

Федеральное агентство по образованию  
Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Кузбасский государственный технический университет»

**В. А. ШАЛАМАНОВ    В. В. ПЕРШИН**  
**П. М. БУДНИКОВ    А. Б. САБАНЦЕВ**

# **ВЫБОР И РАСЧЕТ КРЕПЕЙ И ОБДЕЛОК ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

**Учебное пособие**

Кемерово 2010

УДК 622.014.2(075)

Рецензенты:

Кафедра пластовых месторождений Сибирского государственного индустриального университета (зав. кафедрой, профессор, доктор технических наук В. Н. Фрянов)

Генеральный директор ОАО «КузНИИшахтострой» кандидат технических наук Ю. Д. Григоренко

Выбор и расчет крепей и обделок подземных сооружений : учеб. пособие / В. А. Шаламанов, В. В. Першин, П. М. Будников, А. Б. Сабанцев ; Кузбас. гос. техн. ун-т. – Кемерово, 2010. – 142 с.

ISBN 978-5-89070-729-1

Рассмотрен комплекс вопросов по прогнозированию устойчивости незакрепленных подземных сооружений, расчету нагрузок на крепи (обделки), выбору оптимального типа и конструкции крепей и расчету их параметров. Даны методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплинам «Механика подземных сооружений», «Конструкции крепей подземных сооружений» и «Сооружение горных выработок» и приведены примеры расчета крепей горизонтальных, наклонных и вертикальных горных выработок.

Для студентов, обучающихся по специальности 130406 «Шахтное и подземное строительство», может быть использовано студентами, обучающимися по специальностям 130404 «Подземная разработка месторождений полезных ископаемых» и 130402 «Маркшейдерское дело» при выполнении курсовых и дипломных проектов.

Печатается по решению редакционно-издательского совета Кузбасского государственного технического университета.

УДК 622.014.2 (075)

© Шаламанов В. А., Першин В. В.,  
Будников П. М., Сабанцев А. Б., 2010

© Кузбасский государственный  
технический университет, 2010

ISBN 978-5-89070-729-1

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Пособие составлено в соответствии с учебным планом подготовки инженеров по специальности 130406 «Шахтное и подземное строительство» и программой по дисциплинам «Механика подземных сооружений», «Конструкции крепей подземных сооружений» и «Сооружение горных выработок».

Крепи (обделки) подземных сооружений являются строительными конструкциями, возводимыми в них для предотвращения опасных деформаций и обрушений окружающих пород и сохранения необходимых форм и размеров сооружений на протяжении всего времени их эксплуатации. Выполнение этих условий возможно, если крепь будет обладать необходимой прочностью и устойчивостью.

В первой главе пособия изложены методы прогноза устойчивости породных обнажений и расчета нагрузки на конструкции подземных сооружений, во второй – выбор конструкций подземных сооружений, в третьей – расчет крепей, в четвертой – примеры расчета и выбора оптимальных конструкций крепи и общие указания по составлению проекта крепления горных выработок.

В приложениях к пособию приведены основные технические характеристики профилей проката СВП и общего назначения, расчетные механические показатели бетона и других крепежных материалов по действующим строительным нормам и правилам (СНиП).

Материал по выбору и расчету крепи изложен в последовательности, способствующей формированию у студентов целостного представления о проектировании конструкций подземных сооружений. Учебное пособие облегчит выполнение курсового проекта по дисциплинам «Механика подземных сооружений» и «Сооружение горных выработок» и других проектов в тех разделах, где рассматриваются вопросы расчета крепи.

# **1 ПРОГНОЗИРОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОДНЫХ ОБНАЖЕНИЙ И РАСЧЕТ НАГРУЗКИ НА КОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

## **1.1 Общие положения проектирования конструкций подземных сооружений**

Исходной информацией для проектирования конструкций подземных сооружений, обоснования и выбора их параметров являются горно-геологические и горнотехнические условия работы конструкций на протяжении всего срока эксплуатации. Важнейшими исходными горно-геологическими данными являются структурно-текстурные элементы (слоистость, трещиноватость, нарушенность и другие макродефекты строения) массива пород в конкретных условиях, прочностные, упругие и другие механические свойства вмещающих пород, обводненность, размягчаемость пород массива, наличие остаточных тектонических напряжений, склонность пород к внезапным выбросам и горным ударам, подверженность массива сейсмическим воздействиям, горнотехническими данными – форма, размеры и площадь сечения сооружения, глубина расположения, способ проведения, расположение относительно других выработок, способ охраны от очистных выработок и срок службы.

Выбор надежной и экономичной конструкции крепи (обделки) и расчет ее параметров – комплексная задача, включающая для каждой конкретной выработки:

- ~ прогнозирование смещений пород и оценку устойчивости незакрепленной выработки;
- ~ определение нагрузки на крепь;
- ~ выбор оптимальной конструкции крепи на основе технико-экономического сравнения конструкций крепей, пригодных для применения в данных условиях;
- ~ расчет крепи и ее элементов.

## 1.2 Выбор формы и размеров сечения подземных горных выработок и транспортных тоннелей

В горнодобывающей промышленности применяют в основном арочную, сводчатую и трапециевидную, реже круглую, полигональную и прямоугольную формы сечений горизонтальных и наклонных выработок. Преобладающей формой сечения вертикальных стволов является круглая.

Железнодорожные и автодорожные тоннели сооружают в основном сводчатой и подковообразной формами сечения, перегонные тоннели метрополитенов – круглой формой сечения.

Форму сечения выработки принимают исходя из следующих основных условий проектирования подземных сооружений:

- ~ минимум концентрации напряжений на контуре выработки;
- ~ максимальное использование площади сечения выработки;
- ~ малое аэродинамическое сопротивление при движении воздуха;

- ~ максимум эксплуатационных удобств.

Размеры и площадь сечений подземных горных выработок обычно выбирают по утвержденным типовым сечениям на основании расчетов, выполняемых исходя из основных размеров оборудования, размещаемого в выработке, и транспортных средств, числа рельсовых путей, количества проходящего по выработке воздуха, требований Правил безопасности [25, 27] в части соблюдения минимальных размеров сечения выработки и зазоров, ожидаемых величин смещений вмещающих пород за срок службы выработки.

Размеры и площадь сечений выработок (главным образом подготавливающих и прочих), на которые не имеются типовые сечения, принимают по данным расчетов.

*Форму и размеры сечений транспортных тоннелей* следует принимать в соответствии с действующими нормативными документами и их назначением. Внутри транспортного тоннеля должно быть свободное пространство, достаточное для пропуска подвижного состава, прохода людей, размещения необходимого оборудования и устройств. Поперечное сечение тоннеля должно удовлетворять утвержденному для данного типа транспорта габариту приближения строений.

*Габаритом приближения строений* называют перпендикулярный оси пути контур, внутрь которого не должны выступать никакие части сооружений и устройств.

Железнодорожные тоннели проектируют по габариту *С* приближения строений железных дорог колеи 1520 мм с шириной междупутья 4100 мм на прямых участках пути (ГОСТ 9238–73\*), а автодорожные тоннели – по габариту *Г* приближения строений в соответствии с требованиями СНиП 32–04-97 [18]. Однопутные перегонные тоннели метрополитенов проектируют обычно кругового очертания.

### 1.3 Определение расчетной глубины расположения выработки

Расчетную глубину  $H_p$  размещения выработки следует определять по формуле [15, 16]

$$H_p = KH, \quad (1.1)$$

где  $K$  – коэффициент, учитывающий отличие напряженного состояния массива горных пород по сравнению с напряженным состоянием, вызванным собственным весом толщи пород до поверхности ( $K$  – коэффициент, учитывающий аномальное напряженное состояние массива пород): в обычных горно-геологических условиях  $K = 1$ ; для районов, подверженных движениям земной коры, и в зонах тектонических нарушений, при отсутствии экспериментальных данных о величине  $K$ , значение его принимается равным 1,5 [16];  $H$  – проектная глубина размещения выработки или ее участков, м.

### 1.4 Определение расчетной прочности пород массива вокруг горных выработок

Расчетное сопротивление пород массива сжатию  $R_c$  рекомендуется определять по формуле

$$R_c = K_c \sigma_{сж}, \quad (1.2)$$

где  $K_c$  – коэффициент, учитывающий снижение прочности пород массива по сравнению с прочностью в образце из-за трещин,

контактов слоев, зеркал и борозд скольжения и других макродефектов строения массива;  $\sigma_{сж}$  – среднее значение сопротивления пород в образце сжатию, устанавливаемое экспериментально по результатам лабораторных испытаний образцов пород, МПа.

Значения коэффициента  $K_c$  принимают по СНиП II–94-80 [16] в зависимости от среднего расстояния между поверхностями ослабления пород массива (табл. 1.1).

Таблица 1.1

### Определение значений коэффициента $K_c$

Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород массива, м	Коэффициент структурно-текстурного ослабления пород $K_c$
Более 1,5	0,9
От 1,5 до 1	0,8
1–0,5	0,6
0,5–0,1	0,4
Менее 0,1	0,2

*Примечание:* при сооружении выработок в обводненных породах расчетную прочность пород массива  $R_c$  следует определять с учетом разупрочнения пород под влиянием воды по формуле

$$R_c = K_c \sigma_{сж} K_{вл}, \quad (1.3)$$

где  $K_{вл}$  – коэффициент, учитывающий снижение прочности пород в результате обводнения. Для магматических пород в подавляющем большинстве  $K_{вл} \geq 0,9$ ; для песчаников и алевролитов на кремнистом цементе  $K_{вл} = 0,8–0,9$ ; для песчаников и алевролитов на известково-глинистом цементе  $K_{вл} = 0,6–0,7$ ; для аргиллитов и других явно глинистых пород  $K_{вл} \leq 0,4$  [13].

## 1.5 Прогнозирование и оценка устойчивости породных обнажений незакрепленных горных выработок

Устойчивость породных обнажений горной выработки оценивается обычно сопоставлением прочности вмещающих пород и действующих в них напряжений.

В подавляющем большинстве породные обнажения горной выработки устойчивы при условии

$$\sigma_H < R_M, \quad (1.4)$$

где  $\sigma_n$  – главные нормальные напряжения, действующие на контуре незакрепленной выработки;  $R_m$  – прочность горных пород массива вокруг выработки на сжатие (в боках) или растяжение (в кровле или почве сооружения).

*Породные обнажения незакрепленной горизонтальной и наклонной горной выработки устойчивы при условии:*

в кровле и почве

$$\gamma H_p K_1 < \sigma_p K_c K_d K_{вл}; \quad (1.5)$$

в боках

$$\gamma H_p K_2 < \sigma_{сж} K_c K_d K_{вл}, \quad (1.6)$$

где  $\gamma$  – среднее значение объемного веса пород, залегающих над выработкой, МН/м<sup>3</sup>;  $H_p$  – расчетная глубина размещения выработки, м;  $K_1$  – коэффициент деконцентрации напряжений в породах кровли и почвы выработки;  $K_2$  – коэффициент концентрации напряжений в породах в боках выработки;  $\sigma_p$  и  $\sigma_{сж}$  – среднее значение предела прочности пород соответственно при растяжении и сжатии в образце, МПа;  $K_c$  – коэффициент структурно-текстурного ослабления пород массива вокруг выработки;  $K_d$  – коэффициент длительной прочности, т.е. коэффициент, учитывающий снижение прочности пород при длительном воздействии на них нагрузки;  $K_{вл}$  – коэффициент, учитывающий снижение прочности пород при обводнении.

Ориентировочные значения коэффициентов  $K_1$  и  $K_2$  для горных выработок различной формы сечения приведены в табл. 1.2.

Коэффициент длительной прочности  $K_d$  может быть принят по данным лабораторных испытаний:  $K_d \geq 0,9$  для прочных и очень прочных пород;  $K_d \approx 0,7-0,8$  для пород средней прочности.

*Породные обнажения в вертикальных выработках устойчивы при выполнении условия*

$$\lambda \gamma H_p K_2 < \sigma_{сж} K_c K_d K_{вл}, \quad (1.7)$$

где  $\lambda$  – коэффициент бокового давления в породах нетронутого



массива, определяемый из выражения  $\frac{\nu}{1-\nu}$ , в котором  $\nu$  – коэффициент Пуассона.

Таблица 1.2

Ориентировочные значения коэффициентов  $K_1$  и  $K_2$  для горных выработок различной формы поперечного сечения

Форма сечения выработки	Отношение ширины выработки к высоте		$K_1$		$K_2$	
Круглая	1 : 1		0,25		2,0	
Квадратная	1 : 1		0,44		1,3	
Сводчатая с прямыми боками	1 : 1	3 : 2	0,35	0,32	2,0	3,0
Прямоугольная и трапециевидная	1 : 1	2 : 1	0,64	0,60	2,8	3,2
Арочная с прямыми боками	1 : 1	1,5 : 1	0,38	0,32	2,0	2,5
Арочная с наклонными боками	1 : 1	1,5 : 1	0,32	0,28	1,8	2,0

## 1.6 Нормативный метод определения устойчивости пород горизонтальных и наклонных горных выработок

Согласно СНиП II–94–80 [16] устойчивость пород горизонтальных и наклонных горных выработок оценивается по величине смещения пород  $U$  на контуре сечения выработки за весь срок ее службы без крепи. По величине смещения  $U$  породы этих выработок делятся на четыре категории устойчивости в соответствии с табл. 1.3.

Величина смещения  $U$  для горизонтальных и наклонных выработок, расположенных в осадочных и изверженных породах и вне зоны влияния очистных работ, определяется по формуле

$$U = K_{\alpha} K_{\theta} K_s K_B K_t U_T, \quad (1.8)$$

где  $K_{\alpha}$  – коэффициент влияния угла залегания пород и направления проведения выработки относительно простирания пород или основных плоскостей трещиноватости, определяемый согласно табл. 1.4;  $K_{\theta}$  – коэффициент направления смещения пород: при определении смещений со стороны кровли или почвы (в вертикальном направлении)  $K_{\theta}$  равен 1; при определении боковых сме-

щений пород (в горизонтальном направлении)  $K_\theta$  принимают по табл. 1.4;  $K_s$  – коэффициент влияния размера выработки, определяемый по формуле

$$K_s = 0,2(b - 1), \quad (1.9)$$

где  $b$  – ширина выработки в проходке, м;  $K_b$  – коэффициент воздействия других выработок, принимаемый для одиночных выработок и камер равным 1; для сопряжений с односторонним примыканием выработки – 1,4; для сложных сопряжений с примыканием выработок в виде двустороннего заезда или пересекающихся выработок – 1,6; для параллельных выработок – по формуле

$$K_b = \frac{b_1 + b_2}{L} K_L, \quad (1.10)$$

где  $b_1 + b_2$  – суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке, м;  $L$  – расстояние между выработками, м;  $K_L$  – коэффициент, определяемый по табл. 1.5;  $K_t$  – коэффициент, учитывающий срок службы выработки (влияние времени на смещение пород). Для выработок, срок службы которых более 15 лет,  $K_t$  равен 1; для выработок со сроком службы менее 15 лет  $K_t$  определяется по графикам рис. 1.2 в зависимости от соотношения значений  $H_p$  и  $R_c$ ;  $U_T$  – смещение пород, принятое за типовое, определяемое по графикам рис. 1.1 в зависимости от расчетного сопротивления пород сжатию  $R_c$  и расчетной глубины расположения выработки  $H_p$ , мм.

По формуле (1.8) определяется величина смещений пород отдельно со стороны кровли, почвы и боков выработки.

В выработках, проводимых по простиранию (полевые и пластовые штреки, камеры различного назначения и др.) и при углах падения пород  $\alpha$  от 20 до 50°, кроме смещений в вертикальном и горизонтальном направлениях, необходимо определять смещения по нормали к напластованию по формуле

$$U_n = \frac{U_k}{\cos \alpha}, \quad (1.11)$$

где  $U_k$  – смещения пород со стороны кровли (по вертикали), мм.

Таблица 1.3

Величина смещения пород  $U$  на контуре сечения выработки  
за весь срок ее службы без крепи

Категория устойчивости пород	Оценка состояния устойчивости пород	Величина смещения пород $U$ , мм		
		Осадочные породы (песчаники, алевролиты, аргиллиты, известняки, уголь и др.)	Изверженные породы (диориты, порфириды, кварциты и др.)	Соляные породы (сильвинит, карналит и др.)
I	Устойчивые	Не более 50	Не более 20	Не более 200
II	Среднеустойчивые	51–200	21–100	201–300
III	Неустойчивые	201–500	101–200	301–500
IV	Очень неустойчивые	Свыше 500	Свыше 200	Свыше 500

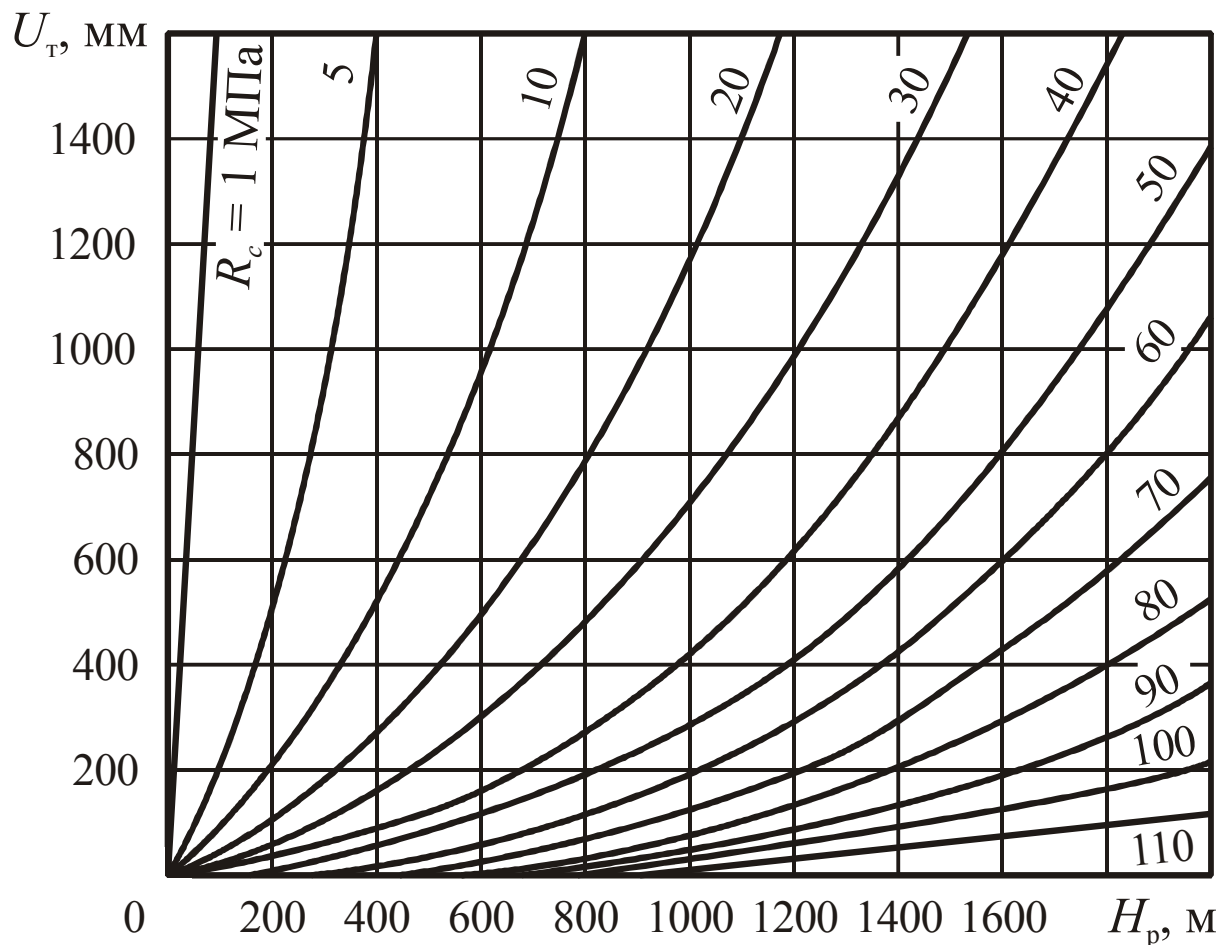
Рис. 1.1. Графики для определения типичного смещения пород  $U_T$

Таблица 1.4

Значение коэффициентов  $K_\alpha$  и  $K_\theta$  в зависимости от углов падения пород

Направление проведения выработки	Коэффициенты $K_\alpha$ и $K_\theta$ в зависимости от углов падения пород $\alpha$ , град											
	до 20		21–30		31–40		41–50		51–70		свыше 70	
	$K_\alpha$	$K_\theta$	$K_\alpha$	$K_\theta$	$K_\alpha$	$K_\theta$	$K_\alpha$	$K_\theta$	$K_\alpha$	$K_\theta$	$K_\alpha$	$K_\theta$
По простиранию	1,00	0,35	0,95	0,55	0,80	0,80	0,65	1,20	0,60	1,70	0,60	2,25
Вкрест простирания	0,70	0,55	0,60	0,80	0,45	0,95	0,25	0,95	0,20	0,80	0,15	0,55
Под углом к простиранию	0,85	0,45	0,80	0,65	0,65	0,90	0,45	1,05	0,35	1,10	0,35	0,95

Таблица 1.5

Значение коэффициента  $K_L$  в зависимости от расчетного сопротивления  $R_c$  пород

Расчетная глубина расположения выработки $H_p$ , м	Коэффициент $K_L$ в зависимости от расчетного сопротивления $R_c$ пород, МПа							
	для выработок по простиранию				для выработок вкрест простирания			
	30	60	90	более 120	30	60	90	более 120
До 300	3,5/2,0	1,8/1,6	1,5/1,3	1,2/1,0	1,8	1,5	1,2	1,0
301–600	4,0/2,5	2,0/1,8	1,7/1,5	1,4/1,2	2,2	1,8	1,5	1,2
601–900	4,5/3,0	2,5/2,1	2,0/1,7	1,6/1,4	2,6	2,1	1,7	1,4
901–1200	5,0/3,5	3,5/3,0	2,5/2,0	1,8/1,6	3,0	2,5	2,0	1,5
Более 1200	5,5/4,0	4,0/3,5	3,0/2,3	2,0/1,8	3,4	2,9	2,4	1,7

*Примечание:* В числителе приведено значение  $K_L$  для выработок с углом залегания пород  $\alpha$  до  $35^\circ$ , в знаменателе – с углом залегания пород  $\alpha$  более  $35^\circ$ . Для наклонных выработок  $K_L$  принимается как и для горизонтальных, пройденных по простиранию.

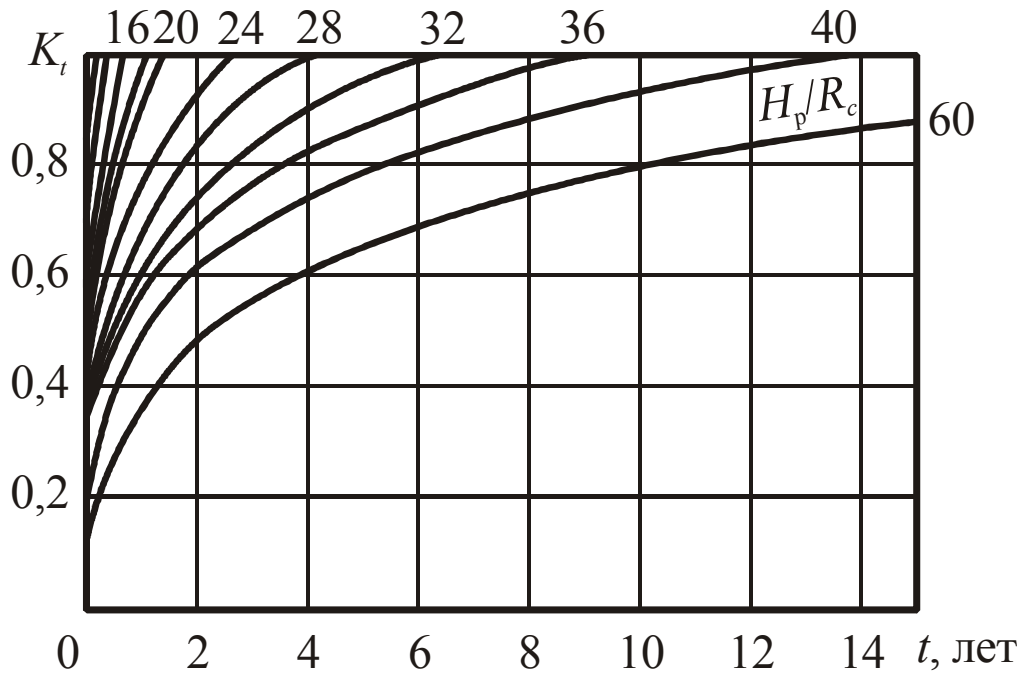


Рис. 1.2. Графики для определения коэффициента  $K_t$  при  $t$  от 1 года до 15 лет

Смещения пород в выработках, располагаемых в зоне влияния очистных работ, устанавливаются по специальным методикам. Общая величина смещения пород в них за срок службы складывается из величины смещения пород  $U$  вне зоны влияния очистных работ, определяемой по формуле (1.8), и величины смещения пород  $U_{оч}$  под влиянием очистных работ, т.е.

$$U_{об} = U + U_{оч}. \quad (1.12)$$

Смещение пород кровли и почвы  $U_{оч}$  в подготовительных выработках угольных шахт, в зависимости от способа их охраны от влияния очистных работ, может быть определено по методикам, изложенным в Указаниях по рациональному расположению, охране и поддержанию горных выработок на угольных шахтах СССР [29].

Горизонтальные и наклонные выработки следует располагать на расстояниях  $L_{\text{вл}}$ , исключающих их взаимное влияние, определяемых по формуле

$$L_{\text{вл}} > (b_1 + b_2)K_L, \quad (1.13)$$

где  $(b_1 + b_2)$  – суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке, м;  $K_L$  – коэффициент, определяемый по табл. 1.5.

### 1.7 Нормативный метод определения устойчивости пород вертикальных горных выработок

По устойчивости породные обнажения вертикальных горных выработок согласно [15, 16] делятся на четыре категории, приведенные в табл. 1.6.

Таблица 1.6

Критерий устойчивости пород  $C$

Категория устойчивости пород	Оценка состояния устойчивости пород	Критерий устойчивости пород $C$
I	Устойчивые	До 3
II	Среднеустойчивые	3–6
III	Неустойчивые	6–10
IV	Очень неустойчивые	Более 10

*Примечание:* При  $R_c \leq 2$  МПа породы относятся к IV категории устойчивости.

В качестве показателя устойчивости породных обнажений принят критерий  $C$ , величину которого определяют по эмпирической формуле

$$C = \frac{K_{\Gamma} K_{\text{сб}} K_{\text{ц}} K_t H_p}{26,3 + K_{\alpha} R_c (5,25 + 0,0056 K_{\alpha} R_c)}, \quad (1.14)$$

где  $K_{\Gamma}$  – коэффициент, учитывающий взвешивающее действие воды: для участков вне водоносных горизонтов равен 1; для пород водоносного горизонта значение  $K_{\Gamma}$  определяется по формуле

$$K_{\Gamma} = \frac{(\gamma h_1 - P_B) + (\gamma_{\Pi} - \gamma_B) \frac{1}{1 + \varepsilon} h_2}{\gamma H}, \quad (1.15)$$

где  $h_1$  – высота толщи пород от почвы водоупора до земной поверхности, м;  $\gamma_{\Pi}$ ,  $\gamma_B$  – соответственно удельный вес пород водоносного горизонта и воды, кН/м<sup>3</sup>;  $\varepsilon$  – коэффициент пористости пород водоносного горизонта, принимаемый как отношение объема пор к объему скелета и определяемый по данным гидрогеологических изысканий;  $h_2$  – высота толщи пород от рассматриваемого сечения в водоупорном горизонте до почвы водоупора (до кровли водоносного горизонта), м;  $K_{сб}$  – коэффициент воздействия на выработку (ствол) других выработок: для протяженных участков ствола  $K_{сб} = 1$ ; для сопряжений  $K_{сб} = 1,5$ ;  $K_{ц}$  – коэффициент воздействия на выработку очистных работ: для выработок, участков, не испытывающих воздействий,  $K_{ц} = 1$ ; при воздействии очистных работ  $K_{ц}$  принимают по данным специальных исследований;  $H_p$  – расчетная глубина заложения выработки, м;  $K_{\alpha}$  – коэффициент влияния угла залегания пород  $\alpha$ , град: для горизонтально залегающих пород  $K_{\alpha}$  равен 1, в остальных случаях  $K_{\alpha}$  следует определять по формуле

$$K_{\alpha} = \frac{1}{1 + 0,5 \sin \alpha};$$

$R_c$  – расчетный предел прочности горных пород на сжатие, МПа.

### 1.8 Вероятностный метод оценки устойчивости породных обнажений горных выработок

Устойчивость пород на контуре незакрепленной выработки иногда оценивают с использованием теории вероятности и математической статистики [2]. Породы на контуре выработки не разрушаются при соблюдении условия

$$\sigma_{\Pi} > \sigma_{H}, \quad (1.16)$$

где  $\sigma_{\Pi}$  – случайное значение предела прочности вмещающих пород на сжатие или растяжение на некотором участке контура

(кровли, почвы или боков) выработки;  $\sigma_n$  – главное максимальное напряжение, действующее на соответствующем участке контура незакрепленной выработки.

Если случайные значения  $\sigma_n$  и  $\sigma_n$  распределяются по нормальному закону (закону Гаусса), то вероятность разрушения пород на контуре выработки  $V$ , выраженная в долях от ее периметра, может быть определена по формуле

$$V = 0,5 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\Delta} e^{-\frac{t^2}{2}} dt = 0,5 - \Phi(\Delta), \quad (1.17)$$

где  $\Phi(\Delta)$  – интеграл вероятности, значение которого приводится в прил. IV в зависимости от величины  $\Delta$ ;  $\Delta$  – характеристика безопасности. Характеристика безопасности  $\Delta$  определяется из выражения

$$\Delta = \frac{\bar{\sigma}_n - \bar{\sigma}_n}{\sqrt{D_{\sigma_n} + D_{\sigma_n}}} \quad \text{или} \quad \Delta = \frac{\bar{\sigma}_n - \bar{\sigma}_n}{\sqrt{\bar{\sigma}_n^2 K_n^2 + \bar{\sigma}_n^2 K_n^2}}, \quad (1.18)$$

где  $\bar{\sigma}_n$  и  $\bar{\sigma}_n$  – среднее значение соответственно предела прочности пород на сжатие или растяжение по контуру выработки и действующих в них напряжений;  $D_{\sigma_n}$  и  $D_{\sigma_n}$  – дисперсия соответственно предела прочности пород при сжатии или растяжении и действующих в них напряжений;  $K_n$  и  $K_n$  – соответствующие коэффициенты вариации прочности и напряжения.

Колебания напряжений  $\sigma_n$  в отдельности в породах кровли, почвы и боков выработки обычно малы, и поэтому напряжения в пределах этих участков контура можно принять величиной постоянной.

Тогда  $\bar{\sigma}_n = \sigma_n$  и  $D_{\sigma_n} = 0$  и формула (1.18) преобразуется к виду

$$\Delta = \frac{\bar{\sigma}_n - \bar{\sigma}_n}{\sqrt{\bar{\sigma}_n^2 K_n^2}} = \frac{\bar{\sigma}_n - \sigma_n}{\sigma_n K_n}. \quad (1.19)$$



Отношение  $\frac{\bar{\sigma}_{\Pi}}{\sigma_{\text{H}}} = n$  характеризует запас прочности пород на контуре (участке контура) выработки. Подставляя значение коэффициента запаса прочности  $n$  в выражение (1.19), получим окончательную формулу для определения характеристики безопасности

$$\Delta = \frac{n-1}{nK_{\Pi}}. \quad (1.20)$$

Для одиночных выработок в обычных горно-геологических условиях вне зоны влияния очистных работ напряжения в породах на участках контура выработки, которые испытывают сжатие, можно определить из выражения

$$\sigma_{\text{н.сж}} = K_2 \gamma H_p,$$

которые испытывают растяжение – из выражения

$$\sigma_{\text{н.р}} = K_1 \gamma H_p,$$

где  $K_2$  и  $K_1$  – коэффициенты концентрации и деконцентрации напряжений на контуре выработки (см. табл. 1.2).

Коэффициент вариации предела прочности однородных пород при сжатии и растяжении рекомендуется принимать в пределах 0,16–0,2, слоистых и трещиноватых пород – в пределах 0,25–0,3.

По результатам расчета устойчивости породных обнажений по изложенной методике иногда принимают решение о возможности проведения выработок без применения временной предохранительной крепи в призабойном пространстве, а также о возможности проведения и эксплуатации выработок без крепи.

## **1.9 Оценка устойчивости породных обнажений транспортных тоннелей**

Устойчивость породных обнажений в транспортных тоннелях рекомендуется определять по методике, изложенной в работе [14]. Устойчивость породных обнажений прогнозируют по эмпирической зависимости

$$t_Q^{\text{пр}} = KS, \quad (1.21)$$

где  $t_Q^{\text{пр}}$  – предельно допустимое по условиям проходки или эксплуатации тоннеля время, в течение которого с вероятностью ошибки прогноза  $Q$  породное обнажение можно полагать устойчивым;  $K$  – коэффициент ответственности прогноза;  $S$  – характеристическая прочность пород массива, принимаемая как прочность с учетом структурно-текстурного ослабления массива, обводненности и других факторов. Характеристическую прочность пород массива  $S$  определяют по формуле

$$S = 1,067K_1K_2\dots K_7\sigma_{\text{сж}}, \quad (1.22)$$

где 1,067 – согласующий множитель между параметрами, входящими в формулу;  $K_1\dots K_7$  – нормированные к единице безразмерные коэффициенты, учитывающие снижение прочности пород в массиве по сравнению с прочностью в образце;  $\sigma_{\text{сж}}$  – предел прочности пород при сжатии в образце.

Значения коэффициентов  $K_1\dots K_7$  определяют по методике, разработанной проф. Н. С. Булычевым и изложенной в работе [14].

## 1.10 Нормативные методы расчета нагрузки на крепь горизонтальных и наклонных горных выработок

### 1.10.1 Расчет нагрузки на жесткие крепи

Расчетная нагрузка на все виды жестких рамных и сплошных крепей определяется дифференцированно в вертикальном (кровля и почва) и горизонтальном (бока) направлениях, а при угле падения пород от 20 до 50° и по нормали к напластованию по формуле [15]

$$P = K_{\text{п}}K_{\text{н}}m_{\text{в}}P^{\text{н}}, \quad (1.23)$$

где  $K_{\text{п}}$  – коэффициент перегрузки, принимаемый по табл. 1.7;  $K_{\text{н}}$  – коэффициент, учитывающий назначение выработки: для главных вскрывающих  $K_{\text{н}} = 1,1$ , для остальных  $K_{\text{н}} = 1$ ;  $m_{\text{в}}$  – коэффициент, учитывающий способ проведения выработки: при буро-

взрывном способе  $m_b = 1$ , при комбайновом способе значение  $m_b$  принимается в зависимости от величины отношения расчетной глубины размещения выработки  $H_p$  к расчетной прочности пород массива на сжатие  $R_c$  по контуру выработки:

$H_p/R_c$	не более 16	16–20	20–25	Более 25
$m_b$	0,6	0,8	0,9	1,1;

$P^H$  – нормативная нагрузка на крепь, определяется по графикам рис. 1.3.

Таблица 1.7

### Определение значений коэффициента $K_{\Pi}$

Смещение пород, мм	Коэффициент $K_{\Pi}$	
	Главные вскрывающие выработки	Магистральные и другие выработки
Не более 50	1,25	1,10
50–200	1,10	1,05
200–500	1,05	1,00
Свыше 500	1,00	1,00

Нормативная нагрузка  $P^H$  зависит от расчетной величины смещения пород  $U$  за срок службы выработки, определяемой по формуле (1.8), смещений пород до установки крепи  $U_t$ , величины смещений от сжатия забутовочного материала в закрепном пространстве  $U_3$  и конструктивной податливости крепи  $U_{кр}$ .

Значения  $U_3$  и  $U_t$  принимают по рекомендациям [15], а конструктивную податливость крепи  $U_{кр}$  – по ее технической характеристике.

По данным инструментальных наблюдений в полевых и пластовых подготовительных выработках на шахтах Кузбасса смещения пород кровли и почвы  $U_t$  с момента их обнажения до установки крепи (обычно 2–4 ч) составляют в основном 2–4 мм при прочности их на сжатие  $\sigma_{сж} > 50$  МПа и 6–7 мм – при  $\sigma_{сж} = 30–50$  МПа.

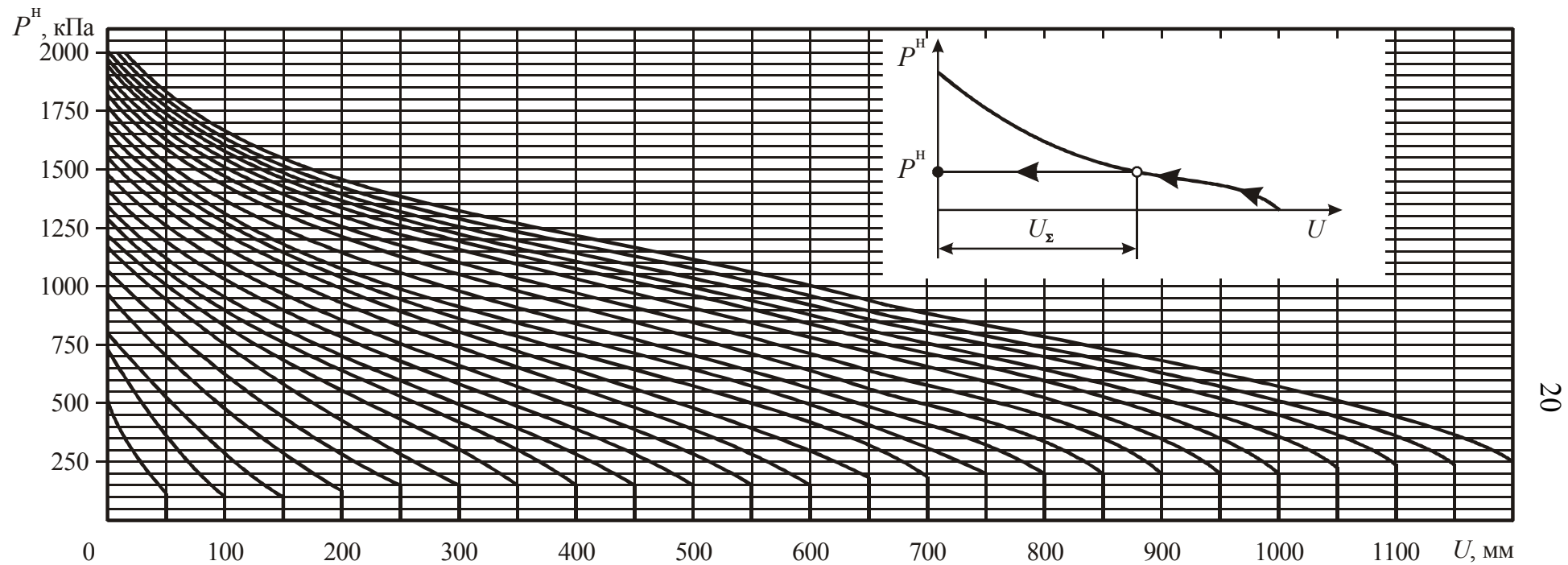


Рис. 1.3. Графики для определения нормативной нагрузки  $P^H$  на жесткую крепь

Смещения  $U_3$ , обусловленные сжатием забутовочного материала в закрепном пространстве, ориентировочно можно принимать равными 25 % толщины  $t_3$  забутовочного материала, т.е.

$$U_3 = 0,25t_3; \quad (1.24)$$

$$U_\Sigma = U_t + U_3 + U_{кр}. \quad (1.25)$$

Нормативную нагрузку  $P^H$  определяют в следующей последовательности.

Сначала по оси смещений  $U$  от начала координат откладывают суммарную величину смещений  $U_\Sigma$  (см. рис. 1.3).

Затем из точки, характеризующей суммарное смещение  $U_\Sigma$ , восстанавливают перпендикуляр до пересечения с кривой в осях  $P^H - U$ , соответствующей максимальному смещению породного контура, определенному по формуле (1.8). Проекция точки пересечения на ось ординат  $P^H$  определяет искомую величину нормативной нагрузки  $P^H$ . Таким образом, определяют нагрузку на крепь в вертикальном и горизонтальном направлениях.

### 1.10.2 Расчет нагрузки на металлические податливые рамные крепи

Расчетная вертикальная нагрузка  $P_{в.об}$  на металлическую податливую рамную крепь по всей ширине выработки со стороны кровли и почвы определяется по формуле [10]

$$P_{в.об} = K_{п} K_{н} m_{в} b P^H, \quad (1.26)$$

где  $K_{п}$ ,  $K_{н}$ ,  $m_{в}$  – обозначения и значения коэффициентов те же, что и в формуле (1.23);  $b$  – ширина выработки в проходке, м;  $P^H$  – нормативная нагрузка, кПа.

Нормативная нагрузка  $P^H$  на крепь определяется по графикам рис. 1.4 в зависимости от смещений породы  $U$ , рассчитанных по формуле (1.8), и ширины выработки в проходке. При ширине выработки менее 4 и более 6 м нормативную нагрузку необходимо принимать как и для выработок с шириной соответственно 4 и 6 м.

Расчетная нагрузка  $P_{г.об}$  со стороны боков выработки определяется по формуле

$$P_{г.об} = K_{п} K_{н} m_{в} h P^H, \quad (1.27)$$

где  $K_{п}$ ,  $K_{н}$  и  $m_{в}$  – обозначения и значения коэффициентов те же, что и в формуле (1.23);  $h$  – высота выработки в проходке, м.

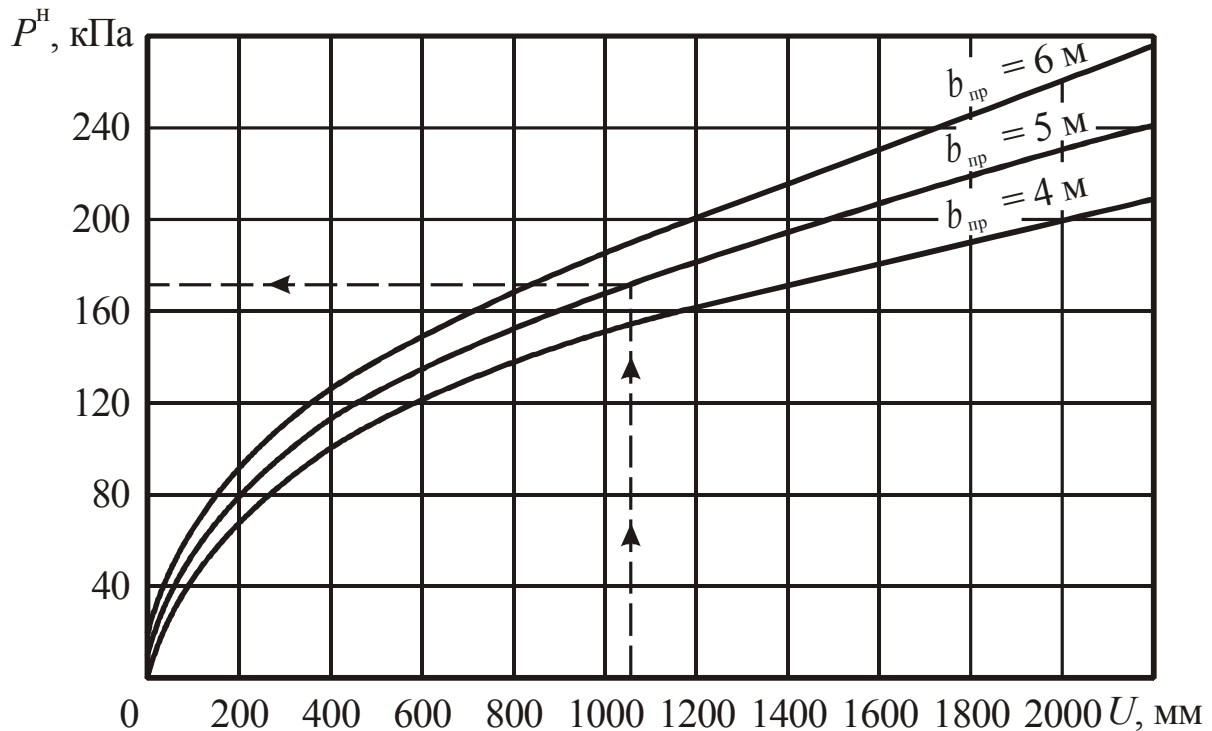


Рис. 1.4. Графики для определения нормативной нагрузки  $P^H$  на металлическую податливую крепь

### 1.11 Нормативный метод расчета нагрузки на крепь камер

Расчет нагрузки на крепь камер  $P_{к}$ , у которых отношение длины камеры к ее ширине более 5, производится по формуле (1.23) при креплении их жесткими крепями и формулами (1.26) и (1.27) – при креплении металлическими податливыми рамными крепями.

Нагрузка на крепь камер ограниченной длины (у которых отношение длины камеры к ее ширине менее 5) определяется по формуле

$$P_{к} = K_{сн} K_{вк} P, \quad (1.28)$$

где  $K_{\text{сн}}$  – коэффициент снижения нагрузки на крепь камер, определяемый в зависимости от категории устойчивости пород и отношения длины камеры  $L_{\text{к}}$  к ее ширине  $b_{\text{к}}$  по графикам рис. 1.5;  $K_{\text{вк}}$  – коэффициент влияния примыкающих выработок, равный единице, если примыкающие выработки расположены с торцов камеры, и принимается по табл. 1.8 во всех остальных случаях, в зависимости от отношения ширины  $b_{\text{к}}$  камеры и примыкающей выработки  $b$ ;  $P$  – расчетная нагрузка на крепь протяженной выработки, определяемая по формуле (1.23) для жесткой крепи или по формулам (1.26) и (1.27) для металлической податливой крепи (в подавляющем большинстве камеры крепят жесткими крепями).

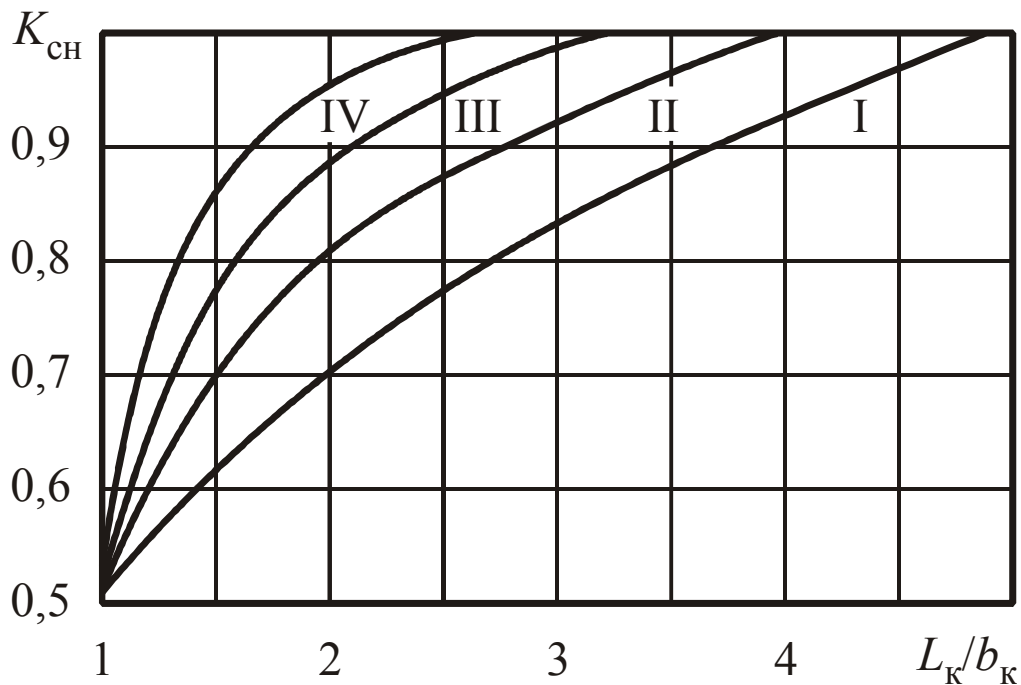


Рис. 1.5. Графики для определения коэффициента  $K_{\text{сн}}$ :  
I, II, III, IV – категории устойчивости пород

Таблица 1.8

Коэффициент влияния примыкающих выработок

Отношение $b_{\text{к}}/b$		1	2	3	4
$K_{\text{вк}}$	При одностороннем примыкании выработки	1,40	1,20	1,10	1,05
	При двустороннем примыкании выработки	1,60	1,30	1,15	1,10

## 1.12 Определение расчетной нагрузки на набрызгбетонную и анкерную крепи горизонтальных и наклонных горных выработок

### 1.12.1 Расчет нагрузки на набрызгбетонную крепь

Наиболее эффективными крепями выработок, сооружаемых в магматических и осадочных породах I категории устойчивости вне зоны влияния очистных работ (смещение пород в них за срок службы  $U$  не более 50 мм), являются набрызгбетонная и анкерная крепи. Эти крепи обычно воспринимают нагрузки от локальных вывалов небольших размеров. Накопленный опыт на рудных и угольных шахтах показывает, что нагрузки на эти крепи могут быть определены по методам проф. М. М. Протоdjeяконова и П. М. Цимбаревича.

Расчетную вертикальную нагрузку  $P_{в.н}$  на набрызгбетонную крепь горизонтальных и наклонных выработок рекомендуется определять по формуле

$$P_{в.н} = K_{п} K_{н} m_{в} P_{в}, \quad (1.29)$$

где  $K_{п}$  – коэффициент перегрузки, принимаемый для главных вскрывающих выработок и камер – 1,25, для магистральных и других выработок – 1,1;  $K_{н}$  – коэффициент, учитывающий назначение выработки: для главных вскрывающих выработок  $K_{н} = 1,1$ ; для остальных  $K_{н} = 1$ ;  $m_{в}$  – коэффициент, учитывающий влияние способа проведения выработки и принимаемый как и в формуле (1.23);  $P_{в}$  – вертикальная нагрузка на крепь, принимаемая за нормативную.

Нагрузка  $P_{в}$  определяется из выражения

$$P_{в} = \gamma b, \quad (1.30)$$

где  $\gamma$  – объемный вес пород кровли в пределах возможного вывала, кН/м<sup>3</sup>;  $b$  – высота зоны опасных деформаций и возможного вывала пород кровли выработки, м.

С учетом структурного ослабления пород



$$b = \frac{a}{fK_c}, \quad (1.31)$$

где  $a$  – полупролет выработки в проходке, м;  $f$  – коэффициент крепости пород по классификации М. М. Протодяконова;  $K_c$  – коэффициент структурно-текстурного ослабления пород, принимаемый по табл. 1.1.

С учетом выражений (1.30) и (1.31) формула (1.29) окончательно примет вид

$$P_{в.н} = \frac{K_{п} K_{н} m_{в} a \gamma}{K_c f}. \quad (1.32)$$

Для расчета толщины набрызгбетонной крепи горных выработок с некоторым запасом прочности рекомендуется расчетную горизонтальную нагрузку  $P_{г.н}$  на крепь принимать равной вертикальной  $P_{в.н}$ .

### 1.12.2 Расчет нагрузки на анкерную крепь

Расчетную нагрузку на анкерную крепь со стороны кровли рекомендуется определять по формуле

$$P_{в.а} = K_{п} K_{н} m_{в} P_{в}, \quad (1.33)$$

где  $K_{п}$ ,  $K_{н}$ ,  $m_{в}$  – обозначения и значения коэффициентов те же, что и в формуле (1.29);  $P_{в}$  – вертикальная нагрузка, определяемая по методу проф. П. М. Цимбаревича:

$$P_{в} = b_1 \gamma, \quad (1.34)$$

где  $b_1$  – высота зоны опасных деформаций и возможного вывала пород кровли, м;  $\gamma$  – объемный вес пород кровли в пределах возможного вывала, кН/м<sup>3</sup>.

С учетом коэффициента структурно-текстурного ослабления  $K_c$  высота возможного вывала пород  $b_1$  определяется по формуле

$$b_1 = \frac{a_1}{fK_c}, \quad (1.35)$$

где  $a_1$  – полупролет возможного обрушения пород, который находится из выражения

$$a_1 = a + h \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ - \varphi_k}{2} \right), \quad (1.36)$$

где  $a$  – полупролет выработки в проходке, м;  $h$  – высота выработки в проходке, м;  $\varphi_k$  – кажущийся угол внутреннего трения пород, равный  $\operatorname{arctg}(f)$ , где  $f$  – коэффициент крепости пород по М. М. Протодыяконову.

С учетом выражений (1.34), (1.35) и (1.36) формула (1.33) для определения расчетной нагрузки на анкерную крепь со стороны кровли примет вид

$$P_{в.а} = \frac{K_{\Pi} K_{Н} m_{В} \left[ a + h \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ - \varphi_k}{2} \right) \right]}{K_c f}. \quad (1.37)$$

Горизонтальная (боковая) нагрузка на анкерную крепь может быть определена из выражения

$$P_{Г} = \gamma(h + b_1) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi_k}{2} \right), \quad (1.38)$$

а расчетная горизонтальная нагрузка  $P_{Г.а}$  из выражения

$$P_{Г.а} = K_{\Pi} K_{Н} m_{В} P_{Г} = K_{\Pi} K_{Н} m_{В} \gamma(h + b_1) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi_k}{2} \right). \quad (1.39)$$

### 1.13 Расчет нагрузки на сопряжения горизонтальных и наклонных горных выработок

Нагрузка на крепь сопряжений горизонтальных и наклонных горных выработок определяется в зависимости от применяемой крепи и режима ее работы. На жесткие рамные и сплошные (монолитные бетонные, блочные, тубинговые и др.) крепи вне зоны влияния очистных работ расчетные нагрузки определяются дифференцированно в кровле и почве, в боках, а при угле залега-

ния пород от 20 до 50° и по нормали к напластованию пород по формуле (1.23).

Расчетная нагрузка на металлические податливые рамные крепи вне зоны влияния очистных работ со стороны кровли и почвы устанавливается по формуле (1.26), со стороны боков – по формуле (1.27).

Расчетные нагрузки на набрызгбетонные и анкерные крепи сопряжений горных выработок рекомендуется определять по формулам (1.32), (1.37) и (1.39).

Для расчета смещений пород по формуле (1.8) и нагрузок на крепи сопряжений выработок по указанным формулам следует принимать наибольшую ширину сопряжения. Длину участка, на котором проявляется довольно большое взаимовлияние сопрягающихся выработок, рекомендуется принимать 20 м по обе стороны от утюга сопряжения выработки.

Анализ материалов по фактически опасным деформациям и вывалам пород кровли на сопряжениях капитальных горизонтальных выработок, наклонных и горизонтальных выработок шахт Кузбасса показал, что вывалы пород имеют в основном сводчатую форму высотой от 1 до 4 м, протяженность участка существенного взаимного влияния выработок на сопряжениях составляет 15–20 м в обе стороны от утюга сопряжения.

По данным инструментальных наблюдений в условиях шахт Кузнецкого угольного бассейна в выработках, не подверженных влиянию очистных работ, вертикальные  $P_v$  и боковые  $P_r$  нагрузки на рамные, сплошные и анкерные крепи находятся в подавляющем большинстве в соотношениях

$$P_r = (0,3 - 0,5)P_v. \quad (1.40)$$

## **1.14 Нормативный метод расчета нагрузки на крепь вертикальных стволов**

### **1.14.1 Определение расчетной нагрузки на крепь устья ствола**

Условия работы крепи устья, протяженной части и сопряжения ствола с горизонтальными выработками горизонтов суще-

ственно различны. Поэтому нагрузка на крепь каждого из этих участков ствола определяется в отдельности.

Расчет крепи устьев стволов производится на действие вертикальных (от собственного веса крепи, веса оборудования и сооружений, опирающихся на крепь) и горизонтальных (от горного и гидростатического давления, а также веса фундаментов и опор) нагрузок.

Расчетная вертикальная нагрузка  $P_B$ , действующая на крепь устья ствола, определяется по формуле

$$P_B = K_{\Pi} \sum_{i=1}^{i=n} P_{B_i} + Q_y, \quad (1.41)$$

где  $K_{\Pi}$  – коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1,4;  $\sum_{i=1}^{i=n} P_{B_i}$  – сумма вертикальных нагрузок, передаваемых опорами горнотехнических сооружений, расположенных на поверхности вблизи ствола (на расстоянии от его контура менее  $5r_0$ , где  $r_0$  – радиус ствола в свету, м), на крепь устья ствола, кН;  $Q_y$  – собственный вес крепи устья, кН.

Расчетная горизонтальная радиальная нагрузка на крепь устья ствола определяется по формуле

$$P_{\Gamma} = K_{\Pi} K_y \left\{ \gamma r_0 \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{90^\circ - \varphi}{2}\right)}{\psi - 1} \left[ 1 - \left( \frac{r_0}{1 + H \operatorname{tg}\left(\frac{90^\circ - \varphi}{2}\right)} \right)^{\psi - 1} \right] + P_{\Phi} \right\}, \quad (1.42)$$

где  $K_{\Pi}$  – коэффициент перегрузки, равный 1,3;  $K_y$  – коэффициент, учитывающий расстояние от проемов в крепи устья: при расстоянии от проемов менее 20 м  $K_y = 2,9$ , а более 20 м  $K_y = 1,7$ ;  $\gamma$  – объемный вес породы, кН/м<sup>3</sup>;  $r_0$  – радиус ствола в свету, м;  $\varphi$  – угол внутреннего трения пород, град;  $H$  – глубина рассматриваемого участка от поверхности, м;  $P_{\Phi}$  – наибольшая суммарная дополнительная нагрузка от поверхностных зданий и сооружений (расположенных на расстоянии менее  $5r_0$  от контура ствола), кПа;  $\psi$  – безразмерный коэффициент, определяемый из выражения

$$\psi = 2\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right).$$

Величина  $P_\phi$  определяется по методике, изложенной в СНиП [16]. Порядок определения нагрузки  $P_\phi$  по этой методике показан на примере расчета крепи устья ствола (см. гл. 4, п. 4.6.1 пособия).

#### 1.14.2 Определение расчетной нагрузки на крепь протяженной части ствола

Расчетная горизонтальная радиальная нагрузка от горного давления на крепь протяженной части вертикального ствола вне зоны влияния очистных работ определяется по формуле

$$P_\Gamma = K_\Pi K_H m_y P^H [1 + 0,1(r_0 - 3)], \quad (1.43)$$

где  $K_\Pi$  – коэффициент перегрузки, равный 1,3;  $K_H$  – коэффициент неравномерности нагрузок, принимаемый по табл. 1.9;  $m_y$  – коэффициент условий работы, учитывающий тип крепи: при монолитной бетонной крепи  $m_y = 0,8$ , сборной –  $m_y = 0,75$ , набрызгбетонной –  $m_y = 0,5$ ;  $P^H$  – нормативная горизонтальная нагрузка (кПа) на крепь от горного давления, определяемая в зависимости от критерия устойчивости пород  $C$  (см. табл. 1.6) по формулам:

$$P^H = 10[(2C - 1) + \Delta] \quad \text{при } C \leq 6; \quad (1.44)$$

$$P^H = 10[(3C - 7) + \Delta] \quad \text{при } 10 \geq C > 6, \quad (1.45)$$

где  $C$  – критерий устойчивости для пород I, II и III категорий устойчивости, определяемый по формуле (1.14);  $\Delta$  – параметр, учитывающий технологию проходческих работ: при совмещенной технологической схеме проходки ствола  $\Delta = 2$  при  $C \leq 6$  и  $\Delta = 3$  при  $10 \geq C > 6$ ; при других схемах проходки  $\Delta$  принимается равным нулю.

Расчет нормативной нагрузки  $P^H$  для пород IV категории устойчивости рекомендуется производить по методике, изложенной в СНиП [16].

Таблица 1.9

## Коэффициент неравномерности нагрузок

Угол залегания пород, град	Коэффициент $K_H$	
	При последовательной и параллельной схемах проходки	При совмещенной схеме проходки
До 10	2,00	1,75
10–35	2,50	2,00
Более 35	2,75	2,25

## 1.14.3 Определение расчетной нагрузки на крепь ствола на участке сопряжения с горизонтальной выработкой

Расчетную горизонтальную нагрузку от горного давления на крепь вертикального ствола на участке сопряжения на протяжении 20 м вверх и 20 м вниз непосредственно от сопряжения рекомендуется определять по формуле (1.43), принимая в ней вместо величин  $K_H$  и  $P_H$  величины  $K_{H.c}$  и  $P_c^H$ , рассчитываемые по формулам:

$$K_{H.c} = K_H + (20 - Z)X; \quad (1.46)$$

$$P_c^H = P^H(1,5 - 0,025Z), \quad (1.47)$$

где  $Z$  – расстояние от узла сопряжения до рассматриваемого сечения на участке 20 м, м;  $X$  – коэффициент перехода от протяженной части ствола к участку сопряжения, принимаемый по табл. 1.10.

Таблица 1.10

## Коэффициент перехода от протяженной части ствола к участку сопряжения

Угол залегания пород, град	Коэффициент $X$	
	При последовательной и параллельной схемах проходки	При совмещенной схеме проходки
До 10	0,050	0,037
Более 10	0,025	0,025

### 1.15 Нормативный метод расчета нагрузки от горного давления на обделки транспортных тоннелей

Расчетная нагрузка от горного давления на обделки тоннелей различного назначения (автодорожных, железнодорожных, метрополитенов и др.) определяется по формуле общего вида

$$P = K_{\Pi} P^H, \quad (1.48)$$

где  $K_{\Pi}$  – коэффициент перегрузки;  $P^H$  – нормативная нагрузка, кПа.

Значения  $K_{\Pi}$  и  $P^H$  для тоннелей различного назначения индивидуальны и принимаются по действующим отраслевым СНиПам. В зависимости от конкретных условий сооружения тоннеля нагрузка  $P^H$  может формироваться от веса пород в объеме локальных вывалов, свода сплошного обрушения или веса всей толщи пород над тоннелем.

Конструкцию обделки тоннеля и других подземных сооружений следует рассчитывать с учетом возможных для отдельных элементов или всего сооружения в целом неблагоприятных сочетаний нагрузок и воздействий, которые могут действовать одновременно при его строительстве или эксплуатации. При этом следует рассматривать: *основные сочетания*, состоящие из постоянных *нагрузок и воздействий* (собственный вес обделки, вертикальное и горизонтальное горное давление, внешнее гидростатическое давление, воздействие предварительного напряжения), *длительно действующих временных нагрузок* и факторов (воздействия колебаний температуры, ползучести и усадки бетона, морозного пучения грунта и др.), *кратковременных нагрузок* (от временного внутритоннельного транспорта и др.), а также воздействий, возникающих в процессе сооружения тоннеля (давление от щитовых домкратов, от нагнетания раствора за обделку, от веса оборудования, материалов и т.п.), *особые сочетания*, состоящие из постоянных нагрузок и воздействий, наиболее вероятных временных и одной из особых (сейсмической или др.) нагрузок или воздействий.

### 1.15.1 Определение нормативной нагрузки на обделки железнодорожных и автодорожных тоннелей

Нормативные нагрузки на обделки железнодорожных и автодорожных тоннелей в трещиноватых массивах с несколькими системами трещин и с коэффициентом крепости пород  $f > 4 + 0,005H$  определяются от веса пород в объеме локальных вывалов в кровле и боках тоннеля по эмпирическим формулам, приведенным в табл. 1.11 [18].

Таблица 1.11

#### Нормативная нагрузка на обделки железнодорожных и автодорожных тоннелей

Среднее расстояние $b_T$ между трещинами массива, м	Нормативная нагрузка $P^H$ , кПа	
	$P_B^H$	$P_\Gamma^H$
$0,04B < b_T \leq 0,08B$	$0,6\gamma B$	$0,19\gamma h$
$0,08B < b_T \leq 0,17B$	$0,35\gamma B$	0
$b_T > 0,17B$	0	0

В этих формулах  $B$  – ширина тоннеля в проходке, м;  $\gamma$  – объемный вес породы, кН/м<sup>3</sup>;  $h$  – высота тоннеля, м;  $H$  – глубина заложения тоннеля, м.

В слабоустойчивых трещиноватых породах при среднем расстоянии между трещинами массива  $b_T < 0,04B$  или при коэффициенте крепости  $f \leq 4 + 0,005H$ , а также в крупнообломочных, песчаных и глинистых породах нормативные нагрузки на обделки тоннелей определяют от веса пород в объеме свода обрушения по формулам:

$$P_B^H = K_p \gamma b_1; \quad (1.49)$$

$$P_\Gamma^H = \gamma (K_p b_1 + 0,5h) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - \varphi_k}{2} \right); \quad (1.50)$$

$$b_1 = \frac{B + 2 \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ - \varphi_k}{2} \right)}{2f}, \quad (1.51)$$



где  $K_p$  – коэффициент условий работы породного массива для тоннелей, заложенных в слабоустойчивых трещиноватых породах (при среднем расстоянии между трещинами  $b_T \leq 0,04B$  или при коэффициенте крепости  $f \leq 4 + 0,005H$ ) и в глинистых породах, имеющий следующие значения: для скальных массивов, сложенных породами с  $\sigma_{сж} = 25–40$  МПа, в слаботрещиноватых  $K_p = 1,6$  и в сильнотрещиноватых  $K_p = 1,8$ ; при  $\sigma_{сж} = 8–25$  МПа в слаботрещиноватых породах  $K_p = 1,7$ , трещиноватых –  $K_p = 1,5$  и сильнотрещиноватых –  $K_p = 1,2$ ; для глин значения  $K_p = 1,3–2,2$ ;  $b_1$  – высота свода обрушения (по методу расчета П. М. Цимбаревича), м;  $\varphi_k$  – кажущийся угол внутреннего трения пород, град, который определяется из выражения

$$\varphi_k = \arctg(f),$$

где  $f$  – коэффициент крепости пород по классификации М. М. Протодьяконова.

В неустойчивых породах, в которых сводообразование невозможно, и в породах, мощность которых над тоннелем от вершины свода обрушения до земной поверхности менее высоты свода обрушения  $b_1$ , нормативные нагрузки на обделку определяются от веса всей толщи пород над тоннелем:

$$P_B^H = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i; \quad (1.52)$$

$$P_\Gamma^H = P_B^H \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ - \varphi_k}{2}\right), \quad (1.53)$$

где  $\gamma_i$  – объемный вес отдельного слоя породы над тоннелем, кН/м<sup>3</sup>;  $h_i$  – мощность отдельного слоя, м;  $n$  – число слоев породы.

Величину нормативной нагрузки на обделки параллельных близко расположенных тоннелей следует определять в зависимости от размеров каждой выработки, целика между ними и физико-механических свойств грунта:

~ при условии возможности образования над каждой выработкой самостоятельного свода обрушения – для каждой выработки в отдельности;

~ в остальных случаях – как для выработки, пролет которой равен сумме пролетов обеих выработок и ширины целика между ними.

Гидростатическое давление следует учитывать при расчете конструкций тоннеля или его части, расположенных ниже уровня подземных вод. При этом уровень воды следует принимать наименьшим в процессе строительства или наивысшим, который установится после окончания строительства.

Нормативную величину нагрузки (горного давления) на обделку тоннелей, заложенных в водонасыщенных грунтах, содержащих свободную воду, следует принимать в виде совместного действия гидростатического напора воды и давления грунта во взвешенном состоянии.

Нормативный объемный вес взвешенной в воде породы  $\gamma_{взв}$  следует определять по формуле

$$\gamma_{взв} = \frac{1}{1 + \varepsilon} (\gamma_{п} - \gamma_{в}), \quad (1.54)$$

где  $\varepsilon$  – значение коэффициента пористости породы, определяемое экспериментально;  $\gamma_{п}$  – объемный вес породы,  $\text{кН/м}^3$ ;  $\gamma_{в}$  – объемный вес воды, принимаемый равным  $10 \text{ кН/м}^3$ .

Величину горного давления на обделку тоннелей, расположенных в неустойчивых водонасыщенных илистых породах или плавунных песках, следует принимать по закону давления жидкостей, т.е.

$$P_{в} = P_{г} = \gamma_{вн} H, \quad (1.55)$$

где  $\gamma_{вн}$  – объемный вес водонасыщенных пород,  $\text{МН/м}^3$ ;  $H$  – мощность пород над тоннелем до земной поверхности, м.

Нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса конструкции надлежит вычислять по проектным размерам конструкции и объемным весам материалов.

Коэффициент перегрузки  $K_{п}$  от горного давления при определении расчетных нагрузок на обделки железнодорожных и автодорожных тоннелей принимают по табл. 1.12.

Таблица 1.12

Определение коэффициента перегрузки на обделки  
железнодорожных и автодорожных тоннелей

Нагрузки $P$	Коэффициент $K_{\text{п}}$
От веса отдельных вывалов:	
вертикальная	1,4
горизонтальная	1,2
При сводообразовании:	
вертикальная	1,5
горизонтальная	1,8 (1,2)
От веса вышележащей толщи пород:	
вертикальная	1,1
горизонтальная	1,3 (0,9)
Гидростатическое давление	1,1 (0,9)

*Примечание.* Значения коэффициентов перегрузки  $K_{\text{п}}$ , указанные в скобках, принимают в случаях, когда уменьшение нагрузки приводит к более невыгодному загрузению обделки тоннеля.

### 1.15.2 Определение нормативной нагрузки на обделки тоннелей метрополитенов

Нормативная нагрузка  $P^{\text{н}}$  от горного давления и коэффициент перегрузки  $K_{\text{п}}$  для определения расчетной нагрузки на обделки тоннелей метрополитенов принимается согласно СНиП II-40-80 [17] в зависимости от типа вмещающих пород и их основных механических свойств (предела прочности при сжатии, сцепления, объемного веса и угла внутреннего трения) и параметров тоннеля.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от горного давления, а также вертикальные нагрузки от давления грунта при открытом способе работ следует принимать равномерно распределенными по пролету (диаметру) и высоте выработки.

Нормативные вертикальные нагрузки на одиночные тоннели со сборными обделками с наружным диаметром  $D = 5,5$  м, сооружаемые закрытым способом в однородных породах, мощность которых над тоннелем больше  $D$ , а также коэффициенты перегрузки следует принимать по табл. 1.13, 1.14.

Если над тоннелем залегают однородные породы мощностью  $m$  меньше наружного диаметра обделки  $D$ , а выше залегает

более слабая порода, величину нормативной вертикальной нагрузки от горного давления  $P_B^H$  следует определять по формуле

$$P_B^H = P_m^H - (P_m^H - P_0^H) \frac{m}{D}, \quad (1.56)$$

где  $P_m^H$ ,  $P_0^H$  – нормативная вертикальная нагрузка соответственно для более слабой породы и породы, залегающей непосредственно над тоннелем.

Значения  $P_m^H$  и  $P_0^H$  принимаются по табл. 1.13, 1.14.

Нормативные вертикальные нагрузки от горного давления на обделки одиночных тоннелей диаметром  $9,5 \geq D > 5,5$  (м) определяются путем умножения значений табл. 1.13, 1.14 на величину отношения  $D/5,5$ .

При сооружении тоннеля в глинистых породах на глубине  $H$  более 45 м табличное значение  $P_B^H$  (см. табл. 1.13, 1.14) следует умножить на коэффициент  $H/45$  ( $H$  принимается в метрах).

Если определенная по табл. 1.13, 1.14 и по формуле (1.56) величина нормативной вертикальной нагрузки  $P_B^H$  превышает нагрузку от веса всей толщи пород над тоннелем до земной поверхности, последнюю следует принимать за нормативную, т.е.

$$P_B^H = \gamma H, \quad (1.57)$$

где  $\gamma$  – объемный вес пород над тоннелем, МН/м<sup>3</sup>.

Величина нормативной горизонтальной нагрузки от горного давления на обделки тоннелей определяется по формуле (1.53).

Нормативную нагрузку на параллельные близко расположенные тоннели следует определять в зависимости от возможности образования над ними свода обрушения. В случае образования над каждым тоннелем самостоятельного свода – для каждого тоннеля в отдельности, в случае образования единого свода – как для тоннеля шириной  $B$ , равной суммарной ширине тоннелей и целиков между ними.

Таблица 1.13

Определение коэффициента перегрузки на обделки одиночных тоннелей  
с наружным диаметром  $D = 5,5$  м для нескальных грунтов

Виды нескальных грунтов в сечении и кровле выработки	Нормативная вертикальная нагрузка от горного давления на обделки тоннелей наружным диаметром 5,5 м, кПа	Коэффициент перегрузки	Характеристики грунтов		
			Объемный вес, МН/м <sup>3</sup>	Угол внутреннего трения, град	Удельное сцепление, МПа
<b>Глинистые грунты</b>					
Глины верхнекаменноугольные мергелистые	130	1,5	0,0215	25	0,20
Глины протерозойские, верхнекаменноугольные	160	1,5	0,0215	23	0,15
Глины нижнекембрийские	180	1,5	0,0210	21	0,10
Глины спондиловые (палеоген)	180	1,5	0,0195	19	0,15
Глины спондиловые нарушенной структуры	240	1,5	0,0190	15	0,07
Глины кембрийские дислоцированные	260	1,5	0,0200	18	0,06
Глины юрские	260	1,5	0,1750	18	0,06
Суглинки апшеронские (неоген)	230	1,5	0,0205	20	0,08
Супесчано-суглинистые грунты с включениями щебня и дресвы	200	1,4	0,0190	22	0,02
Супесь моренная с включениями гравия, гальки и валунов до 14 %	180	1,4	0,0220	28	0,03

Окончание табл. 1.13

Виды нескальных грунтов в сечении и кровле выработки	Нормативная вертикальная нагрузка от горного давления на обделки тоннелей наружным диаметром 5,5 м, кПа	Коэффициент перегрузки	Характеристики грунтов		
			Объемный вес, МН/м <sup>3</sup>	Угол внутреннего трения, град	Удельное сцепление, МПа
<b>Крупнообломочные грунты</b> Валунно-галечниковые отложения с супесчано-песчаным заполнителем до 30 %, маловлажные	170	1,4	0,0220	40	0,01
<b>Пески</b> Пески плотные маловлажные	150	1,3	0,0175	32	0,01

*Примечание.* 1. При заложении тоннелей в глинистых грунтах с притоком подземных вод в выработку величину нормативной вертикальной нагрузки от горного давления следует увеличивать в пределах до 30 %. 2. Для участков тоннелей в грунтах, отличающихся по характеристикам от приведенных в таблице, величины нормативных нагрузок и коэффициентов перегрузки следует уточнять на основании результатов проведенных инженерных исследований.

Таблица 1.14

Определение коэффициента перегрузки на обделки одиночных тоннелей с наружным диаметром  $D = 5,5$  м для скальных грунтов

Виды скальных грунтов в сечении и кровле выработки и их состоянии	Нормативная вертикальная нагрузка от горного давления на обделки тоннелей наружным диаметром 5,5 м, кПа	Коэффициент перегрузки
Средней прочности (временное сопротивление одноосному сжатию 40–25 МПа):		
слаботрещиноватые	30–40	1,7
сильнотрещиноватые	60–70	1,6
Малопрочные (временное сопротивление одноосному сжатию 8–25 МПа):		
слаботрещиноватые	40–90	1,7
сильнотрещиноватые	70–120	1,6
Полускальные, сильно-выветрелые, раздробленные или размягчаемые	140–200	1,5

Нормативную вертикальную нагрузку на обделки станций, сооружаемых закрытым способом в нескальных породах, следует принимать равной весу пород над станцией, т.е. определять по формуле (1.52).

Нормативную нагрузку на конструкции перегонных тоннелей и станций, сооружаемые открытым способом, следует принимать:

- ~ вертикальную – равную весу толщи пород над сооружением от верха конструкции до уровня поверхности земли с учетом существующих и планировочных отметок по формуле (1.52);
- ~ горизонтальную – по формуле (1.53).

По формулам (1.52) и (1.53) определяются нагрузки от горного давления на обделки коллекторных тоннелей, подземных гаражей, складов, переходов и других сооружений мелкого заложения, устраиваемых закрытым и открытым способами.

Постоянно действующие, длительно действующие временные и кратковременные нагрузки, а также сейсмические воздей-

ствия на обделки различных других подземных сооружений определяются по действующим нормативным рекомендациям.

Согласно [17, 18] сейсмическое воздействие на обделки железнодорожных и автодорожных тоннелей и тоннелей метрополитенов следует учитывать при сооружении их в районах (зонах) сейсмичностью 7 баллов и более.

Нормативная нагрузка  $P_M^H$  от сил морозного пучения, происходящего в тоннелях при промерзании пород, определяется по формуле [18]

$$P_M^H = P_{M.p} \left( 1 + \frac{l}{4S} h_M \right), \quad (1.58)$$

где  $P_{M.p}$  – равномерно распределенная нагрузка от нормальных сил морозного пучения, определяемая экспериментально и равная величине нагрузки, которая может полностью ликвидировать деформации морозного пучения данной породы, МПа;  $l$  – периметр обделки по наружной поверхности, м;  $S$  – площадь поперечного сечения выработки,  $m^2$ ;  $h_M$  – расчетная глубина слоя сезонного промерзания породы за обделкой тоннеля, м.

Коэффициент перегрузки от морозного пучения следует принимать как для нагрузки от горного давления при сводообразовании согласно табл. 1.12.

## 2 ВЫБОР КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

### 2.1 Техничко-экономические требования к конструкциям подземных сооружений

Конструкции подземных сооружений условно делятся на крепи подземных горных выработок и обделки непосредственно подземных сооружений (тоннелей различного назначения, гаражей, складов, емкостей и др.).

Конструкция подземного сооружения должна удовлетворять техническим, функциональным и экономическим требованиям [1, 5].



*Технические требования* включают общие для всех подземных сооружений требования прочности, устойчивости и ограниченности деформаций в течение заданного срока службы. Крепь (обделка) должна выдерживать нагрузку от горного давления, не разрушаясь, сохранять форму и размеры сечения выработки в пределах, необходимых для нормальных условий эксплуатации, быть огнестойкой, морозостойкой, водо- или газо- непроницаемой, обладать низким аэродинамическим сопротивлением, ограниченной теплопроводностью и др.

*Функциональные требования*: крепь должна быть несложной и нетрудоемкой в изготовлении (технологической), транспортабельной, удобной и нетрудоемкой в выработке, доступной для обслуживания в период эксплуатации; занимать в выработке мало места; обеспечивать легкую и удобную разборку на отдельные транспортабельные части и предусматривать возможность наиболее полного извлечения крепи из выработок при погашении и дальнейшего повторного использования; быть удобной для подвески в выработке кабеля, вентиляционных труб, трубопроводов сжатого воздуха и т.п.

*Экономические требования* к конструкциям подземных сооружений имеют целью обеспечить наиболее высокие эксплуатационные качества и устойчивость сооружений при минимальных капитальных и эксплуатационных расходах. Расход крепежных материалов на единицу несущей способности крепи (обделки) должен быть минимальным; сумма первоначальных материальных и трудовых затрат на изготовление и возведение крепи в выработке и затрат на эксплуатацию и ремонт крепи в течение срока службы выработки должна быть минимальной.

## **2.2 Определение затрат на крепление подземных сооружений**

В связи с тем, что студенты пока еще не изучили дисциплины по экономике и планированию строительства горных предприятий, при выполнении курсовой работы по дисциплине «Механика подземных сооружений» рекомендуется определять стоимость охраны и крепления подземного сооружения по прямым затратам из выражения общего вида

$$C_{об} = C_{ох} + C_{кр} + C_{д} + C_{s} + C_{y} + C_{в} + C_{р}, \quad (2.1)$$

где  $C_{об}$  – общие затраты на охрану, крепление и ремонт 1 м длины выработки, руб.;  $C_{ох}$  – стоимость работ по охране (упрочнение вмещающих пород, разгрузка массива горных пород и другие технические мероприятия), руб./м;  $C_{кр}$  – стоимость крепи и крепежных материалов, руб./м;  $C_{д}$  – стоимость доставки крепи и крепежных материалов к месту ее возведения в выработке, руб./м;  $C_{s}$  – стоимость выемки горной массы в пределах площади сечения выработки, занимаемой крепью, руб./м;  $C_{y}$  – стоимость возведения крепи, руб./м;  $C_{в}$  – стоимость вентиляции (затраты на продвижение воздуха по выработке с данным типом крепи), руб./м;  $C_{р}$  – затраты на ремонт, отнесенные к 1 м выработки за срок службы, руб./м.

Расходы на вентиляцию  $C_{в}$  могут быть определены по формуле [1]

$$C_{в} = \frac{190\alpha P_c l Q^3 e}{S_{св}^3}, \quad (2.2)$$

где  $\alpha$  – коэффициент аэродинамического сопротивления крепи выработки: для выработок, закрепленных металлической арочной крепью из спецпрофиля,  $\alpha \approx 0,002$ ; монолитными бетонными и железобетонными крепями –  $\alpha = 0,0005–0,0006$ ; набрызгбетонной –  $\alpha = 0,0008$ ; анкерной железобетонной –  $\alpha = 0,0009$ ; металлической рамной из спецпрофиля в сочетании с металлической анкерной –  $\alpha = 0,002$ ; гладкостенной незамкнутой железобетонной крепью ГТК –  $\alpha = 0,0006$ ; металлической кольцевой из спецпрофиля –  $\alpha = 0,002 \text{ Н} \cdot \text{с}^2/\text{м}^4$ ;  $P_c$  – периметр выработки, м;  $Q$  – количество воздуха, проходящего по выработке,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;  $e$  – тариф оплаты электроэнергии, руб./кВт · ч;  $S_{св}$  – площадь сечения выработки в свету,  $\text{м}^2$ .

Значение  $C_s$  находят из выражения

$$C_s = S_k q,$$

где  $S_k$  – площадь, занимаемая крепью в площади сечения выработки,  $\text{м}^2$ ;  $q$  – стоимость выемки (в руб.)  $1 \text{ м}^3$  горной массы про-

водимой выработки с достаточной точностью определяется из выражения

$$S_{\text{к}} = S_{\text{пр}} - S_{\text{св}}, \quad (2.3)$$

где  $S_{\text{пр}}$  и  $S_{\text{св}}$  – площадь сечения выработки соответственно в проходке и свету, м<sup>2</sup>.

В курсовых и дипломных проектах рекомендуется принимать такие способы охраны и типы крепей (обделок), которые обеспечивают эксплуатацию сооружений без ремонта на протяжении всего срока их службы, т.е. при которых  $C_{\text{р}} = 0$ . При этом выражение (2.1) для определения общих прямых затрат  $C_{\text{об}}$  на охрану и крепление 1 м длины выработки примет вид

$$C_{\text{об}} = C_{\text{ох}} + C_{\text{кр}} + C_{\text{д}} + C_{\text{с}} + C_{\text{у}} + C_{\text{в}}. \quad (2.4)$$

Стоимость крепи, крепежных материалов, электроэнергии, нормы выработки и расценки на виды работ по охране и креплению подземных выработок следует принимать по действующим нормам и расценкам на горно-строительные работы, ценам на крепи, крепежные материалы и электроэнергию.

### **2.3 Нормативные рекомендации по выбору крепи подземных горных выработок**

*Выбор типа крепи вертикального ствола производится отдельно для устья, протяженной части и участков сопряжений в зависимости от инженерно-геологических, гидро-геологических условий поля шахты, местонахождения, а также с учетом особых требований, связанных с воздействием динамических нагрузок, агрессивных подземных вод и др.*

Основой для выбора типа крепи протяженной части ствола и сооружений служит критерий  $C$  (табл. 1.6), определяющий категорию устойчивости пород.

На протяженных участках стволов с жесткой армировкой, в породах I, II, III категорий устойчивости при отсутствии вредных воздействий от очистных работ, водопонижения и соседних выработок рекомендуется, как правило, применять монолитную бетонную крепь. В породах IV категории устойчивости на участ-

ках ствола с напорными водами следует применять многослойные крепи или крепи других конструкций повышенной несущей способности [4].

*Стволы с гибкой армировкой*, а также вентиляционные стволы, шурфы и восстающие в породах I и II категорий при притоках воды не более 8 м<sup>3</sup>/ч рекомендуется крепить набрызгбетонной крепью или комбинированной крепью из анкером, металлической сетки и набрызгбетона [16].

*Выбор типа крепей горизонтальных и наклонных выработок* производится в зависимости от категории устойчивости пород [16, табл. 3]. В выработках, не испытывающих влияния очистных работ, рекомендуется применять:

~ в породах I категории устойчивости – анкерную или набрызгбетонную крепь толщиной не менее 30 мм. В прочных, устойчивых породах допускаются проведение и эксплуатация выработок без крепи [25, 27];

~ в породах II категории устойчивости – монолитную бетонную крепь, комбинированную из набрызгбетона толщиной не менее 50 мм с анкерами и металлической сеткой или без нее, рамную крепь из железобетонных стоек и металлических верхняков, сборную тубинговую, металлическую податливую крепь без обратного свода, комбинированную анкер-металлическую или другие комбинированные крепи;

~ в породах III и IV категорий устойчивости – сборную тубинговую, блочную, металлобетонную и комбинированные крепи повышенной несущей способности.

В породах III и IV категорий устойчивости допускаются крепи без обратного свода, но с обязательным выполнением мероприятий по уменьшению смещений пород почвы (упрочнение пород цементацией, анкерование, разгрузка массива и др.).

В связи с высокой стоимостью крепежных материалов, в особенности спецпрофиля СВП, сборного железобетона, цемента и др. (см. прил. VIII), в условиях рынка особое значение приобретают вопросы крепления горных выработок сравнительно дешевыми крепями. Этим требованиям в наибольшей мере соответствуют металлическая и железобетонная анкерная крепь в сочетании с металлическими решетчатыми затяжками и набрызгбе-

тонная крепь. Так, в условиях шахт Кузбасса фактическая стоимость крепления (крепи и возведения ее) 1 м пластовой выработки, площадью сечения в проходке 14 м<sup>2</sup> металлической арочной крепью, из спецпрофиля СВП-22 с железобетонной затяжкой, по отношению к сталеполимерной анкерной крепи длиной 2,2 м с металлической решеткой составляет, примерно, в 5 раз дороже.

Поэтому в последние годы на ряде шахт Кузбасса ведутся значительные работы по расширению области и увеличению объемов применения сталеполимерной и клинораспорной анкерной крепи в подготовительных выработках. Так, на ряде шахт Кузбасса металлической анкерной крепью крепят от 40 до 90 % общей протяженности проводимых выработок.

Краткая техническая характеристика клинораспорных анкеров ШК-1М, АК-8у, АКМ и сталеполимерных анкеров, применяемых на шахтах бассейна, приведена в прил. IX, ампул полимерных – в прил. X, металлических решетчатых затяжек – в прил. XI.

В горных выработках, в которых по горно-геологическим условиям не применима анкерная крепь в качестве единственной, очень выгодно применение ее в сочетании с традиционными рамными и сплошными крепями.

*Ориентировочная несущая способность одной рамы* в зависимости от режима работы и типоразмера спецпрофиля СВП представлена в табл. 2.1 [1].

Таблица 2.1

Ориентировочная несущая способность в податливом и жестком режимах

Типоразмер спецпрофиля	Несущая способность, кН	
	в податливом режиме	в жестком режиме
17	140–150	260
19	160–170	280
22	180–190	300
27	200–220	350
33	200–220	До 400

*Расчетная нагрузка на сборную железобетонную гладкостенную крепь* ГТК конструкции КузНИИшахтостроя составляет:

~ арочной незамкнутой формы площадью сечения в проход-

ке 9,4–22,2 м<sup>2</sup> (толщина крепи 130–200 мм) – 100, 200 и 300 кПа;  
~ замкнутой (кольцевой и с обратным сводом) формы площадью сечения в проходке 11,1–14,6 м<sup>2</sup> (толщина крепи 200 мм) – 400 кПа.

## **2.4 Нормативные рекомендации по выбору обделок подземных сооружений**

Обделки железнодорожных, автодорожных, гидротехнических тоннелей и тоннелей метрополитенов, как и крепи горных выработок, должны проектироваться исходя из объемно-планировочных решений, глубины заложения, инженерно-геологических, климатических, сейсмических условий, а также принятых способов производства работ.

В зависимости от назначения, горно-геологических, гидрогеологических и горнотехнических условий строительства и эксплуатации для крепления тоннелей применяют обделки из монолитного бетона, сборные тюбинговые и блочные, чугунные, набрызгбетонные, комбинированные из набрызгбетона и анкеров, монолитного железобетона. Для крепления перегонных тоннелей метрополитенов наиболее широко применяются сборные железобетонные обделки из тюбингов и блоков. Типы и конструкции крепей вертикальных, наклонных и горизонтальных горных выработок, а также условия и области их целесообразного применения достаточно подробно описаны в работах [1, 3, 4, 5, 12, 23], обделок тоннелей различного назначения – в работах [1, 5, 21].

## **3 РАСЧЕТ КРЕПЕЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК**

### **3.1 Расчет металлической двухшарнирной арочной крепи**

Металлические арочные трехзвенные КМП-А3 и пятизвенные КМП-А5 крепи из спецпрофиля СВП в расчетном отношении представляют один раз статически неопределимую систему (рис. 3.1).

Серийно изготавливают и применяют для крепления выработок арочные крепи из спецпрофиля СВП с прямолинейными и криволинейными стойками. В последние годы на шахтах Кузбасса наи-

более широко применяются унифицированные крепи КМП-АЗУ с криволинейными стойками, разработанные КузНИУИ.

При вертикальном расположении стоек и симметричной нагрузке на крепь внутренние усилия – изгибающий момент  $M$ , продольная сила  $N$  и поперечная сила  $Q$  в произвольном сечении  $\varphi$  криволинейного участка (верхняка) крепи определяются по формулам [1]:

$$\begin{aligned} M_{\varphi} &= M_{p\varphi} + X_1(h_0 + r \sin \varphi) = \\ &= \frac{P_B r^2}{2} \sin^2 \varphi - \frac{P_T}{2}(h_0 + r \sin \varphi) + X_1(h_0 + r \sin \varphi); \end{aligned} \quad (3.1)$$

$$N = P_B r \cos^2 \varphi - X_1 \sin \varphi + P_T(h_0 + r \sin \varphi) \sin \varphi; \quad (3.2)$$

$$Q_{\varphi} = P_B r \sin \varphi \cos \varphi + X_1 \cos \varphi - P_T(h_0 + r \sin \varphi) \cos \varphi, \quad (3.3)$$

где  $M_{p\varphi}$  – изгибающий момент от внешних сил в основной системе, кН · м;  $X_1$  – горизонтальная реакция в опорных шарнирах крепи (единичная сила), кН;  $r$  – радиус верхняка, м;  $h_0$  – высота прямолинейной части стойки, м;  $\varphi$  – угол, заключенный между прямой, проведенной через верхние концы прямолинейной части  $h_0$  стоек, и радиусом верхняка крепи (отсчитывается от горизонтали в направлении ключевого сечения верхняка), град;  $P_B$  – вертикальная равномерно распределенная расчетная нагрузка на крепь, кН/м;  $P_T$  – горизонтальная равномерно распределенная нагрузка на крепь, кН/м.

Значение вертикальной равномерно распределенной нагрузки  $P_B$  на раму определяют из выражения

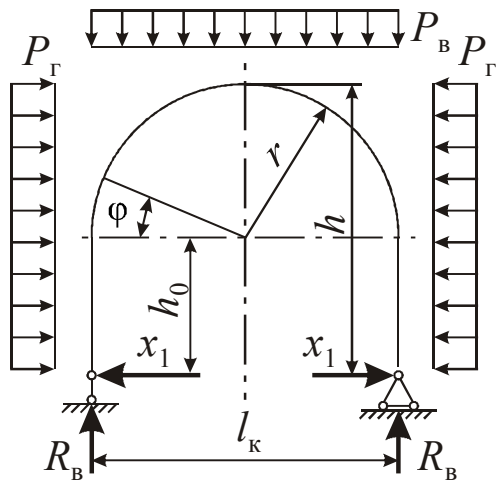
$$P_B = \frac{P_{в.об}}{l_k}. \quad (3.4)$$

Значение горизонтальной равномерно распределенной нагрузки  $P_T$  на раму определяют из выражения

$$P_{\Gamma} = \frac{P_{\Gamma.об}}{h_{\kappa}}, \quad (3.5)$$

где  $P_{B.об}$  и  $P_{\Gamma.об}$  – полная расчетная нагрузка на раму (по ширине выработки) соответственно вертикальная и горизонтальная, определяемая по формулам (1.26) и (1.27);  $l_{\kappa}$  – пролет между осями опорных шарниров рамы (ширина рамы), м;  $h_{\kappa}$  – высота рамы, м.

а



б

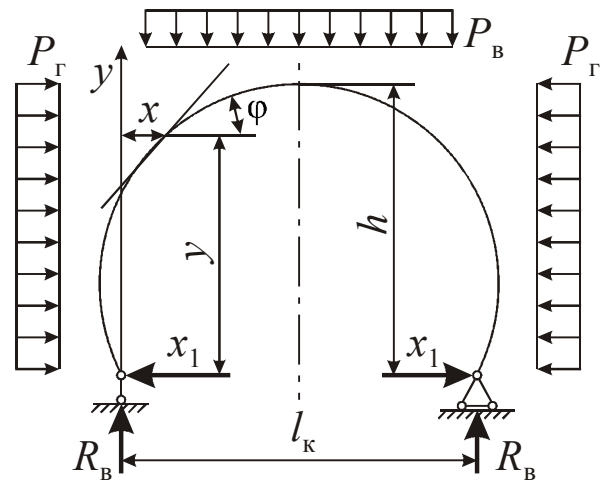


Рис. 3.1. Расчетная схема металлической арочной крепи:  
а – с прямолинейными стойками; б – с криволинейными стойками

Внутренние усилия в произвольном сечении прямолинейного участка стойки определяют из выражений:

$$M_y = X_1 y - \frac{P_{\Gamma} y^2}{2}; \quad (3.6)$$

$$N_y = P_B r = P_B a_{\kappa}; \quad (3.7)$$

$$Q_y = X_1 - P_{\Gamma} y, \quad (3.8)$$



где  $y$  – расстояние от шарнирной опоры до произвольного сечения в стойке, в котором определяют  $M$ ,  $N$  и  $Q$ , м;  $a_k$  – полупролет арки, м.

Горизонтальный распор  $X_1$  может быть с достаточной точностью вычислен по формуле

$$X_1 = \frac{P_B \left( \frac{\pi h_0 r^3}{4} + r^4 - h_0 r^3 \right) - P_\Gamma \left( \frac{h_0^4}{4} + \frac{2}{3} r^4 + \frac{3}{4} \pi r^3 h_0 + 3 h_0^2 r^2 + \frac{\pi}{2} h_0^3 r \right)}{\frac{\pi}{2} r^3 + 4 r^2 h_0 + \pi r h_0^2 + \frac{2}{3} h_0^3}. \quad (3.9)$$

При наклонном расположении стоек и симметричной нагрузке на крепь изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в произвольном сечении арки рассчитываются по формулам:

$$M_x = M_{px} + X_1 y = P_B a_k x - \frac{P_B x^2}{2} - \frac{P_\Gamma y^2}{2} + X_1 y; \quad (3.10)$$

$$N_x = P_B a_k \sin \varphi - X_1 \cos \varphi - P_B x \sin \varphi + P_\Gamma y \cos \varphi; \quad (3.11)$$

$$Q_x = P_B a_k \cos \varphi + X_1 \sin \varphi - P_B x \cos \varphi - P_\Gamma y \sin \varphi, \quad (3.12)$$

где  $M_{px}$  – изгибающий момент от действия внешних сил в произвольном сечении основной системы арки, кН · м;  $a_k$  – полупролет арки, м;  $x$ ,  $y$  – координаты произвольного сечения арки в прямоугольной системе координат с началом в нижнем левом шарнире, в котором определяют значения  $M$ ,  $N$  и  $Q$ , м;  $\varphi$  – угол между касательной в точке соответствующего сечения и горизонтальной осью выработки, град.

### 3.2 Расчет металлической кольцевой бесшарнирной крепи

Кольцевая бесшарнирная рамная крепь (рис. 3.2, а) является трижды статически неопределимой системой. Для определения внутренних усилий от действия внешней нагрузки (в расчете принято равномерное распределение вертикальной  $P_B$  и горизонтальной  $P_\Gamma$  нагрузки) мысленно отсечем нижнюю половину коль-

ца, заменив ее влияние действием моментов  $M$  и нормальных сил  $N = P_B r$  (рис. 3.2, б). Ввиду симметричности нагружения в рассматриваемых сечениях поперечные силы  $Q$  равны нулю.

Внутренние усилия в произвольном сечении крепи  $\varphi$  определяются по формулам:

$$M_\varphi = \frac{r^2(P_B - P_\Gamma)\cos 2\varphi}{4}; \quad (3.13)$$

$$M_{\max} = \frac{r^2(P_B - P_\Gamma)}{4}; \quad (3.14)$$

$$N_\varphi = P_B r \cos^2 \varphi + P_\Gamma r \sin^2 \varphi; \quad (3.15)$$

$$Q = \frac{-r(P_B - P_\Gamma)\sin 2\varphi}{2}. \quad (3.16)$$

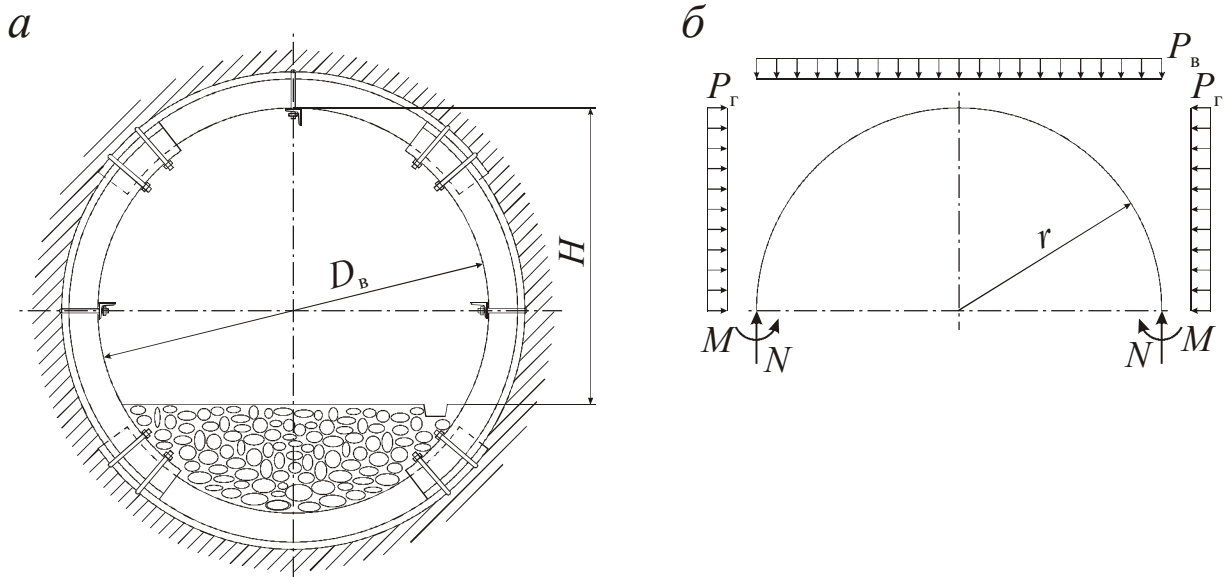


Рис. 3.2. Металлическая кольцевая бесшарнирная крепь:  
а – общий вид; б – расчетная схема

### 3.3 Выбор профиля крепи и проверка его по прочности

По наибольшему расчетному значению изгибающего момента  $M_{\max}$  (расчет выполняют обычно для шага крепи 1 м) определяют величину расчетного момента сопротивления сечения  $W_p$  профиля крепи из условия его прочности по формуле

$$W_p = \frac{M_{\max}}{R_{\text{и}}}, \quad (3.17)$$

где  $R_{\text{и}}$  – расчетное сопротивление стали изгибу, кПа.

По значению  $W_p$  выбирают тип и номер профиля с моментом сопротивления  $W$  и площадью сечения  $F$  [12, прил. 1].

Выбранный профиль крепи следует проверить на прочность при изгибе  $\sigma_{\text{из}}$  в сечении (опасном) с максимальным изгибающим моментом  $M_{\max}$  с учетом нормальной силы  $N$ , действующей в этом сечении, по формуле [28]

$$\sigma_{\text{из}} = \frac{M_{\max}}{W} + \frac{N}{F} \leq R_{\text{и}}. \quad (3.18)$$

Если  $\sigma_{\text{из}} \leq R_{\text{и}}$ , то рама будет прочной. При  $\sigma_{\text{из}} > R_{\text{и}}$  необходимо уменьшить расстояние между рамами, принять другой профиль или увеличить номер профиля проката.

Потребное число рам  $n$  на расчетную длину  $l_p$  выработки определяется из выражения

$$n = \frac{\sigma_{\text{из}}}{R_{\text{и}}}, \quad (3.19)$$

где  $\sigma_{\text{из}}$  – напряжение в опасном сечении принятого типа и номера профиля крепи. Исходя из числа рам  $n$ , находят расчетный шаг установки крепи:  $l_{\text{ш}} = l_p/n$ .

### 3.4 Расчет монолитной бетонной крепи горизонтальных и наклонных горных выработок

Геометрические параметры монолитной бетонной крепи с вертикальными стенами и сводчатым перекрытием горизонтальных и наклонных выработок могут быть определены по следующим формулам:

толщина свода в замке

$$\delta_c = 0,06 \sqrt{\frac{l_0}{h_c}} \left( 1 + \sqrt{\frac{l_0}{f}} \right), \quad (3.20)$$

где  $l_0$  – ширина выработки в свету, м;  $h_c$  – высота свода (стрела подъема свода в свету), м;  $f$  – коэффициент крепости пород по М. М. Протодяконову, в которых расположена выработка; высота свода

$$h_c = \frac{l_0}{2\sqrt{f}}; \quad (3.21)$$

толщина крепи в пяте свода

$$\delta_{\text{п}} = (1,2 \div 1,5)\delta_c; \quad (3.22)$$

толщина несущих прямых стен

$$\delta_{\text{сп}} = (1,2 \div 1,5)\delta_c; \quad (3.23)$$

толщина фундамента стен

$$\delta_{\text{ф}} = (1 \div 1,5)\delta_{\text{ст}}. \quad (3.24)$$

Для выработок, сооружаемых в породах второй категории устойчивости, толщина стен  $\delta_{\text{ст}}$  монолитной бетонной сводчатой крепи принимается по рекомендациям [15] в зависимости от расчетной нагрузки  $P$ , класса бетона по прочности  $B$  и ширины выработки в проходке по графикам рис. 3.3. Толщина крепи в своде принимается на 30 % меньше, чем в стенах, т.е.  $\delta_c = 0,7\delta_{\text{ст}}$ .

Монолитная бетонная крепь является жесткой крепью, и расчетная нагрузка на ее в горизонтальных и наклонных выработках определяется по формуле (1.23).

После определения геометрических параметров крепи, рассчитывают усилия  $M$ ,  $N$  и  $Q$  в различных ее сечениях (обычно в 7–8 сечениях) и проводят проверку прочности сечений крепи в соответствии с требованиями [19]. Внутренние усилия в крепи рекомендуется рассчитывать по методике, изложенной в [1].

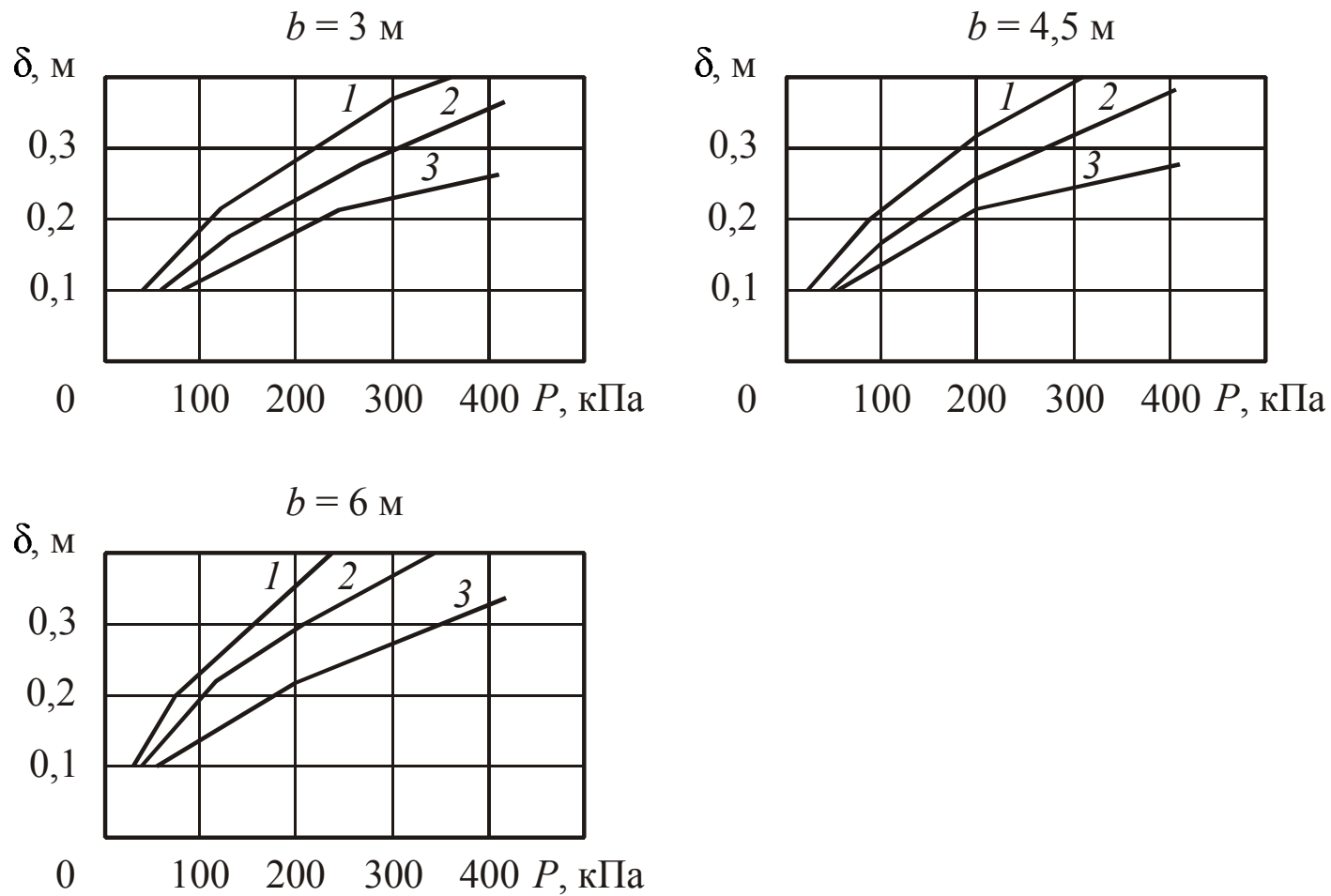


Рис. 3.3. Графики для выбора толщины стен  $\delta_{ст}$  монолитной бетонной сводчатой крепи:  
 1 – бетон класса B15; 2 – B20; 3 – B30

### 3.5 Проверка прочности монолитной бетонной крепи

Бетонная (и железобетонная) крепь должна удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельное состояние второй группы). Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкцию от хрупкого, вязкого или иного характера разрушения (расчет по прочности) и от потери устойчивости формы конструкции (расчет по устойчивости). Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечивать конструкции от образования трещин, их чрезмерного раскрытия, чрезмерных перемещений [19].

Условие прочности крепи принимается в виде

$$N \leq NS, \quad (3.25)$$

где  $N$  – расчетная нормальная сила в наиболее напряженном сечении или элементе крепи, МН;  $NS$  – предельная несущая способность сечения или элемента крепи, МН.

При расчете предельной несущей способности  $NS$  элементов бетонной крепи применение внецентренно-сжатых бетонных элементов крепи не допускается при эксцентриситетах приложения продольной силы  $N$ , превышающих  $0,9y$ , где  $y$  – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна бетона.

Несущая способность внецентренно-сжатых бетонных элементов крепи прямоугольного сечения без учета работы бетона на растяжение определяется по формуле

$$NS = KR_b b h \left( 1 - \frac{2e_0 \eta}{h} \right), \quad (3.26)$$

где  $K$  – коэффициент, зависящий от вида бетона (для бетонов, применяемых для крепей,  $K = 1$ );  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа, принимается по [19];  $b$  и  $h$  – ширина и высота (толщина) сечения крепи, м (для расчетов принимают  $b = 1$  м);  $e_0$  – эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения,

$$e_0 = \frac{M}{N},$$

где  $M$  – изгибающий момент в сечении, кН·м;  $\eta$  – коэффициент, учитывающий влияние прогиба на эксцентриситет  $e_0$ , значение которого для бетонной крепи можно принимать равным 1.

Предельная несущая способность внецентренно-сжатых элементов бетонной крепи, в которых появление трещин не допускается по условиям эксплуатации, помимо выполнения условия, выраженного формулой (3.26), должна быть определена с учетом сопротивления бетона растяжению

$$NS = \frac{1,75R_{bt}bh}{\frac{6e_0\eta}{h} - \varphi}, \quad (3.27)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы, МПа;  $\eta = 1$ ;  $\varphi$  – коэффициент, значение которого для элементов крепи можно принимать в пределах 0,8–1.

### **3.6 Общие указания по расчету сборных сплошных железобетонных крепей горизонтальных и наклонных горных выработок**

Расчет сборных железобетонных крепей производят по методикам, изложенным в работах [1, 3, 5]. Прочность сечений крепи следует проверять в соответствии с требованиями [19].

Расчетные нагрузки от горного давления на железобетонную гладкостенную тубинговую крепь ГТК конструкции КузНИИшахтостроя, железобетонную тубинговую крепь КТАГ конструкции ВНИИОМШСа, блочные бетонные крепи БКЗ, БКА, БК и другие определяются по формуле (1.23).

### **3.7 Проверка прочности железобетонной крепи**

Расчет предельной несущей способности элементов железобетонной крепи с гибкой арматурой на действие силы, приложенной с эксцентриситетом в плоскости оси симметрии сечения,

производят в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi = x/h_0$  и ее граничного значения  $\xi_R$ , при котором предельное состояние крепи наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $R_s$ :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.28)$$

где  $\omega$  – характеристика сжатой зоны бетона, определяемая из выражения

$$\omega = \alpha - 0,008R_b,$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона 0,85;  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;  $\sigma_{sR}$  – напряжение в арматуре, принимаемое для арматуры классов А-I, А-II, А-IIIв и Вр-I:

$$\sigma_{sR} = R_s,$$

где  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа;  $\sigma_{sc}$  – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при расчете подземных конструкций равным 400 МПа;  $X$  – высота сжатой зоны бетона, м;  $h_0$  – рабочая высота сечения элемента крепи, м.

При  $\xi \leq \xi_R$  (рис. 3.4) расчет прямоугольных сечений внецентренно-сжатых железобетонных элементов крепи производится из условия

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.29)$$

при этом высота сжатой зоны определяется из выражения

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \quad (3.30)$$



где  $N$  – продольная сила, МН;  $R_{sc}$  – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы, МПа;  $A_s$  и  $A'_s$  – площади сечения соответственно ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, м<sup>2</sup>;  $a$  и  $a'$  – расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения, м;  $h_0$ ,  $h'_0$  – рабочая высота сечения, равная соответственно  $h - a$  и  $h - a'$ , м;  $b$  – ширина рассматриваемого сечения крепи, принимается  $b = 1$  м.

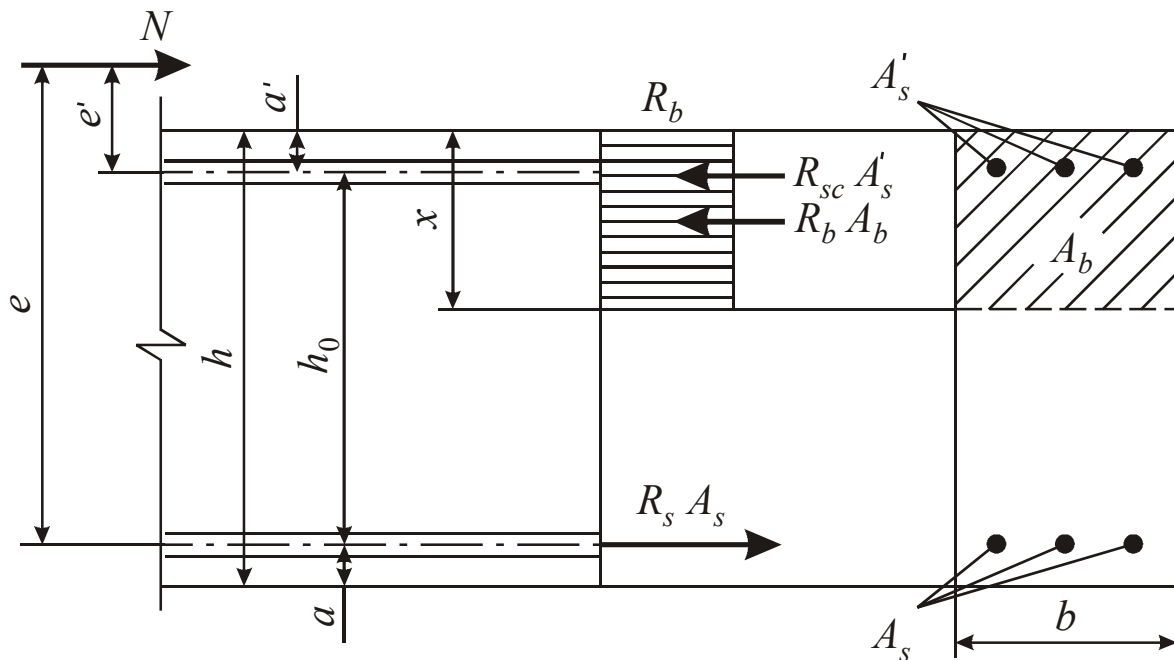


Рис. 3.4. Схема усилий и эпюра напряжений в радиальном сечении железобетонной крепи при расчете ее по прочности

При  $\xi > \xi_R$  расчет производится так же из условия (3.29), но при этом высота сжатой зоны определяется для крепи из бетона класса прочности В30 и ниже с напрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III по формуле

$$x = \frac{N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \quad (3.31)$$

где  $\sigma_s$  – напряжения в ненапрягаемой арматуре, МПа, находят из выражения

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (3.32)$$

Значения  $R_b, R_{bt}, R_s, R_{sc}$  принимают по [19].

В сборных железобетонных крепях ГТК, КТАГ и других площади сечений  $A_s$  и  $A'_s$  арматуры обычно равны:

$$A_s = A'_s = n\pi r^2,$$

где  $n$  – число рядов арматуры;  $r$  – радиус арматуры. Число рядов арматуры в ребре тубинга крепи ГТК, КТАГ  $n = 2$ . Геометрические размеры тубинга крепи ГТК [22]: высота ребра  $h = 0,2$  м; рабочая высота сечения ребра  $h_0 = 0,16–0,17$  м; ширина ребра  $0,15$  м; высота стенки тубинга  $0,06$  м; ширина тубинга  $b = 0,75$  м.

### 3.8 Расчет набрызгбетонной крепи горизонтальных и наклонных горных выработок

Толщину набрызгбетонных обделок гидротехнических сооружений рекомендуется определять по формуле [1]

$$\delta = \frac{0,35b}{6} \sqrt{\frac{K_n n_c (P + P_{\text{гид}})}{m_y R_{bt}}}, \quad (3.33)$$

где  $b$  – ширина сооружения в проходке, м;  $K_n$  – коэффициент надежности, зависящий от класса сооружения;  $n_c$  – коэффициент сочетаний нагрузок, равный 1 для основного сочетания нагрузок, 0,95 – для нагрузок в период строительства и 0,9 – для особого сочетания нагрузок;  $P$  – расчетная нагрузка от горного давления, МПа;  $P_{\text{гид}}$  – расчетная нагрузка от гидростатического давления, МПа;  $m_y$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1 для армированных набрызгбетонов и 0,6 для неармированных;  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа.

По этой же формуле может быть определена толщина набрызгбетонной крепи капитальных горизонтальных и наклонных горных выработок. При расчете толщины крепи для этих вырабо-

ток в формуле (3.33) рекомендуется принимать:  $K_n = 1,25$  для главных вскрывающих выработок и  $K_n = 1,1$  для магистральных и других выработок;  $n_c = 1,1$ ;  $m_y = 0,6$ .

Расчетную нагрузку  $P$  от горного давления на набрызг-бетонную крепь определяют по формуле (1.29).

В выработках, сооружаемых в породах I категории устойчивости, толщина набрызгбетонной крепи должна быть не менее 30 мм [15].

### 3.9 Расчет анкерной крепи

Основными параметрами анкерной крепи, подлежащими расчету, являются: прочность закрепления замка анкера в скважине; прочность штанги (элементов крепи) на разрыв; длина анкера; расстояние между анкерами (плотность размещения анкеров).

На отечественных угольных шахтах наиболее широко применяют металлические клинораспорные анкеры с двумя симметричными полувтулками типа АК-8у конструкции КузНИУИ, ШК-1М конструкции ВНИИгидроуголь и сталеполимерные, на рудных шахтах – железобетонные анкеры. В небольшом объеме применяют на шахтах Кузбасса клинораспорные анкеры АКМ с двумя симметричными полувтулками диаметром 16 мм конструкции КузНИУИ.

*Прочность закрепления замка металлического клинораспорного анкера с симметричными полувтулками (клином) в горных породах  $P_3$  может быть определена по формуле*

$$P_3 = 2S\sigma_{сж} \operatorname{tg}(\alpha + \rho_1), \quad (3.34)$$

где  $S$  – площадь контакта полувтулки (клина) с породами (со стенками скважины),  $\text{м}^2$ ;  $\sigma_{сж}$  – предел прочности горных пород при сжатии, МПа;  $\alpha$  – угол клинового конца штанги, град ( $\alpha = 3\text{--}4^\circ$  анкеров АК-8у, ШК-1М);  $\rho_1 = \operatorname{arctg}(f_{\text{тр}})$ ;  $f_{\text{тр}}$  – коэффициент трения в замке (металла по металлу),  $f_{\text{тр}} = 0,2\text{--}0,3$ .

Площадь контакта полувтулки с породами

$$S = h_{\Pi} b_{\Pi} K, \quad (3.35)$$

где  $h_{\text{п}}$  – высота полувтулки, м;  $b_{\text{п}}$  – ширина (спрямленная) полувтулки, м;  $K$  – коэффициент, учитывающий, какая часть площади полувтулки непосредственно контактирует и взаимодействует с породами.

По данным лабораторных экспериментов и шахтных испытаний анкеров на прочность закрепления  $K = 0,7-0,8$  для пород с пределом прочности при сжатии  $\sigma_{\text{сж}} \leq 50$  МПа и  $K = 0,5-0,6$  для пород с  $\sigma_{\text{сж}} > 50$  МПа.

Конструктивная высота полувтулки  $h_{\text{п}}$  серийно выпускаемых в Кузбассе анкеров АК-8у, ШК-1М, составляет 110 мм, ширина (спрямленная) полувтулки  $b_{\text{п}}$  – 40 мм, диаметр штанги  $d_{\text{ш}}$  – 20 мм.

*Несущая способность анкера по прочности штанги на разрыв*

$$P_{\text{ш}} = R_s S_{\text{ш}}, \quad (3.36)$$

где  $R_s$  – расчетное сопротивление стали, из которой изготовлена штанга, на растяжение, МПа;  $S_{\text{ш}}$  – площадь наиболее ослабленного сечения (обычно в резьбовой части) штанги, м<sup>2</sup>.

Для стержневой стали гладкой класса А-1  $R_s = 225$  МПа, для стали периодического профиля класса А-III диаметром 10–40 мм  $R_s = 365$  МПа [19].

Наименьшее из двух значений  $P_3$  и  $P_{\text{ш}}$ , найденных по формулам (3.34) и (3.36), принимается за расчетную несущую способность  $P^{\text{н}}$  анкера.

По данным многочисленных испытаний в горных выработках шахт Кузбасса прочность закрепления замков анкеров ШК-1М, АК-8у, АКМ в породах с  $\sigma_{\text{сж}} = 30-40$  МПа составляет в основном 60–70 кН, в породах с  $\sigma_{\text{сж}} = 50-110$  МПа – 80–120 кН, в угле пластов – 30–50 кН [6, 24].

*Несущая способность сталеполимерных и железобетонных анкеров* определяется сопротивлением разрыву арматурного стержня (штанги), прочностью его закрепления в полимерной или бетонной смеси и сопротивлением смеси сдвигу относительно стенок скважины.

*Расчетная несущая способность стержня из условия прочности закрепления* в полимерном материале или бетоне определяется по формуле

$$P_c = \pi d_c \tau_c l_3, \quad (3.37)$$

где  $d_c$  – диаметр стержня, м;  $\tau_c$  – удельное сопротивление сдвигу стержня в полимерном материале или бетоне, МПа;  $l_3$  – длина заделки стержня в полимерном материале, бетоне, м.

По данным лабораторных испытаний и натурных исследований  $\tau_c = 11\text{--}12$  МПа в бетоне,  $\tau_c = 20\text{--}24$  МПа в полимербетоне [3] и  $\tau_c = 20\text{--}23$  МПа в полимерном материале на полиэфирной смоле.

Длину заделки  $l_3$  рекомендуется принимать 0,35–0,4 м.

*Расчетная несущая способность сталеполлимерных и железобетонных анкеров из условия сдвига относительно стенок скважин*

$$P_{сд} = \pi d_c \tau_{сд} l_3, \quad (3.38)$$

где  $\tau_{сд}$  – удельное сопротивление сдвигу полимерного материала или бетона относительно стенок скважин, составляющее 1,5–2 МПа для известняков при бетонном заполнении скважин; 3–4 МПа при полимербетонном заполнении; 8,2–11,4 МПа для сухих песчаников и алевролитов (Кузбасса) при заполнении полимерным материалом на полиэфирной смоле; 3–3,8 МПа для влажных песчаников и алевролитов и 1,9–3,4 МПа для углей [24].

*Расчетная несущая способность сталеполлимерного и железобетонного анкера по прочности стержня на разрыв  $P_{ст}$*  определяется по формуле (3.36). За расчетную несущую способность  $P_n$  сталеполлимерного, железобетонного или полимербетонного анкера принимается наименьшее из значений, полученных по формулам (3.36), (3.37) и (3.38).

В тех случаях, когда расчетная прочность стержня  $P_{ст}$  значительно меньше расчетной несущей способности анкера  $P_c$  и  $P_{сд}$ , целесообразно увеличить диаметр стержня или принимать стержни из более прочной стали.

*Длина анкера* (любой конструкции)  $l_a$  определяется из условия закрепления его замковой части за пределами зоны опасных деформаций и возможного обрушения пород по формуле

$$l_a = l_B + l_0 + l_3, \quad (3.39)$$

где  $l_b$  – длина части анкера, выступающая в выработку, складывающаяся из толщины затяжки, опорной плитки (шайбы), высоты подхвата, гайки и выступающего свободного конца анкера,  $l_b \approx 0,08–0,2$  м;  $l_0$  – глубина зоны возможных опасных деформаций и обрушений пород, м;  $l_3$  – величина заглубления штанги за пределами опасной зоны  $l_0$ , м.

По данным практического опыта для замковых и беззамковых анкеров  $l_3 = 0,4–0,5$  м [1, 6].

Размеры зоны возможного обрушения пород кровли в выработках вне зоны влияния очистных работ могут быть определены по расчетной схеме проф. П. М. Цимбаревича или М. М. Протодьяконова по формулам (1.31), (1.35).

Длина анкеров в боках выработок небольшой высоты (до 3,7–4 м) может быть определена по методике, изложенной в работе [6].

Расстояние между анкерами  $a_0$  по несущей способности в кровле выработки при размещении их по квадратной сетке определяется по формуле

$$a_0 = \sqrt{\frac{P_H}{\gamma_k l_0 K_3}}, \quad (3.40)$$

где  $\gamma_k$  – объемный вес пород кровли в пределах зоны возможного обрушения, МН/м<sup>3</sup>;  $l_0$  – высота зоны опасных деформаций и возможного обрушения пород, м;  $K_3 = 1,3–1,4$  – коэффициент запаса.

Расстояние между анкерами по условию устойчивости пород между ними  $a_1$  рекомендуется определять из выражения

$$a_1 = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{C}{P_{в.а}}}, \quad (3.41)$$

где  $l_a$  – расчетная (принятая) длина анкера, м;  $C$  – величина сцепления пород,  $C \approx 0,03f$ , МПа, где  $f$  – коэффициент крепости пород кровли по М. М. Протодьяконову;  $P_{в.а}$  – нагрузка на крепь, МПа.

Если  $P_{в.а} < \frac{4}{9} \gamma l_a$ , то расстояние между анкерами  $a_1$  определяется из выражения [1]

$$a_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{Cl_a}{\gamma}}. \quad (3.42)$$

Из расчетных значений расстояний между анкерами, полученных по формулам (3.40), (3.41) и (3.42), принимают наименьшее.

В тех случаях, когда расчетное расстояние между анкерами по условиям устойчивости пород значительно меньше, чем по несущей способности анкеров, целесообразно принимать расстояние между анкерами, исходя из их несущей способности, анкера в ряду по ширине выработки соединять подхватами и производить перетяжку пород.

Параметры анкерной крепи в выработках с большими пролетами рекомендуется определять по методике, изложенной в учебнике [1].

На рис. 3.5 приведена конструкция применяемого на шахтах бассейна сталеполимерного анкера АСП-1, на рис. 3.6 – ампула для химического закрепления анкеров.

В последние годы на шахтах Кузбасса довольно широко применяются сталеполимерные анкера взамен анкеров ШК-1М, АК-8у. Они обладают большей несущей способностью, возводятся без применения установочной трубы, на 30–35 % меньше затраты времени на бурение скважин для них, чем для анкеров ШК-1М и АК-8у (под сталеполимерные анкера бурят скважины диаметром 30 мм, под анкера ШК-1М и АК-8у – диаметром 43 мм).

Анкерная крепь существенно замедляет смещение скрепленных пород по сравнению с рамной крепью [6, 30]. На основании результатов шахтных инструментальных наблюдений рекомендуется расчетные смещения пород кровли с анкерной крепью  $U_a$  определять по формуле [24]

$$U_a = K_a U_p, \quad (3.43)$$

где  $K_a$  – коэффициент, учитывающий уменьшение смещений пород кровли в выработке, закрепленной анкерной, по сравнению с закреплением ее податливой рамной крепью;  $U_p$  – расчетное смещение кровли в выработке, закрепленной податливой рамной крепью, мм.

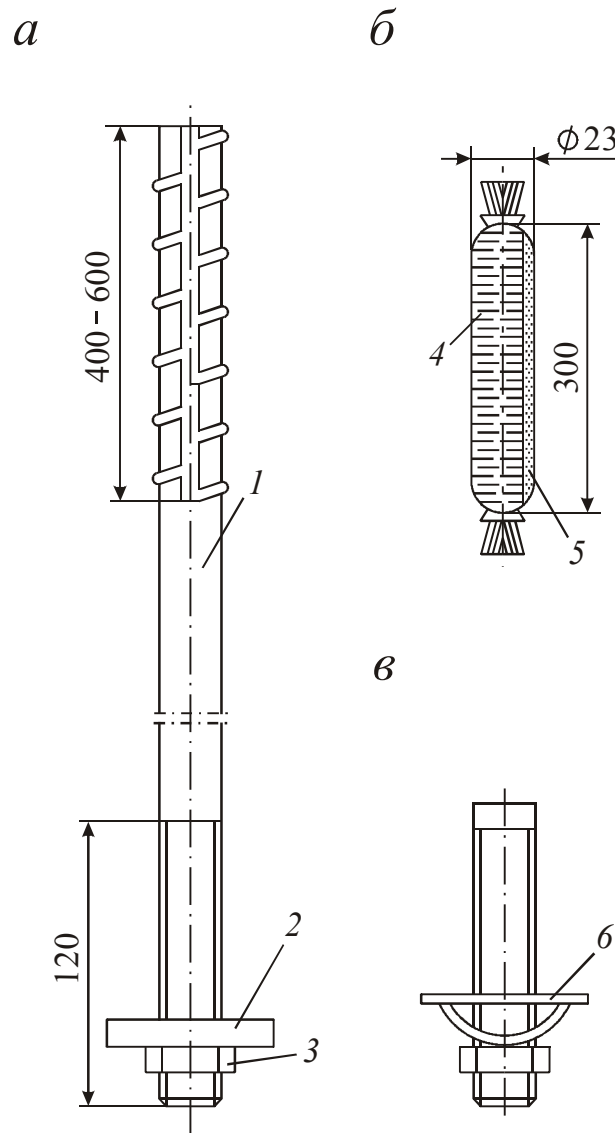


Рис. 3.5. Анкер сталеполимерный АСП-1:

*a* – стержень; *б* – ампула; *в* – элемент анкера с криволинейной шайбой: 1 – стержень с рифлениями; 2 – шайба; 3 – гайка; 4 – смола; 5 – отвердитель; 6 – сферическая шайба



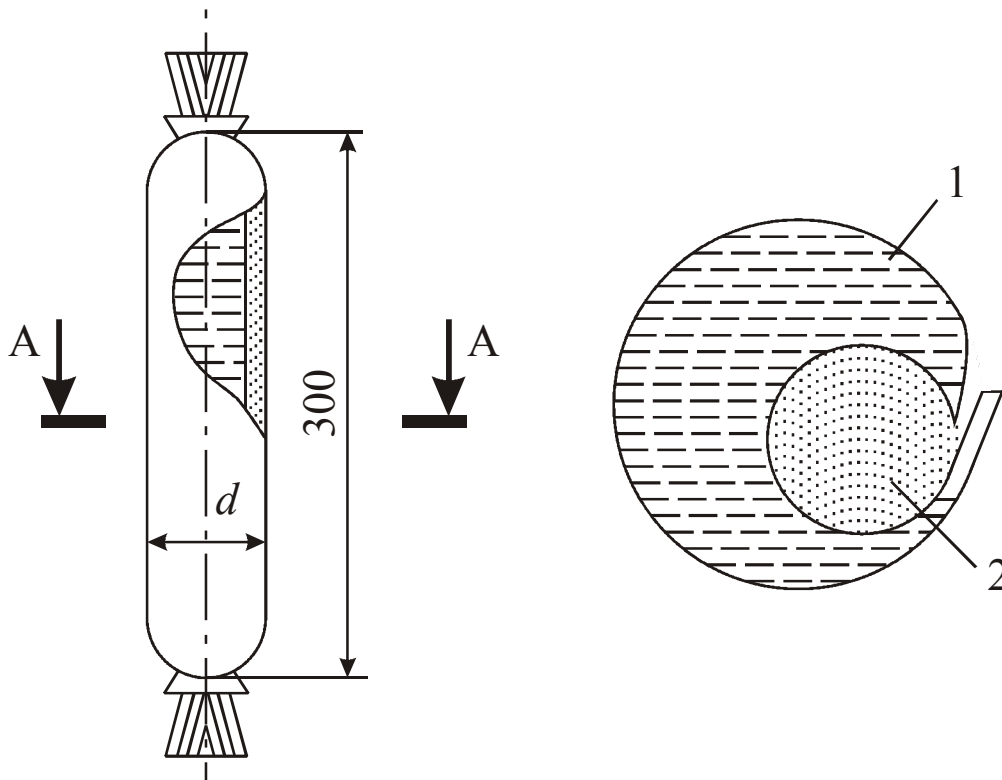


Рис. 3.6. Ампула для химического закрепления анкеров:  
1 – смола; 2 – отвердитель

Значение коэффициента  $K_a$  принимается при  $U_p$  равным:

$U_p$ , мм	до 100;	100–420;	более 420
$K_a$	0,5	0,6	0,7

Для выработок вне зоны влияния очистных смещений пород кровли  $U_p$  может быть определено по формуле (1.8).

### 3.10 Расчет ограждений, применяемых в сочетании с анкерной и рамной крепями

#### 3.10.1 Расчет подхватов и затяжек, применяемых совместно с анкерной крепью

*Расчет подхватов при анкерной крепи производится по схеме балки на двух опорах. Требуемый момент со-*

противления жесткого *прямолинейного подхвата* определяют по формуле [30]

$$W \geq \frac{K_3 \gamma b_1 a_n^3}{8\sigma_{из}}, \quad (3.44)$$

где  $K_3$  – коэффициент запаса, принимаемый равным 1,3–1,4;  $\gamma$  – объемный вес пород в своде обрушения, кН/м<sup>3</sup>;  $b_1$  – высота свода обрушения, м;  $a_n$  – расстояние между анкерами (при условии, что оно одинаково по ширине и вдоль выработки), м;  $\sigma_{из}$  – предел прочности материала подхвата на изгиб, кПа.

Требуемый момент сопротивления арочного подхвата устанавливают из выражения

$$W \geq \frac{K_3 \gamma b_1 a_n^3 L_a^2}{8\sigma_{из} \left(1 + \frac{\beta}{2}\right)}, \quad (3.45)$$

где  $L_a$  – длина дуги подхвата между точками закрепления, м;  $\beta$  – угол раствора дуги, рад.

*Расчет затяжек при анкерной крепи.* В сочетании с анкерной крепью в горных выработках наиболее широко применяют металлические решетчатые затяжки, металлические решетчатые затяжки с набрызгбетоном и набрызгбетон (главным образом на рудных шахтах). В небольших объемах используют рулонные стеклопластиковые ограждения.

*Параметры металлической решетчатой затяжки* находят из расчета ее как гибкой нити из соотношения

$$\frac{d_c^2}{\Delta_c} = \frac{K_3 \gamma a_n^3}{4\pi K_k f_{пр} \sigma_p} \sqrt{1 + \left(\frac{4f_{пр}}{a_n}\right)}, \quad (3.46)$$

где  $d_c$  – диаметр нагруженного прутка затяжки, м;  $\Delta_c$  – расстояние между двумя соседними нагруженными прутками, м;  $\gamma$ ,  $a_n$ ,  $K_3$  – те же параметры, что и в формуле (3.44);  $K_k$  – коэффициент литотипности (литологических особенностей) пород кровли:

$K_k = 0,8–0,9$  – для устойчивых и труднообрушающихся пород;

$K_k = 0,6$  – для среднеустойчивых и слабообрушающихся пород;  
 $K_k = 0,45$  – для слабоустойчивых и среднеобрушающихся пород;  
 $K_k = 0,35$  – для неустойчивых и легкообрушающихся пород [30];  
 $\sigma_p$  – предел прочности материала затяжки на растяжение, кПа;  $f$  – коэффициент крепости пород кровли по классификации М. М. Протодьяконова;  $f_{пр}$  – допустимая стрела прогиба затяжки между подхватами, обычно принимаемая не более толщины подхвата, м.

*Толщину слоя набрызгбетона  $\delta$ , выполняющего роль затяжки* при анкерной крепи, рассчитывают из условия предельного состояния бетонной оболочки между анкерами по формуле

$$\delta \geq \sqrt{\frac{P_B S}{\pi R_{и} m_y}}, \quad (3.47)$$

где  $P_B$  – вертикальная расчетная нагрузка, кПа;  $S$  – площадь, поддерживаемая одним анкером, м<sup>2</sup>;  $R_{и}$  – расчетное сопротивление набрызгбетона изгибу, кПа;  $m_y$  – коэффициент, учитывающий условия работы набрызгбетона, рекомендуется принимать  $m_y = 0,7$ .

Величина нагрузки  $P_B$  может быть определена по формуле (1.37).

Замковые анкеры устанавливают обычно с начальным натяжением 30–50 кН.

### 3.10.2 Расчет межрамного ограждения из железобетонных затяжек

В горизонтальных и наклонных горных выработках с большим сроком службы чаще всего межрамные ограждения устраивают из плоских железобетонных затяжек.

*Железобетонная затяжка* рассматривается как балка, свободно лежащая на двух опорах, т.е. на соседних рамах. Максимальный изгибающий момент посередине пролета затяжки, нагруженной равномерно, определяют из выражения

$$M_{\max} = \frac{Pbl^2}{8}, \quad (3.48)$$

где  $P$  – расчетная равномерно распределенная вертикальная или горизонтальная нагрузка, обусловленная действием горного давления, МПа;  $b$  – ширина затяжки (обычно  $b = 0,2$  м), м;  $l$  – длина затяжки (расстояние между соседними рамами), м.

Затяжку рассчитывают по максимальному изгибающему моменту исходя из условия [19]

$$M_{\max} \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.49)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (для предельного состояния первой группы), МПа;  $b$  – ширина затяжки, м;  $h_0$  – рабочая высота затяжки, м;  $R_{sc}$  – расчетное сопротивление сжатой арматуры, МПа;  $x$  – высота сжатой зоны затяжки, м. Так как сжатой арматуры в затяжке нет, то член  $R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 0$ .

Высота сжатой зоны  $x$  определяется из выражения

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}, \quad (3.50)$$

где  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа;  $A_s$  – площадь сечения арматуры в растянутой зоне сечения, м<sup>2</sup>, определяемая по формуле

$$A_s = \pi r^2 n,$$

где  $r$  – радиус арматуры, м;  $n$  – число рядов арматуры.

Рабочую высоту (толщину) затяжки  $h_0$  принимают обычно равной 0,8 высоты затяжки  $h$ , т.е.  $h_0 = 0,8h$ .

Значения  $R_b$ ,  $R_s$ , вид и диаметр проволочной арматурной стали ( $B$ -II,  $Bp$ -I,  $Bp$ -II) следует принимать по [19].

При  $M_{\max} > R_b b x (h_0 - 0,5x)$  необходимо обеспечить снижение  $M_{\max}$  (обычно путем уменьшения шага установки крепи) или увеличение прочности затяжки (путем увеличения числа рядов арматуры, диаметра арматуры или прочности бетона  $R_b$ ).

Запас прочности затяжки рекомендуется допускать не более 1,2–1,3.

### 3.10.3 Расчет межрамного ограждения из металлической сетки

Максимальное растягивающее усилие в сетке  $T_{\max}$ , отнесенное на единицу длины контура рамы, возникает в местах опирания ее на рамы крепи

$$T_{\max} = \frac{Pl_{\text{ш}}}{8f_{\max}} \sqrt{1 + \left( \frac{4f_{\max}}{l_{\text{ш}}} \right)^2}, \quad (3.51)$$

где  $P$  – равномерно распределенная расчетная нагрузка (обычно вертикальная  $P_{\text{в}}$ ) на крепь, кН/м;  $l_{\text{ш}}$  – шаг установки рам, м;  $f_{\max}$  – максимальный прогиб ограждения (в середине пролета между рамами), допускаемая величина которого принимается равной 0,05–0,1 м.

По величине  $T_{\max}$ , диаметру рабочей проволоки сетки  $d_{\text{пр}}$ , расстоянию между двумя соседними рабочими проволоками сетки  $t$  и расчетному сопротивлению стали растяжению  $R_s$  проверяется прочность ограждения из условия

$$\frac{4T_{\max}t}{\pi d_{\text{пр}}^2} \leq R_s. \quad (3.52)$$

## 3.11 Расчет крепи сопряжений горных выработок

Расчет рамной, сплошной, анкерной и других крепей сопряжений горизонтальных и наклонных горных выработок производится обычно по тем же методикам, что и крепей одиночных выработок. Отличие состоит в том, что смещения пород и нагрузки на крепь сопряжений, при прочих равных условиях, существенно больше, чем в каждой из сопрягающихся выработок. Кроме того, в выработках с рамной крепью на сопряжениях устанавливаются камерные рамы, на верхняк которых передается нагрузка от неполных рам. Элементы (стойки и верхняк) камерной рамы подлежат расчету на прочность от нагрузок неполных рам со стороны кровли сопряжения.

Расчетные нагрузки на крепь сопряжений выработок определяются согласно рекомендациям, изложенным в п. 1.4; нагруз-

ки как со стороны кровли, так и со стороны боков принимаются равномерно распределенными.

Прогрессивным направлением в области крепления сопряжений горных выработок является применение металлической и железобетонной анкерной крепи самостоятельно или в сочетании с традиционными типами рамных и сплошных крепей. При этом достигаются резкое повышение устойчивости сопряжений, снижение расхода крепежных материалов и улучшение условий их эксплуатации. Кроме того, с помощью анкеров может быть обеспечено выравнивание нагрузок по контуру сопряжения выработок и непосредственно по контуру выработок.

### **3.12 Расчет временной предохранительной крепи горизонтальных и наклонных горных выработок**

Действующими Правилами безопасности в угольных шахтах [25] работы по выемке угля отбойными молотками, уборке угля и породы после взрыва зарядов и возведению постоянной крепи в подготовительных выработках должны производиться под защитой временной крепи. В качестве временной предохранительной крепи при проведении горизонтальных и наклонных горных выработок почти повсеместно применяют выдвижные консольные крепи с плоским и арочным перекрытиями. Конструкции наиболее широко используемых выдвижных консольных предохранительных крепей в горизонтальных и наклонных выработках и порядок их возведения описаны в работах [12, 13].

Расчет крепи сводится к подбору сечений выдвижных балок и проверке прочности подвесных скоб. Ниже рассмотрены три варианта расчета выдвижной консольной предохранительной крепи: с плоским перекрытием, при опирании на выдвижные балки затяжки временной крепи и при опирании на них верхняков и затяжки постоянной крепи, и с арочным перекрытием, при опирании на выдвижные балки верхняков и затяжки постоянной крепи (рис. 3.7) [12].

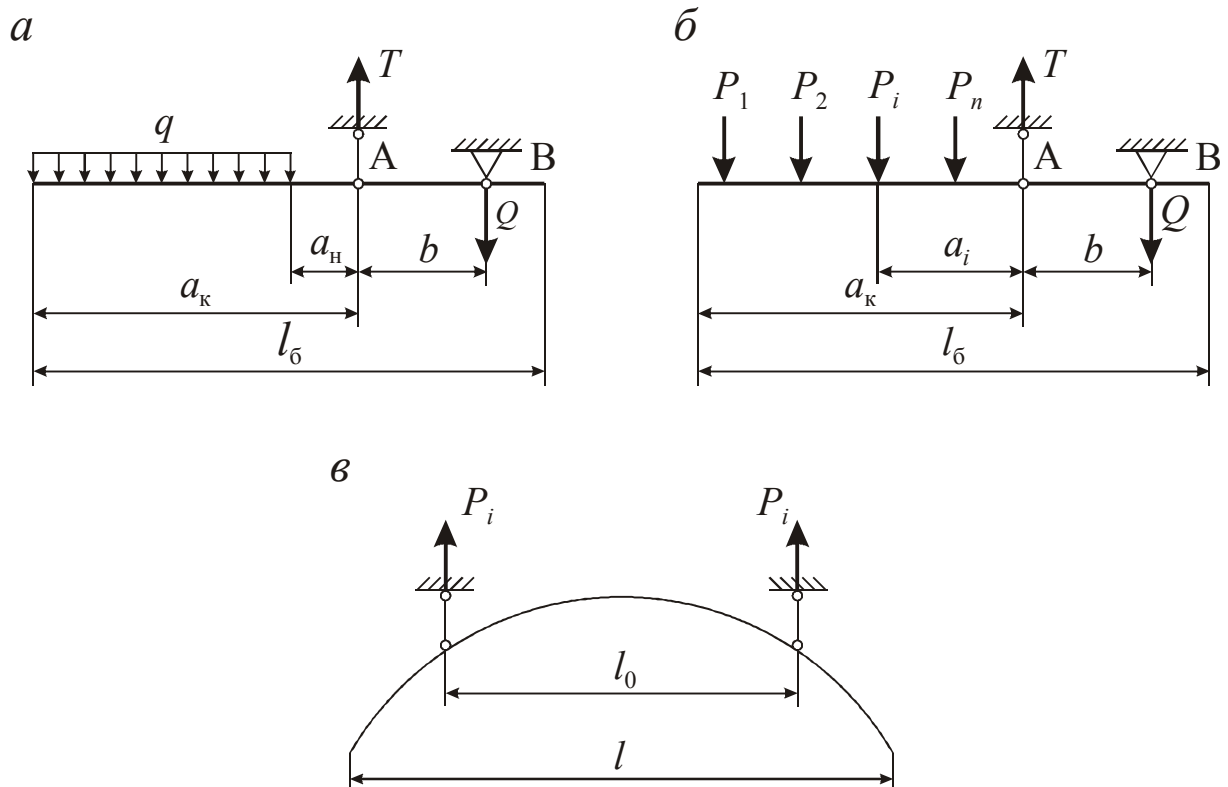


Рис. 3.7. Расчетные схемы выдвигной консольной крепи:  
*a* – с плоским перекрытием при опирании на выдвигные балки  
 затяжки; *б, в* – с арочным перекрытием при опирании  
 на выдвигные балки верхняков и затяжки постоянной крепи

При плоском перекрытии и опирании затяжки временной крепи непосредственно на выдвигные балки призабойная консоль балок нагружена равномерно распределенной нагрузкой  $P$ , включающей вес затяжки и отслоившихся пород кровли.

При этом распределенная нагрузка  $q$  на одну выдвигную балку (рис. 3.7, *a*)

$$q = \frac{Pb_{\text{кр}}}{n}, \quad (3.53)$$

где  $b_{\text{кр}}$  – ширина выработки по кровле;  $n$  – число выдвигных балок (обычно две).

Равномерно распределенный вес отслоившихся пород кровли

$$P_K = \gamma h_{o.k}, \quad (3.54)$$

где  $\gamma$  – объемный вес отслоившихся пород;  $h_{o.k}$  – средняя высота отслоившихся пород обнаженной кровли.

Нагрузка

$$p = P_K + P_3, \quad (3.55)$$

где  $P_3$  – вес затяжки единицы затянутой площади кровли, который определяется из выражения

$$P_3 = \gamma_3 h_3, \quad (3.56)$$

где  $\gamma_3$  – объемный вес затяжки,  $\text{кН/м}^3$ ;  $h_3$  – толщина затяжки, м.

На основании данных шахтных наблюдений и накопленного практического опыта в условиях шахт Кузбасса высота пород кровли  $h_{o.k}$ , склонных к обрушению с момента их обнажения при проведении выработки до возведения крепи вслед за подвиганием забоя (обычно в течение 3–4 ч), составляет обычно не более:

~ 0,02 м – при пределе прочности их при сжатии  $\sigma_{сж} > 70$  МПа и коэффициенте структурного ослабления  $K_c \geq 0,8$ ;

~ 0,05 м – при  $\sigma_{сж} = 40–70$  МПа и  $K_c = 0,6$ ;

~ 0,1–0,15 м – при  $\sigma_{сж} = 30–40$  МПа и  $K_c \leq 0,4$ .

Величина разрывного усилия  $T$  в крайней к забою скобе, удерживающей выдвижную балку в точке  $A$ :

$$T = \frac{1}{B} \left[ \frac{1}{2} q (a_k - a_n) (a_k + a_n + 2B) + g l_6 \left( a_k + B - \frac{1}{2} l_6 \right) \right], \quad (3.57)$$

где  $B$  – расстояние от крайней к забою скобы до точки опирания выдвижной балки в верхняк постоянной крепи;  $a_k$ ,  $a_n$  – расстояние от той же скобы соответственно до переднего и заднего краев затяжки временной крепи;  $l_6$  – длина выдвижной балки;  $g$  – вес 1 м балки.

Усилие  $Q$ , действующее со стороны выдвижной балки на верхняк постоянной крепи в точке  $B$ :



$$Q = \frac{1}{2b} \left[ q(a_k^2 - a_n^2) + gl_{\delta}(2a_k - l_{\delta}) \right]. \quad (3.58)$$

Максимальный изгибающий момент в выдвигной балке будет в месте опирания ее на крайнюю к забою скобу в точке  $A$ :

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \left[ q(a_k^2 - a_n^2) + ga_k^2 \right]. \quad (3.59)$$

При плоском перекрытии и опирании на выдвигные балки верхняков и затяжки постоянной крепи, что наиболее часто осуществляется при проведении горных выработок, консольная часть балок нагружена сосредоточенными силами в местах опирания верхняков (рис. 3.7, б). В этом случае расчетные величины усилий  $T$ ,  $Q$  и  $M_{\max}$  находятся из формул:

$$T = \frac{1}{b} \left[ \sum_i P_i(b + a_i) + gl_{\delta} \left( a_k + b - \frac{1}{2} l_{\delta} \right) \right]; \quad (3.60)$$

$$Q = \frac{1}{b} \left[ \sum_i P_i a_i + gl_{\delta} \left( a_k - \frac{1}{2} l_{\delta} \right) \right]; \quad (3.61)$$

$$M_{\max} = \sum_i P_i a_i + \frac{1}{2} ga_k^2, \quad (3.62)$$

где  $P_i$  – усилие, передаваемое от верхняка на выдвигную балку,

$$P_i = \frac{1}{2} (pb_{\text{кр}}L + G); \quad (3.63)$$

где  $L$  – расстояние между верхняками (обычно принимается равным шагу установки постоянной крепи), м;  $G$  – вес верхняка, кН;  $a_i$  – расстояние от крайней к забою скобы до точки опирания  $i$ -го верхняка, м ( $i = 1, 2 \dots n$ ; обычно не более двух верхняков, т.е.  $i = 2$ ).

Расчетные усилия  $T$ ,  $Q$ ,  $M_{\max}$  в выдвигной консольной предохранительной крепи с ароч-

ным перекрытием, при опирании на выдвижные балки верхняков постоянной крепи, определяются также по формулам (3.60)–(3.63) с той разницей, что при вычислении величин сил  $P_i$  вместо ширины выработки по кровле  $b_{кр}$  подставляется длина хорды  $l$  подвешиваемого криволинейного верхняка (рис. 3.7, в), т.е.

$$P_i = \frac{1}{2}(plL + G). \quad (3.64)$$

Скобы для подвески балок временной предохранительной крепи изготавливают обычно из стержневой арматурной стали А-I. Диаметр ближайшей к забою скобы определяется из условия

$$\sigma_p < R_s, \quad (3.65)$$

где  $\sigma_p$  – предел прочности при растяжении арматуры скобы;  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры продольному растяжению для предельного состояния первой группы. Для арматуры А-I  $R_s = 225$  МПа [19].

$$\sigma_p = \frac{T}{\pi r^2 n_c}, \quad (3.66)$$

где  $T$  – разрывное усилие скобы, определяемое по формуле (3.56) или (3.60) в зависимости от того, какие элементы крепи опираются на выдвижные балки (см. рис. 3.7);  $r$  – радиус стержня скобы [подбирается из условия обеспечения требования (3.65)];  $n_c$  – число сечений стержня скобы ( $n_c = 2$ ).

Принимая  $\sigma_p = R_s$ , находим радиус  $r$  стержня скобы из формулы (3.66)

$$r = \sqrt{\frac{T}{\pi R_s n_c}}. \quad (3.67)$$

С некоторым запасом прочности (с учетом наличия перегибов стержня скобы) диаметр стержня скобы рекомендуется принимать не менее 20 мм.

По максимальному изгибающему моменту  $M_{\max}$ , найденному по формуле (3.59) или (3.62), определяют необходимый момент

сопротивления сечения  $W_p$  профиля балки крепи по формуле (3.17) и по его значению подбирают тип и номер профиля балки.

### 3.13 Расчет крепи вертикальных стволов

#### 3.13.1 Выбор и расчет крепи устьев вертикальных стволов

Конструкцию крепи устьев, в зависимости от строения и свойств вмещающих горных пород, величины действующих нагрузок, назначения, формы и площади сечения ствола, необходимости устройства различных проемов для каналов (вентиляционных, калориферных и др.), принимают ступенчатую, венцовую, ступенчато-венцовую и специальную. Для крепления устьев стволов применяют в основном монолитную бетонную и железобетонную крепи. Довольно редко сооружают устья стволов из металлических и железобетонных тубингов [4].

Толщину крепи устья  $\delta_y$  исходя из вертикальной нагрузки, действующей центрально на крепь, рекомендуется определять по формуле [11]

$$\delta_y = \sqrt{\frac{d_0^2}{4} + \delta_k(d_0 + \delta_k) + \frac{P_B}{\pi R_c} - \frac{d_0}{2}}, \quad (3.68)$$

где  $d_0$  – диаметр ствола в свету, м;  $\delta_k$  – толщина крепи протяженной части ствола, определяемая по формуле (3.70), м;  $P_B$  – расчетная вертикальная равномерно распределенная нагрузка, действующая от основания устья на породы, кПа;  $R_c$  – расчетное сопротивление на сжатие несущего слоя породы, кПа.

Величина расчетной вертикальной нагрузки  $P_B$  может быть определена по формуле (1.41).

Толщину монолитной бетонной крепи устья  $\delta_y$  на горизонтальную расчетную нагрузку  $P_r$  определяют по формуле (3.70), а нагрузку  $P_r$  – по формуле (1.42).

Из двух расчетных значений толщины крепи устья  $\delta_y$  принимают максимальное. Если расчетная толщина крепи 1,5–1,6 м и более, принимают двухступенчатую или трехступенчатую крепь. Толщину монолитной бетонной крепи верхней ступени принимают обычно 1,2–1,5 м, остальных ступеней – 0,5–0,8 м, вы-

соту ступеней – 1,5–3 м (в зависимости от горно-геологических и горнотехнических условий сооружения и эксплуатации устья ствола).

Глубину заложения  $h_v$  горизонтального основания верхней ступени ступенчатых и ступенчато-венцовых крепей устьев рекомендуется определять из выражения [11]

$$h_v = K_y h_{пр}, \quad (3.69)$$

где  $K_y$  – коэффициент, учитывающий необходимое понижение основания устья по отношению к линии промерзания пород,  $K_y = 1,25–1,3$ ;  $h_{пр}$  – глубина промерзания пород, м.

Для предотвращения стока поверхностных вод верхняя отметка устья ствола должна на 0,2 м выступать над земной поверхностью.

На 2–3 м ниже устья ствола в коренных породах (обычно при мощности наносов не более 20 м) сооружают опорный венец. Венцы имеют чаще двухконусную или комбинированную форму. Ширина венца 0,4–1 м, высота зависит от ширины и угла конусности, принимаемого 30–35°.

### 3.13.2 Расчет толщины монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи вертикальных стволов

Толщина монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи вертикальных стволов и других выработок круглого сечения (скважин большого диаметра различного назначения и др.) определяется по формуле [16]

$$\delta_k = K_y r_0 \left( \sqrt{\frac{m_{\sigma_1} m_{\sigma_3} m_{\sigma_7} R_b}{m_{\sigma_1} m_{\sigma_3} m_{\sigma_7} R_b - 2K_p (P_r + P_{гид})}} - 1 \right) - \delta_{п}, \quad (3.70)$$

где  $K_y$  – коэффициент условий работы крепи, принимаемый равным 1,25;  $r_0$  – радиус ствола в свету, м;  $m_{\sigma_1}, m_{\sigma_3}, m_{\sigma_7}$  – коэффициенты, учитывающие соответственно длительную нагрузку, условие для нарастания прочности бетона и температурные колебания, принимаемые по [19];  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (для предельного состояния первой группы), МПа;

$K_p$  – коэффициент концентрации напряжений, принимаемый равным единице на протяженном участке ствола и  $(2 - 0,05Z)$  в районе сопряжения, здесь  $Z \leq 20$  – расстояние от рассматриваемого сечения до начала (узла) сопряжения, м;  $\delta_{\Pi}$  – толщина породобетонной оболочки, образующейся в результате проникновения бетона в окружающие породы: для набрызгбетона принимают равной 50 мм, для монолитного бетона – равной нулю;  $P_r$  – расчетная горизонтальная (радиальная) нагрузка от горного давления на крепь, определяемая по формуле (1.43), МПа;  $P_{\text{гид}}$  – расчетная нагрузка на крепь от гидростатического напора вод, МПа.

В соответствии с [19]  $m_{\sigma_1} = 0,85$ ;  $m_{\sigma_3} = 0,85$  для тяжелых бетонов;  $m_{\sigma_7} = 0,85$ .

Если расчетная толщина монолитной бетонной крепи ствола  $\delta_k$  превышает 500 мм, то следует применять бетон более высокого класса прочности или другой тип крепи.

Если расчетная толщина монолитной бетонной крепи меньше величин, указанных в табл. 3.1, то она принимается не менее этих значений.

Таблица 3.1

Минимальная толщина монолитной бетонной крепи  $\delta_k$   
при углах залегания пород

Глубина расположения участка ствола, м	Минимальная толщина монолитной бетонной крепи $\delta_k$ при углах залегания пород, мм	
	до 35°	более 35°
До 500	200	250
Более 500	250	300

В стволах с гибкой армировкой, а также в вентиляционных стволах, скважинах большого диаметра и шурфах, не оборудованных подъемными установками, в восстающих выработках и рудоспусках при отсутствии влияния очистных работ и водопонижения, где притоки воды не более 8 м<sup>3</sup>/ч, сооружаемых в породах I ( $C < 3$ ) и II ( $C = 3-6$ ) категории устойчивости, рекомендуется применять набрызгбетонную крепь либо комбинированную крепь из анкеров, металлической сетки и набрызгбетона. При

притоках воды более  $8 \text{ м}^3/\text{ч}$  в породах I, II и III категории устойчивости следует применять монолитную бетонную крепь [15].

Если расчетная толщина набрызгбетонной крепи  $\delta_k$  на протяженных участках ствола по породам I категории устойчивости меньше значений, указанных в табл. 3.2, то она принимается в соответствии с этой таблицей.

Таблица 3.2

Минимальная толщина набрызгбетонной крепи  $\delta_k$   
при углах залегания пород

Глубина расположения участка ствола, м	Минимальная толщина набрызгбетонной крепи $\delta_k$ при углах залегания пород, мм	
	до $35^\circ$	более $35^\circ$
До 500	80	120
Более 500	100	150

В породах I категории устойчивости для участков сопряжений ствола, а также в породах II категории устойчивости на протяженных участках ствола толщину набрызгбетонной крепи следует определять по формуле (3.70). При этом толщина набрызгбетонной крепи должна быть не менее 150 мм на глубинах до 500 м и 200 мм – на глубинах более 500 м.

При проектировании сопряжений ствола с горизонтальными выработками и камерами, для исключения их взаимного влияния на ствол, необходимо:

~ околоствольные выработки в породах II категории устойчивости на протяжении от ствола не менее 30 м, а в породах III и IV категории – не менее 50 м крепить жесткой крепью;

~ в породах I категории тип крепи не регламентируется [15].

Расчетная (принятая) толщина монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи подлежит проверке на прочность в соответствии с требованиями [19] по формулам (3.25)–(3.26).

Расчет многослойной крепи вертикальных стволов рекомендуется выполнять по методикам, разработанным проф. Н. С. Булычевым [4, 5, 15].

### 3.14 Расчет внутренних усилий в монолитной бетонной крепи вертикальных стволов

Исследования взаимодействия крепи стволов с массивом пород, выполненные Н. С. Булычевым и другими [4], показали, что на поверхности контакта крепи с породами возникают неравномерные нормальные  $P$  и касательные  $q$  напряжения (нагрузки на крепь) (рис. 3.8).

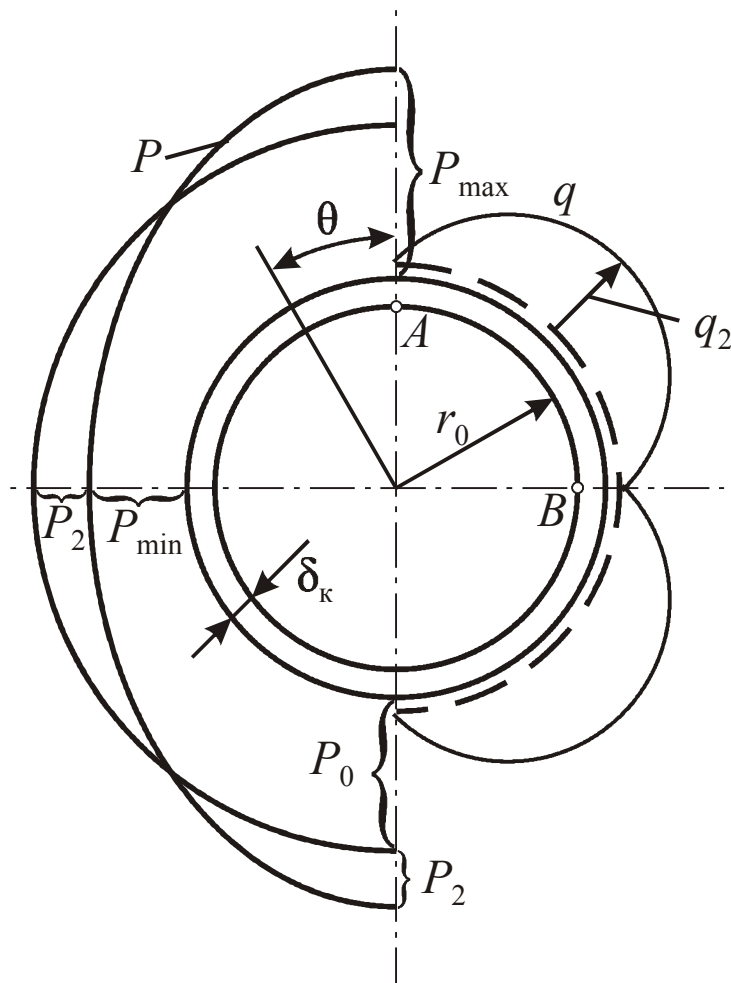


Рис. 3.8. Расчетная схема крепи ствола

Нагрузки, принимаемые при расчете крепи, определяются по формулам:

$$P = P_0 + P_2 \cos 2\theta; \quad (3.71)$$

$$q = q_2 \sin 2\theta, \quad (3.72)$$

где  $\theta$  – полярный угол, отсчитываемый от радиуса в сечении, в котором действует максимальная нормальная нагрузка  $P_{\max}$ .

Из рис. 3.8 и выражения (3.71) следует

$$P_{\max} = P_0 + P_2; \quad (3.73)$$

$$P_{\min} = P_0 - P_2. \quad (3.74)$$

В диапазоне отношения модулей сдвига крепи и пород  $G_k/G_u = 0,1-10$  при толщине крепи  $\delta_k \leq 0,1r_0$  касательные напряжения на контакте крепи и пород могут быть определены из выражения [4]

$$q_2 = p_2 \frac{3+c^2}{3-c^2}, \quad (3.75)$$

где  $c = \frac{r_1}{r_2}$ ,  $r_1$  и  $r_0$  – нагруженный и внутренний радиусы крепи.

Согласно действующим СНиП II–94-80 [16] нагрузка на крепь вертикального ствола  $P_\Gamma$  от горного давления определяется по формуле (1.43). В этой формуле неравномерность нагрузки по контуру ствола учитывается коэффициентом неравномерности нагрузки  $K_n$ , значения которого составляют от 1,75 до 2,75 (см. табл. 1.9).

Для расчета крепи ствола рекомендуется принимать

$$P_{\max} = P_\Gamma, \quad (3.76)$$

где  $P_{\max}$  и  $P_\Gamma$  – нагрузка, определяемая соответственно по формулам (3.73) и (1.43).

Исходя из формулы (3.73) и анализа значений коэффициента неравномерности нагрузки по контуру ствола  $K_n = 1,75-2,75$ , можно ориентировочно принимать:

$$P_0 = 0,6P_\Gamma \text{ и } P_2 = 0,4P_\Gamma \text{ при угле залегания пород } \alpha \leq 10^\circ;$$

$$P_0 = 0,55P_\Gamma \text{ и } P_2 = 0,45P_\Gamma \text{ при угле залегания пород } \alpha > 10^\circ.$$



По данным натурных исследований нагрузок на крепь вертикальных стволов неравномерность распределения нагрузок  $P_0$  и  $P_2$  характеризуется соотношениями ( $P_0/P_2$ ) [4]:

на протяженном участке.....1,27;  
вблизи сопряжения.....1,12.

По найденным значениям  $P_0$ ,  $P_2$  и  $q_2$ , вычисленным по формуле (3.75), определяются нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем ( $\sigma_{\theta}^{\text{вн}}$ ) и внешнем ( $\sigma_{\theta}^{\text{нар}}$ ) контурах сечения крепи по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta}^{\text{вн}} &= P_0 m_1 - (P_2 n_1 - q_2 n_2) \cos 2\theta; \\ \sigma_{\theta}^{\text{нар}} &= P_0 m_1' - (P_2 n_1' - q_2 n_2') \cos 2\theta, \end{aligned} \right\} \quad (3.77)$$

где  $m_1$ ,  $m_1'$ ,  $n_1$ ,  $n_1'$ ,  $n_2$ ,  $n_2'$  – коэффициенты влияния контактных напряжений, зависящие от соотношения наружного и внутреннего радиусов крепи выработки, определяемые из выражений:

$$\begin{aligned} m_1 &= \frac{2c^2}{c^2 - 1}; & m_1' &= m_1 - 1; \\ n_1 &= \frac{4c^2(c^2 + 1)}{(c^2 - 1)^2}; & n_1' &= \frac{c^4 + 6c^2 + 1}{(c^2 - 1)^2}; \\ n_2 &= \frac{c^4}{(c^2 - 1)^2}; & n_2' &= \frac{2(2c^2 + 1 - c^4)}{(c^2 - 1)^2}. \end{aligned}$$

Изгибающие моменты  $M$  и нормальные силы  $N$  в сечениях крепи определяются по формулам:

$$M = \delta_{\text{кв}}^2 \frac{\sigma_{\theta}^{\text{вн}} - \sigma_{\theta}^{\text{нар}}}{12}; \quad (3.78)$$

$$N = \delta_{\text{кв}} \frac{\sigma_{\theta}^{\text{вн}} + \sigma_{\theta}^{\text{нар}}}{2}, \quad (3.79)$$

где  $\delta_{\text{к}}$  – толщина крепи;  $v$  – величина вдоль оси ствола (для расчетов принимается  $v = 1$  м).

## 4 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И ВЫБОРА ЭКОНОМИЧЕСКИ ЦЕЛЕСООБРАЗНЫХ КРЕПЕЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

### 4.1 Пример расчета металлической арочной крепи КМП-А3 для полевого штрека

#### 4.1.1 Расчет рамы и шага установки крепи

Проектируется проведение полевого штрека по среднезернистым песчаникам.

*Характеристика и условия проведения выработки:* площадь сечения в проходке  $21 \text{ м}^2$ ; длина  $1200 \text{ м}$ ; глубина расположения  $600 \text{ м}$ ; ширина в проходке  $5,81 \text{ м}$ ; высота в проходке  $4,21 \text{ м}$ ; срок службы  $14$  лет. Выработка главная, одиночная, не испытывает влияния очистных работ. Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород  $0,6 \text{ м}$ ; угол залегания пород  $12^\circ$ ; среднее значение сопротивления пород в образце сжатию  $\sigma_{\text{сж}} = 66,6 \text{ МПа}$ ; объемный вес пород  $\gamma = 26 \text{ кН/м}^3$ . Выработка проводится буровзрывным способом. Массив горных пород не подвержен тектоническим процессам, т.е. тектонические напряжения в породах  $\sigma_{\text{т}} = 0$ .

#### **Решение.**

1. По формулам (1.1) и (1.2) определяется расчетная глубина размещения выработки и расчетное сопротивление пород массива сжатию

$$H_p = 1 \cdot 600 = 600 \text{ м};$$

$$R_c = 0,6 \cdot 66,6 = 40 \text{ МПа.}$$

2. По формуле (1.8), с учетом входящих в нее коэффициентов и значения  $U_T$ , рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков выработки  $U$ .  $K_\alpha = 1$  – табл. 1.4; для кровли и почвы  $K_\theta = 1$ , для боков  $K_\theta = 0,35$  – табл. 1.4;  $K_s = 0,96$  по формуле (1.9);  $K_B = 1$ ;  $K_t = 1$  – рис. 1.2. Для полученных значений  $H_p$  и  $R_c$  по графикам рис. 1.1  $U_T = 150$  мм.

Для кровли и почвы

$$U_{к(п)} = 1 \cdot 1 \cdot 0,96 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 150 = 144 \text{ мм};$$

для боков

$$U_{\text{б}} = 1 \cdot 0,35 \cdot 0,96 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 150 = 50,4 \text{ мм.}$$

3. В соответствии с табл. 1.3 породы II категории устойчивости. Для крепления выработки по геомеханическим условиям можно применять металлическую податливую рамную крепь. Проектом принимается трехзвенная арочная крепь КМП-А3 (конструктивная податливость рамы 300 мм). Основные геометрические параметры крепи для проектируемой выработки (следует принимать по унифицированным типовым сечениям горных выработок) составляют: пролет (ширина) рамы  $b_p = 5,44$  м; расстояние между осями опорных шарниров рамы (расчетный пролет рамы)  $l_k = 5,58$  м; высота рамы  $h = 4,11$  м; высота прямолинейной части стойки  $h_0 = 1,2$  м; радиус верхняка  $r = 2,74$  м.

4. Расчетная вертикальная нагрузка на 1 м длины выработки определяется по формуле (1.26) с учетом входящих в нее параметров:  $K_{п} = 1,1$  по табл. 1.7;  $K_{н} = 1,1$ ;  $m_b = 1$ ;  $b = 5,81$  м;  $P^H = 77$  кПа (по рис. 1.4 при  $U_k = 144$  мм)

$$P_{в.об} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 5,81 \cdot 77 = 541,32 \text{ кН/м.}$$

5. Расчетная горизонтальная нагрузка на 1 м длины выработки определяется по формуле (1.27) с учетом входящих в нее параметров:  $h = 4,21$  м;  $P^H = 31$  кПа (по рис. 1.4 при  $U_{\text{б}} = 50,4$  мм)

$$P_{г.об} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 4,21 \cdot 31 = 157,92 \text{ кН/м.}$$

6. Вертикальная равномерно распределенная расчетная нагрузка на крепь  $P_B$  определяется делением  $P_{B.об}$  на расстояние между опорами  $l_k$  крепи

$$P_B = \frac{P_{B.об}}{l_k} = \frac{541,32}{5,58} = 97,01 \text{ кН/м.}$$

7. Горизонтальная равномерно распределенная расчетная нагрузка на крепь  $P_G$  определяется делением  $P_{G.об}$  на высоту крепи  $h_k$  (высоту рамы)

$$P_G = \frac{P_{G.об}}{h_k} = \frac{157,92}{4,11} = 38,42 \text{ кН/м.}$$

8. Расчет крепи и ее конструктивных параметров на криволинейном и прямолинейном участках сводится к тому, чтобы определить внутренние усилия в крепи (изгибающий момент  $M$ , продольную силу  $N$  и поперечную силу  $Q$ ). Изначально определяется горизонтальная реакция (горизонтальный распор) по формуле (3.9), а затем по формулам (3.1), (3.2) и (3.3) внутренние усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  на криволинейном участке, результаты расчетов сводятся в табл. 4.1. Затем по формулам (3.6), (3.7) и (3.8) внутренние усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  на прямолинейном участке, результаты расчетов сводятся в табл. 4.2.

$$X_1 = \frac{97,01 \left( \frac{3,14 \cdot 1,2 \cdot 2,74^3}{4} + 2,74^4 - 1,2 \cdot 2,74^3 \right)}{\frac{3,14}{2} \cdot 2,74^3 + 4 \cdot 2,74^2 \cdot 1,2 + 3,14 \cdot 2,74 \cdot 1,2^2 + \frac{2}{3} \cdot 1,2^3} - \frac{38,42 \left( \frac{1,2^4}{4} + \frac{2}{3} \cdot 2,74^4 + \frac{3}{4} \cdot 3,14 \cdot 2,74^3 \cdot 1,2 + 3 \cdot 1,2^2 \cdot 2,74^2 + \frac{3,14}{2} \cdot 1,2^3 \cdot 2,74 \right)}{\frac{3,14}{2} \cdot 2,74^3 + 4 \cdot 2,74^2 \cdot 1,2 + 3,14 \cdot 2,74 \cdot 1,2^2 + \frac{2}{3} \cdot 1,2^3} = -3,37 \text{ кН.}$$

Таблица 4.1

Внутренние усилия в крепи на криволинейном участке

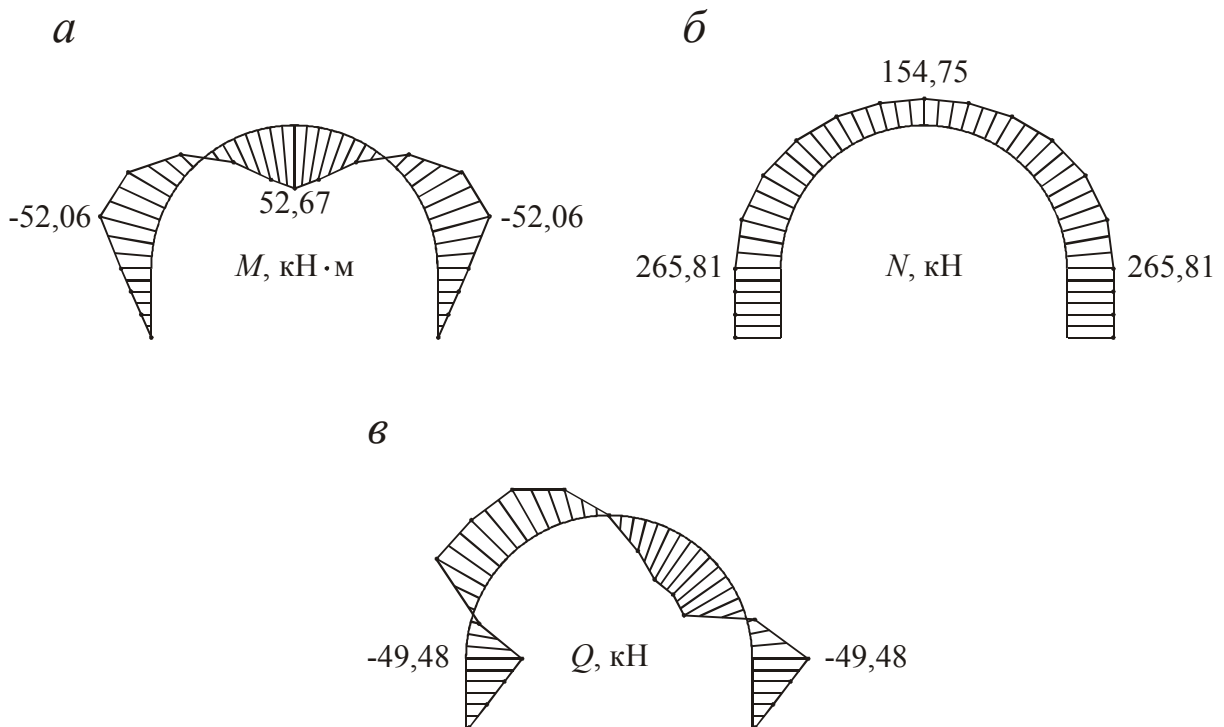
Внутренние усилия	Угол $\varphi$ , град						
	0	15	30	45	60	75	90
$M$ , кН·м	-31,71	-52,06	-44,50	-17,60	15,85	42,55	52,67
$N$ , кН	265,81	267,86	250,41	220,52	188,25	163,81	154,75
$Q$ , кН	-49,48	-7,66	26,67	45,29	44,78	27,33	0,00

Таблица 4.2

Внутренние усилия в крепи на прямолинейном участке

Внутренние усилия	Расстояние от шарнира, м			
	0	0,4	0,8	1,2
$M$ , кН·м	0,00	-4,42	-14,99	-31,71
$N$ , кН	265,81	265,81	265,81	265,81
$Q$ , кН	-3,37	-18,74	-34,11	-49,48

На рис. 4.1 приведены эпюры внутренних усилий в крепи.

Рис. 4.1. Эпюры  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  в двухшарнирной арочной крепи

9. Момент сопротивления сечения балки определяется по формуле (3.17), принимая расчетное сопротивление стали на изгиб  $R_{и} = 320$  МПа [12]

$$W_p = \frac{52,67}{320 \cdot 10^3} = 1,65 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

По значению  $W_p$  выбирается тип и номер профиля (прил. I) СВП-33 с моментом сопротивления  $W = 133,5 \text{ см}^3$  и площадью сечения  $F = 42,53 \text{ см}^2$ .

10. Выбранный профиль крепи проверяется на прочность при изгибе в сечении (опасном) с максимальным изгибающим моментом  $M_{\max} = 52,67 \text{ кН} \cdot \text{м}$  с учетом нормальной силы  $N = 154,75 \text{ кН}$ , действующей в этом сечении, по формуле (3.18)

$$\sigma_{\text{из}} = \frac{52,67}{133,5 \cdot 10^{-6}} + \frac{154,75}{42,53 \cdot 10^{-4}} = 431 \text{ МПа};$$

$$431 > 320 \text{ (МПа)}.$$

Следовательно,  $\sigma_{\text{из}} > R_{\text{и}}$ , крепь не будет прочной, необходимо уменьшить расстояние между рамами (шаг) или увеличить номер профиля проката. Проектом принимается уменьшение шага крепи.

11. Потребное число рам  $n$  на 1 м длины штрека определяется из выражения (3.19)

$$n = \frac{431}{320} = 1,35 \text{ рамы}.$$

Исходя из потребного числа рам, необходимо найти шаг их установки

$$l_{\text{ш}} = \frac{1}{1,35} = 0,74 \approx 0,7 \text{ м}.$$

#### 4.1.2 Расчет железобетонной затяжки

В качестве межрамного ограждения принимается плоская железобетонная затяжка. Основные размеры затяжки: длина  $l = 0,7 \text{ м}$  (равна шагу установки рам); ширина  $b = 0,2 \text{ м}$ ; высота  $h = 0,05 \text{ м}$ ; рабочая высота  $h_0 = 0,8h = 0,8 \cdot 0,05 = 0,04 \text{ м}$ .

Вертикальная расчетная нагрузка на затяжку  $P_B = 97,01$  кПа (см. п. 4.1.1).

Максимальный изгибающий момент посередине пролета затяжки определяется по формуле (3.48)

$$M_{\max} = \frac{97,01 \cdot 0,2 \cdot 0,7^2}{8} = 1,19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Высота сжатой зоны  $X$  определяется по формуле (3.50).

В качестве арматуры затяжки принимается сталь арматурная проволочная гладкая класса В-II диаметром 5 мм с  $R_s = 1110$  МПа, число рядов арматуры  $n = 2$ , бетон класса В25 с  $R_b = 14,5$  МПа [19].

$$X = \frac{1110 \cdot 10^3 \cdot 3,14 \cdot 0,0025^2 \cdot 2}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2} = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

Затяжка рассчитывается на прочность из условия, определяемого по формуле (3.49)

$$1,19 \leq 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 1,5 \cdot 10^{-2} \cdot (0,04 - 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10^{-2});$$

$$1,19 < 1,41 \text{ (кН} \cdot \text{м)}.$$

Условие прочности соблюдено, запас прочности затяжки равен  $1,41/1,19 = 1,18$ .

#### 4.1.3 Расчет консольной временной предохранительной крепи

1. Равномерно распределенная нагрузка от веса отслоившихся пород кровли определяется по формуле (3.54). Значение  $h_{о.к}$  – принято по рекомендации п. 3.12

$$P_K = 26 \cdot 0,15 = 3,9 \text{ кПа},$$

2. Вес затяжки на единицу затянутой площади кровли определяется по формуле (3.56)

$$P_3 = 22 \cdot 0,05 = 1,1 \text{ кПа}.$$

3. Равномерно распределенная нагрузка на предохранительную крепь определяется по формуле (3.55)

$$P = 3,9 + 1,1 = 5 \text{ кПа.}$$

4. Усилие, передаваемое от верхняка принятой постоянной крепи на выдвижную балку, определяют по формуле (3.64), принимая длину хорды равной 4 м; расстояние между верхняками – 0,7 м; длину верхняка – 5 м из СВП-33

$$P_i = \frac{1}{2} \cdot (5 \cdot 4 \cdot 0,7 + 1,65) = 7,83 \text{ кН.}$$

5. Величина разрывного усилия в крайней к забою скобе, удерживающей выдвижную балку, определяется по формуле (3.60)

$$T = \frac{1}{0,7} [7,83 \cdot (0,7 + 0,7) + 7,83 \cdot (0,7 + 1,4) + 0,27 \cdot 2,5 \cdot \left(1,4 + 0,7 - \frac{1}{2} \cdot 2,5\right)] = 40,52 \text{ кН.}$$

В связи с небольшим шагом установки крепи ( $l_{ш} = 0,7$  м) принимается навеска на выдвижную консоль балок двух верхняков постоянной крепи.

С учетом расстояния между рамами и опирания выдвижной консольной балки на верхняк предпоследней от забоя рамы постоянной крепи, необходимая длина балки составляет 2,2–2,3 м.

6. Усилие, действующее со стороны выдвижной балки на верхняк постоянной крепи, определяется по формуле (3.61)

$$Q = \frac{1}{0,7} \left[ 7,83 \cdot 0,7 + 7,83 \cdot 1,4 + 0,27 \cdot 2,5 \cdot \left(1,4 - \frac{1}{2} \cdot 2,5\right) \right] = 23,63 \text{ кН.}$$

7. Максимальный изгибающий момент в выдвижной балке определяется по формуле (3.62)

$$M_{\max} = 7,83 \cdot 0,7 + 7,83 \cdot 1,4 + \frac{1}{2} \cdot 0,27 \cdot 1,4^2 = 16,71 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$



8. Радиус стержня скобы, на которой подвешены балки временной крепи, определяется по формуле (3.67)

$$r = \sqrt{\frac{40,52}{3,14 \cdot 225 \cdot 10^3 \cdot 2}} = 53,6 \cdot 10^{-4} \text{ м.}$$

Диаметр стержня скобы определяется:  $d = 2r = 0,00536 \cdot 2 = 0,011 \text{ м}$ , принимается  $d = 0,02 \text{ м}$  (в соответствии с рекомендациями п. 3.12).

9. Момент сопротивления сечения балки определяется по формуле (3.17)

$$W_p = \frac{16,71}{220 \cdot 10^3} = 75,95 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3 = 75,95 \text{ см}^3.$$

По полученному расчетному значению  $W_p = 75,9 \text{ см}^3$  окончательно подбирается тип и номер профиля балки предохранительной крепи. Вместо взятой в расчете балки из СВП-27 с некоторым запасом прочности принимаются балки из швеллера № 16 с моментом сопротивления  $W_x = 93,4 \text{ см}^3$ , так как масса их значительно меньше, чем балок из СВП-27 (прил. I).

#### 4.2 Пример расчета кольцевой металлической крепи для квершлага

Проектируется проведение квершлага по крупнозернистым песчаникам, склонным к пучению.

*Характеристика и условия проведения выработки:* площадь сечения в проходке  $19,9 \text{ м}^2$ ; глубина расположения  $1400 \text{ м}$ ; ширина в проходке  $5,03 \text{ м}$ ; высота в проходке  $5,03 \text{ м}$ ; срок службы  $16 \text{ лет}$ ; выработка главная, одиночная, не испытывает влияния очистных работ. Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород  $1,2 \text{ м}$ ; угол залегания пород  $10^\circ$ ; среднее сопротивление пород в образце сжатию  $\sigma_{сж} = 72 \text{ МПа}$ ; объемный вес пород  $\gamma = 26,3 \text{ кН/м}^3$ . Выработка проводится буровзрывным способом. Массив горных пород не подвержен тектоническим процессам, т.е. тектонические напряжения в породах  $\sigma_T = 0$ .

**Решение.**

1. Расчетная глубина размещения выработки и расчетное сопротивление пород массива сжатию определяется по формулам (1.1) и (1.2)

$$H_p = 1 \cdot 1400 = 1400 \text{ м};$$

$$R_c = 0,8 \cdot 72 = 57,6 \text{ МПа.}$$

2. По формуле (1.8), с учетом входящих в нее коэффициентов и значения  $U_T$ , рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков выработки  $U$ .  $K_\alpha = 0,7$  – табл. 1.4; для кровли и почвы  $K_\theta = 1$ , для боков  $K_\theta = 0,55$  – табл. 1.4;  $K_s = 0,81$  – по формуле (1.9);  $K_b = 1$ ;  $K_t = 1$  – рис. 1.2. Для полученных значений  $H_p$  и  $R_c$  по графикам рис. 1.1  $U_T = 395$  мм.

Для кровли и почвы

$$U_{к(п)} = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 395 = 223,97 \text{ мм};$$

для боков

$$U_{б} = 0,7 \cdot 0,55 \cdot 0,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 395 = 123,2 \text{ мм.}$$

3. В соответствии с табл. 1.3 породы III категории устойчивости. Для крепления выработки по геомеханическим условиям можно применять кольцевую бесшарнирную рамную крепь из СВП. Основные геометрические параметры крепи для проектируемой выработки приняты из справочника [12], площадь сечения в свету  $13,2 \text{ м}^2$  (до осадки), ширина выработки в свету  $4,47$  м, диаметр выработки в свету  $4,65$  м, высота выработки в свету  $3,38$  м, ширина и высота выработки в проходке  $5,03$  м.

4. Расчетная вертикальная нагрузка на 1 м длины выработки определяется по формуле (1.26) с учетом входящих в нее параметров:  $K_{п} = 1,05$  по табл. 1.7;  $K_{н} = 1,1$ ;  $m_b = 1$ ;  $b = 5,03$  м;  $P^H = 80$  кПа (по рис. 1.4 при  $U_k = 223,97$  мм)

$$P_{в.об} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 5,81 \cdot 77 = 541,32 \text{ кН/м.}$$

5. Расчетная горизонтальная нагрузка на 1 м длины выработки определяется по формуле (1.27) с учетом входящих в нее параметров  $h = 5,03$  м;  $P^H = 55$  кПа (по рис. 1.4 при  $U_6 = 123,2$  мм)

$$P_{Г.об} = 1,05 \cdot 1,1 \cdot 5,03 \cdot 55 = 319,53 \text{ кН/м.}$$

6. Вертикальная равномерно распределенная расчетная нагрузка на крепь  $P_B$  определяется делением  $P_{B.об}$  на расстояние между опорами  $l_K$  крепи

$$P_B = \frac{P_{B.об}}{l_K} = \frac{464,77}{4,8} = 96,82 \text{ кН/м.}$$

7. Горизонтальная равномерно распределенная расчетная нагрузка на крепь  $P_G$  определяется делением  $P_{Г.об}$  на высоту крепи  $h_K$  (высоту рамы)

$$P_G = \frac{P_{Г.об}}{h_K} = \frac{319,53}{4,8} = 66,56 \text{ кН/м.}$$

8. Внутренние усилия в произвольном сечении крепи  $\varphi$  определяются по формулам (3.13)–(3.16)

Расчеты по вышеприведенным формулам сведены в табл. 4.3. Радиус крепи  $r = 2,4$  м.

Таблица 4.3

Внутренние усилия в кольцевой крепи

Внутренние усилия	Угол $\varphi$ , град						
	0	15	30	45	60	75	90
$M_\varphi$ , кН · м	40,89	35,41	20,44	0,00	-20,44	-35,41	-40,89
$N_\varphi$ , кН	225,11	220,39	207,52	189,93	172,34	159,46	154,75
$Q_\varphi$ , кН	0,00	-9,10	-17,58	-24,81	-17,58	-9,10	0,00

9. По наибольшему расчетному значению изгибающего момента (для шага крепи 1 м) определяется величина расчетного момента сопротивления сечения  $W_p$  профиля крепи по формуле (3.17)

$$W_p = \frac{40,89}{270 \cdot 10^3} = 15,14 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3 = 151,4 \text{ см}^3.$$

По значению  $W_p$  выбирается для крепления выработки СВП-33 с  $W_p = 133,5 \text{ см}^3$  (см. прил. I).

10. Выбираемый профиль крепи проверяется на прочность при изгибе  $\sigma_{из}$  в сечении (опасном) с максимальным изгибающим моментом  $M_{max}$  с учетом нормальной силы  $N$ , действующей в этом сечении, по формуле (3.18)

$$\sigma_{из} = \frac{40,89}{133,5 \cdot 10^{-6}} + \frac{225,11}{42,53 \cdot 10^{-4}} = 359221,81 \text{ кПа.}$$

Так как  $\sigma_{из} > R_{и}$ , необходимо уменьшить расстояние между рамами. Потребное число рам на расчетную длину  $l_p$  выработки определяется из выражения (3.19)

$$h = \frac{359221,81}{270 \cdot 10^3} = 1,33.$$

Исходя из числа рам  $h$ , определяется расчетный шаг установки крепи

$$l_{ш} = \frac{1}{1,33} = 0,75 \text{ м.}$$

Проектом принимается расстояние между рамами крепи  $l_{ш} = 0,7 \text{ м}$ .

В качестве временной предохранительной крепи рекомендуется применять консольные выдвижные балки с навешанными элементами постоянной кольцевой крепи. Принятая предохранительная крепь подлежит расчету по формулам (3.54)–(3.67) и (3.18).

### 4.3 Пример расчета сталеполимерной анкерной крепи для пластового вентиляционного штрека

Проектируется проведение вентиляционного штрека лавы комбайновым способом, породы почвы и кровли крупнозернистые алевролиты.

*Характеристика и условия проведения выработки:* форма прямоугольная, площадь сечения в проходке  $11 \text{ м}^2$ ; длина 1500 м; глубина расположения 300 м; ширина в проходке

4,45 м; высота в проходке 2,5 м; срок службы 3 года. Выработка одиночная, испытывает влияние очистных работ  $K_b = 1,4$ . Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород 0,6–0,8 м; угол залегания пород  $10^\circ$ ; среднее значение сопротивления пород в образце сжатию  $\sigma_{сж} = 69$  МПа; объемный вес пород  $\gamma = 25,4$  кН/м<sup>3</sup>. Мощность угольного пласта 2,2 м, угол залегания  $10^\circ$ , среднее значение сопротивления угля сжатию в образце 13,7 МПа, объемный вес 12,9 кН/м<sup>3</sup>, среднее расстояние между плоскостями ослабления 1 м. Выработка проводится с присечкой пород почвы пласта.

### Решение.

1. Расчетная глубина размещения выработки и расчетное сопротивление пород массива сжатию определяются по формулам (1.1) и (1.2)

$$H_p = 1 \cdot 300 = 300 \text{ м};$$

для кровли и почвы

$$R_c = 0,6 \cdot 69 = 41,4 \text{ МПа};$$

для боков

$$R_c = 0,6 \cdot 13,7 = 8,22 \text{ МПа}.$$

2. По формуле (1.8), с учетом входящих в нее коэффициентов и значения  $U_T$ , рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков выработки  $U$ .  $K_\alpha = 1$  – табл. 1.4; для кровли и почвы  $K_\theta = 1$ , для боков  $K_\theta = 0,35$  – табл. 1.4;  $K_s = 0,69$  – по формуле (1.9);  $K_b = 1$ ; для кровли и почвы  $K_t = 1$ , для боков  $K_t = 0,55$  – рис. 1.2. Для полученных значений  $H_p$  и  $R_c$  по графикам рис. 1.1 для кровли и почвы  $U_T = 60$  мм, для боков  $U_T = 300$  мм.

Для кровли и почвы

$$U_{к(п)} = 1 \cdot 1 \cdot 0,69 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 60 = 41,4 \text{ мм};$$

для боков

$$U_\delta = 1 \cdot 0,35 \cdot 0,69 \cdot 1 \cdot 0,55 \cdot 300 = 39,8 \text{ мм}.$$

3. В соответствии с табл. 1.3 породы I категории устойчивости. Для крепления выработки по геомеханическим условиям применима анкерная крепь. Принимаются сталеполимерные анкеры АСП-1, диаметр штанги  $d_{ш} = 0,02$  м; диаметр ампулы 24 мм; длина ампулы 350 мм (прил. IX, X).

4. Расчетная нагрузка на анкерную крепь со стороны кровли определяется по формуле (1.37) с учетом входящих в нее параметров:  $a = 2,23$  м;  $\varphi_k = \arctg(6,9) = 81^\circ 45'$

$$P_{в.а} = \frac{1,1 \cdot 1 \cdot 1,1 \left[ 2,23 + 2,5 \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ - 81^\circ 45'}{2} \right) \right] \cdot 25,4}{0,6 \cdot 6,9} = 17,89 \text{ кПа.}$$

5. Расчетная горизонтальная нагрузка определяется по формуле (1.39) с учетом входящих в нее параметров:  $\varphi_k = \arctg(1,37) = 53^\circ 52'$ , при этом  $b_1$  определяется по формулам (1.35), (1.36)

$$P_{г.а} = 1,1 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 12,9(2,5 + 0,58) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - 53^\circ 52'}{2} \right) = 5,1 \text{ кПа;}$$

$$b_1 = \frac{2,23 + 2,5 \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ - 81^\circ 45'}{2} \right)}{0,6 \cdot 6,9} = 0,58 \text{ м.}$$

6. Прочность закрепления стержня в полимерном материале определяется по формуле (3.37) с учетом входящих в нее параметров:  $d_c = 0,02$  м;  $\tau_c = 20$  МПа;  $l_3 = 0,35$  м

$$P_c = 3,14 \cdot 0,02 \cdot 20 \cdot 0,35 = 0,44 \text{ МН.}$$

7. Прочность закрепления стержня из условия сдвига относительно стенок скважины определяется по формуле (3.38) с учетом входящих в нее параметров:  $\tau_{сд} = 8,2$  МПа

$$P_{сд} = 3,14 \cdot 0,02 \cdot 8,2 \cdot 0,35 = 0,18 \text{ МН.}$$

8. Прочность стержня на разрыв определяется по формуле (3.36) с учетом входящих в нее параметров:  $R_s = 365$  МПа;  $S_{ш} = 2,54 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$

$$P_{\text{ш}} = 365 \cdot 2,54 \cdot 10^{-5} = 0,093 \text{ МН.}$$

За расчетную несущую способность одного анкера принимается наименьшее из значений  $P_c$ ,  $P_{\text{сд}}$  и  $P_{\text{ш}}$ :  $P_{\text{н}} = 93 \text{ кН}$ .

9. Длина анкера определяется по формуле (3.39) с учетом входящих в нее параметров:  $l_{\text{в}} = 0,15 \text{ м}$ ;  $l_0 = b_1 = 0,58 \text{ м}$ ;  $l_3 = 0,5 \text{ м}$

$$l_{\text{а}} = 0,15 + 0,58 + 0,5 = 1,23 \text{ м.}$$

Проектом принимается, согласно [24], длина анкера 1,6 м (прил. IX).

10. Расстояние между анкерами по несущей способности анкера определяется по формуле (3.40) с учетом входящих в нее параметров:  $\gamma_{\text{к}} = 25,4 \text{ кН/м}^3$ ;  $K_3 = 1,4$ ;  $P_{\text{н}} = 93 \text{ кН}$

$$a_0 = \sqrt{\frac{93}{25,4 \cdot 0,58 \cdot 1,4}} = 2,12 \text{ м.}$$

Расстояние между анкерами по условию устойчивости пород между ними  $a_1$  определяется по формулам (3.41) или (3.42), для чего проверяется условие

$$P_{\text{в.а}} < \frac{4}{9} \gamma l_{\text{а}};$$

$$17,89 < \frac{4}{9} \cdot 25,4 \cdot 1,6;$$

$$17,89 < 18,06 \text{ (кПа).}$$

Следовательно,  $a_1$  определяется по формуле (3.42) с учетом входящих в нее параметров:  $C \approx 0,03f = 0,03 \cdot 6,9 = 0,207 \text{ МПа}$

$$a_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{207 \cdot 1,6}{25,4}} = 1,8 \text{ м.}$$

Проектом принимается расстояние между анкерами в кровле в продольном и поперечном направлениях выработки  $a_1 = 1,8 \text{ м}$ .

Для определения расстояния между анкерами в боках выработки проверяется условие

$$P_{г.а} < \frac{4}{9} \gamma l_a;$$

$$0,25 < \frac{4}{9} \cdot 12,9 \cdot 1,6;$$

$$0,25 < 9,17 \text{ (кПа)}.$$

Следовательно,  $a_1$  определяется по формуле (3.42) с учетом входящих в нее параметров:  $C \approx 0,03f = 0,03 \cdot 1,37 = 0,041$  МПа

$$a_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{41 \cdot 1,6}{12,9}} = 1,13 \text{ м.}$$

Проектом принимается расстояние между анкерами в боках в продольном и поперечном направлениях выработки  $a_1 = 1,1$  м. Размещение анкеров по периметру выработки принимается равномерное. Количество анкеров в кровле и боках выработки определяется исходя из ширины и высоты выработки в проходке и расстояния между анкерами.

Количество анкеров в кровле

$$n_k = \frac{4,45}{1,8} = 2,47 \text{ анкера.}$$

Проектом принимается 3 анкера в кровле.

Количество анкеров в боках (анкеры будут расположены в угольном пласте)

$$n_b = \frac{2,2 \cdot 2}{1,1} = 4 \text{ анкера.}$$

Проектом принимается 4 анкера, по 2 в каждом боку выработки.

В связи с тем, что выработка испытывает существенное влияние очистных работ, принимаем соединение анкеров по ширине



выработки металлическим подхватом. Требуемый момент сопротивления подхвата определяется по формуле (3.44) с учетом входящих в нее параметров:  $\sigma_{из} = 280$  МПа

$$W \geq \frac{1,4 \cdot 25,4 \cdot 0,58 \cdot 1,8^2}{8 \cdot 280 \cdot 10^3} = 0,000054 \text{ м}^3 = 54 \text{ см}^3.$$

В качестве подхвата проектом принимается швеллер № 14 с  $W_x = 70,2 \text{ см}^3$ .

Временной предохранительной крепью при проведении выработки могут служить анкеры, устанавливаемые в кровле с подхватом, применяемым совместно с ними.

#### 4.4 Пример расчета металлической рамной крепи в сочетании с анкерной для квершлага

Проектируется проведение квершлага, пересекающего толщу среднезернистых песчаников и алевролитов.

*Характеристика и условия проведения выработки:* площадь сечения в проходке  $16 \text{ м}^2$ ; ширина в проходке  $5,12 \text{ м}$ ; высота в проходке  $3,68 \text{ м}$ ; срок службы  $10$  лет; глубина расположения  $760 \text{ м}$ . Выработка главная вскрывающая, одиночная, испытывает влияние очистных работ, коэффициент воздействия  $K_b = 1,26$ . Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород  $0,6\text{--}0,7 \text{ м}$ ; угол залегания пород  $18^\circ$ ; среднее значение сопротивления пород в образце сжатию  $\sigma_{сж} = 55,8$  МПа; объемный вес пород  $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ . Выработка проводится буровзрывным способом. Массив горных пород не подвержен тектоническим процессам.

##### Решение.

1. Расчетная глубина размещения выработки и расчетное сопротивление пород массива сжатию определяется по формулам (1.1) и (1.2)

$$H_p = 1 \cdot 760 = 760 \text{ м};$$

$$R_c = 0,6 \cdot 55,8 = 33,5 \text{ МПа}.$$

2. По формуле (1.8), с учетом входящих в нее коэффициентов и значения  $U_T$ , рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков выработки  $U$ .  $K_\alpha = 0,7$  – табл. 1.4; для кровли и почвы  $K_\theta = 1$ , для боков  $K_\theta = 0,55$  – табл. 1.4;  $K_s = 0,82$  – по формуле (1.9);  $K_t = 1$  – рис. 1.2. Для полученных значений  $H_p$  и  $R_c$  по графикам рис. 1.1, для кровли и почвы  $U_T = 280$  мм, для боков  $U_T = 150$  мм.

Для кровли и почвы

$$U_{к(п)} = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot 1,26 \cdot 280 = 202,5 \text{ мм};$$

для боков

$$U_{б} = 0,7 \cdot 0,35 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot 1,26 \cdot 150 = 37,97 \text{ мм}.$$

3. В соответствии с табл. 1.3 породы III категории устойчивости. Для крепления выработки исходя из расчетных величин смещения вмещающих пород можно применить металлическую рамную крепь из спецпрофиля СВП в сочетании с металлической анкерной. Основные геометрические параметры металлической рамной крепи из спецпрофиля (приняты по унифицированным типовым сечениям) составляют: пролет (ширина) рамы – 4,63 м; расстояние между осями опорных шарниров рамы (расчетный пролет рамы)  $l_k = 4,75$  м; высота рамы – 3,58 м; высота прямолинейной части стойки  $h_0 = 0,9$  м; радиус верхняка – 2,32 м.

4. Расчетная вертикальная нагрузка на 1 м длины выработки определяется по формуле (1.26) с учетом входящих в нее параметров:  $K_{п} = 1,1$  – табл. 1.7;  $K_{н} = 1,1$ ;  $m_b = 1$ ;  $b = 5,12$  м;  $P^H = 84$  кПа (по рис. 1.4 при  $U_k = 202,5$  мм)

$$P_{в.об} = 1,05 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 5,12 \cdot 84 = 499,6 \text{ кН/м}.$$

5. Расчетная горизонтальная нагрузка на 1 м длины выработки определяется по формуле (1.27) с учетом входящих в нее параметров:  $h = 3,68$  м;  $P^H = 40$  кПа (по рис. 1.4 при  $U_b = 37,97$  мм)

$$P_{г.об} = 1,05 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 3,68 \cdot 40 = 170 \text{ кН/м}.$$

6. Расчет анкерной крепи.

Для уменьшения нагрузки на рамную крепь и снижения расхода металла принимаем в комплексе с ней анкеры ШК-1М. Основные геометрические параметры анкера ШК-1М: диаметр штанги  $d_{ш} = 0,02$  м; высота полувтулки  $h_{п} = 0,11$  м; ширина спрямленной части полувтулки  $b_{п} = 0,04$  м; угол клинового конца штанги  $\alpha = 4^\circ$ .

Коэффициент трения в замке  $f_{тр} = 0,25$ . Следовательно,  $\rho_1 = \text{arctg}(0,25) = 14^\circ 3'$ .

Несущую способность анкера по прочности закрепления замка определяется по формуле (3.34) с учетом формулы (3.35)

$$P_3 = 2 \cdot 110 \cdot 10^{-3} \cdot 40 \cdot 10^{-3} \cdot 0,6 \cdot 55,8 \cdot 10^3 \cdot \text{tg}(4^\circ + 14^\circ 3') = 95,93 \text{ кН.}$$

Несущую способность анкера по прочности штанги на разрыв определяется по формуле (3.36) с учетом входящих в нее параметров:  $r_c = 0,009$  м;  $R_s = 280$  МПа

$$P_{ш} = 280 \cdot 10^3 \cdot 3,14 \cdot 0,009^2 = 71,21 \text{ кН.}$$

За расчетную величину несущей способности анкера принимается наименьшее из двух значений  $P_3$  и  $P_{ш}$ , т.е.  $P^H = 71,21$  кН.

Длина анкера определяется по формуле (3.39) с учетом входящих в нее параметров:  $l_b = 0,2$  м;  $l_0$  определяется по формуле (1.31);  $l_3 = 0,4$  м

$$l_0 = \frac{2,56 + 3,68 \text{tg}\left(\frac{90^\circ - 80^\circ}{2}\right)}{0,6 \cdot 5,58} = 0,93 \text{ м;}$$

$$l_a = 0,2 + 0,93 + 0,4 = 1,53 \text{ м.}$$

Проектом принимается длина анкера  $l_a = 1,6$  м.

Для разгрузки рамной крепи в кровле выработки необходимо установить 3 анкера, а в боках 2 анкера (по одному анкеру в каждом боку).

7. Величина вертикальной нагрузки, воспринимаемая анкерами, определяется из выражения

$$P_{в.а} = nP^H = 3 \cdot 71,21 = 213,63 \text{ кН.}$$

8. Величина горизонтальной (боковой) нагрузки, воспринимаемая анкерами, определяется из выражения

$$P_{г.а} = nP^H = 1 \cdot 71,21 = 71,21 \text{ кН.}$$

9. Величина вертикальной нагрузки, воспринимаемая рамной крепью, определяется из выражения

$$P_{в.р} = P_{в.об} - P_{в.а} = 499,6 - 213,63 = 285,97 \text{ кН/м.}$$

10. Величина горизонтальной (боковой) нагрузки, воспринимаемая рамной крепью, определяется из выражения

$$P_{г.р} = P_{г.об} - P_{г.а} = 170 - 71,21 = 98,79 \text{ кН/м.}$$

11. Вертикальная равномерно распределенная расчетная нагрузка на крепь  $P_v$  определяется делением  $P_{в.об}$  на расстояние между опорами  $l_k$  крепи

$$P_v = \frac{P_{в.р}}{l_k} = \frac{285,97}{4,75} = 60,2 \text{ кН.}$$

12. Горизонтальная равномерно распределенная расчетная нагрузка на крепь  $P_g$  определяется делением  $P_{г.об}$  на высоту крепи  $h_k$  (высоту рамы)

$$P_g = \frac{P_{г.р}}{h_k} = \frac{98,79}{3,58} = 27,59 \text{ кН.}$$

13. Расчет крепи и ее конструктивных параметров на криволинейном и прямолинейном участках сводится к тому, чтобы определить внутренние усилия в крепи (изгибающий момент  $M$ , продольную силу  $N$  и поперечную силу  $Q$ ). Изначально определяется горизонтальная реакция (горизонтальный распор) по формуле (3.9), а затем по формулам (3.1), (3.2) и (3.3) внутренние усилия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  на криволинейном участке, результаты расчетов сводятся в табл. 4.4. Затем по формулам (3.6), (3.7) и (3.8) внутренние уси-

лия  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  на прямолинейном участке, результаты расчетов сводятся в табл. 4.5.

$$X_1 = \frac{60,2 \left( \frac{3,14 \cdot 0,9 \cdot 2,32^3}{4} + 2,32^4 - 0,9 \cdot 2,32^3 \right)}{\frac{3,14}{2} \cdot 2,32^3 + 4 \cdot 2,32^2 \cdot 0,9 + 3,14 \cdot 2,32 \cdot 0,9^2 + \frac{2}{3} \cdot 0,9^3} - \frac{27,59 \left( \frac{0,9^4}{4} + \frac{2}{3} \cdot 2,32^4 + \frac{3}{4} \cdot 3,14 \cdot 2,32^3 \cdot 0,9 + 3 \cdot 0,9^2 \cdot 2,32^2 + \frac{3,14}{2} \cdot 0,9^3 \cdot 2,32 \right)}{\frac{3,14}{2} \cdot 2,32^3 + 4 \cdot 2,32^2 \cdot 0,9 + 3,14 \cdot 2,32 \cdot 0,9^2 + \frac{2}{3} \cdot 0,9^3} = -2,28 \text{ кН.}$$

Таблица 4.4

#### Внутренние усилия в крепи на криволинейном участке

Внутренние усилия	Угол $\varphi$ , град						
	0	15	30	45	60	75	90
$M$ , кН·м	-13,22	-23,62	-22,73	-13,81	-1,87	7,91	11,65
$N$ , кН	139,66	141,61	134,30	121,00	106,40	95,26	91,17
$Q$ , кН	-27,11	-7,27	9,28	18,66	19,21	11,90	0,00

Таблица 4.5

#### Внутренние усилия в крепи на прямолинейном участке

Внутренние усилия	Расстояние от шарнира, м			
	0	0,3	0,6	0,9
$M$ , кН·м	0,00	-1,92	-6,33	-13,22
$N$ , кН	139,66	139,66	139,66	139,66
$Q$ , кН	-2,28	-10,55	-18,83	-27,11

14. Момент сопротивления сечения балки определяется по формуле (3.17), принимая расчетное сопротивление стали на изгиб  $R_{и} = 270$  МПа [12]

$$W_p = \frac{23,62}{270 \cdot 10^3} = 8,75 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

По значению  $W_p$  выбирается тип и номер профиля (прил. I) СВП-27 с моментом сопротивления  $W = 100,2 \text{ см}^3$  и площадью сечения  $F = 34,37 \text{ см}^2$ .

15. Выбранный профиль крепи проверяется на прочность при изгибе в сечении (опасном) с максимальным изгибающим моментом  $M_{\max} = 23,62 \text{ кН} \cdot \text{м}$  с учетом нормальной силы  $N = 141,61 \text{ кН}$ , действующей в этом сечении, по формуле (3.18)

$$\sigma_{\text{из}} = \frac{23,62}{100,2 \cdot 10^{-6}} + \frac{141,61}{34,37 \cdot 10^{-4}} = 277 \text{ МПа};$$

$$277 > 270 \text{ (МПа)}.$$

Следовательно,  $\sigma_{\text{из}} > R_{\text{и}}$ , крепь не будет прочной, необходимо уменьшить расстояние между рамами (шаг) или увеличить номер профиля проката. Проектом принимается уменьшение шага крепи.

16. Потребное число рам  $n$  на 1 м длины квершлага определяется из выражения (3.19)

$$n = \frac{277}{270} = 1,03 \text{ рамы}.$$

Исходя из потребного числа рам, необходимо найти шаг их установки

$$l_{\text{ш}} = \frac{1}{1,03} = 0,97 \approx 1 \text{ м}.$$

В качестве межрамного ограждения проектом принимается железобетонная затяжка длиной 1 м, шириной 0,2 м и толщиной 0,05 м (расчет затяжки на прочность – см. п. 4.1.2).

#### **4.5 Пример расчета металлической клинораспорной анкерной крепи с решетчатой затяжкой для полевого штрека**

Проектируется проведение полевого штрека по крупнозернистым алевролитам, близким к песчаникам.

*Характеристика и условия проведения выработки:* площадь сечения в проходке  $15,3 \text{ м}^2$ ; длина 800 м; глубина расположения 450 м; ширина в проходке 4,61 м; высота в проходке 3,73 м; срок службы 10 лет. Выработка одиночная, не

испытывает влияния очистных работ. Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород 0,7 м; угол залегания пород  $8^\circ$ ; среднее значение сопротивления пород в образце сжатию  $\sigma_{сж} = 59,4$  МПа; объемный вес пород  $\gamma = 26,5$  кН/м<sup>3</sup>. Выработка проводится буровзрывным способом. Массив горных пород не подвержен тектоническим процессам.

### Решение.

1. Расчетная глубина размещения выработки и расчетное сопротивление пород массива сжатию определяются по формулам (1.1) и (1.2)

$$H_p = 1 \cdot 600 = 600 \text{ м};$$

$$R_c = 0,6 \cdot 59,4 = 35,64 \text{ МПа.}$$

2. По формуле (1.8), с учетом входящих в нее коэффициентов и значения  $U_T$ , рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков выработки  $U$ .  $K_\alpha = 1$  – табл. 1.4; для кровли и почвы  $K_\theta = 1$ , для боков  $K_\theta = 0,35$  – табл. 1.4;  $K_s = 0,72$  – по формуле (1.9);  $K_t = 1$  – рис. 1.2. Для полученных значений  $H_p$  и  $R_c$  по графикам рис. 1.1 для кровли и почвы и боков  $U_T = 125$  мм.

Для кровли и почвы

$$U_{к(п)} = 1 \cdot 1 \cdot 0,72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 125 = 90 \text{ мм};$$

для боков

$$U_\sigma = 1 \cdot 0,35 \cdot 0,72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 125 = 31,5 \text{ мм.}$$

3. В соответствии с табл. 1.3 породы II категории устойчивости. Для крепления выработки исходя из расчетных величин смещения вмещающих пород можно применить анкерную крепь ШК-1М. Основные геометрические параметры анкерной крепи составляют: диаметр штанги  $d_{ш} = 0,02$  м; высота полувтулки  $h_{п} = 0,11$  м; ширина спрямленной части полувтулки  $b_{п} = 0,04$  м; угол клинового конца штанги  $\alpha = 3^\circ$ .

4. Расчетная нагрузка на анкерную крепь со стороны кровли определяется по формуле (1.37) с учетом входящих в нее параметров:  $a = 2,31$  м;  $\varphi_k = \arctg(5,94) = 81^\circ 26'$

$$P_{в.а} = \frac{1,1 \cdot 1,1 \cdot 1 \left[ 2,31 + 3,73 \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ - 80^\circ 26'}{2} \right) \right] \cdot 26,5}{0,6 \cdot 5,94} = 17,97 \text{ кПа.}$$

5. Расчетная горизонтальная нагрузка определяется по формуле (1.39), при этом  $b_1$  определяется по формулам (1.35), (1.36)

$$P_{г.а} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,8 \cdot 26,5 (3,73 + 0,74) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{90^\circ - 80^\circ 26'}{2} \right) = 0,81 \text{ кПа;}$$

$$b_1 = \frac{2,31 + 3,73 \operatorname{tg} \left( \frac{90^\circ - 80^\circ 26'}{2} \right)}{0,6 \cdot 5,94} = 0,74 \text{ м.}$$

6. Несущая способность анкера по прочности закрепления замка определяется по формуле (3.34) с учетом формулы (3.35)

$$P_3 = 2 \cdot 110 \cdot 10^{-3} \cdot 40 \cdot 10^{-3} \cdot 0,6 \cdot 59,4 \cdot 10^3 \cdot \operatorname{tg}(4^\circ + 14^\circ 3') = 104,94 \text{ кН.}$$

7. Прочность стержня на разрыв определяется по формуле (3.36) с учетом входящих в нее параметров:  $R_s = 365$  МПа;  $S_{ш} = 2,54 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$

$$P_{ш} = 365 \cdot 2,54 \cdot 10^{-5} = 0,093 \text{ МН} = 93 \text{ кН.}$$

За расчетную несущую способность одного анкера принимается наименьшее из значений  $P_3$  и  $P_{ш}$ :  $P_n = 93$  кН.

8. Длина анкера определяется по формуле (3.39) с учетом входящих в нее параметров:  $l_b = 0,2$  м;  $l_0 = b_1 = 0,74$  м;  $l_3 = 0,4$  м

$$l_a = 0,2 + 0,74 + 0,4 = 1,34 \text{ м.}$$

Проектом принимается длина анкера 1,4 м.



9. Расстояние между анкерами по несущей способности анкера определяется по формуле (3.40) с учетом входящих в нее параметров:  $\gamma_k = 26,5 \text{ кН/м}^3$ ;  $K_3 = 1,4$ ;  $P_n = 93 \text{ кН}$

$$a_0 = \sqrt{\frac{93}{26,5 \cdot 0,74 \cdot 1,4}} = 1,84 \text{ м.}$$

Расстояние между анкерами по условию устойчивости пород между ними  $a_1$  определяется по формулам (3.41) или (3.42), для чего проверяется условие

$$P_{в.а} < \frac{4}{9} \gamma l_a;$$

$$17,97 < \frac{4}{9} \cdot 26,5 \cdot 1,4;$$

$$17,89 > 16,49 \text{ (кПа).}$$

Следовательно,  $a_1$  определяется по формуле (3.41) с учетом входящих в нее параметров:  $C \approx 0,03f = 0,03 \cdot 5,94 = 0,178 \text{ МПа}$

$$a_1 = \frac{1,4}{3} \sqrt{\frac{0,178}{17,97 \cdot 10^{-3}}} = 1,5 \text{ м.}$$

Проектом принимается расстояние между анкерами в кровле и боках выработки в продольном и поперечном направлениях выработки  $a_1 = 1,5 \text{ м}$ .

Размещение анкеров по периметру выработки принимается равномерное, в боках выработки необходимо установить 2 анкера (по одному в каждом боку). Количество анкеров в кровле выработки определяется исходя из периметра выработки  $\Pi_k$  [20] в проходке и расстояния между анкерами.

Количество анкеров в кровле

$$n_k = \frac{\Pi_k}{a_1} = \frac{7,8}{1,5} = 5,5 \text{ анкера.}$$

Проектом принимается 6 анкеров в кровле выработки.

10. Проектом крепления предусматривается соединение анкеров по ширине выработки металлическими подхватами и перетяжка кровли металлическими решетчатыми затяжками из арматурной проволоки В-II диаметром 6 мм с расчетным пределом прочности на растяжение  $R_s = 1050$  МПа [19].

Требуемый момент сопротивления подхвата определяется по формуле (3.45) с учетом входящих в нее параметров:  $\sigma_{из} = 270$  МПа;

$$K_3 = 1,4; L_a = a_n = 1,5 \text{ м}; \beta = 30^\circ = \frac{30\pi}{180} = 0,524 \text{ рад}$$

$$W \geq \frac{1,4 \cdot 26,5 \cdot 0,74 \cdot 1,5 \cdot 1,5^2}{8 \cdot 270 \cdot 10^3 \cdot \left(1 + \frac{0,524}{2}\right)} = 3,4 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3 = 34 \text{ см}^3.$$

В качестве подхвата проектом принимается стальная полоса шириной 70 мм и толщиной 5 мм.

Для принятой решетчатой затяжки расчетное расстояние между прутками определяется по формуле (3.46) с учетом входящих в нее параметров:  $K_k = 0,45$  (для слабоустойчивых и среднеобрушающихся пород);  $f_{пр} = 0,005$  м;  $K_3 = 1,4$

$$\Delta_c = \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 0,45 \cdot 5,94 \cdot 0,005 \cdot 1050 \cdot 10^3 \cdot 0,006^2}{1,4 \cdot 26,5 \cdot 1,5^3 \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot 0,005}{1,5}\right)}} = 0,05 \text{ м}.$$

Проектом принимается расстояние между прутками 0,05 м, размер ячеек – 0,05×0,05 м.

## 4.6 Пример расчета монолитной бетонной крепи вертикального ствола

### 4.6.1 Расчет крепи устья ствола

*Характеристика и условия сооружения устья:* пересекаемые породы (наносы) мощностью 12 м; объемный вес пород  $\gamma = 22,7$  кН/м<sup>3</sup>; угол внутреннего трения пород

$\varphi = 17^\circ$ ; диаметр ствола в свету 7 м ( $r_0 = 3,5$  м); расстояние от проемов в крепи более 20 м. На поверхности вблизи ствола находятся фундаменты под укосины копра и здание подъемной машины, ближайшие точки которых расположены меньше чем на  $5r_0$ , и поэтому должны быть учтены в расчетах как пригрузки (пригрузки от зданий, отстоящих от контура ствола на расстоянии более  $5r_0$ , не учитываются ввиду их малой значимости).

Проектные данные следующие: фундаменты под укосины копра:  $Q_1 = Q_3 = 1100$  кН; здание подъемной машины  $Q_2 = 8000$  кН;  $l_1 = l_3 = 12$  м;  $l_2 = 35$  м;  $b_1 = b_3 = 2,6$  м;  $b_2 = 18$  м. Углы пересечения радиусов-векторов центров тяжести загруженных площадей  $\theta_2 = 15^\circ$ ;  $\theta_3 = 30^\circ$  (рис. 4.2). Безразмерный коэффициент

$$\psi = 2\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 2\operatorname{tg}17^\circ \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{17^\circ}{2}\right) = 0,83.$$

Максимальная поверхностная пригрузка устанавливается как сумма пригрузок от каждой поверхностной пригрузки  $P_{\phi i}$ . Последние определяются по формуле (4.1) [15, с. 133]

$$P_{\phi i} = \frac{2Q_i(r_0 + l_i)}{l_i b_i (2r_0 + l_i)} \left[ \frac{r_0}{r_0 + H\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \right]^\psi \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (4.1)$$

где  $Q_i$  – вес сооружения, кН;  $r_0$  – радиус ствола в свету, м;  $l_i$  – расстояние от контура сечения ствола до наиболее удаленной точки по длине сооружения, м;  $b_i$  – тангенциальный размер (по ширине) сооружения, м;  $H$  – глубина рассматриваемого участка ствола от поверхности, м;  $\psi$  – безразмерный коэффициент, определяемый из выражения

$$\psi = 2\operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right);$$

$\varphi$  – угол внутреннего трения пород, град.

$$P_{\phi 1} = P_{\phi 3} = \frac{2 \cdot 1100 \cdot (3,5 + 12)}{12 \cdot 2,6 \cdot (2 \cdot 3,5 + 12)} \left[ \frac{3,5}{3,5 + H \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{17^\circ}{2} \right)} \right]^{0,83} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{17^\circ}{2} \right),$$

при  $H = 0$  м

$$P_{\phi 1} = P_{\phi 3} = 31,5 \text{ кПа};$$

при  $H = 12$  м

$$P_{\phi 1} = P_{\phi 3} = 11,04 \text{ кПа}.$$

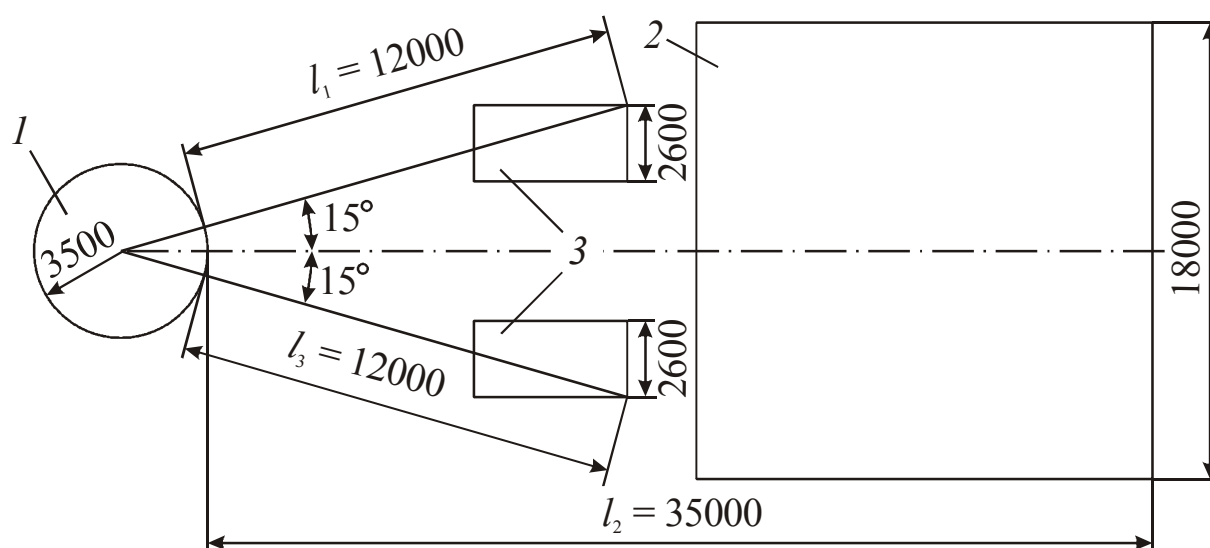


Рис. 4.2. Схема к расчету пригрузок от поверхностных сооружений: 1 – ствол; 2 – здание; 3 – укосины

$$P_{\phi 2} = \frac{2 \cdot 8000 \cdot (3,5 + 35)}{35 \cdot 18 \cdot (2 \cdot 3,5 + 35)} \left[ \frac{3,5}{3,5 + H \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{17^\circ}{2} \right)} \right]^{0,83} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{17^\circ}{2} \right),$$

при  $H = 0$  м

$$P_{\phi 2} = 37,18 \text{ кПа};$$

при  $H = 12 \text{ м}$

$$P_{\phi 2} = 13,03 \text{ кПа}.$$

Угол, соответствующий направлению действия  $P_{\phi i}$ , определяется по формуле [15, с. 133]

$$\theta = 0,5 \arctg \frac{\sum_{i=2}^n P_{\phi i} \sin 2\theta_i}{P_{\phi 1} + \sum_{i=2}^n P_{\phi i} \cos 2\theta_i}, \quad (4.2)$$

где  $\theta_i$  – угол, заключенный между радиусами, проходящими через центры тяжести сооружений (зданий) № 1 и №  $i$ , град.

Начало угла отсчета  $\theta_i$  помещается по радиусу, проходящему через центры тяжести сооружения № 1, условно принято расположенным внизу генплана с последующей нумерацией сооружений по вертикали.

Величина угла  $\theta$ , соответствующего направлению действия пригрузок  $P_{\phi 1}$ ,  $P_{\phi 2}$  и  $P_{\phi 3}$ , находится по формуле (4.2)

$$\theta = 0,5 \arctg \frac{37,18 \sin 30^\circ + 31,50 \sin 60^\circ}{31,50 + 37,18 \cos 30^\circ + 31,50 \cos 60^\circ} = 15^\circ.$$

Максимальная поверхностная нагрузка от группы сооружений, т.е. от частных пригрузок, определяется по формуле

$$P_{\phi \max} = P_{\phi 1} \cos^2 \theta + P_{\phi 2} \cos^2(\theta - \theta_2) + \dots + P_{\phi n} \cos^2(\theta - \theta_n), \quad (4.3)$$

где  $P_{\phi 1, 2 \dots n}$  – пригрузка от сооружения, кПа, определяемая по формуле (4.1):

при  $H = 0 \text{ м}$

$$P_{\phi \max} = 31,50 \cos^2 15^\circ + 37,18 \cos^2(15^\circ - 15^\circ) + 31,50 \cos^2(15^\circ - 30^\circ) = 95,96 \text{ кПа};$$

при  $H = 12 \text{ м}$

$$P_{\phi \max} = 11,04 \cos^2 15^\circ + 13,03 \cos^2(15^\circ - 15^\circ) + 11,04 \cos^2(15^\circ - 30^\circ) = 33,63 \text{ кПа}.$$

Горизонтальная расчетная нагрузка от горного давления и пригрузки от зданий определяется по формуле (1.42):  
при  $H = 0$  м

$$P_n = 1,3 \cdot 1,7 \cdot \left\{ 22,7 \cdot 3,5 \frac{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{17^\circ}{2}\right)}{0,83 - 1} \times \right. \\ \left. \times \left[ 1 - \left( \frac{3,5}{3,5 + 0 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{17^\circ}{2}\right)} \right)^{0,83 - 1} \right] + 95,96 \right\} = 212,07 \text{ кПа};$$

при  $H = 12$  м

$$P_n = 1,3 \cdot 1,7 \cdot \left\{ 22,7 \cdot 3,5 \frac{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{17^\circ}{2}\right)}{0,83 - 1} \times \right. \\ \left. \times \left[ 1 - \left( \frac{3,5}{3,5 + 12 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{17^\circ}{2}\right)} \right)^{0,83 - 1} \right] + 33,63 \right\} = 257,41 \text{ кПа}.$$

Для крепления устья ствола принимается бетон класса  $B15$  с расчетным сопротивлением  $R_b = 8500$  кПа [19]. Толщина крепи устья на максимальное расчетное горизонтальное давление (при  $H = 12$  м) определяется по формуле (3.70)

$$\delta_k = 1,25 \cdot 3,5 \cdot \left( \sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 8500}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 8500 - 2 \cdot 1 \cdot (257,41 + 0)}} - 1 \right) = 0,23 \text{ м}.$$

Проектом принимается  $\delta_k = 0,3$  м.

Конструкция устья ствола принимается одноступенчатая с плоским основанием и двухконическим венцом (рис. 4.3). Высота верхней ступени конструкции определяется по формуле (3.69)

$$h_B = 1,25 \cdot 2,2 = 2,75 \text{ м.}$$

Проектом принимается  $h_B = 2,8 \text{ м.}$

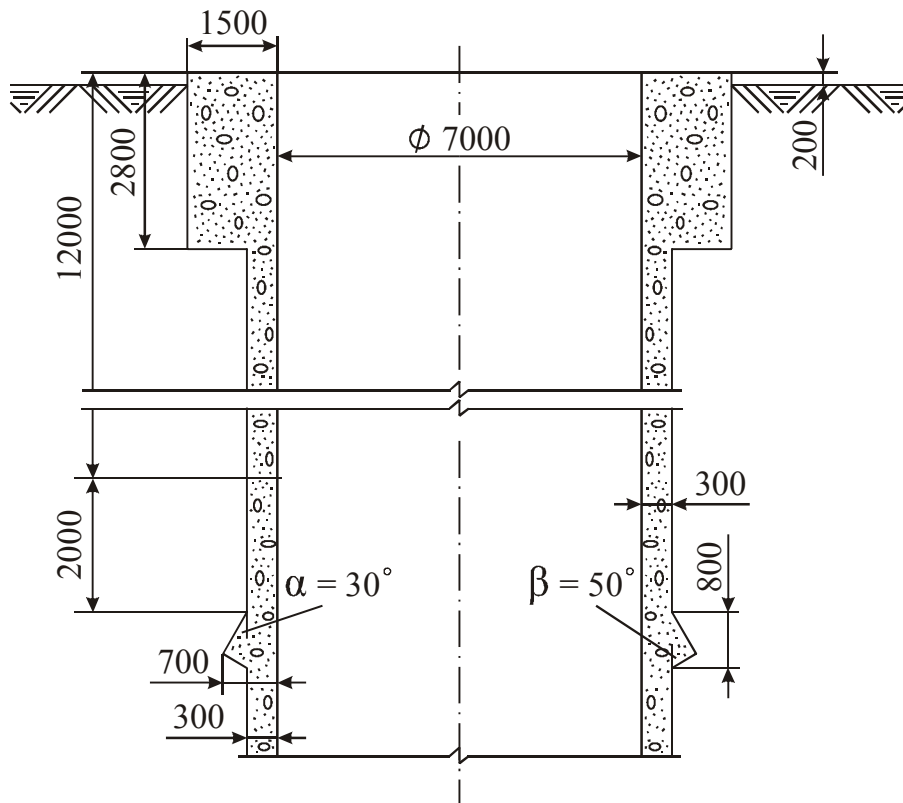


Рис. 4.3. Конструкция крепи устья ствола

Толщина крепи верхней ступени по рекомендациям [1, 4] принимается равной 1,5 м. Для предотвращения стока поверхностных вод крепь устья сооружают на 0,2 м выше земной поверхности.

На 2 м ниже устья ствола, т.е. на глубине 14 м от земной поверхности, в коренных породах будет сооружен двухконический опорный венец. Ширина венца принимается равной 0,7 м, угол конусности – равным  $30^\circ$  [4]. Расчетная высота венца 0,8 м (см. рис. 4.3).

#### 4.6.2 Расчет крепи протяженной части ствола

*Характеристика и условия сооружения ствола:* диаметр в свету 7 м; глубина 700 м; пересекаемые поро-

ды – алевролиты и песчаники, угол залегания пород  $40^\circ$ ; среднее расстояние между поверхностями ослабления пород  $0,4$  м; среднее значение сопротивления пород в образце сжатию  $\sigma_{сж} = 30$  МПа; угол внутреннего трения пород  $40^\circ$ ; объемный вес пород  $\gamma = 24$  кН/м<sup>3</sup>; глубина промерзания пород  $2,2$  м. Породы расположены вне водоносных горизонтов  $K_r = 1$ . Схема проходки ствола совмещенная.

### Решение.

1. Расчетная глубина размещения выработки и расчетное сопротивление пород массива сжатию определяется по формулам (1.1) и (1.2)

$$H_p = 1 \cdot 700 = 700 \text{ м};$$

$$R_c = 0,4 \cdot 30 = 12 \text{ МПа.}$$

2. Величина критерия устойчивости пород  $C$  определяется по формуле (1.14) с учетом входящих в нее параметров:  $K_r = 1$ ;  $K_{сб} = 1$ ;  $K_{ц} = 1$ ;  $K_t = 1$ ;  $K_\alpha = 0,76$

$$C = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 700}{26,3 + 0,76 \cdot 12 \cdot (5,25 + 0,0056 \cdot 0,76 \cdot 12)} = 9,38.$$

В соответствии с табл. 1.3 породы относятся к III категории по устойчивости.

3. Расчетная горизонтальная (радиальная) нагрузка от горного давления на крепь  $P_r$  определяется по формуле (1.43), с учетом входящих в нее параметров:  $P^H$  по формуле (1.45);  $\Delta = 3$ ;  $m_y = 0,8$ ;  $K_H = 2,25$  – табл. 1.9

$$P^H = 10[(3 \cdot 9,38 - 7) + 3] = 241,4 \text{ кПа};$$

$$P_r = 1,3 \cdot 2,25 \cdot 0,8 \cdot 241,4[1 + 0,1(3,5 - 3)] = 593,12 \text{ кПа.}$$

4. Толщина монолитной бетонной крепи  $\delta_k$  определяется по формуле (3.70), приняв для крепления ствола бетон класса B30;  $m_{\sigma 1} = 0,85$ ;  $m_{\sigma 3} = 0,85$ ;  $m_{\sigma 7} = 0,85$ ;  $R_b = 17000$  кПа;  $K_y = 1,25$ ;  $K_p = 1$



$$\delta_k = 1,25 \cdot 3,5 \cdot \left( \sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 17000}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 17000 - 2 \cdot 1 \cdot (593,12 + 0)}} - 1 \right) = 0,27 \text{ м.}$$

5. Так как  $\delta_k$  оказалась меньше значения, указанного в табл. 3.1, проектом принимается толщина крепи протяженной части ствола 0,3 м.

#### 4.6.3 Расчет толщины крепи ствола в районе сопряжения с горизонтальной выработкой

При сооружении ствола предусмотрено, что на глубине 600 м закладывается сопряжение с околоствольными выработками.

##### Решение.

1. Расчетную горизонтальную (радиальную) нагрузку на крепь ствола в районе сопряжения на протяжении 20 м вверх и 20 м вниз непосредственно от сопряжения ( $Z = 20$  м) определяют по формуле (1.43), принимая в ней вместо величин  $K_H$  и  $P^H$  величины  $K_{H,c}$  и  $P_c^H$ , рассчитываемые по формулам (1.46) и (1.47): при  $Z = 0$  м

$$K_{H,c} = 2,25 + (20 - 0) \cdot 0,025 = 2,75;$$

$$P_c^H = 241,4(1,5 - 0,025 \cdot 0) = 362,1 \text{ кПа};$$

при  $Z = 20$  м

$$K_{H,c} = 2,25 + (20 - 20) \cdot 0,025 = 2,25;$$

$$P_c^H = 241,4(1,5 - 0,025 \cdot 20) = 241,4 \text{ кПа.}$$

2. Расчетная горизонтальная (радиальная) нагрузка  $P_r$  на крепь ствола в районе сопряжения:

при  $Z = 0$  м

$$P_r = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 2,75 \cdot 241,4[1 + 0,1(3,5 - 3)] = 724,92 \text{ кПа};$$

при  $Z = 20$  м

$$P_r = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 2,25 \cdot 241,4[1 + 0,1(3,5 - 3)] = 593,12 \text{ кПа.}$$

3. Толщина монолитной бетонной крепи сопряжения  $\delta_c$  определяется по формуле (3.70):

при  $Z = 0$  м

$$\delta_k = 1,25 \cdot 3,5 \cdot \left( \sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 17000}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 17000 - 2 \cdot 1 \cdot (724,92 + 0)}} - 1 \right) = 0,34 \text{ м};$$

при  $Z = 20$  м

$$\delta_k = 1,25 \cdot 3,5 \cdot \left( \sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 17000}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot 17000 - 2 \cdot 1 \cdot (593,12 + 0)}} - 1 \right) = 0,27 \text{ м}.$$

Принимается толщина крепи на участке, удаленном от узла сопряжения на 20 м ( $Z = 20$  м), равной 0,3 м, как и по всей протяженной части ствола, а непосредственно на узле сопряжения ( $Z = 0$  м) – равной 0,35 м. В районе сопряжения от  $Z = 20$  м до  $Z = 0$  м принимается равномерное увеличение крепи от 0,3 до 0,35 м.

Принятая толщина крепи устья, протяженной части и сопряжения ствола с выработками околоствольного двора подлежит проверке на прочность в опасных сечениях по формулам (3.25)–(3.26) в соответствии с требованиями СНиП [19]. В случаях, когда она не удовлетворяет требованиям, необходимо увеличить толщину крепи, принять более прочные крепежные материалы или тип крепи большей несущей способности.

#### 4.6.4 Определение внутренних усилий в крепи и проверка прочности крепи

В качестве примера определяются внутренние усилия в протяженной части сечения крепи ствола. Здесь расчетная радиальная нагрузка  $P_r = 593,12$  кПа, а толщина крепи  $\delta_c = 0,3$  м.

1. Равномерно распределенная часть нагрузки  $P_0$  определяется по формуле

$$P_0 = 0,55 \cdot 593,12 = 326,22 \text{ кПа}.$$

2. Неравномерно распределенная часть нагрузки определяется по формуле

$$P_2 = 0,45 \cdot 593,12 = 266,9 \text{ кПа.}$$

3. Величина касательных напряжений на контакте крепи и пород определяется по формуле (3.74)

$$q_2 = 266,7 \cdot \frac{3 + 1,09^2}{3 - 1,09^2} = 612,41 \text{ кПа,}$$

где  $c = \frac{3,8}{3,5} = 1,09$ .

4. Нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем ( $\sigma_{\theta}^{\text{вн}}$ ) и внешнем ( $\sigma_{\theta}^{\text{нар}}$ ) контурах сечения крепи определяются по формулам (3.76) с учетом найденных значений  $P_0$ ,  $P_2$  и  $q_2$ , а также с учетом коэффициентов:  $m_1 = 12,63$ ;  $m_1' = 11,63$ ;  $n_1 = 293,9$ ;  $n_1' = 296,06$ ;  $n_2 = 147,53$ ;  $n_2' = 123,15$ . Результаты расчетов представлены в табл. 4.5.

5. Изгибающие моменты  $M$  и нормальные силы  $N$  в сечениях крепи определяются по формулам (3.77) и (3.78). Результаты расчетов представлены в табл. 4.6.

Таблица 4.6

Нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контурах сечения и внутренние усилия в крепи

Полярный угол $\theta$	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\theta}^{\text{вн}}$ , кПа	8858,00	8248,00	6580,00	4302,00	2024,00	356,07	-254,35
$\sigma_{\theta}^{\text{нар}}$ , кПа	7574,00	7092,00	5775,00	3976,00	2177,00	859,43	377,34
$M$ , кН·м	9,63	8,67	6,04	2,45	-1,15	-3,76	-4,74
$N$ , кН	2465,00	2301,00	1853,00	1242,00	630,04	182,32	18,45

6. Проверка крепи на прочность в соответствии с рекомендациями [19] выполняется для предельного состояния первой группы. Условие прочности крепи принимается в виде формулы (3.25) с учетом параметров:  $K = 1$ ;  $R_b = 17$  МПа;  $b = 1$ ;  $h = 0,3$  м;

$$e_0 = \frac{9,63}{2465} = 0,0039; \eta = 1$$

$$2465 < 1 \cdot 17000 \cdot 1 \cdot 0,3 \left( 1 - \frac{2 \cdot 0,0039 \cdot 1}{0,3} \right);$$

$$2465 < 4967 \text{ (кН)}.$$

Таким образом, условие прочности соблюдается, конструкция крепи будет устойчивая.

#### **4.7 Примеры выбора экономически целесообразного типа крепи**

Выбор экономически целесообразного типа крепи осуществлен сравнением прямых суммарных затрат, включающих стоимость крепежных материалов и стоимость возведения крепи на 1 м длины выработки (в ценах 2010 г.). Рассмотрим это на конкретных примерах.

##### **Пример 1.**

Для крепления выработки площадью сечения в проходке  $16,2 \text{ м}^2$ , пройденной по породам с пределом прочности при сжатии  $\sigma_{сж} = 60 \text{ МПа}$ , выбраны два типа крепи, пригодные в конкретных условиях по техническим и функциональным требованиям: КМП-А3 из СВП-27 с расстоянием между рамами 0,4 м и железобетонными затяжками и комбинированная КМП-А3 из СВП-27 и металлических анкеров ШК-1М. Расстояние между рамами крепи КМП-А3 – 0,8 м, между рядами анкеров – 0,8 м, длина анкеров диаметром 20 мм – 1,6 м, количество их в ряду 9 шт.

Стоимость крепежных материалов приведена в табл. 4.7, стоимость возведения крепи – в табл. 4.8.

Расценки на выполнение работ по креплению выработки приняты в соответствии с действующими в Кузбассе на начало 01.01.1984 г.: тарифная ставка проходчика V разряда – 13,38 руб., часовая тарифная ставка соответственно 2,23 руб.

Работы по креплению горных выработок выполняют горнорабочие V разряда, по ремонту выработки – горнорабочие IV разряда.

В рассмотренных примерах нормы выработки на крепление выработок приняты по действующим ЕНиР [7], а расценки на

выполняемые работы определены через переводной коэффициент  $K = 116,364$  (см. прил. XII).

Таблица 4.7

## Стоимость крепежных материалов

Название материала	Ед. изм.	Потребное количество материала	Стоимость материала, руб. (принята по прил. VIII)	
			единицы	общая
<b>Крепёж КМП-А3</b>				
Рамы из СВП-27	рама	2,5	14448	36120
Железобетонные затяжки	м <sup>3</sup>	0,6	11500	6900
<b>Всего</b>	–	–	–	43020
<b>Комбинированная крепёж</b>				
Рамы из СВП-27	рама	1,25	14448	18060
Анкер ШК-1М	комплект	9	292	2628
Железобетонные затяжки	м <sup>3</sup>	0,6	11500	6900
<b>Всего</b>	–	–	–	27588

Следовательно, для определения расценок, исходя из действующих тарифных ставок, необходимо расценки на работы по [7] умножить на переводной коэффициент  $K$ .

Таблица 4.8

## Стоимость крепежных материалов

Наименование работы	Ед. изм.	Объем работы	Расценка, руб. [7]	Общая стоимость работ, руб.
<b>Крепёж КМП-А3</b>				
Установка рам с перетяжкой кровли и боков железобетонными затяжками	рама	2,5	$20,07 \cdot 116,364 = 2335,43$	5838,58
<b>Комбинированная крепёж</b>				
Установка рам с перетяжкой кровли и боков железобетонными затяжками	рама	1,25	$20,07 \cdot 116,364 = 2335,43$	2919,29
Установка анкерной крепи	штанга	11,25	$1,32 \cdot 116,364 = 153,60$	1728,00
<b>Всего</b>	–	–	–	4647,29

Суммарные затраты при применении крепи КМП-А3

$$43020 + 5838,58 = 48858,58 \text{ руб.}$$

Суммарные затраты при применении комбинированной крепи

$$27588 + 4647,29 = 32235,29 \text{ руб.}$$

Таким образом, для крепления данной выработки экономически целесообразно применение комбинированной крепи. Стоимость крепления 1 м выработки комбинированной крепью на 34 % (16623,29 руб.) ниже, чем рамной.

### Пример 2.

Для крепления выработки площадью сечения в проходке 18 м<sup>2</sup> в конкретных горно-геологических и горнотехнических условиях выбраны два конкурентоспособных типа крепи; монолитная бетонная толщиной 0,2 м и сборная железобетонная тубинговая ГТК.

Стоимость крепежных материалов приведена в табл. 4.9, стоимость возведения крепи – в табл. 4.10.

Таблица 4.9

Стоимость крепежных материалов

Название материала	Ед. изм.	Потребное количество материала	Стоимость материала, руб. (принята по прил. VIII)	
			единицы	общая
<b>Монолитная бетонная крепь</b>				
Бетон	м <sup>3</sup>	3	3793	11379
<b>Крепль ГТК</b>				
Тубинги железобетонные гладкие	м <sup>3</sup>	1,06	11100	11766

Таблица 4.10

Стоимость крепежных материалов

Наименование работы	Ед. изм.	Объем работы	Расценка, руб. [7]	Общая стоимость работ, руб.
<b>Монолитная бетонная крепь</b>				
Механизированная укладка бетонной смеси за опалубку	м <sup>3</sup>	2,84	$3,57 \cdot 116,364 = 415,42$	1179,79

Окончание табл. 4.10

Крепль ГТК				
Монтаж тубинговой крепи с помощью тубингоукладчика	тубинг	8	$3,12 \cdot 116,364 = 363,06$	2904,48

Суммарные затраты при применении монолитной бетонной крепи

$$11379 + 1179,79 = 12558,79 \text{ руб.}$$

Суммарные затраты при применении тубинговой крепи

$$11766 + 2904,48 = 14670,48 \text{ руб.}$$

Таким образом, для крепления данной выработки экономически целесообразно применение монолитной бетонной крепи. Стоимость крепления 1 м выработки монолитной бетонной крепью на 14,6 % (2111,69 руб.) ниже, чем ГТК.

Примечание. В курсовых и дипломных проектах следует принимать цены на крепь и крепежные материалы, также нормы и расценки на крепление выработок, действующие на момент их выполнения.

#### 4.8 Содержание и общий порядок составления проекта (паспорта) крепления горных выработок

При составлении проекта, паспорта крепления горной выработки необходимо руководствоваться указаниями, приведенными в [15, 16, 25, 27] и других нормативных документах. Проект (паспорт) состоит из пояснительной записки и графической части.

Пояснительная записка включает горно-геологические условия проведения и эксплуатации выработки, строение и структурно-текстурные особенности вмещающих горных пород, их физико-механические свойства, мощности и другие свойства, определяющие выбор параметров крепи. В ней также дается:

- ~ выбор формы сечения горной выработки;
- ~ оценка напряженного состояния горных пород массива вокруг незакрепленной выработки;
- ~ расчет устойчивости породных обнажений и незакрепленной выработки;

~ выбор оптимального типа крепи на основе результатов прогноза устойчивости породных обнажений и технико-экономического сравнения типов и конструкций крепей (обделок), пригодных по геомеханическим условиям для крепления данной выработки;

~ расчет нагрузки на крепь;

~ выбор расчетной схемы взаимодействия крепи с массивом горных пород, расчет крепи, ее конструктивных элементов, плотности установки крепи (рамной, анкерной);

~ проверка прочности сечений крепи в соответствии с требованиями Строительных норм и правил (СНиП);

~ выбор средств механизации возведения крепи в выработке;

~ меры безопасности при возведении крепи.

В графической части проекта приводятся сечение и размеры выработки, конструкция и размеры постоянной и временной крепей, минимальное и максимальное отставание крепи от забоя, расстояние между рамами (между анкерами по длине и ширине выработки), расклинка рам с породами кровли, расположение затяжек, размещение межрамных стяжек, способ заполнения закрепного пространства, таблицы расходов крепежных материалов, указываются оборудование для механизации возведения крепи и порядок ее возведения.

На листе также наносят детали крепи – конструкцию замка при креплении рамами, соединение элементов крепи и др. При креплении выработки монолитным бетоном или железобетоном следует указывать тип опалубки, конструкцию кружал, а также срок их снятия.

Графический материал следует выполнять в соответствии с требованиями ГОСТ [26].

Таким же образом следует выполнять курсовой проект по дисциплине «Механика подземных сооружений». В проекте необходимо предусматривать применение современных машин и механизмов для возведения крепи [13, 23] и меры безопасности при креплении горных выработок в соответствии с требованиями действующих Правил безопасности и других нормативных материалов [24, 25, 27].



Особенно важно принимать проектные решения, направленные на снижение расхода крепежных материалов и трудоемкости возведения крепи. Принимаемые технические и технологические решения должны базироваться на более полном использовании закономерностей геомеханических процессов, происходящих в породных массивах вокруг выработок, и их несущей способности.

Существенное снижение расхода крепежных материалов и стоимости крепления, горизонтальных и наклонных (с углом наклона не более  $30^\circ$ ) горных выработок металлической рамной и комбинированной (рамной в сочетании с анкерной и др.) крепями может быть обеспечено за счет извлечения крепи при погашении выработок и ее повторного использования. На угольных шахтах страны из погашаемых выработок извлекают до 80–90 % крепи (обычно при смещениях пород кровли не более 150–200 мм) и более 60 % из нее используют повторно. Стоимость повторно используемой крепи (с учетом затрат на извлечение и ремонт)  $C_{кр.п}$  составляет в среднем 40 % стоимости новой крепи  $C_{кр}$ , т.е.  $C_{кр.п} = 0,4C_{кр}$ .

## ПРИЛОЖЕНИЕ I

### Технические показатели профилей СВП и общего пользования

Номер профиля	Высота, мм	Ширина, мм	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Теоретическая масса 1 м профиля, кг	Момент инерции $I_x$ , см <sup>4</sup>	Момент сопротивления $W_x$ , см <sup>3</sup>	Момент инерции $I_y$ , см <sup>4</sup>	Момент сопротивления $W_y$ , см <sup>3</sup>
<b>Специальный взаимозаменяемый профиль СВП</b>								
14	88	121,0	18,70	14,70	184,00	40,70	282,30	46,10
17	94	131,5	21,73	17,10	243,40	50,30	382,30	57,90
19	102	136,0	24,44	19,20	322,80	61,30	464,00	67,00
22	110	145,4	27,91	21,90	428,60	74,80	566,30	77,80
27	123	149,5	34,37	27,00	646,10	100,20	731,50	97,80
33	137	166,3	42,53	33,39	999,50	133,50	1218,00	148,00
<b>Балки двутавровые (ГОСТ 8239–89)</b>								
10	100	55,0	12,00	9,46	198,00	39,70	17,90	6,49
12	120	64,0	14,70	11,50	350,00	58,40	27,90	8,72
14	140	73,0	17,40	13,70	572,00	81,70	41,90	11,50
16	160	81,0	20,20	15,90	873,00	109,00	58,60	14,50
18	180	90,0	23,40	18,40	1290,00	143,00	82,60	18,40
20	200	100,0	26,80	21,00	1840,00	184,00	115,00	23,10
22	220	110,0	30,60	24,00	2550,00	232,00	157,00	28,60
24	240	115,0	34,80	27,30	3460,00	289,00	198,00	34,50
27	270	125,0	40,20	31,50	5010,00	371,00	260,00	41,50

Продолжение таблицы

Номер профиля	Высота, мм	Ширина, мм	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Теоретическая масса 1 м профиля, кг	Момент инерции $I_x$ , см <sup>4</sup>	Момент сопротивления $W_x$ , см <sup>3</sup>	Момент инерции $I_y$ , см <sup>4</sup>	Момент сопротивления $W_y$ , см <sup>3</sup>
30	300	135,0	46,50	36,50	7080,00	472,00	337,00	49,90
33	330	140,0	53,80	42,20	9840,00	597,00	419,00	59,90
36	360	145,0	61,90	48,60	13380,00	743,00	516,00	71,10
40	400	155,0	72,60	57,00	19062,0	953,00	667,00	86,10
<b>Швеллеры (ГОСТ 8240–93)</b>								
8	80	40,0	8,98	7,05	89,40	22,40	12,80	4,75
10	100	46,0	10,90	8,59	174,00	34,80	20,40	6,46
12	120	52,0	13,30	10,40	304,00	50,60	31,20	8,52
14	140	58,0	15,60	12,30	491,00	70,20	45,40	11,00
16	160	64,0	18,10	14,20	747,00	93,40	63,30	13,80
16 <sup>a</sup>	160	68,0	19,50	15,30	823,00	103,00	78,80	16,40
18	180	70,0	20,70	16,30	1090,00	121,00	86,00	17,00
18 <sup>a</sup>	180	74,0	22,20	17,40	1190,00	132,00	105,00	20,00
20	200	76,0	23,40	18,40	1520,00	152,00	113,00	20,50
22	220	82,0	26,70	21,00	2110,00	192,00	151,00	25,10
24	240	90,0	30,60	24,00	2900,00	242,00	208,00	31,60
27	270	95,0	35,20	27,70	4160,00	308,00	262,00	37,30
30	300	100,0	40,50	31,80	5810,00	387,00	327,00	43,60
33	330	105,0	46,50	36,50	7980,00	484,00	410,00	51,80
36	360	110,0	53,40	41,90	10820,00	601,00	513,00	61,70
40	400	115,0	61,50	48,30	15220,00	761,00	642,00	73,40

Окончание таблицы

Номер профиля	Высота, мм	Ширина, мм	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	Теоретическая масса 1 м профиля, кг	Момент инерции $I_x$ , см <sup>4</sup>	Момент сопротивления $W_x$ , см <sup>3</sup>	Момент инерции $I_y$ , см <sup>4</sup>	Момент сопротивления $W_y$ , см <sup>3</sup>
<b>Рельсы (ГОСТ 6368–82; ГОСТ 7174–75)</b>								
P18	90	80,0	22,88	17,91	238,44	50,81	40,68	10,17
P24	109	92,0	31,79	24,90	497,80	91,02	86,10	18,72
P33	128	110,0	42,76	33,48	967,98	146,86	166,72	30,31
P38	135	114,0	49,06	38,42	1222,54	180,29	209,28	36,72
P43	140	114,0	57,00	44,65	1489,00	208,30	260,00	45,00
P50	152	132,0	65,99	51,67	2011,00	285,00	375,00	55,00

*Примечание.* Плотность стали профилей СВП, двутавра и швеллеров 7850 кг/м<sup>3</sup>, рельсов – 7830 кг/м<sup>3</sup>.

## ПРИЛОЖЕНИЕ II

### Расчетные сопротивления бетона при сжатии и растяжении по СНиП 52–01–2003

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности при сжатии											
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатое осевое (призмочная прочность) $R_g$	Тяжелый и мелкозернистый	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,5</u> 76,5	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>17,0</u> 173	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	<u>25,0</u> 255	<u>27,5</u> 280	<u>30,0</u> 306	<u>33,0</u> 336
	Легкий	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,5</u> 76,5	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>17,0</u> 173	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	–	–	–	–
Растяжение осевое $R_{gt}$	Тяжелый	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,45</u> 14,8	<u>1,55</u> 15,8	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,65</u> 16,8
Растяжение осевое $R_{gt}$	Мелкозернистый групп: А	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	–	–	–	–
	Б	<u>0,45</u> 4,59	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,64</u> 6,53	<u>0,77</u> 7,85	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,0</u> 10,2	–	–	–	–	–	–
	В	–	–	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,45</u> 14,8	<u>1,55</u> 15,8	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,65</u> 16,8
	Легкий при мелком заполнителе: плотном	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,75</u> 7,65	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,05</u> 10,7	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,30</u> 13,3	<u>1,40</u> 14,3	–	–	–	–
	пористом	<u>0,57</u> 5,81	<u>0,66</u> 6,73	<u>0,74</u> 7,55	<u>0,80</u> 8,16	<u>0,90</u> 9,18	<u>1,0</u> 10,2	<u>1,10</u> 11,2	<u>1,20</u> 12,2	–	–	–	–

*Примечание.* Над чертой указаны значения в МПа, под чертой – в кгс/см<sup>2</sup> (для предельных состояний первой группы).

## ПРИЛОЖЕНИЕ III

Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении ( $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа) по СНиП 52–01–2003

Бетон	Класс бетона по прочности при сжатии											
	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
<b>Тяжелый:</b>												
естественного твердения	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
подвергнутый автоклавной обработке	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
<b>Мелкозернистый групп:</b>												
А – естественного твердения	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	–	–	–	–
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	–	–	–	–
Б – естественного твердения	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	–	–	–	–	–	–
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	–	–	–	–	–	–
В – автоклавного твердения	–	–	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0

## ПРИЛОЖЕНИЕ IV

Таблица значений интеграла вероятностей  $\Phi(\Delta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^{\Delta} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$

$\Delta$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,00000	0,00399	0,00798	0,01197	0,01595	0,01994	0,02392	0,02790	0,03188	0,03586
0,1	0,03983	0,04380	0,04776	0,05172	0,05567	0,05962	0,06356	0,06749	0,07142	0,07535
0,2	0,07926	0,08317	0,08706	0,09095	0,09483	0,09871	0,10257	0,10642	0,11026	0,11409
0,3	0,11791	0,12172	0,12552	0,12930	0,13307	0,13683	0,14058	0,14431	0,14803	0,15173
0,4	0,15542	0,15910	0,16276	0,16640	0,17003	0,17364	0,17724	0,18082	0,18439	0,18793
0,5	0,19146	0,19497	0,19847	0,20194	0,20540	0,20884	0,21226	0,21566	0,21904	0,22240
0,6	0,22575	0,22907	0,23237	0,23565	0,23891	0,24215	0,24537	0,24857	0,25175	0,25490
0,7	0,25804	0,26115	0,26424	0,26730	0,27035	0,27337	0,27637	0,27935	0,28230	0,28524
0,8	0,28814	0,29103	0,29389	0,29673	0,29955	0,30234	0,30511	0,30785	0,31057	0,31327
0,9	0,31594	0,31859	0,32121	0,32381	0,32639	0,32894	0,33147	0,33398	0,33646	0,33891
1,0	0,34134	0,34375	0,34614	0,34850	0,35083	0,35314	0,35543	0,35769	0,35993	0,36214
1,1	0,36433	0,36650	0,36864	0,37076	0,37286	0,37493	0,37698	0,37900	0,38100	0,38298
1,2	0,38493	0,38686	0,38877	0,39065	0,39251	0,39435	0,39617	0,39796	0,39973	0,40147
1,3	0,40320	0,40490	0,40658	0,40824	0,40988	0,41149	0,41309	0,41466	0,41621	0,41774
1,4	0,41924	0,42073	0,42220	0,42364	0,42507	0,42647	0,42786	0,42922	0,43056	0,43189
1,5	0,43319	0,43448	0,43574	0,43699	0,43822	0,43943	0,44062	0,44179	0,44295	0,44408
1,6	0,44520	0,44630	0,44738	0,44845	0,44950	0,45053	0,45154	0,45254	0,45352	0,45449
1,7	0,45543	0,45637	0,45728	0,45818	0,45907	0,45994	0,46080	0,46164	0,46246	0,46327
1,8	0,46407	0,46485	0,46562	0,46638	0,46712	0,46784	0,46856	0,46926	0,46995	0,47062
1,9	0,47128	0,47193	0,47257	0,47320	0,47381	0,47441	0,47500	0,47558	0,47615	0,47670

Окончание таблицы

$\Delta$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2,0	0,47725	0,47778	0,47831	0,47882	0,47932	0,47982	0,48030	0,48077	0,48124	0,48169
2,1	0,48214	0,48257	0,48300	0,48341	0,48382	0,48422	0,48461	0,48500	0,48537	0,48574
2,2	0,48610	0,48645	0,48679	0,48713	0,48745	0,48778	0,48809	0,48840	0,48870	0,48899
2,3	0,48928	0,48956	0,48983	0,49010	0,49036	0,49061	0,49086	0,49111	0,49134	0,49158
2,4	0,49180	0,49202	0,49224	0,49245	0,49266	0,49286	0,49305	0,49324	0,49343	0,49361
2,5	0,49379	0,49396	0,49413	0,49430	0,49446	0,49461	0,49477	0,49492	0,49506	0,49520
2,6	0,49534	0,49547	0,49560	0,49573	0,49585	0,49598	0,49609	0,49621	0,49632	0,49643
2,7	0,49653	0,49664	0,49674	0,49683	0,49693	0,49702	0,49711	0,49720	0,49728	0,49736
2,8	0,49744	0,49752	0,49760	0,49767	0,49774	0,49781	0,49788	0,49795	0,49801	0,49807
2,9	0,49813	0,49819	0,49825	0,49831	0,49836	0,49841	0,49846	0,49851	0,49856	0,49861
3,0	0,49856									
3,1	0,49903									
3,2	0,49931									
3,3	0,49952									
3,4	0,49966									
3,5	0,49977									
3,6	0,49984									
3,7	0,49989									
3,8	0,49993									
3,9	0,49995									
4,0	0,49996									
4,5	0,49999									
5,0	0,49999									



## ПРИЛОЖЕНИЕ V

Расчетные сопротивления стержневой арматуры  
по СНиП 52–01–2003

Стержневая арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению (продольной) $R_s$	сжатию $R_{sc}$
<i>A-I</i>	225	225
<i>A-II</i>	280	280
<i>A-III</i> диаметром, мм		
6–8	355	355
10–40	365	365
<i>A-IV</i>	510	450
<i>A-V</i>	680	500
<i>A-VI</i>	815	500

## ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Расчетные сопротивления проволочной арматуры  
по СНиП 52–01–2003

Проволочная арматура классов	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
		растяжению (продольной) $R_s$	сжатию $R_{sc}$
<i>B<sub>p</sub>-I</i>	3	375	375
	4	365	365
	5	360	360
<i>B-II</i>	3	1240	400
	4	1180	400
	5	1110	400
	6	1050	400
	7	980	400
	8	915	400
<i>B<sub>p</sub>-II</i>	3	1215	400
	4	1145	400
	5	1045	400
	6	980	400
	7	915	400
	8	850	400

## ПРИЛОЖЕНИЕ VII

### Характеристика набрызгбетона

Требуемый предел прочности при сжатии в возрасте 2 ч, МПа	Расход цемента на 1 м <sup>3</sup> сухой смеси, кг	Относительное содержание крупного заполнителя (6–20 мм) в сухой смеси	Содержание цемента в 1 м <sup>3</sup> набрызгбетона, кг
2,5–3	250	0,2–0,3	300–350
3,5–4	300	0,3–0,4	350–450
4,5–5	350	0,4–0,5	450–520

*Примечание.* 1. Прочность набрызгбетона должна быть не менее 6–8 МПа в возрасте 1 сут и 25–30 МПа в возрасте 28 сут [15].

2. Набрызгбетон удовлетворительного качества может быть получен при водоцементном отношении:  $V/C = 0,5$  – верхняя граница, при котором нанесение набрызгбетона происходит без сползания;  $V/C = 0,4$  – нижняя граница, с появлением сухих пятен.

3. Максимальный размер зерен – 20 мм.

## ПРИЛОЖЕНИЕ VIII

### Стоимость крепи и крепежных материалов в Кузбассе

Наименование крепи, крепежных и некоторых других материалов	Ед. изм.	Цена, руб.
1. КМП-А3У-10-17	Рама	7450,00
2. КМП-А3-10-17	Рама	7450,00
3. КМП-А3-13-22	Рама	11339,00
4. КМП-А3-16-27	Рама	14448,00
5. КМП-А3-19-27	Рама	20050,00
6. КМП-А3-22-27	Рама	23450,00
7. КМП-Т(П) из СВП-17, длина верхняка $l_B = 3,5$ м, длина стоек $l_C = 2,5$ м	Рама	6086,00
8. КМП-Т(П) из СВП-22 $l_B = 3,5$ м, $l_C = 2,5$ м	Рама	7535,00
9. Анкер ШК-1М $l = 1,6$ м	Комплект (стержень, полувтулка гайка и шайба)	292,00
10. Анкер ШК-1М $l = 1,8$ м	Комплект	312,00
11. Анкер сталеполимерный $l = 1,6$ м	Комплект (стержень, шайба и гайка)	243,00

## Продолжение таблицы

Наименование крепи, крепежных и некоторых других материалов	Ед. изм.	Цена, руб.
12. Анкер сталеполимерный $l = 1,8$ м	Комплект	250,00
13. Анкер сталеполимерный $l = 2$ м	Комплект	270,00
14. Анкер сталеполимерный $l = 2,2$ м	Комплект	310,00
15. Подхват из швеллера $l = 3$ м (№ 8)	шт.	823,00
16. Подхват из швеллера $l = 4$ м (№ 8)	шт.	1068,00
17. Подхваты полосовые $l = 3$ м	шт.	1480,00
18. Подхват полосовой $l = 4$ м	шт.	1927,00
19. Решетчатая затяжка $0,5 \times 1,1$ м (диаметр прутьев 6 мм)	шт.	173,00
20. Решетчатая затяжка $0,8 \times 1,15$ м	шт.	184,00
21. Решетчатая затяжка $2,6 \times 1$ м	шт.	669,00
22. Ампула для сталеполимерных анкеров длиной 350 мм	шт.	36,00
23. Прокат профиля СВП-17 (СВП-22)	т	33000,00 (35330,00)
24. Лес круглый (крепежные стойки)	м <sup>3</sup>	3250,00
25. Плахи	м <sup>3</sup>	3966,00
26. Железобетонная затяжка	м <sup>3</sup>	11500,00
27. Шпала железобетонная	шт.	747,00
28. Цемент М300	т	5081,00
29. Бетон, класс В20	м <sup>3</sup>	3793,00
30. Бетон, класс В30	м <sup>3</sup>	4552,00
31. Тюбинги железобетонные гладкостенные крепи ГТК	м <sup>3</sup>	11100,00
32. Взрывчатое вещество ПЖВ-20	т	15833,00
33. Капсюль-детонатор	шт.	18,53

*Примечание.* КМП-А3-10-17 – крепь металлическая податливая арочная трехзвенная (У – усовершенствованная), площадь сечения выработки в свету  $10 \text{ м}^2$ , спецпрофиль СВП-17.

Цены на крепь и материалы рыночные 2010 года.

## ПРИЛОЖЕНИЕ IX

Техническая характеристика металлических  
клинораспорных и сталеполимерных анкеров

Анкер ШК-1М (изготовитель – Ленинск-Кузнецкий  
механический завод)

Типоразмер	Длина, м	Масса, кг
ШК-1М 02	1,4	4,73
ШК-1М 03	1,6	5,23
ШК-1М 04	1,8	5,94
ШК-1М 05	2,0	6,32
ШК-1М 06	2,2	6,84
ШК-1М 07	2,4	7,34

*Примечание.* Диаметр штанги – 20 мм; диаметр скважины – 43 мм.

Анкер АК-8У (изготовитель – Прокопьевский  
механический завод)

Типоразмер	Длина, м	Масса, кг
АК-8У 02	1,4	4,65
АК-8У 03	1,6	5,13
АК-8У 04	1,8	5,41
АК-8У 05	2,0	6,19
АК-8У 06	2,2	6,71
АК-8У 07	2,4	7,21

*Примечание.* Диаметр штанги – 20 мм; диаметр скважины – 43 мм.

Анкер АКМ (изготовитель – Осинниковский  
ремонтно-механический завод)

Типоразмер	Длина, м	Масса, кг
АКМ 02	1,4	2,77
АКМ 03	1,6	3,09
АКМ 04	1,8	3,41
АКМ 05	2,0	3,72
АКМ 06	2,2	4,03
АКМ 07	2,4	4,35

*Примечание.* Диаметр штанги – 16 мм; диаметр скважины – 30 мм.

### Анкер сталеполимерный АСП

Типоразмер	Длина, м	Масса, кг
АСП 00	1,6	4,75
АСП 01	1,7	5,00
АСП 02	1,8	5,25
АСП 03	1,9	5,50
АСП 04	2,0	5,75
АСП 05	2,1	6,00
АСП 06	2,2	6,25
АСП 07	2,3	6,50
АСП 08	2,4	6,75
АСП 09	2,5	7,00

*Примечание.* Диаметр штанги – 20 мм; диаметр скважины – 30 мм.

## ПРИЛОЖЕНИЕ X

### Техническая характеристика полимерных ампул АП

Наименование показателя	Ед. изм.	Фирма изготовитель				
		КАРБО-ТЕХ	ТОО «Технология полимерных систем» (г. Кемерово)			
			АП-1-330	АП-1-470	АП-1-330У	АП-1-470У
Длина	мм	300–750	330	470	330	470
Диаметр	мм	23	25	25	25	25
Масса	кг	0,26–0,63	0,31	0,47	0,31	0,47
Время выдержки (при желатинизации) $t = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	с	20–23	40–60	40–60	30–40	30–40
Удельное сцепление: с углем	МПа	2,8–3,4	1,9–2,7	1,9–2,7	1,9–2,7	1,9–2,7
с влажной породой	МПа	3,8	3,3	3,3	3,3	3,3
с сухой породой	МПа	11,4	8,2	8,2	8,2	8,2
Прочность на сжатие отвердевшего состава	МПа	–	>50	>50	>50	>50
Срок хранения при $t = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	мес.	–	5	5	5	5

## ПРИЛОЖЕНИЕ XI

Техническая характеристика металлических решетчатых затяжек

Типо-размер	Диаметр прутков, мм	Длина, м	Ширина, мм	Размер ячеек, мм	Масса, кг
ЗР-1,1	9 <sup>×</sup> ; 9 <sup>××</sup>	1050	500	50×125	5,3
ЗР-1,2	8; 8	1250	500	60×150	5,5
ЗР-1,8	14; 8	1800	1120	80×240	8,9
ЗР-2,2	14; 10	2200	1120	80×240	10,9
ЗР-2,6	14; 11	2600	1120	80×240	12,6
ЗР-1	4–6	2200	1100	50×80 80×250	5,4–7,9
ЗР-2	4–6	2500	1100	50×80 80×250	6,4–9,4
ЗР-3	4–6	2800	1100	50×80 80×250	6,8–10,0
ЗРС, трех-слойная	5–6	1200	800	180×180	3,1–5,7

*Примечание.* × – диаметр прутков по длине затяжки; ×× – то же, по ширине затяжки.

## ПРИЛОЖЕНИЕ XII

Тарифные ставки подземных горнорабочих Кузбасса

Разряд	Сменная тарифная ставка, руб.	Часовая тарифная ставка, руб.
IV	41,07	6,845
V	46,85	7,803
VI	54,48	9,080

*Примечание.* 1. Тарифные ставки приведены по состоянию на 01.01.1984 год без поясного коэффициента, действующего в Кузбассе.  
2. Индекс к сменной оплате труда в уровне цен 01.01.1984 года составляет  $K = 116,364$ .

## СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баклашов, И. В. Механика подземных сооружений и конструкции крепей : учеб. для вузов / И. В. Баклашов, Б. А. Картозия. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Недра, 1992. – 543 с.
2. Баклашов, И. В. Прочность незакрепленных горных выработок / И. В. Баклашов, К. В. Руппенейт. – М. : Недра, 1965. – 102 с.
3. Булычев, Н. С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах / Н. С. Булычев. – М. : Недра, 1989. – 270 с.
4. Булычев, Н. С. Крепь вертикальных стволов шахт / Н. С. Булычев, Х. И. Абрамсон. – М. : Недра, 1978. – 301 с.
5. Булычев, Н. С. Механика подземных сооружений / Н. С. Булычев. – М. : Недра, 1994. – 382 с.
6. Горбачев, Т. Ф. Применение анкерной крепи в подготовительных выработках / Т. Ф. Горбачев, Г. Г. Штумпф, Б. И. Стрыгин ; СО АН СССР. – Новосибирск, 1972. – 296 с.
7. ЕНиР. Сборник Е 36. Горнопроходческие работы. Вып. 1. Строительство угольных шахт и карьеров. – М. : Стройиздат, 1988. – 208 с.
8. Единые нормы выработки и времени на подземные очистные, горнопроходческие и нарезные горные работы. Ч. 1 / Центр. бюро нормативов по труду при НИИ труда. – М., 1984. – 424 с.
9. Единые нормы выработки и времени на подземные очистные, горнопроходческие и нарезные горные работы для шахт и рудников горнодобывающей промышленности. Ч. 2 / Центр. бюро нормативов по труду при НИИ труда. – М. : НИИ труда, 1985. – 295 с.
10. Анкерное крепление на шахтах Кузбасса и дальнейшее его развитие : учеб. пособие / А. В. Ремезов, В. Г. Харитонов, В. П. Мазикин [и др.]. – Кемерово : Кузбассвузиздат, 2005. – 471 с.
11. Справочник инженера-шахтостроителя. Т. 2 / под ред. Б. Я. Седова. – М. : Недра, 1972. – 697 с.

12. Каретников, В. Н. Крепление капитальных и подготовительных горных выработок : справочник / В. Н. Каретников, В. Б. Клейменов, А. Г. Нуждихин. – М. : Недра, 1989. – 571 с.

13. Технология и механизация проведения подготовительных выработок : справочник / П. В. Егоров, Г. Г. Штумпф, А. И. Петров [и др.]. – М. : Недра, 1994. – 368 с.

14. Пособие по производству и приемке работ при сооружении горных транспортных тоннелей / под ред. В. Е. Маркина, С. Н. Власова. – М. : НИИТС, 1989. – 231 с.

15. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи. – М. : Стройиздат, 1983. – 272 с.

16. СНиП II–94-80. Подземные горные выработки. Нормы проектирования. – М. : Стройиздат, 1982. – 31 с.

17. СНиП II–40-80. Метрополитены. Нормы проектирования. – М. : Стройиздат, 1981. – 64 с.

18. СНиП 32–04-97. Тоннели железнодорожные и автодорожные. – Введ. с 1998–01–01. – М. : Изд-во стандартов, 1997. – 27 с.

19. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 76 с.

20. Унифицированные сечения горных выработок, закрепленных металлической арочной крепью из взаимозаменяемого профиля для условий Кузнецкого бассейна. Альбом 1. Пояснительная записка. Сечения горных выработок. – М. : Центрогипрошахт, 1989. – 101 с.

21. Тоннели и метрополитены / под ред. В. Г. Храпова. – М. : Транспорт, 1989. – 552 с.

22. Унифицированные сечения горных выработок со сборной железобетонной гладкостенной тубинговой крепью. Ч. 2. Типовые проектные решения 401–011-60. – М. : Центрогипрошахт, 1981. – 76 с.

23. Штумпф, Г. Г. Крепление и поддержание горных выработок : справ. рабочего / Г. Г. Штумпф, П. В. Егоров, А. В. Лебедев. – М. : Недра, 1993. – 426 с.

24. Временная инструкция по расчету и применению анкерной крепи на шахтах Кузбасса. – Прокопьевск : КузНИУИ, 1996. – 92 с.



25. Правила безопасности в угольных шахтах (РД 05–618-03). – М. : Гос. унитар. предприятие «Науч.-техн. центр по безопасности в пром-сти Госгортехнадзора России», 2003. – 296 с.

26. ГОСТ 2.850–75, ГОСТ 2.857–75. Горная графическая документация. – Введ. с 1977–07–01. – М. : Изд-во стандартов, 1983. – 200 с.

27. Единые правила безопасности при разработке рудных, нерудных и россыпных месторождений подземным способом. – М. : Недра, 1977. – 223 с.

28. СНиП II–23-81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М. : Госстрой СССР, 1990. – 96 с.

29. Указания по рациональному расположению, охране и поддержанию горных выработок на угольных шахтах СССР. – Л. : ВНИМИ, 1986. – 220 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

1	ПРОГНОЗИРОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ПОРОДНЫХ ОБНАЖЕНИЙ И РАСЧЕТ НАГРУЗКИ НА КОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ .....	4
1.1	Общие положения проектирования конструкций подземных сооружений.....	4
1.2	Выбор формы и размеров сечения подземных горных выработок и транспортных тоннелей.....	5
1.3	Определение расчетной глубины расположения выработки.....	6
1.4	Определение расчетной прочности пород массива вокруг горных выработок.....	6
1.5	Прогнозирование и оценка устойчивости породных обнажений незакрепленных горных выработок.....	7
1.6	Нормативный метод определения устойчивости пород горизонтальных и наклонных горных выработок .....	9
1.7	Нормативный метод определения устойчивости пород вертикальных горных выработок .....	14
1.8	Вероятностный метод оценки устойчивости породных обнажений горных выработок .....	15
1.9	Оценка устойчивости породных обнажений транспортных тоннелей.....	17
1.10	Нормативные методы расчета нагрузки на крепь горизонтальных и наклонных горных выработок .....	18
1.10.1	Расчет нагрузки на жесткие крепи .....	18
1.10.2	Расчет нагрузки на металлические податливые рамные крепи.....	21
1.11	Нормативный метод расчета нагрузки на крепь камер ..	22
1.12	Определение расчетной нагрузки на набрызгбетонную и анкерную крепи горизонтальных и наклонных горных выработок.....	24
1.12.1	Расчет нагрузки на набрызгбетонную крепь .....	24
1.12.2	Расчет нагрузки на анкерную крепь.....	25
1.13	Расчет нагрузки на сопряжения горизонтальных и наклонных горных выработок .....	26

1.14	Нормативный метод расчета нагрузки на крепь вертикальных стволов .....	27
1.14.1	Определение расчетной нагрузки на крепь устья ствола	27
1.14.2	Определение расчетной нагрузки на крепь протяженной части ствола.....	29
1.14.3	Определение расчетной нагрузки на крепь ствола на участке сопряжения с горизонтальной выработкой .....	30
1.15	Нормативный метод расчета нагрузки от горного давления на обделки транспортных тоннелей.....	31
1.15.1	Определение нормативной нагрузки на обделки железнодорожных и автодорожных тоннелей .....	32
1.15.2	Определение нормативной нагрузки на обделки тоннелей метрополитенов .....	35
2	ВЫБОР КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ...	40
2.1	Технико-экономические требования к конструкциям подземных сооружений.....	40
2.2	Определение затрат на крепление подземных сооружений .....	41
2.3	Нормативные рекомендации по выбору крепи подземных горных выработок.....	43
2.4	Нормативные рекомендации по выбору обделок подземных сооружений.....	46
3	Расчет крепей горных выработок.....	46
3.1	Расчет металлической двухшарнирной арочной крепи..	46
3.2	Расчет металлической кольцевой бесшарнирной крепи.	49
3.3	Выбор профиля крепи и проверка его по прочности.....	51
3.4	Расчет монолитной бетонной крепи горизонтальных и наклонных горных выработок .....	51
3.5	Проверка прочности монолитной бетонной крепи.....	54
3.6	Общие указания по расчету сборных сплошных железобетонных крепей горизонтальных и наклонных горных выработок.....	55
3.7	Проверка прочности железобетонной крепи.....	55
3.8	Расчет набрызгбетонной крепи горизонтальных и наклонных горных выработок .....	58
3.9	Расчет анкерной крепи.....	59

3.10	Расчет ограждений, применяемых в сочетании с анкерной и рамной крепями.....	65
3.10.1	Расчет подхватов и затяжек, применяемых совместно с анкерной крепью .....	65
3.10.2	Расчет межрамного ограждения из железобетонных затяжек .....	67
3.10.3	Расчет межрамного ограждения из металлической сетки	69
3.11	Расчет крепи сопряжений горных выработок .....	69
3.12	Расчет временной предохранительной крепи горизонтальных и наклонных горных выработок .....	70
3.13	Расчет крепи вертикальных стволов .....	75
3.13.1	Выбор и расчет крепи устьев вертикальных стволов	75
3.13.2	Расчет толщины монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи вертикальных стволов.....	76
3.14	Расчет внутренних усилий в монолитной бетонной крепи вертикальных стволов .....	79
4	Примеры расчета и выбора экономически целесообразных крепей горных выработок .....	82
4.1	Пример расчета металлической арочной крепи КМП-А3 для полевого штрека.....	82
4.1.1	Расчет рамы и шага установки крепи.....	82
4.1.2	Расчет железобетонной затяжки.....	86
4.1.3	Расчет консольной временной предохранительной крепи	87
4.2	Пример расчета кольцевой металлической крепи для квершлага .....	89
4.3	Пример расчета сталеполимерной анкерной крепи для пластового вентиляционного штрека.....	92
4.4	Пример расчета металлической рамной крепи в сочетании с анкерной для квершлага .....	97
4.5	Пример расчета металлической клинораспорной анкерной крепи с решетчатой затяжкой для полевого штрека ..	102
4.6	Пример расчета монолитной бетонной крепи вертикального ствола .....	106
4.6.1	Расчет крепи устья ствола.....	106

4.6.2	Расчет крепи протяженной части ствола .....	111
4.6.3	Расчет толщины крепи ствола в районе сопряжения с горизонтальной выработкой.....	113
4.6.4	Определение внутренних усилий в крепи и проверка прочности крепи.....	114
4.7	Примеры выбора экономически целесообразного типа крепи.....	116
4.8	Содержание и общий порядок составления проекта (паспорта) крепления горных выработок.....	119
Приложение I	.....	122
Приложение II	.....	125
Приложение III	.....	126
Приложение IV	.....	127
Приложение V	.....	129
Приложение VI	.....	129
Приложение VII	.....	130
Приложение VIII	.....	130
Приложение IX	.....	132
Приложение X	.....	133
Приложение XI	.....	134
Приложение XII	.....	134
Список рекомендуемой литературы	.....	135
ОГЛАВЛЕНИЕ	.....	138

Шаламанов Виктор Александрович  
Першин Владимир Викторович  
Будников Павел Михайлович  
Сабанцев Алексей Борисович

**ВЫБОР И РАСЧЕТ КРЕПЕЙ  
И ОБДЕЛОК ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Учебное пособие

Редактор О. А. Вейс

Подписано в печать 04.05.2010. Формат 60×84/16.  
Бумага офсетная. Отпечатано на ризографе. Уч.-изд. л. 8,00.  
Тираж 200 экз. Заказ  
ГУ КузГТУ. 650000, Кемерово, ул. Весенняя, 28.  
Типография ГУ КузГТУ. 650000, Кемерово, ул. Д. Бедного, 4а.