоторая податливость обеспечивается также за счет смятия и прогиба затяжки. Наряду с этими положительными качествами, деревянные прогоны — шарниры являются наиболее слабым местом конструкции. Сосна обладает малым сопротивлением сжатию поперек волокон, поэтому стойки нередко сминаются в башмаках до такой степени, что связь между элементами теряется и арка разрушается (рис. 84). Сегменты арки или кольца при этом нередко остаются неповрежденными и могут быть использованы повторно. Общая податливость конструкции составляет 150—200 мм.

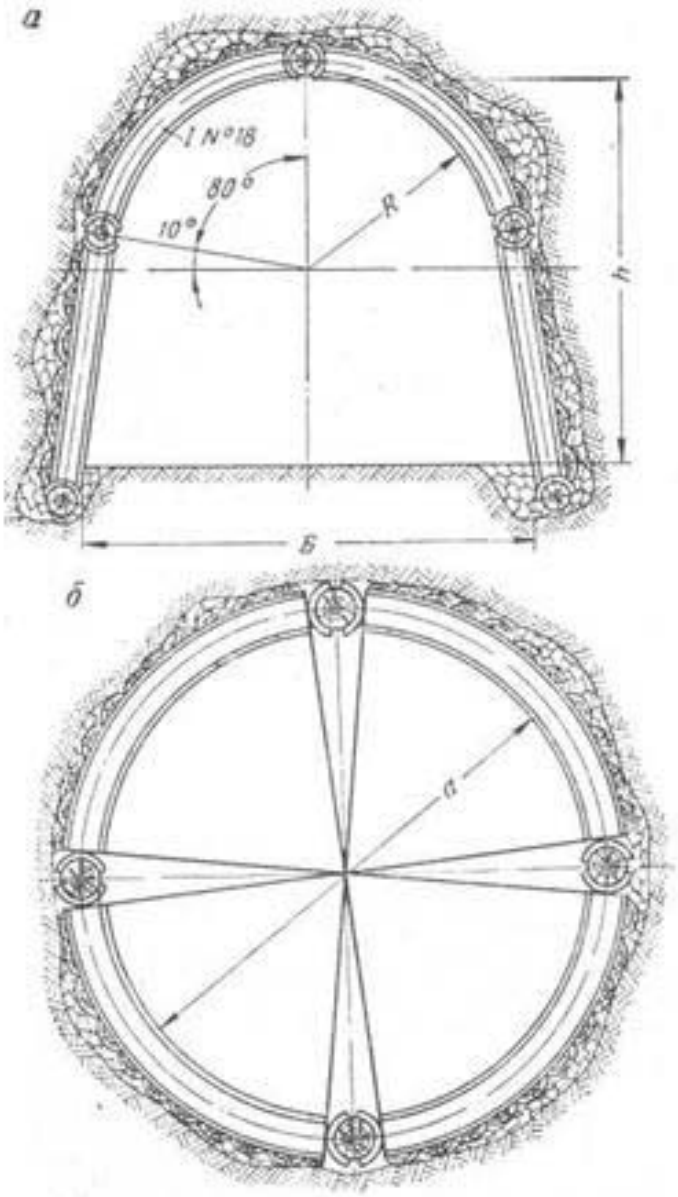


Рис. 83. Конструкции крепи с ограниченной податливостью

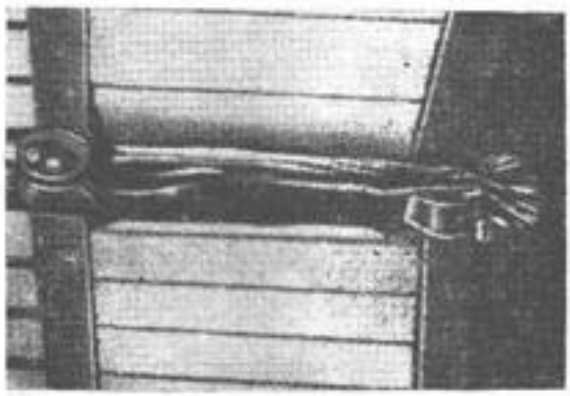


Рис. 84. Раздавленный прогон — шарнир

Область применения конструкций — это выработки с небольшим сроком службы в условиях пластического состояния боковых пород, когда требуется от конструкции ограниченная податливость и одновременная высокая грузоподъемность.

Податливая крепь изготовляется из специального профиля желобчатой формы. Профиль обеспечивает надежное соединение элементов конструкции с помощью хомутов (рис. 85, *г*), а также высокую степень податливости крепи. Податливость конструкции проявляется в результате взаимного проскальзывания элементов

в замках соединения. Отсюда следует, что общая величина податливости конструкции зависит от числа элементов (звеньев). Наибольшее распространение имеют трехзвенные арки (рис. 85, *а*), состоящие из верхней дуги и двух изогнутых стоек. В том случае, если податливость оказывается недостаточной, применяется пятизвенная крепь (рис. 85, *б*). Радиусы кривизны верхняка нередко делают несколько меньше, чем радиус кривизны стоек. При возрастании нагрузки

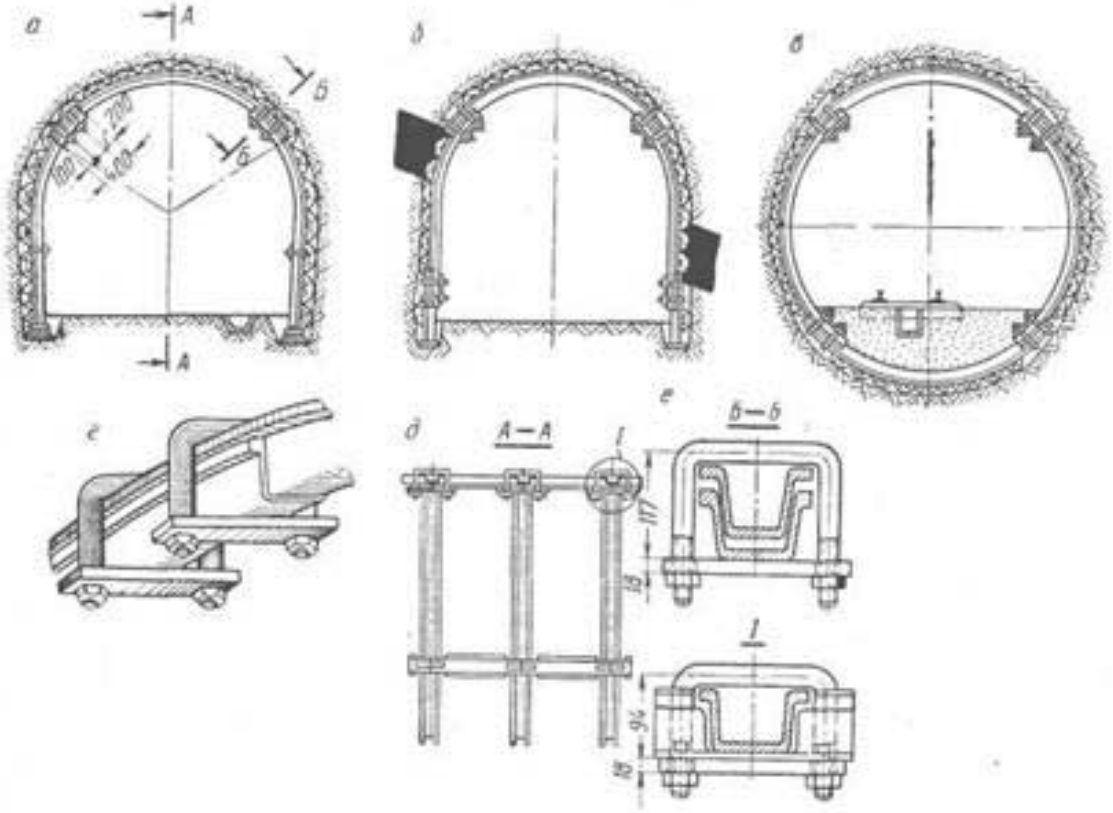


Рис. 85. Конструкции податливой крепи:

а — трехзвенная арочная крепь; *б* — пятизвенная арочная крепь; *в* — кольцевая крепь; *г* — замок соединения элементов; *д* — межрамные связи; *е* — деталь межрамной связи

со стороны кровли верхняк выполаживается и радиус его увеличивается, стойки же упруго изгибаются и радиус кривизны их уменьшается.

Для обеспечения качественного соединения элементов в замке и последующего их взаимного скольжения должен предусматриваться напуск элементов размером 400 мм.

Выбор величин податливости арки связан в основном с мощностью пласта и способом управления кровлей. При охране выработок бутовыми полосами достаточной ширины осадка крепи должна быть примерно равна половине вынимаемой мощности пласта. В других случаях величина необходимой податливости определяется по данным опыта.

При нормальной работе конструкция замка обеспечивает взаимное скольжение элементов до 300 мм и более. Таким образом, если

требуемая податливость находится в пределах 300—350 мм, следует применять трехзвенную крепь. При этом необходимо обеспечивать достаточный напуск элементов в конгруентное положение концов верхняка и стоек в замке.

В том случае, если податливость в вертикальном направлении требуется бóльшая, целесообразно применить пятизвенную крепь. Работа замка зависит от степени затяжки хомутов. Следует добиваться равномерной затяжки гаек, обеспечивающей проскальзывание элементов при нагрузках, близких к критическим. После окончания осадки целесообразно произвести затяжку хомутов до предела и перевести арки в жесткий режим работы.

Наряду с арочной крепью применяют податливую кольцевую крепь из спецпрофиля (рис. 85, *в*). Кольцо собирается, как правило, из четырех сегментов. Все ранее сказанное в части замков относится также к кольцевой крепи. Для продольной связи между арками (кольцами) устанавливают распорки. Принято распорки изготовлять из обрезков спецпрофиля, а присоединение их к элементам арок производить с помощью хомутов (рис. 85, *д*).

Общепринятая конструкция хомутов с гайками отличается следующими недостатками: значительной трудоемкостью при установке, трудностью достижения равномерности в затяжке гаек и др. Поэтому имеется ряд разработок, направленных на упрощение и улучшение конструкции узла. В некоторых бассейнах применяют хомуты с клиновым соединением, обеспечивающим быструю установку арок (Никополь-Марганцевый бассейн), в опытно-промышленном порядке применяют соединения без хомутов — на срезных шпильках (предложение ЛГИ) и др. Стоимость 1 т металлоконструкций арочных и кольцевых крепей из спецпрофиля в зависимости от района и особенностей конструкции составляет 141—161 руб.

Расчет стальных крепей. Стальные конструкции крепи применяют как в условиях заложения выработки в нетронутом массиве, так и в зоне влияния очистных работ. В первом случае нагрузка на крепь предопределяется состоянием боковых пород в местах расположения выработок, во втором — способом управления кровлей в очистных забоях и способом охраны выработок.

Как и в первом, так и во втором случае определение ожидаемой нагрузки на крепь представляет сложную и часто неразрешимую задачу. Крепь в податливом исполнении в одних и тех же условиях, как показывает опыт, будет нести меньшую нагрузку по сравнению с жесткой крепью, однако закон о взаимосвязи между нагрузкой на крепь и степенью ее податливости не установлен и зависит от горно-геологических условий. Поэтому расчет стальных конструкций крепи будем выполнять на внешнюю нагрузку, определяемую по одной из гипотез горного давления или по данным инструментальных наблюдений. Конструкцию жесткой арочной крепи целесообразно рассматривать как трехшарнирную арку, конструкцию податливой крепи — как двухшарнирную арку. Что касается давления боковых пород на крепь, то наиболее типичным и общим является

случай работы конструкции от вертикальной и боковой нагрузки.

Вертикальная нагрузка может быть принята равномерно распределенной, боковая же — распределенной по закону трапеции (рис. 86, *а*). Такая расчетная схема позволяет лучше учесть реальный характер загружения и обладает известной универсальностью: при отсутствии бокового давления q_1 и q_2 приравнивается нулю, а при

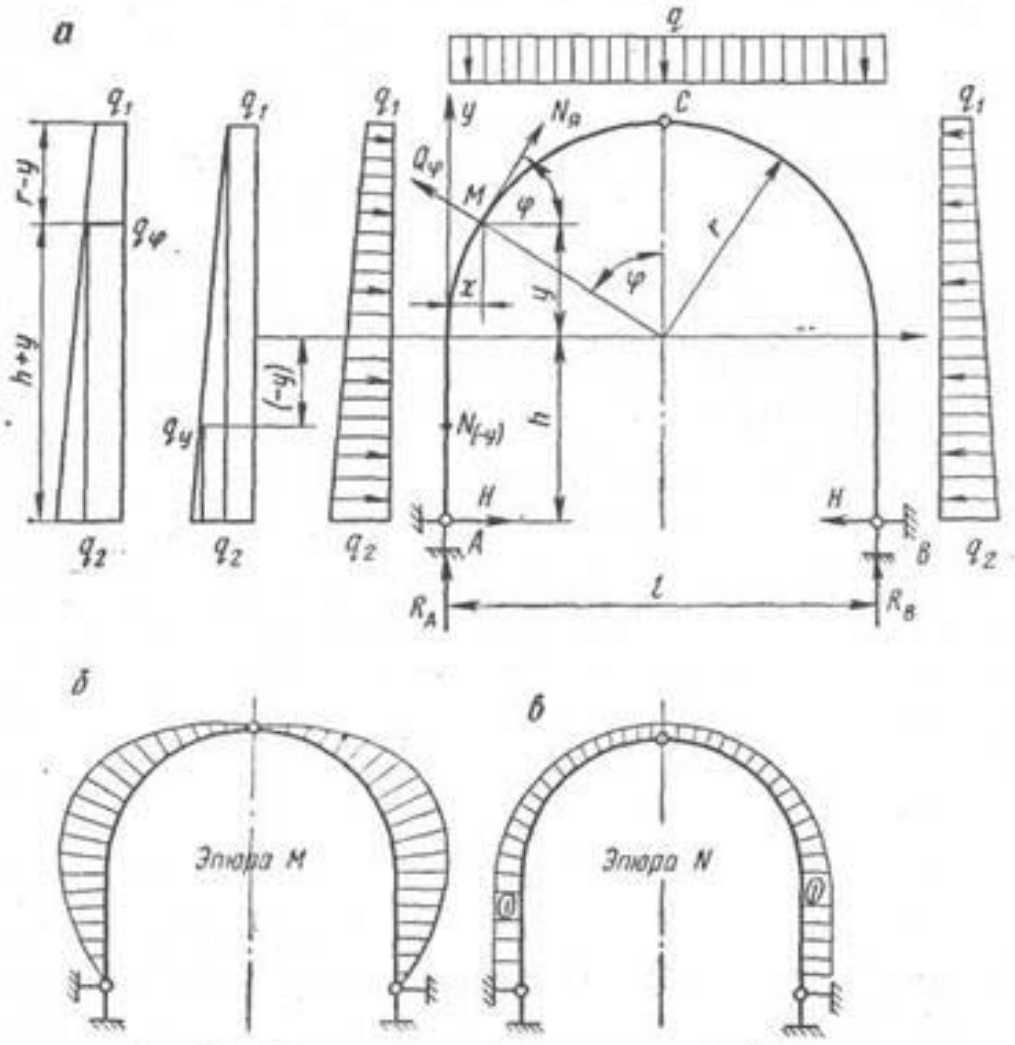


Рис. 86. Схемы к расчету трехшарнирной арки

равномерном боковом давлении $q_1 = q_2$. В обеих случаях из общих уравнений получаются частные, более простые.

Расчет трехшарнирной арки. Арку принимаем кругового очертания, стойки — вертикальные. Начало координат поместим в пяту свода. Определяем вертикальные реакции арки

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2}.$$

Распор H определяем из условия $\sum M_c = 0$.

После вычислений находим

$$H = \frac{ql^2}{8(h+r)} - \left(\frac{q_1+2q_2}{6}\right)(h+r).$$

Изгибающий момент в произвольной точке M_φ на своде арки, учитывая, что $x = r(1 - \sin\varphi)$, а $y = r\cos\varphi$, находим из условия

$$M_\varphi = \frac{ql}{2} r(1 - \sin\varphi) - \frac{1}{2} qr^2 (1 - \sin\varphi)^2 -$$

$$- \frac{1}{6} (2q_2 + q_\varphi)(h + r\cos\varphi)^2 - H(h + r\cos\varphi),$$

где q_φ — интенсивность бокового давления в точке $M(x, y)$, определяемая из подобия треугольников.

Аналогично находим значение изгибающего момента в произвольной точке на стойке.

Для построения эпюры моментов необходимо в ряде точек свода с интервалом угла $\varphi = 15 \div 20°$ вычислить значения M_φ, а также значения моментов в двух-трех точках стойки. На рис. 86, *б* показана характерная эпюра моментов при таком виде нагрузки.

Для определения нормальных сил в любой точке криволинейной части арки необходимо взять сумму проекций левых сил на касательную. После приведения подобных членов получаем

$$N_\varphi = -qr\sin^2\varphi - H\cos\varphi - \frac{1}{2}(q_2 + q_\varphi)(h + r\cos\varphi)\cos\varphi.$$

В стойках нормальная сила равна реакциям $N_{ст} = R_A = R_B$.

Вид эпюры нормальных сил показан на рис. 86, *в*. Максимальные усилия в конструкции

$$\sigma = -\frac{M_{max}}{W} - \frac{N}{\varphi F} < mR_и, \text{ кгс/см}^2.$$

Сечение, в котором изгибающий момент имеет максимальное значение, устанавливают приближенно по эпюре моментов.

Расчет двухшарнирной арки. Форма, размеры и распределение нагрузки принимаем такими же, как при расчете трехшарнирной арки (рис. 87, *а*). Арка — однажды статически неопределимая. Отбросим горизонтальную связь и заменим ее неизвестной силой X_1 (рис. 87, *б*), составим каноническое уравнение для этой системы:

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} = 0;$$

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}.$$

Перемещения от единичной силы δ_{11} и от внешней нагрузки Δ_{1p} определяем из известных уравнений статики:

$$\delta_{11} = \int_A^B \frac{M_1^2\, dS}{EI} + \int_A^B \frac{N_1^2\, dS}{EF}; \qquad \text{(VIII.1)}$$

$$\Delta_{1p} = \int_A^B \frac{M_p M_1\, dS}{EI} + \int_A^B \frac{N_p N_1}{EF}\, dS. \qquad \text{(VIII.2)}$$

Для определения величины δ_{11} основную систему нагружаем силой $X_1 = 1$ и определяем значения изгибающих моментов и нормальных сил в произвольных сечениях стойки и свода. Интегрирование следует выполнять в пределах полуарки, а для упрощения вычислений использовать сразу численные значения нагрузок и пределов.

После этого следует определить M_p и N_p (рис. 87, *в*) и вычислить интегралы.

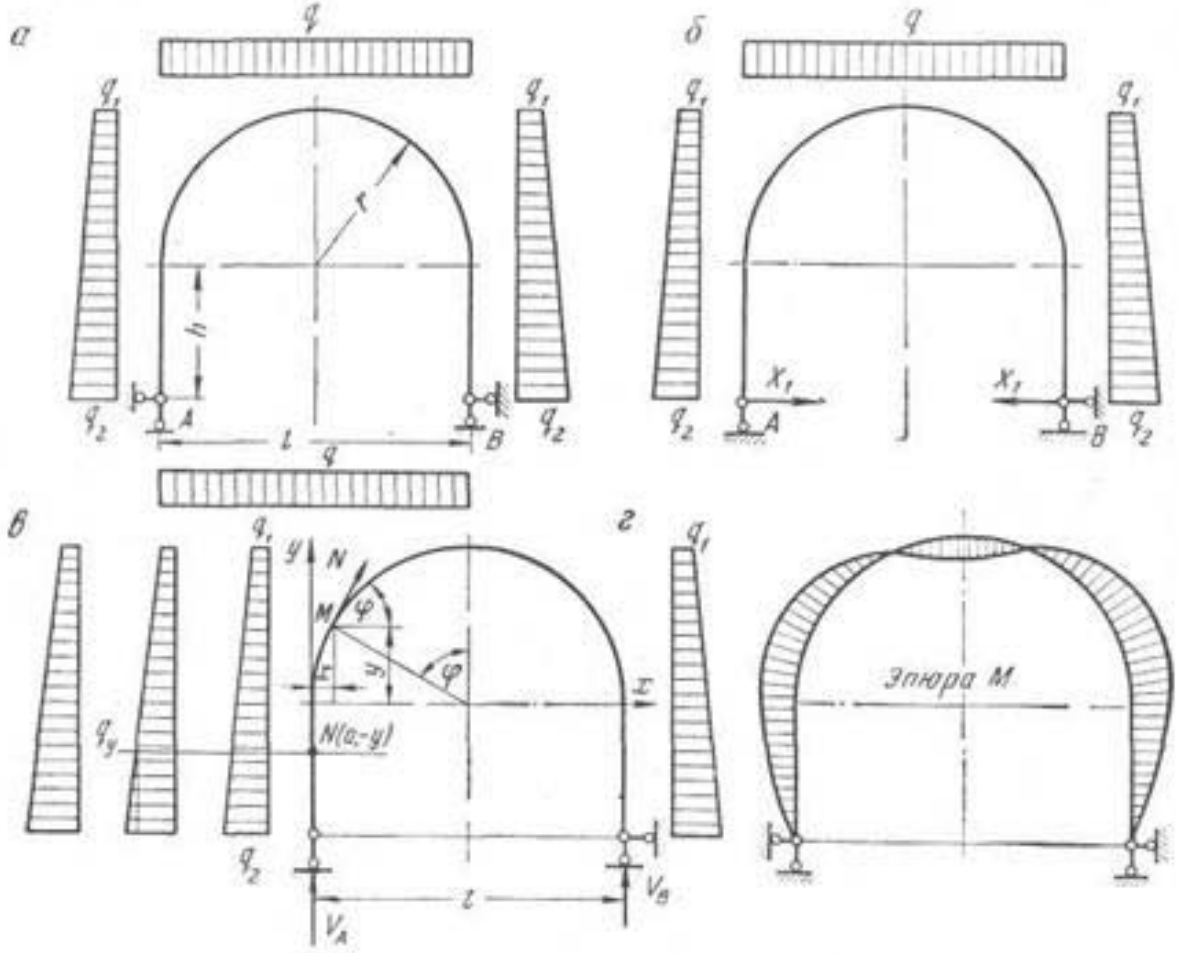


Рис. 87. Схема к расчету двухшарнирной арки

После определения $X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}$ находим истинные значения моментов и нормальных сил по формулам:

$$M = M_p + M_1 X_1;$$

$$N = N_p + N_1 X_1.$$

Характерная эпюра моментов для двухшарнирной арки показана на рис. 87, *г*.

§ 52. Бетонная крепь

Бетонная крепь представляет собой сплошную конструкцию, полностью закрывающую кровлю, стенки, а в ряде случаев — и почву выработки.

Крепь включает свод, вертикальные стенки и фундаменты. Такая форма крепи обеспечивает работу бетона преимущественно на сжатие. Вершина свода называется ключом, места сопряжения свода с вертикальными стенами — пятами свода. Своды подразделяются на циркульные (рис. 88, *а*), пониженные (рис. 88, *б*, *в*), повышенные

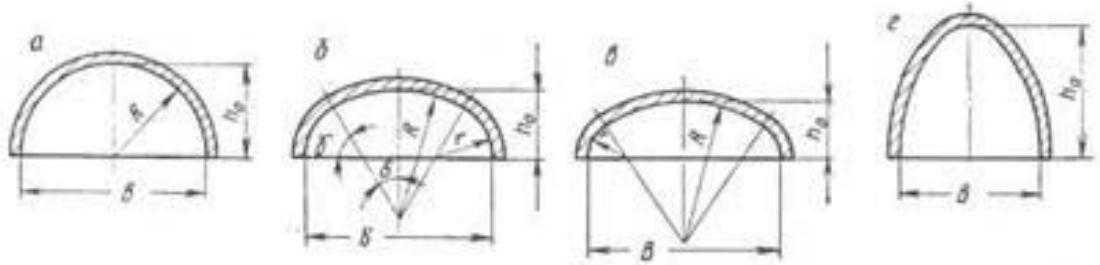


Рис. 88. Формы рудничных сводов:

а — циркулярный; *б* — коробовый при $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{3}$; *в* — коробовый при $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{4}$; *г* — повышенный параболический при $\frac{h_0}{B}>\frac{1}{2}$

(рис. 88, *г*). Отнесение свода к тому или иному типу производится по отношению высоты свода h_0 к пролету B. Для циркульного свода $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{2}$ повышенные своды имеют отношение $\frac{h_0}{B}>\frac{1}{2}$, пониженные $\frac{h_0}{B}<\frac{1}{2}$.

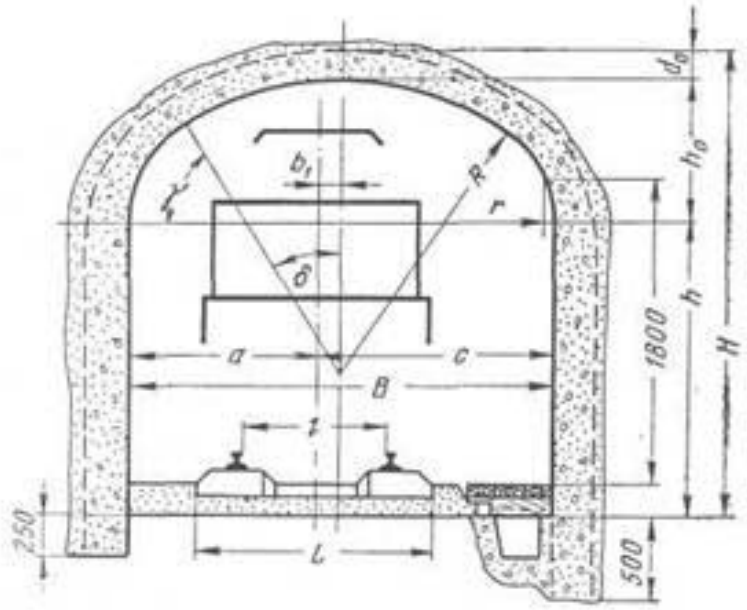


Рис. 89. Типовая конструкция бетонной крепи

Для угольных шахт в качестве типового решения принят коробовый свод с отношением $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{3}$ при коэффициенте крепости вмещающих пород по шкале проф. М. М. Протодьяконова $f=3\div 9$ (рис. 89). При $f<3$ рекомендуется свод полуциркульный. В горнорудной промышленности для капитальных выработок, проводимых в породах с $f=9\div 15$ и более, принимают пониженные коробовые своды с отношением $\frac{h_0}{B}=\frac{1}{4}\div\frac{1}{6}$. Повышенные своды, применяемые

при строительстве туннелей и некоторых других сооружений, имеют параболическую, овоидальную и другие формы. Бетонная крепь имеет плотный контакт с боковыми породами, поэтому внешнее очертание крепи неровное, однако расчетная толщина крепи должна быть выдержана по всему контуру (см. рис. 89, пунктир). Толщину стен T определяют в зависимости от ширины выработки и крепости пород $T = 200 \div 500$ мм. Толщина свода в ключе d_0 принимается равной $^2/_3 T$, а в пяте — равной T. Учитывая то обстоятельство, что выработки находятся в скальных горных породах, фундамент принимается равным толщине стенки; глубина заложения его со стороны

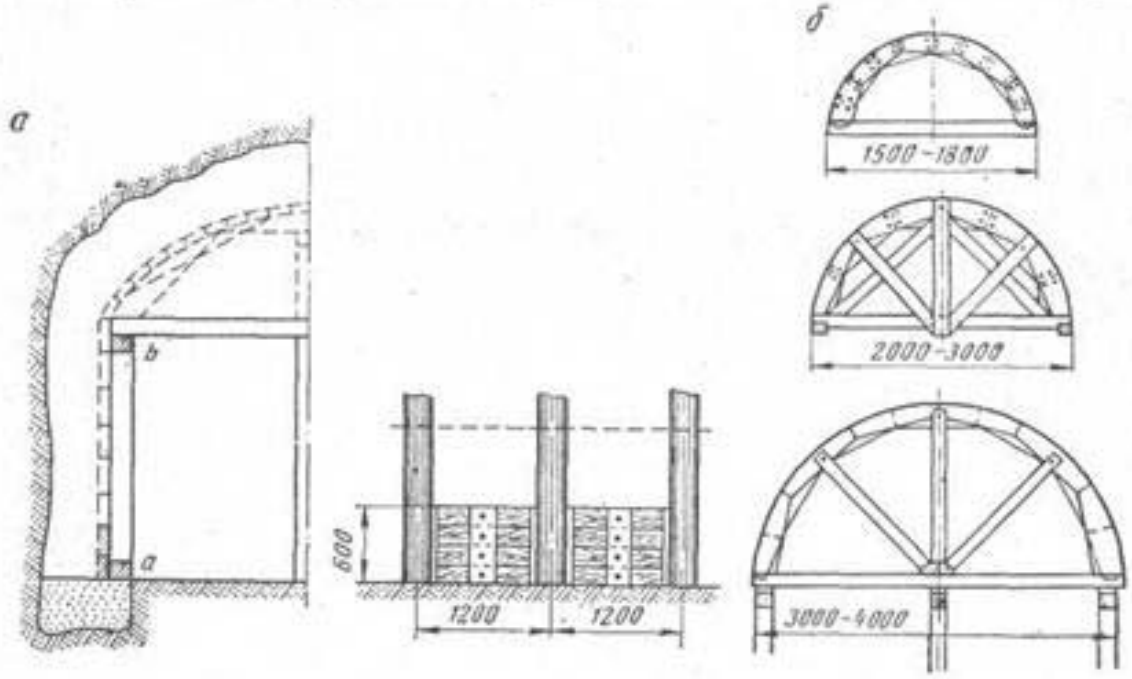


Рис. 90. Конструкция деревянной опалубки для стен (*а*) и конструкции кружал (*б*)

водоотливной канавки 500 мм, с противоположной стороны выработки — 250 мм (рис. 89). Для коробового свода с отношением $\frac{h_0}{B} = \frac{1}{3}$ имеются следующие соотношения: радиус верхней дуги свода $R = 0{,}692B$; радиус боковых дуг свода $r = 0{,}262B$; угол, образуемый крайними положениями радиусов боковых дуг, $\gamma = 56° 19'$; угол, образуемый крайними положениями радиусов центральной дуги, $2\delta = 67° 22'$; площадь сечения сводчатой части $S_{св} = 0{,}26B^2$; длина коробовой кривой $l = 1{,}33B$. Бетон применяется марки 150—200 и 300 жесткой консистенции при ручной укладке и пластичный — при механизированной.

Сооружению бетонной крепи предшествует установка опалубки. Последняя бывает деревянной, металлической, смешанной.

Деревянная опалубка для вертикальных стен состоит из рам, изготовленных из брусьев и досок или щитов, укладываемых между рамами (рис. 90, *а*). Расстояние между рамами принимают 0,7—1,2 м, длина элементов опалубки — досок или щитов — делается кратной

этому размеру с тем, чтобы стык приходился на стойке. Доски следует применить обрезные, простроганные со стороны бетона, толщиной 25—40 мм. Щиты сколачиваются из трех-четырех досок в шпунт или четверть на длину одного-двух пролетов между стойками.

Стены возводят одновременно с двух сторон на высоту до уровня пят свода.

Для сооружения свода на рамы устанавливают кружальные ребра. Последние изготовляются из двух-трех рядов досок толщиной 20—30 мм и шириной, обеспечивающей возможность вписывания кривой свода. Криволинейные ребра должны быть достаточно жесткими, что достигается системой распорок (рис. 90, *б*). При установке на рамы под кружальные ребра должны подкладываться разгрузочные клинья. Клинья помогают более точно установить кружала и снять их при разборке опалубки.

Укладку бетона в свод производят с двух сторон по возможности симметрично от пят к ключу.

Крупными недостатками деревянной опалубки являются громоздкость конструкций и значительные потери леса. При разборке и переноске теряется из-за поломок часть кружал, стоек, клиньев — в пределах 10—20%; доски же опалубки теряются до 50% и более.

Металлическая опалубка более экономичная.

Кружала опалубки чаще всего изготовляют из швеллера, щиты — из листовой стали толщиной 2—3 мм с ребрами жесткость из уголка малого размера. Стальные конструкции опалубки используют многократно. Поверхность выработок после снятия опулубки получается более гладкой. При применении металлической опалубки создаются лучшие условия для уплотнения бетона вибраторами, в том числе наружными. Срок твердения бетона в опалубке устанавливается проектом организации работ; снятие опалубки допускается при достижении бетоном 60—70% расчетной прочности.

§ 53. Каменная крепь

Каменная крепь сооружается из штучного камня — кирпича, бетонитов, бетонных блоков и литых шлаковых камней. По форме и конструктивным элементам она подобна бетонной. Наиболее типична крепь с вертикальными стенками и сводом циркульной формы (рис. 91). Жесткую каменную крепь из кирпича в настоящее время применяют в весьма ограниченных размерах, что связано с большой трудоемкостью ее возведения. Ввиду того, что для сооружения свода требуется специальный кирпич или бетониты клиновидной формы, каменные своды в горной практике почти не применяют, а применяют комбинированную крепь — стены из штучного камня, свод — бетонный. Толщина кирпичных стен увязывается с размером кирпича и в зависимости от пролета назначается в один кирпич (25 см), полтора кирпича (38 см), два кирпича (51 см) и два с половиной кирпича (68 м). Если применяют бетониты или бетонные блоки, то один размер камня принимается равным принятой толщине стены.

Каменную крепь, так же как и бетонную, применяют для крепления капитальных горных выработок вне зоны влияния очистных работ при отсутствии существенных пластических деформаций боковых пород.

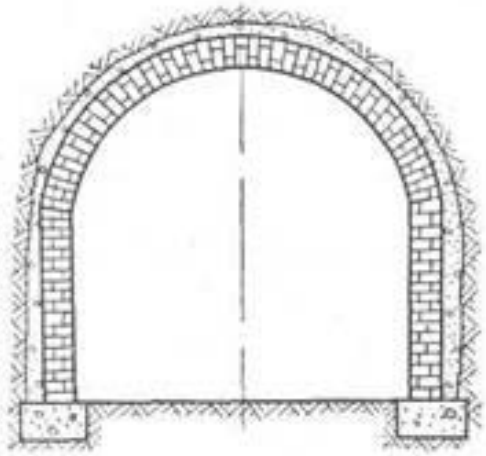


Рис. 91. Конструкция каменной жесткой крепи

Если капитальные выработки проводят в породах, находящихся в неустойчивом состоянии, каменную крепь делают податливой, замкнутой или открытой формы (рис. 92). Впервые такого типа крепь была удачно применена в конце тридцатых годов в Челябинском угольном бассейне по предложению проф. Б. Н. Крамарева. Крепь сооружали из бетонитов весом 30—40 кг. В последние годы институтом Донгипрошахт она несколько модернизирована и применена в проектах глубоких шахт. Вместо бетонитов запроектированы бетонные блоки весом 200—300 кг, что, естественно, потребовало разработки средств механизации. Как видно из рис. 92, все бетонные блоки, в том числе в обратном своде, имеют один типоразмер, за исключением фундаментных блоков, имеющих специфическую форму. Длина блока (по оси

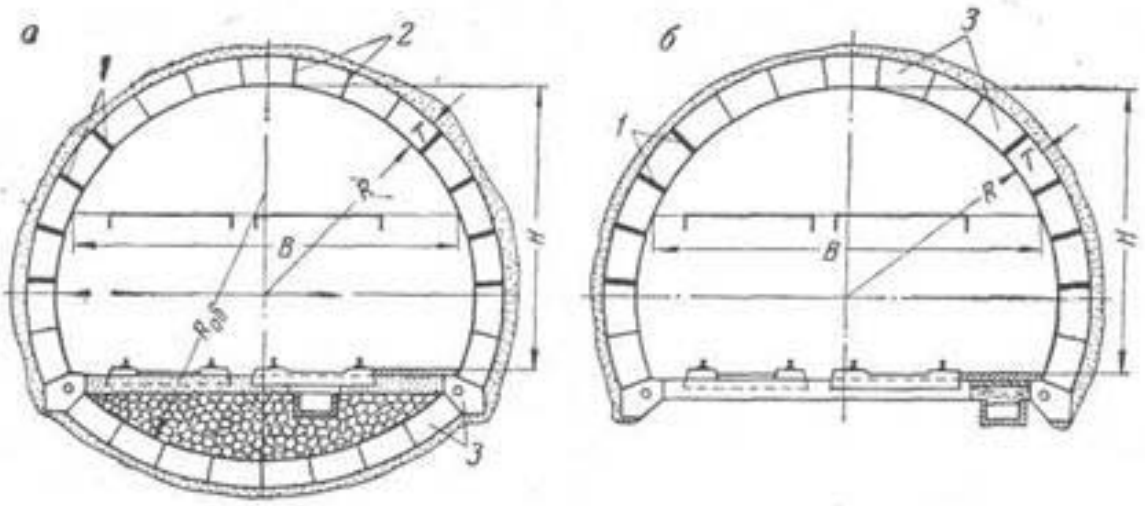


Рис. 92. Конструкция каменной податливой крепи:

а — замкнутая форма; *б* — открытая форма; *1* — податливые прокладки; *2* — технологические прокладки; *3* — бетонные блоки

выработки) принята 500 мм, толщина — в зависимости от размеров выработки — 300, 400 и 500 мм. Для изготовления блоков принят бетон марки 300. Податливость обеспечивается за счет деревянных прокладок между блоками толщиной 10—40 мм. Эти прокладки выполняют также функцию плоских шарниров, чем достигается снятие изгибающих моментов в конструкции.

Необходимым условием нормальной работы крепи является тщательная забутовка выработанного пространства. Крепь рассчитана на значительную нагрузку — до 100 тс/м². Для установки крепи разработан специальный механический укладчик, включающий шаблоны для блоков и подъемное устройство.

Эта конструкция не прошла еще промышленных испытаний, поэтому степень эффективности ее для глубоких шахт пока не выяснена.

§ 54. Расчет бетонной и каменной крепи

При расчетах каменной и бетонной крепи вырезается элемент выработки протяженностью, равной единице (1 м); расчет сводится к расчету бесшарнирной арки. Свод рассчитывается отдельно, стенки — отдельно. Нагрузка принимается разная. Наиболее типичным является случай, когда нагрузка имеется как со стороны кровли, так и со стороны боков. При определении расчетной нагрузки необходимо наряду с силами горного давления учитывать собственный вес свода и вес забутовки. Расчетную нагрузку стараются привести к равномерно распределенной, а величину ее увеличивают на 30—50%, учитывая капитальный характер выработок. Расчет носит больше поверочный характер выбранной конструкции. Размеры выработки назначаются по условиям транспорта и вентиляции. Применительно к выбранному пролету по эмпирическим формулам с учетом типовых решений назначаются геометрические размеры свода.

Высота свода h_0 в свету может быть определена по формуле проф. М. М. Протодьяконова

$$h_0 = \frac{l_0}{\sqrt{f}},$$

где l_0 — полупролет выработки;

f — коэффициент крепости породы.

Для предварительного определения толщины свода также можно воспользоваться формулой М. М. Протодьяконова

$$d_0 = 4{,}4\,\frac{l_0}{[\sigma_{сж}]\sqrt{f}}\sqrt[3]{\frac{l_0}{h_0}},$$

где $[\sigma_{сж}]$ — допускаемое напряжение материала свода на сжатие.

Расчет должен содержать определения изгибающих моментов, поперечных и нормальных сил, положения кривой давления в сечении свода. По этим данным первоначально принятые размеры свода и его геометрия могут быть при необходимости скорректированы.

Расчетная схема свода показана на рис. 93. Свод разрезается в замке, а взаимное воздействие половин заменяется силами нормальной H_0 и моментом M_0. При симметричной нагрузке поперечная сила $Q_0 = 0$. Вертикальная нагрузка принята равномерно распределенной; она включает нагрузку от горного давления, веса забутовки

и собственного веса свода. Боковая горизонтальная нагрузка принята также равномерно распределенной, а величина ее устанавливается исходя из расчетных формул или по экспериментальным данным.

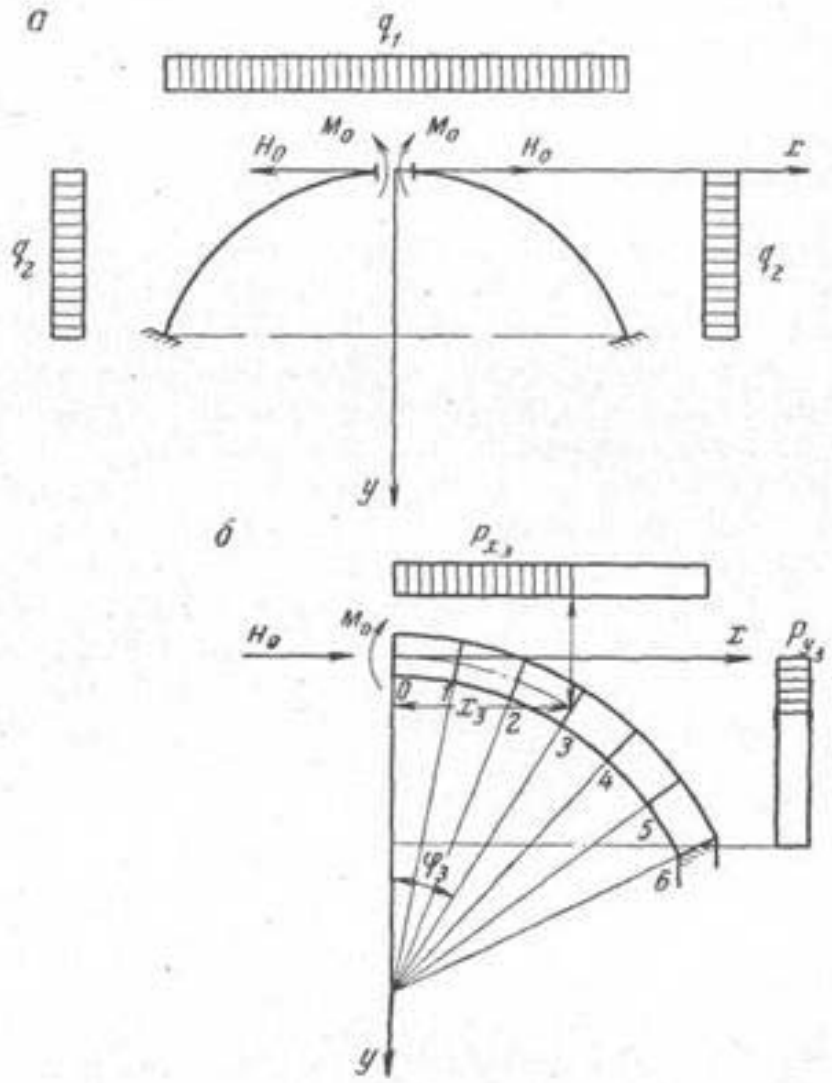


Рис. 93. Расчетная схема свода (*а*) и схема к определению усилий в своде (*б*)

Из канонических уравнений

$$\delta_{11}H_0+\delta_{12}M_0+\delta_{1q}=0;$$

$$\delta_{21}H_0+\delta_{22}M_0+\delta_{2q}=0$$

определяют неизвестные

$$H_0=-\frac{\delta_{22}\delta_{1q}-\delta_{12}\delta_{2q}}{\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}^2}; \qquad \text{(VIII.3)}$$

$$M_0=-\frac{\delta_{11}\delta_{2q}-\delta_{21}\delta_{1q}}{\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}^2}. \qquad \text{(VIII.4)}$$

Перемещения определяют по формуле

$$\delta_{ik} = 2\int_0^S \frac{M_i M_k}{EI}\,dS + 2\int_0^S \frac{N_i N_k}{EI}\,dS + 2\int_0^S \frac{\mu Q_i Q_k}{GF}\,dS,$$

где M_i, N_i, Q_i — моменты, нормальные и поперечные силы, соответствующие одному состоянию;

M_k, N_k, Q_k — моменты, нормальные и поперечные силы для другого состояния свода;

E — модуль Юнга;

G — модуль сдвига;

F — площадь сечения свода;

I — момент инерции площади сечения;

S — длина половины свода;

μ — коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения;

d — толщина свода.

При расчете рудничных сводов роль поперечных и нормальных сил мала, поэтому ими пренебрегают и учитывают только $M_{изг}$. С учетом этого, а также заменяя интегрирование суммированием, получаем следующие формулы для расчета перемещений:

$$\delta_{11} = 2\int_0^S \frac{M_1 M_1}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{y^2}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{y^2}{d^3};$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 2\int_0^S \frac{M_1 M_2}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{y}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{y}{d^3};$$

$$\delta_{22} = 2\int_0^S \frac{M_2 M_2}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{1}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{1}{d^3};$$

$$\delta_{1q} = 2\int_0^S \frac{M_1 M_q}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{y M_q}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{M_q y}{d^3};$$

$$\delta_{2q} = 2\int_0^S \frac{M_2 M_q}{EI}\,dS = 2\int_0^S \frac{M_q}{EI}\,dS = \frac{2\cdot 12\,\Delta S}{E}\sum \frac{M_q}{d^3}.$$

После подстановки значений переменной в формулы (VIII.3) и (VIII.4) получим следующие расчетные формулы:

$$H_0 = -\frac{\sum \frac{M_q y}{d^3}\sum \frac{1}{d^3} - \sum \frac{y}{d^3}\sum \frac{M_q}{d^3}}{\left(\sum \frac{y}{d^3}\right)^2 - \sum \frac{y^2}{d^3}\sum \frac{1}{d^3}}; \qquad \text{(VIII.5)}$$

$$M_0 = -\frac{\sum \frac{y^2}{d^3}\sum \frac{M_q}{d^3} - \sum \frac{y}{d^3}\sum \frac{M_q y}{d^3}}{\left(\sum \frac{y}{d^3}\right)^2 - \sum \frac{y^2}{d^3}\sum \frac{1}{d^3}}. \qquad \text{(VIII.6)}$$

Суммирование наиболее точно производится по формулам Симпсона:

$$\int_0^b y\,dx = \frac{b-a}{3n}\left[y_0+4\left(y_1+y_3+\ldots+y_{n-1}\right)+2\left(y_2+y_4+\ldots+y_{n-2}\right)+y_n\right].$$

При расчете сводов имеем: $a=0$, $b=s$; $n=6-8$ блоков. Величина $\frac{b-a}{3n}=\frac{s}{3n}=\frac{\Delta s}{3}$ при подстановке в формулы (VIII.5) и (VIII.6) сокращается.

Для вычисления величины H_0 и M_0 составляется таблица (см. приложение).

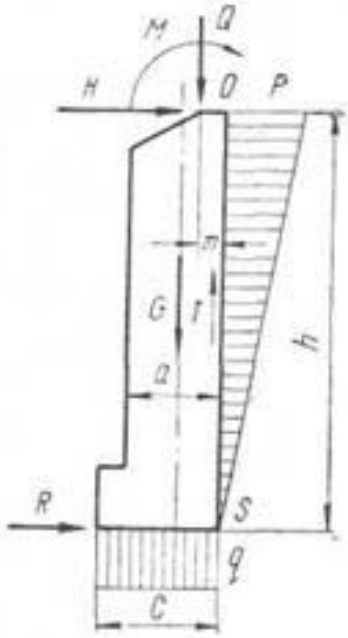


Рис. 94. Схема к расчету стены каменной и бетонной крепи

Определив H_0 и M_0, можно вычислить усилия, действующие в каждом сечении свода:

изгибающие моменты

$$M_{изг}=M_0+H_0y-\frac{q_в x^2}{2}-\frac{q_б y^2}{2};$$

продольные силы

$$N_x=H_0\cos\varphi_0+P_x\sin\alpha-P_y\cos\alpha;$$

поперечные силы

$$Q_x=H_0\sin\varphi-P_x\cos\alpha-P_y\sin\alpha;$$

эксцентриситеты

$$e_x=\frac{M_x}{N_x}.$$

Если кривая давления выйдет из средней трети сечения свода, то необходимо изменить форму свода и толщину и произвести перерасчет.

Расчет стен. Бетонная или каменная стена (рис. 94) выработки загружена в пяте моментом M, горизонтальным распором H и нормалью Q. Кроме того, определенную роль играет собственный вес стены G. В качестве реактивных сил действуют отпор по вертикальной стене, трение между стеной и породой T, реакции в основании фундамента — вертикальная интенсивностью q и горизонтальная, возникающая в результате поворота конструкции. Учитывая весьма приближенный характер метода расчета горного давления, можно принять следующие допущения: отпор боковых пород имеет вид треугольной нагрузки, в основании фундамента давление равномерно распределенное, горизонтальная реакция R в заглубленной части фундамента — сосредоточенная сила. Для определения реактивных сил напишем три уравнения статики, поместив начало координат в точку O и направив ось $y-y$ вниз:

$$\sum X=0; \qquad H+R-\frac{ph}{2}=0; \qquad \text{(VIII.7)}$$

$$\sum Y = 0; \qquad Q + G - cq - f\frac{ph}{2} = 0; \qquad \text{(VIII.8)}$$

$$\sum M_S = 0: \qquad M + Hh - G\frac{a}{2} - Qm - \frac{ph}{2}\cdot\frac{2}{3}h + \frac{qc^2}{2} = 0. \qquad \text{(VIII.9)}$$

Из уравнений (VIII.7), (VIII.8) и (VIII.9) находят все неизвестные силы реакции. Зная распределение усилий на стену, можно определить изгибающие моменты, нормальные и поперечные силы в любом сечении и построить эпюры моментов и нормальных сил.

§ 55. Железобетонная монолитная крепь

При наличии значительного горного давления бетонная крепь оказывается недостаточной прочной и разрушается, поэтому необходимо применять более дорогую и сложную, но вместе с тем и более прочную железобетонную монолитную крепь.

Эта крепь имеет те же конструктивные решения и ту же форму, что и бетонная: сводчатая с прямыми стенами, подковообразная, круглая замкнутая. В практике подземного строительства применяют монолитную железобетонную крепь с обыкновенной гибкой арматурой из прутьев круглой формы или периодического профиля и с жесткой арматурой из проката — двутавра, швеллера и т. п.

Железобетонная крепь с гибкой арматурой может быть сооружена, если условия позволяют освободить некоторый участок выработки от временной крепи, установить арматурные каркасы, опалубку и забетонировать. В том же случае, если боковые породы не позволяют удалить временную крепь перед сооружением постоянной, то эту временную крепь оставляют в бетоне, при этом стремятся так бетонировать, чтобы арки или кольца временной крепи работали как жесткая арматура, т. е. в совокупности с бетоном.

Как известно, арматура должна располагаться в зоне растягивающих напряжений. При проектировании подземных конструкций прогноз нагрузок и расчетные усилия носят весьма приближенный характер, поэтому применяют двойную арматуру, располагаемую вблизи внешнего и внутреннего контура сечения. Рабочую арматуру располагают в плоскостях, перпендикулярных оси выработки, распределительную — вдоль выработки. Расстояние между прутьями рабочей арматуры принимают 20—30 см, расстояние между сетками зависит от толщины крепи, стен и свода с учетом защитного слоя 1,5—2 см. Наружная и внутренняя сетки связываются хомутами через 20—30 см. Бетон для таких конструкций следует применять пластичный, требующий минимальных усилий для уплотнения. Коэффициент армирования конструкций составляет 1—1,5%.

На рис. 95 приведены примеры конструкций железобетонной крепи.

Однако в практике шахтного строительства чаще применяют железобетонную крепь с жесткой арматурой, которую называют металлобетонной; это связано, как правило, с невозможностью снятия

временной крепи даже на короткий промежуток времени, необходимый для возведения постоянной крепи. Металлобетонная крепь особенно широкое применение получила для крепления околоствольных

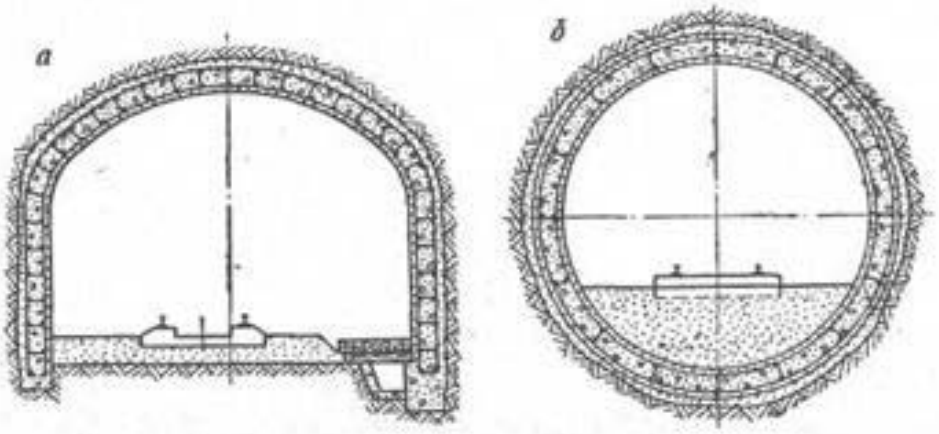


Рис. 95. Конструкции железобетонной крепи:
а — сводчатая форма; *б* — кольцевая форма

дворов глубоких шахт Донбасса, хотя и не во всех случаях эффект оказался вполне положительным.

В качестве временной крепи — арматуры применяют чаще всего арки открытые и замкнутые из двутаврового профиля № 18—20 и реже арки и кольца из спецпрофиля.

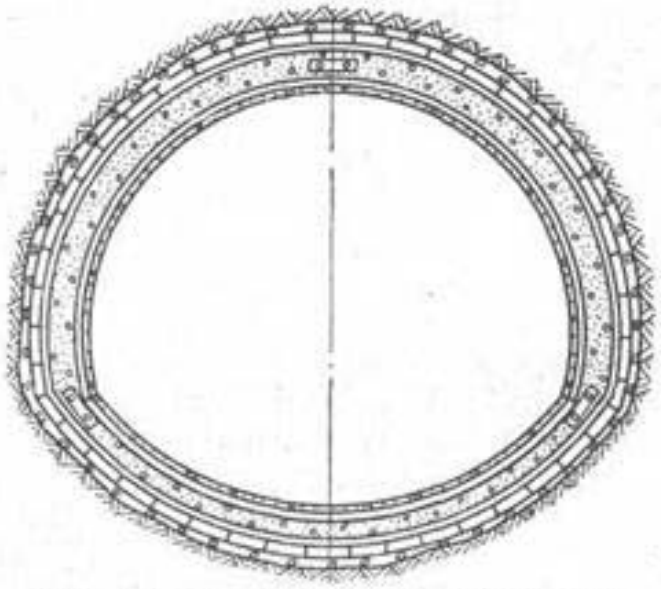


Рис. 96. Крепь с жесткой арматурой

Арки устанавливают вслед за подвиганием забоя с интервалом 0,5—0,7 м и затягивают железобетонной затяжкой. Между арками устанавливают металлические распорки, выполняющие функцию распределительной арматуры. Бетонирование выполняют параллельно с проходкой с некоторым отставанием от забоя. Конструкция крепи с жесткой арматурой показана на рис. 96. Следует, однако, иметь в виду, что такой метод производства работ и конструкция в целом иногда могут не дать ожидаемого эффекта. Дело в том, что в ряде случаев, и особенно на глубоких горизонтах угольных шахт, боковые породы интенсивно проявляют реологические свойства — длительное время деформируются в направлении полости выработки. Если деформации еще не затухли, а выработка забетонирована, происходит совместное деформирование боковых пород, затяжки и отчасти арок со свежим, не окрепшим бетоном. Эти смещения и деформации разрушают возникающие в процессе твердения бетонной

массы структурные связи, что приводит к низкому качеству бетонного камня, трещинам и даже вывалам. Поэтому целесообразно бетонные работы производить после того, как наступит статическое равновесие в системе крепь — боковые породы. Однако не всегда это удается. Деформации пород, развивающиеся в течение нескольких дней и недель после проходки, начинают разрушать затяжку, выполаживать арки, поэтому на практике стараются побыстрее забетонировать такие участки с тем, чтобы избежать разрушения временной крепи и перекрепления. Такой подход не всегда бывает увязан с природой явлений и не всегда приносит положительные результаты.

§ 56. Крепи из сборного железобетона

В связи с широким внедрением сборного железобетона в промышленном и гражданском строительстве на протяжении ряда лет были предприняты и предпринимаются в настоящее время попытки применить сборную железобетонную крепь в горных выработках при строительстве угольных и рудных шахт.

Над разработкой конструкций крепей работают проектные и исследовательские институты — ВНИИОМШС, ИГД им. А. А. Скочинского, Карагандагипрошахт, Кузбассгипрошахт, НИИОГР и др. Некоторые из разработанных конструкций прошли в широком масштабе промышленные испытания и были включены в типовые проекты горных выработок, существование других конструкций ограничилось испытаниями в шахтных условиях, многие предложенные конструкции остались в стадии проектной разработки.

В настоящее время уровень применения сборных железобетонных крепей в шахтном строительстве остается сравнительно низким — 5—6% от общего объема крепления, что обусловлено сложностью изготовления конструкций, относительно высокой их стоимостью, отсутствием эффективных средств механизации и, как следствие, большой трудоемкостью при возведении крепи. Вместе с тем сборная железобетонная крепь имеет следующие достоинства: она сразу же после установки воспринимает нагрузку от боковых пород; при ее применении можно обойтись без временной крепи; заводское изготовление конструкций обеспечивает высокое качество железобетона; представляется возможным создать долговечную и безопасную в пожарном отношении крепь заданной несущей способности с необходимыми параметрами податливости и др.

Поэтому, несмотря на небольшой удельный вес этой крепи, занимаемый в общем объеме крепления подземных выработок, сборную железобетонную крепь следует рассматривать как перспективную.

Все виды конструкций сборной железобетонной крепи можно разделить на две группы: конструкции панельного типа, устанавливаемые всплошную, и конструкции рамного типа, устанавливаемые вразбежку.

К р е п ь п а н е л ь н о г о т и п а. На первом этапе внедрения сборного железобетона наибольшее распространение на угольных

шахтах получила крепь из универсальных ребристых плит УРП, разработанная ВНИИОМШС. Универсальный элемент конструкции — ребристая П-образная плита шириной 320 мм, на конце имеет увеличенные по высоте ребра с выкружками для шарниров — так называемые разгрузочные консоли (рис. 97, *а*). По длине плиты разделяются на 11 типоразмеров — от 1,45 до 3,2 м, чем обеспечивается возможность крепления выработок разных пролетов. В качестве шарниров в узлах соединения элементов используются круглые железобетонные вкладыши диаметром 100 мм.

При креплении этими плитами однопутевые выработки имели трапециевидную форму, двухпутевые — полигональную форму.

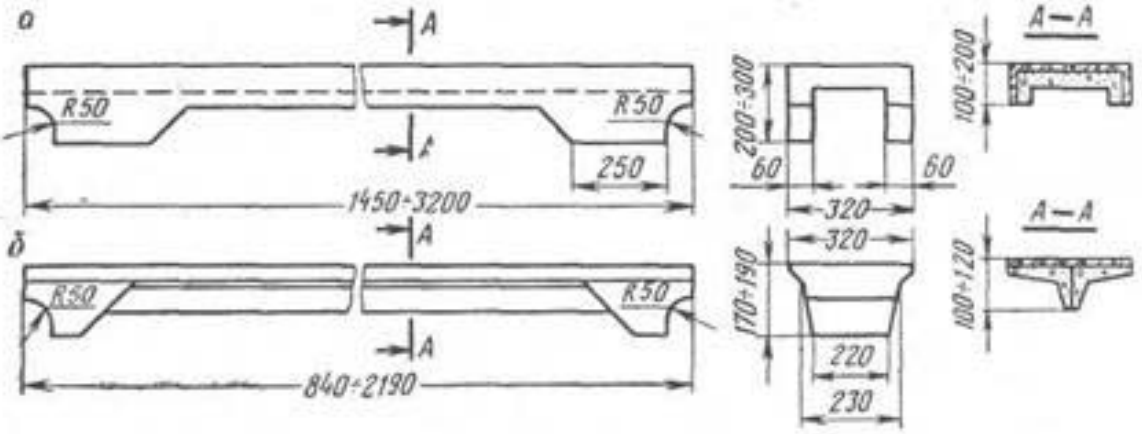


Рис. 97. Железобетонные универсальные плиты

Однако применение этой крепи на шахтах Донбасса, Кузбасса и Караганды выявило недостаточную несущую способность при большой трудоемкости и высокой стоимости. Поэтому в дальнейшем она была снята с производства.

На базе крепи УПР была создана более совершенная крепь УРПМ (рис. 97, *б*). Сохраняя характер ребристых панелей, элементы этой крепи имеют тавровое сечение и сплошные оголовки. Последние обеспечивают более прочные узлы соединения смежных элементов.

Ребристые конструкции элементов недостаточно технологичны в изготовлении, требуют индивидуальных форм, а крепь, собранная из этих элементов, отличается низкими аэродинамическими качествами, что приводит к увеличению эксплуатационных расходов.

Это обстоятельство послужило основанием для дальнейшей разработки новых конструкций с хорошими аэродинамическими качествами, а также с существенно повышенной несущей способностью.

Так, Центрогипрошахтом разработана конструкция крепи из пустотелых плоских предварительно напряженных плит ППКН. Эти элементы могут изготовляться на станах непрерывного бетонирования. Плиты предложены двух типов по ширине: 500 мм — с пятью каналами (рис. 98, *а*) и 320 мм — с тремя каналами. Толщина плит 120 мм. Бетон принят марки 400, а арматура — из высокопрочной проволоки. Однопутевые выработки приняты трапециевидной формы,

а двухпутевые — полигональной. В узлах сопряжений элементов устанавливают фасонные железобетонные вкладыши (рис. 98, *б*). Аналогичная конструкция крепи из плоских пустотелых плит УПП

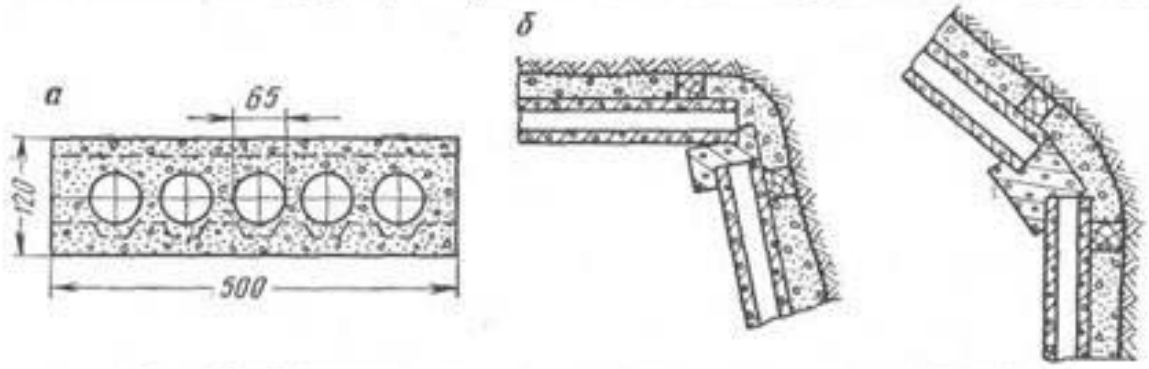


Рис. 98. Конструктивные элементы крепи из плит ППКН

разработана ВНИИОМШС (рис. 99). Толщина плит 100 мм, бетон — марки 600, арматура предварительно напряженная из высокопрочной проволоки.

Ввиду того, что несущая способность прямолинейных элементов, из которых собирается крепь, определяется в основном возникающими

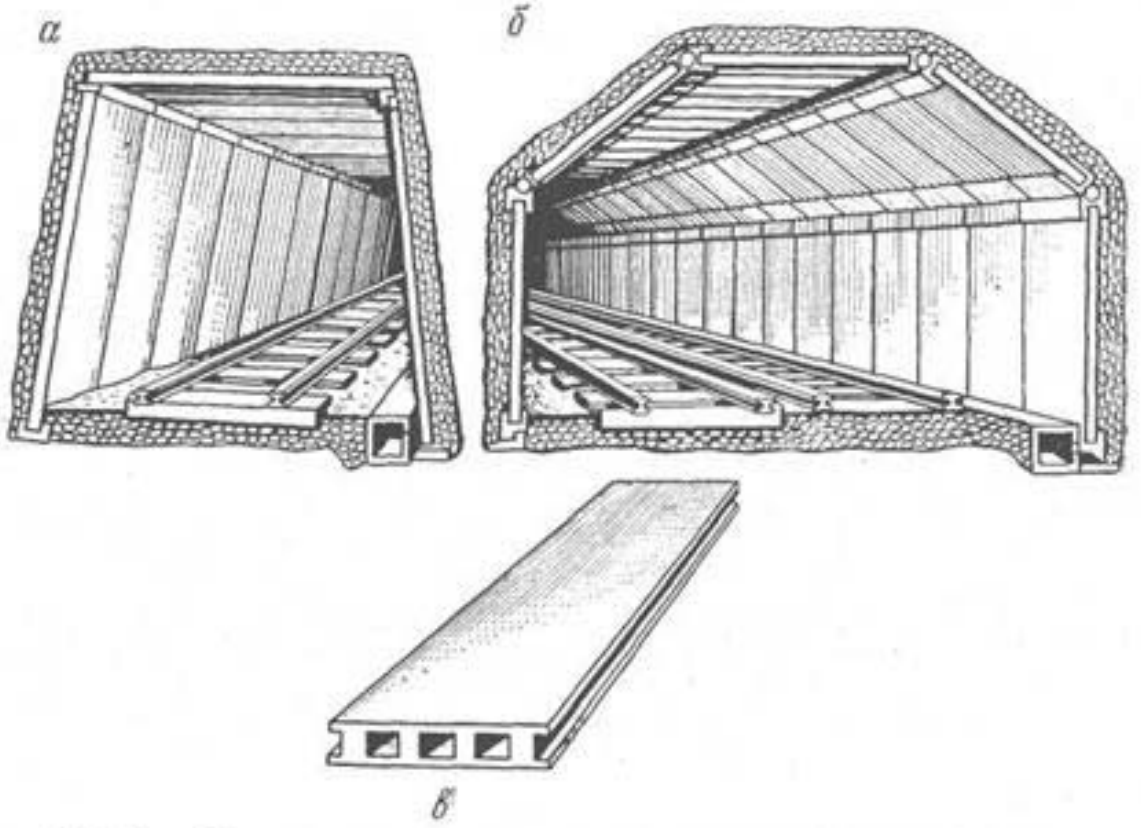


Рис. 99. Выработки, закрепленные крепью из универсальных плоских плит УПП:

а — трапециедальная форма; *б* — полигональная форма; *в* — элемент крепи

в них изгибающими моментами, для увеличения грузонесущей способности разработаны железобетонные сборные крепи криволинейного очертания — арочные и замкнутые с обратным сводом.

Арочная гладкая крепь АГК (рис. 100) собирается из ребристых толстостенных плит — таврового сечения с ребрами, направленными в сторону массива. Соединение элементов осуществляется посредством цилиндрических полушарниров. При установке крепи под стойки укладывают железобетонные плиты. Расчетная несущая способность крепи в зависимости от пролета выработки составляет 13—

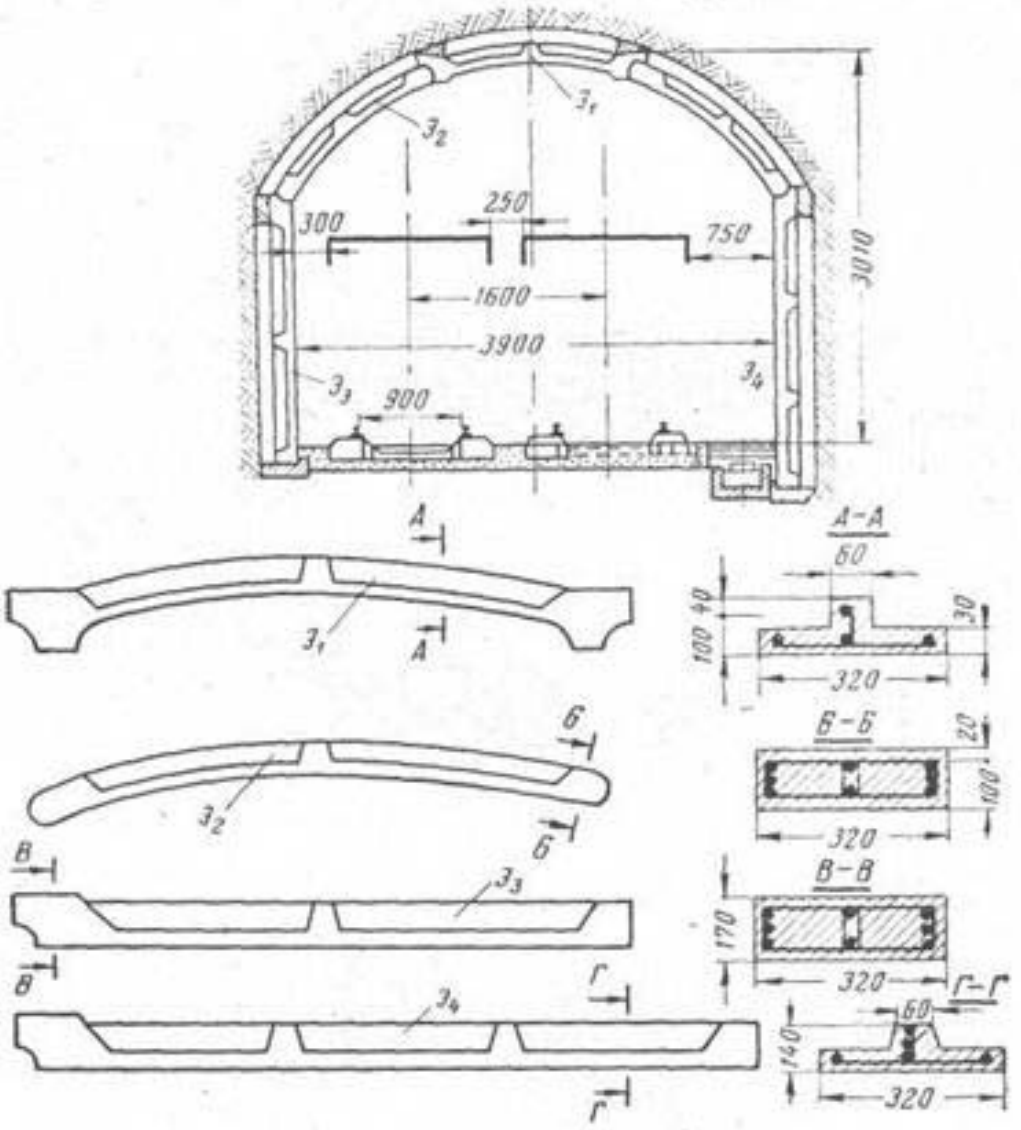


Рис. 100. Арочная гладкая крепь АГК

4,6 тс/м², что превышает несущую способность конструкций из плоских плит в 2—3 раза. Крепь изготовляют из бетона или силикальцита марки 300.

Для сложных горногеологических условий, характеризующихся значительными нагрузками на крепь, и, в частности, для глубоких шахт ВНИИОМШС разработаны конструкции тюбинговых крепей, которые применяют в настоящее время в Печорском и Донецком угольных бассейнах. На рис. 101 показана конструкция крепи из мелкоразмерных тюбингов, рассчитанная на нагрузку 60—80 тс/м² для выработок, не подверженных влиянию очистных работ. Четыре

плит. Элементы железобетонных конструкций имеют прямоугольное, тавровое, трапециевидное сечение, в ряде случаев для уменьшения веса элементы конструируются пустотелыми. Конструкции рам разработаны как жесткого типа, так и податливые. Среди институтов, разрабатывающих конструкции сборных железобетонных крепей рамного типа, в последние годы наиболее перспективные конструктивные разработки выполнены и внедрены в практику ИГД им. А. А. Скочинского и проектно-конструкторским институтом НИИОГР в г. Челябинске. Жесткие и податливые типы крепей разработаны в виде трапециевидных полных и неполных рам, арок и замкнутых криволинейных конструкций.

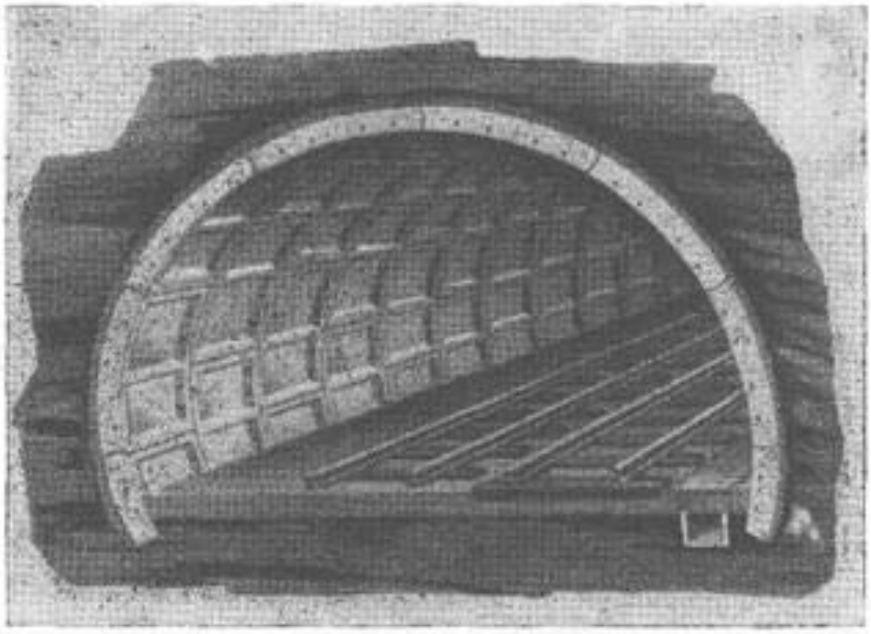


Рис. 102. Крепь из крупноразмерных тюбингов КТАМ

Крепь из пустотелых элементов ИГД им. А. А. Скочинского показана на рис. 103, *а*. Стойки и верхняки имеют одинаковое сечение, диаметр внутренней эксцентрично расположенной полости 114 мм; стойки изготовляют из обычного железобетона, верхняки — из предварительно-напряженного, что существенно повышает их несущую способность. В однопутевых выработках, где давление кровли превышает предел несущей способности железобетонного верхняка (свыше 8 тс/м²), а также в двухпутевых выработках применяют верхняк из двутавра № 16—18 или из спецпрофиля.

За счет целесообразного размещения арматуры в сечении достигается повышенная несущая способность элементов конструкций при работе на изгиб на 40—50% и более по сравнению с круглой центрифугированной стойкой даже при несколько меньшем расходе арматуры.

Податливость конструкции достигается путем вставки в нижние концы стоек деревянных вкладышей, диаметр которых на 5—10 мм больше диаметра отверстия (рис. 103, *б*), в зависимости от плотности древесины. Вдавливание стойки внутрь полости происходит при нагрузке на стойку 8—10 тс, но может быть отрегулировано на практике подбором соответствующего диаметра вкладыша.

Из этих элементов можно собирать также полные крепежные рамы; крепление лежня со стойками производится металлическими скобами.

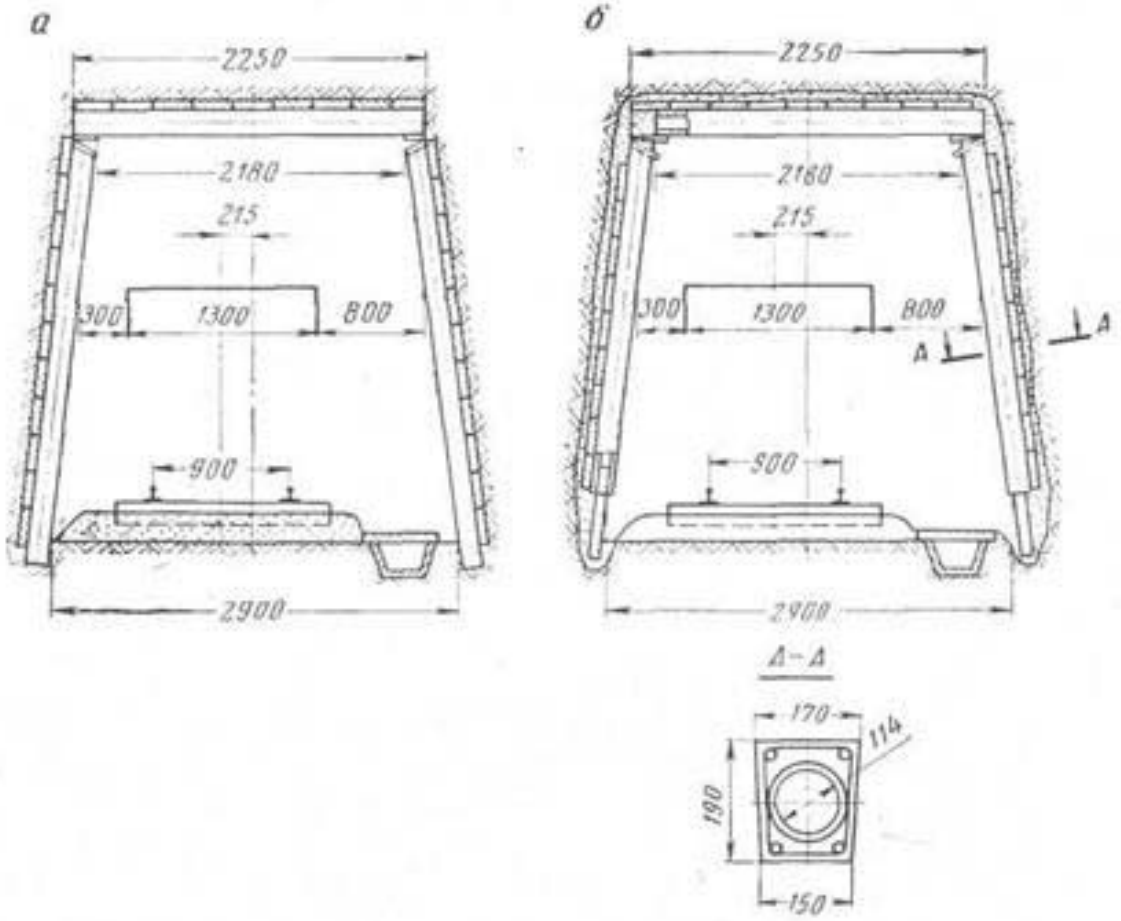


Рис. 103. Крепь из пустотелых элементов ИГД им. А. А. Скочинского:
а — жесткая конструкция; *б* — податливая конструкция

Имеются конструктивные разработки рамной жесткой крепи из железобетонных элементов таврового сечения с высоким (до 230 мм) и узким (60 мм) ребром, что обеспечивает повышенную несущую способность на изгиб.

Для выработок с более сложными горногеологическими условиями разработан ряд конструкций рамных крепей из криволинейных элементов. На рис. 104 показаны конструкции жестких крепей ИГД им. А. А. Скочинского из элементов таврового сечения. Концы элементов имеют сплошное прямоугольное сечение с двумя отверстиями для болтов. Болты диаметром 12 мм фиксируют правильное взаимное положение элементов и препятствуют их смещению. Скосы, имеющиеся на концах элементов, допускают необходимый поворот элемента,

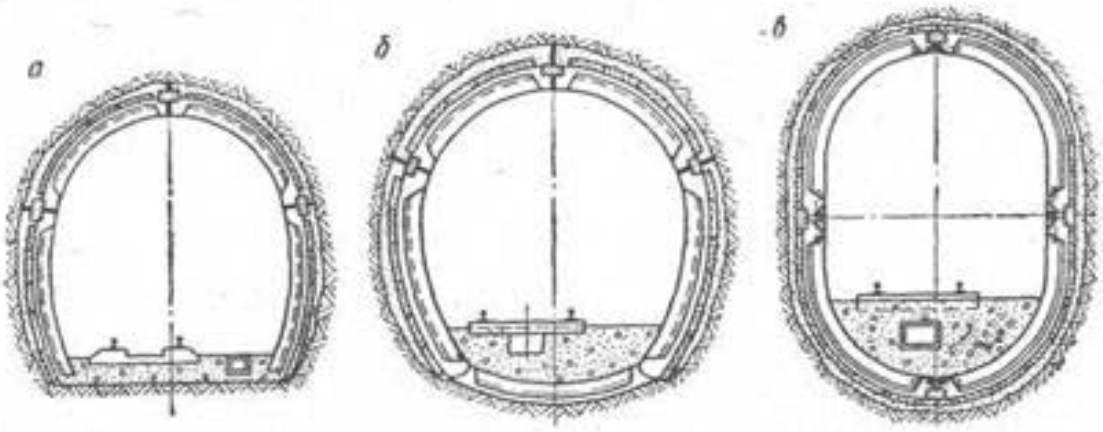


Рис 104. Железобетонная шарнирно-арочная крепь из элементов таврового сечения конструкции ИГД им. А А. Скочинского:

а — арочная; *б* — арочная с обратным сводом; *в* — замкнутая эллиптической формы

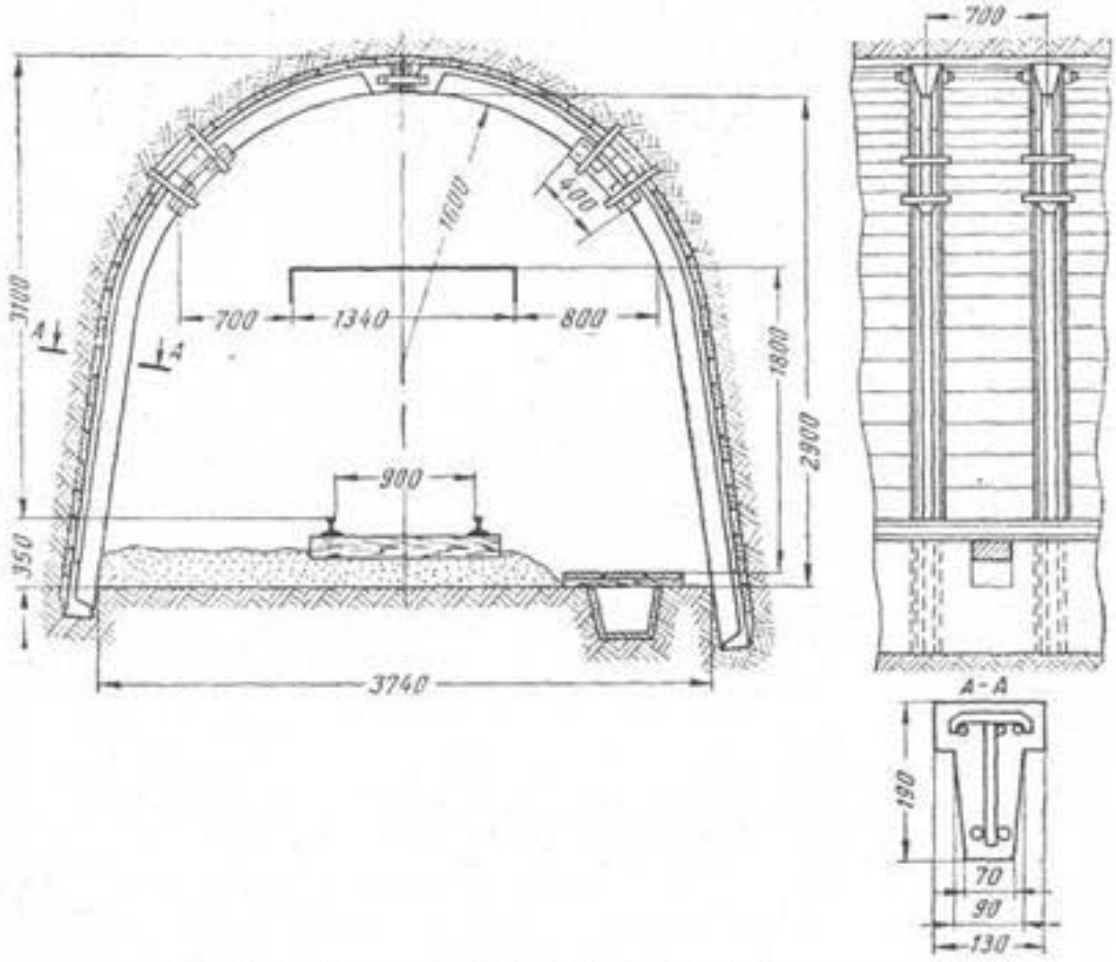


Рис. 105. Арочная податливая железобетонная крепь

при этом болты изгибаются без разрушения железобетона. На стыках предусматриваются эластичные прокладки из бывшей в употреблении конвейерной ленты. Для изготовления конструкций применяется бетон марки 400.

Крепь криволинейного очертания из сборного железобетона имеет преимущества по сравнению с конструкциями из прямолинейных железобетонных элементов по фактору несущей способности, а по сравнению с металлическими арками — по расходу металла и стойкости против коррозии.

Для выработок, находящихся в зоне значительных смещений боковых пород, обусловливаемых влиянием очистных работ или состоянием массива, разработаны конструкции податливых железобетонных рамных крепей.

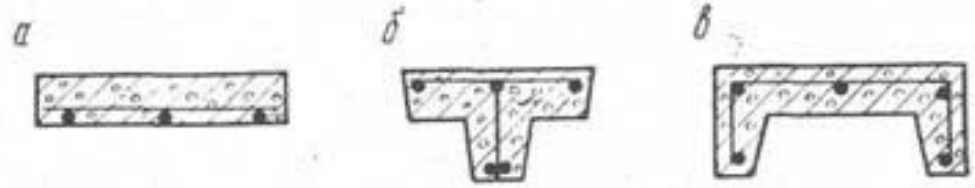


Рис. 106. Конструкции железобетонной затяжки:
а — плоская типовая; *б* — тавровая; *в* — корытная

На рис. 105 показана податливая арка из сборного железобетона. Для конструирования узлов податливости использованы куски спецпрофиля и хомуты.

Несущие железобетонные элементы изготовляют таврового или трапециевидного сечения с размерами, обеспечивающими плотную его посадку в желоб спецпрофиля. Арка состоит из трех или четырех элементов (рис. 105), которые соединяют отрезками спецпрофиля и хомутами. Просвет, оставляемый между концами элементов, обеспечивает необходимую податливость. В четырехзвенной арке соединение элементов в замке производится с помощью накладок и болтов, как это показано на рис. 105, или же по аналогии с боковыми замками — с помощью отрезка спецпрофиля и хомутов.

В настоящее время в качестве затяжки используют плоские железобетонные плитки шириной 200 мм, толщиной 40—50 мм. С точки зрения работы на изгиб плоская затяжка является неконструктивной. Более совершенными в конструктивном отношении являются затяжки тавровой и корытной формы (рис. 106). Здесь представляется возможным отнести арматуру от нейтральной оси на большее расстояние, вследствие чего при одном и том же расходе арматурного железа удается получить в 3—4 раза больший момент сопротивления по сравнению с моментом у плоской затяжки.

§ 57. Штанговая крепь

Штанговая крепь относится к сравнительно новым видам крепи. Она служит не для поддержания обрушающихся или деформирующихся пород, а для их упрочнения и замоноличивания.

Эффективность применения штанг в значительной мере предопределяется сложением боковых пород. При этом можно выделить три характерных случая, когда штанговая крепь может быть успешно применена.

1. Слой слабых, легко обрушающихся, пород с помощью штанг подшивается к вышележащему слою прочной и монолитной породы (рис. 107, *а*). Такую функцию штанги могут выполнить успешно, если слой слабых пород сравнительно невелик (1—1,5 м), а вышележащий слой прочен и имеет достаточную мощность.

2. Породы кровли тонкослоистой текстуры с помощью штанг сшиваются в единое целое, по аналогии с деревянной составной балкой из досок, благодаря чему порода становится более монолитной, увеличивается ее сопротивление изгибу (рис. 107, *б*, *в*). Для нормальной работы штанг прослоек породы, в котором закрепляются замки, должен быть достаточно прочным, а сами штанги после установки должны быть хорошо затянуты гайками.

3. Породы прочные, но разбиты трещинами на отдельные куски и глыбы. С помощью штанг можно сшить эти куски и получить более монолитные породы в кровле или боках выработки, сохраняющие устойчивое состояние без поддерживающей крепи (рис. 107, *г*).

Для предохранения кровли от вывалов отдельных кусков штанги применяют с разными подхватами. Наиболее простой является металлическая пластинка, надеваемая на штангу под гайку (рис. 107, *а*). Пластинку изготовляют квадратной или прямоугольной формы площадью около 1 дм^2 из листовой стали толщиной 6—8 мм. При наличии сильной трещиноватости пород кровли более надежными могут оказаться подхваты из отрезков швеллера, спецпрофиля и др. (рис. 107, *б*). Такие подхваты закрепляют на трех-четырех штангах, что в значительной мере повышает безопасность работы в выработке по сравнению с пластинками. В некоторых случаях, когда породы разбиты несколькими системами трещин, между кровлей и подхватами укладывают затяжки из досок, железобетонных плиток (рис. 107, *в*) или же металлическую сетку (рис. 107, *г*). Штанги изготовляют чаще из круглой стали диаметром 18—25 мм или же арматурной стали периодического профиля.

С одного конца штанга имеет замок, с помощью которого закрепляется в шпуре, с другого — резьбу под гайку. Длина штанг определяется горногеологическими условиями и обычно составляет 1,5—2,0 м. Наиболее важной частью штанги является замок, так как от прочности закрепления штанг зависит в основном успех применения этого вида крепи.

На рис. 108 показаны различные конструкции замков штанг. Наиболее простой и доступной является клинощелевая штанга (рис. 108, *а*). В замковой части штанги, изготовленной из круглого железа диаметром 22—24 мм, делается щель шириной 2—4 мм, глубиной 150—180 мм; в эту щель вставляют металлический клин. Закрепление штанги производят ударами молотка по гайке, надетой на резьбу. В результате происходит расклинивание штанги в скважине.

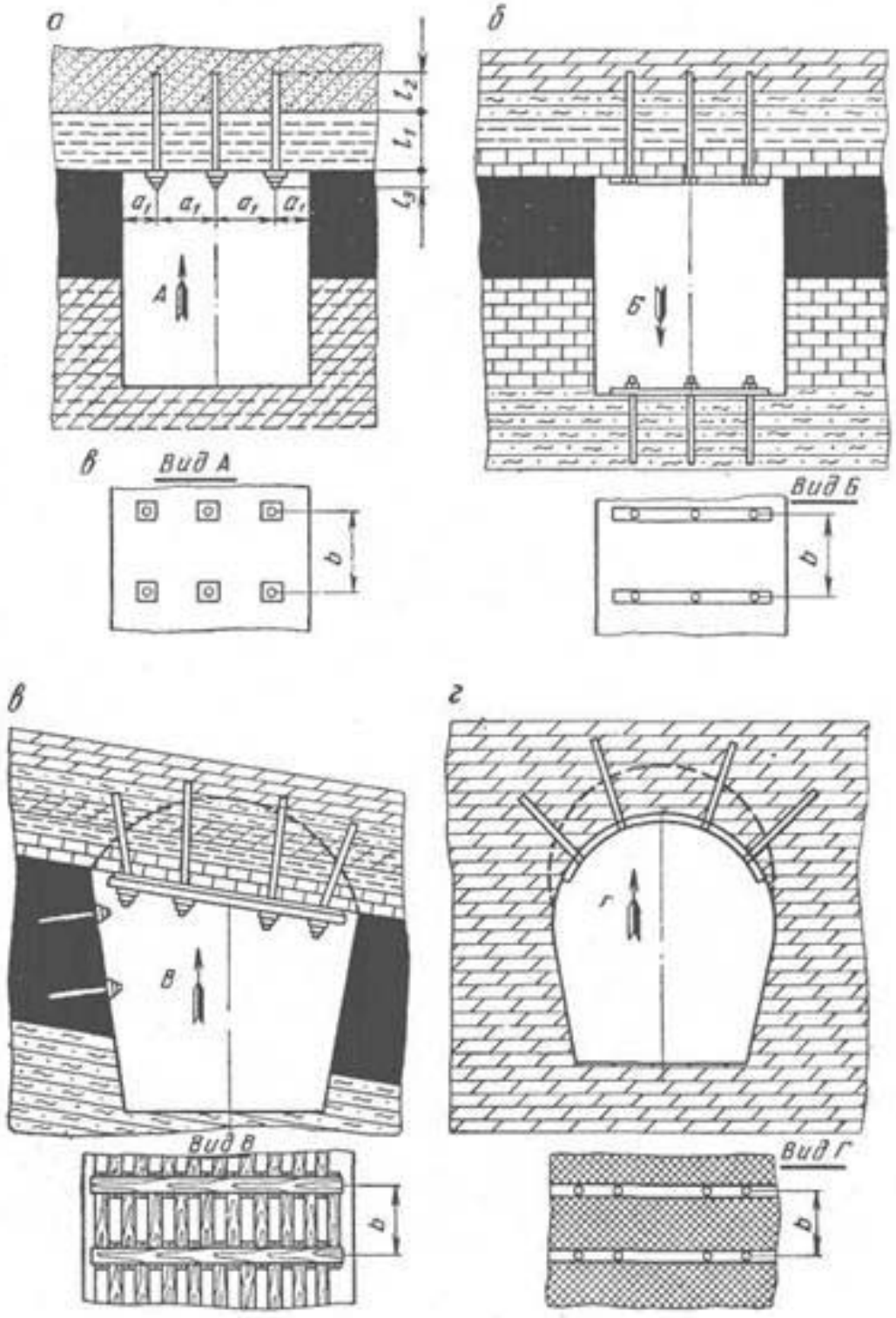


Рис. 107. Штанговая крепь:

а — штанги с пластинками; *б* — штанги с подхватами в кровле и лежанами в почве; *в* — штанги с подхватами и затяжкой кровли; *г* — штанги с арочным подхватом и затяжкой их сетки

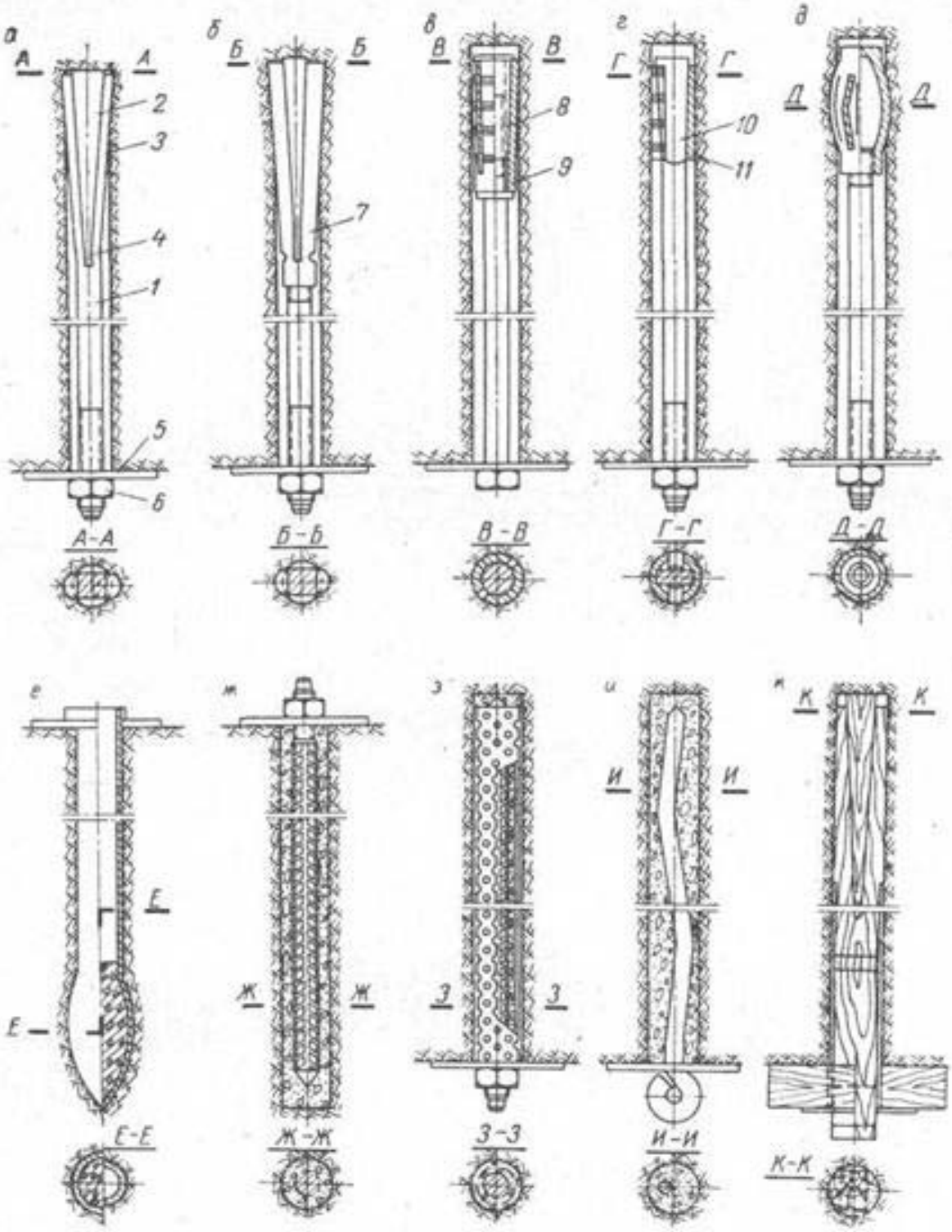


Рис. 108. Конструкции штанг:

а — клинощелевая штанга: *1* — стержень; *2* — клин; *3* — усы замка; *4* — щель; *5* — опорная плитка; *6* — гайка; *б* — клинощелевая штанга со съемной головкой *7*; *в* — штанга с распорной конусной головкой *8* и лепестковой гильзой *9*; *г* — вариант распорной клиновой головки *10* с гильзой *11*; *д* — стержневая штанга с гильзой, закрепляемой взрывом заряда ВВ; *е* — трубчатая штанга, закрепляемая взрывом заряда ВВ; *ж*, *з*, *и* — железобетонные штанги; *к* — деревянная штанга

При наличии достаточно прочных пород такая расклинка обеспечивает натяжение в несколько тонн. При бурении скважин необходимо строго следить за их глубиной, так как при перебуре штангу установить в скважину не удается. Для того чтобы при погашении выработки было возможно извлечь штангу из скважины, клиновщелевые штанги иногда делают составными: штанга с головкой связана резьбой, что позволяет вывинтить штангу, оставив головку в скважине (рис. 108, *б*).

Более надежными, но и более дорогими являются штанги с распорными замками, которые обеспечивают надежное закрепление штанги на любой глубине в скважине завинчиванием гайки (рис. 108, *в*, *г*). Диаметр замков увязывается с диаметром шпура, штанга же берется из условия равнопрочности конструкции. Так, например, при диаметре шпура 42 мм диаметр распорного замка должен быть 38 мм, а диаметр штанги можно взять в пределах 16—20 мм. Штангу с распорным замком можно извлекать из шпура для повторного использования, однако она сложна в изготовлении и применяется реже, чем клиновщелевая.

Наряду с описанными конструкциями штанг в практике применяют более простые и дешевые конструкции. В ряде бассейнов положительные результаты дали трубчатые штанги, закрепляемые взрывом небольшого заряда (Подмосковный бассейн, рис. 108, *д*, *е*), а также железобетонные штанги (Криворожский бассейн, рис. 108, *ж*, *з*, *и*). Штанги, закрепляемые силой взрыва, применяют в мягких породах. Под влиянием взрыва конец трубы или гильза сильно деформируется и заклинивается в породе. Иногда для лучшего закрепления штанги в трубку после взрыва наливают цементный раствор.

Железобетонные штанги представляют собой штыри из арматурного железа, которые закрепляются в шпурах цементно-песчаным раствором. Железобетонная штанга связана с породой по всей длине, что отличает ее от предыдущих конструкций. Нагнетание раствора в скважины производят при помощи сжатого воздуха. Железобетонные штанги просты и дешевы, поэтому находят довольно широкое применение в практике.

В ряде случаев оказывается эффективным применение деревянных штанг (рис. 108, *к*). Штанги изготовляют из лиственных пород леса диаметром 40—70 мм. Закрепление производится с помощью клиньев как со стороны забоя скважины, так и в ее устье. Щели под клинья прорезаются на концах во взаимно перпендикулярном направлении во избежании растрескивания штанги. Несущая способность штанг составляет 1—1,5 тс. Число штанг на единицу площади обнажения устанавливают обычно опытным путем. Штанги устанавливают рядами в шахматном порядке. Расстояние между штангами принимается 0,8—1,2 м, интервал между рядами 0,7—1,5 м.

Расчет штанговой крепи. Существует целый ряд методов расчета штанговой крепи, отличающихся один от другого подходом к оценке работы защемленного замка в массиве или же учетом специфики

горногеологических условий месторождения, для которых разрабатывался метод расчета.

Рассмотрим методику расчета, разработанную в Ленинградском горном институте [41] на примере расчета клиновой штанги.

Содержание расчета должно включать выбор длины штанги, диаметра, определение несущей способности штанг и расстояния между ними, проверку несущей способности замка, расклиненного в породе.

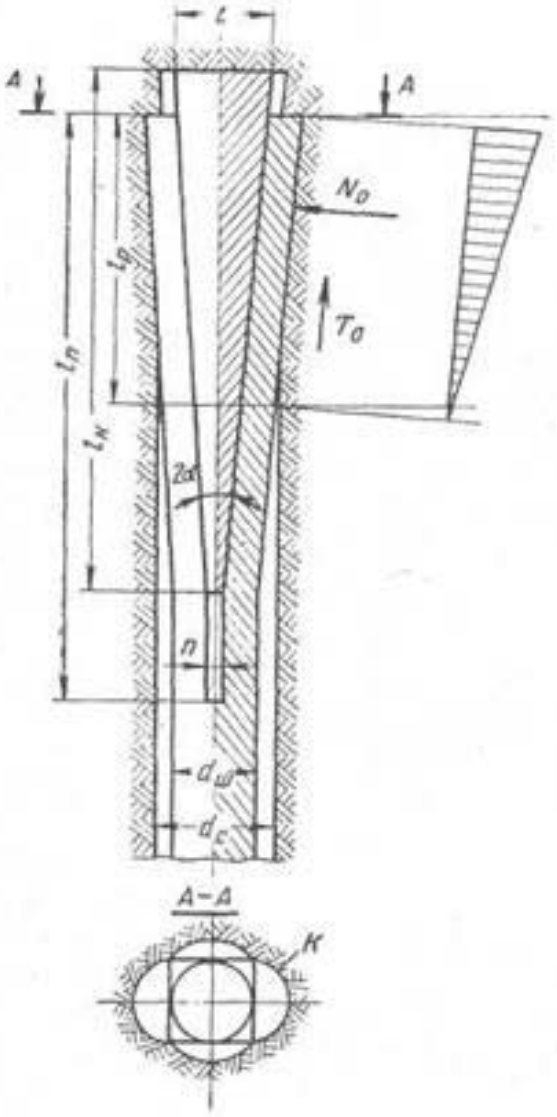


Рис. 109. Расчетная схема клиновой штанги

Длину штанги выбирают в зависимости от конкретных горногеологических условий, т. е. от того, служит ли штанга для «подшивки» слабых пород к прочному слою, или же для «сшивки» расслоенных пород непосредственной кровли, или же является элементом скрепления трещиноватого массива.

Диаметр штанги увязывается с максимальной прочностью закрепления замка в породе.

Несущая способность штанги на растяжение должна быть несколько выше прочности закрепления замка в породе. Поэтому расчету сечения штанги предшествует расчет замка.

Расчет замков связан с определением его геометрических размеров в увязке с прочностными показателями пород.

При расчете задаются диаметром скважины d_c и размерами основных элементов штанги: диаметром штанги $d_ш$, шириной щели n, толщиной клина t и др. (рис. 109). С учетом прочности породы назначается величина внедрения сегментов («усов») замка в породу e. Площадь контакта сегмента с породой определяют приближенно как площадь треугольника с основанием, равным длине дуги контакта K, и высотой l_p:

$$S = \frac{1}{2} K l_p.$$

Нормальную силу, действующую на поверхность сегмента N_0 вследствие вдавливания его в породу, определяют по формуле

$$N_0 = \frac{S\sigma_в}{2n},$$

где $\sigma_п$ — предел прочности породы при вдавливании штампа, определяется в лаборатории, может быть принят ориентировочно равным семикратной прочности пород при одноосном сжатии ($\sigma_п = 7\sigma_{сж}$);

m — коэффициент запаса ($m = 2 \div 3$).

Исходя из схемы действия сил на поверхности контакта элементов замка с породой, расчетная сила закрепления замка

$$F_{кл} = 2N_0(\sin\alpha + f_2\cos\alpha),$$

где α — максимальный угол отклонения образующей конуса от оси штанги;

f_2 — коэффициент трения стали по породе.

При определении размеров сетки размещения скважин в кровле выработки исходят из предположения, чтобы вес пород, поддерживаемых штангой, не превышал ее несущей способности $F_{кл}$, откуда следует, что площадь кровли, приходящаяся на одну штангу,

$$S_{кр} = \frac{F_{кл}}{l_1\gamma}, \text{ м}^2,$$

где γ — объемный вес породы;

l_1 — толщина укрепляемого слоя породы.

§ 58. Смешанная крепь

В практике нередко применяют крепь, состоящую из разных материалов; такую крепь принято называть смешанной. Применение смешанных конструкций крепей связано со стремлением использовать

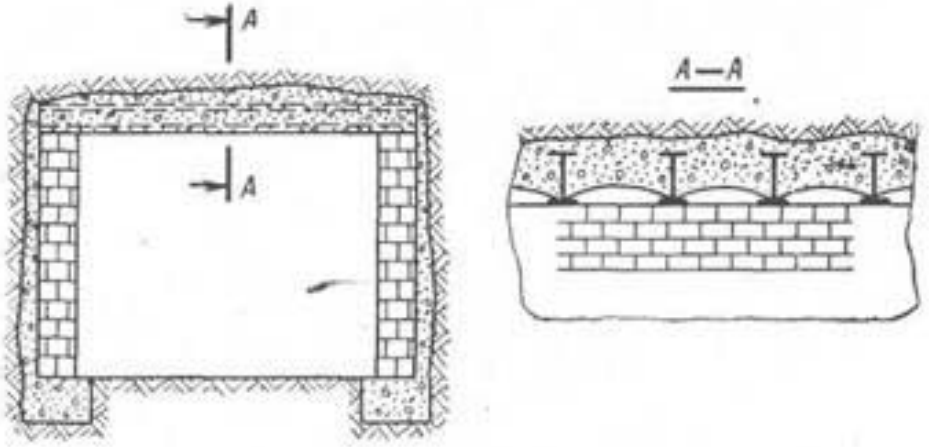


Рис. 110. Каменная крепь с металлическим перекрытием

местные материалы, применить более дешевые конструкции, уменьшить расход дефицитных материалов и т. п.

Так, для крепления некоторых камер в околоствольных дворах может найти применение крепь со стенами из кирпича или бетонитов с плоским перекрытием из стальных прокатных двутавровых балок, с бетонным заполнением промежутков (рис. 110).

Преимуществом такой конструкции является простота сооружения и возможность восприятия крепью нагрузки сразу же после ее возведения. Толщина стен принимается в полтора-два кирпича, размер балок и расстояние между ними определяются расчетом. Пространство между балками заполняется бетоном. Существенным недостатком конструкции является большая трудоемкость при возведении.

Другой вид смешанной крепи представляет собой крепежные рамы трапециевидной или арочной формы, у которых стойки железобетонные, а верхняки — из стальных балок.

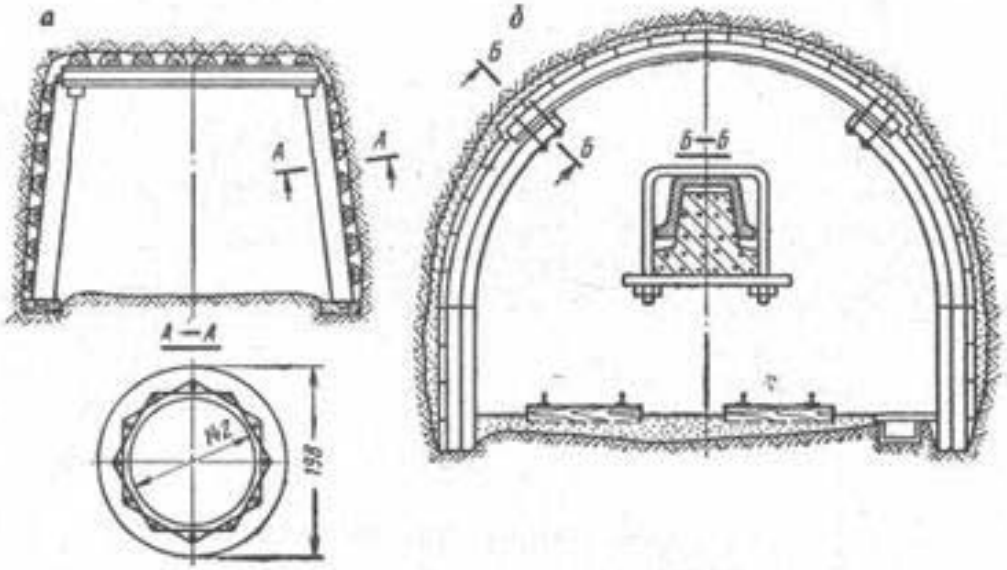


Рис. 111. Смешанная крепь из железобетона и металла:

а — крепь из железобетонных круглых стоек с металлическим верхняком; *б* — арочная податливая смешанная крепь

В качестве стоек в трапециевидных рамах используют железобетонные трубы диаметром 160 и 200 мм. Эти трубы изготовляют из высокомарочного песчано-цементного раствора с толщиной стенок 30—40 мм. Вес стоек в зависимости от размеров составляет 70—120 кг. Стойки изготовляют методом центрифугирования. На рис. 111, *а* показаны рама и детали стойки. В условиях установившегося горного давления, когда нагрузки действуют преимущественно со стороны кровли, крепь работает удовлетворительно, она долговечна, в пожарном отношении — безопасна. При наличии бокового давления стойки работают не вполне удовлетворительно, так как обладают малым сопротивлением изгибу.

В условиях неустановившегося горного давления, характеризуемого значительными смещениями со стороны кровли, применяют арочную податливую смешанную крепь (рис. 111, *б*). Стойки железобетонные имеют тавровое или трапециевидное сечение с размерами, увязанными с размерами желоба спецпрофиля. Верхняк изготовляют из спецпрофиля и соединяют со стойками хомутами по аналогии с податливой крепью типа АП.

Применяя такие конструкции при одинаковой примерно несущей способности крепи в сравнении с арочной стальной крепью, удается получить значительную экономию стального проката.

При наличии прочных боковых пород весьма эффективной и экономичной крепью для капитальных и подготовительных выработок является штанговая крепь в сочетании с набрызг-бетонной (рис. 112). При использовании такой комбинированной крепи целесообразно придавать выработке сводчатое очертание.

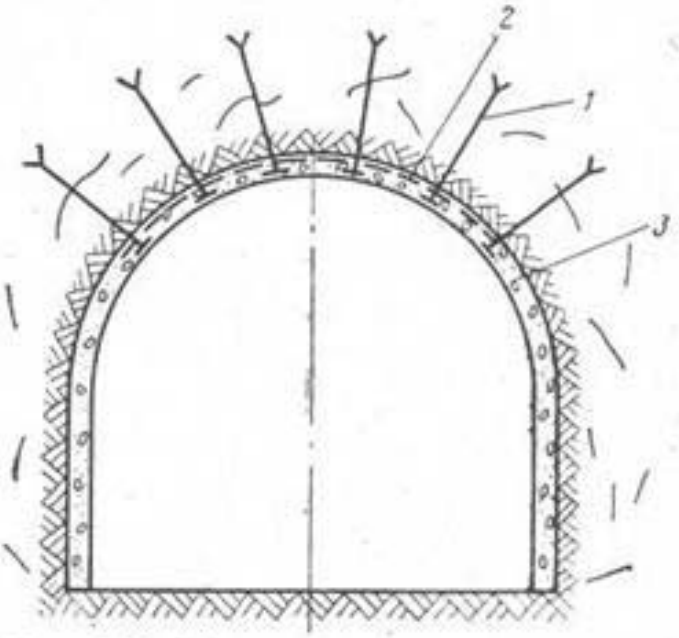


Рис. 112. Штанговая крепь в сочетании с набрызг-бетонной:
1 — штанги; *2* — сетка; *3* — набрызг-бетон

Породы в кровле упрочняются штангами из расчета 2—3 штанги на 1 м² поверхности обнажения. Штанги применяют наиболее дешевые, простейшей конструкции — железобетонные, клинощелевые. При значительной трещиноватости пород целесообразно к штангам укрепить проволочную сетку. Далее по сетке производить нанесение слоя набрызг-бетона толщиной 8—10 см. По сравнению с монолитной бетонной крепью эта комбинированная крепь значительно дешевле и позволяет механизировать процесс крепления выработок.

§ 59. Стоимостные характеристики крепей

Выбор материала и конструкции крепи в каждом конкретном случае должен решаться с учетом горногеологических условий, срока службы выработки, наличия местных материалов и других факторов. Для технико-экономического сравнения проектируемых видов крепи могут быть использованы данные каталогов единичных расценок на горнопроходческие работы того района, где строится шахта. Для иллюстрации соотношений стоимости разных видов крепи и удельного веса стоимости крепления в общей сметной стоимости сооружения выработки в табл. 9 приведены стоимостные характеристики некоторых видов крепи по прямым нормируемым затратам без учета общешахтных и накладных расходов и других дополнительных затрат. Как видно из табл. 9, затраты на крепление выработок составляют больше половины общей стоимости их сооружения — от 48 до 77%. Это обстоятельство требует весьма тщательного и обоснованного подхода к выбору материала и типа горной крепи в каждом конкретном случае.

Таблица 9

Вид и материал постоянной крепи	Сечение в свету, м²	Коэффициент крепости пород f	Цена 1 м³ в свету, руб.	В том числе			Стоимость сооружения 1 м выработки, руб.	В том числе стоимость крепления 1 м выработки	
				материалы	эксплуатация машин	заработная плата		руб.	%
Арки трехзвенные из спецпрофиля с железобетонной затяжкой	12,1	2—3	18,7	11,28	1,74	5,68	226	145	64
Арки замкнутые, податливые из спецпрофиля с железобетонной затяжкой . . .	9,2	2—3	37,6	24,5	2,5	10,6	346	183	53
Железобетонные стойки с верняком из двутавра с железобетонной затяжкой	9,2	4—6	21,0	11,6	2,5	6,9	193	110	57
Деревянные рамы	11,8	4—6	17,0	8,3	2,2	6,5	200	110	55
Стены и свод бетонные	11,6	2—3	19,6	10,1	1,9	7,6	227	109	48
Стены бетонные с плоским бетонным покрытием по стальным балкам . .	9,3	2—3	29,6	17,4	2,1	10,1	277	172	62
Замкнутая бетонная крепь с верхним и обратными сводами и прямыми стенами	9,1	2—3	29,2	16,9	2,2	10,1	265	161	61
Арки замкнутые из двутавра № 20 с бетонным заполнением . .	11,7	2—3	40,6	28,0	2,0	10,6	475	365	77

Глава IX КРЕПЬ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 60. Общие сведения

Для крепления вертикальных выработок — стволов шахт, восстающих и шурфов — применяют различные материалы. Капитальные шахтные стволы, имеющие срок службы, равный сроку службы шахты, т. е. 50—60 лет и более, крепят бетонной, железобетонной, а в сложных гидрогеологических условиях — стальной или чугун-

ной крепью. Разведочные шурфы, восстающие выработки, стволы шахт с небольшим сроком службы крепят деревом. В зависимости от применяемого материала и горнотехнических условий форма поперечного сечения вертикальной выработки может быть круглой, прямоугольной и эллиптической.

Капитальные шахтные стволы при бетонной, каменной, металлической (тюбинговой) крепи имеют круглую форму, вертикальные выработки с деревянной крепью имеют прямоугольную форму. Эллиптическая или криволинейная форма может быть придана стволу в особых случаях, когда производят реконструкцию ствола и деревянную крепь заменяют каменной или бетонной.

Ствол шахты состоит из трех основных частей — устья, собственно ствола и зумпфа (рис. 113). Крепь устья выполняется усиленной конструкции, так как она служит нередко фундаментом для станка надшахтного копра. Ствол принято разделять на отдельные звенья посредством опорных башмаков, назначение которых состоит в восприятии нагрузки от веса крепи в пределах одного звена. Высота звеньев принимается 30—50 м и увязывается со стратиграфическим разрезом: опорные венцы приурочивают к более прочным породам. Опорные венцы не являются обязательным элементом крепи ствола. В настоящее время опорные венцы в большинстве случаев, обусловливаемых материалом и технологией возведения крепи, не применяют.

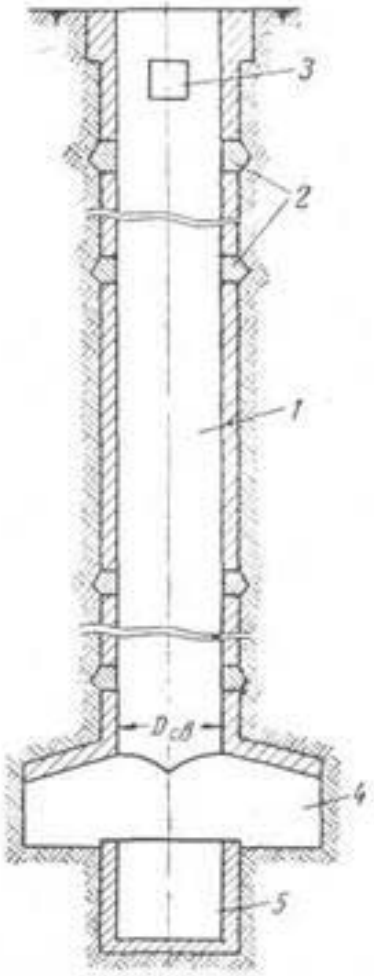


Рис. 113. Продольный разрез шахтного ствола:

1 — ствол; *2* — опорные венцы; *3* — устье ствола; *4* — сопряжение ствола с околоствольным двором; *5* — зумпф

При деревянной крепи высоту звена принимают меньше (5—15 м).

§ 61. Деревянные конструкции крепи и их расчет

Деревянная крепь состоит из прямоугольных венцов. Венец состоит из четырех элементов, изготовленных из брусьев или бревен, связанных между собой посредством той или иной врубки. Венцовая крепь подразделяется на три вида: венцовая крепь на стойках, сплошная венцовая и подвесная венцовая крепь.

Венцовая крепь на стойках является простейшим и достаточно экономичным видом крепи и применяется для крепления шурфов разного назначения — вентиляционных, разведочных

(рис. 114), восстающих выработок и др. Венцы устанавливают с интервалом 0,5—1,5 м в зависимости от крепости боковых пород. Между венцами устанавливают несколько стоек, фиксирующих их взаимное положение. Стойки устанавливают обязательно по углам и дополнительно по одной две стойки между длинными элементами венца.

Элементы венцов соединяются простейшей врубкой в простую, одностороннюю лапу (рис. 115). Стойки с венцами соединяются в паз. Для прочности элементы венцов со стойками иногда скрепляют

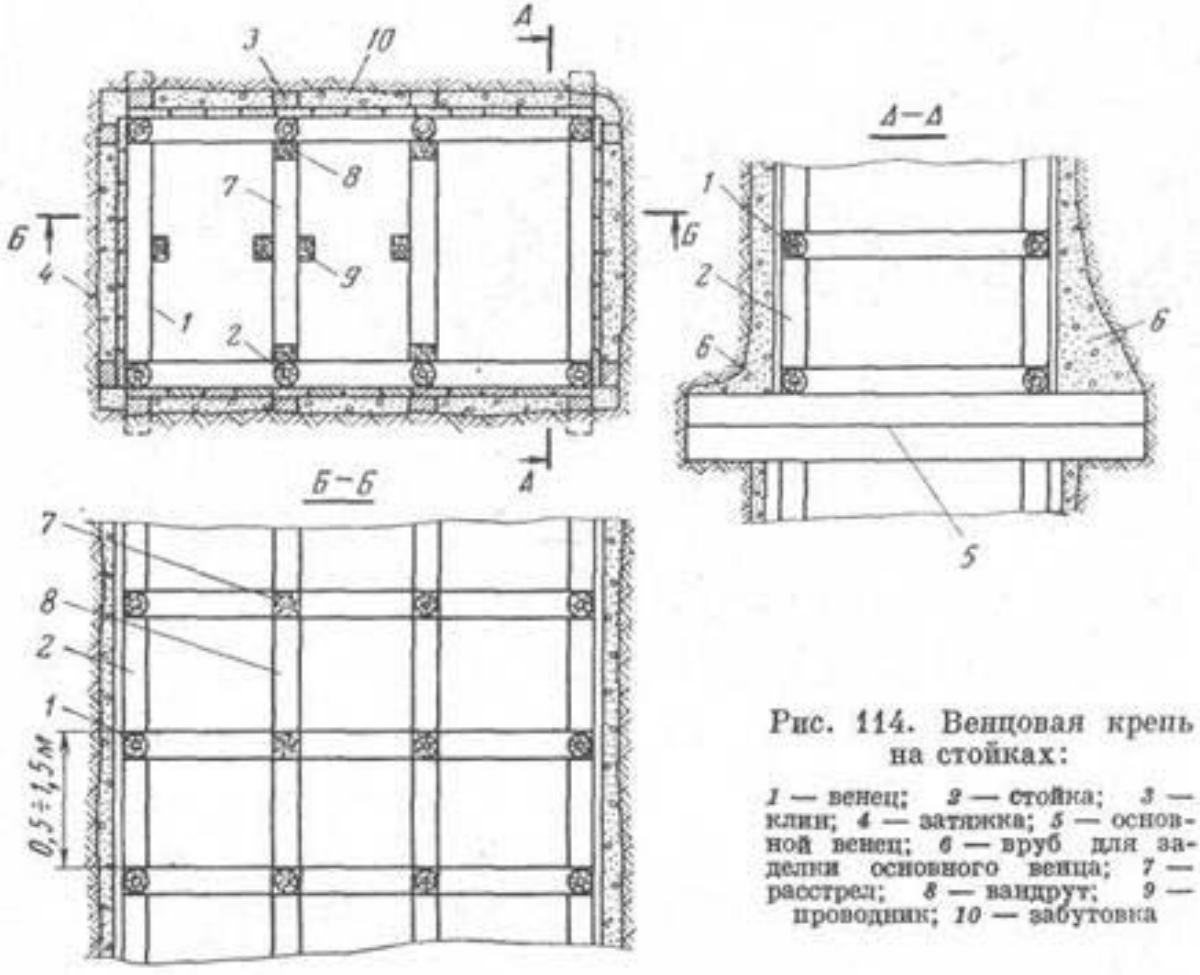


Рис. 114. Венцовая крепь на стойках:

1 — венец; *2* — стойка; *3* — клин; *4* — затяжка; *5* — основной венец; *6* — вруб для заделки основного венца; *7* — расстрел; *8* — вандрут; *9* — проводник; *10* — забутовка

строительными скобами. Пространство между венцами затягивается обаполами или досками.

Основной венец укладывают всегда по короткой стороне за исключением последнего перед сопряжением ствола с околоствольным двором, который укладывают по длинной стороне венца. Основные венцы *5* делают из одного или двух окантованных бревен (рис. 114), концы их укладывают во врубы, на глубину 0,5—0,7 м. Элементы основного венца устанавливают строго по уровню. В деревянной конструкции крепи выделяют элементы, относящиеся к собственно крепи (венцы, стойки, затяжки), и элементы армировки (вандруты, расстрелы, проводники, лестничные полки и лестницы).

Вандруты изготовляют из сосновых брусков размером 140 × × 160, и 160 × 180 мм длиной 6 м. Стыкуются бруски откосным

или другим замком (рис. 115). К элементам крепи вандруты пришиваются специальными винтами — глухарями.

Расстрелы изготовляют из брусьев размером 180 × 220 и 200 × × 240 мм, устанавливают их через 1,5—2 м. Расстрелы, расположенные в одной горизонтальной плоскости, принято называть ярусом. Для соединения с вандрутами на концах расстрелов предусматриваются гребни, под которые в вандрутах выдалбливаются пазы. Длина расстрела должна быть на 6—8 мм больше расстояния между вандрутами. Установку расстрелов в таких условиях производят с предварительным распором вандрутов с помощью специального

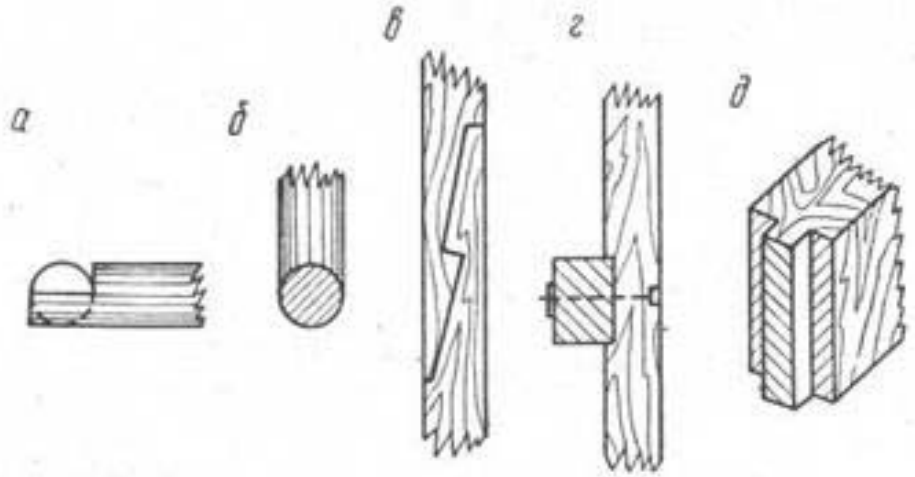


Рис. 115. Узлы соединения элементов венцовой крепи на стойках:

а — врубки в простую лапу; *б* — соединение в паз; *в* — соединение вандрутов откосным замком; *г* — соединение проводника с расстрелом; *д* — гребень на конце расстрела

домкрата. При небольших размерах выработки расстрелы устанавливают на место ударами кувалды. Расстрелы в совокупности с вандрутами являются усиливающими элементами крепи и служат в основном для подвески направляющих для подъемных сосудов — проводников. Проводники изготовляют из основных брусьев длиной 6 м, сечением 140 × 160; 160 × 180 и 180 × 200 мм. Проводники к расстрелам прикрепляют с помощью болтов, головки и гайки которых ставят впотай, что необходимо по условиям движения направляющих лап подъемных сосудов. В стволах разведочных шахт, слепых шахт и других выработках предусматривается устройство лестничного отделения. Одно из отделений (рис. 116) отшивается вертикальной перегородкой от остальной части ствола. На ярусах расстрелов через 4—6 м настилают полки с лазами, минимальный размер которых должен быть 600 × 700 мм. Между полками устанавливают деревянные лестницы. Ширина лестниц, принимается 400 мм, угол наклона их к горизонту 80°. Лестницы прочно прикрепляют к полкам. Положение лестниц и лазов должно быть таким, чтобы под лестницей не было лаза, т. е. оси лазов в смежных полках смещены, находятся в разных плоскостях.

Стоимость крепления шурфов по прямым затратам при площади сечения более 15 м² составляет около 50 руб. за 1 м³ древесины в деле, причем стоимость леса 33,7 руб. за 1 м³.

Сплошную венцовую крепь применяют для крепления тех же выработках в слабых породах или же при более продолжительном сроке службы. Венцы укладывают один на другой всплошную в виде сруба (рис. 116).

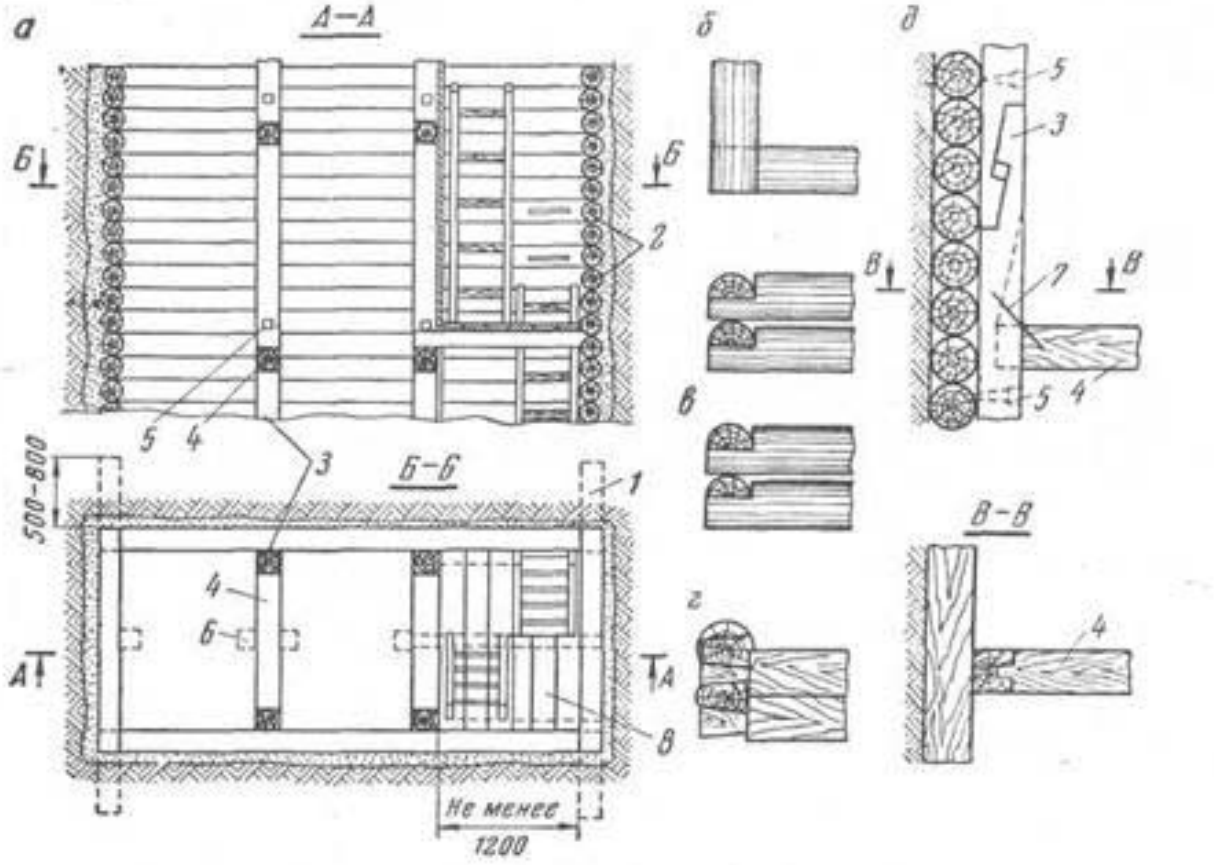


Рис. 116. Сплошная венцовая крепь:

а — общий вид крепи; *б* — врубка — односторонняя прямая лапа; *в* — односторонняя косая лапа; *г* — двухсторонняя косая лапа; *д* — элементы армировки с крепью; *1* — основной венец; *2* — венцы; *3* — вандруты; *4* — расстрелы; *5* — глухари; *6* — проводник; *7* — скоба; *8* — лестничный полок

Для соединения элементов венцов применяют различные врубки, основные из них показаны на рис. 116. Соединение в косую лапу — одностороннюю и двустороннюю — более качественное, однако оно сложно, требует высокой квалификации крепильщиков, и поэтому чаще применяют соединение в виде прямой односторонней или двусторонней лапы.

Армировка при сплошной венцовой крепи ничем не отличается от армировки при венцовой крепи на стойках, что видно из рис. 116. Стоимость сплошной венцовой крепи по прямым затратам составляет около 46 руб. за 1 м³ дерева в деле.

Подвесная венцовая крепь отличается от крепи на стойках тем, что представляется возможным осуществлять ее

возведение сверху вниз. Венцы, так же как и элементы армировки, изготовляют из брусьев (рис. 117). Стойки устанавливают по углам и по длинной стороне венца против каждого расстрела. Соединение

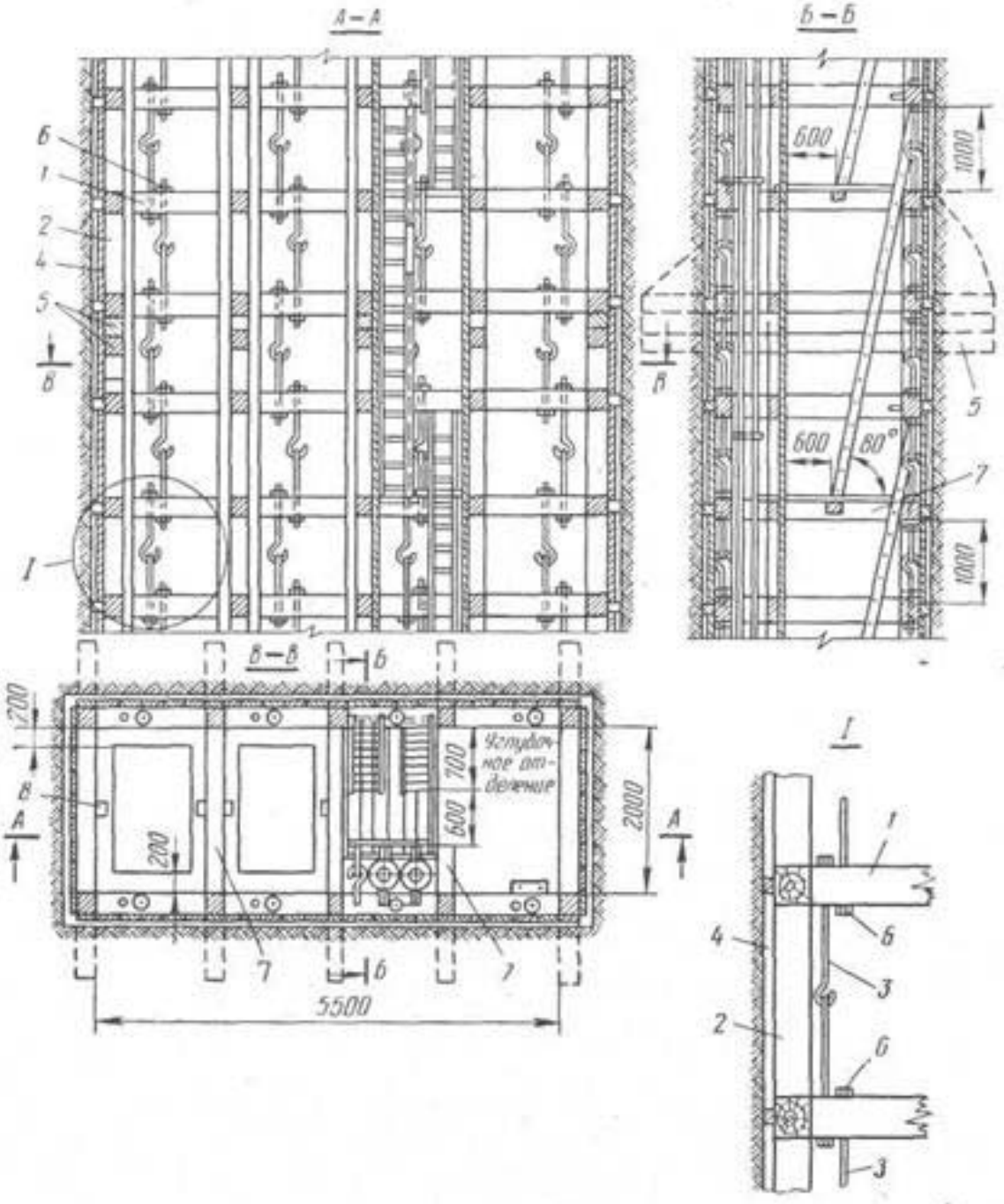


Рис. 117. Подвесная венцовая крепь:
1 — венцы; *2* — стойки; *3* — крючья для подвески; *4* — затяжки; *5* — основной венец; *6* — гайки подвесок; *7* — расстрелы; *8* — проводники

стойки с венцами производится в шип. Затяжки изготовляют из обрезных досок толщиной 40—50 мм, для фиксации их положения на элементы венца с наружной стороны приколачиваются бруски размером 50 × 50 мм. Венцы подвешивают один к другому с помощью крючков, на концах которых имеется резьба. Такая конструкция подвесов обеспечивает удобство работ при возведении

и возможность хорошего натяжения их после монтажа последующего венца.

Армировка отличается отсутствием вандрутов; расстрелы закрепляют непосредственно на длинных элементах венца в шип. Подвесная крепь, впервые нашедшая применение на металлических рудниках Урала, применяется в основном в условиях крепких боковых пород при разработке небольших месторождений. Навеску крепи ведут вслед за проходкой на глубину до 20—25 м, после чего под участок навешенной крепи подводят основной венец из двух-трех брусьев.

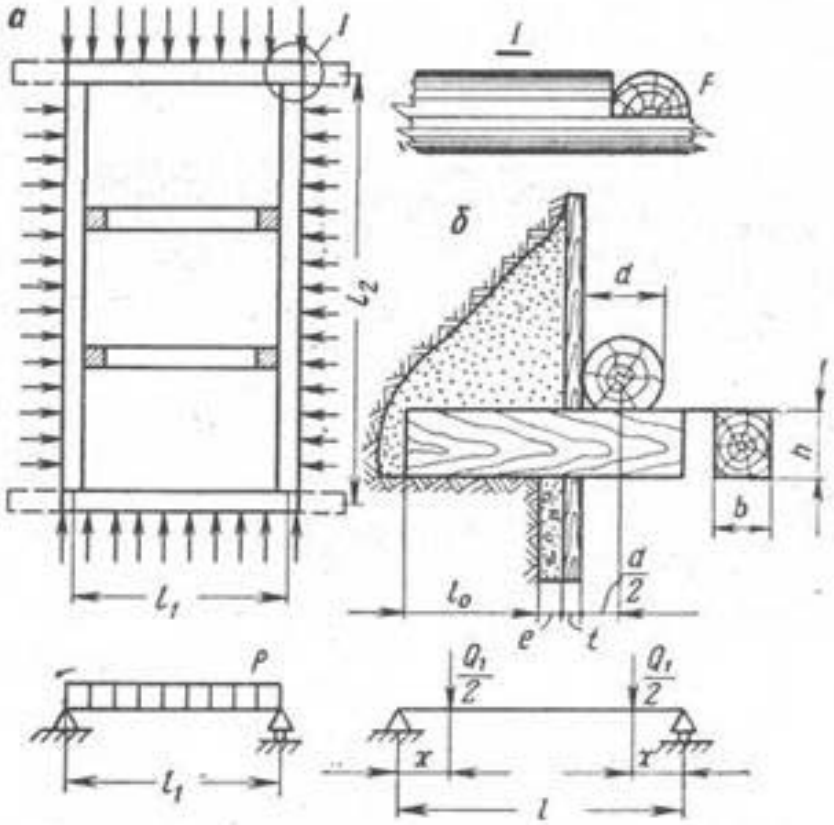


Рис. 118. Расчетные схемы венцовой крепи:
а — для рядового венца; б — для основного венца

Расчет венцовой крепи. Расчет крепи ведется на наибольшее давление боковых пород, полученное при расчете по глубине. Для всех других участков ствола размер леса и густота крепи принимается одинаковой с рассчитанной для наиболее сложных условий. Элементы венца работают на изгиб; осевое сжатие играет незначительную роль. Рассчитывается короткий элемент венца, так как длинный элемент имеет две-три дополнительные опоры за счет расстрелов и поэтому оказывается менее нагруженным. На рис. 118 показаны расчетные схемы крепи.

Как видно из схемы, расчет венца сводится к расчету балки на двух опорах при равномерной нагрузке p. Величина этой нагрузки

$$p = qL, \text{ кгс/см}^2,$$

где q — горизонтальное давление;
L — расстояние между венцами.

Изгибающий момент

$$M_{изг} = \frac{pl_1^2}{8} = \frac{qLl_1^2}{8} \leqslant mWR_и,$$

где m — коэффициент условий работы;
W — момент сопротивления;
$R_и$ — расчетное сопротивление древесины.

При креплении круглым лесом $W = \frac{\pi d^3}{32}$, а при креплении брусками $W = \frac{bh^2}{6}$.

Задаваясь расстоянием между венцами L, из условия

$$\frac{qLl_1^2}{8} \leqslant \frac{\pi d^3}{32} mR_и \qquad (IX.1)$$

определяют диаметр леса

$$d \geqslant 1{,}08 \sqrt[3]{\frac{qLl_1^2}{mR_и}}.$$

Если крепь сплошная, расстояние L равно d; после подстановки этого условия в выражение (IX.1), получим

$$d \geqslant 1{,}12 l_1 \sqrt{\frac{q}{mR_и}}.$$

Элемент опорного венца рассчитывается на смятие опорной поверхности и поперечный изгиб от приходящегося на него веса звена крепи без учета сил трения между крепью и породой.

Максимальный изгибающий момент в опорном элементе от веса сруба (см. рис. 119)

$$M_{изг} = \frac{Q_1}{4} x,$$

где x — расчетное расстояние точки приложения нагрузки от опоры,

$$x = \frac{l_0}{2} + e + t + \frac{d}{2};$$

l_0 — глубина заделки опорного бруса;
e — толщина забутовки;
t — толщина затяжки.

По значению $M_{изг}$ определяют диаметр опорного элемента d. При расчете подвесной крепи производят также расчет подвесок из условия удержания веса звена крепи.

§ 62. Бетонная крепь

Крепь из монолитного бетона имеет преобладающее распространение при сооружении стволов шахт. Стволы при бетонной крепи имеют круглую форму поперечного сечения, так что крепь представляет собой цилиндр с толщиной стенки от 200 до 600 мм и внутренним

диаметром от 4,5 до 8 м. Благодаря плотному контакту с боковыми породами бетонный цилиндр работает в сравнительно благоприятных условиях нагружения и потому обладает довольно высокой грузонесущей способностью 30—40 тс/м². Бетонная крепь долговечна, обладает хорошими аэродинамическими качествами.

Подбором соответствующего состава бетона и применением специальной технологии возведения, включающей тампонаж боковых пород, из бетона возможно получить оболочку с повышенной водонепроницаемостью, снизить приток воды в ствол до требуемого минимума. С экономической точки зрения бетонная крепь является наиболее выгодной в сравнении с другими видами каменных крепей и крепей из сборного железобетона.

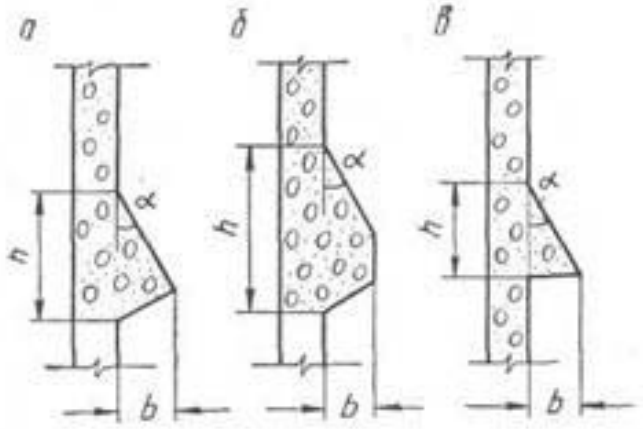


Рис. 119. Формы опорных венцов:
а — двухконусная; *б* — комбинированная; *в* — одноконусная

Марка бетона выбирается исходя из ожидаемых нагрузок с учетом технологии возведения крепи. При возведении крепи снизу вверх в неподвижной опалубке марка бетона берется не ниже 150.

Технология позволяет выдерживать бетон в опалубке 6—7 сут, что достаточно для получения необходимой разопалубочной прочности. При возведении бетонной крепи сверху вниз вслед за подвиганием забоя в специальной створчатой опалубке пребывание бетона в ней продолжается несколько часов, что требует применения быстротвердеющего бетона более высоких марок 200—300.

В связи с хорошим сцеплением быстротвердеющего бетона с породными стенками, отличающимися значительными неровностями, при бетонировании сверху вниз отпадает необходимость в опорных венцах.

Вместе с тем в ряде случаев, в сложных горногеологических условиях, там, где применяется последовательная или параллельная схема сооружения ствола, опорные венцы являются необходимым элементом крепи. Венцы чаще имеют двухконусную или комбинированную форму и реже, в крепких породах, одноконусную (рис. 119).

Размеры венцов устанавливают в зависимости от механических свойств пород, в которых эти венцы устраивают. Обычно ширина венца $b = 0{,}4 \div 1{,}0$ м, высота h зависит от принятой ширины и угла конусности α, который назначается в пределах 30—35°. Расстояние между венцами в зависимости от горногеологических условий принимают 30—50 м.

При сооружении бетонной крепи, равно как и при эксплуатации, вредное влияние на качество бетона оказывает вода, особенно если

она агрессивная. При возведении из свежеуложенного бетона, а при эксплуатации — из затвердевшего происходит вымывание вяжущего материала. Поэтому при наличии притоков предусматривается предварительный, а при необходимости — и последующий тампонаж боковых пород.

Стоимость бетонной крепи зависит от ряда факторов: толщины ее, крепости пород, способа возведения и др. Так, при деревянной опалубке, при породах с $f = 2 \div 6$ и толщине крепи 400 мм стоимость 1 м³ бетона в деле составляет 35,2 руб. (по прямым расходам), а при створчатой опалубке — 39,6 руб.

§ 63. Каменная крепь

Каменная крепь — из кирпича, бетонитов — в прежнее время была довольно широко распространена. В настоящее время ее применяют редко ввиду отсутствия средств механизации работ по возведению и более высокой стоимости по сравнению с бетонной. Каменную крепь возводят снизу вверх, звеньями. Опорные венцы применяют бетонные описанной ранее конструкции.

Кирпич для крепи стволов должен быть высокого качества марки 150 и выше. Кладка ведется на жирном цементно-песчаном растворе. Толщина крепи полтора — два с половиной кирпича (38—64 см). Закрепное пространство необходимо забучивать породой и заливать жидким раствором.

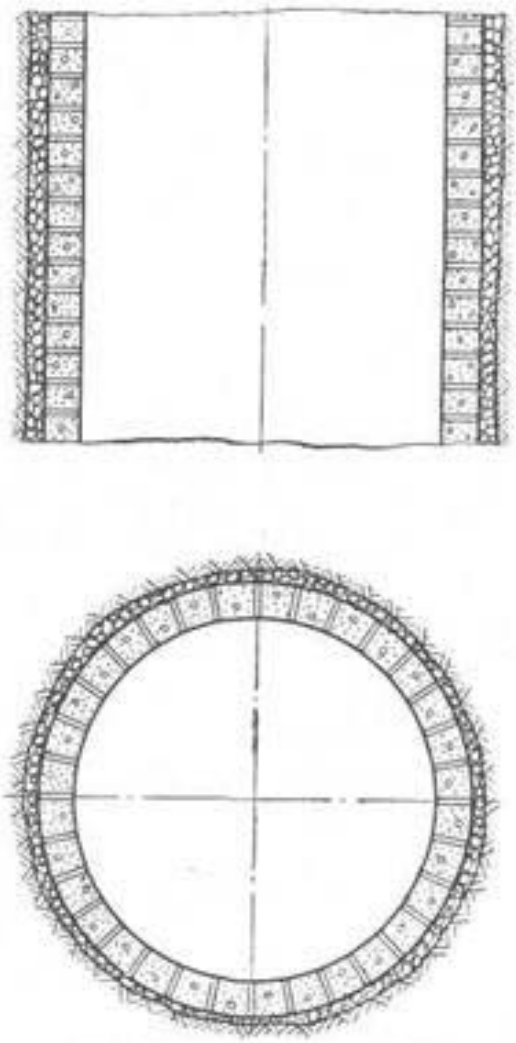


Рис. 120. Каменная крепь

Крепь из бетонитов отличается большим размером камня. Размер бетонитов увязывается с расчетной толщиной крепи, поэтому камни укладывают в один ряд (рис. 120). Благодаря большему размеру камней получается меньше швов и, следовательно, выше водонепроницаемость крепи по сравнению с кирпичной, производительность труда крепильщиков при креплении стволов бетонитами также выше. Качество бетона благодаря лучшей технологии приготовления камней на полигоне выше, чем монолитного, уложенного за опалубку в стволе, при одинаковом расходе цемента. При возведении крепи из кирпича и бетонитов не требуется опалубки, крепь может сразу

же после возведения воспринимать нагрузки от горного давления. В сложных горногеологических условиях можно обеспечить некоторую податливость цилиндру крепи за счет мягких прокладок между бетонитами. Вместе с тем крепь из бетопитов, так же как и из кирпича, дороже бетонной, требует применения ручного труда и поэтому в настоящее время почти не применяется.

§ 64. Расчет бетонной и каменной крепи

При расчете каменной и бетонной крепи ствола задачу принято сводить к расчету кольца, загруженного равномерно распределенной нагрузкой, определяемой по одной из гипотез или же по данным экспериментов.

При этом используют известную формулу Лямэ

$$d = R\left(\sqrt{\frac{[\sigma_{сж}]}{[\sigma_{сж}]-2p}}-1\right),$$

где d — искомая толщина крепи, см;

R — радиус ствола в свету, см;

$[\sigma_{сж}]$ — допускаемое напряжение для материала крепи, кгс/см²;

p — расчетное давление боковых пород на крепь, кгс/см².

При расчетах варьируют обычно материалом крепи с разными прочностными показателями так, чтобы толщина крепи составляла 300—500 мм. Так, например, при пересечении пород достаточно устойчивых, оказывающих на крепь небольшое давление, можно принять марку бетона невысокую, с довольно низким допускаемым напряжением и получить желаемую толщину крепи. Для участков ствола, пересекающих слабые породы и находящихся на большой глубине, по соображениям технологии проходки целесообразно оставить толщину крепи такой же, как и на участках с крепкими породами, но взять бетон более высокой марки.

В связи с тем, что качество прогнозирования нагрузок на крепь ствола в настоящее время невысокое, расчет часто носит формальный характер и содержит элементы субъективизма.

Представляет определенный практический интерес методика расчета бетонной крепи стволов, разработанная институтом ВНИМИ и рекомендованная СНиП II-М.4—65.

Расчет рекомендуется вести отдельно для протяженных участков ствола и участков, примыкающих к сопряжениям с околоствольными дворами с учетом технологии крепления, по формуле

$$d = m_к r_0\left(\sqrt{\frac{mR_и}{mR_и-2\rho p_{max}}}-1\right),$$

где $m_к$ — коэффициент условий работы крепи, $m_к = 1{,}5$ при последовательном и параллельном способе проходки и $m_к = 1{,}25$ — при совмещенном способе проходки;

r_0 — радиус ствола в свету;

m — коэффициент условий работы по СНиП, $m = 0{,}7 \div 0{,}9$;

$R_и$ — расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе (СНиП, II-В.1—62);

ρ — безразмерный коэффициент, учитывающий концентрации напряжений в крепи; на протяженных участках $\rho = 1$, на участках, примыкающих к сопряжениям с околоствольными дворами, $\rho = 2$;

p_{max} — расчетная максимальная нагрузка на крепь ствола.

Величину расчетной нагрузки рекомендуется определять по формуле (IV,19).

В методике ВНИМИ сделана попытка дифференцированно и с учетом опытных данных подойти к определению расчетной нагрузки на крепь ствола и толщины крепи.

§ 65. Железобетонная крепь

При наличии неравномерного и значительного горного давления в ряде случаев бетонная и каменная крепь может оказаться непригодной по своей несущей способности. Такие случаи могут встретиться при крутом залегании пересекаемых стволом пород, при пересечении стволом горизонтов с напорными подземными водами и др. В таких условиях становится целесообразной железобетонная крепь: монолитная и сборная.

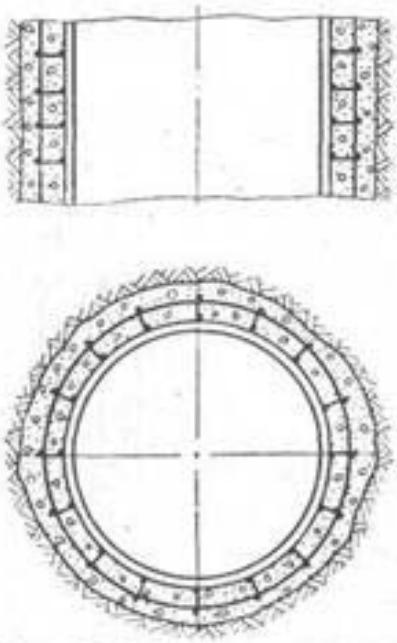


Рис. 121. Крепь из монолитного железобетона

Монолитная железобетонная крепь сооружается с двумя рядами рабочей арматуры, располагаемой горизонтально на расстоянии по высоте 15—25 см (рис. 121). По вертикали укладывают ряды распределительной арматуры с интервалом 30—40 см. Наилучшей рабочей арматурой является горячекатаная сталь периодического профиля размером 12—30 мм. Бетон должен быть высокой марки (300 и выше) и пластичной консистенции. Расход арматуры составляет 50—100 кг на 1 м³ бетона. Крепь из монолитного железобетона — дорогая, трудоемкая при возведении, поэтому применяют ее в особых случаях в сложных горногеологических условиях или же при ликвидации разрушения крепи аварийного характера.

Более широкое распространение в конце 50-х годов получила в практике шахтного строительства сборная крепь из железобетонных тюбингов. В практике строительства шахт применяли два типа ребристых тюбингов: тюбинги ВНИИОМШС и СТК.

Тюбинги конструкции ВНИИОМШС (рис. 122, *а*) имеют с внутренней стороны по контуру ребра жесткости, а в горизонтальных ребрах предусмотрены отверстия под болты для навески тюбингов

в стволе. Расчетная нагрузка на цилиндрическую оболочку из тюбингов составляет 40 тс/м². Высота тюбингов составляет 1040 мм, что увязывалось с типовым расстоянием между ярусами расстрелов.

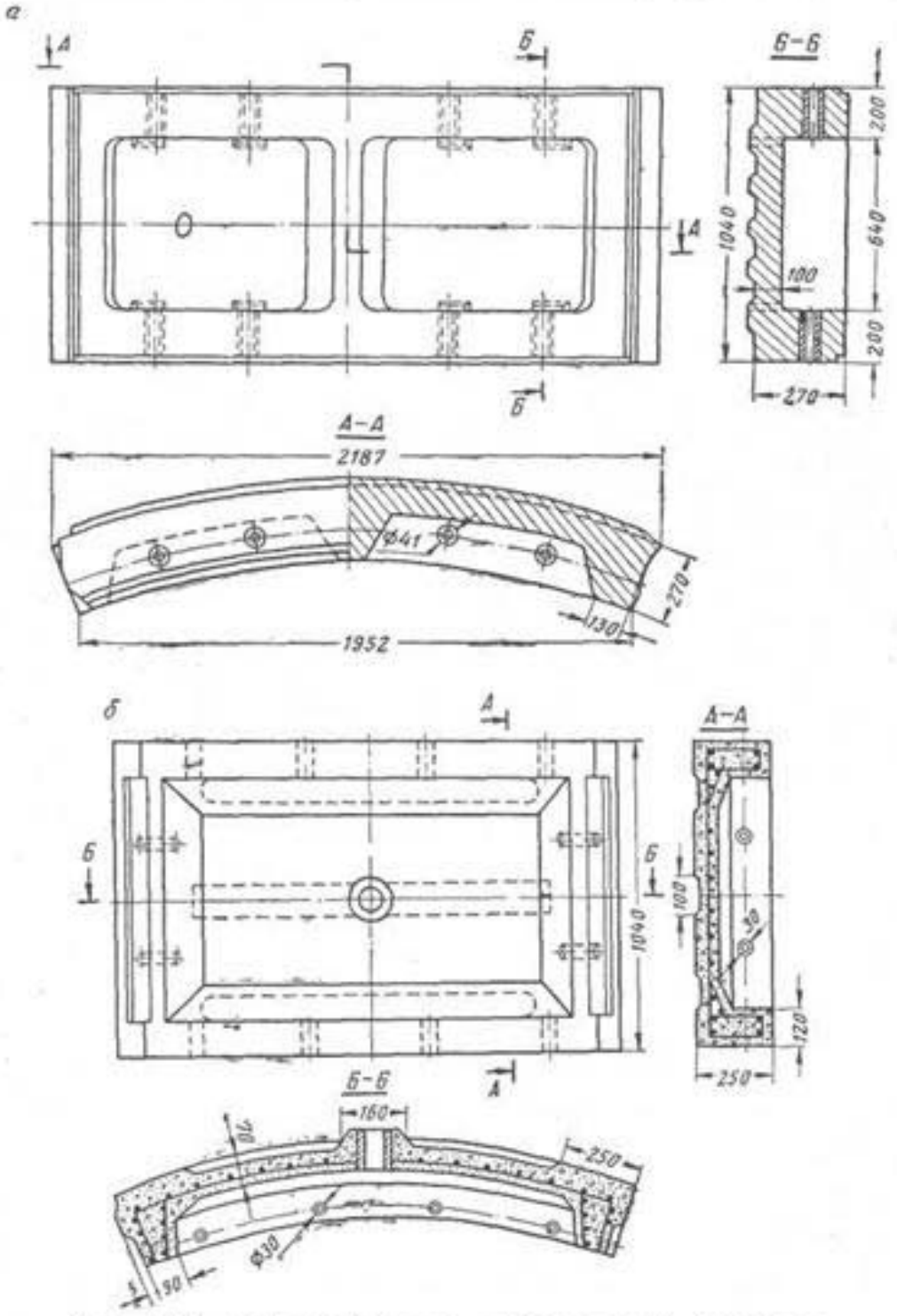


Рис. 122. Железобетонные тюбинги (*а*) конструкции ВНИИОМШС и типа СТК(*б*)

Длина тюбингов по внешней стороне составляет 2290—2480 мм, а вес тюбинга 1060—1540 кг. Толщина спинки тюбингов принята 100 мм, ребра жесткости имеют высоту от 270 до 350 мм, что позволяет достигать равнопрочности крепи при разных диаметрах

стволов. Марка бетона не ниже 200. Соединение тюбингов в кольце обеспечивалось за счет соответствующей поверхности крайних ребер: одно ребро имеет цилиндрическую выпуклость, другое — вогнутость. Для лучшего сцепления с боковыми породами с наружной поверхности тюбинги имеют канавки. Сцепление с породами обеспечивается за счет тампонажного раствора, нагнетаемого в закрепное пространство по мере сооружения ствола.

Гидроизоляция швов производится путем чеканки их раствором из расширяющегося цемента. Для этого на ребрах имеются небольшие уступы, образующие на стыках канавки размером 14 × 50 мм.

Тюбинги СТК отличаются от тюбингов ВНИИОМШС меньшим весом (600 кг) и некоторыми конструктивными деталями (рис. 122, *б*). В них отсутствует среднее вертикальное ребро жесткости, а толщина их меньше: спинка имеет толщину 70 мм, ребра 250 мм. Необходимая несущая способность при меньших размерах достигается за счет применения бетона более высоких марок. Кроме отверстий в горизонтальных ребрах для связи тюбингов в колонне имеются отверстия под болты в вертикальных ребрах.

Гидроизоляция швов обеспечивается за счет нанесения на стыкуемые поверхности при сборке крепи слоя специальной мастики «гидроизомаст».

Стоимость 1 м³ сборного железобетона в деле по прямым затратам для тюбингов конструкции ВНИИОМШС составляет 121 руб., из них 106,5 руб. — стоимость материала, а тюбингов типа СТК соответственно 113 руб., из них материал 93,3 руб.

В 60-х годах применение сборного железобетона для крепления стволов резко упало, так как крепь из монолитного бетона при спуске его по трубам и применении створчатой опалубки оказалась более дешевой и технологичной, обеспечивающей более высокий уровень механизации возведения крепи. В настоящее время крепь их железобетонных тюбингов почти не применяют.

§ 66. Крепь из чугунных тюбингов

При сооружении стволов шахт в сложных гидрогеологических условиях, отличающихся наличием напорных подземных вод, применяют крепь из чугунных ребристых тюбингов. Эта крепь приобретает все большее распространение в практике. Так, в течение 12 лет, с 1957 по 1968 г., трестом Шахтспецстрой закреплено тюбинговой чугунной крепью 22 240 м стволов шахт [44].

Тюбинговая крепь состоит из звеньев высотой 20—30 м, отделенных одно от другого опорными венцами (рис. 123). Кольца состоят из тюбингов, которые изготовляют трех модификаций: нормальные, опорные и соединительные. Тюбинги снабжены фланцами, направленными внутрь ствола; наружная поверхность, обращенная к породе, гладкая. По несущей способности тюбинги разделяются на ряд серий, отличающихся толщиной стенок и размерами фланцев.

Толщина стенок изменяется от 30 до 70 мм с интервалом 10 мм, высота фланцев достигает 300 мм. Фланцы тюбингов подвергают качественной механической обработке, так что горизонтальные поверхности фланцев строго параллельны, а вертикальные — им перпендикулярны.

Кольца из нормальных тюбингов (рис. 124, *а*) составляют основную часть звена. Тюбинги снабжены горизонтальными и вертикальными ребрами. Высота тюбингов 1000 мм. Кольца из соединительных тюбингов, иначе называемых пикотажными, располагают в месте стыковки нового звена крепи с ранее установленным при возведении крепи снизу вверх. Необходимость в специальных соединительных сегментах возникает вследствие того, что практически нельзя точно примкнуть нижнюю колонну к верхней и соединить их болтами с прокладками. Поэтому два последних кольца собирают из соединительных тюбингов. У верхнего соединительного кольца, прикрепляемого к опорному венцу предыдущего звена, отсутствуют отверстия на нижнем фланце, а сам фланец имеет скошенную поверхность. Точно также тюбинги нижнего соединительного кольца не имеют на верхнем фланце болтовых отверстий, а поверхность фланца скошена. В результате получается клинообразный зазор между соединительными кольцами шириной 20—30 мм, который тщательно пикотируется деревянными клиньями, этим обеспечиваются распор между двумя звеньями и водонепроницаемость стыка (рис. 124, *б*). Деревянные швы играют также положительную роль в снятии температурных напряжений, возникающих в металлической крепи при изменениях температуры.

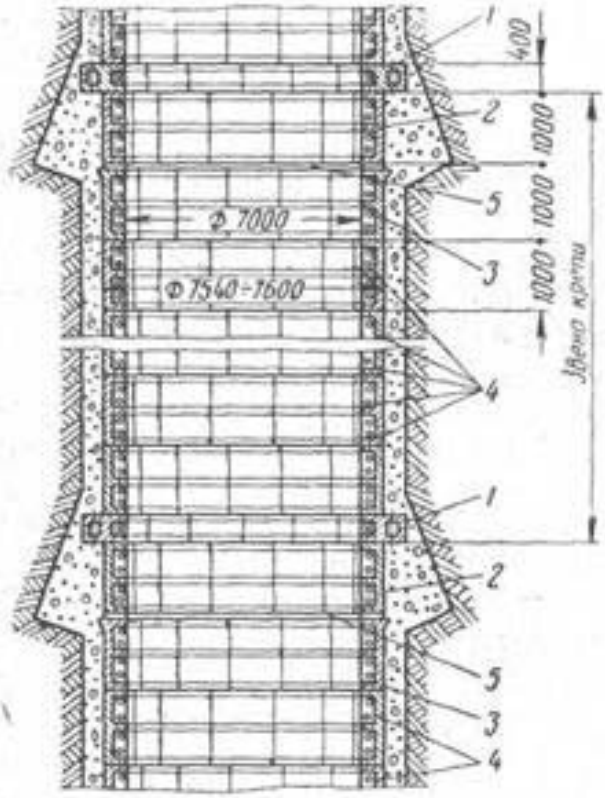


Рис. 123. Конструкция тюбинговой крепи:

1 — опорный венец (опорное кольцо); *2* — верхнее пикотажное кольцо; *3* — нижнее пикотажное кольцо; *4* — нормальное кольцо; *5* — пикотажный шов;

Опорные тюбинги служат для сооружения опорного венца: последний является основанием для звена тюбинговой крепи. В ряде случаев он служит преградой для воды, стекающей за крепью с верхних горизонтов. Такие опорные кольца, выполняющие двойную функцию, называют кейлькранцами. Опорные тюбинги в отличие от нормальных имеют малую высоту (350—400 мм) и большую ширину (450—500 мм). Это обеспечивает возможность надежного укре-

пления их в стенках ствола. Сегменты пустотелые, после установки эти пустоты заполняют цементно-песчаным раствором или бетоном. Опорные венцы сооружают по возможности в крепких породах.

Сегменты собираются в кольца с помощью болтов, для чего в вертикальных фланцах предусматривают два ряда отверстий. Колонна из колец также собирается на болтах.

Одним из главных требований к тюбинговой крепи является водонепроницаемость. Для достижения ее предусматривается целый ряд

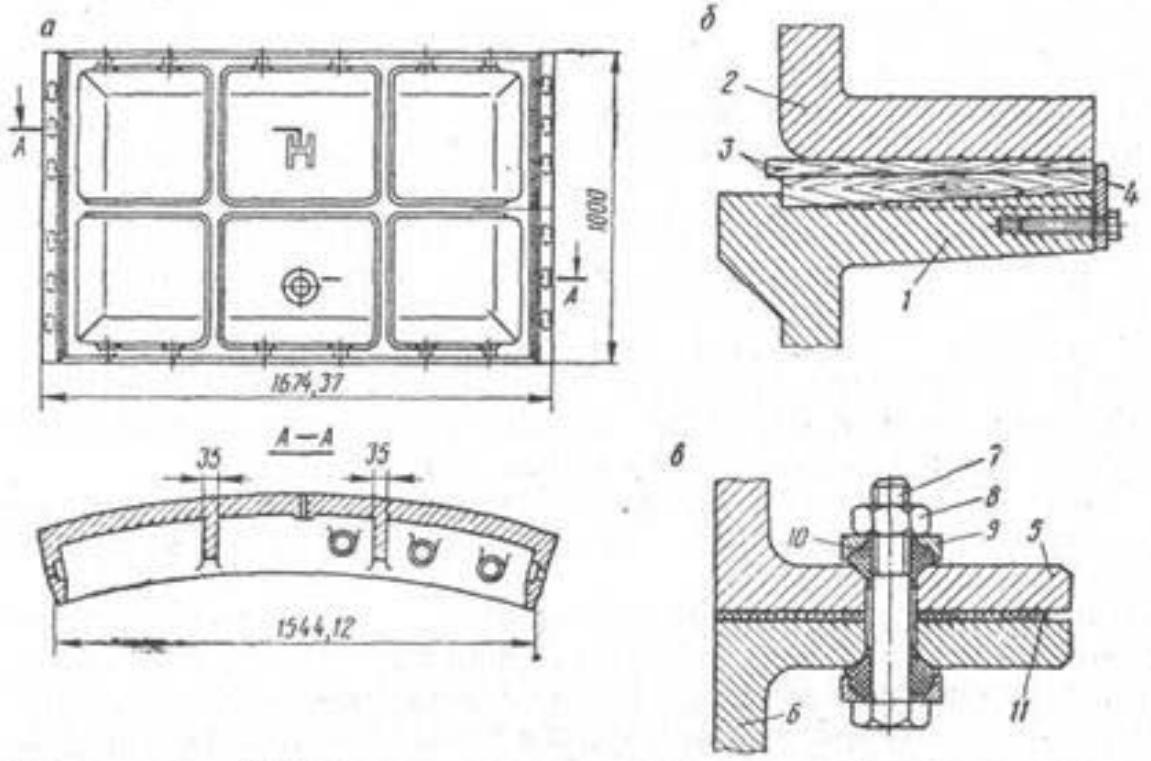


Рис. 124. Конструкции элементов тюбинговой крепи:

а — нормальный тюбинг; *б* — соединительный шов; *в* — конструкция шва нормальных тюбингов;
1 — нижнее пикотажное кольцо; *2* — деревянное верхнее пикотажное кольцо; *3* — деревянные клинья (пикотаж); *4* — предохранительная планка; *5* — верхний тюбинг; *6* — нижний тюбинг; *7* — болт; *8* — гайка; *9* — стальная шайба; *10* — свинцовая шайба; *11* — расчеканенная свинцовая прокладка

мероприятий. В вертикальные и горизонтальные швы перед сболчиванием тюбингов укладывают свинцовые прокладки толщиной 2 мм. После сболчивания эти прокладки тщательно расчеканиваются.

Под головки болтов и гайки подкладывают бочкообразные шайбы, которые при затяжке болтов расплющиваются и герметизируют соединение (рис. 124, *в*). После установки колонны в пределах звена производят тампонаж закрепного пространства через отверстия, имеющиеся на каждом нормальном тюбинге. После тампонажа отверстия закрывают резьбовыми пробками со свинцовыми шайбами. В некоторых случаях применяют дополнительные меры по обеспечению водонепроницаемости крепи [44].

Тюбинги изготовляют из чугуна. Чугун не должен содержать фосфора более 1%, а серы — 0,08%. Уплотнительный свинец для

шайб и прокладок должен содержать не менее 99,6% чистого свинца. Поверхности головок болтов и гаек должны быть проточены перпендикулярно оси болта, имеются довольно жесткие требования к конструктивным размерам тюбинга — толщине, расстоянию между отверстиями, прочности материала и др.

§ 67. Специальные крепи для стволов, находящихся в зоне активных деформаций боковых пород

При сооружении шахтных стволов, а также при их эксплуатации возможны случаи, когда вмещающие ствол горные породы на некоторый период времени вступают в фазу активных и значительных по величине деформаций. Такие случаи могут быть при строительстве шахт, когда одновременно с сооружением стволов или после их строительства производят осушение месторождения.

В процессе снятия напора подземных вод и значительного понижения их уровня некоторые породы рыхлого строения могут дать значительную осадку. В процессе эксплуатации месторождений, когда охранные целики для стволов приобретают большие размеры, прибегают иногда к частичной разработке целиков, в связи с чем стволы также попадают в зону сдвижения горных пород.

В этих условиях никакая жестко связанная с массивом горных пород крепь стволов не может противостоять возникающим при этом деформациям.

Для нормальной работы крепи стволов при таких условиях необходимо, чтобы крепь не была связана с массивом, т. е. при оседании пород могло происходить скольжение их относительно крепи или же крепь должна включать узлы податливости в вертикальном направлении, которые создавали бы условия совместного деформирования пород и цилиндра крепи без разрушения конструкции.

Конструкции крепей, не имеющих жестких связей с массивом, называют свободными или скользящими конструкциями. Особенностью скользящей крепи является наличие в ее конструкции слоя вязкого или сыпучего заполнителя, отделяющего внутреннюю несущую часть крепи от массива горных пород или же от внешней части крепи, жестко связанной с массивом.

Внутренняя грузонесущая конструкция выполняется из тюбингов, железобетона или же сталебетона, наружный цилиндр — из бетона, кирпича, бетонитов. Зазор между внешним и внутренним цилиндром заполняется битумом или другим материалом, обеспечивающим взаимное перемещение цилиндров в вертикальном и отчасти горизонтальном направлении. Скользящие конструкции крепей не получили пока применения в СССР.

На рис. 125 показана скользящая конструкция крепи стволов шахты «Вульфен» (ФРГ). В качестве временной наружной оболочки применен цилиндр из монолитного бетона толщиной 350 мм. Внутренняя несущая конструкция состоит из внутреннего и наружного стальных цилиндров, кольцевое пространство между ними шириной

600 мм заполнено бетоном. Стальной лист имеет различную толщину, увеличиваясь с глубиной от 10 до 35 мм.

Цилиндры состоят из секций высотой 3 м, каждая секция состоит из трех сегментов. Все конструкции — сварные. Большие размеры элементов секций связаны со стремлением уменьшить число сварных швов и тем самым повысить водонепроницаемость конструкции. К внешней поверхности внутреннего цилиндра приварены анкерные скобы, обеспечивающие совместную работу стального цилиндра с бетоном и выполняющие функции арматуры.

Для повышения качества бетона в кольцевом пространстве применен метод раздельного бетонирования (колькрит-бетон). Слой битума между цилиндрами имеет толщину 150 мм. Осадки боковых пород, сопровождающихся деформациями и разрушениями внешнего бетонного цилиндра, благодаря такой конструкции не вызывают опасных деформаций во внутренней сталебетонной оболочке, рассчитанной на гидростатическое давление столба битума.

На рис. 125, *б* показана конструкция скользящей крепи, применяемой в Голландии. Как видно из рис. 125, *б*, на стволе № 4 шахты «Хендрик» в качестве внешней рубашки принята кирпичная крепь толщиной 430—530 мм в зависимости от глубины. Внутренняя несущая конструкция — из монолитного железобетона, также переменной толщины по глубине. Слой битума (80—120 мм) между внешним и внутренним цилиндром является гидроизолирующим слоем и защитным для внутреннего цилиндра от деформаций боковых пород.

Имеются и другие конструктивные решения скользящей крепи, отличающиеся от рассмотренных тем, что конструкции внутреннего цилиндра изготовляют из тюбингов прокатного профиля — швеллеров.

Однако опыт проектирования и сооружения стволов за рубежом показывает, что сталебетонные конструкции с гладкой внутренней поверхностью более экономичны и более надежны по сравнению с конструкциями из ребристых тюбингов.

Наряду со скользящими крепями для стволов в условиях активно деформирующегося массива имеются конструктивные разработки узлов податливости, которые сооружаются в местах наибольших предполагаемых деформаций цилиндра крепи.

Как правило, конструкции податливых устройств отличаются большой сложностью, что обусловлено требованиями гидроизоляции.

На рис. 126, *а* показана конструкция телескопического узла податливости для крепи из чугунных тюбингов. Узел приурочен к опорному башмаку, на котором расположена верхняя колонна, заканчивающаяся сальниковым кольцом. Нижняя колонна примыкает к верхней посредством сальниковых колец *2* и волнистого кольца из листовой стали *5*. Взаимное смещение нижней и верхней тюбинговых колонн обеспечивается зазором в сальнике деформацией волнистой вставки.

На рис. 126, *б* показана конструкция узла податливости при сталебетонной крепи, запатентованная в ряде стран Западной

Европы. Основу узла составляет кольцевая полость *17*, заполненная битумом, цилиндры из гофрированной стали, обеспечивающие водонепроницаемость при вертикальном перемещении конструкций, и

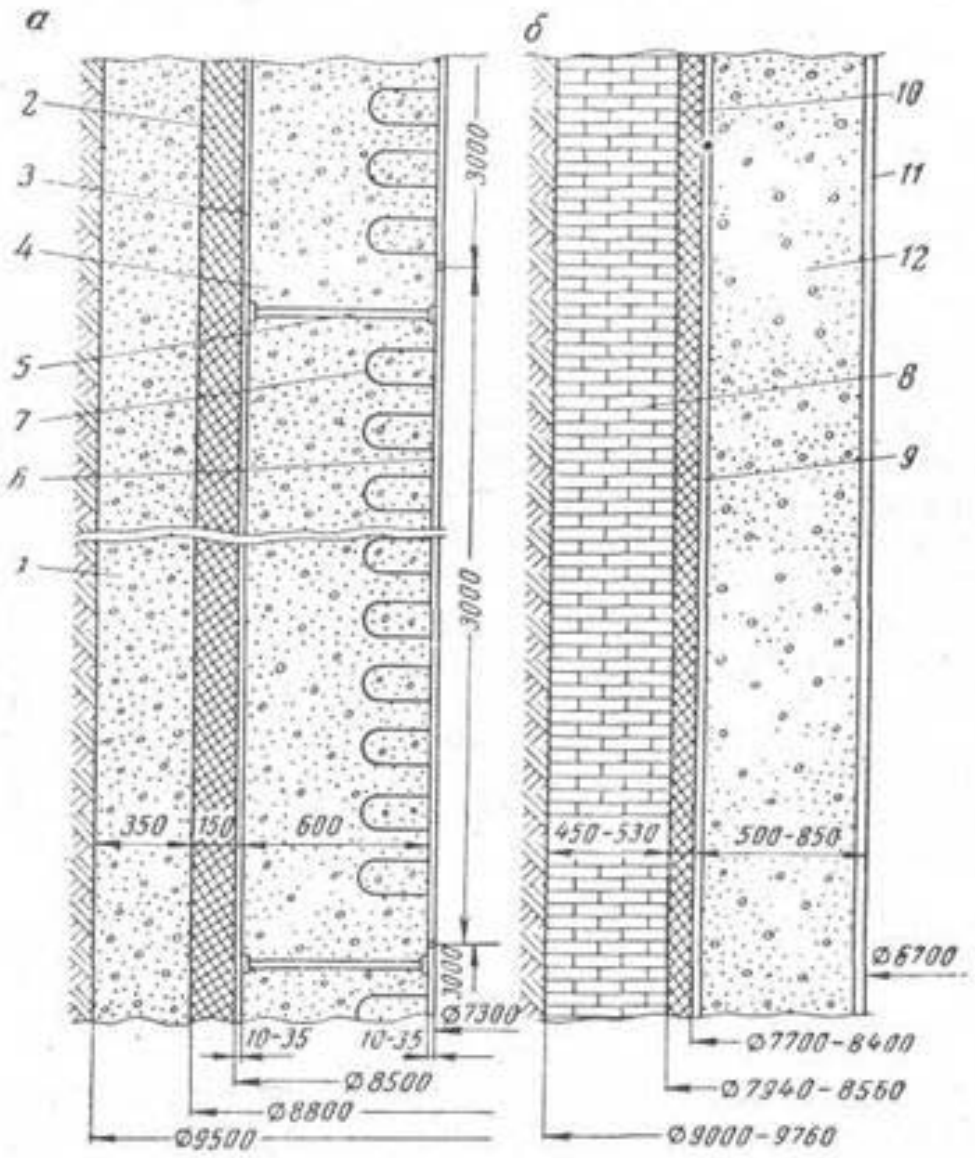


Рис. 125. Конструкции свободной крепи:

а — крепь стволов шахты «Вульфен»; *б* — крепь ствола шахты «Хендрик»; *1* — наружная бетонная оболочка; *2* — слой битума; *3* — стальной цилиндр; *4* — колькритбетон; *5* — анкера скрепления; *6* — стальной цилиндр; *7* — анкерные скобы; *8* — кирпичная наружная оболочка; *9* — арматурная сетка; *10* — битумные плиты; *11* — внутренняя арматурная сетка; *12* — бетон

венец жесткости *18*, ограничивающий размеры перемещений крепи. При осевом сжатии крепи битум выдавливается из узла податливости и отводится по трубе.

Имеются и другие конструкции узлов податливости крепи, которые, как и показанные на рис. 126, не имеют степени свободы в горизонтальном направлении, поэтому при изгибе цилиндра крепи

герметичность их может быть нарушена. Конструкции скользящих многослойных крепей имеют податливость как по вертикали, так и по горизонтали.

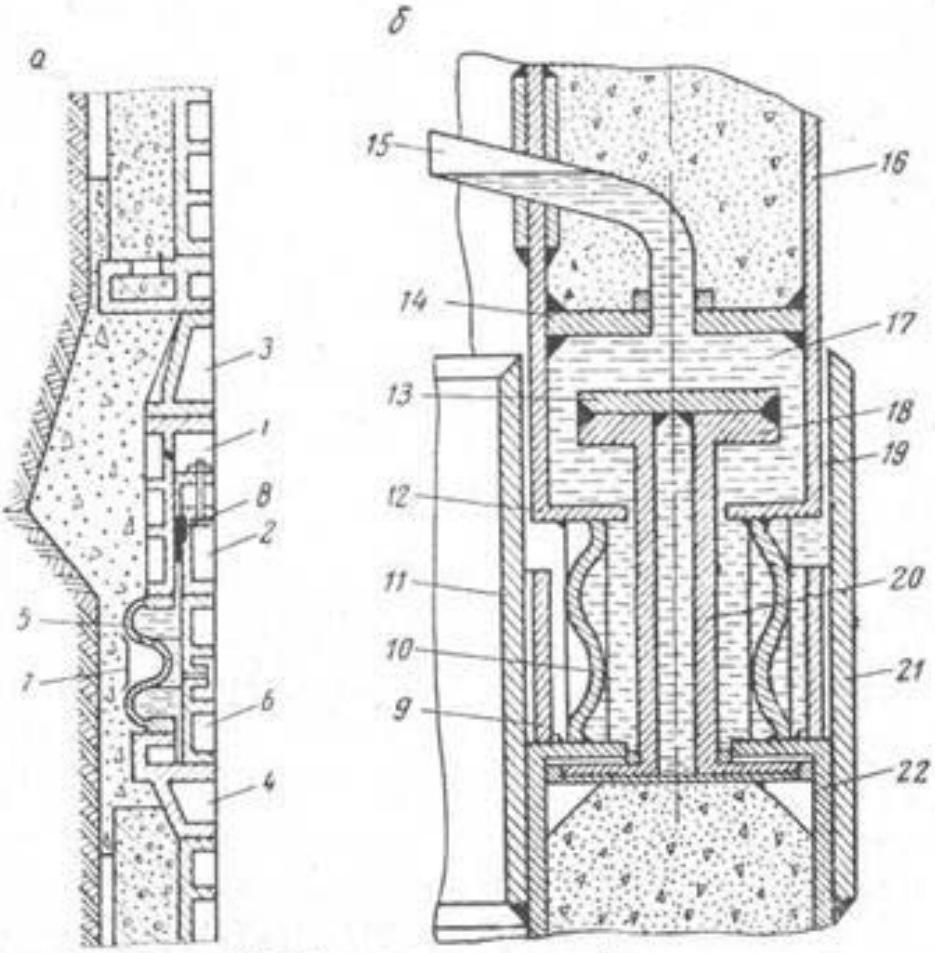


Рис. 126. Замки вертикальной податливости:

а — при тюбинговой крепи; *б* — при сталебетонной крепи; *1* — сальниковое кольцо верхнего цилиндра; *2* — сальниковое кольцо нижнего цилиндра; *3*, *4* — конические кольца; *5* — кольцо из листовой стали; *6* — промежуточное тюбинговое кольцо; *7* — стальной лист; *8* — сальник; *9* — упорное кольцо; *10* — кольцо из волнистой стали; *11* — внутренний стальной цилиндр; *12* — скоба верхней секции; *13* — накладка венца жесткости; *14* — основание верхней секции; *15* — сливная труба; *16* — верхняя секция; *17* — кольцевая камера; *18* — верхняя скоба; *19* — кольцевая щель; *20* — венец жесткости; *21* — наружный стальной цилиндр; *22* — нижняя секция крепи

§ 68. Конструкция армировки шахтных стволов

Армировкой принято называть конструкции и устройства, размещаемые в шахтном стволе для направления движения подъемных сосудов, передвижения людей, подвески трубопроводов и кабелей. К этим устройствам относятся расстрелы, проводники, лестничные полки, лестницы, кронштейны, скобы и др. Как уже ранее отмечалось, при деревянной крепи применяют деревянную армировку; при других видах крепи армировку применяют из прокатной стали или смешанную, когда часть элементов стальные (расстрелы), а часть — деревянные (проводники, лестничные полки, отшивка лестничных отделений, лестницы).

Расстрелы являются главными несущими конструкциями армировки. Из них выделяют главные расстрелы *1* (рис. 127) — расстрелы, несущие проводники *2*, и вспомогательные расстрелы *3*, предназначенные для лестничных полков и трубопроводов. Совокупность расстрелов, расположенных в одной плоскости, называется ярусом. Концы расстрелов должны прочно заделываться в крепь. Для этого в крепи выдалбливают или заранее оставляют лунки глубиной, равной высоте балки, но не менее 250 мм, в которые заводят концы балок и цементируют. Общий вид армировки ствола с бетонной крепью показан на рис. 127.

При креплении стволов тюбингами концы расстрелов опирают на фланцы и закрепляют их с применением листовых фасонок и болтов.

Длинные расстрелы, расположенные вблизи оси ствола, для удобства монтажа делают составными. Стык частей расстрела устраивается у стенки ствола, соединяются эти части с помощью накладок и болтов. Вспомогательные расстрелы соединяются с главными с помощью накладок из уголка и болтов.

Расстояние между ярусами расстрелов увязывается с длиной проводника. В качестве проводников на протяжении многих десятилетий использовали железнодорожные рельсы, которые, как известно, имеют номинальную длину 12,5 и 25,0 м. В соответствии с этим расстояние между ярусами принимали 3126 мм с учетом температурного зазора на стыке. С целью экономии стали на армировку в 50-х годах были введены другие нормы — 4168 мм, т. е. три яруса расстрелов на проводник длиной 12,5 м. Однако практика эксплуатации стволов с такой армировкой выявила недостаточную ее жесткость, что привело к необходимости снижения скоростей подъема. Поэтому в настоящее время вернулись к прежним нормам расстояния между ярусами расстрелов (3126 мм).

Двутавровые расстрелы и существующие схемы размещения их в стволе приводят к большому аэродинамическому сопротивлению ствола, достигающему 25% от общешахтной депрессии. Идеальным решением этого вопроса является применение канатных направляющих, когда ствол совершенно не загромождается расстрелами. Однако такое решение вопроса не всегда возможно. В поисках повышения аэродинамических качеств армировки были предложены новые схемы армировки, исключающие центральный расстрел и уменьшающие число расстрелов в сечении. Были также предложены рубашки-обтекатели, устанавливаемые на расстрелы. Испытанные в промышленных условиях обтекатели дали весьма положительные результаты. Однако они дороги и не технологичны в монтаже. Поэтому Госстроем СССР рекомендуются к применению расстрелы в виде труб коробчатого сечения размером 180 × 80 × 10 и 180 × 80 × × 12 мм, которые при необходимости можно усилить, приварив листы. Такие расстрелы обладают более высокими аэродинамическими качествами по сравнению с двутавровыми, имеют большую жесткость в горизонтальном направлении и более долговечны.

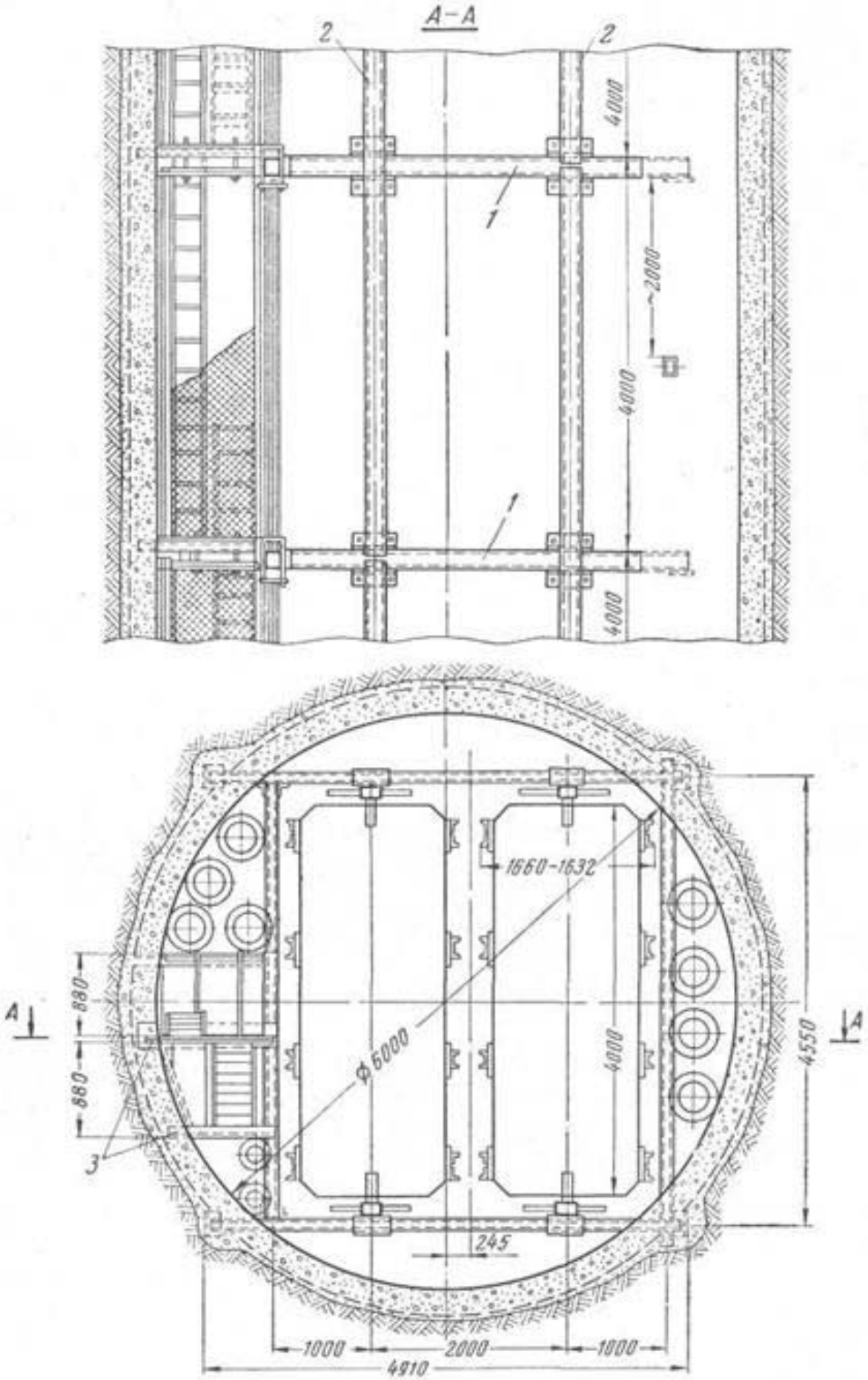


Рис. 127. Армировка ствола шахты

В качестве проводников применяют сосновые брусья (при смешанной армировке), железнодорожные рельсы и прямоугольного сечения трубы. Деревянные проводники благодаря пластическим качествам обеспечивают плавность движения сосуда и удовлетворительную работу парашютов при аварийном обрыве клети.

Основным недостатком деревянных проводников является их быстрый износ. Поэтому в капитальных стволах чаще применяют стальные проводники как для скипов, так и для клетей.

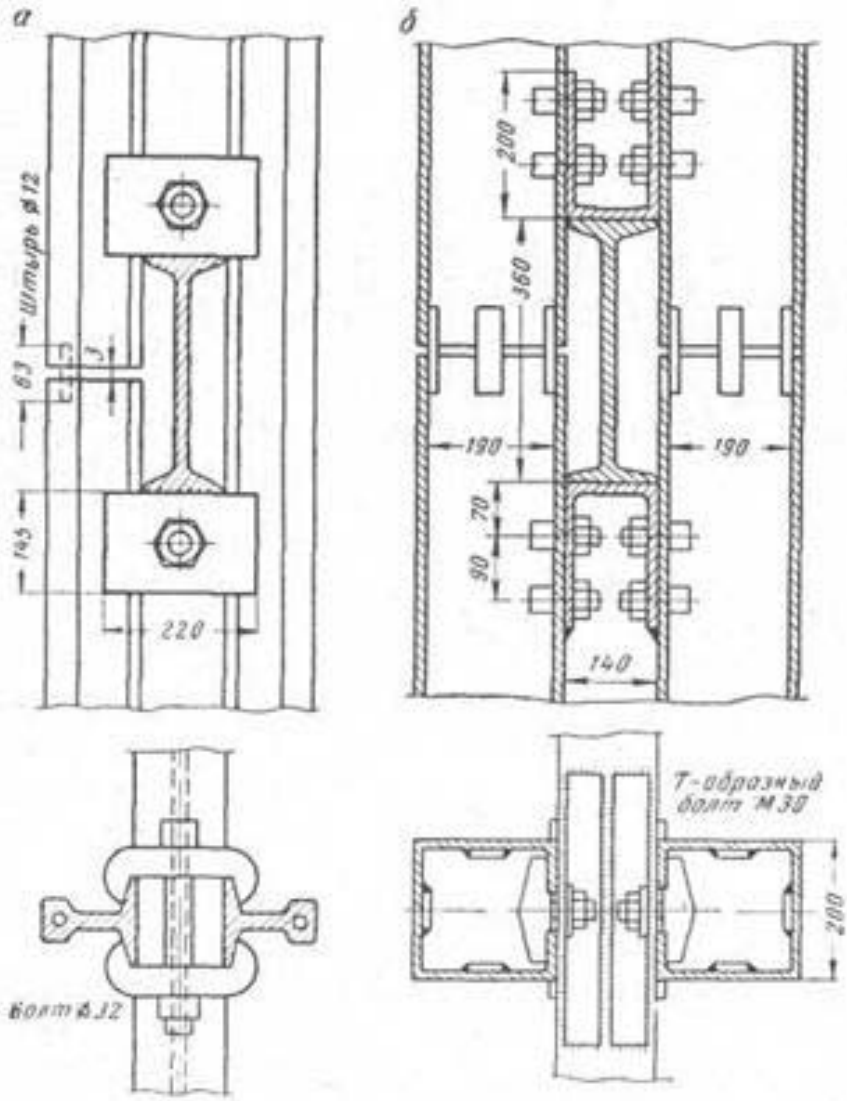


Рис. 128. Конструкции узлов крепления проводников к расстрелам:

а — крепление рельсовых проводников; б — крепление коробчатых проводников.

Крепление рельсовых проводников к расстрелам из двутавра производится с помощью специальных скоб (рис. 128, *а*). Надежное удержание проводников на расстрелах происходит за счет трения, развиваемого при затяжке болтов между поверхностью скоб и поверхностью подошвы рельса. Укрепление проводников с помощью скоб на расстрелах возможно лишь тогда, когда проводников пара. Поэтому при одиночных проводниках приходится применять куски рельсов (ложные проводники). Для избежания поперечных смещений проводников в полках двутавров вырезают неглубокие лежки под подошву рельса или же чаще приваривают к полкам двутавра заранее изготовленные стальные пластинки с лежками.

В настоящее время типовыми проектами армировки предусматривается применение коробчатых проводников, свариваемых из швеллеров или крупноразмерных уголков. Коробчатые проводники прикрепляют к расстрелам разными способами; один из них показан на рис. 128, *б*.

Стыковка проводников должна производиться на расстрелах; при коробчатых проводниках стыковка допускается в пролетах между ярусами расстрелов.

Лестничные отделения отшиваются от подъемного перегородкой из металлической сетки или же досок. Полки устраивают на вспомогательных расстрелах обычно через один ярус, т. е. через 6,25 м. Сооружаются полки из рифленого железа или же дерева.

Трубопроводы для воды, сжатого воздуха размещают в лестничном отделении или же в специальном — трубном и укрепляют на вспомогательных расстрелах при помощи хомутов через 12—15 м по глубине. Кабели укрепляют на скобах, заделываемых в крепь.

Основные несущие конструкции армировки — расстрелы длительный период рассчитывались по так называемым «прусским правилам». В основу этой методики расчета были положены нагрузки, возникающие при обрыве клети и улавливании ее парашютами, передававшими нагрузку через проводники на расстрелы. В связи с применением парашютов на тормозных канатах нагрузка на расстрелы при срабатывании парашютов, естественно, отсутствует, поэтому методика «прусских правил» потеряла свое значение.

Вместе с тем практика показывает, что элементы армировки могут разрушаться при отсутствии аварийных случаев, а лишь под воздействием систематических нагрузок, вызываемых движением подъемных сосудов.

Инструментальные измерения нагрузок и амплитуд колебаний в действующих стволах при разных скоростях подъема и разном весе скипов и клетей показали, что весьма важное значение в работе конструкций армировки играют горизонтальные усилия, возникающие при движении сосудов, которые всегда имеют поперечные колебания. На этой основе институтом механики им. Федорова АН УССР разработана методика расчета армировки шахтных стволов.

§ 69. Конструкция крепи устьев стволов шахт

Устья стволов шахт проходят обычно в наносах, нередко обводненных; на устье опирается станок надшахтного копра, возникает дополнительное давление от смежных с копром зданий. Это создает дополнительную нагрузку на крепь этой части шахтного ствола. Крепь устьев стволов сооружают из бетона или железобетона, двух или трехступенчатой. В коренных породах, ниже их контакта с наносами, на глубине не менее 10 м от поверхности закладывают основной венец. Толщина крепи верхней части устья принимается 1,2—1,5 м и более, а нижней части 0,6—0,8 м, в зависимости от горногеологических условий. Верхняя отметка устья должна быть

выше отметки поверхности земли на 0,2 м (рис. 129). В крепи устья предусматривают проемы для примыкающих каналов. Так, в устье скипового ствола предусматривают проем для вентиляционного канала, в устье клетевого ствола устраивают окно для колориферного канала, окно для запасного выхода, в одном из стволов должен быть проем для ввода кабелей.

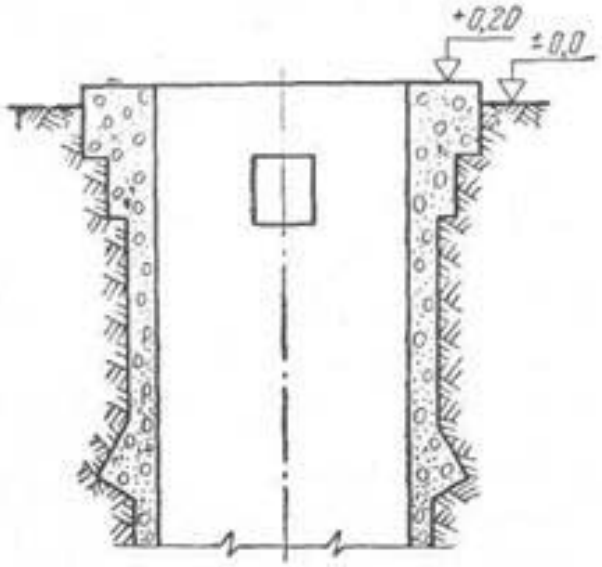


Рис. 129. Крепь устья ствола

Устье ствола оборудуется противопожарными лядами, назначение которых — предотвратить поступление дыма и газов в ствол при пожаре в надшахтном здании.

Расчет давления на крепь устья ствола может быть произведен по методике, разработанной во ВНИМИ [38]. При наличии обводненных песков или плывунов целесообразно расчет крепи устья вести на гидростатическое давление плывуна, определяемое по формуле

$$p = \frac{\gamma h}{10{,}3}, \text{ кгс/см}^2,$$

где γ — объемный вес плывуна, кг/см^3;
h — глубина устья ствола, см.

Глава X КРЕПЬ НАКЛОННЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 70. Особенности работы крепи в наклонных выработках

Материал для крепи наклонных выработок определяется их капитальностью, а конструкции, главным образом, углом наклона выработки. Так, наклонные стволы шахт с большим сроком службы крепят каменной, бетонной или смешанной крепью. Для капитальных бремсбергов и уклонов целесообразно применять стальные конструкции крепей, для печей, восстающих выработок, участковых бремсбергов и уклонов применяют деревянные конструкции крепи. Особенностью работы крепи наклонных выработок является в общем случае косое направление силового воздействия со стороны боковых пород на элементы конструкции (рис. 130). Как видно из рис. 130, *а*, давление со стороны кровли Q дает две составляющие — нормальную N, вызывающую поперечный изгиб в верхняке и осевое сжатие в стойках, и тангенциальную T, изгибающую верхняк в горизон-

тальном направлении и сдвигающую раму вниз по падению. По мере увеличения угла α растет роль тангенциальной составляющей от силового воздействия Q и падает значение нормальной N, т. е. с увеличением угла наклона все большее значение приобретают средства противодействия силе T. Вместе с тем по мере возрастания угла наклона выработки α возрастает тенденция к сползанию почвы выработки, а также к боковому давлению. При угле наклона, близком к 90° (крутое падение), силовые воздействия на крепь становятся аналогичными с силовыми воздействиями на крепь в вертикальных выработках, на нее действует всестороннее боковое давление (рис. 130, *б*). При углах наклона, близких к нулю, условия работы

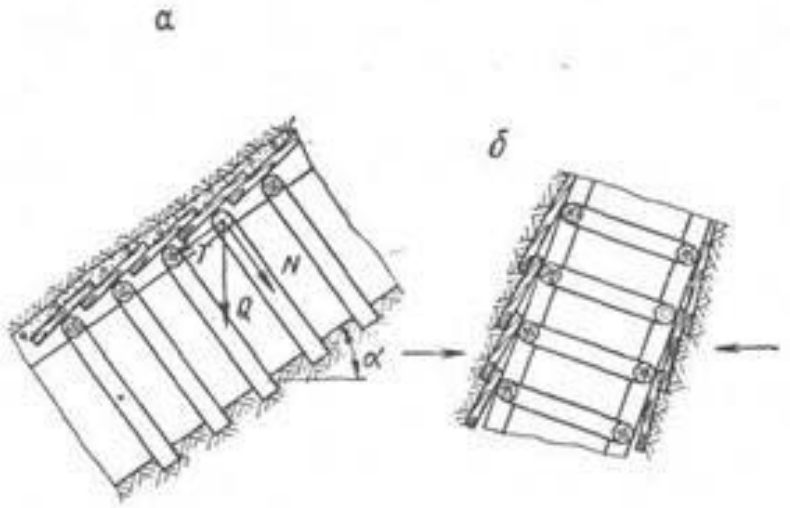


Рис. 130. Схема воздействия сил горного давления в наклонных выработках

крепи в наклонных выработках аналогичны работе крепи горизонтальных выработок, так как значение составляющей T несущественно и действие ее локализуется силами трения между крепью и породой. По мере увеличения угла наклона выработки конструкции крепей претерпевают соответствующие изменения в направлении от конструкций горизонтальных выработок до конструкций вертикальных.

§ 71. Деревянные конструкции крепи

Для крепления наклонных выработок довольно широко применяют деревянные крепи. В выработках с углом наклона до 10—12° (пологое падение) применяют неполные крепежные рамы трапециевидной формы. Стойки рам устанавливают нормально к оси выработки, верхняки тщательно расклинивают (рис. 131, *а*). Врубки, с помощью которых соединяются стойки с верхняком, те же, что и в горизонтальных выработках.

При увеличении угла наклона роль тангенциальной составляющей возрастает, в связи с чем действия сил трения (расклинки) оказываются недостаточными для устойчивого положения рам. Возникает необходимость в установке распорок в кровле между рамами и более тщательной заделке стоек в лунки (рис. 131, *б*). С дальнейшим увеличением угла наклона выработки примерно до 30° для

надежности пробивают межрамные распорки в кровле и почве выработки (рис. 131, *в*). Начиная с угла наклона 30° и более почва в зависимости от физико-механических свойств становится все менее устойчивой, в связи с чем приходится укладывать в почве лежни, т. е. переходить на полную крепежную раму (рис. 131, *г*). В совокупности с распорками, устанавливаемыми в кровле и почве, крепь становится подобной венцовой крепи на стойках. По условиям технологии крепь приходится возводить снизу вверх, небольшими участками, причем в качестве опорных конструкций применяют опорную раму (рис. 131, *г*). Последняя по конструкции и работе подобна

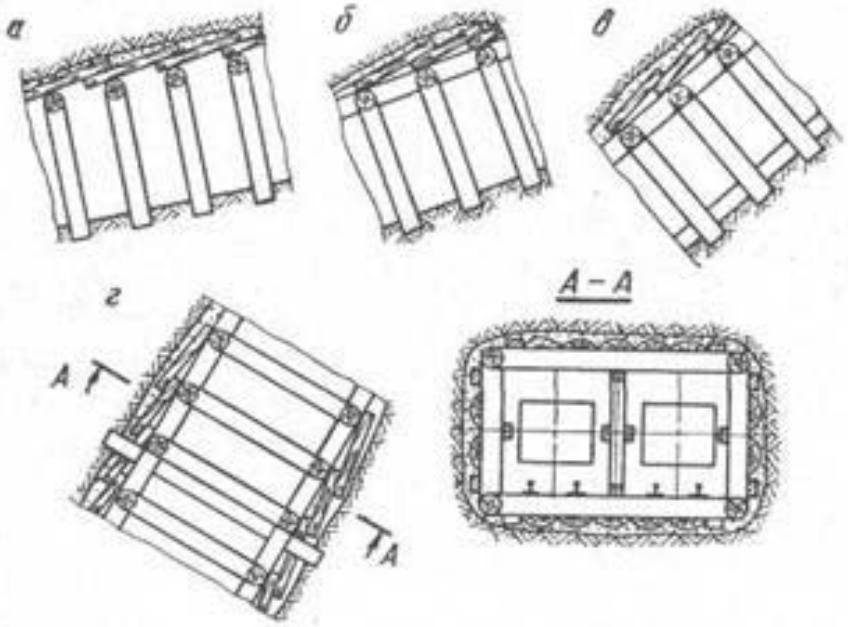


Рис. 131. Деревянные конструкции крепей наклонных выработок при разных углах падения:

а — при $\alpha = 10 \div 12°$;
б — при $\alpha = 10 \div 20°$;
в — при $\alpha = 20 \div 30°$;
г — при крутом падении

основному венцу при венцовой крепи на стойках. При крутом падении, когда угол наклона составляет 70—80° и давление боковых пород становится всесторонним (хотя и неравномерным), соединение элементов полной рамы становится одинаковым с венцовой крепью и, таким образом, крепь наклонных выработок и в деталях становится одинаковой с крепью вертикальных выработок.

§ 72. Стальные конструкции крепи

Стальные конструкции крепи в виде податливых и отчасти жестких арок или колец применяют при пологом падении в уклонах и бремсбергах. Конструкции арок и колец никаких изменений не претерпевают, т. е. остаются такими же, как и в горизонтальных выработках. Устанавливают их перпендикулярно оси выработки. Для обеспечения устойчивости в продольном направлении предусматриваются обязательно межрамные стяжки из отрезков металла (уголок, спецпрофиль). При наклонном и крутом падении стальные конструкции крепей очень редко применяют.

§ 73. Каменные, бетонные и другие конструкции крепей

Каменные и бетонные конструкции крепи применяют для крепления наклонных стволов. Форма выработки определяется углом наклона и прочностью боковых пород. При пологом падении и устойчивой почве применяют бетонную крепь с вертикальными стенами и коробовым сводом, в полной аналогии с крепью горизонтальных выработок. При углах наклона более 15° для получения необходимой устойчивости стен фундаменты следует делать ступенчатыми (рис. 132). В связи с неудобствами, связанными с наклонным положением выработки, иногда оказывается более целесообразной смешанная крепь, когда выработке придается прямоугольная форма,

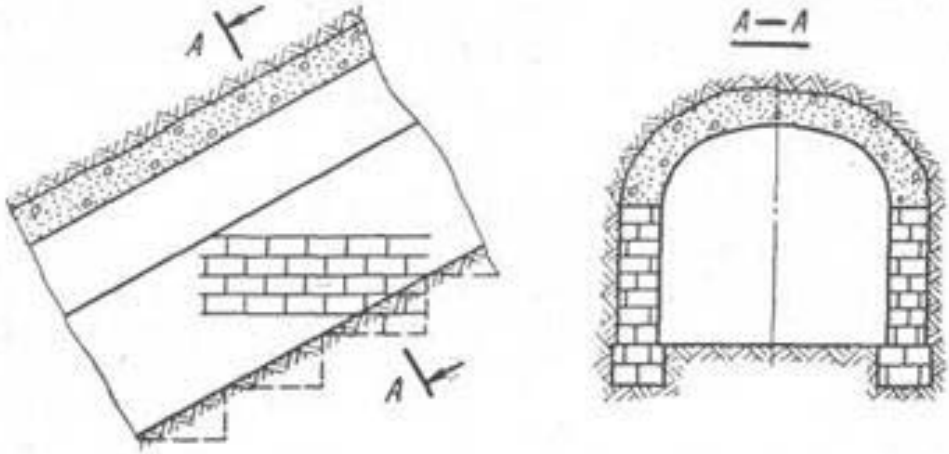


Рис. 132. Конструкция каменной крепи наклонного ствола

стены возводятся из кирпича или бетонитов, а перекрытие — из двутавровых балок с бетонным заполнением. Применяя такую конструкцию, удается избежать устройства опалубки, а в ряде случаев — в устойчивых породах — временной крепи.

При крутом падении пласта для крепления наклонного ствола применяют замкнутую форму крепи: при креплении бетоном — круглую, при креплении сборным железобетоном — прямоугольную в виде полных крепежных рам. По аналогии с вертикальными выработками через 15—20 м сооружают основные венцы. Крепь возводят снизу вверх, звеньями.

При расположении наклонных выработок в достаточно прочных, а тем более крепких породах весьма экономичной и вполне надежной может оказаться смешанная крепь — штанговая в совокупности с набрызг-бетонной. Штанговая крепь может быть принята при достаточно монолитных породах простейшего типа — в виде железобетонных конструкций.

К штангам после затвердения раствора подвешивают проволочную сетку с ячейками размером 70—100 мм. Для того чтобы сетка не провисала, в кровле выработки необходимо иметь не менее трех штанг на 1 м² поверхности свода. В стенках выработки штанги можно

устанавливать реже, а сетку не применять вообще. Выработки в дальнейшем покрывают набрызг-бетоном с толщиной слоя 7—10 см. Такая смешанная конструкция крепи в технико-экономическом отношении превосходит все другие виды крепи, как это показал опыт крепления наклонных стволов протяженностью около 6 км и сечением около 16 м² на шахте «Артем» в Кривом Роге.

§ 74. Армировка наклонных выработок

При пологом падении наклонные стволы, бремсберги и уклоны оборудуются рельсовыми путями. В стволах применяют более тяжелые рельсы — 33 кг/м. Шпалы укладывают в поперечные канавки, на глубину, соответствующую $^2/_3$ толщины шпалы. При наклонном и крутом падении шпалы присоединяют к элементам конструкций крепи. При деревянной крепи рельсы крепят к лежанам или элементам венца. При пологом падении никаких направляющих для подъемных сосудов не предусматривают. При наклонном и крутом падении для движущихся по рельсам скипов устанавливают направляющие брусья, которые прикрепляют к расстрелам и стойкам. К элементам армировки относят ходовые отделения. Последние отшиваются от подъемных перегородкой из досок или металлической сетки. Для движения людей при углах наклона до 15° на почве выработки укладывают трапы, а к стойкам прикрепляют перила. При наклонном падении ходовые отделения оборудуются лестницами с горизонтальными ступенями и перилами. При крутом падении ходовые отделения оборудуются по аналогии с вертикальными выработками — лестницами и полками.

Трубы и кабели укладывают как в ходовом отделении, так и в специально отведенном трубном.

Глава XI КРЕПЬ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

§ 75. Сопряжения стволов с околоствольными дворами

Сопряжения стволов с выработками околоствольного двора являются весьма ответственными узлами, срок службы которых равен сроку службы горизонта. По Правилам безопасности в угольных и сланцевых шахтах сопряжения стволов с горизонтальными выработками необходимо сооружать из несгораемого материала. Это правило не распространяется на дренажные и разведочные шахты, сооружение которых может быть объектом деятельности горного инженера. Рассмотрим поэтому деревянные конструкции сопряжений.

Последний основной венец в стволе, не доходя 2—3 м до сопряжения, укладывают по длинной стороне сечения так, чтобы нагрузка от него не передавалась на крепь сопряжения. В качестве несущей

конструкции для крепи оставшегося участка ствола ниже последнего основного венца, а также для крепления элементов армировки на пересечении ствола с горизонтальной выработкой, устанавливают станок — пространственную конструкцию, собранную из деревянных брусьев (рис. 133). Основанием станка служат брусья, перекрывающие зумпф. Вертикальные элементы станка связываются с горизонтальными в шип. Верхняя обвязка станка расклинивается с крепью ствола. В пределах сопряжения горизонтальные выработки крепят сплошной крепью из качественного и более крупноразмерного леса, чем на остальных участках.

В том случае, если по условиям правил безопасности узел сопряжения нельзя крепить деревом, участок ствола на высоту 10 м от сопряжения должен быть закреплен стальными или железобетонными конструкциями. Такой же крепью из несгораемого материала должны крепить участки горизонтальных выработок, примыкающих к стволу на протяжении не менее 10 м. Наиболее целесообразной здесь может быть металлическая рамная или арочная крепь с железобетонной затяжкой. Станок сопряжения тоже должен быть металлическим. По конструкции он аналогичен с деревянным станком.

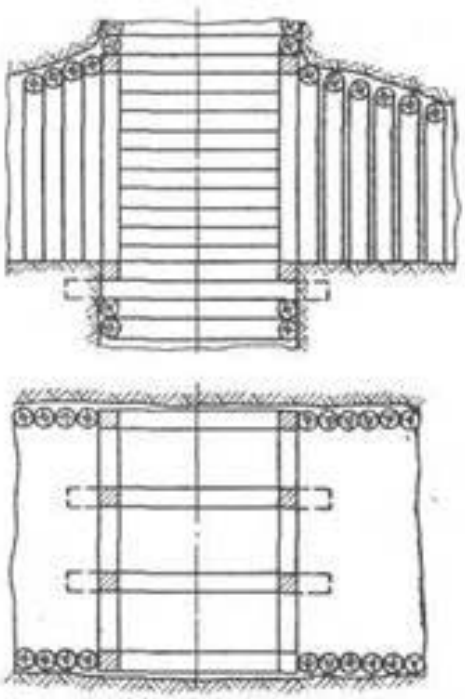


Рис. 133. Узел сопряжения ствола с околоствольным двором при деревянной крепи

Стволы с бетонной, каменной, железобетонной крепью на участке 8—10 м перед сопряжением, как правило, делают усиленной конструкции путем увеличения толщины крепи или же оставления в бетоне стальных колец временной крепи.

Сопряжения клетевых стволов с околоствольными дворами отличаются от сопряжений скиповых. Клетевой ствол имеет двустороннее сопряжение с горизонтальной выработкой (квершлагом, штреком), в пределах сопряжения горизонтальная выработка имеет переменную высоту; максимальная высота у ствола определяется условиями разгрузки длинномерных предметов. На участке сопряжения выработки со стволом в пределах 5—7 м оставляют при бетонировании стальные конструкции временной крепи или же сооружают монолитную железобетонную крепь. Перекрытие в пределах переменной высоты в некоторых случаях делают плоским из двутавровых балок, замоноличиваемых бетоном, а стенки — из штучного камня — бетонитов или кирпича. Такая конструкция упрощает технологию сооружения узла и создает более благоприятные условия для удержания кровли от разрушения и вывалов в процессе проходки и возведения крепи. Для крепления проводников на участке между первым ярусом

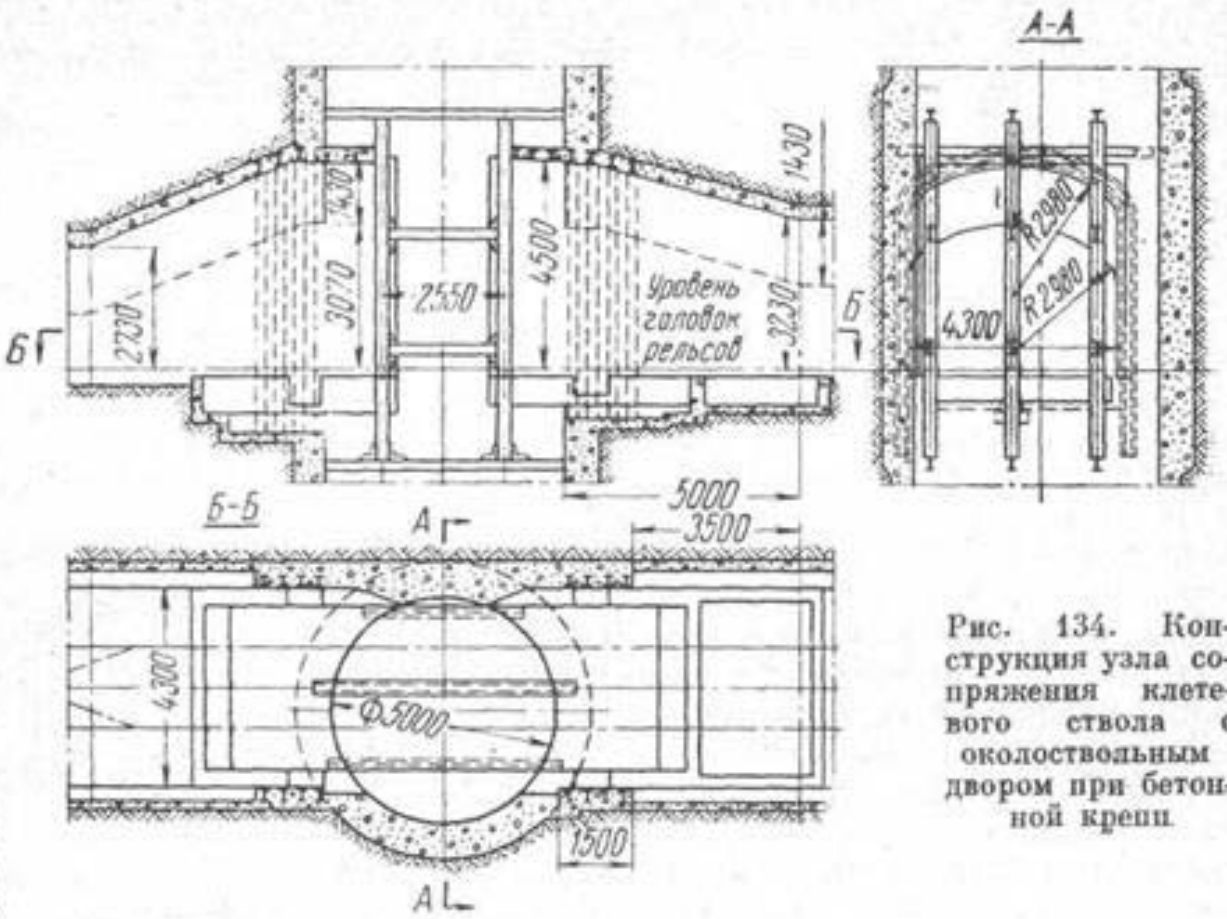


Рис. 134. Конструкция узла сопряжения клетевого ствола с околоствольным двором при бетонной крепи

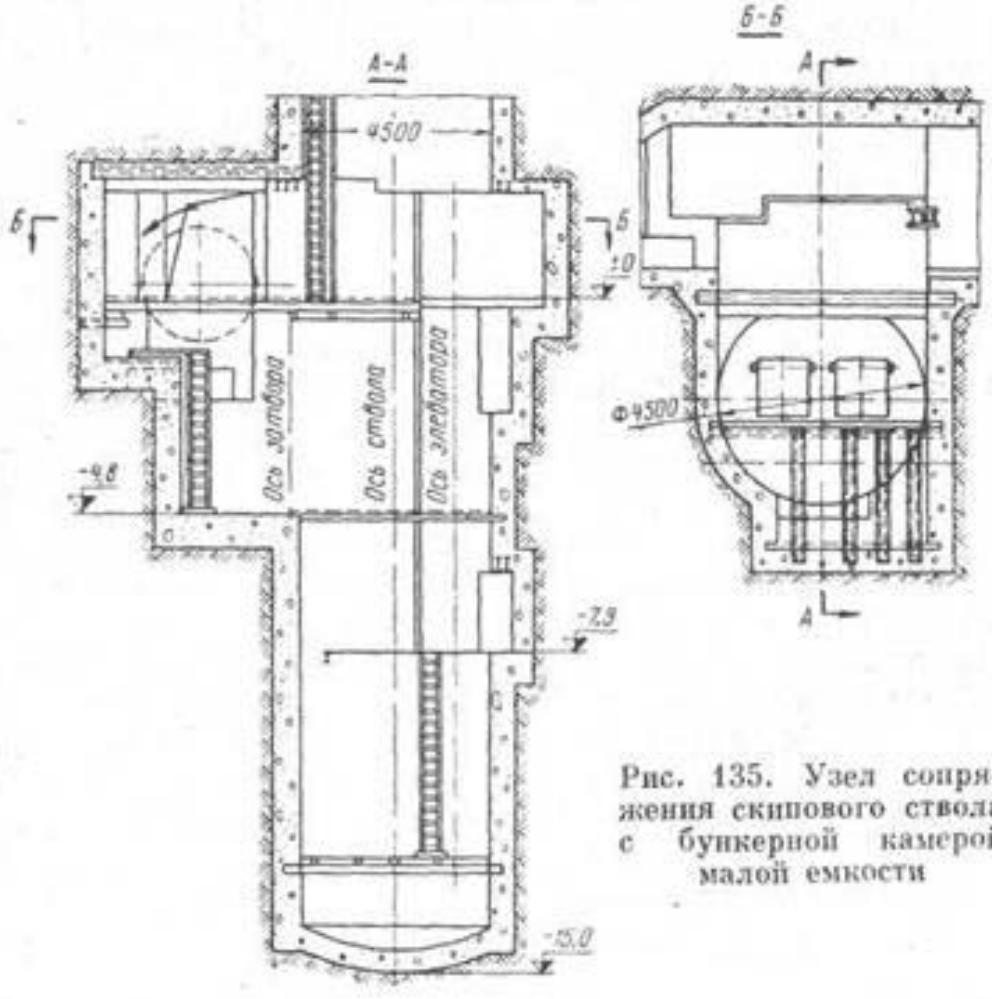


Рис. 135. Узел сопряжения скипового ствола с бункерной камерой малой емкости

расстрелов и последним ярусом в стволе устанавливают металлический станок. Он представляет собой пространственную систему из вертикальных стальных стоек и горизонтальных балок, размещаемых в плоскости главных расстрелов. На рис. 134 показана конструкция сопряжения клетевого ствола с околоствольным двором.

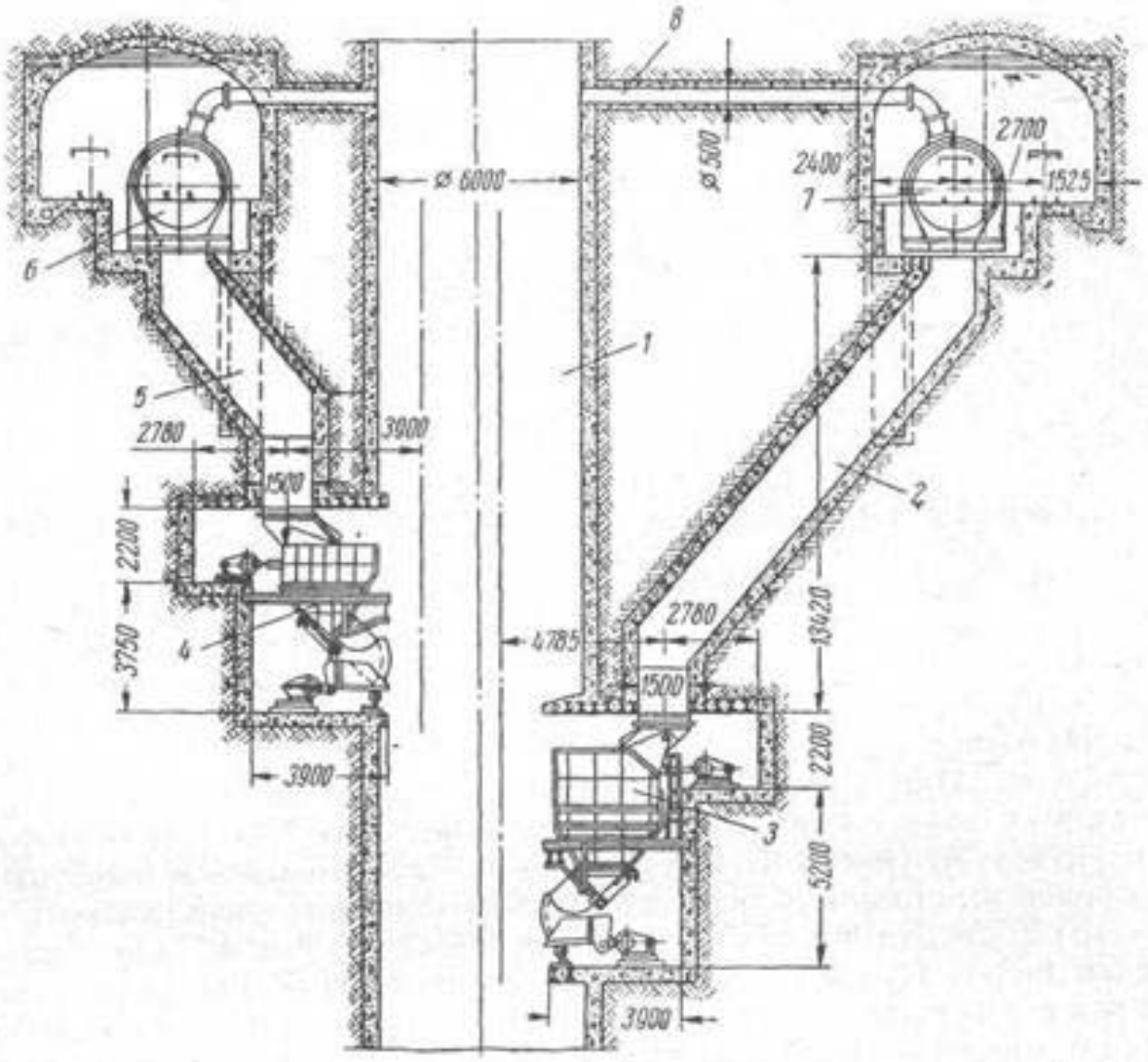


Рис. 136. Узел сопряжения скипового ствола с бункерными камерами большой емкости:

1 — скиповой ствол; *2* — угольный бункер; *3* — угольное загрузочное устройство с объемной дозировкой; *4* — породное загрузочное устройство с объемной дозировкой; *5* — породный бункер; *6* — породный опрокидыватель; *7* — угольный опрокидыватель; *8* — труба для отсоса пыли

Скиповые стволы сопрягаются с околоствольным двором посредством бункерных загрузочных камер. Последние можно подразделить на бункерные камеры малой емкости и большой емкости. Бункерные камеры малой емкости примыкают непосредственно к стволу, без породных целиков, и включают камеру опрокидывателя, емкость для размещения металлического бункера и камеру дозатора (рис. 135).

Для современных шахт с большой производственной мощностью предусматривают, как правило, бункерные камеры большой емкости. На рис. 136 показан узел сопряжения двух бункерных камер со скиповым стволом — одной для породы, а другой для угля.

Комплекс выработок каждой бункерной камеры включает камеру опрокидывателя для разгрузки вагонеток с глухим кузовом, бункерную наклонную камеру на необходимую емкость и камеру дозатора для размещения оборудования загрузки скипов.

Камеры опрокидывателей в зависимости от крепости пород закрепляют монолитным бетоном или металлобетоном, емкости бункерных камер имеют прямоугольное сечение и закрепляют их монолитным железобетоном.

Камеры дозаторов имеют высокие плоские стенки и поэтому их также необходимо крепить железобетоном.

Для повышения надежности узлов сопряжений стволов с околоствольными дворами необходимо предусматривать последующий тампонаж закрепного пространства.

§ 76. Сопряжения горизонтальных выработок

В местах пересечения горных выработок приходится устраивать узлы сопряжений. Конструкции узлов зависят от вида крепи пересекающихся выработок и угла пересечения. В зависимости от этого углы сопряжения бывают косые и прямые, когда угол пересечения 90°. Наиболее просто узлы решаются при плоских перекрытиях выработок. При креплении деревом в примыкающей выработке в месте ее пересечения с главной устанавливают так называемую камерную раму (рис. 137). Эту раму выполняют повышенной несущей способности: стойки делают из крупноразмерного леса диаметром 30—40 см, верхняки — из двух двутавровых балок, связанных в один пакет. При прямом сопряжении на верхняк камерной рамы опираются верхняки рядовых рам основной выработки на участке пересечения, вторыми концами эти верхняки опираются на индивидуальные стойки (рис. 137, *а*). При косом сопряжении на основную камерную раму опираются верхняки главной выработки, на вспомогательную — верхняки примыкающей выработки (рис. 137, *б*). В косых сопряжениях острые углы целиков являются наиболее слабым местом как вследствие концентрации напряжений, так и в результате разрушений, вызванных взрывными работами. Поэтому остроугольные части целиков удаляют и на их месте сооружают бетонные или же кирпичные столбы-утюги — используемые в качестве одной из опор для верхняка камерной рамы (рис. 137, *б*).

При креплении выработок сборным железобетоном узел сопряжения решается несколько иначе, что связано с определенными, жесткими размерами элементов. Выработке в пределах сопряжения придают уступную форму, размеры уступов увязывают с типажом сборных элементов.

При сопряжении выработок сводчатого очертания, что характерно для выработок с арочной стальной и бетонной крепью, узлы получаются более сложными. На рис. 138, *а* показан пример решения прямого узла. По диагоналям установлены арки повышенной прочности. Эти арки используют для опирания неполных арок основной выработки. Кровля между арками затягивается вместо обапол стойками диаметром 13—17 см.

При косом сопряжении выработок с арочной крепью в настоящее время применяют камерную раму (рис. 138, *б*), в которой в качестве

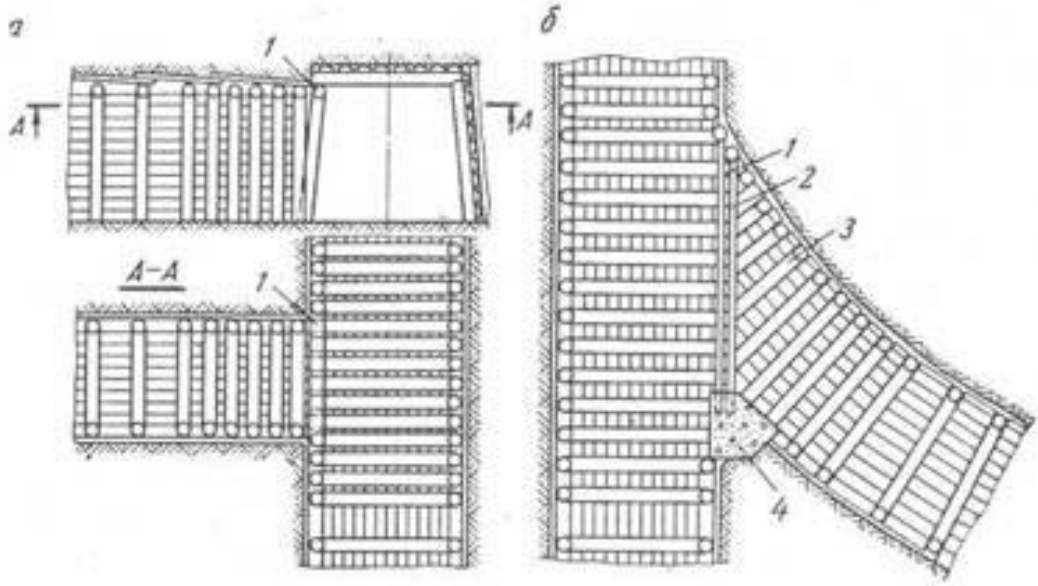
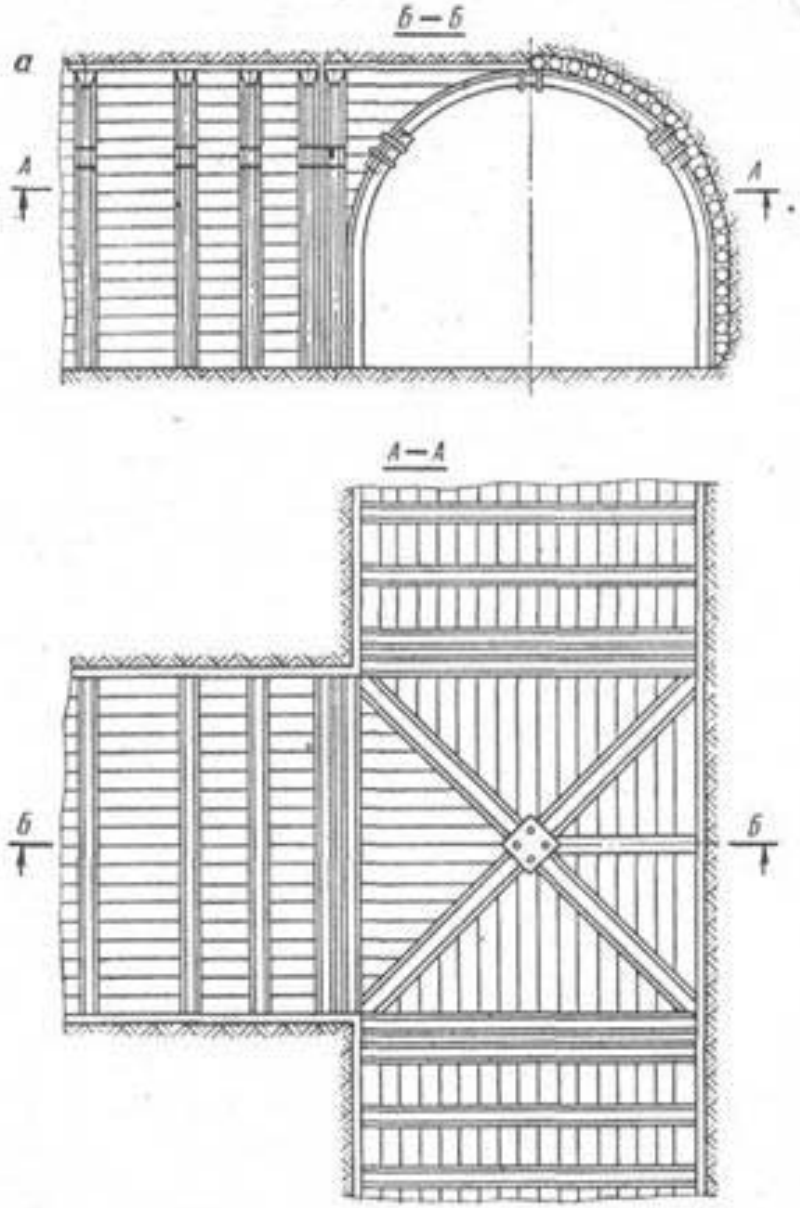


Рис. 137. Узлы сопряжений выработок при плоском перекрытии при деревянной крепи:

1 — камерная рама (основная); 2 — вспомогательная рама; 3 — верхняк; 4 — утюг

верхняка используют пакет из двутавровых балок, иногда усиленных по верхнему поясу швеллерами, создающими необходимую опору для арок. В качестве опор используют отрезки труб диаметром 250—300 мм, снабженные на концах башмаками.

Типичная конструкция узла сопряжения двух выработок при бетонной крепи показана на рис. 139. Характерной особенностью конструкции является непрерывно изменяющаяся высота и ширина сопряжений при постоянной высоте стен. Узел сопряжения в ряде сечений имеет большие пролеты, особенно при сопряжении двухпутевых выработок и тяжелых электровозах. Поэтому после возведения бетонной крепи в случае недостаточно устойчивых пород ($f < 5$) закрепное пространство следует тампонировать раствором под давлением 2—3 кгс/см².



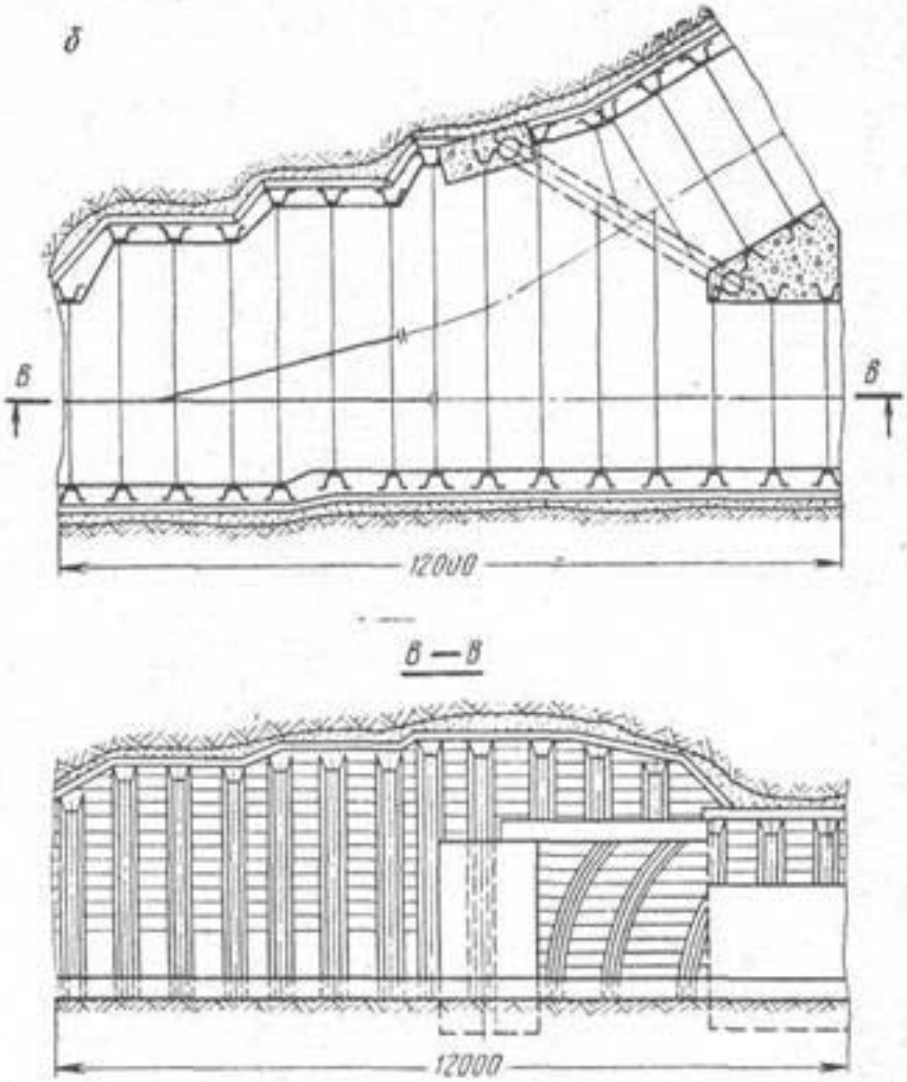


Рис. 138. Узлы сопряжений выработок при стальной арочной крепи:

а — прямое пересечение; *б* — косое пересечение

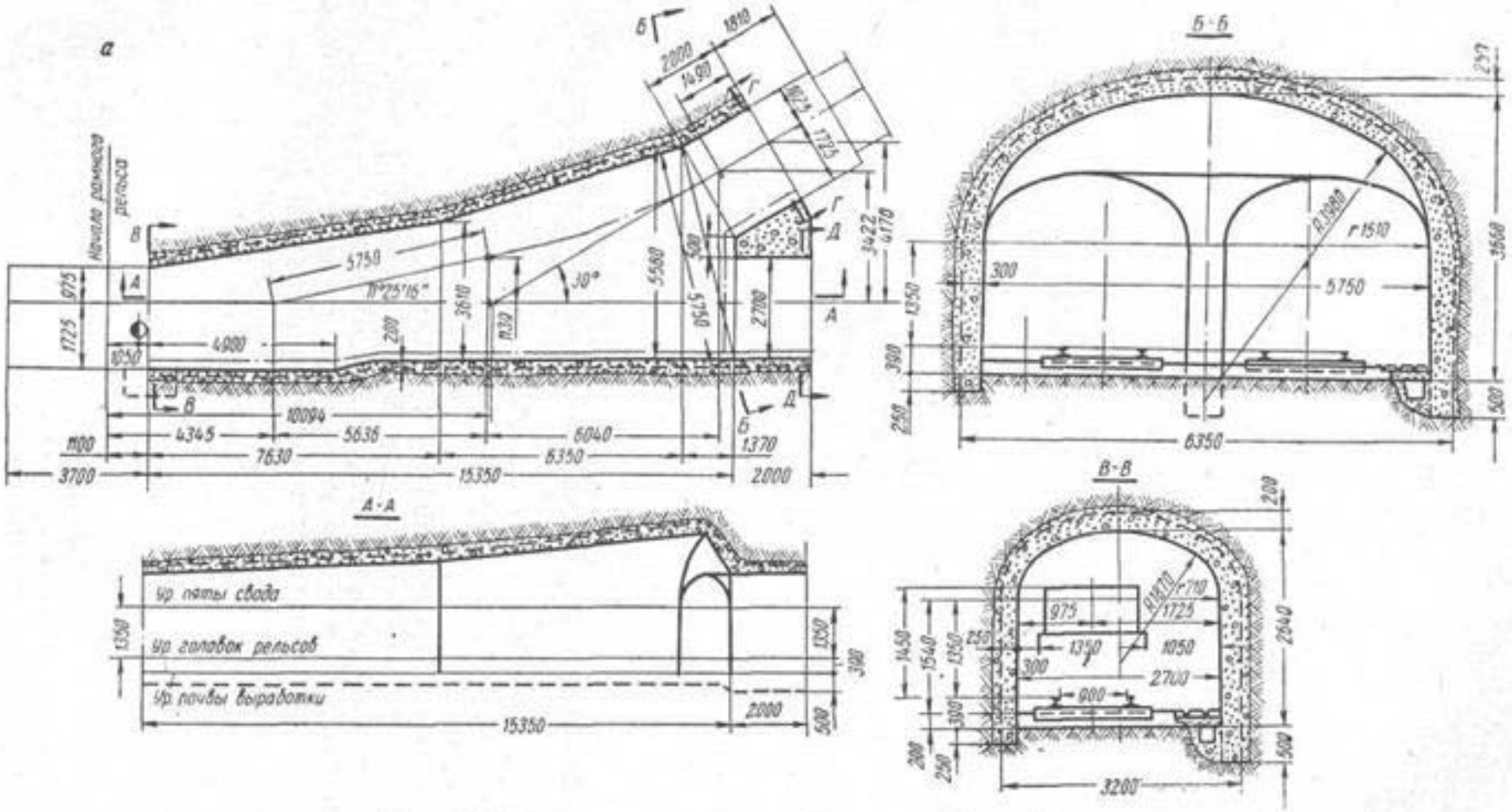


Рис. 139. Узел сопряжений выработок при бетонной крепи

Глава XII

КРЕПЬ ВЫРАБОТОК БОЛЬШИХ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ

§ 77. Общие сведения

К выработкам больших поперечных сечений принято относить тоннели различного назначения — транспортные, гидротехнические, тоннели и станции метрополитенов, камеры гидроэлектростанций и др. Поперечные сечения этих выработок колеблются в широких пределах — от нескольких десятков до сотен квадратных метров.

В практике тоннеле- и метростроения горную крепь принято называть обделкой.

Назначение обделки — воспринимать нагрузки со стороны боковых пород и оградить выработку от попадания в нее породы, воды, газов из окружающего массива. Для сооружения обделки используют естественные и искусственные материалы, которые в состоянии обеспечить эксплуатационные качества подземному сооружению без капитального ремонта на протяжении всего срока службы, исчисляемого, как правило, многими десятками лет. В зависимости от назначения горногеологических, а также местных условий в качестве материала для обделки применяют естественный камень, кирпич, бетон, железобетон — монолитный и сборный, чугун, сталь. В качестве временной обделки применяют дерево.

Конструкция обделки, независимо от назначения подземного сооружения, состоит из трех основных элементов: свода, стен, преимущественно криволинейных, лотка — плоского или же в виде обратного свода.

§ 78. Обделки железнодорожных тоннелей

Железнодорожные тоннели относятся к сооружению первого класса по капитальности, в связи с чем проектируются с учетом отдаленной перспективы в развитии железнодорожного транспорта. Внутренние размеры назначаются по габариту приближения строений С с учетом размещения за пределами этого габарита устройств связи, сигнализации, электрокабелей, путевых и сигнальных знаков и т. п. В зависимости от способа подвески контактного провода высота габарита С составляет 6,3—6,5 м, максимальная ширина 6,2 м [46].

В крепких монолитных породах обделка, как несущая конструкция, в ряде случаев не нужна. Наиболее целесообразным типом обделки здесь может быть тонкий слой (2—3 см) торкрет-бетона, который надежно предохранит породы в обнажении от процессов выветривания.

Чаще, однако, породы подвержены трещиноватости, которая может привести к вывалам глыб и частей массива, что недопустимо. Поэтому в тоннелях, как правило, сооружают обделку, тип и размеры которой зависят от прочности боковых пород.

В породах крепких, но трещиноватых тоннелю придается сводчатое очертание, стены — вертикальные или слегка скошенные внутрь, лоток не устраивают (рис. 140, *а*). В качестве крепежного материала наиболее целесообразен бетон. Примерные размеры обделки показаны на рис. 140, однако в каждом конкретном случае эти размеры должны быть подтверждены или уточнены расчетом.

При больших пролетах (двухпутевой тоннель) и породах средней крепости, в которых не исключено наличие бокового давления, тоннелю придают подковообразную форму (рис. 140, *б*).

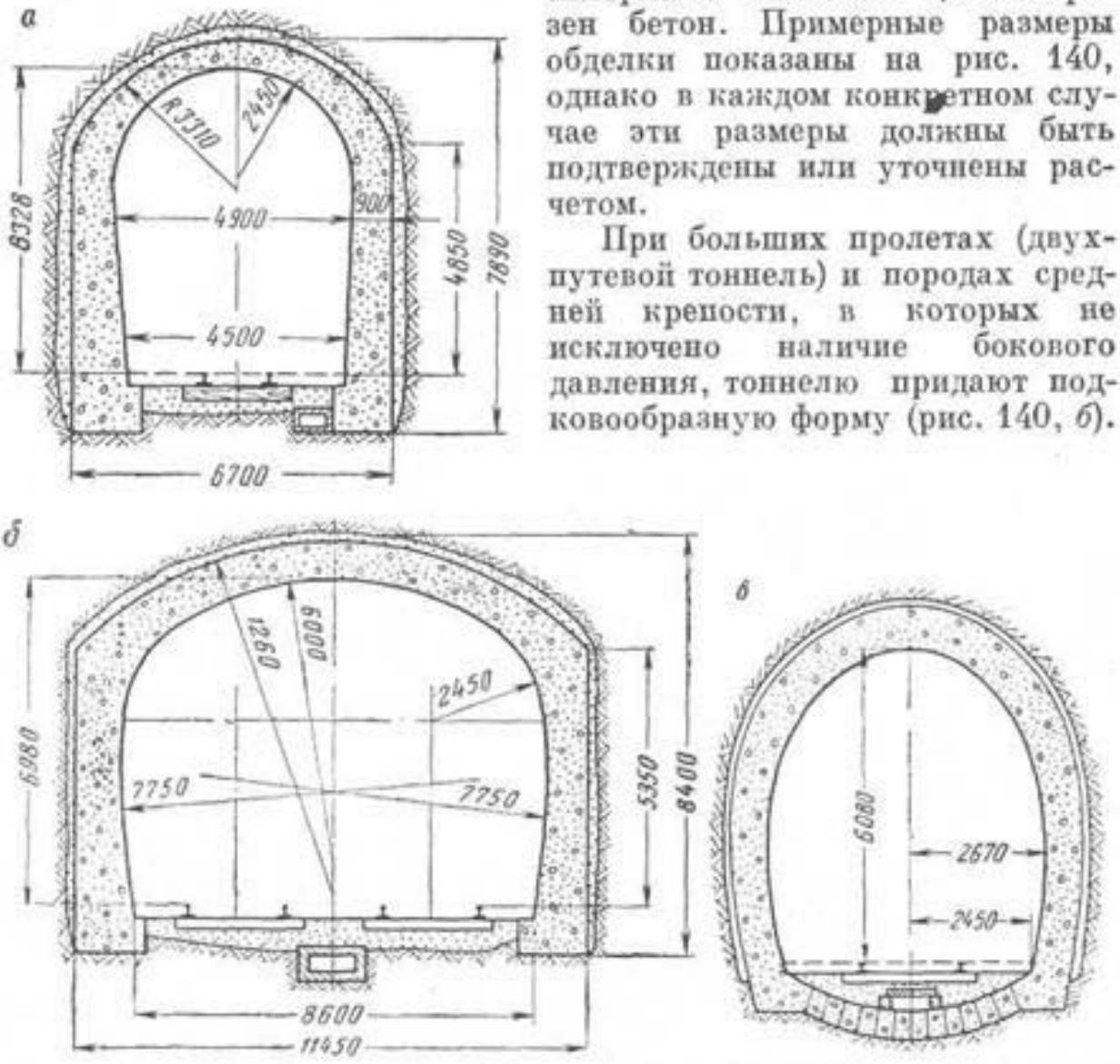


Рис. 140. Конструкция обделки железнодорожного тоннеля:
а — на один путь в крепких породах; *б* — на два пути в породах средней крепости; *в* — на один путь в неустойчивых породах

Толщину свода в ключе принимают 600—700 мм, а толщину стен у фундаментов в 2 раза больше — 1300 мм, объем бетона на 1 м тоннеля составляет около 25 м³.

В породах слабых, оказывающих давление сверху и боков, тоннелю придают подковообразную форму с лотком в виде обратного свода (рис. 140, *в*).

При выборе типа тоннельной обделки основным критерием является минимум капитальных вложений. При пересечении пород разных по своим свойствам и сложению применяют различные типы обделок. При этом на контактах литологических разностей применяют усиленные конструкции обделки на расстоянии 10—15 м.

До последнего времени наиболее распространенным материалом для обделки был бутовый камень, так как бут является, как правило, местным дешевым материалом. Обделка из бутового камня способна воспринимать нагрузки сразу же после возведения, что имеет большое значение при наличии недостаточно устойчивых горных пород. Для обеспечения необходимого контакта с боковыми породами, а также повышения несущей способности и водонепроницаемости предусматривают тампонаж закрепного пространства цементно-песчаным раствором. При наличии большого горного давления в практике применяли обделку из тесаного камня. Крупным недостатком обделки из естественного и искусственного камня является

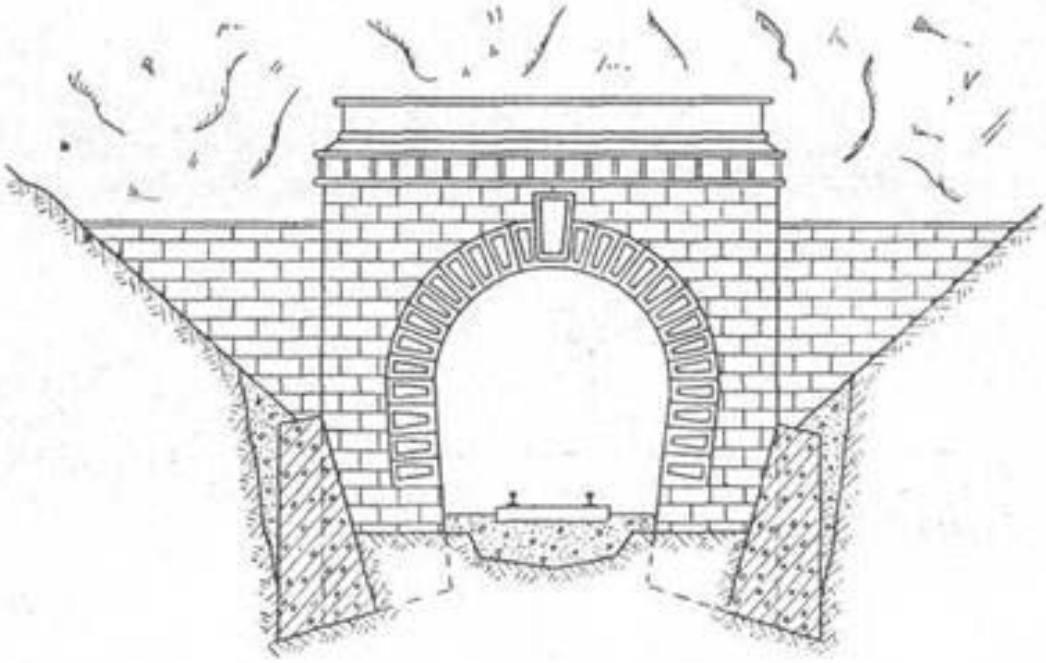


Рис. 141. Портал железнодорожного тоннеля

ручная малопроизводительная работа при возведении. Поэтому в настоящее время основным материалом для обделки является бетон, применение которого позволяет механизировать процесс крепления. При слабых боковых породах применяют временную крепь из стальных арок, которые оставляют в бетоне.

По условиям безопасности для рабочих устраивают в боках тоннеля ниши и камеры. Ниши имеют ширину 2 м, глубину 1 м и высоту 2 м. Располагают их через 50 м с обеих сторон — со смещением одна относительно другой (в шахматном порядке). Камеры имеют ширину 4 м, глубину 2,5 м и высоту 2,8 м. Они служат для укрытия дрезины и другого оборудования.

Входы тоннелей обрамляются порталами. Порталы укрепляют откосы склона. Они состоят из подпорных стен и обрамления входа из штучного тесаного камня (рис. 141). Откосы укрепляются мощением или одерновкой.

§ 79. Автодорожные тоннели

Автодорожные тоннели являются наиболее эффективным средством преодоления высотных препятствий для магистральных дорог. Наибольшее распространение они имеют в США. По конструкциям обделки автодорожных тоннелей во многом схожи с обделкой железнодорожных. Отличия — в устройстве проезжей части, а также в требованиях вентиляции. Тоннели сооружают не менее чем на две полосы движения автотранспорта. Обделка тоннелей зависит от свойств пересекаемых горных пород и величины пролета. В устойчивых породах тоннелям придают сводчатое очертание с плоским

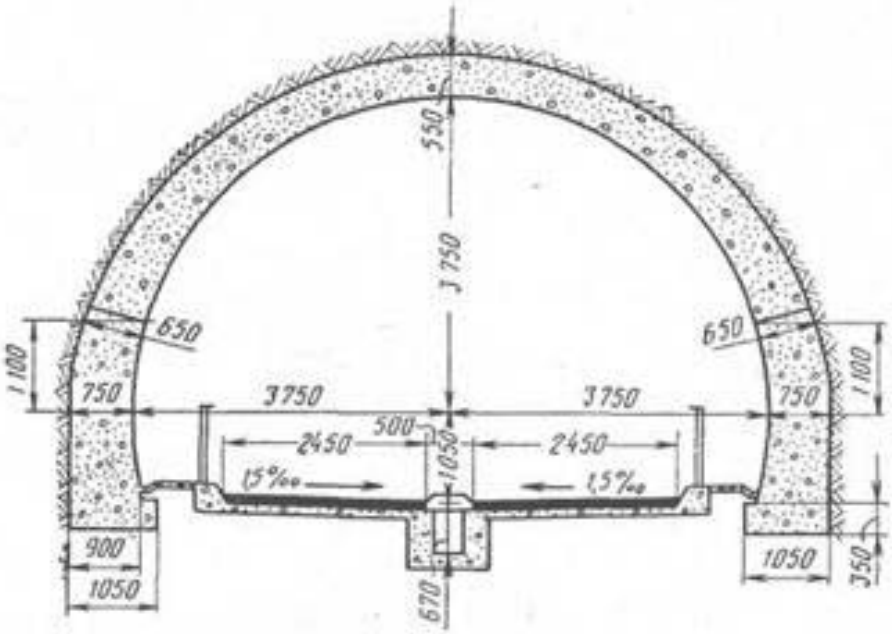


Рис. 142. Тоннель с плоским лотком на две полосы движения

лотком (рис. 142). Как видно из рис. 142, свод циркульного очертания сооружен из бетона. На плоском лотке уложено асфальтобетонное покрытие. Для сбора и отвода воды предусмотрена водоотливная канава посредине тоннеля.

При наличии слабых боковых пород применяют замкнутую форму обделки с лотком в виде обратного свода, причем конструктивные размеры обделки имеют большие размеры. На рис. 143 показана конструкция обделки тоннеля на четыре полосы движения. Стены обделки имеют большую толщину (2,8 м), что обусловлено значительным распором, создаваемым пологими сводами.

При сооружении тоннеля в слабых породах применяют железобетонные обделки с комбинированной арматурой: наружной — жесткой и внутренней — гибкой (рис. 144). Наружная жесткая арматура в процессе проходки является временной крепью, а в конструкции обделки — арматурным каркасом. Применение внутренней арматуры позволяет повысить прочность обделки и снизить ее толщину. На рис. 144 показана разная толщина обделки, в зависимости

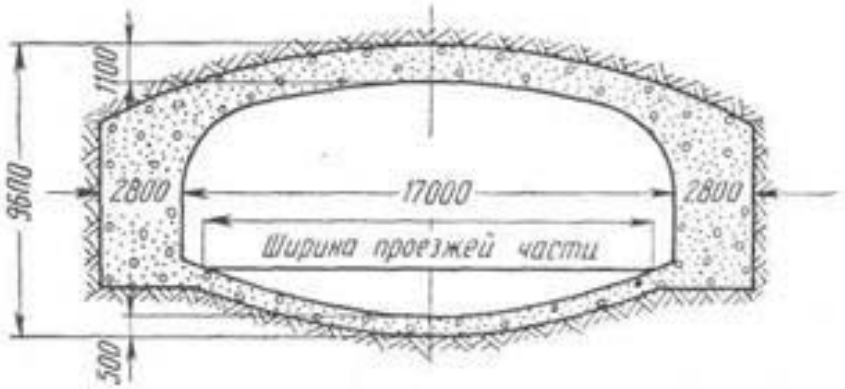


Рис. 143. Тоннель с обратным сводом на четыре полосы движения

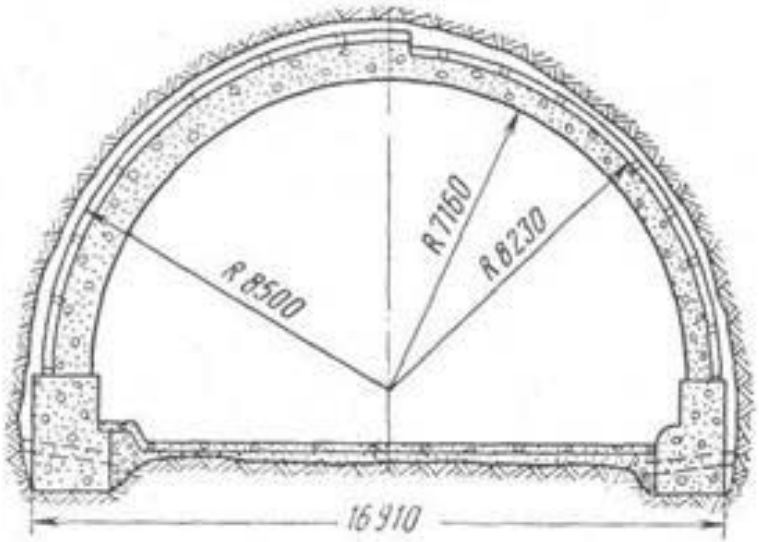


Рис. 144. Обделка тоннеля из железобетона с комбинированной арматурой

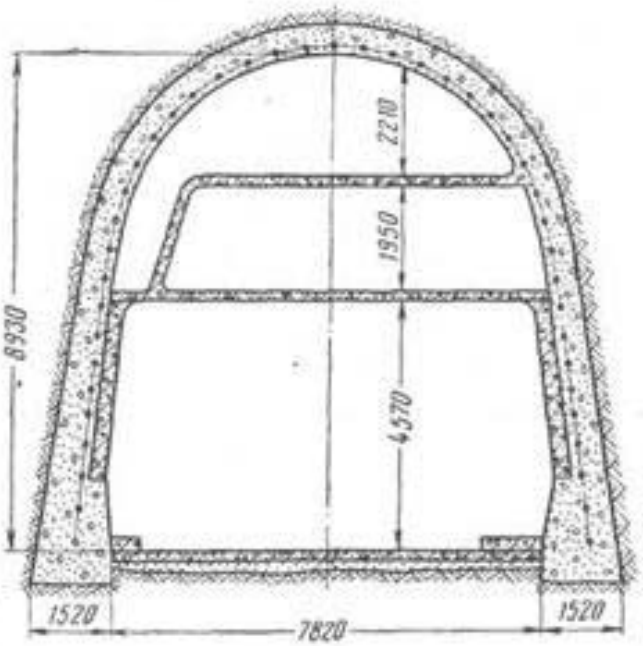


Рис. 145. Обделка тоннеля с вентиляционными каналами

от горногеологических условий. В слабых породах толщина принимается большая, в крепких — меньшая.

При значительной длине тоннелей необходима искусственная вентиляция. В связи с этим сечение разделяют на несколько отсеков перегородками так, что выделяется канал для подачи свежего воздуха и отвода воздуха, загрязненного выхлопными газами (рис. 145). Нижняя часть тоннеля — проезжая на две полосы движения, в верхней части размещены два вентиляционных канала. Возможны и другие решения, когда каналы размещают в верхней и нижней части тоннеля.

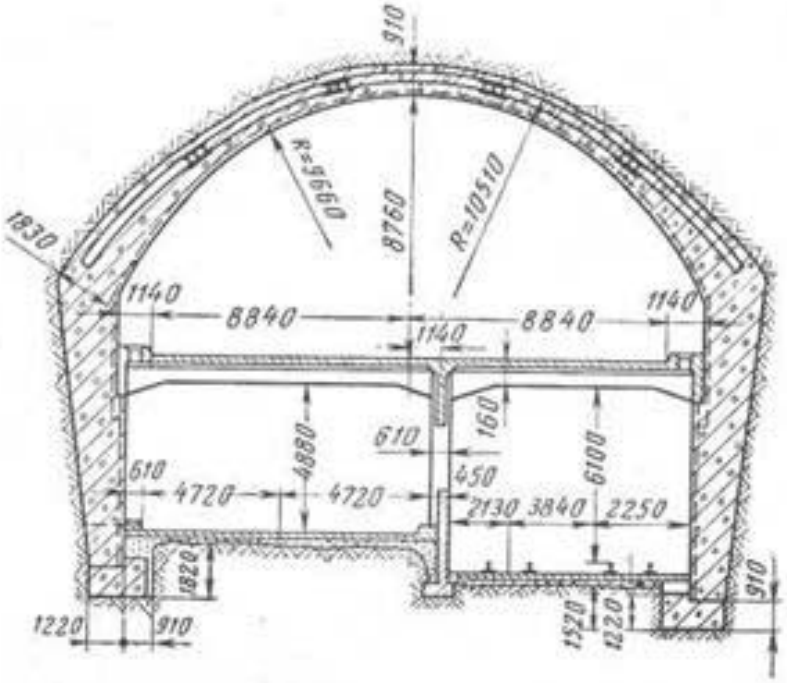


Рис. 146. Железобетонная обделка тоннеля смешанного типа

Существуют также тоннели смешанного типа — для размещения железной и автомобильной дороги. В ряде случаев такое решение может быть весьма экономичным. В качестве примера такого смешанного тоннеля на рис. 146 показан тоннель, построенный в Калифорнии. Сечение разбито на три части: два отделения на двухколейную железную дорогу и три полосы автомобильного движения — в нижнем ярусе и автостраду на шесть полос движения в верхнем ярусе. Тоннель проложен в трещиноватых песчаниках. При пролете около 20 м толщина свода в ключе 0,91 м, в пяте 1,83 м. Обделка — железобетонная с двойной арматурой. В своде применена жесткая арматура в виде арки из двутавра. Проезжая часть верхнего яруса выполнена в виде железобетонной рамы.

§ 80. Тоннели метрополитенов

Тоннели метрополитенов сооружают преимущественно с помощью щитов, в связи с чем к обделке их предъявляют дополнительные требования. Кроме нагрузок от горного давления, давления подземных вод и собственного веса, обделки должны воспринимать значительные временные нагрузки от щитовых домкратов. Поэтому

в качестве материала применяют чугунные и реже — стальные и железобетонные тюбинги, а также — бетонные блоки. Применяют и комбинированные обделки.

В зависимости от условий применяют обделки постоянные, сооружаемые вслед за забоем в законченном виде, и первичные обделки, сооружаемые вслед за забоем и дополняемые в последующем вторичной внутренней обделкой.

Функция вторичной обделки может быть двоякой — она может быть основной несущей конструкцией или же выполнять функции гидроизоляции и воспринимать давление грунтовых вод. Наибольшее

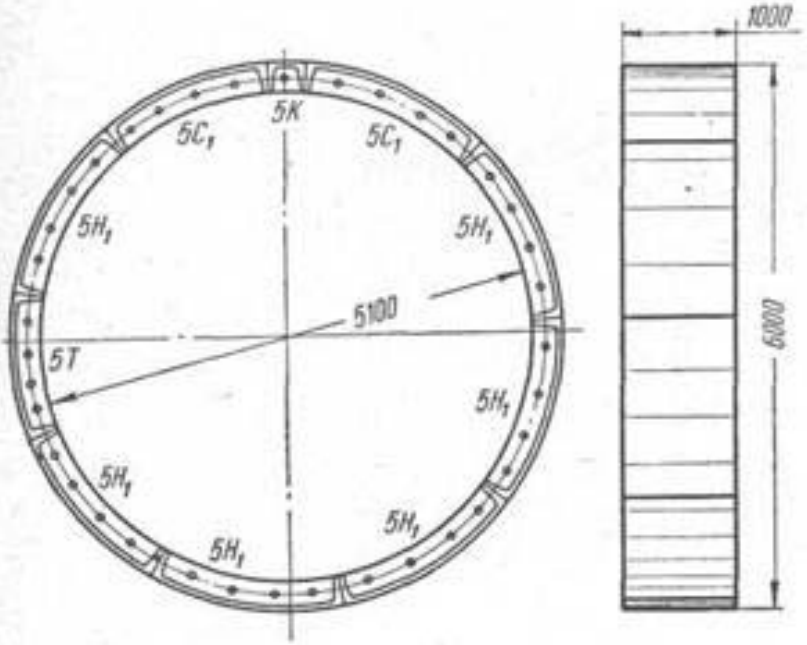


Рис. 147. Обделка перегонного тоннеля из чугунных тюбингов

применение в практике метростроения в СССР имеет обделка из чугунных тюбингов. На рис. 147 показана конструкция обделки перегонного тоннеля из чугунных тюбингов. Кольцо состоит из десяти тюбингов — шести нормальных, одного трехчетвертного (5Т), двух смежных (5С) и ключевого (5К). Ключевой (замковый) тюбинг располагается в верхней части кольца.

К гидроизоляции тоннелей метрополитенов предъявляют высокие требования. Проникновение воды внутрь тоннеля может происходить на стыках фланцев и торцов тюбингов, а также через болтовые отверстия и отверстия для тампонажа. В связи с этим элементам тюбинговой обделки уделяют особое внимание. Фланцы подвергают тщательной механической обработке. Под болты укладывают уплотнительные асбобитумные или пластмассовые шайбы, образуемые фланцами канавки зачеканивают свинцом, резьбовые отверстия для тампонажа закрывают заглушками, обмотанными паклей на сурике.

Для криволинейных участков тоннеля предусматривают клинообразные тюбинги, у которых фланцы не параллельны, а расположены под углом 0° 25′.

Все тюбинги маркируются. На внутренней поверхности отлиты

литеры для нормальных Н, для смежных С, для ключевого К. Клинообразные тюбинги являются не взаимозаменяемыми, поэтому имеют более детальную маркировку; номер кольца, номер тюбинга и буквы от А до Н, обозначающие последовательность их расположения в кольце.

Стальные тюбинги применяют значительно реже чугунных. Основным преимуществом стального литья перед чугунным является высокая пластичность стали и способность ее воспринимать растягивающие напряжения так же хорошо, как и сжимающие. Поэтому в условиях неравномерного и высокого горного давления обделка из стальных тюбингов может оказаться единственно надежной. Крупным недостатком, препятствующим широкому внедрению стальных тюбингов, является их низкая стойкость против коррозии.

Железобетонные тюбинги и бетонные блоки относятся к прогрессивным материалам для обделки тоннелей метрополитенов. Конструкции железобетонных тюбингов для тоннелей аналогичны железобетонным тюбингам для стволов шахт, рассмотренным в главе IX. Отличительной особенностью железобетонных тюбингов метрополитенов является комплектация кольца; по аналогии с чугунными тюбингами кольцо состоит из нормальных тюбингов, двух смежных и одного ключевого, в то время как для крепления ствола применяют тюбинги одного размера.

При сооружении обделки из железобетонных тюбингов возникают известные трудности с гидроизоляцией тоннеля. Швы между фланцами являются главными путями фильтрации подземных вод.

Для гидроизоляции тоннеля применяют прокладки между швами из джута, пропитанного креозотом, дощечек, расшивают швы замазкой из расширяющегося цемента, производят тампонаж закрепного пространства.

Обделка тоннелей из бетонных блоков делается, как правило, двухслойной: внутри дополнительно сооружается оболочка из монолитного железобетона. Целесообразность применения бетонных блоков обусловлена экономией стальной арматуры.

Блоки представляют собой клиновидные камни, толщина которых рассчитана на максимальное горное давление. Длина бетонного блока (в направлении оси выработки) на московском метрополитене принималась 750 мм, толщина 500 мм. В одном кольце 12 блоков. Связь между кольцами обеспечивается за счет выступов и углублений, имеющихся на торцевых частях блоков. На блоке с одной стороны имеется два выступа высотой 50 мм, а на другой два углубления под эти выступы глубиной 40 мм. В результате этого в собранном виде между кольцами образуются швы по всему периметру толщиной 10 мм. Аналогичные швы имеются между радиальными сторонами блоков. В блоках предусмотрены отверстия для подвода тампонажного раствора к швам. После предварительной расшивки швов через отверстия нагнетается цементный раствор, придающий известную монолитность обделке из блоков. Для восприятия усилий от щитовых домкратов кольцевые грани на торцах блоков армируются металлом.

Обделка из блоков возводится механизированным способом с по мощью эректора.

До сооружения внутренней оболочки обделка из блоков воспри нимает всю нагрузку от горного давления и гидростатического давле ния подземных вод. В процессе сооружения внутренней железо бетонной оболочки при необходимости между ней и оболочкой и блоков укладывают слой изоляционного материала. После сооруже ния внутренней оболочки нагрузка перераспределяется: давлени от подземных вод передается на внутреннюю оболочку Конструкция обделки [и:

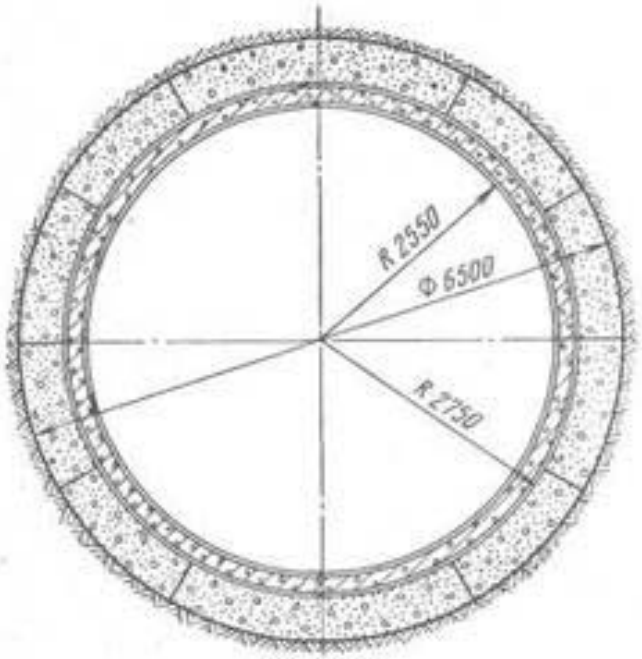


Рис. 148. Конструкция обделки из бетонных блоков

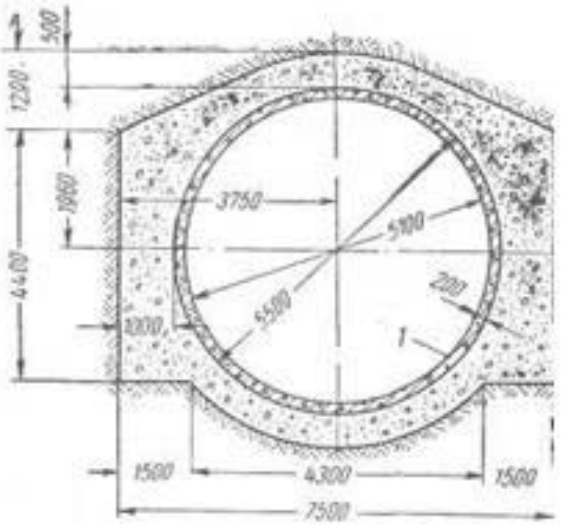


Рис. 149. Конструкция бетонной обделки тоннеля метрополитена

бетонных блоков при строительстве московского метрополитена по казана на рис. 148. Железобетонная внутренняя оболочка имеет толщину 20—40 см.

При сооружении тоннелей метрополитенов горным способом обделку применяют из монолитного бетона. Обделке придают замкну тую форму, т. е. предусматривают криволинейный лоток, стены могут быть также криволинейного очертания или же плоскими. Обделка тоннеля московского метрополитена, пройденного горным способом, показана на рис. 149. Обделка выполнена из монолитного бетона, стены по внешнему контуру — прямые, обратный свод имеет радиальное очертание. Размеры бетонной обделки: в ключе — 50 см, в пяте — 147 см, минимальная толщина вертикальной стены 100 см. Для предотвращения проникновения воды в тоннель устраивают железобетонную рубашку толщиной 20 см. Между рубашкой и бетон ной обделкой помещают слой гидроизоляции. Железобетонную рубашку подвешивают к бетонной конструкции обделки на анкерах. Железобетонная рубашка с водоизоляционным покрытием образует зонт, с помощью которого вода отводится от проезжей части тоннеля в специальные водоотводные устройства.

Перед устройством защитной оболочки производят, как правило, тампонаж закрепного пространства. В некоторых случаях, когда грунтовой воды мало и давление ее невысоко, для гидроизоляции тоннеля можно применять рубашку из торкрет-бетона толщиной 2—3 см.

§ 81. Станции метрополитенов

Для станций метрополитенов характерен большой пролет выработок, а функциональное назначение обусловливает нередко сложную планировку поперечного сечения. Можно выделить четыре характерных конструктивно-планировочных решения станционных тоннелей: трехсводчатые, двухсводчатые, односводчатые, многоярусные.

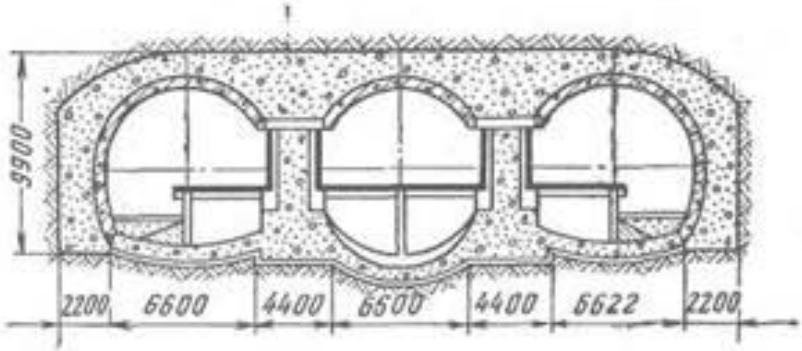


Рис. 150. Конструкция бетонной обделки трехсводчатого станционного тоннеля

Наибольшее распространение имеет трехсводчатая конструкция обделки. Она обладает положительными качествами как в части статики, так и технологии сооружения: позволяет внести в пролеты промежуточные опоры, уменьшить размеры их и снизить нагрузки на конструкцию обделки; при проходке представляется возможным вести разработку и крепление сечения по частям. На рис. 150 показана типичная конструкция бетонной обделки станции метрополитена трехсводчатой формы. Общий пролет станции 33 м. Средний пролет станционного зала 8,15 м, для поддержания центрального свода предусмотрено два ряда мощных пилонов сечением 2 × 2 м, расположенных с интервалом 4 м в каждом ряду. Проезжие части и пассажирские платформы расположены в боковых тоннелях. Своды в этих тоннелях опираются одной стороной на стены, другой — на те же ряды колонн, что и центральный свод. Внутри всех тоннелей сооружается дополнительно железобетонная оболочка, поддерживающая гидроизоляционный слой.

В связи с тем, что большинство тоннелей, перегонных и станционных, проходят с помощью щитов, обделку станций выполняют также чаще из чугунных тюбингов. В этом случае станция состоит также из трех параллельных тоннелей диаметром в черне 9,5 м, проведенных на расстоянии 10,85 м по осям (рис. 151). Боковые тоннели, в которых располагаются проезжая часть и пассажирские платформы, соединяются проходами с центральным тоннелем, являющимся распределительным залом. Для поддержания перекрытия

в пролетах между тоннелями сооружают стальные или железобетонные колонны. Гидроизоляция обеспечивается тщательной чеканкой тюбинговых швов. Изнутри поверхность тоннелей дополнительно имеет бетонную обделку, повышающую надежность и долговечность сооружения. Нижние ярусы тоннелей используют для вентиляции и размещения разных служб.

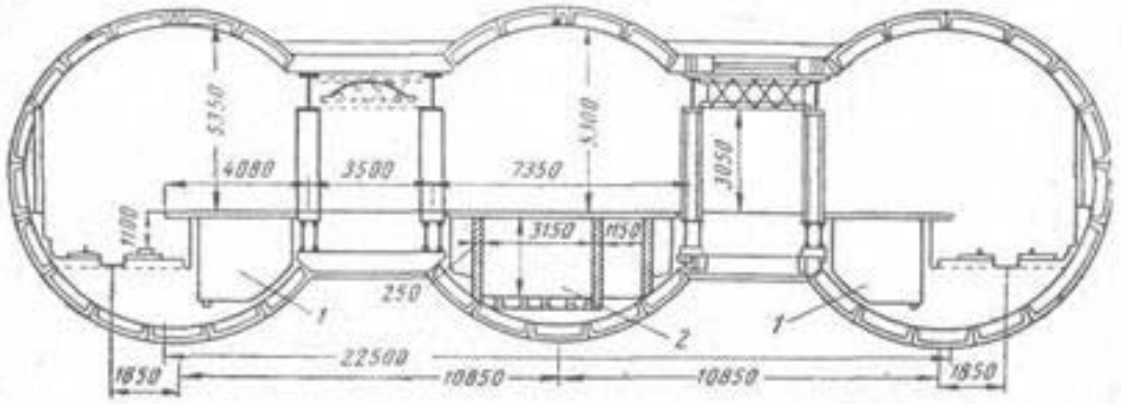


Рис. 151. Конструкция обделки трехсекционной станции из чугунных тюбингов:

1 — вентиляционный канал; *2* — служебные помещения

Двухсекционные станции применяют реже, так как они имеют более низкие эксплуатационные качества. Обделку можно выполнять из бетона, железобетона и тюбингов. Станция состоит из двух тоннелей диаметром в свету 7 м. Между тоннелями имеются переходы.

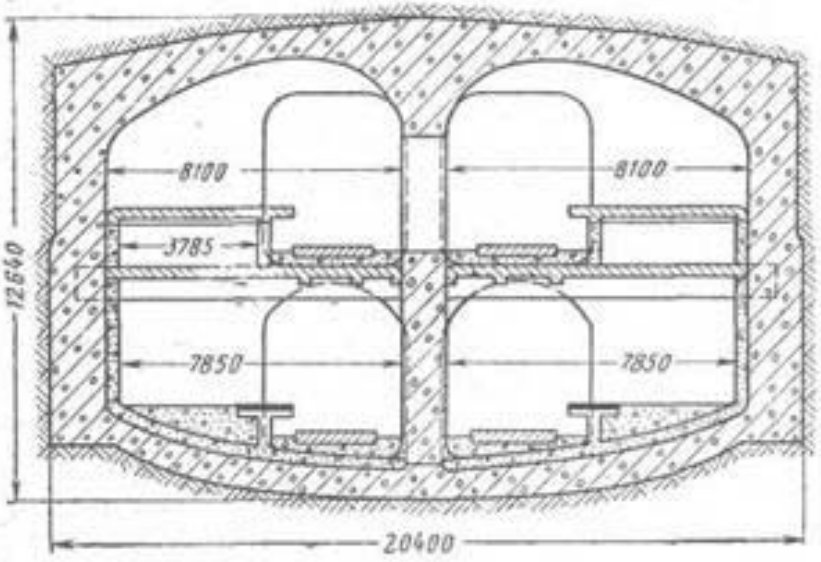


Рис. 152. Двухъярусная конструкция пересадочной станции

Станции для пересадки с одного радиуса на другой устраивают иногда в виде двухъярусной конструкции (рис. 152).

Обделка станции двухъярусной конструкции выполнена из бетона и железобетона. Продольной вертикальной стеной станция разделена на две половины, каждая из которых имеет два яруса, образованные железобетонным перекрытием. В каждом ярусе размещается проезжая часть и посадочная платформа.

Односводчатые станции являются довольно распространенными в практике метростроения. Обделка таких станций чаще выполняется из бетона или железобетона, но может быть и смешанной конструкции.

На рис. 153 показана конструкция бетонной обделки станции парижского метрополитена. Ей придана форма вытянутого эллипса. Внутренняя поверхность тоннеля покрыта стяжкой из цементного раствора и облицована керамической плиткой. Пролет станции

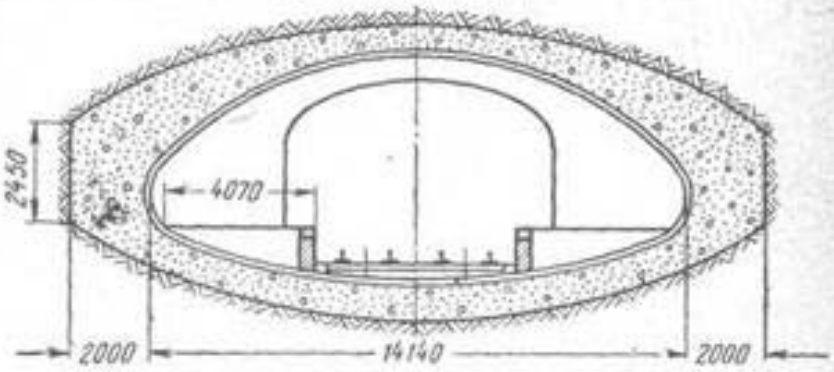


Рис. 153. Конструкция обделки односводчатой станции

в свету 14,14 м, высота свода над уровнем платформ 5 м. В центре тоннеля размещена проезжая часть, пассажирские платформы расположены по бокам. Подобной конструкции обделка односводчатых станций имеет место в практике строительства метрополитенов в СССР при сооружении их горным способом. Имеются отличия в планировке: в частности, более целесообразным является островное расположение пассажирской платформы и боковое для путей (например, станция библиотека им. В. И. Ленина в г. Москве).

§ 82. Судоходные тоннели

Конструкции обделок судоходных тоннелей схожи с обделками автодорожных. Отличия в основном связаны с наличием воды в тоннелях. К обделкам тоннелей, рассчитанным на пропуск судов того или иного габарита, предъявляют требования прочности и водонепроницаемости. При монолитных водонепроницаемых прочных породах достаточно бывает покрытия поверхности тоннеля тонким слоем торкрет-бетона. При наличии пород недостаточно прочных и водопроницаемых применяют обделку из железобетона или бетона замкнутой формы (рис. 154). С учетом местных ресурсов в качестве материала для обделки можно применять также кирпич, естественный камень и др. При щитовой проходке обделку следует применять из тюбингов — чугунных или железобетонных.

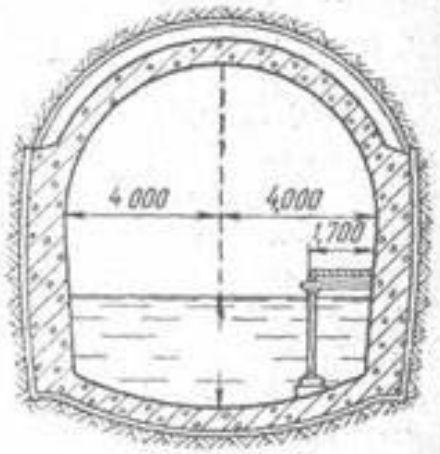


Рис. 154. Судоходный тоннель

§ 83. Гидротехнические тоннели

Гидротехнические тоннели подразделяют на напорные, работающие при сплошном заполнении водой с давлением до 70 м и более, и безнапорные, при частичном заполнении их водой.

Гидротехнические (деривационные) тоннели сооружают, как правило, с обделкой. Последняя в зависимости от горногеологических условий, может быть однослойной и многослойной. К обычным функциям крепи — препятствовать силам горного давления и напору подземных вод — добавляется новая — обделки гидротехнических тоннелей служат также

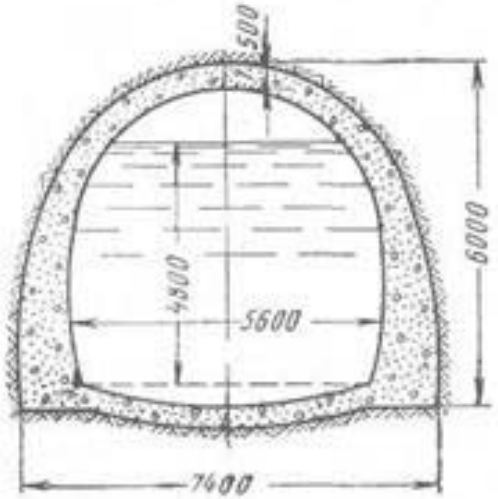


Рис. 155. Бетонная замкнутая обделка безнапорного тоннеля

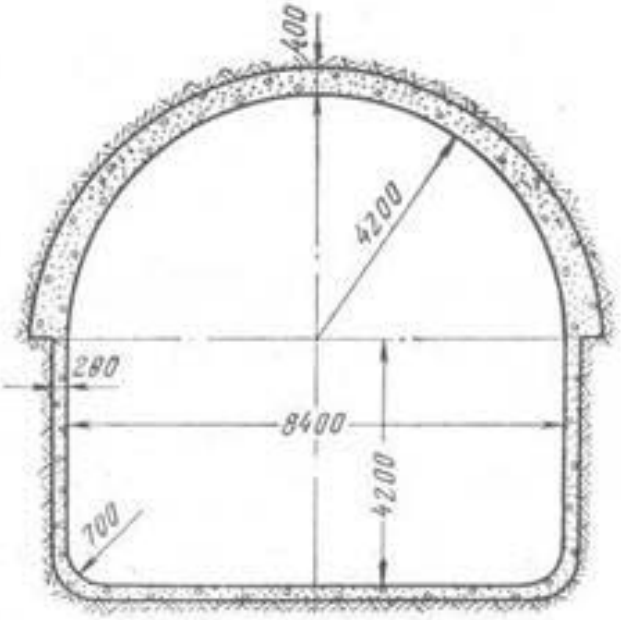


Рис. 156. Облегченная обделка безнапорного тоннеля

для восприятия внутреннего давления от воды. Обделка должна надежно препятствовать утечке воды из тоннеля.

В напорных тоннелях обделку устанавливают по всему контуру, как правило, постоянной толщины. В безнапорных тоннелях обделку выполняют в зависимости от горногеологических условий. В породах недостаточно устойчивых и трещиноватых при наличии всестороннего горного давления обделку выполняют замкнутой (рис. 155) из бетона или железобетона. В более прочных породах можно ограничиться сооружением обделки только в сводчатой части; бока и почва покрываются только выравнивающей облицовкой для улучшения гидравлических качеств (рис. 156). При заложении тоннеля в весьма крепких породах применяют тонкую выравнивающую обделку только для лотка и стен, или же всего контура (рис. 157). Выравнивающие облицовки делают из бетона, набрызг-бетона или торкрет-бетона. Для получения гладкой поверхности целесообразно применять металлическую опалубку, а при набрызге — производить затирку уложенного слоя.

Бетон во всех случаях должен быть водостойким, а в ряде случаев — морозостойким, когда тоннель сооружают в суровых клима-

тических условиях. К обделкам напорных тоннелей предъявляют более жесткие требования. Обделка напорного тоннеля одновременно подвергается давлению снаружи — от боковых пород и изнутри — от напора воды. Трещин в обделке не должно быть, так как проникновение воды в окружающие породы может привести к размывам породы, обвалам и разрушению выработки. Рациональная форма напорного тоннеля — круглая.

В ненарушенных скальных породах внутреннее давление передается скале, обделка играет роль передаточного слоя. В породах средней крепости гидростатическое давление распределяется между обделкой и вмещающей породой в зависимости от упругих свойств

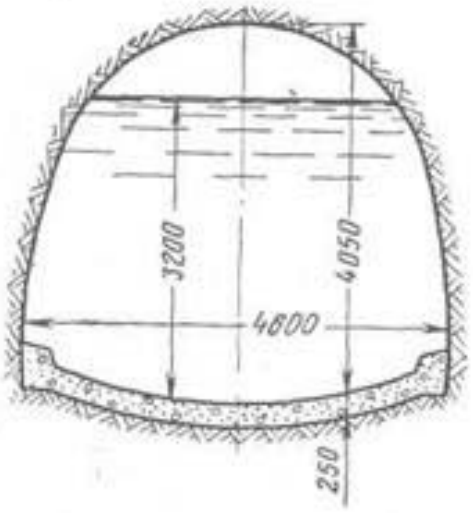


Рис. 157. Облицовка лотка безнапорного тоннеля в весьма крепких породах

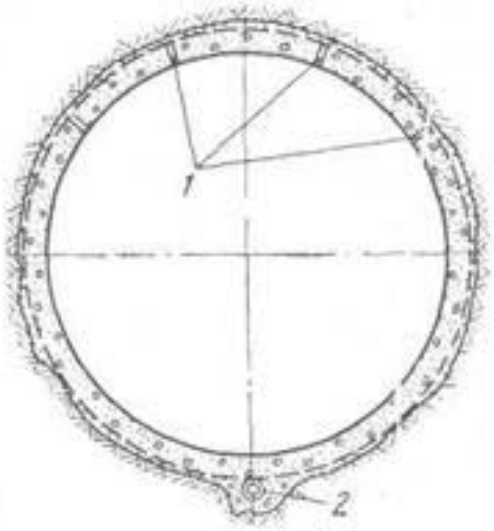


Рис. 158. Обделка напорного тоннеля в крепких породах:
1 — трубка; *2* — дренаж

бетона и породы и толщины облицовки. В породах мягких, нарушенных все внутреннее давление передается материалу обделки, в связи с чем применяют двухслойную конструкцию обделки.

Для обеспечения нормальных условий эксплуатации гидротехнических тоннелей очень важную роль играет последующая цементация вмещающих пород. Путем цементации вокруг тоннеля получают слой замоноличенных пород с более высокими упругими свойствами, что позволяет уменьшить толщину обделки и передать давление на сцементированную породу.

На рис. 158 показана обделка напорного тоннеля в крепких породах при напоре 30—40 м. Толщину бетона принимают 25—60 см в зависимости от диаметра тоннеля и расчетного напора. Для цементации закрепного пространства предусмотрены трубки, для большей водонепроницаемости внутренняя поверхность покрывается торкретом или слоем цементной штукатурки. Чаще, однако, применяют комбинированную обделку, состоящую из двух-трех слоев.

На рис. 159 показана комбинированная обделка тоннеля, состоящая из наружного бетонного кольца и внутреннего железоторкрет-

ного. Бетонное кольцо рассчитывается на внешнее давление со стороны боковых пород, внутреннее — железоторкретное — служит для восприятия внутреннего давления воды и обеспечивает водонепроницаемость. Железоторкретное кольцо имеет преимущество перед железобетонным как в части прочности, так и в части механизации работ при строительстве. Подобного типа комбинированная обделка может выдержать напоры до 60—70 м при диаметре кольца 3—4 м. Толщина бетонного кольца 30—70 см, железоторкретного 8—10 см. Для надежности обделку применяют в сочетании с цементацией окружающих пород. В более слабых породах и, в частности, при

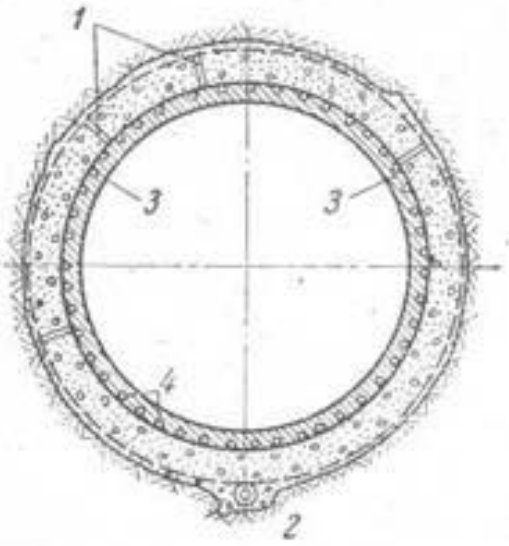


Рис. 159. Комбинированная обделка напорного тоннеля:

1 — трубки для цементации; *2* — дренаж; *3* — круговая арматура; *4* — распределительная арматура

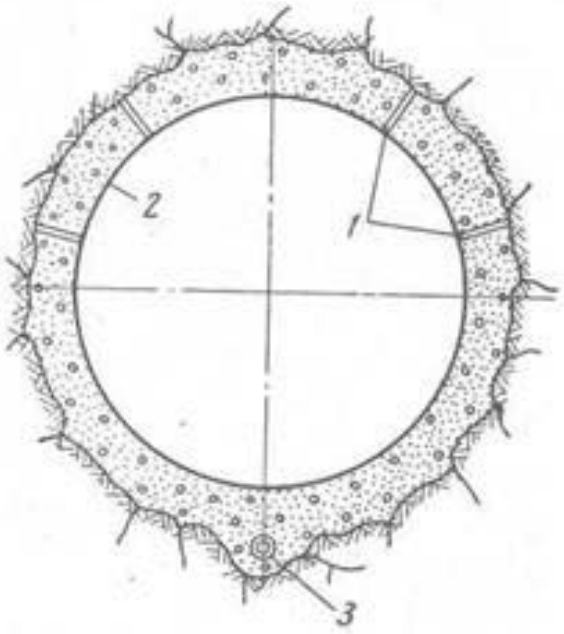


Рис. 160. Бетонная обделка с внутренней стальной оболочкой:

1 — трубки для цементации; *2* — стальная оболочка, *3* — дренаж

щитовой проходке комбинированная обделка может иметь следующую конструкцию: наружная оболочка выполнена из бетонных блоков, внутренняя — железобетонная. Применяют также обделку из монолитного железобетона с внутренним кольцом из железоторкрета. В особенно неблагоприятных условиях при больших напорах можно применять бетонные обделки с внутренней металлической оболочкой (рис. 160). Внутренняя оболочка может быть выполнена из стального листа толщиной 4—5 мм; в этом случае внутренняя оболочка в основном служит для водоизоляции обделки. Может также выполняться из ребристых конструкций типа тюбингов, тогда она рассчитывается на внутренний напор воды. Ввиду значительной стоимости такая обделка может быть применена на отдельных участках, пересекающих особо слабые породы, и при больших напорах.

Приведенными конструкциями не исчерпывается все разнообразие обделок деривационных тоннелей. В конкретных условиях при окончательном выборе следует учитывать наличие местных материалов, способ проходки тоннелей и другие факторы.

§ 84. Тоннели, сооружаемые открытым способом

Обделка тоннелей, сооружаемых открытым способом, состоит из лотка-фундамента, боковых стен и перекрытия. Жесткая конструкция лотка-фундамента позволяет снизить нагрузку на основание, что важно при слабых грунтах. Лоток служит также для укладки верхнего строения пути и размещения дренажей для отвода воды.

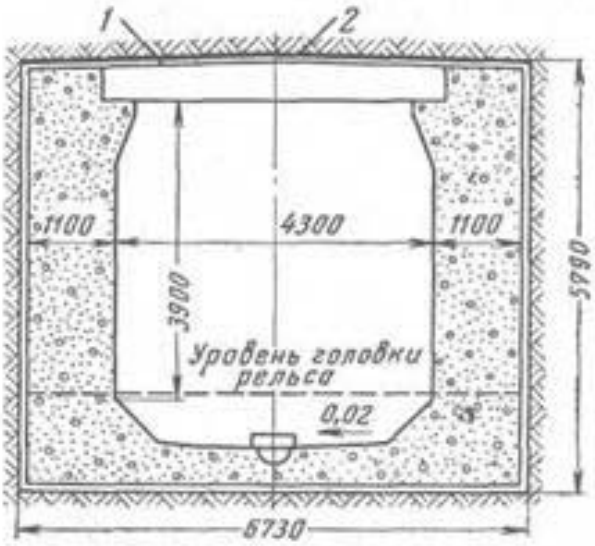


Рис. 161. Конструкция обделки однопутевого тоннеля, сооружаемого открытым способом:

1 — слой изоляции толщиной 1,5 см; *2* — защитный слой толщиной 6 см

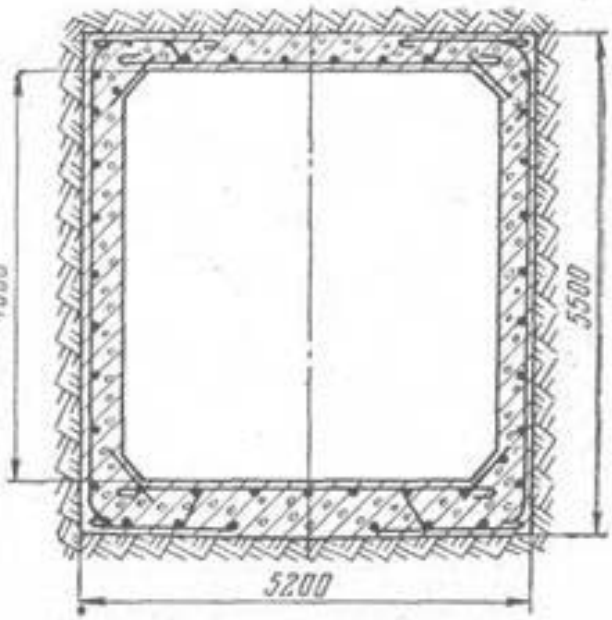


Рис. 162. Железобетонная обделка тоннеля

Перекрытия тоннелей применяют, как правило, плоской формы, что позволяет иметь максимальной высоты засыпку над перекрытием при данной глубине заложения тоннеля. Только в случае значительной глубины заложения, когда высота засыпки превышает 5 м и пролет тоннеля велик, целесообразным оказывается сводчатое очертание перекрытия. На рис. 161 показана конструкция обделки тоннеля. Лоток и стены — из бетона, перекрытие — плоская железобетонная плита. При пролете до 5 м плоская плита оказывается выгоднее ребристой, которая в 1,5—2 раза выше, что вызывает необходимость увеличивать высоту стен; последние по условиям расположения оклеечной гидроизоляции должны быть на одном уровне с перекрытием. Поверхности перекрытия придается небольшой уклон для отвода поверхностных вод. В случае, когда постоянный уровень грунтовых вод выше перекрытия, уклон не устраивают. Для опоры

перекрытия на стенах предусматривается вут-консоль. Этим достигается уменьшение расчетного пролета перекрытия, а также создается обратный момент в стенах, облегчающий их работу от давления боковых пород.

Толщина стен определяется расчетом, но принимается не менее 50 см, что связано с необходимостью иметь достаточную массу, способную гасить вибрации от движения поездов. Это же относится и к конструкции лотка. Для отвода воды лотку придается поперечный уклон $i = 2 \div 3‰$ к центру, где располагается дренажная труба. Приведенная конструкция обделки требует значительного расхода бетона. Более экономичными являются обделки, сооружаемые из

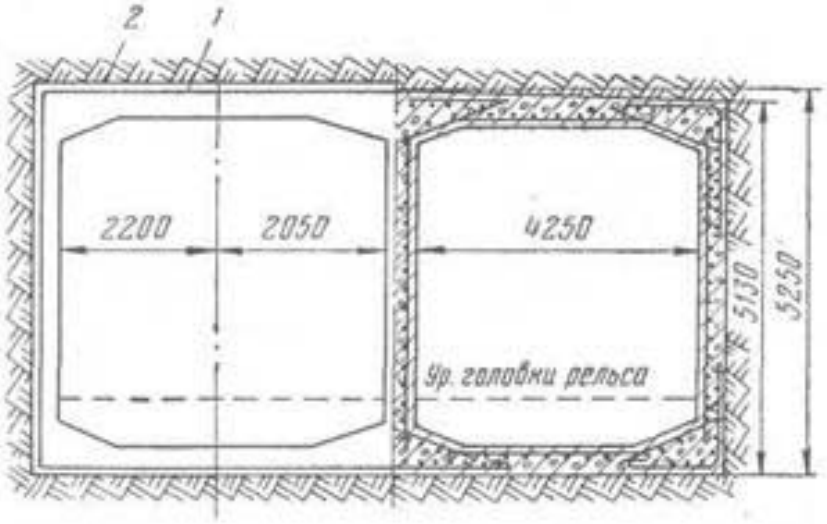


Рис. 163. Железобетонная обделка двухпутевого тоннеля:

1 — слой изоляции толщиной 15 мм; *2* — защитный слой толщиной 60 мм

железобетона в виде замкнутой рамы (рис. 162). Благодаря высокой жесткости конструкция пригодна в любых грунтах, в том числе рыхлых и сильно сжимаемых.

Для двухпутевых тоннелей применяют аналогичные конструкции обделки с большими конструктивными размерами. Однако более рациональной оказывается двухпролетная железобетонная рама (рис. 163), позволяющая за счет промежуточной опоры облегчить вес конструкции и снизить расход материалов. Средняя опора может быть выполнена в виде сплошной железобетонной стенки с окнами или же колонн и прогонов в перекрытии и лотке. Толщина стен принимается не менее 40 см, а лотка — 50 см.

Станционные тоннели, сооружаемые открытым способом, в конструктивном отношении схожи с тоннелями перегонными; отличия обусловлены большими пролетами и некоторыми функциональными требованиями. По аналогии с ранее рассмотренными подземными станциями здесь также применяют чаще планировки с островным положением пассажирской платформы. Платформу стараются максимально приблизить к поверхности земли, с которой она соединяется лестницами. При высоте зала 5—6 м общая величина заглубления составляет 9—10 м. На высоте от низа перекрытия до поверхности 2—3 м располагают перекрытие с гидро- и теплоизоляцией и городские подземные коммуникации. Это накладывает ограничения на

выбор конструкции перекрытия, которые стараются сделать возможно тоньше.

Размеры станции в значительной мере зависят от ширины платформы и составляют от 16 до 25 м. При больших пролетах устраивают на платформе колонны — в один ряд или два ряда (рис. 164). Шаг колонн в ряду 5—7 м. Конструкция перекрытия — плоская или ребристая железобетонная плита. Вид ребристого перекрытия определяется архитектурными особенностями. Стены, сооружаемые из бетона или железобетона, в том числе сборного, имеют плоскую

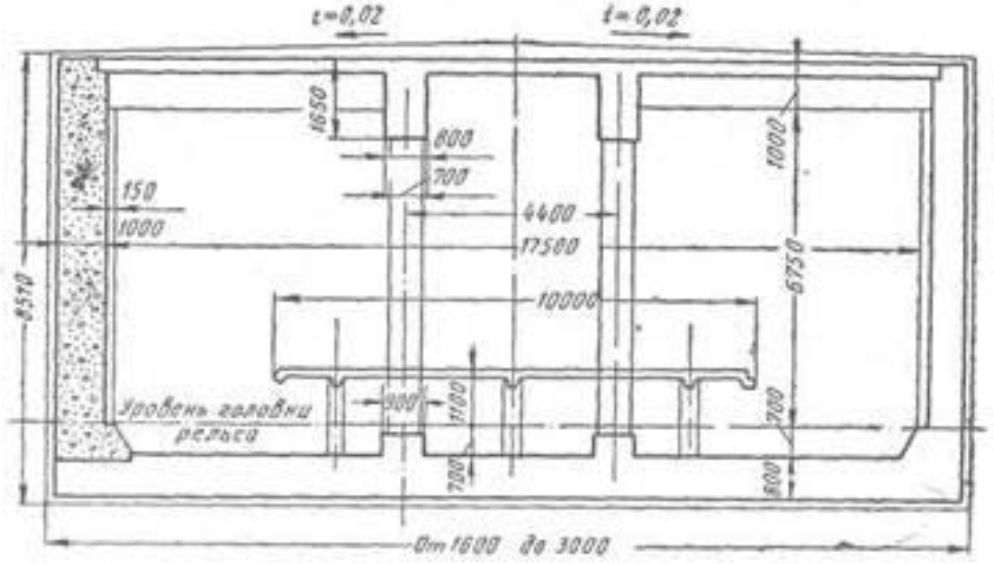


Рис. 164. Конструкция обделки станции

форму и жестко связываются с лотком. Образуя раму на упругом основании, такая конструкция представляет собой рациональное, экономичное решение.

§ 85. О расчете обделок выработок больших поперечных сечений

Обделка, как и горная крепь, служит для восприятия нагрузок от боковых пород. Выбор той или другой конструкции должен сопровождаться необходимым расчетом, при этом основными критериями должны быть надежность и экономичность обделки.

В крепких монолитных породах, когда напряжения значительно ниже предела прочности, устойчивость достигается приданием выработке соответствующей формы. Устойчивой является сводчатая форма коробового очертания. Для предотвращения процессов выветривания в обнажении целесообразно выработку покрыть слоем торкрета или же цементной штукатуркой. Такое решение является наиболее экономичным и не требует расчета.

Однако в большинстве случаев тоннели и другие выработки больших поперечных сечений приходится крепить, а конструктивные размеры обделки — обосновывать расчетом.

Наиболее сложным элементом расчета является достаточно достоверное определение размеров нагрузки на обделку со стороны боковых пород. Рекомендуется здесь руководствоваться указаниями СНиП II-Д.3—62 и II-Д.8—62.

Нагрузки на обделки тоннелей. Расчет ведется на сочетание постоянных и временных нагрузок. К постоянным нагрузкам относятся: нагрузки от горного давления, собственного веса обделки, гидростатического давления. При неглубоком заложении следует учитывать вес зданий и сооружений, расположенных над выработкой. К временным нагрузкам относятся нагрузки, связанные с технологией сооружения: от щитовых домкратов, давления нагнетания раствора при цементации, веса оборудования, установленного на обделке, и др.

Для определения нагрузок от горного давления необходимо иметь геологическое описание пород, данные о физико-механических свойствах (*объемный вес пород, угол внутреннего трения, коэффициент сцепления*, прочность при сжатии, степень трещиноватости, коэффициент крепости по шкале проф. М. М. Протодьяконова) и данные о напоре подземных вод.

При неглубоком заложении выработки в расчет принимают весь столб грунта над выработкой до поверхности земли. При глубоком заложении нагрузку определяют по теории сводообразования по методу проф. М. М. Протодьяконова с уточнениями, внесенными проф. П. М. Цимбаревичем применительно к неустойчивым горным породам..

Нагрузка от гидростатического давления грунтовых вод принимается по пьезометрическому напору с учетом понижения под влиянием дренирующего действия тоннеля. Коэффициенты перегрузки для горного и гидростатического давления принимают по СНиП II-Д.3—62. Нагрузку от собственного веса конструкции принимают по заданным размерам и объемному весу материала. Коэффициенты перегрузки установлены в зависимости от способа проходки и материала обделки. Так, при бетонной обделке в скальных породах (буровзрывной способ проходки) коэффициент перегрузки равен 1,6, а при проходке резанием (мягкие породы) 1,2.

Временные нагрузки от транспорта на поверхности над тоннелем и коэффициенты перегрузок следует определять по СНиП II-Д.7—62.

Нагрузки от щитовых домкратов определяют по максимальному усилию домкрата, а тюбингоукладчиков — по их весу.

Коэффициенты перегрузки при строительстве рекомендуется принимать равными 1,3.

Методы расчета обделок. Основным несущим элементом обделки тоннеля является свод. Теория расчета свода была разработана Навье, им предложена общеизвестная формула для определения напряжений при внецентренном сжатии, им же сформулировано положение о кривой давления, которая не должна выходить из средней трети сечения.

Расчет тоннелей и других выработок больших поперечных сечений производят для:

обделок в виде пологого свода;

обделок в виде подъемистого свода;

обделок замкнутой формы, в том числе — в виде кольца.

О б д е л к и в в и д е п о л о г о г о с в о д а. Свод, защемленный в пятах, является трижды статически неопределимым. При расчете принято свод разрезать в ключе на две симметричные части, так что основная система представляет собой две криволинейные консоли.

Расчет обделок тоннелей производят, как правило, на симметричную нагрузку, поэтому перерезывающая сила X_3 в замке равна нулю.

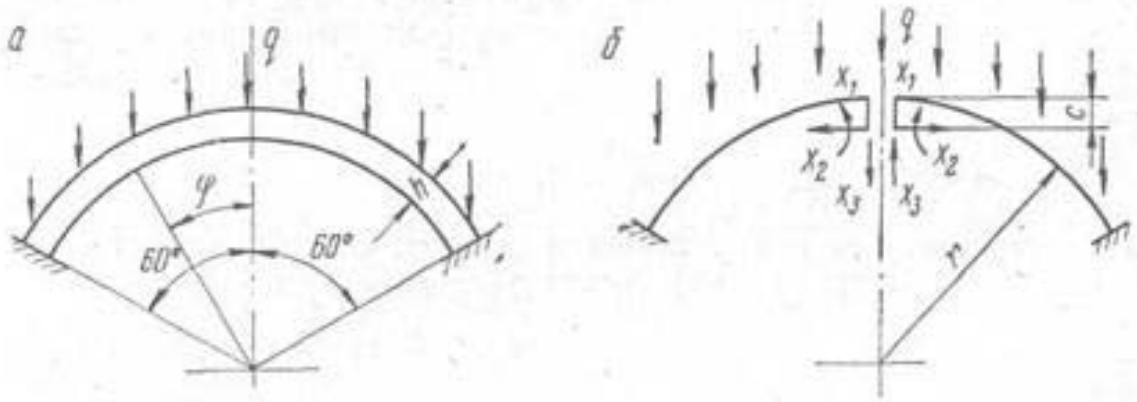


Рис. 165. Схемы к расчету свода тоннеля циркульного очертания

Система становится дважды статически неопределимой. Метод решения такой задачи изложен в главе VIII § 53.

Практика проектирования тоннельных сводов показывает, что для снижения растягивающих напряжений в сечениях свода пяты их целесообразно размещать под углом 30° к горизонту. При этом очертание свода принимают, в форме радиальной кривой (рис. 165, *а*). Для таких геометрических очертаний свода при равномерно распределенной нагрузке интегралы перемещений решаются в конечном виде.

Для практических расчетов полезно рассмотреть этот частный случай. Расчетная схема свода показана на рис. 165, *б*.

Длина выносных консолей

$$c = \frac{\int_0^{S/2} y'\,dS}{\int_0^{S/2} dS} = \frac{r^2\int_0^{\frac{\pi}{3}} (1-\cos\varphi)\,d\varphi}{r\int_0^{\frac{\pi}{3}} d\varphi} = \frac{r^2\left(\frac{\pi}{3}-\sin\frac{\pi}{3}\right)}{\frac{\pi}{3}r} = 0{,}173r.$$

Перемещения δ_{11} и δ_{22} будут соответственно равны:

$$\delta_{11} = \frac{\pi r^3}{3EI};$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{EI}\int_0^{S/2} y^2\,dS + \frac{1}{EF}\int_0^{S/2} \cos^2\varphi\,d\varphi = \frac{r^3}{EI}\int_0^{\frac{\pi}{3}} (0{,}827 - \cos\varphi)^2\,d\varphi +$$

$$+ \frac{r}{EF}\int_0^{\frac{\pi}{3}} \cos^2\varphi\,d\varphi = \frac{r^3}{EI}\left[0{,}02388 + 0{,}06168\left(\frac{h}{r}\right)^2\right].$$

Считая нагрузку приложенной к осевой линии свода, можно определить изгибающий момент и нормальную силу в основной системе в сечении, наклоненном под углом φ к вертикали,

$$M_p = -\frac{qr^2}{2}\sin^2\varphi;$$

$$N_p = qr\sin^2\varphi.$$

Перемещения Δ_{1p} и Δ_{2p} после подстановки значения M_p и N_p и выполнения интегрирования будут соответственно равны:

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{EI}\int_0^{S_1} M_p\,dS = -\frac{qr^3}{2EI}\int_0^{\frac{\pi}{3}} \sin^2\varphi\,d\varphi = -0{,}15355qr^3;$$

$$\Delta_{2p} = \frac{1}{EI}\int_0^{S_1} M_p\,dS + \frac{1}{EF}\int_0^{S_1} N_p\cos\varphi =$$

$$= -\frac{qr^4}{2EI}\int_0^{\frac{\pi}{3}} \sin^2\varphi\,(0{,}827 - \cos\varphi)\,d\varphi + \frac{qr^2}{EF}\int_0^{\frac{\pi}{3}} \sin^2\varphi\cos d\varphi =$$

$$= -\frac{qr^4}{FI}\left[0{,}01873 - 0{,}01804\left(\frac{h}{r}\right)^2\right].$$

Подставляя найденные величины перемещений, а также значения

$$M_0' = -\frac{qr^2}{2}\sin^2 60^\circ = -\frac{3}{8}qr^2;$$

$$P_0 = qr\sin\varphi = 0{,}86602qr;$$

$$H_0' = 0,$$

после некоторых преобразований получаем

$$X_1 = \frac{qr^2\,[m\,(0{,}2310 + 0{,}3867n + 0{,}0440m + 0{,}1136mn) + 0{,}2165n]}{m\,(1{,}6302 + 1{,}0019n + 0{,}3001m + 0{,}7750mn) + 0{,}25n};$$

$$X_2 = \frac{qr\,[m\,(1{,}1632 - 0{,}6092n + 0{,}2354m - 0{,}2267mn) - 0{,}375n]}{m\,(1{,}6302 + 1{,}0019n + 0{,}3001m + 0{,}7750mn) + 0{,}25n},$$

где

$$m=\frac{Kr}{E};\qquad n=\left(\frac{h}{r}\right)^2;$$

K — коэффициент упругого отпора породы.

Ориентировочная величина коэффициента K (кгс/см³) следующая:

Песок плотный, глина	5—10
Глина твердая	10—20
Известняк, песчаник, мерзлота	20—100
Твердая скала	100—1500

Для изгибающих моментов сил в трех сечениях свода — замке, четверти пролета и пяте — могут быть получены следующие формулы:

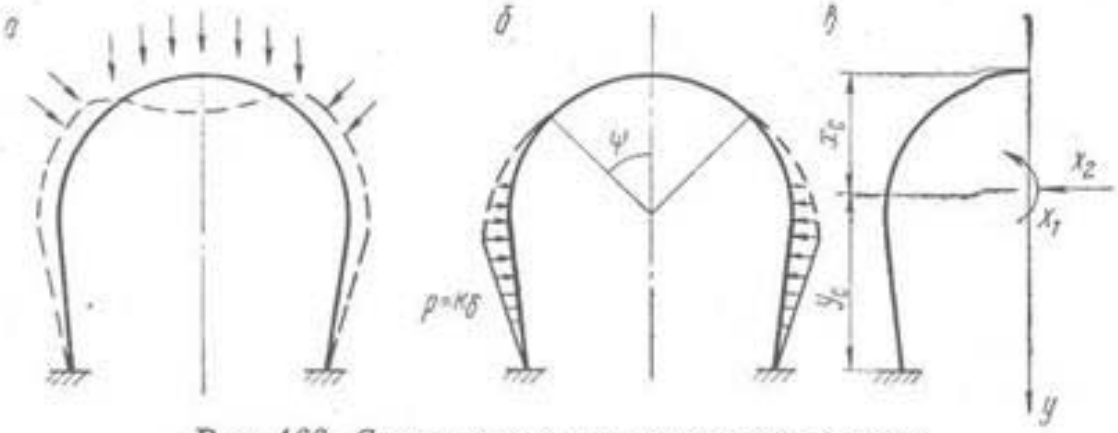


Рис. 166. Схемы к расчету подъемистого свода

сечение в замке

$$M=X_1-0{,}173rX_2;$$

$$N=X_2;$$

сечение в четверти пролета

$$M=X_1-0{,}074rX_2-0{,}094qr^2;$$

$$N=0{,}901X_2+0{,}1875qr;$$

сечение в пяте

$$M=X_1+0{,}327rX_2-0{,}375qr^2;$$

$$N=0{,}5X_2+0{,}75qr.$$

Обделки в виде подъемистого свода. Тоннели часто имеют такую форму свода, когда пяты располагаются в почве выработки (рис. 166). При наличии преимущественно вертикального давления замок свода перемещается вниз, что вызывает горизонтальные деформации в боках в сторону массива (рис. 166, *а*). Возникают силы бокового упругого отпора, которые при расчете сводов должны учитываться. Это обстоятельство делает метод расчета

достаточно сложным, поэтому ограничимся некоторыми общими сведениями.

Для построения эпюры бокового отпора по данным расчетной практики устанавливают три точки: две нулевые и одну — соответствующую максимальной ординате. Форма очертания кривой не играет существенной роли. За нулевые точки эпюры упругого отпора принимают: одну — в пяте свода, вторую — в сечении, определяемом углом $\psi = 45°$ (рис. 166, *б*). Максимальная ордината предполагается на линии максимального значения пролета свода. Интенсивность отпора p принимается по гипотезе Шведлера — Винклера пропорционально перемещению δ, т. е. $p = K\delta$.

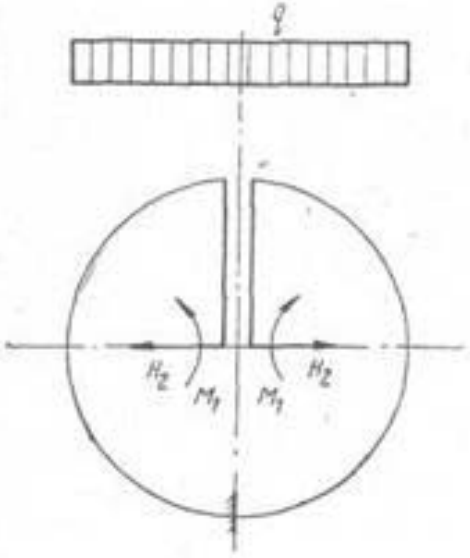


Рис. 167. Вариант расчетной схемы тоннеля круглого сечения

Уравнения деформации для подъемистого свода при отсутствии смещений пят имеют вид (рис. 166, *в*)

$$X_1\delta_{11} + \Delta_{1p} + \beta = 0;$$

$$X_2\delta_{22} + \Delta_{2p} + \beta y_c = 0,$$

где β — угол поворота в пяте свода.

Значения перемещений вычисляют без учета нормальных сил.

Обделки круглого очертания являются наиболее распространенными в тоннелях метрополитенов и гидротехнических напорных тоннелях. Широкое распространение этой формы тоннеля в слабых породах обусловлено щитовым способом проходки.

В зависимости от условий могут применяться разные методы расчета. В практике проектирования тоннелей известны три расчетные схемы обделки:

как свободно деформируемого кольца;

по методу, предложенному Хьюттом;

как кольца в упругой среде.

Первый метод отличается известной простотой и является приемлемым в слабых породах, не оказывающих существенного сопротивления деформациям обделки. Расчетная схема показана на рис. 167. Вследствие вертикальной симметрии нагрузок, система считается дважды статически неопределимой. Жесткость кольца EI принимается одинаковой. В нижней части кольцо условно защемлено. Перемещения вычисляются по формуле Мора без учета нормальных сил. Существуют готовые формулы для расчета моментов M и нормальных сил N для наиболее характерных видов нагрузок [47].

Метод, предложенный Хьюттом, является первой попыткой учесть при расчетах совместную работу обделки и бобовых пород. В нем содержится ряд допущений, не отвечающих действительной

работе кольца, поэтому применение его связано с рядом существенных ограничений [47]. Более точный подход к решению задачи о расчете обделки кругового очертания дает метод, рассматривающий ее как кольцо в упругой среде. При симметричном загружении перемещения точек задаются в виде бесконечных тригонометрических рядов. Метод решения отличается сложностью.

Имеется решение, в котором круглая обделка рассматривается как ломаный контур на упругом основании. Наконец, метропроектом предложен метод расчета, основанный на замене криволинейного контура в упругой среде многоугольником на упругих опорах. Этот метод считается в инженерной практике наиболее эффективным [47].

ПРИЛОЖЕНИЕ

1. Пример расчета деревянной крепежной рамы

Д а н о: Выработка трапециевидного сечения, ширина в свету поверху 2,4 м, понизу 3,2 м, высота 2,1 м (рис. 168). Объемный вес пород кровли $\gamma = 2{,}4$ т/м³. Коэффициент крепости по шкале проф. М. М. Протодьяконова $f = 3$. Расстояние между крепежными рамами (по осям) $L = 70$ см. Лес для крепи — круглый, сосновый. Определить размеры элементов крепежной рамы.

Р а с ч е т. Пролет выработки вчерне принимаем на 25% больше пролета выработки в свету, учитывая толщину крепи. Тогда расчетная ширина выработки вчерне:

поверху $2a = 1{,}25 \cdot 240 = 300$ см

понизу $2a_1 = 1{,}25 \cdot 320 = 400$ см.

Величину горного давления (нормативную нагрузку) определяем по формуле проф. М. М. Протодьяконова

$$Q = \frac{4}{3} ab\gamma L = \frac{4}{3} 150 \cdot 50 \cdot 0{,}0024 \cdot 70 = 1680 \text{ кгс},$$

где b — высота свода обрушения

$$b = \frac{a}{f} = \frac{150}{3} = 50 \text{ см}.$$

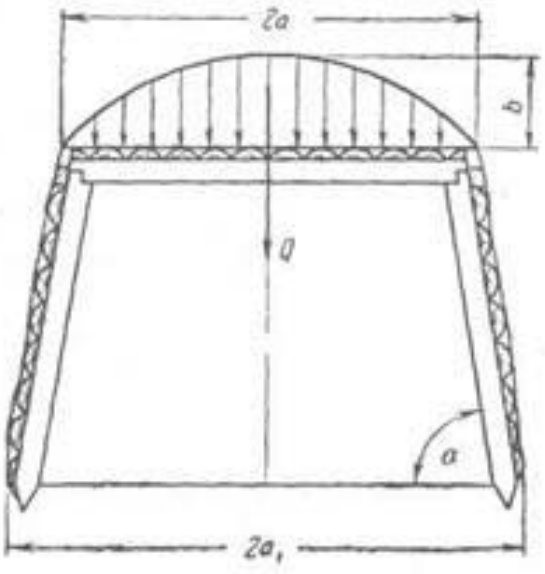


Рис. 168. Расчетная схема для деревянной крепежной рамы

Расчетную нагрузку определяем с учетом требований СНиП II—М.4—65, п.1.12:

$$Q_р = nQ = 1{,}2 \cdot 1680 = 2016 \text{ кгс},$$

где n — коэффициент перегрузки.

Наибольший изгибающий момент посередине верхняка при симметричной параболически распределенной нагрузке определяем по формуле

$$M = \frac{5}{16} Q_р a = \frac{5}{16} \times$$

$$\times 2016 \cdot 150 = 94\,500 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Необходимый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{mR_и} = \frac{94\,500}{0{,}7 \cdot 160} = 845 \text{ см}^3,$$

где $m = 0{,}7$ — коэффициент условий работы по СНиП II-М.4—65, п. 1.13;
$R_и = 160$ кгс/см² — расчетное сопротивление древесины сосны на изгиб по СНиП II-В.4—62, п. 3.1.

Диаметр верхняка

$$d = \sqrt[3]{\frac{32W}{\pi}} = \sqrt[3]{10W} = \sqrt[3]{10 \cdot 845} = 20{,}4 \text{ см}.$$

По ГОСТ 616—59 «Стойки рудничные деревянные» принимаем верхняк диаметром $d = 22$ см.

При заданных размерах сечения выработки угол наклона стоек к горизонту определяем из условия

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{2{,}1}{\frac{3{,}2 - 2{,}4}{2}} = \frac{2{,}1}{0{,}4} = 5{,}25;$$

$\alpha = 79° 13'$

Длина стойки в свету крепи

$$l' = \frac{h}{\sin\alpha} = \frac{2{,}1}{0{,}9823} = 2{,}14 \text{ м}.$$

С учетом замка около 8 см и лунки 8 см длину стойки принимаем по ГОСТ 616—59 равной 2,3 м.

Осевое расчетное усилие по стойке определяем по формуле

$$P_р = \frac{Q_р}{2\sin\alpha} = \frac{2016}{2 \cdot 0{,}9823} = 1050 \text{ кгс}.$$

Диаметр стойки принимаем равным диаметру верхняка. Гибкость стойки

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{240}{5{,}5} = 43{,}6 < 100.$$

Радиус инерции круглого сечения $i = \frac{d}{4} = \frac{22}{4} = 5{,}5$, поэтому коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 1 - 0{,}007\frac{l}{i} = 1 - 0{,}007 \cdot \frac{240}{5{,}5} = 1 - 0{,}31 = 0{,}69.$$

Напряжения, возникающие при сжатии стойки,

$$\sigma_{сж} = \frac{P_р}{\varphi F} = \frac{1050}{0{,}69\,\frac{3{,}14 \cdot 22^2}{4}} = \frac{1050}{262} = 4 \text{ кгс/см}^2 < mR_{сж} = 0{,}7 \cdot 130 = 91 \text{ кгс/см}^2,$$

где m — коэффициент условий работы по СНиП II-М.4—65, п 1.13;
$R_{сж} = 130$ кгс/см² — расчетное сопротивление древесины сосны на сжатие вдоль волокон по СНиП II-В.4—62, п.3.1.

Этот результат показывает, что стойки можно было бы взять меньшей толщины. Однако по конструктивным соображениям принимаем стойки диаметром $d = 22$ см.

Толщину потолочных затяжек из досок определяем по формуле

$$c = 0{,}87L\sqrt{\frac{\gamma h}{mR_и}} = 0{,}87 \cdot 70\sqrt{\frac{0{,}0024 \cdot 50}{0{,}7 \cdot 130}} = 60{,}9\sqrt{\frac{0{,}12}{91}} = 2{,}22 \text{ см}.$$

Принимаем доски по ГОСТ 8486—66 толщиной $c = 25$ мм. Если брать обаполы, то толщина их должна быть $c_1 = 1{,}5\,c = 1{,}5 \cdot 2{,}22 = 35$ мм.

2. Пример расчета круговой трехшарнирной арки при симметричном нагружении

Д а н о: Двухпутевая выработка (рис. 169) имеет следующие размеры в свету: ширина $l_1 = 4$ м, радиус закругления свода $r_1 = 2$ м, высота прямолинейных стоек $h = 1{,}2$ м. Породы кровли имеют объемный вес $\gamma_к = 2{,}4$ т/м³. коэффициент крепости $f_к = 1{,}5$. Боковые породы имеют $\gamma_б = 2$ т/м³, $f_б = 1$. Расстояние между арками (по осям арок) $L = 1$ м. Материал для крепи — двутавровый профиль по ГОСТ8239—56. Подобрать номер двутавра. Арка трехшарнирная.

Определение нагрузок на крепь производится по методике проф. М. М. Цимбаревича. Пролет выработки вчерне принимаем на 20% больше пролета выработки в свету, учитывая толщину крепи

$$2a = 1{,}2 \cdot 4 = 4{,}8 \text{ м}.$$

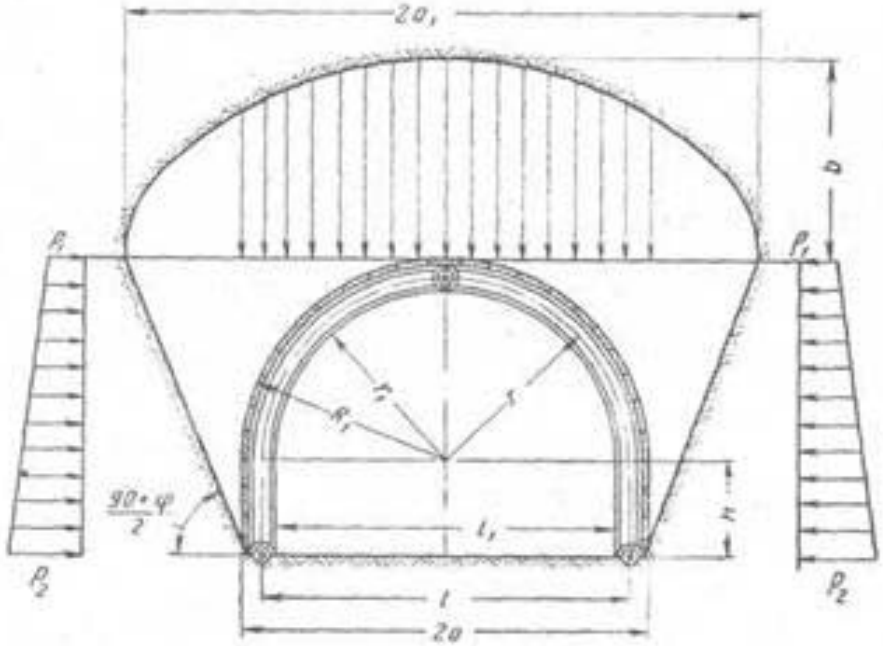


Рис. 169. Схема к расчету нагрузки на трехшарнирную арку

Радиус закругления свода в проходке

$$R_1 = 1{,}2 \cdot 2 = 2{,}4 \text{ м}.$$

Угол внутреннего трения пород определяем из выражения $\varphi = \operatorname{arctg} f$. Для боковых пород $\varphi_б = \operatorname{arctg} 1 = 45°$. Для пород кровли $\varphi_к = \operatorname{arctg} 1{,}5 = 56°$.

Полупролет свода обрушения определяем по формуле

$$a_1 = a + (h + R) \operatorname{ctg} \frac{90 + \varphi}{2} = 2{,}4 + (1{,}2 + 2{,}4) \operatorname{ctg} \frac{90 + 45}{2} =$$

$$= 2{,}4 + 3{,}6 \operatorname{ctg} 67° 30' = 2{,}4 + 3{,}6 \cdot 0{,}4142 = 3{,}9 \text{ м}.$$

Высота свода обрушения

$$b = \frac{a_1}{\operatorname{tg} \varphi_к} = \frac{3{,}9}{1{,}5} = 2{,}6 \text{ м}.$$

Величину вертикального равномерного давления (нормативную нагрузку) на одну раму определяем по формуле

$$q^н = b \gamma_к L = 2{,}6 \cdot 2{,}4 \cdot 1 = 6{,}24 \text{ тс/м}.$$

Приведенная к объемному весу боковых пород высота нагрузки от пород кровли на боковые призмы

$$h_0 = b\frac{\gamma_к}{\gamma_б} = 2{,}6\,\frac{2{,}4}{2} = 3{,}16\text{ м}.$$

Величины горизонтального давления (нормативная нагрузка) на одну раму определяем из выражений:

для верхнего основания трапеции

$$p_1^н = \gamma h_0\,\mathrm{tg}^2\,\frac{90-\varphi}{2}\,L = 2\cdot 3{,}16\,\mathrm{tg}^2\,\frac{90-45}{2}1 = 2\cdot 3{,}16\cdot 0{,}4142^2\cdot 1 = 1{,}1\text{ тс/м};$$

для нижнего основания трапеции

$$p_2^н = \gamma\,(h_0+h+R_1)\,\mathrm{tg}^2\,\frac{90-\varphi}{2}\,L = 2\,(3{,}16+1{,}2+2{,}4)\,0{,}4142^2\cdot 1 = 2{,}3\text{ тс/м}.$$

Расчетные нагрузки определяем с учетом требования СНиП II—М.4—65, п.I.12:

вертикальная

$$q = nq^н = 1{,}2\cdot 6{,}24 = 7{,}5\text{ тс/м};$$

горизонтальные;

$$p_1 = np_1^н = 1{,}2\cdot 1{,}1 = 1{,}3\text{ тс/м};$$

$$p_2 = np_2^н = 1{,}2\cdot 2{,}3 = 2{,}8\text{ тс/м}.$$

Определение усилий в сечениях арки (рис. 170). Геометрические расчетные характеристики крепи (размеры по оси арки) принимаем на 10% больше размеров арки в свету. Расчетный пролет арки $l = 1{,}1\cdot 4 = 4{,}4$ м. Расчетный радиус закругления арки $r = 1{,}1\cdot 2 = 2{,}2$ м.

Ввиду симметричной нагрузки вертикальные реакции арки

$$V_A = V_B = \frac{ql}{2} = \frac{7{,}5\cdot 4{,}4}{2} = 16{,}5\text{ тс}.$$

Для определения распора H запишем уравнение суммы моментов сил, расположенных левее ключевого шарнира C (рис. 170, *а*):

$$\sum M_C = V_A\,\frac{l}{2} - q\,\frac{l}{2}\cdot\frac{l}{4} - p_1\,(h+r)\cdot\frac{1}{2}\,(h+r) -$$

$$-\frac{1}{2}\,(p_2-p_1)\,(h+r)\,\frac{2}{3}\,(h+r) - H\,(h+r) = 0;$$

$$\sum M_C = 16{,}5\cdot 2{,}2 - 7{,}5\cdot 2{,}2\cdot 1{,}1 - 1{,}3\cdot 3{,}4\cdot 1{,}7 - 0{,}5\cdot 1{,}5\cdot 3{,}4\cdot\frac{2}{3}\cdot 3{,}4 - 3{,}4H = 0.$$

Отсюда

$$H = \frac{36{,}3 - 18{,}2 - 8{,}5 - 5{,}8}{3{,}4} = \frac{3{,}8}{3{,}4} = 1{,}12\text{ тс}.$$

Усилие горизонтального распора N в замковом сечении определим из условия равенства суммы моментов всех сил, приложенных к левой части арки, относительно опоры А:

$$\sum M_A = N\,(h+r) - \frac{qr^2}{2} - p_1\,(h+r)\cdot\frac{1}{2}\,(h+r) - \frac{1}{2}\,(p_2-p_1)\cdot\frac{1}{3}\,(h+r)^2 = 0;$$

$$\sum M_A = 3{,}4N - 7{,}5\cdot 2{,}2\cdot 1{,}1 - 1{,}3\cdot 3{,}4\cdot 1{,}7 - \frac{1}{2}\,1{,}5\cdot\frac{1}{3}\cdot 3{,}4^2 = 0;$$

отсюда

$$N=\frac{18{,}2+8{,}5+2{,}9}{3{,}4}=\frac{29{,}6}{3{,}4}=8{,}07 \text{ тс}.$$

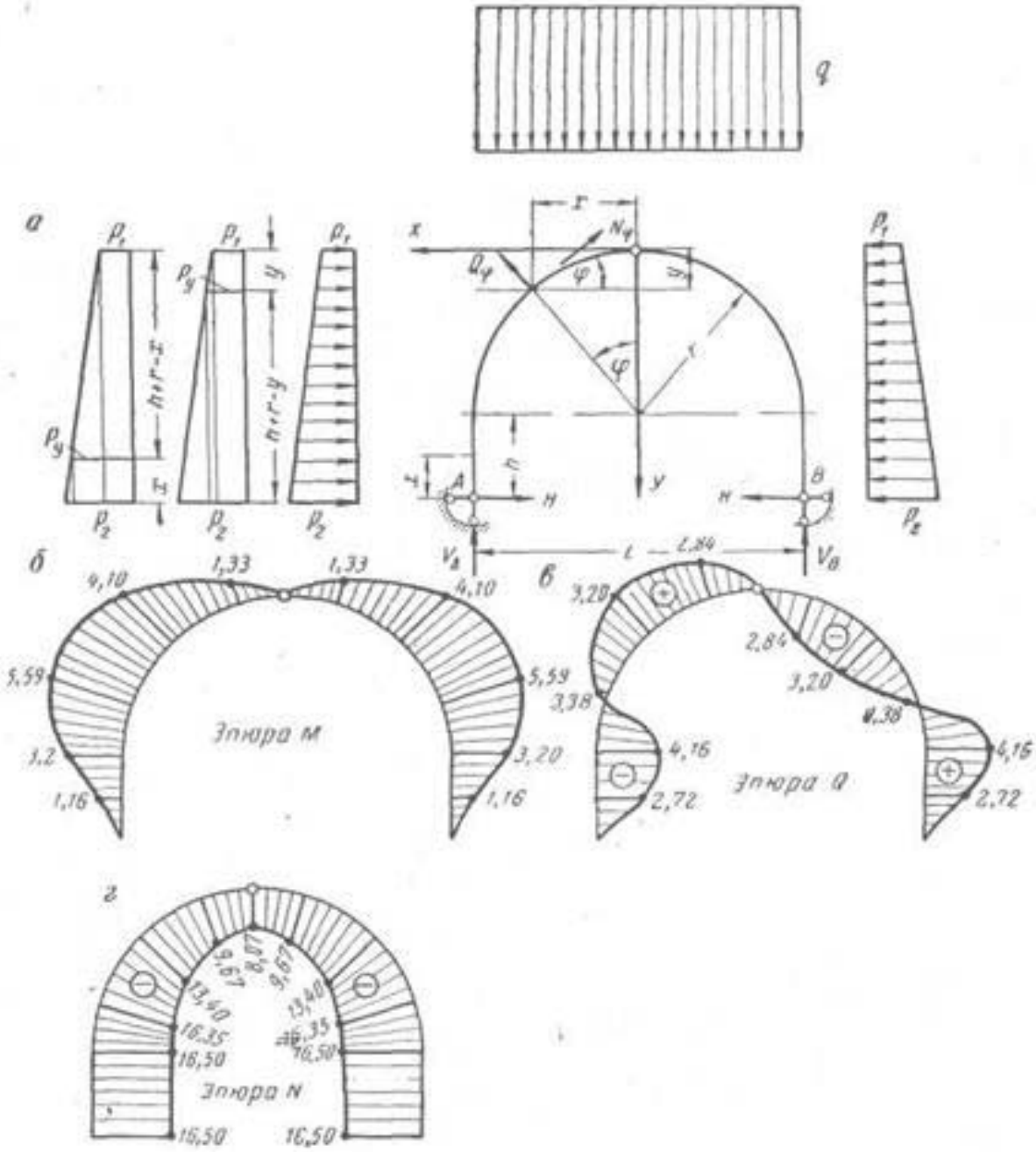


Рис. 170. Расчетные характеристики трехшарнирной арки:

а — расчетная схема; б — эпюра изгибающих моментов; в — эпюра поперечных сил; г — эпюра нормальных сил

Проверка: $\sum X = 0$

$$\sum X = H+\frac{1}{2}(p_1+p_2)(h+r)-N=0;$$

$$N=1{,}12+0{,}5\cdot 4{,}1\cdot 3{,}4=1{,}12+6{,}97=8{,}09=8{,}07 \text{ тс},$$

следовательно, опорные реакции определены верно.

Помещая начало прямоугольной системы координат в ключевой шарнир так, чтобы рассматриваемая левая часть арки располагалась в первой четверти, можно записать уравнение изгибающего момента в произвольном сечении D на своде арки с координатами x и y в следующем виде:

$$M_\varphi = Ny - qx\frac{x}{2} - p_1 y\frac{y}{2} - \frac{1}{2}(p_y - p_1)\,y\,\frac{1}{3}\,y =$$

$$= Ny - \frac{1}{2}qx^2 - \frac{1}{2}p_1 y^2 - \frac{1}{6}(p_y - p_1)\,y^2.$$

Величину горизонтального давления на уровне сечения определяем из следующего соотношения:

$$\frac{p_2 - p_1}{h + r} = \frac{p_y - p_1}{y} \quad \text{или} \quad \frac{2{,}8 - 1{,}3}{3{,}4} = \frac{p_y - 1{,}3}{y};$$

$$p_y = 1{,}3 + 0{,}441y.$$

Поскольку $x = r\sin\varphi$ и $y = r(1 - \cos\varphi)$, будем иметь

$$M_\varphi = Nr(1 - \cos\varphi) - 3{,}75r^2\sin^2\varphi - 0{,}65r^2(1 - \cos\varphi)^2 + 0{,}0735r^3(1 - \cos\varphi)^2.$$

Принимая различные значения φ, рассчитаем табличным методом величины M_φ (табл. 10).

Таблица 10

φ, град	$\sin\varphi$	$\cos\varphi$	$N_r \times (1 - \cos\varphi)$	$3{,}75r^2 \times \sin^2\varphi$	$0{,}65r^2 \times (1 - \cos\varphi)^2$	$0{,}0735r^3 \times (1 - \cos\varphi)^2$	M_φ, тс·м
0	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
22,5	0,383	0,924	+1,349	−2,668	−0,016	+0,002	−1,33
45	0,707	0,707	+5,201	−9,075	−0,261	+0,030	−4,10
67,5	0,924	0,383	+10,952	−15,500	−1,179	+0,136	−5,50
90	1,000	0,000	+17,754	−18,15	−3,146	+0,356	−3,20

Изгибающий момент в произвольном сечении стойки на расстоянии x от опорного шарнира

$$M_x = -Hx - p_x x\frac{x}{2} - (p_2 - p_x)\,\frac{1}{2}x\cdot\frac{2}{3}x = -Hx - \frac{1}{6}(2p_2 + p_x)\,x^2.$$

Величину горизонтального давления на уровне сечения x определим из следующего соотношения:

$$\frac{p_2 - p_1}{r + h} = \frac{p_2 - p_x}{x} \quad \text{или} \quad \frac{2{,}8 - 1{,}3}{3{,}4} = \frac{2{,}8 - p_x}{x};$$

откуда

$$p_x = p_2 - 0{,}441x = 2{,}8 - 0{,}441x.$$

Подставив значение p_x в уравнение M_x, получим

$$M_x = -Hx - \frac{1}{6}(2\cdot 2{,}8 + 2{,}8 - 0{,}441x)\,x^2 = -1{,}12x - 1{,}4x^2 + 0{,}0735x^3.$$

Подсчитаем значения M_x в характерных сечениях стойки при различных значениях x:

При $x = 0{,}6$ м

$$M_x = -1{,}12 \cdot 0{,}6 - 1{,}4 \cdot 0{,}6^2 + 0{,}0735 \cdot 0{,}6^3 = -0{,}672 - 0{,}504 + 0{,}016 = -1{,}16 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

при $x = 1{,}2$ м

$$M_x = -1{,}12 \cdot 1{,}2 - 1{,}4 \cdot 1{,}2^2 + 0{,}0735 \cdot 1{,}2^3 = -1{,}344 - 2{,}016 + 0{,}127 = -3{,}2 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Эпюра изгибающих моментов для всей арки показана на рис. 170, *б*. Поперечную силу в произвольном сечении свода левой части арки определяем как сумму проекций всех сил, приложенных к полуарке выше сечения, на нормаль к касательной:

$$Q_\varphi = -N \sin\varphi + qx \cos\varphi + p_1 y \sin\varphi + \frac{1}{2}(p_y - p_1)\, y \sin\varphi =$$

$$= -N \sin\varphi + qx \cos\varphi + \frac{1}{2}(p_y + p_1)\, y \sin\varphi .$$

Подставив значения $p_y = 1{,}3 + 0{,}441y$; $x = r \sin\varphi$, $y = r(1 - \cos\varphi)$ и численные значения нагрузок и распора N, получим

$$Q_\varphi = -8{,}07 \sin\varphi + 7{,}5r \sin\varphi \cos\varphi + \frac{1}{2}[2{,}6 + 0{,}441r(1 - \cos\varphi)]\, r(1 - \cos\varphi) \sin\varphi .$$

Значения Q_φ при различных значениях угла приведены в табл. 11.

Таблица 11

φ, град	$\sin\varphi$	$\cos\varphi$	$\sin\varphi\cos\varphi$	$-8{,}07\sin\varphi$	$7{,}5r\sin\varphi\cos\varphi$	$\frac{1}{2}[2{,}6+0{,}441r\times(1-\cos\varphi)]=A$	$r(1-\cos\varphi)=B$	$A \cdot B\sin\varphi$	Q_φ, тс
0	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000	1,300	0,000	0 000	0,000
22,5	0,383	0,924	0,354	−3,091	5,841	1,337	0,167	0,085	2,835
45	0,707	0,707	0,500	−5,705	8,250	1,442	0,645	0,658	3,203
67,5	0,924	0,383	0,354	−7,457	5,841	1,598	1,357	1,996	0,380
90	1,000	0,000	0,000	−8,070	0,000	1,784	2,200	3,925	−4,155

Поперечная сила в произвольном сечении стойки на расстоянии x от опорного шарнира

$$Q_x = -H - p_x x - \frac{1}{2}(p_2 - p_x)\, x = -H - \frac{1}{2}(p_2 + p_x)\, x.$$

Подставляя в это выражение $p_x = 2{,}8 - 0{,}441x$ (см. определение M_x на стойке), получим

$$Q_x = -\text{H} - \frac{1}{2}(2p_2 - 0{,}441x)\, x.$$

Определяем величину поперечной силы при различных значениях x:
при $x = 0$

$$Q_x = -H = -1{,}12 \text{ тс};$$

при $x = \frac{h}{2} = 0{,}6$ м

$$Q_x = -1{,}12 - \frac{1}{2}(2 \cdot 2{,}8 - 0{,}441 \cdot 0{,}6)\,0{,}6 = -1{,}12 - 0{,}5 \cdot 5{,}335 \cdot 0{,}6 =$$

$$= -1{,}12 - 1{,}60 = -2{,}72 \text{ тс};$$

при $x = h = 1{,}2$ м

$$Q_x = -1{,}12 - \frac{1}{2}(2 \cdot 2{,}8 - 0{,}441 \cdot 1{,}2)\,1{,}2 = -1{,}12 - 3{,}04 = -4{,}16 \text{ тс}.$$

Расчеты по определению поперечной силы были сделаны для левой половины арки. Поскольку нагрузка на арку симметрична, на правой половине поперечная сила Q в соответствующих сечениях будет иметь те же значения, но с противоположным знаком. Эпюра поперечных сил для всей арки показана на рис. 170, *в*.

Нормальную силу в произвольном сечении свода левой части арки определяем как сумму проекций всех сил, приложенных к полуарке выше сечения, на касательную к оси свода:

$$N_\varphi = -N\cos\varphi - qx\sin\varphi + p_1 y\cos\varphi + \frac{1}{2}(p_y - p_1)\,y\cos\varphi =$$

$$= -N\cos\varphi - qx\sin\varphi + \frac{1}{2}(p_y + p_1)\,y\cos\varphi.$$

Подставив значения

$$x = r\sin\varphi, \quad y = r(1 - \cos\varphi), \quad p_y = 1{,}3 + 0{,}441y$$

и численные значения нагрузок и распора N, получим

$$N_\varphi = -8{,}07\cos\varphi - 7{,}5r\sin^2\varphi + \frac{1}{2}[2{,}6 + 0{,}441r(1 - \cos\varphi)]\,r(1 - \cos\varphi)\cos\varphi.$$

Значения N_φ°, полученные при различных значениях угла φ приведены в табл. 12.

Таблица 12

φ, град	$-8{,}07\cos\varphi$	$-7{,}5r\cdot\sin^2\varphi$	$r(1-\cos\varphi)=A$	$\frac{1}{2}[2{,}6+0{,}441r\times(1-\cos\varphi)]=B$	$A\cdot B\cos\varphi$	N_φ, тс
0	−8,070	0,000	0,000	1,300	0,000	−8,070
22,5	−7,457	−2,420	0,167	1,337	+0,206	−9,670
45	−5,705	−9,250	0,645	1,442	+0,658	−13,400
67,5	−3,099	−14,088	1,357	1,598	+0,830	−16,350
90	0,000	−16,500	2,200	1,784	0,000	−16,500

На стойках нормальная сила

$$N = -V_A = -V_B = -16{,}5 \text{ тс}.$$

Эпюра нормальных сил показана на рис. 170, *г*.

Наиболее опасным является сечение на своде арки, где поперечная сила $Q = 0$. Угол наклона этого сечения определим из условия

$$Q_\varphi = -8{,}07 \sin\varphi + 7{,}5r \sin\varphi \cos\varphi + \frac{1}{2} \times$$

$$\times [2{,}6 + 0{,}441r\ (1 - \cos\varphi)]\, r\,(1 - \cos\varphi) \sin\varphi = 0.$$

После сокращения $\sin\varphi$ получим

$$-8{,}07 + 7{,}5r \cos\varphi + \frac{1}{2}\,[2{,}6 + 0{,}441r\,(1 - \cos\varphi)\, r\,(1 - \cos\varphi)] = 0.$$

Это уравнение удовлетворяет при $\cos\varphi = 0{,}3488$, которому соответствует $\varphi = 69^\circ\ 30'$.

По ранее выведенным формулам находим, что в опасном сечении действуют

$$M_{\max} = 8{,}07 \cdot 2{,}2\,(1 - 0{,}3488) - 3{,}75 \cdot 2{,}2^2 \cdot 0{,}9368^2 -$$

$$- 0{,}65 \cdot 2{,}2^2\,(1 - 0{,}3488)^2 + 0{,}0735 \cdot 2{,}2^3\,(1 - 0{,}3488)^3 =$$

$$= 17{,}754 \cdot 0{,}6512 - 18{,}15 \cdot 0{,}8876 - 3{,}146 \cdot 0{,}4241 + 0{,}356 \cdot 0{,}4241 =$$

$$= 11{,}561 - 16{,}110 - 1{,}334 - 0{,}151 = -6{,}034 \approx -6{,}03 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = -8{,}07 \cdot 0{,}3488 - 7{,}5 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}9368^2 + \frac{1}{2}\,[2{,}6 + 0{,}441 \cdot 2{,}2\,(1 - 0{,}348)] \times$$

$$\times 2{,}2\,(1 - 0{,}3488) \cdot 0{,}3488 = -2{,}815 - 14{,}480 + [1{,}3 + 0{,}4851 \cdot 0{,}6512] \cdot 0{,}7674 \cdot 0{,}6512 =$$

$$= -17{,}295 + 0{,}808 = -16{,}487 \approx -16{,}5 \text{ тс}.$$

Подбираем ориентировочно двутавровый профиль по условию прочности на изгиб

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{mW} \leqslant R_и$$

отсюда

$$W = \frac{M_{\max}}{mR_и} = \frac{603\,000}{0{,}8 \cdot 2100} = 359 \text{ см}^3,$$

где $m = 0{,}8$ — коэффициент условий работы по СНиП II-М.4—65, п. I.13;

$R_и = 2100$ кгс/см² — расчетное сопротивление прокатной стали марки Ст. 3 по СНиП II-В.3—62, п. 3.1.

Принимаем по ГОСТ 8239—56 двутавр № 27 с $W = 371$ см³ > 359 см³ и $F = 40{,}2$ см².

Проверяем двутавр № 27 на прочность с учетом продольной силы N:

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{M_{\max}}{mW} - \frac{N}{mF} \leqslant R;$$

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{603\,000}{0{,}8 \cdot 371} - \frac{16\,500}{0{,}8 \cdot 40{,}2} = \pm 2030 - 513;$$

$$\sigma_{сж} = -(2030 + 513) = 2543 > 2100,$$

т. е. принятый двутавр условиям прочности не удовлетворяет. Принимаем больший двутавр № 30 с $W = 472$ см³ и $F = 46{,}5$ см² и проверяем его на прочность с учетом продольной силы:

$$\sigma_{\max} = \pm \frac{603\,000}{0{,}8 \cdot 472} - \frac{16\,500}{0{,}8 \cdot 46{,}5} = \pm 1595 - 443$$

или

$$\sigma_{сж} = -1595 - 443 = 2038 < 2100;$$

$$\sigma_{раст} = 1595 - 443 = 1152 < 2100.$$

Таким образом, двутавр № 30 вполне удовлетворяет условию прочности арки.

3. Пример расчета круговой двухшарнирной арки при симметричном нагружении

Д а н о: Двухпутевая выработка арочного сечения имеет следующие размеры в свету: ширина $l_1 = 4$ м, радиус закругления циркульного свода $r_1 = 2$ м, высота прямолинейных стоек $h = 1{,}2$ м. Породы кровли имеют $\gamma_к = 2{,}4$ т/м³, $f_к = 1{,}5$. Боковые породы имеют; $\gamma_б = 2$ т/м³, $f_б = 1$. Расстояние между арками (по осям арок) $L = 1$ м. Материал крепи — двутавровый профиль по ГОСТ 8239—56. Подобрать номер двутавра. Арка двухшарнирная.

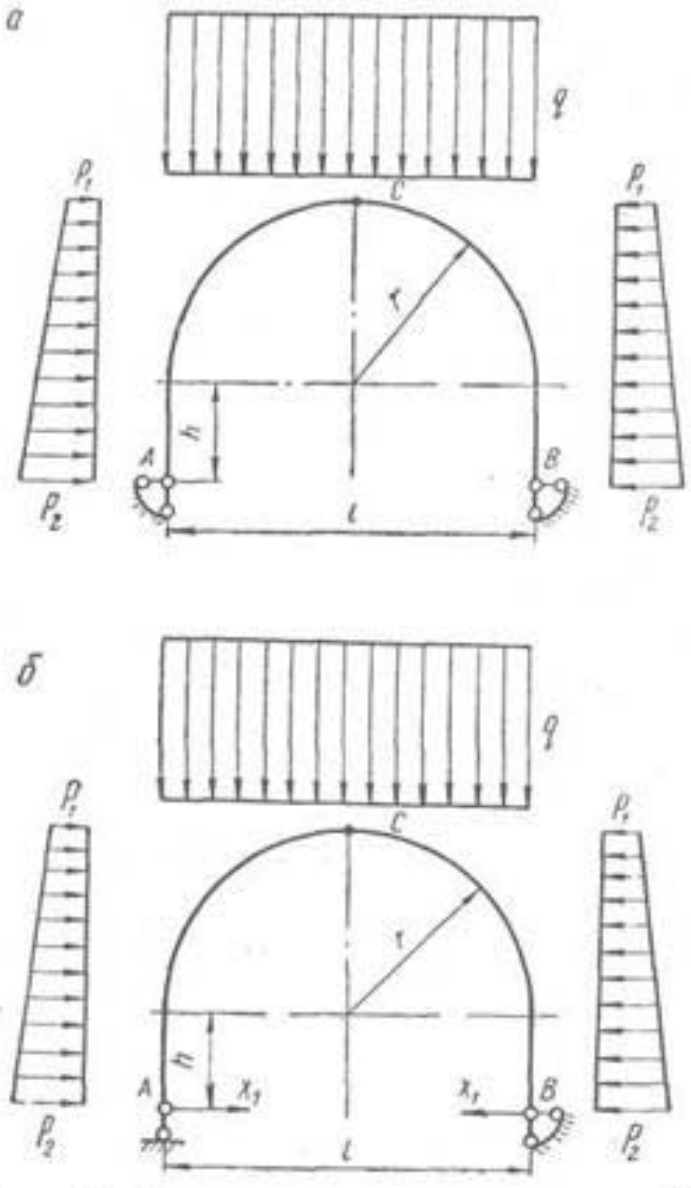


Рис. 171. Схемы к расчету двухшарнирной арки:
а — схема загружения арки; *б* — основная система

Определение нагрузок на крепь производим аналогично ранее рассмотренному примеру расчета круговой трехшарнирной арки. Учитывая, что условия задач отличаются только расчетной схемой арки (числом шарниров), принимаем нагрузки, вычисленные для двухшарнирной арки, т. е.

вертикальная расчетная нагрузка

$$q = 7{,}5 \text{ тс/м};$$

горизонтальные расчетные нагрузки:

$$p_1 = 1{,}3 \text{ тс/м};$$

$$p_2 = 2{,}8 \text{ тс/м}.$$

Определение усилий в сечениях арки. Геометрические расчетные характеристики крепи (размеры по оси арки) будут те же, что и для трехшарнирной арки. Расчетный пролет арки $l = 4{,}4$ м. Расчетный радиус закругления арки $r = 2{,}2$ м. Двухшарнирная арка является один раз статически неопределенной системой (рис. 171, *а*). Для определения опорных реакций воспользуемся методом строительной механики — методом сил.

Отбросив горизонтальную связь, получим основную систему. Заменив «лишнюю» связь неизвестной силой X, получим систему, эквивалентную заданной (рис. 171, *б*). Запишем каноническое уравнение

$$\delta_{11}X_1+\Delta_{1p}=0.$$

Единичное δ_{11} и грузовое Δ_{1p} перемещения определим без учета поперечной силы:

$$\delta_{11}=\int_A^B \frac{M_1\,ds}{EI}+\int_A^B \frac{N_1^2\,ds}{EF};$$

$$\Delta_{1p}=\int_A^B \frac{M_pM_1\,ds}{EI}+\int_A^B \frac{N_pN_1\,ds}{EF}.$$

Для определения единичного перемещения δ_{11} нагрузим основную систему единичной силой $X_1=1$ (рис. 171, *б*) и определим изгибающие моменты M_1 и нормальные силы N_1 в произвольных сечениях свода и стоек.

На стойках арки $M_1=-1\cdot x$, $N_1=0$, $ds=dx$, где x — расстояние от шарнирной опоры до сечения на стойке, в котором определяют значения M_1 и N_1 (рис. 172, *а*). Поместив начало системы прямоугольных координат в замковое сечение так, чтобы рассматриваемая левая часть арки располагалась в первой четверти, получим усилия на своде арки (рис. 172, *б*):

$$M_1=-1\,(h+r-y);\quad y=r\,(1-\cos\varphi);\quad M_1=-\,(h+r\cos\varphi);$$

$$N_1=-1\cos\varphi;\qquad ds=r\,d\varphi.$$

Отсюда

$$\delta_{11}=2\int_0^h \frac{x^2\,dx}{EI}+2\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{(h+r\cos\varphi)^2\,r\,d\varphi}{EI}+2\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\cos^2\varphi r\,d\varphi}{EF}=$$

$$=\frac{1}{EI}\left[\frac{2}{3}\,h^3+rh\,(\pi h+4r)+\frac{\pi r}{2}\left(r^2+\frac{I}{F}\right)\right].$$

Задавшись *отношением* $\frac{I}{F}=125$ (двутавр № 27) и *подставив численные* значения величин, получим

$$\delta_{11}=\frac{1}{EI}\left[\frac{2}{3}\cdot 1{,}2^3\cdot 10^6+2{,}2\cdot 1{,}2\cdot 10^6\,(3{,}14\cdot 1{,}2+4\cdot 2{,}2)+\right.$$

$$\left.+\frac{3{,}14\cdot 2{,}2\cdot 10^2}{2}\,(2{,}2^2\cdot 10^4+125)\right]=\frac{1}{EI}\,[1{,}152\cdot 10^6+33{,}180\cdot 10^6+16{,}752\cdot 10^6]=$$

$$=\frac{51{,}1\cdot 10^6}{EI},\ \text{см}$$

Для определения грузового перемещения Δ_{1p} нагрузим основную систему заданной нагрузкой и определим изгибающие моменты M_p и продольные силы N_p в стойках и своде.

В стойках

$$M_p=-\frac{1}{2}\,p_x x^2-\frac{1}{2}\,(p_2-p_x)\,x\,\frac{2}{3}\,x=-\frac{1}{6}\,(p_x+2p_2)\,x^2;$$

$$M_1=-1x,\qquad ds=dx,$$

Из предыдущего примера известно, что

$$p_x = p_2 - 0{,}441x,$$

тогда

$$M_p = -\frac{1}{6}(3p_2 - 0{,}441x)\,x^2.$$

Нормальные силы

$$N_p = -V_A = -V_B = -\frac{ql}{2}; \qquad N_1 = 0.$$

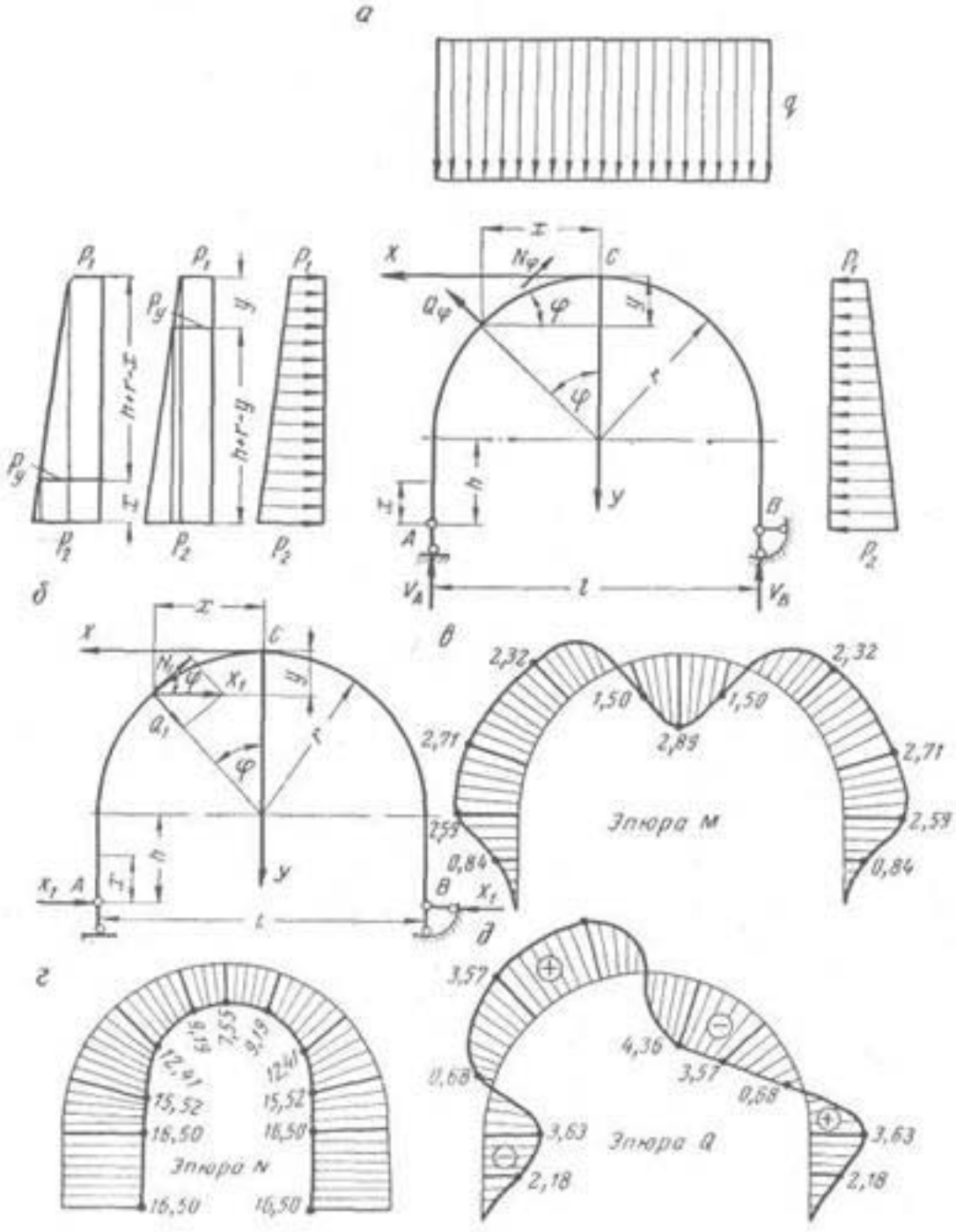


Рис. 172. Расчетные характеристики двухшарнирной арки:

а — расчетная схема; *б* — схема к определению усилий от единичной силы; *в* — эпюра изгибающих моментов; *г* — эпюра поперечных сил; *д* — эпюра нормальных сил

На своде изгибающий момент от нагрузки

$$M_p = -p_y (h+r-y)\,\frac{(h+r-y)}{2} - \frac{1}{2}(p_2 - p_y)(h+r-y)\times$$

$$\times \frac{2}{3}(h+r-y) + V_A (r-x) - q\cdot\frac{1}{2}(r-x)(r-x).$$

Подставив значения

$$x = r\cdot\sin\varphi; \qquad y = r(1-\cos\varphi);$$

$$p_y = p_1 + 0{,}441y = 1{,}3 + 0{,}441y,$$

получим

$$M_p = V_A r(1-\sin\varphi) - \frac{1}{2}qr^2(1-\sin\varphi)^2 - \frac{1}{2}(h+r-r+r\cos\varphi)^2\times$$

$$\times\left(p_y + \frac{2}{3}p_2 - \frac{2}{3}p_y\right) = V_A r(1-\sin\varphi) - \frac{1}{2}qr^2(1-\sin\varphi)^2 -$$

$$-\frac{1}{6}(h+r\cos\varphi)^2(2p_2+p_y) = V_A r(1-\sin\varphi) - \frac{1}{2}qr^2(1-\sin\varphi)^2 -$$

$$-\frac{1}{6}[6{,}9 + 0{,}441r(1-\cos\varphi)](h+r\cos\varphi)^2.$$

От единичной силы

$$M_1 = -(h+r\cos\varphi).$$

Нормальные силы на своде

$$N_p = -V_A\sin\varphi + q(r-x)\sin\varphi - p_y(h+r-y)\cos\varphi - \frac{1}{2}(p_2-p_y)(h+r-y)\cos\varphi.$$

Подставив вышеуказанные значения x, y и p_y, после преобразования получим

$$N_p = -V_A\sin\varphi + qr(1-\sin\varphi)\sin\varphi - p_y(h+r\cos\varphi)\cos\varphi -$$

$$-\frac{1}{2}(p_2-p_y)(h+r\cos\varphi)\cos\varphi = -qr\sin^2\varphi -$$

$$-\frac{1}{2}[4{,}1 + 0{,}441r(1-\cos\varphi)]\cdot(h+r\cos\varphi)\cos\varphi.$$

От единичной силы

$$N_1 = -1\cos\varphi.$$

Тогда

$$\Delta_{1p} = 2\int_0^h \frac{1}{6}\frac{(3p_2 - 0{,}441x)}{EI}\,x^3\,dx - \frac{2}{EI}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\left\{V_A r(1-\sin\varphi) -\right.$$

$$\left.-\frac{1}{2}qr^2(1-\sin\varphi)^2 - \frac{1}{6}[6{,}9 + 0{,}441r(1-\cos\varphi)](h+r\cos\varphi)^2\right\}\times$$

$$\times(h+r\cos\varphi)\,r\,d\varphi + \frac{2}{EF}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\left\{qr\sin^2\varphi + \frac{1}{2}[4{,}1 + 0{,}441r(1-\cos\varphi)]\times\right.$$

$$\left.\times(h+r\cos\varphi)\cos\varphi\right\}\cos\varphi\;r\,d\varphi;$$

$$\Delta_{1p}=\frac{1}{3EI}\int_0^h(3\cdot 2{,}8\cdot 10-0{,}441\cdot 10x)\,x^3\,dx-\frac{2}{EI}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\times$$

$$\times\left\{\frac{7{,}5\cdot 4{,}4\cdot 10^5}{2}\cdot 2{,}2\cdot 10^2(1-\sin\varphi)-\frac{1}{2}\cdot 7{,}5\cdot 10\cdot 2{,}2^2\cdot 10^4\times\right.$$

$$\times(1-\sin\varphi)^2-\frac{1}{6}[6{,}9\cdot 10+0{,}441\cdot 10^{-1}\cdot 2{,}2\cdot 10^2(1-\cos\varphi)\times$$

$$\left.\times(1{,}2\cdot 10^2+2{,}2\cdot 10^2\cos\varphi)^2\right\}\cdot(1{,}2\cdot 10^2+2{,}2\cdot 10^2\cos\varphi)\,2{,}2\cdot 10^2\,d\varphi+$$

$$+\frac{2}{EF}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\left\{7{,}5\cdot 10\cdot 2{,}2\cdot 10^2\sin^2\varphi+\right.$$

$$+\frac{1}{2}[4{,}1\cdot 10+0{,}441\cdot 10^{-1}\cdot 2{,}2\cdot 10^2(1-\cos\varphi)](1{,}2\cdot 10^2+$$

$$\left.+2{,}2\cdot 10^2\cos\varphi)\cos\varphi\right\}\cos\varphi\,2{,}2\cdot 10^2\,d\varphi=-\frac{30{,}4\cdot 10^9}{EI}+\frac{4{,}8\cdot 10^6}{EF}.$$

Задавшись отношением $\frac{I}{F}=125$ (двутавр № 27), получим

$$\Delta_{1p}=-\frac{30{,}4\cdot 10^9}{E}+\frac{4{,}8\cdot 10^6\cdot 125}{E}=\frac{-29{,}8\cdot 10^9}{E}.$$

Зная δ_{11} и Δ_{1p} из канонического уравнения перемещений, найдем

$$X_1=\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}=\frac{29{,}8\cdot 10^9 EI}{EI\cdot 51\cdot 10^6}=0{,}58\cdot 10^3\ \text{кгс}=0{,}58\ \text{тс}.$$

Для построения силовых эпюр воспользуемся методом сложения. Изгибающие моменты в произвольном сечении арки равны сумме моментов от заданной нагрузки и от вычисленного значения X_1:

$$M=M_p+M_1X_1.$$

Для свода арки имеем

$$M=V_A r(1-\sin\varphi)-\frac{1}{2}qr^2(1-\sin\varphi)^2-\frac{1}{6}[6{,}9+0{,}441r(1-\cos\varphi)]\times$$

$$\times(h+r\cos\varphi)^2-(h+r\cos\varphi)X_1.$$

Подставив численные величины, получим

$$M=7{,}5\cdot 2{,}2\cdot 2{,}2(1-\sin\varphi)-\frac{1}{2}\cdot 7{,}5\cdot 2{,}2^2(1-\sin\varphi)-$$

$$-\frac{1}{6}[6{,}9+0{,}441\cdot 2{,}2(1-\cos\varphi)](1{,}2+2{,}2\cos\varphi)^2-(1{,}2+2{,}2\cos\varphi)^2\cdot 0{,}58=$$

$$=36{,}3(1-\sin\varphi)-18{,}15(1-\sin\varphi)^2-(1{,}312-0{,}162\cos\varphi)(1{,}2+2{,}2\cos\varphi)^2-$$

$$-(1{,}2+2{,}2\cos\varphi)0{,}58.$$

Значения изгибающих моментов при различных значениях угла приведены в табл. 13.

Таблица 13

φ, град	$\sin\varphi$	$36{,}3\,(1-\sin\varphi)$	$18{,}15\,(1-\sin\varphi)^2$	$\cos\varphi$	$A=1{,}312-0{,}162\cos\varphi$	$B=(1{,}2+2{,}2\cos\varphi)$	AB^2	$0{,}58B$	M, тс·м
0	0,000	36,300	—18,150	1,000	1,150	3,400	—13,294	—1,962	2,89
22,5	0,383	22,397	—6,915	0,924	1,162	3,233	—12,110	—1,875	1,50
45	0,707	10,036	—1,670	0,707	1,197	2,755	—9,085	—1,598	—2,32
67,5	0,924	2,759	—0,109	0,383	1,250	2,043	—4,174	—1,185	—2,71
90	1,000	0,000	0,000	0,000	1,312	1,200	—1,889	—0,696	—2,59

На стойках изгибающие моменты

$$M=-\frac{1}{6}(32p_2-0{,}441x)\,x^2-X_1x.$$

После подстановки численных величин получим

$$M=-(1{,}4-0{,}0735x)\,x^2-X_1x;$$

при $x=0{,}6$

$$M=-(1{,}4-0{,}0735\cdot 0{,}6)\,0{,}6^2-0{,}58\cdot 0{,}6=-(1{,}4-0{,}044)\times 0{,}36-0{,}348=$$

$$=-0{,}488-0{,}348=-0{,}84\ \text{тс}\cdot\text{м};$$

при $x=1{,}2$

$$M=-(1{,}4-0{,}0735\cdot 1{,}2^2)\cdot 1{,}2^2-0{,}58\cdot 1{,}2=-(1{,}4-0{,}088)\cdot 1{,}44-0{,}696=$$

$$=-1{,}889-0{,}696=-2{,}59\ \text{тс}\cdot\text{м}.$$

Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 172, *е*.

Нормальная сила в произвольном сечении арки равна сумме нормальной силы от заданной нагрузки и от вычисленного значения X_1:

$$N=N_p+N_1X_1.$$

На своде арки

$$N=-\left\{qr\sin^2\varphi+\frac{1}{2}[4{,}1+0{,}441r\,(1-\cos\varphi)]\,(h+r\cos\varphi)\cos\varphi\right\}-X_1\cos\varphi.$$

Подставив численные величины и преобразовав, получим

$$N=-\left\{7{,}5\cdot 2{,}2\cdot\sin^2\varphi+\frac{1}{2}[4{,}1+0{,}441\cdot 2{,}2\,(1-\cos\varphi)]\,(1{,}2+2{,}2\cos\varphi)\cos\varphi\right\}-$$

$$-0{,}58\cos\varphi=-(16{,}5\sin^2\varphi+3{,}62\cos\varphi+5\cos^2\varphi-1{,}07\cos^3\varphi).$$

Величины нормальных сил при различных значениях угла приведены в табл. 14.

На стойках нормальная сила

$$N=-V_A=-V_B=-16{,}5\ \text{тс}.$$

Таблица 14

φ, град	$\sin\varphi$	$16{,}5\sin^3\varphi$	$\cos\varphi$	$3{,}62\cos\varphi$	$5\cos^3\varphi$	$1{,}07\cos^3\varphi$	N, тс
0	0,000	0,000	1,000	3,620	5,000	—1,070	—7,55
22,5	0,383	2,421	0,924	3,345	4,269	—0,841	—9,19
45	0,707	8,250	0,707	2,458	2,500	—0,802	—12,41
67,5	0,924	14,088	0,383	1,386	0,074	—0,028	—15,52
90	1,000	16,500	0,000	0,000	0,000	0,000	—16,50

Эпюра нормальных сил показана на рис. 172, *г*.

Поперечная сила Q в любом сечении арки равна сумме поперечной силы от заданной нагрузки и от вычисленного значения X_1:

$$Q = Q_p + Q_1 X_1.$$

На своде арки

$$Q = V_A \cos\varphi - q(r-x)\cos\varphi - p_y(h+r-y)\sin\varphi -$$

$$-\frac{1}{2}(p_2-p_y)(h+r-y)\sin\varphi - X_1\sin\varphi.$$

Подставив значения

$$x = r\sin\varphi, \quad y = r(1-\cos\varphi),$$

$$p_y = p_1 + 0{,}441y = 1{,}3 + 0{,}441r(1-\cos\varphi),$$

после преобразования получим

$$Q = qr\cos\varphi\sin\varphi - (h+r-r+r\cos\varphi)\sin\varphi\left(p_y+\frac{1}{2}p_2-\frac{1}{2}p_y\right) -$$

$$-X_1\sin\varphi = \frac{1}{2}qr\sin 2\varphi - \frac{1}{2}(p_y+p_2)(h+r\cos\varphi)\sin\varphi - X_1\sin\varphi.$$

После подстановки численных величин получим

$$Q = \frac{1}{2}\cdot 7{,}5\cdot 2{,}2\sin 2\varphi - \frac{1}{2}[1{,}3+0{,}441\cdot 2{,}2(1-\cos\varphi)+2{,}8](1{,}2+2{,}2\cos\varphi)\sin\varphi -$$

$$-0{,}58\sin\varphi = 8{,}25\sin 2\varphi - (2{,}535-0{,}485\cos\varphi)(1{,}2+2{,}2\cos\varphi)\sin\varphi - 0{,}58\sin\varphi.$$

Значения поперечных сил при различных значениях угла приведены в табл. 15.

Поперечная сила в сечениях стойки

$$Q = -p_x x - \frac{1}{2}(p_2-p_x)x - X_1 = -\frac{1}{2}(p_x+p_2)x - X_1.$$

Из предыдущего примера известно, что

$$p_x = 2{,}8 - 0{,}441x = p_2 - 0{,}441x.$$

Тогда

$$Q = -\frac{1}{2}(p_2 - 0{,}441x + p_2)x - X_1 = -\frac{1}{2}(5{,}6-0{,}441x)x - X_1 =$$

$$= -(2{,}8-0{,}22x)x - X_1;$$

Таблица 15

φ, град	$\sin 2\varphi$	$8{,}25 \sin 2\varphi$	$A = 2{,}535 - 0{,}485 \cos\varphi$	$B = 1{,}2 + 2{,}2 \cos\varphi$	$AB \sin\varphi$	$0{,}58 \sin\varphi$	Q, тс
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,000	0,000	2,050	3,400	0,000	0,000	0,000
22,5	0,707	5,833	2,088	3,233	−1,347	−1,122	+4,364
45	1,000	8,250	2,192	2,755	−4,270	−0,410	+3,570
67,5	0,707	5,833	2,445	2,063	−4,615	−0,536	+0,682
80	0,000	0,000	2,535	1,200	−3,042	−0,580	−3,63

при $x = h = 1{,}2$ м

$$Q = -(2{,}8 - 0{,}22 \cdot 1{,}2)\, 1{,}2 - 0{,}58 = -2{,}54 \cdot 1{,}2 - 0{,}58 = -3{,}05 - 0{,}58 = -3{,}63 \text{ тс};$$

при $x = \frac{h}{2} = 0{,}6$ м

$$Q = -(2{,}8 - 0{,}22 \cdot 0{,}6)\, 0{,}6 - 0{,}58 = -2{,}67 \cdot 0{,}6 - 0{,}58 = -1{,}6 - 0{,}58 = -2{,}18 \text{ тс}.$$

Эпюра поперечных сил для всей арки показана на рис. 172, *д*.

Из анализа силовых эпюр следует, что опасным будет сечение на подъемах свода арки, где поперечная сила $Q = 0$. Определим угол наклона сечения из условия

$$Q = 8{,}25 \sin 2\varphi - (2{,}535 - 0{,}485 \cos\varphi)(1{,}2 + 2{,}2 \cos\varphi) \sin\varphi - 0{,}58 \sin\varphi = 0.$$

Разделив это выражение на $\sin\varphi$, получим

$$2 \cdot 8{,}25 \cos\varphi - (2{,}535 - 0{,}485 \cos\varphi)(1{,}2 + 2{,}2 \cos\varphi) - 0{,}58 = 0;$$

$$2 \cdot 8{,}25 \cos\varphi - 3{,}04 + 0{,}58 \cos\varphi - 5{,}58 \cos\varphi + 1{,}07 \cos^2\varphi - 0{,}58 =$$

$$= 11{,}5 \cos\varphi + 1{,}07 \cos^2\varphi - 3{,}62 = 0;$$

$$1{,}07 \cos^2\varphi + 11{,}5 \cos\varphi - 3{,}62 = 0;$$

$$\cos\varphi = \frac{-11{,}5 \pm \sqrt{11{,}5^2 + 4 \cdot 1{,}07 \cdot 3{,}62}}{2 \cdot 1{,}07} = \frac{-11{,}5 \pm 12{,}15}{2{,}14}.$$

Этому уравнению удовлетворяет

$$\cos\varphi = \frac{-11{,}5 + 12{,}15}{2{,}14} = \frac{0{,}65}{2{,}14} = 0{,}3037,$$

которому соответствует $\varphi = 72^\circ 20'$.

По ранее выведенным формулам находим, что в опасном сечении действуют

$$M_{max} = 36{,}3\,(1 - \sin\varphi) - 18{,}15\,(1 - \sin\varphi)^2 - (1{,}312 - 0{,}162 \cos\varphi)(1{,}2 + 2{,}2 \cos\varphi)^2 -$$

$$- (1{,}2 + 2{,}2 \cos\varphi)\, 0{,}58 = -3{,}826 \approx -3{,}83 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$N = -[16{,}5 \sin^2\varphi + 3{,}62 \cos\varphi + 5 \cos^2\varphi - 1{,}07 \cos^3\varphi] = -16{,}13 \text{ тс}.$$

Подбираем ориентировочно двутавровое сечение арки по условию прочности на изгиб:

$$\frac{M_{max}}{m R_н} = \frac{383\,000}{0{,}8 \cdot 2100} = 228 \text{ см}^3,$$

где $m = 0{,}8$ — коэффициент условий работы согласно СНиП II-М.4—65, п. 1.13;

$R = 2100$ кгс/см² — расчетное сопротивление изгибу прокатной стали согласно СНиП II-В.3—62, п. 3.1.

По ГОСТ 8239—56 принимаем двутавр № 22 с $W = 230$ см³, $F = 30{,}2$ см².

Производим проверку выбранного профиля с учетом нормальной силы N:

$$\sigma_{max} = \pm\frac{M_{max}}{mW} - \frac{N}{mF} \leqslant R;$$

$$\sigma_{max} = \pm\frac{383\,000}{0{,}8 \cdot 230} - \frac{16\,130}{0{,}8 \cdot 30{,}2} = \pm 2081 - 668;$$

$$\sigma_{max} = |-2081-668| = 2749 > 2100,$$

т. е. условие прочности не выполняется.

Принимаем больший номер двутавра № 24а с $W = 317$ см³ и $F = 37{,}5$ см² и производим проверку на прочность на изгиб со сжатием:

$$\sigma_{max} = \pm\frac{383\,000}{0{,}8 \cdot 317} - \frac{16\,130}{0{,}8 \cdot 37{,}5} = \pm 1510 - 539,$$

$$\sigma_{max} = |-1510-539| = 2059 < 2100 \text{ кгс/см}^2.$$

Таким образом, двутавр № 24а вполне удовлетворяет условию прочности арки.

4. Пример расчета монолитной бетонной крепи

Д а н о: Горизонтальная выработка с вертикальными стенками и трехцентровым (коробовым) сводом имеет в свету ширину $B = 4$ м и высоту $H = 2{,}6$ м (рис. 173, *а*). Выработка расположена в породах с объемным весом $\gamma = 2{,}2$ т/м³ и коэффициентом крепости по шкале проф. М. М. Протодьяконова $f = 3$. Материал крепи — монолитный бетон М200. Произвести расчет крепи.

Предварительное назначение размеров элементов крепи производим по эмпирическим формулам. Высоту свода принимаем согласно СНиП II-М.4—65, п. 3.34

$$h_0 = 1/3B = \frac{4}{3} \cong 1{,}34 \text{ м}.$$

Радиусы и углы центральной и боковой дуг принимаем типовые:

$$R = 0{,}692B = 0{,}692 \cdot 4 = 2{,}77 \text{ м};$$

$$r = 0{,}262 \cdot B = 0{,}262 \cdot 4 = 1{,}05 \text{ м};$$

центральный угол $2\alpha = 67^\circ 22'$ и боковые углы $\beta = 56^\circ 19'$.

Толщину свода d_0 в замке определяем по формуле проф. С. С. Давыдова

$$d_0 = 0{,}06\sqrt{\frac{B}{h_0}}\left(1+\sqrt{\frac{B}{f}}\right) = 0{,}06\sqrt{\frac{4}{1{,}34}}\left(1+\sqrt{\frac{4}{3}}\right) =$$

$$= 0{,}06 \cdot 1{,}732\,(1+1{,}155) = 0{,}224 \cong 0{,}25 \text{ м}.$$

Так как $B < 8$ м, то толщину свода в пяте d принимаем равной толщине свода в замке, т. е. $d_0 = d$.

Толщину стен c принимаем равной толщине свода, а ширину фундамента b равной 1,5 толщины стены.

Глубину заложения фундамента принимаем 0,3 м. Материал крепи принят с учетом СНиП II-М.4—65, п. 3.34, бетон марки 200.

Далее производим проверку на прочность принятых размеров крепи отдельно по элементам. Расчет ведем с учетом собственного веса крепи и забутовки. Так как бетонная крепь является сплошной обделкой, то для расчетов всех элементов (свода, стен и фундаментов) вдоль выработки условно вырезается арка длиной 1 м.

Определение нагрузок, действующих на крепь, производим по методике проф. П. М. Цимбаревича. Полупролет свода обрушения

$$a_1 = \frac{B}{2} + c + 0{,}5c + (H + d_0 + 0{,}5d_0)\,\mathrm{ctg}\,\frac{90+\varphi}{2} = 4/2 + 0{,}25 + 0{,}5 \cdot 0{,}25 +$$

$$+ (2{,}6 + 0{,}25 + 0{,}5 \cdot 0{,}25)\,\mathrm{ctg}\,\frac{90+71}{2} = 2{,}25 + 0{,}125 + 2{,}985 \cdot 0{,}167 =$$

$$= 2{,}375 + 0{,}498 = 2{,}87 \text{ м},$$

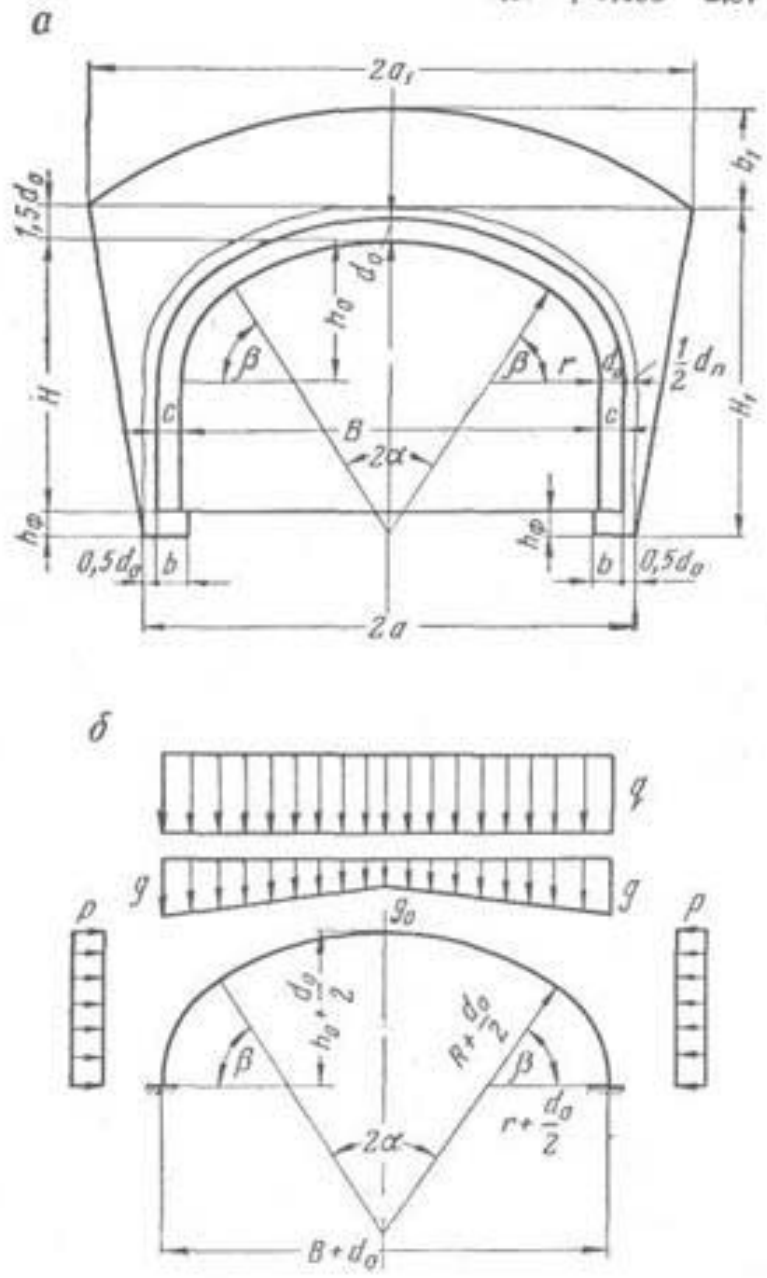


Рис. 173. Схемы к расчету нагрузки на монолитную бетонную крепь:

а — схема загружения; б — расчетная схема свода

где $0{,}5c$ и $0{,}5d_0$ — толщина забутовки в стенах и своде; $\varphi = \mathrm{arctg}\, f = \mathrm{arctg}\, 3$ — кажущийся угол внутреннего трения пород $\varphi = 71°$.

Высота свода обрушения

$$b_1 = \frac{a_1}{\mathrm{tg}\,\varphi} = \frac{2{,}87}{3} = 0{,}96 \text{ м}.$$

Величину вертикального равномерного горного давления (нормативную нагрузку) определим по формуле

$$q^{\text{н}} = b_1 \gamma 1 = 0{,}96 \cdot 2{,}2 \cdot 1 = 2{,}11 \text{ тс/м}.$$

Величину горизонтального горного давления (нормативную нагрузку) определим по формулам:

для верхнего основания трапеции давления

$$p_1^н = \gamma b_1 \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} = 2{,}2 \cdot 0{,}96 \operatorname{tg}^2 \frac{90-71}{2} = 2{,}2 \cdot 0{,}96 \cdot 0{,}026 = 0{,}05 \text{ тс/м};$$

для нижнего основания трапеции давления

$$p_2^н = (b_1 + H + 1{,}5d_0)\,\gamma \operatorname{tg}^2 \frac{90-\varphi}{2} = (0{,}96 + 2{,}6 + 1{,}5 \cdot 0{,}25)\,2{,}2 \cdot 0{,}026 = 0{,}23 \text{ тс/м}.$$

Расчетные нагрузки определяем с учетом СНиП II-М.4—65, п. 1.12:

вертикальная

$$q = nq^н = 1{,}2 \cdot 2{,}11 = 2{,}53 \text{ тс/м};$$

горизонтальные:

$$p_1 = np_1^н = 1{,}2 \cdot 0{,}05 = 0{,}06 \text{ тс/м};$$

$$p_2 = np_2^н = 1{,}2 \cdot 0{,}23 = 0{,}28 \text{ тс/м}.$$

где $n = 1{,}2$ — коэффициент перегрузки.

Горизонтальная нагрузка на уровне пяты свода

$$p_п = p_1 + \frac{p_2 - p_1}{H + 1{,}5d_0}(h_0 + 1{,}5d_0) = 0{,}06 + \frac{0{,}28 - 0{,}06}{2{,}6 + 0{,}375}(1{,}34 + 0{,}375) =$$

$$= 0{,}06 + \frac{0{,}22}{2{,}975}\,1{,}715 = 0{,}06 + 0{,}13 = 0{,}19 \text{ тс/м}.$$

Нагрузку от собственного веса крепи и забутовки определяем, приняв объемный вес бетона и забутовки $\gamma_б = 2{,}5$ т/м³ и считая, что она распределена по трапеции. Интенсивность нагрузки в замковом сечении определим из выражения

$$q_0^н = 1{,}5d_0\gamma_б = 1{,}5 \cdot 0{,}25 \cdot 2{,}5 = 0{,}86 \text{ тс/м}.$$

Интенсивность нагрузки в сечении пят определим из условия, что вес крепи равен площади эпюры нагрузки.

Площадь $^1/_2$ эпюры нагрузки, распределенной по трапеции,

$$S = \frac{q_0^н + q^н}{2}\left(\frac{B}{2} + \frac{d_0}{2}\right), \text{ тс}.$$

Площадь сечения полусвода

$$S_{св} = \frac{\pi}{360}\left[(R_1^2 - R^2)\,\alpha + (r_1^2 - r^2)\,\beta\right],$$

где $R_1 = R + 1{,}5d$ — наружный радиус центральной части свода с учетом забутовки;

$r_1 = r + 1{,}5d$ — наружный радиус боковой части свода с учетом забутовки.

Подставив R_1 и r_1 и проведя элементарные преобразования, получим

$$S_{св} = \frac{3\pi d_0}{360}\left[(R + 0{,}75d_0)\,\alpha + (r + 0{,}75d_0)\,\beta\right].$$

Вес 1 м полусвода

$$G = \frac{3\pi d}{360}\left[(R + 0{,}75d_0)\,\alpha + (r + 0{,}75d_0)\,\beta\right]\gamma, \text{ тс}.$$

Приравнивая вес полусвода и площадь нагрузки, после несложных преобразований получим выражение для интенсивности нагрузки в сечении пяты:

$$g^{н} = \frac{0{,}1047\,[(R + 0{,}75d_0)\,\alpha + (r + 0{,}71d_0)\,\beta]\,d_0\gamma}{B + d_0} - q_0^{н},\ \text{тс/м}.$$

Подставив численные величины, получим

$$g^{н} = \frac{0{,}1047\,[(2{,}77 + 0{,}75 \cdot 0{,}25)\,33{,}68 + (1{,}05 + 0{,}75 \cdot 0{,}25)\,56{,}32 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}5}{4 + 0{,}25} - 0{,}86 =$$

$$= \frac{0{,}1047\,[2{,}96 \cdot 33{,}68 + 1{,}24 \cdot 56{,}32]\,0{,}575}{4{,}25} - 0{,}86 =$$

$$= \frac{0{,}1047\,(99{,}69 + 69{,}84)\,0{,}575}{4{,}25} - 0{,}9 =$$

$$= \frac{0{,}1047 \cdot 169{,}53 \cdot 0{,}575}{4{,}25} - 0{,}86 = 2{,}4 - 0{,}86 = 1{,}54\ \text{тс/м}.$$

Расчетные нагрузки от собственного веса крепи и забутовки с учетом коэффициента перегрузки равном 1,2:

$$g_0 = n g_0^{н} = 1{,}2 \cdot 0{,}86 = 1\ \text{тс/м};$$

$$g = n g^{н} = 1{,}2 \cdot 1{,}54 = 1{,}9\ \text{тс/м}.$$

Расчет свода (рис. 173, *б*). Свод является трижды статически неопределимой системой. Если разрезать свод в замковом сечении и отбросить одну, например левую часть, то оставшаяся правая часть будет находиться в равновесии, при условии, что влияние отброшенной части заменено тремя неизвестными усилиями: H_0 — продольная сила (распор в замке арки); M_0 — замковой момент и Q_0 — поперечная сила (рис. 174, *а*). Однако в силу симметрии нагрузок на свод поперечная сила $Q_0 = 0$. Таким образом, система является дважды статически неопределимой. Боковую нагрузку на полусвод принимаем равномерно распределенной для упрощения расчета, хотя она фактически распределена по трапеции.

Интенсивность равномерно распределенной нагрузки принимаем из условия

$$p = \frac{p_1 + p_n}{2} = \frac{0{,}06 + 0{,}19}{2} = 0{,}125 \approx 0{,}13\ \text{тс/м}.$$

Статически неопределимые усилия M_0 и H_0 определяем по известным формулам [см. гл. VIII], которые при наличии постоянной толщины свода и суммировании по формуле Симпсона имеют вид:

$$M_0 = \frac{\sum M_n \sum y^2 - \sum M_n y \sum y}{3n \sum y^2 - \left(\sum y\right)^2};$$

$$H_0 = \frac{3n \sum M_n y - \sum y \sum M_n}{3n \sum y^2 - \left(\sum y\right)^2},$$

где y — координаты центров сечений;

M_n — моменты в этих сечениях от внешних сил.

Разбиваем полусвод на 6 равных участков по осевой линии. Вычисляем длину осевой линии полусвода по формуле

$$L = \frac{\pi}{180}\left[\left(R + \frac{d_0}{2}\right)\alpha + \left(r + \frac{d_0}{2}\right)\beta\right].$$

Тогда $\Delta L = \frac{L}{n}$, что соответствует в пределах средней части свода с радиусом $\left(R+\frac{d_0}{2}\right)$ центральному углу

$$\Delta\alpha = \frac{180\,\Delta L}{\pi\left(R+\frac{d_0}{2}\right)},$$

а в боковых частях свода с радиусом $\left(r+\frac{d_0}{2}\right)$ центральному углу

$$\Delta\beta = \frac{180\,\Delta L}{\pi\left(r+\frac{d_0}{2}\right)}.$$

Подставляя в выражения для $\Delta\alpha$ и $\Delta\beta$ значения ΔL, после небольших преобразований получим:

$$\Delta\alpha = \frac{\alpha}{n} + \frac{r+\frac{d_0}{2}}{R+\frac{d_0}{2}}\cdot\frac{\beta}{n};$$

$$\Delta\beta = \frac{R+\frac{d_0}{2}}{r+\frac{d_0}{2}}\cdot\frac{\alpha}{n} + \frac{\beta}{n}.$$

При числе участков, равном 6, имеем

$$\Delta\alpha = \frac{33{,}68}{6} + \frac{1{,}05+0{,}125}{2{,}77+0{,}125}\,\frac{56{,}32}{6} = 5{,}61 + \frac{1{,}175}{2{,}895}\cdot 9{,}387 =$$

$$= 5{,}61 + 3{,}81 = 9{,}42 \cong 9°30';$$

$$\Delta\beta = \frac{2{,}77+0{,}125}{1{,}05+0{,}125}\cdot\frac{33{,}68}{6} + \frac{56{,}32}{6} = \frac{2{,}895}{1{,}175}\cdot 5{,}61 +$$

$$+ 9{,}387 = 13{,}82 + 9{,}387 = 23{,}2 = 23°.$$

Таким образом, полусвод разбивается на 6 частей сечениями, проведенными под углами α_n от вертикали: 9° 30′; 19°; 28° 30′; 44°; 67° и 90°.

Координаты центров сечений определяем по следующим формулам (рис. 174, *б*):

для средней части свода

$$x = \left(R+\frac{d_0}{2}\right)\sin\alpha_n; \quad y = \left(R+\frac{d_0}{2}\right)(1-\cos\alpha_n);$$

для боковых частей свода

$$x = (R-r)\sin\alpha + \left(r+\frac{d_0}{2}\right)\sin\alpha_n;$$

$$y = \left(R+\frac{d_0}{2}\right) - (R-r)\cos\alpha - \left(r+\frac{d_0}{2}\right)\cos\alpha_n,$$

где α — половина центрального угла.

Подставив в эти формулы числовые значения величин, получим для средней части свода

$$x = 2{,}895\sin\alpha_n; \quad y = 2{,}895\,(1-\cos\alpha_n)$$

Таблица 16

№ сечения	Параметры свода			Моменты внешних сил и веса свода, тс·м					
				от вертикального горного давления			от веса свода		
	α_n	x_n, м	y_n, м	p_n	l_n	M_p	G_n	k_n	M_g
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	9° 30′	0,48	0,04	1,214	0,24	0,291	0,516	0,233	0,120
2	19°	0,94	0,16	2,378	0,47	1,118	1,081	0,445	0,481
3	28° 30′	1,38	0,35	3,491	0,69	2,409	1,691	0,642	1,086
4	44°	1,77	0,62	4,478	0,89	3,985	2,301	0,808	1,859
5	67°	2,04	1,01	5,161	1,02	5,264	2,723	0,924	2,516
6	90°	2,125	1,465	5,376	1,06	5,698	3,081	0,959	2,955

Продолжение табл. 16

№ сечения	Параметры свода			Моменты внешних сил и веса свода, тс·м				К суммированию	
				от горизонтального горного давления			сумма моментов		
	α_n	x_n, м	y_n, м	E_n	e_n	M_e	M_n	y^2	$M_n y$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	9° 30′	0,48	0,04	0,005	0,020	0,0001	0,411	0,0016	0,016
2	19°	0,94	0,16	0,021	0,080	0,0018	1,60	0,0256	0,256
3	28° 30′	1,38	0,35	0,046	0,175	0,008	3,50	0,1225	1,225
4	44°	1,77	0,62	0,081	0,310	0,025	5,87	0,3844	3,639
5	67°	2,04	1,01	0,131	0,505	0,066	7,85	1,0201	7,929
6	90°	2,125	1,465	0,190	0,738	0,140	8,65	2,1462	12,672

для боковых частей свода

$$x = 0{,}95 + 1{,}175 \sin \alpha_n; \quad y = 1{,}465 - 1{,}175 \cos \alpha_n.$$

Вычисленные по этим формулам параметры сечений (xy) приведены в табл. 16. В той же таблице приведены для каждого сечения значения сил и моментов (рис. 174, *д*).

Усилия, действующие в сечениях от равномерно распределенных нагрузок, определяем по следующим формулам (рис. 174, *б*):

от вертикального горного давления

$$P_n = g x_n; \quad M_n = P_n l_n,$$

где $l_n = \frac{x_n}{2}$ — плечо действия силы;

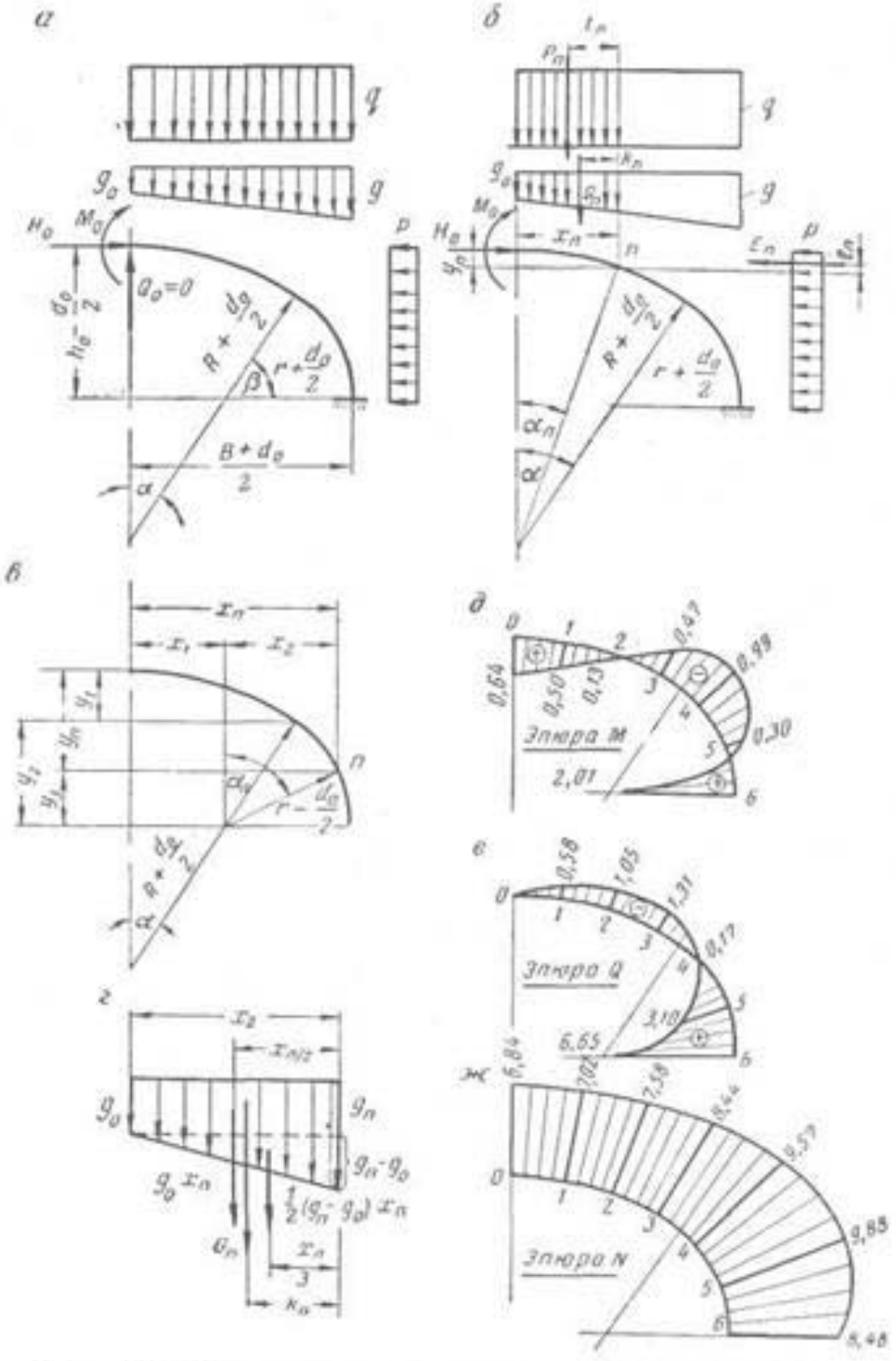


Рис. 174. Расчетные характеристики бетонного свода

от горизонтального горного давления

$$E_n = p y_n; \quad M_в = E_n e_n,$$

где $e_n = \frac{y_n}{2}$ — плечо действия силы.

Силы от нагрузки, распределенной по трапеции (от собственного веса) для каждого сечения определяем по формуле

$$G_n = \frac{g_0 + g_n}{2} x_n,$$

где g_n — интенсивность нагрузки в рассматриваемом сечении n,

$$g_n = g_{n-1} + \frac{g - g_0}{n}.$$

Плечи сил G_n относительно центра тяжести рассматриваемых сечений n определим из рассмотрения рис. 174, *г*.

Трапецеидальную нагрузку разбиваем горизонтальной линией на прямоугольную, интенсивностью g_0, и треугольную, с максимальной интенсивностью $g_n - g_0$. Плечо от равномерно распределенной нагрузки будет $\frac{x_n}{2}$, а эквивалентная ей сосредоточенная сила равна $g_0 x_n$. Плечо от нагрузки, распределенной по треугольнику, равно $^1/_3 x_n$, а эквивалентная ей сосредоточенная сила равна $^1/_2 (g_n - g_0)\ x_n$. Плечо k_n усилия G_n, действие которого эквивалентно действию прямоугольной и треугольной нагрузок, определим из соотношения

$$g_0 x_n \cdot \frac{x_n}{2} + \frac{1}{2} (g_n - g_0) x_n \cdot \frac{1}{3} x_n = G_n k_n = \frac{g_0 + g_n}{2} x_n k_n,$$

откуда

$$k_n = \frac{x_n}{3} \cdot \frac{2g_0 + g_n}{g_0 + g_n}.$$

Моменты от собственного веса определяем по формуле $M_g = G_n k_n$.

Суммирование производим по формуле Симпсона, не учитывая коэффициент перед квадратной скобкой, так как он впоследствии сокращается:

$$\sum y = \frac{\Delta L}{3} [y_0 + 4 (y_1 + y_3 + \ldots + y_{n-1}) + 2 (y_2 + y_4 + \ldots + y_{n-2}) + y_n].$$

Подставляя числовые значения, получим:

$$\sum y = [0 + 4 (0{,}04 + 0{,}35 + 1{,}01) + 2 (0{,}16 + 0{,}62) + 1{,}465] =$$

$$= 4 \cdot 1{,}40 + 2 \cdot 0{,}78 + 1{,}465 = 5{,}60 + 1{,}56 + 1{,}465 = 8{,}63;$$

$$\sum y^2 = [0 + 4 (0{,}0016 + 0{,}1225 + 1{,}0201) + 2 (0{,}0256 + 0{,}3844) + 2{,}1462] =$$

$$= 4 \cdot 1{,}1442 + 2 \cdot 0{,}4100 + 2{,}1462 = 4{,}5768 + 0{,}8200 + 2{,}1462 = 7{,}54;$$

$$\sum M_n = [0 + 4 (0{,}411 + 3{,}50 + 7{,}85) + 2 (1{,}60 + 5{,}87) + 8{,}65] =$$

$$= 4 \cdot 11{,}76 + 2 \cdot 7{,}47 + 8{,}65 = 47{,}04 + 14{,}94 + 8{,}65 = 70{,}63;$$

$$\sum M_n y = [0 + 4 (0{,}016 + 1{,}225 + 7{,}929) + 2 (0{,}256 + 3{,}639) + 12{,}672] =$$

$$= 4 \cdot 9{,}170 + 2 \cdot 3{,}895 + 12{,}672 = 36{,}680 + 7{,}790 + 12{,}672 = 57{,}14.$$

Значение распора H_0 и момента M_0 в замке определяем по вышеприведенным формулам:

$$H_0 = \frac{3 \cdot 6 \cdot 57{,}14 - 8{,}63 \cdot 70{,}63}{3 \cdot 6 \cdot 7{,}54 - 8{,}63^2} = \frac{1028{,}52 - 609{,}54}{135{,}72 - 74{,}48} = \frac{418{,}98}{61{,}24} = 6{,}84 \text{ тс};$$

$$M_0 = \frac{7{,}54 \cdot 70{,}63 - 8{,}63 \cdot 57{,}14}{3 \cdot 6 \cdot 7{,}54 - 8{,}63^2} = \frac{532{,}55 - 493{,}12}{135{,}72 - 74{,}48} = \frac{39{,}43}{61{,}24} = 0{,}64 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Для построения силовых эпюр пользуемся методом сложения. Усилия в любом сечении свода (рис. 174, *б*) для изгибающих моментов определяем по формуле

$$M = M_0 + H_0 y - P_n l_n - G_n k_n - E_n e_n = M_0 + H_0 y - M_p - M_n - M_0 =$$

$$= M_0 + H_0 y - M_n = 0{,}64 + 6{,}84 y_n - M_n.$$

Вычисление изгибающих моментов в рассматриваемых сечениях приведено в табл. 17, значения изгибающих моментов M_n в рассматриваемых сечениях от величины нагрузок берем из табл. 16.

Таблица 17

№ сечения	y_n, м	M_n, тс·м	6,84y, м	M, тс·м
0	0	0	0	+0,64
1	0,04	0,411	0,274	+0,50
2	0,16	1,600	1,094	+0,13
3	0,35	3,500	2,394	−0,47
4	0,62	5,870	4,241	−0,99
5	1,01	7,850	6,908	−0,30
6	1,465	8,650	10,021	+2,01

Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 174, *д*.

Усилия в любом сечении свода для продольных сил определяем по формуле

$$N = H_0 \cos \alpha_n + P_n \sin \alpha_n + G_n \sin \alpha_n - E_n \cos \alpha_n.$$

После подстановки значения $H_0 = 6{,}84$ и элементарных преобразований получим

$$N = (6{,}84 - E_n) \cos \alpha_n + (P_n + G_n) \sin \alpha_n.$$

Усилия в любом сечении свода для поперечных сил определяем по формуле

$$Q = H_0 \sin \alpha_n - P_n \cos \alpha_n - G_n \cos \alpha_n - E_n \sin \alpha_n$$

или по аналогии с продольными силами

$$Q = (6{,}84 - E_n) \sin \alpha_n - (P_n + G_n) \cos \alpha_n.$$

Вычисление продольных и поперечных сил в рассматриваемых сечениях приведено в табл. 18. Значения E_n, P_n, G_n в рассматриваемых сечениях от внешних нагрузок берем из табл. 16.

Эпюры продольных и поперечных сил показаны на рис. 174, *е*, *ж*.

Определяем положение кривой давления в своде. Для этого определяем эксцентриситет приложения продольной силы во всех рассматриваемых сечениях по формуле

$$e = \frac{M_n}{N_n}.$$

Если изгибающий момент имеет положительный знак, то точка приложения продольной силы N расположена выше осевой линии.

Вычисление эксцентриситетов приложения продольных сил приведено в табл. 19.

По вычисленным эксцентриситетам построена кривая давления на рис. 175.

Проверяем свод на прочность по формуле для внецентренного сжатия

$$\sigma_{\max 1,\ 2} = \frac{N_n}{mF} \pm \frac{M_n}{mW} \leqslant R_{1,\ 2},$$

где m — 0,8 — коэффициент условий работы крепи, определяемый по табл. 1 СНиП II-М.4—65;

$F = d_0 \cdot 1$ — площадь поперечного сечения свода длиной · м;

$W = \frac{1 \cdot d_0^2}{6}$ — момент сопротивления сечения свода длиной 1 м изгибу;

$R_1 = 90$ кгс/см² = 900 тс/м² — расчетное сопротивление бетона марки 200 сжатию при изгибе, определяемое по табл. 2 СНиП II-В.1—62;

$R_2 = 6{,}4$ кгс/см² = 64 тс/м² — расчетное сопротивление бетона марки 200 растяжению, определяемое по табл. 2 СНиП II-В.1—62.

Таблица 18

№ сечения	α_n	$\sin\alpha_n$	$\cos\alpha_n$	$6{,}84 - E_n$	$(6{,}84 - E_n)\sin\alpha$	$(6{,}84 - E_n)\cos\alpha$	$P_n + G_n$	$(P_n + G_n)\sin\alpha$	$(P_n + G_n)\cos\alpha$	N, тс	Q, тс
0	0	0	1,000	6,840	0	6,840	0	0	0	6,84	0
1	9° 30′	0,165	0,986	6,835	1,128	6,739	1,730	0,285	1,706	7,02	—0,58
2	19°	0,326	0,946	6,819	2,223	6,451	3,459	1,127	3,272	7,58	—1,05
3	28° 30′	0,477	0,879	6,794	3,241	5,972	5,182	2,472	4,555	8,44	—1,31
4	44°	0,695	0,719	6,759	4,698	4,860	6,779	4,711	4,874	9,57	—0,17
5	67°	0,921	0,391	6,709	6,179	2,623	7,884	7,261	3,083	9,88	+3,10
6	90°	1,000	0,000	6,650	6,650	0,000	8,457	8,457	0	8,46	+6,65

Таблица 19

№ сечения	Моменты M, тс·м	Нормальные силы N, тс	Эксцентриситеты e, м
0	+0,64	6,84	+0,094
1	+0,50	7,02	+0,071
2	+0,13	7,58	+0,017
3	—0,47	8,44	—0,056
4	—0,99	9,57	—0,103
5	—0,30	9,88	—0,030
6	+2,01	8,46	+0,238

Выразив изгибающий момент M в виде $M = e_n N_n$, после подстановки выражений F и W получим:

$$\sigma_{max} = \frac{N_n}{0{,}8 d_0}\left(1 \pm \frac{6e_n}{d_0}\right) = 5N_n(1 \pm 24e_n).$$

Вычисление напряжений в сечениях приведено в табл. 20.

Рассмотрение полученных результатов свидетельствует о том, что принятая форма свода по коробовой кривой для данных условий нецелесообразна. Отклонения линии давления в сечении 4 и в пяте недопустимы, так как вызывают растягивающие напряжения более допустимых. Сжимающие напряжения во всех рассмотренных сечениях значительно меньше допустимых, поэтому постоянная

толщина свода 0,25 м излишняя. Увеличение толщины свода для снижения растягивающих усилий приведет к неоправданному перерасходу материала. Имея это в виду, изменяем форму свода.

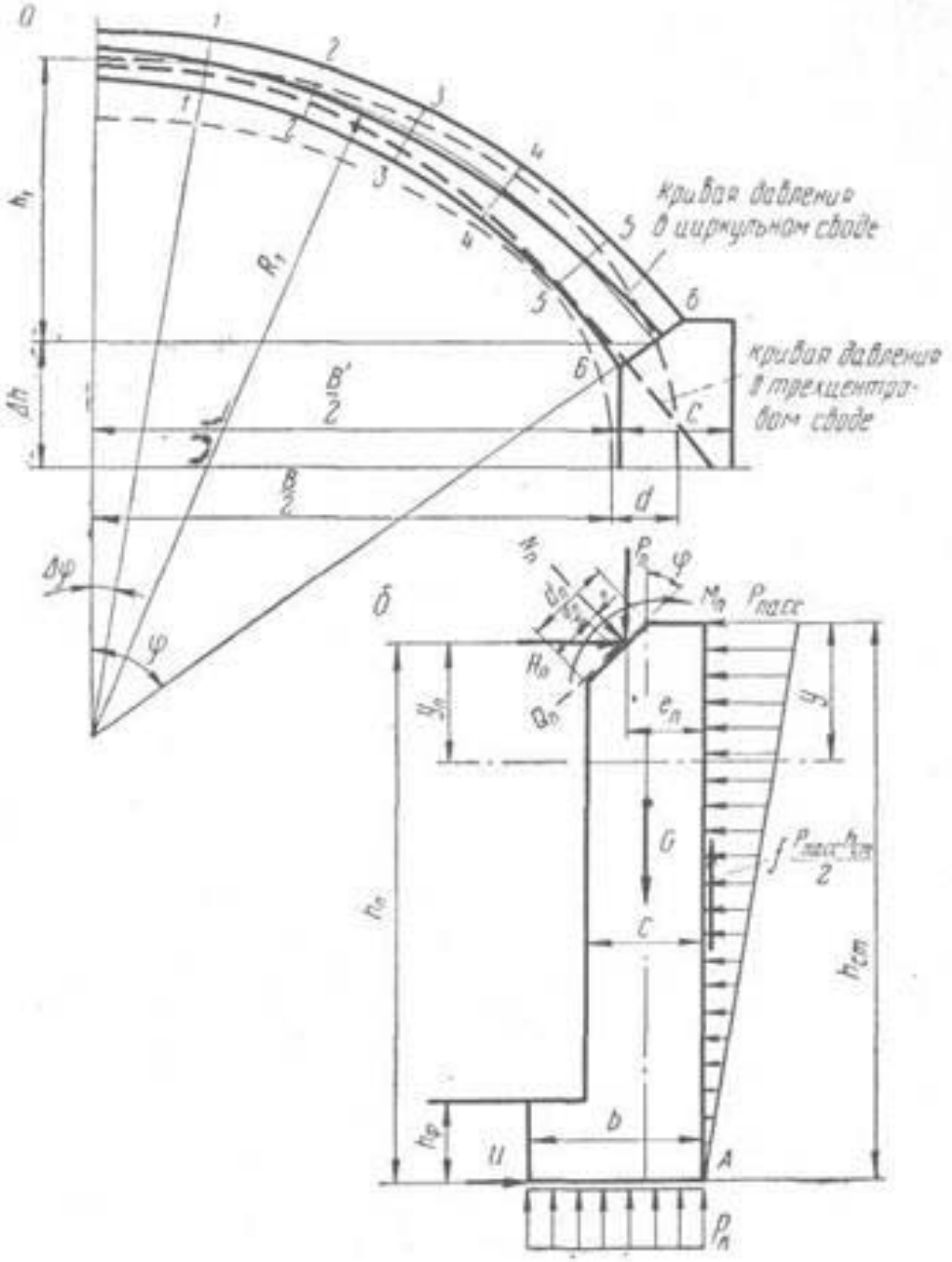


Рис. 175. Схемы к расчету бетонной крепи:

а — проектирование рационального очертания свода; *б* — расчетная схема стены

Принимаем новую форму свода в виде пониженного циркульного свода радиусом осевой линии $R_1 = 2{,}66$ м и стрелой $h_1 = 1.10$ м (рис. 175). Ширина выработки в свету

$$B' = 2\left(R_1 - \frac{d_п}{2}\right)\sin\varphi = 2\,(2{,}66 - 0{,}15)\,0{,}809 = 4{,}06 \text{ м}.$$

Высоту стены увеличиваем на 50 см и принимаем переменную толщину свода: в замке $d_0 = 0{,}18$ м, в пяте $d_п = 0{,}30$ м.

Таблица 20

№ сечения	N_n	$5N_n$	e_n	$24e_n$	$1+24e_n$	$1-24e_n$	Напряжения в наружных волокнах свода σ_1^*, тс/м²	Напряжения во внутренних волокнах свода σ_2^*, тс/м²
0	6,84	34,20	+0,094	+2,256	+3,256	−1,256	+111,36	−42,96
1	7,02	35,10	+0,071	+1,704	+2,704	−0,704	+94,91	−24,71
2	7,58	37,90	+0,017	+0,408	+1,408	+0,592	+53,36	+22,44
3	8,44	42,20	−0,056	−1,344	−0,344	+2,344	−14,52	+98,92
4	9,57	47,85	−0,103	−2,472	−1,472	+3,472	−70,43	+166,14
5	9,88	49,40	−0,030	−0,720	+0,280	+1,720	+13,83	+84,97
6	8,46	42,30	+0,238	+5,712	+6,712	−4,712	+283,92	−199,32

* Сжимающие напряжения приняты со знаком «+», в отличие от строительной механики, где они принимаются со знаком «−», а растягивающие — со знаком «−».

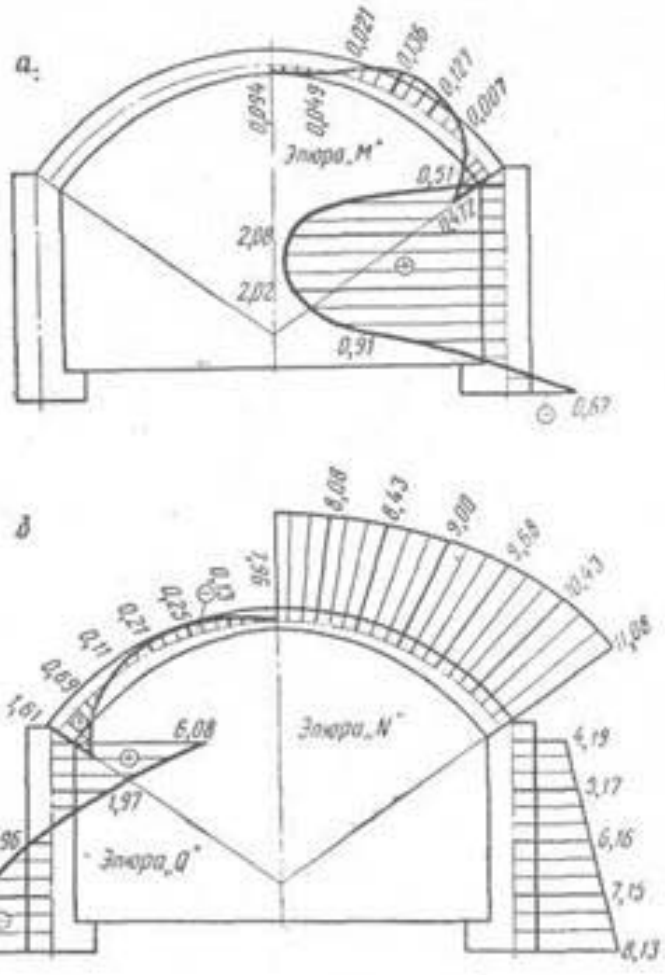


Рис. 176. Схемы к расчету бетонной крепи циркульного очертания

Внешние нагрузки, действующие на свод, оставляем прежними. Распределенную нагрузку от собственного веса принимаем по-прежнему распределенной по трапециям. Тогда интенсивность нагрузки в замковом сечении определим из выражения

$$g_0^н = 1{,}5 d_0 \gamma_б = 1{,}5 \cdot 0{,}18 \cdot 2{,}3 = 0{,}62 \text{ тс/м}^2.$$

Интенсивность нагрузки (нормативной) в сечении пят определяем в следующем порядке.

Вычисляем величину половины центрального угла исправленного свода

$$h_1 = R_1 (1 - \cos \varphi),$$

откуда

$$\cos \varphi = 1 - \frac{h_1}{R_1} = 1 - \frac{1{,}10}{2{,}6} = 1 - 0{,}4135 = 0{,}5864,$$

или $\varphi = 54°$.

Площадь сечения полусвода

$$S_{св} = \frac{\pi R_1 \varphi}{180} \cdot \frac{d_0 + d}{2},$$

а с учетом забутовки толщиной $0{,}5 d_{ср}$

$$S_{св} = \frac{3\pi R_1 \varphi}{360} \cdot \frac{d_0 + d_n}{2}.$$

Вес 1 м полусвода

$$G = \frac{3\pi R_1 \varphi}{360} \cdot \frac{d_0 + d_n}{2} \cdot \gamma \cdot 1.$$

Площадь эпюры нагрузки на полусвод от собственного веса

$$S = \frac{g_0^н + g^н}{2} R_1 \sin \varphi.$$

Приравнивая вес полусвода и площадь нагрузки, после некоторых преобразований получим

$$g^н = 0{,}0262 \frac{d_0 + d_n}{\sin \varphi} \varphi \gamma - g_0^н.$$

Подставляя численные величины, получим

$$g^н = 0{,}0262 \cdot \frac{0{,}18 + 0{,}30}{0{,}809} \cdot 54 \cdot 2{,}3 - 0{,}62 = 1{,}93 - 0{,}62 = 1{,}31 \text{ тс/м}.$$

Расчетные нагрузки от собственного веса крепи и забутовки с учетом коэффициента перегрузки $n = 1{,}2$:

$$g_0 = n g_0^н = 1{,}2 \cdot 0{,}62 = 0{,}80 \text{ тс/м};$$

$$g = n g^н = 1{,}2 \cdot 1{,}31 = 1{,}60 \text{ тс/м}.$$

Статически неопределимые усилия M_0 и H_0 определяем по формулам:

$$M_0 = \frac{\sum \frac{M_n}{d^3} \sum \frac{y^2}{d^3} - \sum \frac{M_n y}{d^3} \sum \frac{y}{d^3}}{\sum \frac{1}{d^3} \sum \frac{y^2}{d^3} - \left(\sum \frac{y}{d^3} \right)^2};$$

$$H_0 = \frac{\sum \frac{M_n y}{d^3} \sum \frac{1}{d^3} - \sum \frac{y}{d^3} \sum \frac{M_n}{d^3}}{\sum \frac{1}{d^3} \sum \frac{y^2}{d^3} - \left(\sum \frac{y}{d^3} \right)^2}.$$

Для вычисления интегральных сумм разбиваем полусвод на $n = 6$ равных частей, что соответствует $\Delta\varphi = 9°$. Толщину свода в этих сечениях определяем по формуле

$$d_n = \frac{d - d_0}{n} + d_{n-1}.$$

№ сечения	Параметры свода				Моменты внешних сил				
					от вертикальной нагрузки			от веса сво	
	x_n, м	y_n, м	φ_n	d_n	P_n	l_n	M_p	G_n	h_n
0	0	0	0°	0,18	0	0	0	0	0
1	0,41	0,03	9°	0,20	1,037	0,205	0,213	0,355	0,200
2	0,82	0,13	18°	0,22	2,075	0,410	0,851	0,767	0,389
3	1,21	0,29	27°	0,24	3,061	0,605	1,852	1,210	0,562
4	1,56	0,51	36°	0,26	3,947	0,780	3,079	1,661	0,711
5	1,88	0,78	45°	0,28	4,756	0,940	4,471	2,134	0,843
6	2,15	1,10	54°	0,30	5,440	1,075	5,848	2,580	0,950

Вычисление всех остальных величин, входящих в формулы, производим по ранее приведенным формулам для центральной части трехцентрового свода, а результаты сводим в табл. 21.

Суммирование производим по ранее приведенной формуле Симпсона:

$$\sum \frac{1}{d^3} = [171{,}4 + 4\,(125{,}00 + 72{,}36 + 45{,}56) + 2\,(93{,}90 + 56{,}88) + 37{,}04] =$$

$$= 171{,}4 + 4 \cdot 242{,}92 + 2 \cdot 150{,}78 + 37{,}04 = 171{,}4 + 971{,}68 + 301{,}56 + 37{,}04 = 1481{,}68;$$

$$\sum \frac{y}{d^3} = [0 + 4\,(3{,}75 + 20{,}98 + 35{,}54) + 2\,(12{,}21 + 29{,}01) + 40{,}74] =$$

$$= 4 \cdot 60{,}27 + 2 \cdot 41{,}22 + 40{,}74 = 241{,}08 + 82{,}44 + 40{,}72 = 364{,}24;$$

$$\sum \frac{y^2}{d^3} = [0 + 4\,(0{,}11 + 6{,}08 + 27{,}72) + 2\,(1{,}59 + 14{,}80) + 44{,}81] =$$

$$= 4 \cdot 33{,}91 + 2 \cdot 16{,}39 + 44{,}81 = 135{,}64 + 32{,}78 + 44{,}81 = 213{,}23;$$

$$\sum \frac{M_n}{d^3} = [0 + 4\,(35{,}50 + 183{,}65 + 287{,}48) + 2\,(107{,}99 + 243{,}50) + 310{,}32] =$$

$$= 4 \cdot 506{,}63 + 2 \cdot 351{,}49 + 310{,}32 = 2026{,}52 + 702{,}98 + 310{,}32 = 3039{,}82;$$

$$\sum \frac{M_n y}{d^3} = [0 + 4\,(1{,}07 + 53{,}26 + 224{,}23) + 2\,(14{,}04 + 124{,}19) + 341{,}35] =$$

$$= 4 \cdot 278{,}56 + 2 \cdot 138{,}23 + 341{,}35 = 1114{,}24 + 267{,}46 + 341{,}35 = 1732{,}05.$$

Подставляя численные значения интегральных сумм в формулы, получим статически неопределимые величины:

$$M_0 = \frac{3039{,}82 \cdot 213{,}23 - 1732{,}05 \cdot 364{,}24}{1481{,}68 \cdot 213{,}23 - 364{,}24^2} = 0{,}094 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$H_0 = \frac{1732{,}05 \cdot 1481{,}68 - 364{,}24 \cdot 3039{,}82}{1481{,}68 \cdot 213{,}23 - 364{,}24^2} = 7{,}96 \text{ тс}.$$

Таблица 21

и веса свода, тс·м					К суммированию				
да	от боковой нагрузки			сумма момен-тов M_n	$\frac{1}{d^2}$	$\frac{y}{d^2}$	$\frac{y^2}{d^2}$	$\frac{M_n}{d^2}$	$\frac{M_n y}{d^2}$
M_g	E_n	e_n	M_e						
0	0	0	0	0	171,4	0	0	0	0
0,071	0,004	0,015	0,00006	0,284	125,0	3,75	0,11	35,50	1,07
0,298	0,017	0,065	0,0011	1,150	93,9	12,21	1,59	107,99	14,04
0,680	0,038	0,145	0,006	2,538	72,36	20,98	6,08	183,65	53,25
1,185	0,066	0,255	0,017	4,284	56,88	29,01	14,80	243,50	124,19
1,800	0,101	0,390	0,039	6,310	45,56	35,54	27,72	287,48	224,23
2,451	0,143	0,550	0,079	8,378	37,04	40,74	44,81	310,32	341,35

Усилия в произвольном сечении свода определяем по формулам, аналогичным ранее приведенным:

для изгибающих моментов

$$M = M_0 + Hy - M_n = 0{,}094 + 7{,}96y_n - M_n;$$

для продольных сил

$$N = (7{,}96 - E_n)\cos\varphi_n + (P_n + G_n)\sin\varphi_n;$$

для поперечных сил

$$Q = (7{,}96 - E_n)\sin\varphi_n - (P_n + G_n)\cos\varphi_n.$$

Вычисление изгибающих моментов в рассматриваемых сечениях приведено в табл. 22.

Таблица 22

№ сечения	y_n, м	M_n, тс·м	$7{,}96y_n$, м	M, тс·м
0	0	0	0	+0,094
1	0,03	0,284	0,239	+0,049
2	0,13	1,150	1,035	−0,021
3	0,29	2,538	2,308	−0,136
4	0,51	4,281	4,060	−0,127
5	0,78	6,310	6,209	−0,007
6	1,10	8,378	8,756	+0,472

Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 176, *а*. Вычисление продольных и поперечных сил в рассматриваемых сечениях приведено в табл. 23.

Эпюры продольных и поперечных сил показаны на рис. 176, *б*.

Эксцентриситеты приложения продольных сил определены по формуле $e = \frac{M}{N}$, размеры ядра сечения определены цо формуле $e_я = \frac{1}{6}d_n$, а значения их приведены в табл. 24.

Из табл. 24 видно, что кривая давления нигде не выходит за пределы ядра сечения, а следовательно, весь свод работает на сжатие с изгибом. Растягивающие

Таблица 23

№ сечения	φ_n, град	$\sin\varphi_n$	$\cos\varphi_n$	$7{,}96-E_n$	$(7{,}96-E_n)\sin\varphi_n$	$(7{,}96-E_n)\cos\varphi_n$	P_n+G_n	$(P_n+G_n)\sin\varphi_n$	$(P_n+G_n)\cos\varphi_n$	N, тс	Q, тс
0	0	0	1,000	7,960	0	7,960	0	0	0	7,96	0
1	9	0,156	0,988	7,956	1,241	7,860	1,392	0,217	1,375	8,08	−0,13
2	18	0 309	0.951	7.943	2,454	7,554	2,842	0,878	2,703	8,43	−0.25
3	27	0,454	0,891	7,922	3,596	7,058	4,271	1,939	3,805	9,00	−0,21
4	36	0,588	0,809	7,894	4,642	6,386	5,608	3,298	4,537	9,68	+0.11
5	45	0,707	0,707	7,859	5,556	5,556	6,890	4,871	4,871	10,43	+0,69
6	54	0,809	0,588	7,817	6,324	4,596	8,020	6,488	4,716	11,08	+1.61

Таблица 24

№ сечения	Моменты M, тс·м	Силы N, тс	Эксцентриситеты e, м	Ядро сечения $l_я$, м
0	+0,094	7,96	+0,012	0,030
1	+0,049	8,08	+0,006	0,033
2	−0,021	8,43	−0,002	0,037
3	−0,136	9,00	−0,015	0,040
4	−0,127	9,68	−0,013	0,043
5	−0,007	10,43	−0,0007	0,047
6	+0,472	11,08	+0,043	0,050

напряжения отсутствуют. Наибольшие напряжения свод испытывает в сечении пяты. Проверяем его на прочность по формуле

$$\sigma_{max}=\frac{N}{mF}+\frac{M}{mW}\leqslant R,$$

где $F=1\cdot d_n=0{,}3$ м² — площадь поперечного сечения свода в пяте;

$W=\frac{1d_n^2}{6}=\frac{0{,}3^2}{6}=0{,}015$ м³ — момент сопротивления изгибу поперечного сечения свода в пяте;

$m=0{,}8$ — коэффициент условий работы крепи, определяемый по табл. 1 СНиП II-М.4—65;

$R=90$ кгс/см² $=900$ тс/м² — расчетное сопротивление бетона марки 200 сжатию при изгибе, определяемое по табл. 2 СНиП II-В.I—62;

$$\sigma=\frac{11{,}08}{0{,}8\cdot 0{,}3}+\frac{0{,}472}{0{,}8\cdot 0{,}015}=46{,}16+39{,}33=85{,}49\ \text{тс/м}^2;$$

$$85{,}49\ \text{тс/м}^2<700\ \text{тс/м}^2.$$

Проверку остальных сечений свода не производим, так как они заведомо удовлетворяют условию прочности.

Окончательно принимаем: свод с осевым радиусом $R_1 = 2{,}66$ м стрелой по оси $h = 1{,}10$ м, центральным углом $2\varphi = 108°$ и переменной толщиной свода в замке $d_0 = 0{,}18$ м и в пяте $d = 0{,}30$ м из монолитного бетона марки 200.

Расчет стены: Стена находится под воздействием момента $M = +0{,}472$ тс·м, поперечной силы $Q_п = 1{,}61$ тс и продольной силы $N_п = 11{,}08$ тс, передаваемых со стороны свода, собственного веса G, пассивного отпора боковых пород $p_{пасс}$, распределенного по треугольной эпюре, и реакции со стороны почвы $p_к$ (см. рис. 175, *б*). Кроме того, между стенкой и боковой породой возникает сила трения, равная $f' = \frac{p_{пасс} h_{ст}}{2}$, а при повороте стены на ее нижнюю заглубленную часть действует со стороны боковой породы усилие U_0.

Предварительно скорректируем принятые размеры стены: толщину стены принимаем равной 1,5 толщины свода в сечении пяты $c = 0{,}45$ м, тогда ширина фундамента $b = 1{,}5c = 0{,}68$ м, а расчетную высоту стены $h_{ст}$ определим из следующего выражения (см. рис. 175, *а*, *б*):

$$h_{ст} = H + h_{ср} + \Delta h + \frac{d_п}{2}\cos\varphi - h_0 = 2{,}6 + 0{,}3 + 0{,}5 + 0{,}15 \cdot 0{,}588 - 1{,}34 = 2{,}15 \text{ м}.$$

Расчетная схема стены показана на рис. 175, *б*. Усилия $N_п = 11{,}08$ тс, $Q_п = 1{,}61$ тс и $M = 0{,}472$ тс·м, действующие на стенку со стороны свода, заменяем усилиями $H_п$ — горизонтальной составляющей опорной реакции, $P_п$ — вертикальной составляющей опорной реакции и опорным эмоментом $M = 0{,}472$ тс·м:

$$P_п = N_п \sin\varphi - Q_п \cos\varphi = 11{,}08 \cdot 0{,}809 - 1{,}61 \cdot 0{,}588 = 8{,}02 \text{ тс};$$

$$H_п = N_п \cos\varphi + Q_п \sin\varphi = 11{,}08 \cdot 0{,}588 + 1{,}61 \cdot 0{,}809 = 7{,}82 \text{ тс}.$$

Собственный вес стены вместе с фундаментом определяем по формуле

$$G = \gamma_б h_{ст} c = 2{,}3 \cdot 2{,}15 \cdot 0{,}45 = 2{,}23 \text{ тс}.$$

Вертикальная нагрузка, воспринимаемая стеной,

$$P_{ст} = P_п + G = 8{,}02 + 2{,}23 = 10{,}25 \text{ тс}.$$

Момент сил, воспринимаемых стеной, относительно точки A:

$$M_{ст} = M_п + H_п l_п - P_п e_п - G\frac{c}{2} = 0{,}472 + 7{,}82 \cdot 2{,}09 - 8{,}02 \cdot 0{,}294 -$$

$$- 2{,}23 \cdot 0{,}225 = 13{,}96 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $e_п = c - \left(\frac{d_п}{2} + e\right)\sin\varphi = 0{,}45 - (0{,}15 + 0{,}043)\,0{,}809 = 0{,}294$ м — плечо силы $P_п$;

$e = 0{,}043$ м — эксцентриситет приложения усилий в сечении пяты свода;

$h_п = h_{ст} - \left(\frac{d_п}{2} - e\right)\cos\varphi = 2{,}15 - (0{,}15 - 0{,}043)\;0{,}588 = 2{,}09$ м — плечо силы $H_п$ относительно точки A.

Зная $P_{ст}$ и $M_{ст}$, вычисляем параметры отпора по следующим формулам: интенсивность пассивного отпора

$$P_{пасс} = \frac{G\,(2M_{ст} + P_{ст} b)}{4h_{ст}^2 + 3f' h_{ст} b} = \frac{6\,(2 \cdot 13{,}96 + 10{,}25 \cdot 0{,}68)}{4 \cdot 2{,}15^2 + 3 \cdot 0{,}4 \cdot 2{,}15 \cdot 0{,}68} = 10{,}34 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

интенсивность опорной реакции

$$P_к = \frac{P_{ст}}{b} = \frac{1}{2} f' \frac{P_{пасс} h_{ст}}{b} = \frac{10{,}25}{0{,}68} - \frac{1}{2} 0{,}4 \frac{10{,}34 \cdot 2{,}15}{0{,}68} =$$

$$= 15{,}073 - 6{,}539 = 8{,}53 \text{ тс/м};$$

усилие в нижней части стены

$$U = \frac{P_{пасс} h_{ст}}{2} - H_п = \frac{10{,}34 \cdot 2{,}15}{2} - 7{,}82 = 3{,}29 \text{ тс}.$$

Производим проверку вычислений из условия равновесия стены под действием всех нагрузок.

Сумма моментов всех нагрузок относительно середины основания фундамента должна быть равна нулю, т. е.

$$\sum M = M + H_п h_п + P_п \left(\frac{b}{2} - l_п \right) + G \left(\frac{b}{2} - \frac{c}{2} \right) -$$

$$- \frac{P_{пасс} h_{ст}^2}{3} - f' \frac{P_{пасс} h_{ст}}{2} \cdot \frac{b}{2} = 0;$$

$$\sum M = 0{,}472 + 7{,}82 \cdot 2{,}09 + 8{,}02 \, (0{,}34 - 0{,}294) + 2{,}23 \, (0{,}34 - 0{,}225) -$$

$$- \frac{10{,}34 \cdot 2{,}15^2}{3} - 0{,}4 \frac{10{,}34 \cdot 2{,}15}{2} \cdot 0{,}34 = 17{,}441 - 17{,}444 \cong 0.$$

Сумма проекций всех сил на вертикальную ось должна быть равна нулю, т. е

$$\sum Y = P_п + G - f' \frac{P_{пасс} h_{ст}}{2} - P_к b = 0;$$

$$\sum Y = 8{,}02 + 2{,}23 - 0{,}4 \frac{10{,}34 \cdot 2{,}15}{2} - 8{,}53 \cdot 0{,}68 =$$

$$= 10{,}25 - 4{,}446 - 5{,}8 = 10{,}25 - 10{,}25 = 0.$$

Следовательно, условие равновесия системы соблюдено и можно производить дальнейший расчет.

Усилия в продольном сечении стены на расстоянии y от ее верха определим по следующим формулам, в которые сразу подставляем численные величины и преобразуем к удобному для вычисления виду:

изгибающие моменты

$$M_y = M + H_п y_п - P_п \left(l_п - \frac{c}{2} \right) - \frac{P_{пасс} y^2}{6} \left(3 - \frac{y}{h_{ст}} \right) -$$

$$- f' \frac{P_{пасс} y}{2} \left(2 - \frac{y}{h_{ст}} \right) \frac{c}{2} = 0{,}472 + 7{,}82 \, (y - 0{,}06) - 8{,}02 \, (0{,}294 - 0{,}225) -$$

$$- \frac{10{,}34 y^2}{6} \left(3 - \frac{y}{2{,}15} \right) - 0{,}4 \frac{10{,}34 y}{2} \left(2 - \frac{y}{2.15} \right) 0{,}225 =$$

$$= -0{,}55 + 6{,}889 y - 4{,}954 y^2 + 0{,}802 y^3,$$

где $y_п = y - \left(\frac{d_п}{2} - e \right) \cos \varphi = y - (0{,}15 - 0{,}043) \, 0{,}588 = y - 0{,}06;$

плечо приложения горизонтальной силы $H_п$ относительно центра тяжести ассматриваемого сечения:

продольные силы

$$N_y = P_п + G_y - f' \frac{P_{пасс}}{2}\left(2 - \frac{y}{h_{ст}}\right) =$$

$$= 8{,}02 + 1{,}035\,(y - 0{,}048) - 0{,}4\,\frac{10{,}34}{2}\left(2 - \frac{y}{2{,}15}\right) = 3{,}835 + 1{,}997y,$$

где $G_y = \gamma_б c y - \frac{1}{2} d_б^2 \cos\varphi \sin\varphi \gamma_б = 2{,}3 \cdot 0{,}45y - \frac{1}{2} \cdot 0{,}3^2 \cdot 0{,}588 \cdot 0{,}809 \cdot 2{,}3 =$

$= 1{,}035\,(y - 0{,}048)$ — вес части стены выше сечения с ординатой y;

поперечные силы

$$Q_y = H_п - \frac{P_{пасс} y}{2}\left(2 - \frac{y}{h_{ст}}\right) = 7{,}82 - \frac{10{,}34y}{2} \cdot \left(2 - \frac{y}{2{,}15}\right) =$$

$$= 7{,}82 - 10{,}34y + 2{,}405y^2.$$

Разбиваем горизонтальными сечениями стену по высоте на 4 части так, тобы нижнее сечение совпадало с основанием фундамента, а верхнее сечение тсекало бы верхний клиновидный участок, т. е.

$$\Delta h = \frac{h_{ст} - d_п \cos\varphi}{i} = \frac{2{,}15 - 0{,}3 \cdot 0{,}588}{4} = 0{,}494 \text{ м}.$$

Ординаты сечений определяем по формуле

$$y_i = d_п \cos\varphi + \Delta h i = 0{,}176 + 0{,}494i,$$

:де i — порядковый номер сечения.

Вычисление моментов, продольных и поперечных сил, действующих в рас-:матриваемых сечениях стены, приведено в табл. 25.

Эпюры изгибающих моментов, продольных и поперечных сил показаны на рис. 176, *а*, *б*.

Производим вычисление положения кривой давления в рассматриваемых сечениях по формуле $e_i = \frac{M_i}{N_i}$ и величины напряжений в этих же сечениях для внецентренно сжатых стержней по формуле

$$\sigma_{1,\,2} = \frac{N_i}{mF_i} \pm \frac{M_i}{mW_i} \leqslant R_{1,\,2},$$

где $\sigma_{1,2}$ — напряжения в наружных и внутренних волокнах стены соответственно;

$R_2 = 6{,}4$ кгс/см² $= 64$ тс/м² — расчетное сопротивление бетона марки 200 растяжению определяемое по табл. 2 СНиП II-В.1—62.

$R_1 = 70$ кгс/см² $= 700$ тс/м² — расчетное сопротивление бетона марки 200 сжатию при изгибе, определяемое по табл. 2 СНиП II-В.I—62;

$F_i = 1x$ — площадь поперечного сечения стены, м²;

$W = \frac{1x^2}{6}$ — момент сопротивления сечения стены изгибу, м³;

$m = 0{,}8$ — по табл. 1 СНиП II-М.4—65.

Выразив изгибающий момент в виде $M_i = e_i N_i$ и подставив выражения F_i и W_i, получим

$$\sigma_{1,\,2} = \frac{N_i}{0{,}8c}\left(1 \pm \frac{6e_i}{c}\right) = \frac{N_i}{0{,}36}\left(1 \pm \frac{e_i}{0{,}075}\right).$$

№ сечения	y	y^3	y^4	$6{,}889y$	$-4{,}954y^3$	$0{,}802y^4$
0	0,176	0,031	0,005	1,212	—0,154	0,004
1	0,670	0,449	0,301	4,616	—2,224	0,241
2	1,164	1,355	1,577	8,019	—6,713	1,265
3	1,658	2,749	4,558	11,422	—13,618	3,656
4	2,150	4,623	9,938	14,811	—22,902	7,970

Все вычисления сведены в табл. 26

Из табл. 26 видим, что кривая давления во всех сечениях выходит за пределы ядра сечения, однако для данного случая это допустимо, так как растягивающие напряжения нигде не превышают расчетных для данной марки бетона. Окончательно принимаем толщину стены равной 0,45 м.

Таблица 26

№ сечения	M_l, тс·м	N_l тс	e_l, м	$\frac{N_l}{0{,}36}$, тс/м²	$\frac{e_l}{0{,}075}$	$1+\frac{e_l}{0{,}075}$	$1-\frac{e_l}{0{,}075}$	σ_1, тс/м²	σ_2, тс/м²
0	0,512	4,186	0,122	11,628	1,626	2,626	—0,626	+30,54	—7,28
1	2,083	5,173	0,403	14,369	5,373	6,373	—4,373	+91,57	—62,84
2	2,021	6,159	0,328	17,108	4,373	5,373	—3,373	+91,92	—57,70
3	0,910	7,146	0,127	19,850	1,693	2,693	—0,693	+53,46	—13,76
4	0,671	8,129	—0,083	22,580	—1,107	—0,107	2,107	—2,42	+47,58

5. Пример расчета монолитной бетонной крепи вертикального ствола

Д а н о: Ствол проходится по параллельному способу с применением буровзрывных работ после предварительной цементации горных пород. Вмещающие породы — умеренно ослабленные алевролиты с пределом прочности на одноосное сжатие $R_п^н = 300$ кгс/см², объемным весом $\gamma = 2{,}5$ т/м³ и углом падения $\alpha = 30°$. Ствол диаметром в свету 6 м, глубиной 700 м крепится монолитным бетоном марки 150. Требуется определить толщину крепи ствола.

Р а с ч е т крепи ствола ведется в соответствии с указанием приложения к СНиП II—М.4—65.

Определим предельную глубину, начиная с которой породы переходят в неустойчивое состояние, по формуле

$$H_{пр} = \frac{K R_п^н}{\eta\gamma}, \text{ м},$$

где $R_п^н = 3000$ — временное сопротивление (предел прочности) породы на одноосное сжатие, тс/м²;

$K = 0{,}7$ — безразмерный коэффициент структурного ослабления пород в массиве, определяемый по табл. 1 приложения к СНиП II-М.4—65;

$\eta = 3$ — безразмерный коэффициент концентрации напряжений на контуре ствола при проходке с применением буровзрывных работ.

Подставляя численные значения, получим

$$H_{пр} = \frac{0{,}7 \cdot 3000}{3 \cdot 2{,}5} = 280 \text{ м}.$$

Таким образом, до глубины 280 м принимаем минимальную по конструктивным соображениям толщину крепи $d = 20$ см.

Таблица 25

M_l, тс·м	1,997y	N_l, тс	−10,34y	2,405y^2	Q_l, тс
0,512	0,351	4,19	−1,820	0,075	6,08
2,083	1,338	5,17	−6,928	1,080	1,97
2,021	2,324	6,16	−12,036	3,259	−0,96
0,910	3,311	7,15	−17,144	6,611	−2,71
0,671	4,294	8,13	−22,231	11,118	−3,29

Определяем расчетную нагрузку на крепь ствола на глубине более 280 м на протяженном участке ствола и у сопряжения по формуле

$$P_{max} = nn_1 p^{н} [1 + 0{,}1 (r_0 - 3)] (1 + 3v),$$

где n — коэффициент перегрузки от горного давления, принимаемый в соответствии с п. I.12 СНиП II-М.4—65;

n_l — безразмерный коэффициент, принимаемый в соответствии с приложением к СНиП II-М.4—65;

$p^{н}$ — нормативная средняя нагрузка на крепь, принимаемая по табл. 2 приложения СНиН II-М.4—65;

v — безразмерный коэффициент неравномерности распределения нагрузок по контуру крепи ствола, определяемый по табл. 3 приложения к СНиП II-М.4—65.

Расчетная нагрузка на крепь ствола на протяженном участке

$$P_{max} = 1.5 \cdot 0{,}67 \cdot 9 [1 + 0.1 (3 - 3)] (1 + 3 \cdot 0{,}6) = 9{,}05 \cdot 1 \cdot 2{,}8 = 25{,}3 \text{ тс/м}^2.$$

Расчетная нагрузка на крепь ствола у сопряжения и на участке в 20 м от сопряжения

$$p'_{max} = 1{,}5 \cdot 1.9 [1 + 0{,}1 (3 - 3)] (1 + 3 \cdot 0{,}8) = 9{,}05 \cdot 1 \cdot 3{,}4 = 30{,}8 \text{ тс/м}^2.$$

Определение толщины крепи ствола производим по формуле

$$d = m_к r_0 \left(\sqrt{\frac{mR_и}{mR_и - 2\rho p_{max}}} - 1 \right),$$

где $m_к = 1{,}5$ — коэффициент условий работы крепи при параллельном способе проходки;

$r_0 = 3$ — радиус ствола в свету, м;

$m = 0{,}8$ — коэффициент условий работы крепи, определяемый по СНиП II-М.4—65, п. 1.13;

$R_и = 700$ — расчетное сопротивление бетона марки 150 на сжатие при изгибе, определяемое по табл. 1 СНиП II-В.I—62, тс/м²;

ρ — безразмерный коэффициент концентрации напряжений в материале крепи, определяемый по приложению к СНиП II-М.4—65;

Толщина крепи на протяженном участке

$$d = 1{,}5 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{0{,}8 \cdot 700}{0{,}8 \cdot 700 - 2{,}1 \cdot 25{,}3}} - 2 \right) = 4{,}5 \cdot 0{,}05 = 0{,}225 \text{ м} = 22{,}5 \text{ см}.$$

В соответствии с приложением к СНиП II-М.4—65 окончательно принимаем толщину крепи $d = 25$ см.

Толщина крепи у сопряжения

$$d_c = 1{,}5 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{0{,}8 \cdot 700}{0{,}8 \cdot 700 - 2 \cdot 2 \cdot 30{,}8}} - 1 \right) = 4{,}5 \left(\sqrt{\frac{560}{560 - 123{,}2}} - 1 \right) =$$
$$= 4{,}5 \cdot 0{,}13 = 0{,}595 \text{ м} = 58{,}5 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем толщину крепи у сопряжения $d_c = 60$ см.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Орнатский Н. В. Механика грунтов, М., Изд. МГУ, 1962, 447 с.
2. Васильев П. В., Малинин С. И. Влияние основных геологических факторов на поведение пород в горных выработках. М., Госгортехиздат, 1960, 95 с.
3. Максимов А. П. Выдавливание горных пород и устойчивость подземных выработок. М., Госгортехиздат, 1963. 144 с.
4. Физико-механические свойства, давление и разрушение горных пород. Вып. 1. ИГД им. А. А. Скочинского. М., 1962. 284 с.
5. Барон Л. И., Логунцов Б. М., Позин Е. З. Определение свойств горных пород. М., Госгортехиздат, 1962. 332 с.
6. Исследование физико-механических свойств горных пород применительно к задачам управления горным давлением. Сб. статей. М., АН СССР, 1962. 195 с.
7. Кацауров И. Н. Механика горных пород. Вып. 1, М., МГИ, 1966. 126 с. Свойства горных пород и методы их определения М., «Недра», 1969, 392 с. Авт.: Е. И. Ильницкая, Р. И. Тедер, Е. С. Ватолин, М. Ф. Куntыш.
9. Рейнер М. Реология. М., «Наука», 1965. 324 с.
10. Черняк И. Л., Бурчаков Ю. И., Шехурдин В. К. Реологические свойства горных пород. М., изд. МГИ, 1966, 98 с.
11. Ржаницын А. Р. Теория ползучести. М., Стройиздат, 1968. 416 с.
12. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952. 299 с.
13. Цимбаревич П. М. Рудничное крепление. М., Углетехиздат, 1951. 608 с.
14. Руководство по проведению испытаний слабых горных пород на боковой распор. Л., Изд. ВНИМИ, 1961. 68 с.
15. Динник А. Н., Моргаевский А. Б., Савин Г. Н. Распределение напряжений вокруг подземных горных выработок. Труды совещания по управлению горным давлением. М.—Л., АН СССР, 1938. 306 с.
16. Фрохт М. Фотоупругость. Т.I.М., Госгортехиздат, 1948. 432 с. Т. II, М., Госгортехиздат, 1950. 488 с.
17. Трумбачев В. Ф. Исследование горного давления в очистных выработках оптическим методом. М., Углетехиздат, 1955. 99 с.
18. Измерение напряжений в массиве горных пород. Материалы семинара. Новосибирск, Изд. Сиб. отд. АН СССР, 1968. 243 с.
19. Руководство по применению метода разгрузки для определения напряженного состояния в глубине массивов на породах слабых и средней прочности. Л., изд. ВНИМИ, 1965. 42 с.
20. Фисенко Г. Л. Устойчивость бортов карьеров и отвалов. М., «Недра», 1965. 378 с.
21. Слесарев В. Д. Механика горных пород и рудничное крепление. М., Углетехиздат, 1948. 303 с.
22. Проведение и крепление горных выработок. М., Недра, 1965. 496 с. Авт.: В. В. Орлов, А. М. Янчур, Н. С. Бабичев, и др.
23. Квапил Р. Новые взгляды в теории горного давления и горных ударов. М., Углетехиздат, 1959. 108 с.
24. Цимбаревич П. М. Механика горных пород. М., Углетехиздат, 1948. 183 с.

25. Лабасс А. Давление горных пород в угольных шахтах. Вопросы теории горного давления. Сб. переводов. М., Госгортехиздат, 1961. 300 с.
26. Руппенейт К. В. Некоторые вопросы механики горных пород. М., Углетехиздат, 1954, 384 с.
27. Либерман Ю. М. Давление на крепь капитальных выработок. М., «Наука», 1969. 119 с.
28. A. Salnstowicz, Czynnik czask w Zagadmeniach mechaniki gorotwory, Przeglag Gorniczy N 1—2, 1959.
29. S Dimov und Paraschkewov, Die Entstenuny und Entwieklung von plastischen Bereichen um Grubenbau und die Veränderung des Druckes auf dem Ausbav des rheologisch plastische. Aufgabe Bergakademie, N 8, 1964.
30. Лыткин В. А. Пучение пород в горных выработках. М., Изд. ИГД им. А. А. Скочинского, 1963, 27 с.
31. Максимов А. П. О величине горного давления на крепь шахтного ствола и о толщине крепи. М., «Шахтное строительство», 1958, № 7.
32. Савин Г. Н. Давление горных пород на крепление вертикальных шахт. Записки Института горной механики АН УССР, № 5, 1947.
33. Родин И. В. Снимаемая нагрузка и горное давление. Исследования горного давления. Сб. статей. М., Госгортехиздат, 1960. 447 с.
34. Белаенко Ф. А. Расчет крепи стволов шахт на больших глубинах в условиях Донецкого бассейна. Разработка угольных месторождений на больших глубинах. Труды совещания. М., Углетехиздат, 1955. 476 с.
35. Строительные нормы и правила. Ч. П, раздел М, гл. 4, «Подземные горные выработки предприятий по добыче полезных ископаемых» (СНиП II-М. 4—65). Стройиздат, 1966. 22 с.
36. Временная инструкция по расчету крепи вертикальных шахтных стволов вне зоны существенного влияния очистных работ применительно к условиям типа Донбасса. М., изд. ВНИМИ, 1964. 32 с.
37. Моделирование проявлений горного давления. М., «Недра», 1968, 279 с. Авт.: Г. Н. Кузнецов, М. Н. Будько, Ю. В. Васильев.
38. Взаимодействие массивов горных пород с крепью вертикальных выработок. М., «Недра», 1966, 314 с. Авт.: Г. А. Крупенников, Н. С. Булычев, А. М. Козел, П. А. Филатов.
39. Поташников В. А. Самонапряженный железобетон для шахтной крепи. М., Госгортехиздат, 1961, 110 с.
40. Калюжный Н. Т., Видулин А. Е. Расположение полевых выработок при разработке угольных месторождений. М., Госгортехиздат, 1961, 108 с.
41. Проведение и крепление горных выработок. М., Госгортехиздат, 1963, 558 с. Авт.: Б. В. Бокий, Е. А. Зимина, В. В. Смирняков, О. В. Тимофеев.
42. Кацауров И. Н. Расчеты крепи горных выработок. М., Изд. Московского института радиоэлектроники и горной электромеханики. 1964, 104 с.
43. Насонов Л. Н. Механика горных пород и крепление горных выработок. М., «Недра», 1969, 328 с.
44. Горбаткин Б. И. Гидроизоляция чугунной тюбинговой крепи. М., «Недра», 1970, 175 с.
45. Андреев Е. Т., Шукин А. С. Крепление горных выработок. М., «Недра», 1964, 247 с.
46. Справочник строителя транспортных тоннелей. М., «Транспорт», 1965, 767 с.
47. Тоннели. Т. I. «Проектирование». Под ред. В. П. Волкова. М., Государственное транспортное железнодорожное издательство, 1945, 352 с. Авт.: В. П. Волков, Л. В. Воронецкий, Г. Г. Зубарев и др.
48. Покровский Н. М. Проектирование комплексов выработок подземных сооружений. М., «Недра», 1970. 320 с.
49. Расчет крепи шахтных стволов. М., АН СССР, 1962. 123 с. Авт.: К. В. Руппенейт, Ю. М. Либерман, В. В. Матвиенко, Ю. А. Песляк.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение 3

Раздел I. Механика горных пород

Глава I. Физико-механические и реологические свойства горных пород 6

§ 1. Общие сведения 6
§ 2. Состав и строение горных пород 7
§ 3. Слоистость и трещиноватость горных пород 9
§ 4. Плотность и пористость горных пород 10
§ 5. Упругость, пластичность, хрупкость горных пород 14
§ 6. Прочность горных пород 19
§ 7. Упрощенные методы определения прочности горных пород 24
§ 8. Определение механических свойств горных пород в натуре 27
§ 9. Прочностные свойства горных пород в объемном напряженном состоянии 28
§ 10. Свойства глин и песков 30
§ 11. Паспорт прочности горных пород 34
§ 12. Разрыхляемость горных пород 37
§ 13. Коэффициент крепости горных пород и их классификация по шкале проф. М. М. Протодьяконова 38
§ 14. Реологические свойства горных пород 41
§ 15. Общие указания по методике лабораторных испытаний пород 49

Глава II. Напряженное состояние горных пород 51

§ 16. Общие замечания. Терминология 51
§ 17. Напряженное состояние массива как упругой среды . . . 52
§ 18. Напряженное состояние сыпучих пород 54
§ 19. Напряженное состояние горных пород вокруг выработок . 55
§ 20. Оптический метод изучения напряжений 60
§ 21. Измерение напряжений в массиве горных пород 63
§ 22. Устойчивость обнажений в горных породах 67
§ 23. Устойчивость откосов 71

Глава III. Горное давление в горизонтальных выработках 74

§ 24. Общие сведения 74
§ 25. Теория свода естественного равновесия 76
§ 26. Теория взаимодействия крепи и боковых пород 82
§ 27. Методы расчета горного давления с учетом реологических свойств пород 90
§ 28. Давление со стороны почвы выработки 92

Глава IV. Горное давление в вертикальных выработках 96
§ 29. Методы, основанные на теории расчета подпорных стен . . 96
§ 30. Методы, основанные на теории упругости и пластичности 100
§ 31. Эмпирические методы. Методика СНиП 102
§ 32. Давление на крепь в наклонных выработках 104

Глава V. Экспериментальные методы изучения проявлений горного давления 105
§ 33. Методы измерения деформаций горных пород вокруг выработок 105
§ 34. Методы измерения давления боковых пород на горную крепь в шахтах 107
§ 35. Моделирование методом эквивалентных материалов . . . 109
§ 36. Центробежное моделирование 113
§ 37. Некоторые результаты измерения нагрузок на крепь в натурных условиях 115

Раздел II. Горная крепь

Глава VI. Способы поддержания горных выработок 118
§ 38. Рациональная форма выработок 118
§ 39. Предохранительные толщи в кровле и почве 120
§ 40. Предохранительные и другие целики. Бутовые полосы . . 121
§ 41. Размещение горных выработок в массиве 123
§ 42. Горная крепь 125

Глава VII. Материалы горной крепи 128
§ 43. Дерево как крепежный материал 128
§ 44. Металл как крепежный материал 131
§ 45. Вяжущие вещества и растворы 133
§ 46. Бетон и железобетон 136
§ 47 Искусственные камни и блоки 139
§ 48. Новые крепежные материалы 140

Глава VIII. Крепь горизонтальных горных выработок 141
§ 49. Общие сведения 141
§ 50. Деревянные конструкции крепи 142
§ 51. Стальные конструкции крепи 149
§ 52. Бетонная крепь 158
§ 53. Каменная крепь 161
§ 54. Расчет бетонной и каменной крепи 163
§ 55. Железобетонная монолитная крепь 167
§ 56. Крепи из сборного железобетона 169
§ 57. Штанговая крепь 177
§ 58. Смешанная крепь 183
§ 59. Стоимостные характеристики крепей 185

Глава IX. Крепь вертикальных горных выработок 186
§ 60. Общие сведения 186
§ 61. Деревянные конструкции крепи и их расчет 187
§ 62. Бетонная крепь 193
§ 63. Каменная крепь 195
§ 64. Расчет бетонной и каменной крепи 196
§ 65. Железобетонная крепь 197
§ 66. Крепь из чугунных тюбингов 199

§ 67. Специальные крепи для стволов, находящихся в зоне активных деформаций боковых пород 202
§ 68. Конструкция армировки шахтных стволов 205
§ 69. Конструкция крепи устьев стволов шахт 209

Глава X. Крепь наклонных горных выработок 210

§ 70. Особенности работы крепи в наклонных выработках . . . 210
§ 71. Деревянные конструкции крепи 211
§ 72. Стальные конструкции крепи 212
§ 73. Каменные, бетонные и другие конструкции крепей 213
§ 74. Армировка наклонных выработок 214

Глава XI. Крепь узлов сопряжений горных выработок 214

§ 75. Сопряжения стволов с околоствольными дворами 214
§ 76. Сопряжения горизонтальных выработок 218

Глава XII. Крепь выработок больших поперечных сечений 222

§ 77. Общие сведения 222
§ 78. Обделки железнодорожных тоннелей 222
§ 79. Автодорожные тоннели 225
§ 80. Тоннели метрополитенов 227
§ 81. Станции метрополитенов 231
§ 82. Судоходные тоннели 233
§ 83. Гидротехнические тоннели 234
§ 84. Тоннели, сооружаемые открытым способом 237
§ 85. О расчете обделок выработок больших поперечных сечений 239

Приложение 246

Список литературы 284