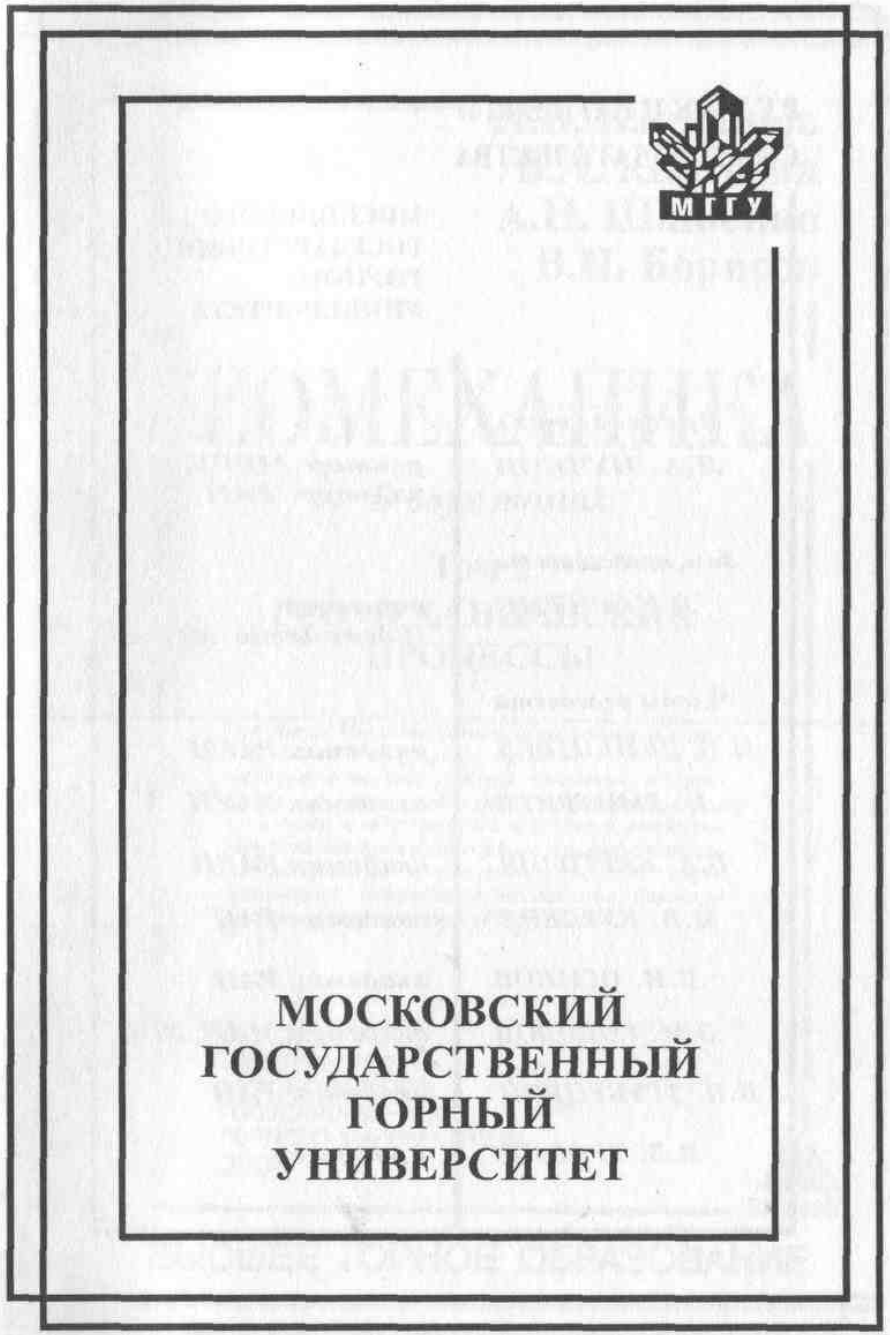
И.В. Баклашов
Б.А. Картозия
А.Н. Шашенко
В.Н. Борисов

ГЕОМЕХАНИКА

Том 2

ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ


МГГУ
МОСКОВСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ГОРНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ ИЗДАТЕЛЬСТВА

МОСКОВСКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО ГОРНОГО УНИВЕРСИТЕТА

Председатель	
Л.А. ПУЧКОВ	*ректор МГГУ, чл.-корр. РАН*
Зам. председателя	
Л.Х. ГИТИС	*директор Издательства МГГУ*
Члены редсовета	
И.В. ДЕМЕНТЬЕВ	*академик РАЕН*
А.П. ДМИТРИЕВ	*академик РАЕН*
Б.А. КАРТОЗИЯ	*академик РАЕН*
М.В. КУРЛЕНЯ	*академик РАН*
В.И. ОСИПОВ	*академик РАН*
Э.М. СОКОЛОВ	*академик МАН ВШ*
К.Н. ТРУБЕЦКОЙ	*академик РАН*
В.В. ХРОНИН	*профессор*

И.В. Баклашов
Б.А. Картозия
А.Н. Шашенко
В.Н. Борисов

ГЕОМЕХАНИКА

В двух томах

Том 2
ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ

Допущено Министерством образования и науки Российской Федерации в качестве учебника для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки бакалавров и магистров «Горное дело» и по специальностям «Физические процессы горного или нефтегазового производства» и «Шахтное и подземное строительство» направления подготовки дипломированных специалистов «Горное дело»

МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКОВСКОГО
ГОСУДАРСТВЕННОГО
ГОРНОГО УНИВЕРСИТЕТА
2004

ВЫСШЕЕ ГОРНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

УДК 622.02:531
ББК 33.1
Б 19

Экспертиза проведена
Министерством образования и науки Российской Федерации
(приказ № 1564 от 08.04.2004)

Книга соответствует «Гигиеническим требованиям к изданиям книжным для взрослых. СанПиН 1.2.1253-03», утвержденным Главным государственным санитарным врачом России 30 марта 2003 г.

Рецензенты:

Кафедра «Горное дело и проведение горно-разведочных выработок» Московского государственного геологоразведочного университета (зав. кафедрой проф., д-р техн. наук *Л.Г. Грабчак*)

Ведущий научный сотрудник ИПКОН РАН, д-р техн. наук *В.Н. Одинцев*

Баклашов И.В., Картозия Б.А., Шашенко А.Н., Борисов В.Н.

Б 19 Геомеханика: Учебник для вузов. В 2 т. — М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2004. — Т. 2. Геомеханические процессы. — 249 с.: ил.

ISBN 5-7418-0326-1 (в пер.)

Приведены методы исследования геомеханических процессов, включая современные численные методы конечных и граничных элементов, а также физическое моделирование и инструментальные методы в натурных условиях. Изложенные методы использованы для анализа геомеханических процессов вокруг капитальных горных выработок и подземных сооружений. Рассмотрены процессы взаимодействия массивов горных пород с подземными сооружениями. В заключительной части приведены наиболее характерные инженерные задачи геомеханики с численными расчетами.

Н.В. Баклашов — д-р техн. наук, проф. кафедры «Физика горных пород и процессов» Московского государственного горного университета (МГГУ); Б.А. Картозия — проф., д-р техн. наук, первый проректор МГГУ; А.Н. Шашенко — проф., д-р техн наук, проректор Национальной горной академии Украины (г. Днепропетровск); В.Н. Борисов — профессор кафедры «Строительство подземных сооружений и шахт» МГГУ.

Для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки бакалавров и магистров «Горное дело» и по специальностям «Физические процессы горного или нефтегазового производства» и «Шахтное и подземное строительство» направления подготовки дипломированных специалистов «Горное дело».

УДК 622.02:531
ББК 33.1

ISBN 5-7418-0327-X
ISBN 5-7418-0326-1 (Т. 2)

© И.В. Баклашов, Б.А. Картозия, А.Н. Шашенко, В.Н. Борисов, 2004
© Издательство МГГУ, 2004
© Дизайн книги. Издательство МГГУ, 2004

Глава 1

МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

1.1. ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ В ГЕОМЕХАНИКЕ

1.1.1. Общие сведения

Рассмотренные в первом томе учебника аналитические задачи были решены применительно к одиночным протяженным выработкам, не испытывающим влияния других выработок или выработанного пространства лавы. В том случае, если такое влияние имеется, решение намного усложняется, получение достаточно компактных аналитических зависимостей становится невозможным. Например, плоское сечение подготовительной выработки арочной формы, сопрягающейся с выработанным пространством лавы (рис. 1.1), представляет собой плоскость, ослабленную вырезом достаточно сложной формы.

Наличие области обрушенных пород создает дополнительную неоднородность рассматриваемого массива. Получить решение такой задачи методами, рассмотренными выше, для приведенной области, даже в предположении, что массив деформируется только упруго, не представляется возможным. В инженерной практике для учета перечисленных выше факторов, которые не удается ввести в расчетную схему, используют различные коэффициенты, полученные, как правило, эмпирическим путем на основе обобщения натурных наблюдений или данных лабораторных испытаний. Однако использование эмпирических коэффициентов, «подправляющих» аналитическое решение, ограничено теми конкретными условиями, в которых проводились наблюдения или эксперимент. Такой подход чреват эффектом «накопления ошибок»: проектировщик выбирает значение нужных ему коэффициентов из некоторого диапазона (иногда довольно широкого), не имея достаточного основания для выбора именно этих значений. Чем больше коэффициентов нужно ввести, тем больше вероятность того, что получаемая в результате величина отклоняется от своего истинного значения, и тем больше это отклонение.

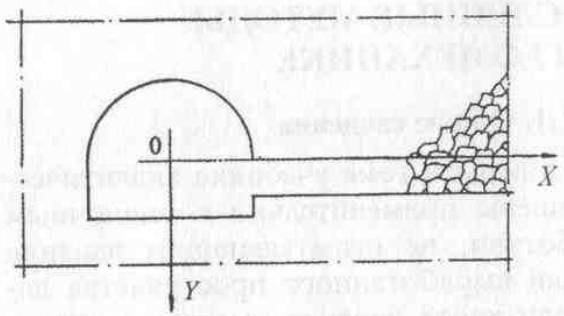


Рис. 1.1. Плоское сечение выработки, сопряженной с выработанным пространством лавы

Более точное решение поставленной задачи можно получить, если расчетная схема и метод решения позволяют изначально учесть интересующие исследователя факторы. Широкие возможности открывают в этом плане так называемые численные методы решения, заимствованные из механики деформируемого твердого тела. Наиболее эффективные из них — *метод конечных элементов* (*МКЭ*) и *метод граничных элементов* (*МГЭ*). Интенсивное их развитие и применение в практике инженерных расчетов стало возможным с развитием и доступностью вычислительной техники. В последние два десятилетия благодаря применению этих методов существенно расширился класс задач, решаемых в геомеханике.

1.1.2. Метод конечных элементов

Решение задач механики деформируемого твердого тела методом конечных элементов основывается на применении приближенных методов вычислений, методов матричной и линейной алгебры. Сформулированный впервые в 50-е годы — время ЭВМ первого поколения, МКЭ рассматривался сначала как вариант расширения и развития матричного метода расчета конструкций. В настоящее время общепризнана связь этого метода с классическими методами строительной механики, вариационными и разностными методами. Подробное его изложение применительно к задачам геомеханики содержится в [1]. Ниже приведен укрупненный алгоритм МКЭ с описанием его составляющих (опущены некоторые выводы и не рассматриваются частные детали используемого математического аппарата).

Рассмотрим уже известную задачу о протяженной горной выработке, с тем отличием, что форма поперечного сечения выработки произвольна, а окружающий породный массив может быть неоднородным по своим деформационным свойствам (например, слоистый). Сечение выработки, перпендикулярное к ее продольной оси, представляет собой тяжелую весомую полуплоскость с соответствующим вырезом. При расчетах полных напряжений она может быть заменена невесомым плоским прямоугольником со сторонами a и b (рис. 1.2) и с отверстием такой же формы в центре, загруженным на внешних границах сжимающими напряжениями, равными начальным напряжениям в массиве на глубине заложения выработки.

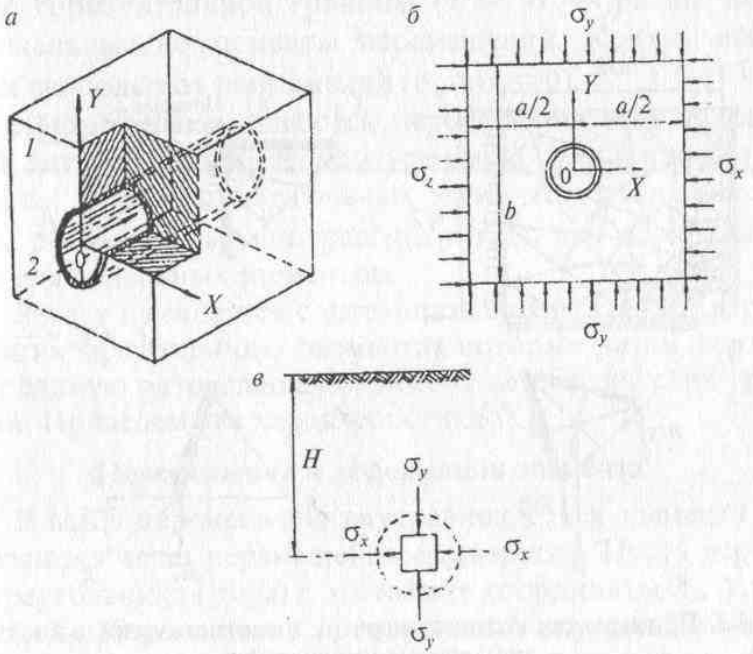


Рис. 1.2. **Условия нагружения закрепленной горизонтальной выработки (*2*) в породном массиве (*1*):**

а **— физическая модель; *б* — расчетная модель, или расчетная схема; *в* — начальные напряжения в массиве на глубине заложения выработки**

Исследуемая область разбивается на плоские треугольные элементы единичной толщины h, взаимодействующие между собой через соприкасающиеся точки-узлы (узловые точки). В пределах каждого из элементов массив предполагается однородным и упругим. Все виды нагрузок, действующие на исследуемую область (рис. 1.3, *а*) и формирующие в ней определенное напряженно-деформированное состояние, приводятся к статически эквивалентным силам, приложенным в узловых точках. Равномерно распределенная нагрузка q, действующая, например, на одну из граней элемента (рис. 1.3, *б*), должна быть заменена равновеликими сосредоточенными узловыми силами F. Объемные силы P, вызываемые, например, собственным весом горной породы, также приводятся к сосредоточенным силам, действующим в узловых точках и составляющим 1/3 величины объемной силы тяжести P (рис. 1.3, *в*).

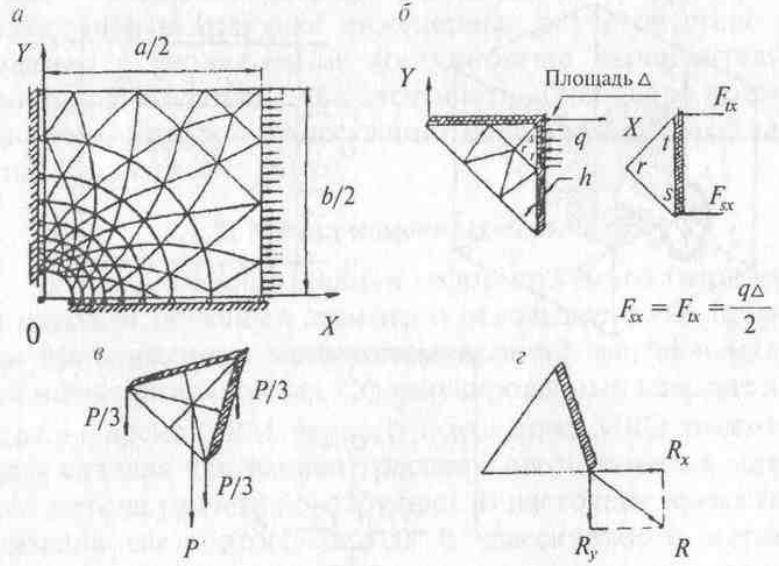


Рис. 1.3. Примеры приведения нагрузок к статистически эквивалентной системе узловых сил:

а — распределенная нагрузка, действующая на исследуемую область; *б* — замена распределенной нагрузки q условными силами F_{ix} и F_{sx}; *в* — разложение силы тяжести P на систему узловых сил; *г* — разложение узловой силы R на составляющие R_x и R_y

На внешнем контуре рассматриваемой области массива и на контуре выработки задаются поверхностные силы $F_п$, которые в случае отсутствия поверхностных нагрузок равны нулю, а перемещения узловых точек контура неизвестны. По условию задачи могут быть заданы перемещения узловых точек, тогда неизвестными являются узловые силы. Чаще всего встречаются смешанные граничные условия: в одном из направлений известно перемещение и необходимо определить силу, в другом — известна сила и необходимо определить неизвестное перемещение.

В расчетной схеме рассматриваемой задачи в силу симметрии используются следующие граничные условия: вдоль вертикальной границы области ($X = 0$) — равны нулю горизонтальные компоненты перемещений узлов; вдоль горизонтальной границы ($Y = 0$) — равны нулю вертикальные компоненты перемещений. Контур выработки свободен от напряжений ($\sigma_x = \sigma_y = 0$).

Неизвестными являются перемещения всех узловых точек внутри массива, на контуре выработки и на границе области. Вершины треугольных элементов, сходящихся в узлах разбиения, можно рассматривать как вершины — узлы для отдельных элементов.

Расчет начинается с формирования основных характеристик треугольного элемента, которые затем составляют единую разрешающую систему алгебраических уравнений. Приведем эти характеристики.

Перемещения и деформации элемента

В МКЭ перемещения внутренних точек элемента определяются через перемещения его вершин. Пусть вершины треугольника (узлы) r, s, t имеют координаты X_r, Y_r; X_s, Y_s; X_t, Y_t. Перемещение произвольной внутренней точки элемента определяется вектором $\{\delta\}$ с компонентами: горизонтальным — U и вертикальным — V.

$$\{\delta\} = \{U, V\}.$$

При этом полагается, что компоненты перемещений внутренних точек элемента являются линейными функциями координат следующего вида:

$$\left.\begin{aligned} U &= \alpha_1 + \alpha_2 X + \alpha_3 Y, \\ V &= \alpha_4 + \alpha_5 X + \alpha_6 Y, \end{aligned}\right\} \qquad (1.1)$$

где α_1, α_2, α_3, α_4, α_5, α_6 — константы, которые можно определить из приведенных уравнений по указанным выше координатам (X_r, Y_r, X_s, Y_s, X_t, Y_t) и перемещениям узлов, которые характеризуются векторами

$$\{\delta_i\} = \{U_i, V_i\} \quad (i = r, s, t).$$

Полный вектор перемещений узлов имеет вид

$$\{\delta\}_e = \{\delta_r, \delta_s, \delta_t\} = \{U_r, V_r, U_s, V_s, U_t, V_t\}.$$

Подставив вычисленные таким образом константы в уравнения (1.1), можно установить связь между перемещениями узлов и внутренних точек элемента через так называемые функции формы. Они выбираются таким образом, чтобы удовлетворить условию неразрывности деформаций точек породного массива:

$$\left.\begin{aligned} U &= \frac{1}{2S}\left[(a_r + b_r X + c_r Y)U_r + (a_s + b_s X + c_s Y)U_s + (a_t + b_t X + c_t Y)U_t\right], \\ V &= \frac{1}{2S}\left[(a_r + b_r X + c_r Y)V_r + (a_s + b_s X + c_s Y)V_s + (a_t + b_t X + c_t Y)V_t\right], \end{aligned}\right\} \qquad (1.2)$$

где $\varphi_i = \psi_i = \frac{1}{2S}(a_i + b_i X + c_i Y)$ — функции формы;

$$a_r = X_r Y_t - X_t Y_s; \quad b_r = Y_s - Y_t; \quad c_r = X_t - X_s;$$
$$a_s = X_t Y_r - X_r Y_t; \quad b_s = Y_t - Y_r; \quad c_s = X_r - X_t;$$
$$a_t = X_r Y_s - X_s Y_r; \quad b_t = Y_r - Y_s; \quad c_t = X_s - X_r.$$

Скалярный множитель S, представляющий площадь рассматриваемого треугольного элемента с вершинами r, s, t:

$$S = \frac{1}{2}\begin{bmatrix} 1 & X_r & Y_r \\ 1 & X_s & Y_s \\ 1 & X_t & Y_t \end{bmatrix}.$$

Взаимное перемещение внутренних точек элемента характеризуется вектором деформаций $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}$. Вектор деформаций связан с вектором перемещений элемента, а через него — с вектором узловых перемещений матричным равенством:

$$\{\varepsilon\} = B\{\delta\}_e, \qquad (1.3)$$

где B — матрица, элементы которой определяются видом выбранных функций формы:

$$B = \frac{1}{2S}\begin{bmatrix} b_r & 0 & b_s 0 & b_t & 0 \\ 0 & c_r & 0 c_s & 0 & c_t \\ c_r & b_r & c_s b_s & c_t & b_t \end{bmatrix}. \qquad (1.4)$$

Матрица упругости

Матрица упругости связывает между собой вектор деформаций $\{\varepsilon\}$ и вектор напряжений элемента $\{\sigma\} = \{\tau_x, \sigma_y, \tau_{yx}\}$ и определяется соотношением закона Гука применительно (в данном случае) к условиям плоской деформации:

$$D = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}\begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\mu)/2 \end{bmatrix}, \qquad (1.5)$$

где E — модуль упругости; μ — коэффициент Пуассона.

Закон Гука в матричной форме имеет вид

$$\{\sigma\} = D\{\varepsilon\} = DB\{\delta\}_e. \qquad (1.6)$$

Это выражение непосредственно связывает вектор напряжений внутренних точек элемента с перемещениями его вершин — узлов.

Матрица жесткости треугольного элемента

Рассматриваемый отдельно треугольный элемент с вершинами *r, s, t* будет находиться в равновесии, если заменить действие отброшенных участков исследуемой области статически эквивалентной системой сил, приложенных в вершинах треугольника. Эта система сил образует вектор $\{F\}_e$. Работа внешних сил должна быть равна работе сил внутренних. Из этого положения вытекает равенство

$$\{F\}_e = [k]_e \{\delta\}_e, \qquad (1.7)$$

в котором матрица $[k]_e$ называется матрицей жесткости элемента. В случае треугольного элемента она определяется матричным равенством

$$[k]_e = \frac{h}{2S} B^m D B, \qquad (1.8)$$

где B^m — транспонированная матрица B.

Обобщенная матрица жесткости системы

Этап подготовительных работ при расчете методом МКЭ завершается формированием матрицы жесткости всей системы конечных элементов (МЖС), или, что то же самое, построением разрешающей системы алгебраических уравнений.

Пусть в соответствии с методикой МКЭ исследуемая область разбита на m треугольных элементов, соединенных между собой в n узловых точках. В каждом узле с номером i рассматриваются векторы сил $\{F_i\}$ и перемещений $\{U_i\}$. Из множества векторов $\{F_i\}$ и $\{U_i\}$ образуются обобщенные векторы сил $\{F\}$ и перемещений $\{U\}$. Для линейных задач теории упругости справедлив принцип действия независимости сил. Исходя из него, векторы сил

$\{F\}$ и перемещений $\{U\}$ могут быть связаны системой $2n$ уравнений. В матричной форме она имеет вид

$$\{F\} = K\{U\}. \qquad (1.9)$$

Здесь квадратная матрица K порядка $2n$ представляет собой МЖС, а ее элементы k_{ij} — жесткость i-го узла системы элементов при перемещении их в направлении компоненты j. Поэтому элементы МЖС определяются величиной элементов матриц жесткости $[k]_e$ треугольных элементов. Установление явной связи МЖС с матрицами жесткостей элементов (K с $[k]_e$, где $e = 1, 2, 3, \ldots, m$) позволяет сформировать матрицу жесткости системы. Подробная процедура формирования матрицы K изложена в работе [1].

Итак, уравнение (1.9) является завершающим этапом подготовки задачи. Решение этого уравнения одним из известных методов линейной алгебры (например, Гаусса, Зейделя и др.) дает неизвестный вектор узловых перемещений $\{U\}$. Затем по формулам (1.3) и (1.6) определяются деформации и напряжения каждого элемента.

Разработанные на настоящий момент вычислительные программы, реализующие МКЭ (одна из них приведена, например, в [1]), в основном предполагают выполнение следующих этапов.

1. Выбирается сетка разбивки и в соответствии с этим исследуемая область представляется в виде конечного множества простейших элементов. Назначение сетки, т. е. выбор размеров элементов, производится с учетом неоднородности строения породного массива. В районе ожидаемых наибольших градиентов напряжений (например, вблизи контура выработки) целесообразно использовать более мелкое разбиение, на участках, где ожидается плавное изменение напряжений, — более крупное.

2. Каждому элементу ставятся в соответствие физико-механические характеристики среды, заключенной внутри элемента, координаты узлов, условия нагружения и т. д.

3. Формируются матрицы жесткости элементов, матрица жесткости системы (МЖС) и, в соответствии с условиями нагружения, — вектор $\{F\}$ левых частей уравнений (1.9).

4. Решается система уравнений (1.9), в результате определяются неизвестные перемещения узловых точек.

5. По найденным значениям перемещений узлов вычисляются деформации и напряжения в центре каждого элемента.

Следует отметить, что никаких ограничений относительно неоднородности породного массива по деформационным свойствам не накладывается. Пользуясь аппаратом МКЭ, можно моделировать слоистый массив, трещиноватость, анизотропию свойств пород, явление фильтрации. Имеются практически неограниченные возможности построения «улучшенных» элементов. В частности, для моделирования сцепления слоев на контактах используются специальные «контактные» элементы. Разработаны специальные приемы для моделирования взаимодействия крепи выработки с окружающим массивом. Совершенно очевидно, что сколько угодно сложный вырез в полуплоскости, а также конечное число таких вырезов не являются препятствием к применению метода. Моделирование обрушенных пород также легко осуществимо в рамках метода. Следует только обосновано выбрать условные «упругие» характеристики обрушенных неуплотненных пород на основе дополнительных исследований (например, по результатам испытаний образцов пород на прессах повышений жесткости до уровня остаточной прочности).

Аппарат МКЭ применим не только к решению двумерных (плоских) задач геомеханики. Пространственная область массива также может быть аппроксимирована конечными элементами, но уже не треугольными, а, например, тетраэдрическими. Отметим также возможность

получения решений в нелинейной постановке, т. е. в предположении, что породный массив деформируется неупруго, обнаруживает пластические деформации или хрупкое разрушение. Используя вычислительные возможности метода, нелинейное решение получают как последовательность упругих решений. Подробное изложение приемов приближенного получения неупругих решений можно найти в работе [1].

1.1.3. Метод граничных элементов

Чтобы пояснить сущность метода граничных элементов (МГЭ) [2], обратимся вновь к задаче о протяженной полости в бесконечной однородной среде (выработке). Плоское сечение такой полости представляет собой замкнутый контур C в бесконечной плоскости R (рис. 1.4). Цель решения задач теории упругости состоит в нахождении напряжений и смещений в упругом теле, подверженном действию заданных объемных сил, а также напряжений и смещений на границе области (на контуре C).

При этом решение во всех точках рассматриваемой области должно удовлетворять дифференциальным уравнениям равновесия и совместности деформаций.

Для случая, когда область R однородна, а контур C имеет самую простую — круглую — форму, решение легко находится аналитическими методами, т. е. непосредственным интегрированием уравнений.

В предыдущем подразделе было показано, что если область R неоднородна, а C имеет сколь угодную сложную форму, решение можно получить приближенно, применяя метод конечных элементов. Для этого область R должна быть ограничена внешним контуром C_1, а затем разбита на сетку элементов.

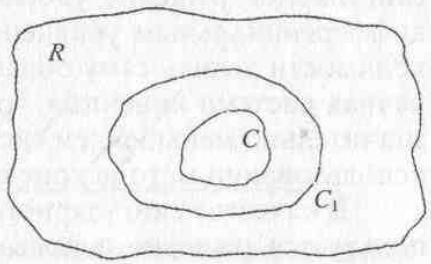


Рис. 1.4. К формулировке задачи теории упругости

При задании конечно-элементной сетки нужно ответить на три вопроса:

- достаточно ли детальна сетка вблизи внутреннего контура C?;
- достаточно ли удалена внешняя граница сетки C_1 от внутренней?;
- достаточно ли гладко осуществлен в сетке переход между крупными элементами у внешней границы и мелкими у внутренней.

Как увидим ниже, при использовании МГЭ на элементы достаточно будет разбить только контур C. И тогда существенным остается только первый вопрос.

Метод граничных элементов основан на том, что достаточно легко получить аналитическое решение, отвечающее точечному возмущению в бесконечной однородной среде. Это возмущение может представлять собой, например, сосредоточенную силу в упругом теле. Такие решения принято называть сингулярными, поскольку они ведут себя хорошо всюду в области R, за исключением точки возмущения, где имеет место математическая аномалия — сингулярность. При наличии в теле нескольких точек возмущения для отыскания решения (в линейных задачах) можно суммировать отдельные решения (отдельные суперизоляции). Для описанной выше задачи о полости в бесконечном теле численное решение строится на основе полученных предварительно аналитических решений для простых сингулярных задач таким образом, чтобы удовлетворить приближенно заданным граничным условиям на каждом элементе контура C. Поскольку каждое сингулярное решение удовлетворяет в R определяющим дифференциальным уравнениям, в этом случае нет необходимости делить саму область R на сетку элементов. Конечная система линейных уравнений будет в этом случае значительно меньше, чем система, которая получается при использовании метода конечных элементов.

В качестве сингулярного (базового) решения в [2] используется решение о постоянной сосредоточенной силе

$P = (P_x, P_y)$, приложенной к контуру длиной $2a$ (рис. 1.5). Напряжения, вызываемые в упругом теле действием усилия P вдоль отрезка $|x| < a$, $y = 0$, выражаются через функцию $f(x, y)$, имеющую вид (вывод опускаем)

$$f(x,y)=\frac{1}{4\pi(1-\mu)}y\left(\operatorname{arctg}\frac{y}{x-a}-\operatorname{arctg}\frac{y}{x+a}\right)-(x-a)\times$$
$$\times\ln\sqrt{(x-a)^2+y^2}+(x+a)\ln\sqrt{(x+a)^2+y^2},$$

а также ее производные:

$$f'_{,x}=+\frac{1}{4\pi(1-\mu)}\left[\ln\sqrt{(x-a)^2+y^2}-\ln\sqrt{(x+a)^2+y^2}\right],$$

$$f'_{,y}=-\frac{1}{4\pi(1-\mu)}\left[\operatorname{arctg}\frac{y}{x-a}\operatorname{arctg}\frac{y}{x+a}\right],$$

$$f''_{,xy}=+\frac{1}{4\pi(1-\mu)}\left[\frac{y}{(x-a)^2+y^2}-\frac{y}{(x+a)^2+y^2}\right],$$

$$f''_{,xx}=-f''_{,yy}=+\frac{1}{4\pi(1-\mu)}\left[\frac{x-a}{(x-a)^2+y^2}-\frac{x+a}{(x+a)^2+y^2}\right].$$

Таким образом:

$$\sigma_x=P_x\left[(3-2\mu)f'_{,x}+yf''_{,xy}\right]+P_y(2\mu f'_{,y}+yf''_{,yy}),$$
$$\sigma_x=P_x\left[-(1-2\mu)f'_{,x}-yf''_{,xy}\right]+P_y\left[2(1-\mu)f_{,y}-yf''_{,yy}\right], \quad (1.10)$$
$$\tau_{xy}=P_x\left[2(1-\mu)f'_{y}+yf''_{,yy}\right]+P_y\left[(1-2\mu)f'_{,x}-yf''_{,xy}\right].$$

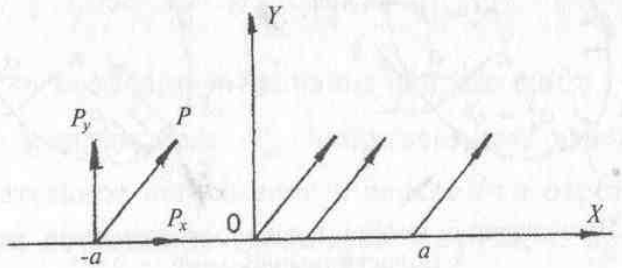


Рис. 1.5. К задаче о сосредоточенной силе, приложенной к отрезку

В точках $x = \pm a$ функция $f(x, y)$, следовательно, и напряжения, а также связанные с ними смещения, выражения для которых не приводятся, имеют особенность.

Это решение составляет основу МГЭ для нахождения численного решения любой краевой задачи теории упругости, в том числе и рассмотренной выше задачи о полости (выработке) в бесконечном теле (породном массиве). Аппроксимируем контур полости C (границу области R) с помощью N отрезков — элементов, примыкающих друг к другу (рис. 1.6).

Длину характерного i-го граничного элемента обозначим $2a^i$. Вместе с глобальной системой координат XOY будем рассматривать для каждого элемента локальные координаты n, s, изменяющиеся от точки к точке. Предположим, что контур полости подвержен действию нормального напряжения $\sigma_n = -P$ (т. е. сжатию), а касательное напряжение $\sigma_s = -0$. Требуется найти смещения и напряжения в теле, вызванные этой нагрузкой на границы. Граничные условия при этом имеют вид:

$$\sigma_n^i = -P; \quad \sigma_s^i = 0 (i = 1, \ldots, N). \tag{1.11}$$

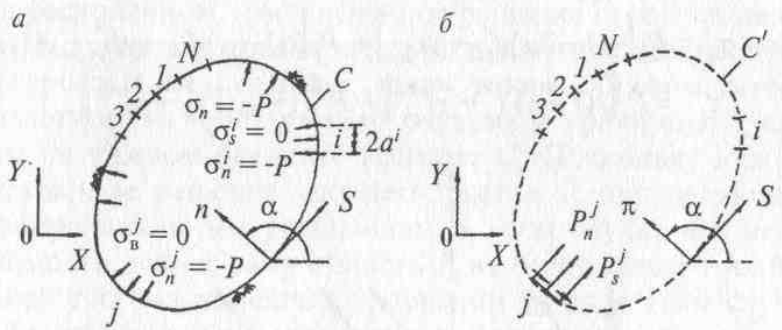


Рис. 1.6. Иллюстрация метода граничных элементов для задачи о полости (выработки):
а — физическая задача; *б* — численная модель

Задача с такими заданными условиями решается с помощью модели, изображенной на рис. 1.6, *б*. Пунктирная прямая C' имеет такую же форму, как и кривая C, использованная для задания границ области. Однако кривая C' не является границей, она только обозначает местоположение отрезков в бесконечном теле, которые совпадают с граничными элементами на контуре полости. Представим теперь, что на каждом из N отрезков вдоль пунктирной кривой действуют постоянные нормальное и касательное напряжения. На рис. 1.6 для простоты показаны только напряжения, приложенные к j-му отрезку и обозначенные P_s^j и P_n^j.

Принципиальным моментом является то, что действительные нормальное и касательное напряжения на j-м отрезке C' не равны P_s^j и P_n^j. Для каждого элемента кривой C' необходимо различать две разные группы напряжений: приложенные P_s^j и P_n^j и действительные σ_s^j и σ_n^j, которые вызваны действием приложенных напряжений на всех N элементах кривой. Эти действительные напряжения можно вычислить, используя в совокупности решения (1.10). Результирующие выражения имеют вид

$$\left.\begin{aligned} \sigma_s^i &= \sum_{j=1}^{N} A_{ss}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^{N} A_{sn}^{ij} P_n^j \\ \sigma_n^i &= \sum_{j=1}^{N} A_{ns}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^{N} A_{nn}^{ij} P_n^j \end{aligned}\right\}, \quad i = 1, \ldots, N, \tag{1.12}$$

здесь A_{ss}^{ij} — коэффициент влияния напряжений.

Так, коэффициент A_{sn}^{ij}, например, дает действительное касательное напряжение в центре i-го отрезка (σ_s^i), вызванное постоянной единичной нагрузкой, приложенной на j-м отрезке ($P_n^j = 1$).

Если теперь удастся найти такие значения приложенных напряжений P_s^j и P_n^j для $j = 1, ..., N$, что и действительные напряжения σ_s^j и σ_n^j в (1.12), то мы получим приближенное решение физической задачи, изображенной на рис. 1.6, *а*.

Следовательно, мы требуем выполнения равенств

$$\left.\begin{aligned} 0 &= \sum_{j=1}^{N} A_{ss}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^{N} A_{sn}^{ij} P_n^j, \\ -P &= \sum_{j=1}^{N} A_{ns}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^{N} A_{nn}^{ij} P_n^j, \end{aligned}\right\}, \; i = 1, ..., N. \quad (1.13)$$

образующих систему $2N$ линейных уравнений с тем же числом неизвестных.

Напряжения P_s^j и P_n^i в этих уравнениях являются фиктивными величинами. Они были введены как средство численного решения задачи и не имеют физического смысла. Однако линейные комбинации фиктивных нагрузок, заданные посредством выражений (1.12), в рассматриваемой задаче уже имеют физический смысл. На этом и основано построение системы алгебраических уравнений (1.13). Решив эти уравнения, можно выразить смещения и напряжения в произвольной точке тела через другие линейные комбинации фиктивных нагрузок P_s^j и P_n^i, $j = 1, ..., N$.

Описанный вариант метода граничных элементов называют методом фиктивных нагрузок. Он не является единственным методом решения плоских задач. В [2] приводятся метод «разрывных смещений», основанный на другом сингулярном (базовом) решении, и прямой метод граничных интегралов. Сочетание этих методов открывает широкие возможности для решения задач из разных областей техники, в том числе и геомеханики. В [2] приведены вычислительные программы, которые могут быть непосредственно использованы для определения напря-

женно-деформированного состояния в окрестности выработки произвольного очертания или нескольких взаимовлияющих выработок.

1.2. ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

1.2.1. Общие сведения

Одним из методов исследования сложноструктурных объектов в геомеханике является моделирование в лабораторных условиях различных физических процессов горного производства. Цель моделирования заключается в воспроизведении и изучении на модели физического процесса, подобного происходящему в натурных условиях. Метод моделирования позволяет на уменьшенных или увеличенных по отношению к действительности моделях проводить качественные и количественные детальные исследования изучаемого процесса.

Методы моделирования достаточно широко используются в различных областях современного естествознания и техники. Применительно к геомеханике эти методы позволяют выяснить основные качественные элементы процессов деформирования и разрушения горных пород при ведении очистных и подготовительных работ, являясь необходимым этапом при разработке новых гипотез и теорий, а также проверки решений, полученных аналитическими методами.

В геомеханике, изучающей, как правило, объекты весьма больших размеров, применяют моделирование, связанное с уменьшением абсолютных размеров объектов. По принципам, на которых оно основано, различают моделирование двух видов: *физическое и аналоговое*. Первое предусматривает воссоздание в модели тех же самых физических полей, которые действуют и в объекте натуры, но измененных по своим абсолютным значениям в соответствии с принятым масштабом моделирования. Анало-

говое моделирование предусматривает замену в модели одних физических полей другими, например замену натурного поля механических напряжений электрическим полем в модели. При этом на моделях изучают закономерности явлений и процессов, протекающих в натурных объектах, используя математическую аналогию различных по физической природе процессов, т. е. математическую тождественность основных законов, описывающих эти процессы.

Массив горных пород является весьма сложной средой, в которой при ведении горных работ одновременно происходят процессы деформирования различного характера: упругие, упругопластические смещения и разрушение пород с разрывом сплошности. Поэтому аналитические расчеты деформирования горных пород, прочности и устойчивости горных выработок и различных сооружений в породных массивах часто представляют собой трудно-решаемые задачи. Натурные исследования отличаются значительной трудоемкостью, высокой стоимостью, требуют довольно длительного периода времени. Кроме того, в натурных условиях обычно весьма ограничены возможности варьирования параметрами системы, технологией и последовательностью ведения горных работ, тогда как при моделировании можно проследить влияние основных параметров в самых широких пределах. Таким образом, моделирование открывает такие возможности изучения геомеханических процессов, которые не дают ни аналитические методы, ни наблюдения и измерения в натурных условиях.

В то же время на моделях невозможно воспроизвести все детали моделируемых объектов, поэтому моделирование позволяет вести изучение процессов с определенной степенью упрощения и схематизации натурных объектов, что существенно облегчает интерпретацию результатов шахтных наблюдений и измерений, позволяя с большей степенью обобщения проследить и уточнить механизм процессов и максимально полно изучить влияние на эти процессы действующих факторов.

Обычно при решении задач геомеханики методами моделирования испытанию подвергают серию моделей различных масштабов, используя при этом наиболее эффективный для решения конкретной задачи метод. Например, сначала на моделях мелкого масштаба изучают общие закономерности процессов в пределах всего участка массива, подверженного влиянию выработки, а затем на моделях более крупного масштаба детально изучают закономерности процессов в некоторой области массива, в частности, процессов взаимодействия пород с крепью выработки. При этом в модели крупного масштаба воспроизводится лишь некоторая часть массива, а действие всей остальной части компенсируется с помощью пригрузки, осуществляемой нагрузочными приспособлениями рычажного, пружинного или гидравлического типа.

Первые попытки моделирования проявлений горного давления были осуществлены в 1885 г. М. Файолем, который рассматривал слоистые горные породы как ряд несвязанных между собой породных слоев и изучал деформации изгиба горных пород на простейших моделях, состоящих из пачки полос, опирающейся на две опоры. Опыты, проделанные с различными материалами (железо, куски плоских рудничных канатов, глина, стекло, гипс и др.), показали затухание прогиба слоев снизу вверх, что послужило поводом для создания гипотезы свода давления.

К методам наблюдений на простых моделях относятся также опыты А. Леона, Ф. Вильгейма, Ф. Левинсона-Лессинга, М.М. Протодьяконова, Г. Шпаккелера, Ф.А. Белаенко и др. На сегодняшний день, учитывая сложность геомеханических процессов, происходящих в толще пород при проведении выработки, методы моделирования продолжают оставаться необходимым звеном исследований. Наиболее удобным для исследования проявлений горного давления является метод моделирования на эквивалентных материалах, предложенный Г.Н. Кузнецовым в 1936 г. [3]. Механическому подобию удовлетворяет также метод центробежного моделирования, разработанный и практически развитый Г.И. Покровским [4].

Весьма ценным методом, позволяющим получать важные количественные характеристики неоднородных напряженных состояний элементов сложных механических систем, является также оптический метод исследования напряженного состояния вокруг подземных выработок, начало которому было положено Ф. Левинсоном-Лессингом [5].

Среди других методов заслуживают внимания электроаналоговые методы моделирования, т. е. электрическое моделирование физических полей, а также различные комбинированные методы, например, сочетающие принцип метода эквивалентных материалов и принцип центробежного моделирования и др.

1.2.2. Основные положения теории подобия

С учетом специфики горного дела величины, полученные на моделях, нельзя механически переносить на натурные условия простым умножением на соответствующий масштаб. В основе моделирования физических явлений лежит учение о подобии, основы которого заложены еще И. Ньютоном, сформулировавшим общее понятие динамического подобия механических систем.

Основные свойства подобных явлений и признаки подобия рассматриваемых явлений между собой характеризуются тремя теоремами подобия. Первая, установленная Ж. Бертраном в 1848 г., основана на общем понятии динамического подобия Ньютона и втором законе механики Ньютона. Акад. М.В. Кирпичев дает следующую формулировку первой теоремы подобия: «Подобными называют явления, происходящие в геометрически подобных системах, если у них во всех сходственных точках отношения одноименных величин есть постоянные числа».

Вторая теорема подобия сформулирована в начале XX в. независимо друг от друга Дж. Букингемом и А. Федерманом. Она устанавливает возможность преобразования физического уравнения связи, описывающего данное явление, при этом получается уравнение, составленное из критериев (или инвариантов) подобия. Согласно второй теореме результаты опытов по изучению какого-либо физического явления, представленные в виде критериальных уравнений связи, возможно перенести на другие явления, подобные исследованному.

Третья теорема подобия сформулирована и доказана в 1930 г. акад. М.В. Кирпичевым и носит название теоремы о существовании подобия. Согласно этой теореме для существования подобия между явлениями необходимо и достаточно, чтобы эти явления имели подобные условия однозначности и одинаковые определяющие критерии подобия.

Закон Ньютона относится к рассмотрению движения и равновесия одной материальной частицы. Механическое же состояние деформируемого тела в каждой точке с координатами x, y, z характеризуется компонентами напряжений σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{yz}, τ_{xz}, компонентами перемещения u, v, w и компонентами деформаций ε_x, ε_y, ε_z, γ_{xy}, γ_{yz}, γ_{xz}. Между этими величинами, характерными для каждого напряженного состояния натуры и модели, должно быть взаимно однозначное соответствие, так как только при этом условии можно путем моделирования определить натурные величины смещения пород.

Для выяснения условий, обеспечивающих существование однозначного соответствия механических состояний натуры и модели, должна быть рассмотрена в общем виде система уравнений, отражающая деформированное состояние среды. Поскольку процессы деформирования горных пород в окрестности выработки являются весьма медленными, то инерционными силами можно пренебречь, и тогда уравнения равновесия могут быть записаны в следующей форме, если ось x вертикальная:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = \gamma;$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z}=0;$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}+\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}=0;$$

где γ — удельный вес горных пород.

Механическое подобие процессов в модели и натуре будет обеспечено, если записанные для модели и натуры в безразмерном виде уравнения равновесия будут тождественно совпадать. Введем безразмерные координаты и напряжения:

$$x=l\xi;\quad y=l\eta;\quad z=l\zeta;$$

$$\sigma_x=\gamma l R_\xi;\quad \sigma_y=\gamma l R_\eta;\quad \tau_{xy}=\gamma l R_{\xi\eta},$$

тогда уравнения равновесия примут следующий вид:

$$\frac{\partial R_\xi}{\partial \xi}+\frac{\partial R_{\xi\eta}}{\partial \eta}+\frac{\partial R_{\xi\zeta}}{\partial \zeta}=1 \qquad \text{и т. д.} \qquad (1.14)$$

Для обеспечения требуемого тождества уравнений равновесия для натуры и модели необходимо, чтобы любая компонента безразмерного напряжения в натуре $(R_{ik})_н=\frac{(\sigma_{ik})_н}{(\gamma l)_н}$ была равна соответствующей компоненте в модели $(R_{ik})_м=\frac{(\sigma_{ik})_м}{(\gamma l)_м}$, поэтому

$$\frac{(\sigma_{ik})_н}{(\sigma_{ik})_м}=\frac{\gamma_н}{\gamma_м}\frac{l_н}{l_м}=\frac{\gamma_н}{\gamma_м}\lambda,$$

где λ — линейный масштаб моделирования. Следовательно, масштаб напряжений

$$\mu=\frac{\gamma_н}{\gamma_м}\lambda. \qquad (1.15)$$

Здесь и далее индексом «н» обозначены параметры натуры, а индексом «м» — модели.

Масштаб сил β может быть найден умножением масштаба напряжений на масштаб площадей, т. е.

$$\beta=\frac{\gamma_н}{\gamma_м}\lambda\lambda^2=\frac{\gamma_н}{\gamma_м}\lambda^3. \qquad (1.16)$$

При характеристике того или иного механического процесса механическое подобие может быть определено заданием переходных множителей или масштабов для длин (геометрическое подобие), для времени (кинематическое подобие) и для масс (динамическое подобие).

Для двух подобных систем условие геометрического подобия заключается в том, что все размеры пространства, занятого системой в модели, и размеры отдельных элементов модели изменены в определенное число раз по сравнению с соответствующими размерами натурной системы.

Условие кинематического подобия этих систем состоит в том, что любые сходственные точки (частицы) систем, двигаясь по геометрически подобным траекториям, проходят геометрически подобные пути в промежутки времени, отличающиеся постоянным множителем.

Условие динамического подобия систем заключается в том, что массы любых сходственных частиц этих систем отличаются друг от друга постоянным множителем.

При изучении процессов разрушения горных пород широко пользуются теорией прочности Мора, согласно которой определяющими параметрами являются элементы паспорта прочности, т. е. сцепление и внутреннее трение. Таким образом, паспорт прочности для материала модели должен быть геометрически подобен паспорту прочности реальной горной породы. При подборе эквивалентного материала для слабых и пластичных пород

Г.Н. Кузнецов рекомендует пользоваться следующими соотношениями:

$$R_{м} = \frac{l_{м}}{l_{н}} \frac{\gamma_{м}}{\gamma_{н}} R_{н};$$

$$R'_{м} = \frac{l_{м}}{l_{н}} \frac{\gamma_{м}}{\gamma_{н}} R'_{н}$$

или

$$c_{м} = \frac{l_{м}}{l_{н}} \frac{\gamma_{м}}{\gamma_{н}} c_{н};$$

$$\operatorname{tg}\rho_{м} = \operatorname{tg}\rho_{н}, \qquad (1.17)$$

где $R_{м}$ и $R_{н}$ — пределы прочности на сжатие соответственно материала модели и натуры; $R'_{м}$ и $R'_{н}$ — пределы прочности на растяжение материала модели и натуры; $c_{м}$ и $c_{н}$ — коэффициенты сцепления для материала модели и натуры; $\rho_{м}$ и $\rho_{н}$ — углы внутреннего трения материала модели и натуры.

Для соблюдения подобия при моделировании упругих систем необходимо, чтобы были выполнены следующие условия:

$$E_{м} = \frac{l_{м}}{l_{н}} \frac{\gamma_{м}}{\gamma_{н}} E_{н} \text{ и } \mu_{м} = \mu_{н}, \qquad (1.18)$$

где $E_{м}$ и $E_{н}$ — модули упругости материалов модели и натуры соответственно; $\mu_{м}$ и $\mu_{н}$ — коэффициенты Пуассона.

Для моделирования процессов в условиях пластического деформирования (без учета времени) необходимо, чтобы уравнения, связывающие деформации и напряжения, были тождественны как для натуры, так и для модели при условии написания их безразмерной формы.

Важным элементом в соблюдении условий подобия является отражение в модели структурных и текстурных особенностей массива — слоистости, кливажа, отдельностей и др. Однако количественная оценка геолого-петрографических особенностей строения и сложения пород весьма затруднительна: отсутствуют пока объективные способы количественного учета этих факторов при оценке прочностных свойств массива как целого.

1.2.3. Метод центробежного моделирования

Метод заключается в замене гравитационных сил инерционными, создаваемыми в модели в результате ее вращения в каретке центрифуги. В принципе метод позволяет моделировать объемное напряженно-деформированное состояние (НДС) пород вокруг выработок как в упругой области, так и за ее пределами.

Модель объекта, выполненную в заданном геометрическом масштабе, помещают в центрифугу и путем равномерного вращения нагружают объемными инерционными силами, придавая тем самым породам модели некоторый фиктивный удельный вес. Это позволяет в ряде случаев для изготовления модели принять материал, одинаковый по своим физико-механическим свойствам с материалом натуры, что создает определенные преимущества перед методом эквивалентных материалов.

Центрифуга представляет собой коромысло, укрепляемое на вертикальной вращающейся оси (рис. 1.7). К нему прикрепляют съемные каретки, в которые помещают исследуемые модели. Из условий безопасности и с учетом значительных размеров центрифуг (диаметр 3—5 м) их размещают в помещениях с массивными ограждениями, чаще всего в подвалах.

С помощью специального устройства при работе центрифуги измеряют и контролируют скорость вращения и разворот кареток из вертикального положения в горизонтальное (при наборе скорости вращения) и обратный разворот (при снижении скорости).

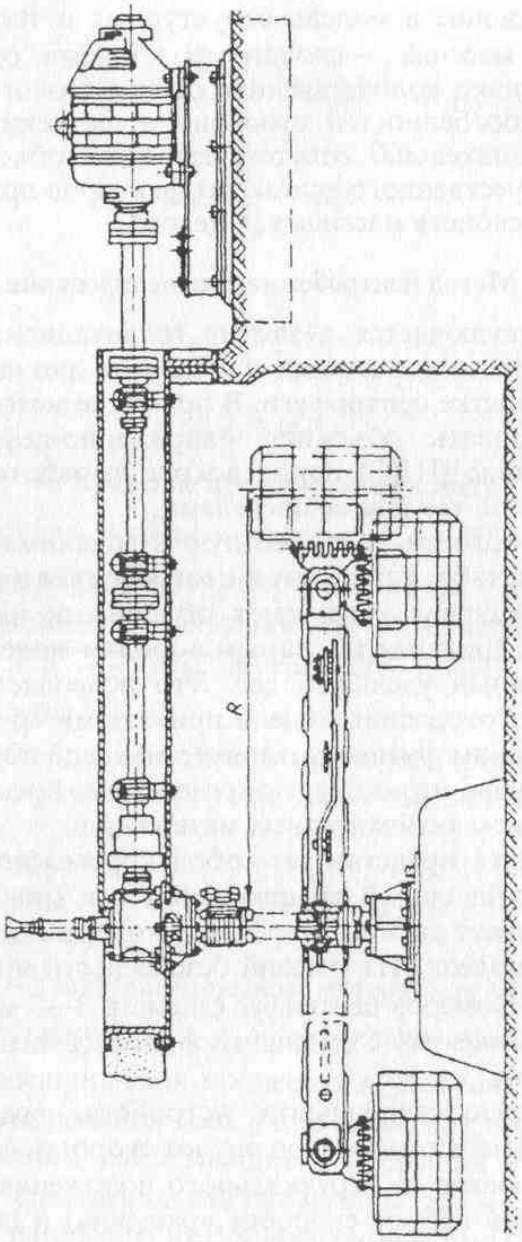


Рис. 1.7. Конструктивная схема центрифуги

Наблюдения за деформациями модели ведут с помощью электрических или других тензодатчиков, аэростатических динамометров, сельсиновых пар, индикаторов часового типа и других датчиков, позволяющих в процессе вращения центрифуги непрерывно получать информацию на пульте управления (дистанционно). Фиксируя деформации и напряжения пород модели в различных точках, изучают таким путем закономерности процессов для моделируемых условий, а также устанавливают оптимальные параметры горнотехнических объектов и сооружений по фактору устойчивости.

Для непосредственного наблюдения за макродеформациями моделей в процессе центрифугирования применяют также дистанционные фото-, киноустановки и кинотелевизионно-стробоскопические установки, позволяющие проследить кинетику деформаций модели на кинопленке. Стробоскопы (приборы, позволяющие фиксировать быстропротекающие периодические процессы) применяют также для визуального наблюдения.

При решении задач геомеханики с применением центробежного моделирования обычно испытывают несколько (2—6) идентичных моделей (моделей-близнецов), помещая их попарно в каретки центрифуги. Результаты экспериментов затем усредняют, одновременно контролируя достоверность опытов по признаку повторяемости результатов в пределах случайных отклонений, т. е. воспроизводимости эксперимента.

Метод центробежного моделирования с успехом и большой степенью надежности применяют при решении задач, связанных с определением размеров устойчивых потолочин камер, оптимальной формы и параметров бортов карьеров и отвалов, давления обрушенных пород на днища очистных блоков, влияния длительной нагрузки на крепь капитальных выработок, проведенных в пластичных глинистых породах и др. Использование специальных устройств позволяет моделировать в центрифуге одно-

временное действие статического поля напряжений и динамического поля, создаваемого при взрывных работах.

Достоинством центробежного моделирования является то, что это единственный из методов моделирования, в котором благодаря использованию естественных горных пород соблюдается соответствие между размерами частиц и молекул. Для некоторых задач это имеет важное значение.

Вместе с тем данный метод имеет и ряд недостатков. Один из них — отсутствие однородности механического силового поля, так как вследствие ограниченного радиуса центрифуги силовые линии и эквипотенциальные поверхности в модели непараллельны. Кроме того, с удалением от центра тяжести модели в ту или иную сторону по ее высоте изменяется эффективный радиус вращения, соответственно изменяется и масштаб моделирования. Указанное обстоятельство и технические возможности ограничивают предельные размеры моделей по высоте, а следовательно, и возможные глубины моделируемой толщи пород.

При центробежном моделировании также крайне затруднительно, а иногда и совсем невозможно воспроизводить слоистые толщи разнородных по составу и свойствам пород. Большие технические трудности представляет и воспроизведение в модели перемещения забоя во времени, что ограничивает область эффективного применения данного метода, поэтому в ряде случаев возникает необходимость обращения к другим методам моделирования.

1.2.4. Метод эквивалентных материалов

Наиболее освоенным и широко распространенным в настоящее время является отмечавшийся выше метод моделирования на эквивалентных материалах. Основные принципы этого метода сводятся к замене в модели естественных горных пород искусственными материалами с физико-механическими свойствами, которые в соответствии с принятым масштабом моделирования находятся в

определенных соотношениях с физико-механическими свойствами естественных горных пород.

Одним из преимуществ метода моделирования на эквивалентных материалах является возможность измерения показателей, отражающих НДС массива в интересующих областях, которые в натурных условиях осуществить практически невозможно ввиду труднодоступности участков массива.

При условии удовлетворения всех критериев подобия для эквивалентных материалов и обеспечении геометрического подобия натуры и модели совпадение механических процессов может быть обеспечено при подобии граничных условий. В принципе модель достаточно полно отражает НДС массива в натуре. Соблюдение же граничных условий по торцам модели не представляется возможным, однако в силу известного принципа Сен-Венана можно утверждать, что роль торцов становится заведомо малой на расстояниях от них, равных толщине модели. Поэтому при отработке моделей замеры величин смещений кровли и давления на крепь являются достоверными только в ее средней части.

Лабораторный подбор и испытания эквивалентного материала для изготовления моделей направлены в сторону изыскания удобообрабатываемых смесей, которые не обладали бы длительными сроками схватывания и твердения, а по своим физико-механическим свойствам обеспечивали бы подобие с горными породами. При этом безразмерные константы — коэффициенты Пуассона и углы внутреннего трения — должны численно совпадать в эквивалентном материале и горных породах.

По природе связующих веществ применяемые в настоящее время эквивалентные материалы разделяются на следующие четыре группы:

1) на основе углеводородов нефтяного происхождения (вазелин, парафин, масла и др.) — обладают пластичными и упругопластичными свойствами;

2) на основе неорганических гидравлических связующих (цемент, гипс, жидкое стекло, тиосульфат натрия) — обладают хрупким характером разрушения, а при добавлении в состав глины приобретают пластичные свойства;

3) на основе синтетических полимеров (эпоксидная, карбамидная, кремнийорганическая и другие смолы) — обладают упругопластичными и хрупкими свойствами;

4) на основе смол естественного происхождения (пек, канифоль и др.) — обладают свойствами хрупких материалов.

При подборе эквивалентных материалов с конкретными свойствами используют различные модификаторы, присадки и инертные заполнители. В качестве последних применяются мелкие кварцевые пески и мелкодисперсные материалы (цемент, мел, инертная пыль, порошки солей металлов и др.). Подобрав и уточнив рецептуры эквивалентных материалов для всей моделируемой толщи, приступают к следующему этапу — изготовлению самой модели.

Модели изготавливают непосредственно в испытательных стендах, представляющих собой жесткие рамные металлические конструкции. Для изготовления и испытания плоских моделей, выполненных в разрезе по простиранию перпендикулярно к плоскостям напластования, слоистости или полосчатости моделируемой толщи, применяют стенды, подобные представленному на рис. 1.8.

Если необходимы плоские модели, выполненные для наклонного залегания пород в разрезе вкрест простирания, применяют поворотные (круговые) стенды. Для объемных моделей используются трехмерные поворотные стенды.

В зависимости от решаемых задач моделирование ведут в различных геометрических масштабах: мелких (от 1 : 400 до 1 : 100) или крупных (от 1 : 60 до 1 : 10). Толщи слабых пород моделируют только в крупных масштабах.

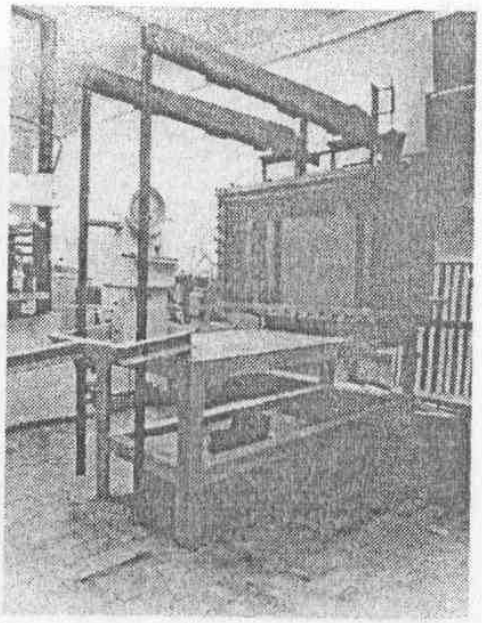


Рис. 1.8. Общий вид плоского стенда для моделирования на эквивалентных материалах (Национальная горная академия Украины)

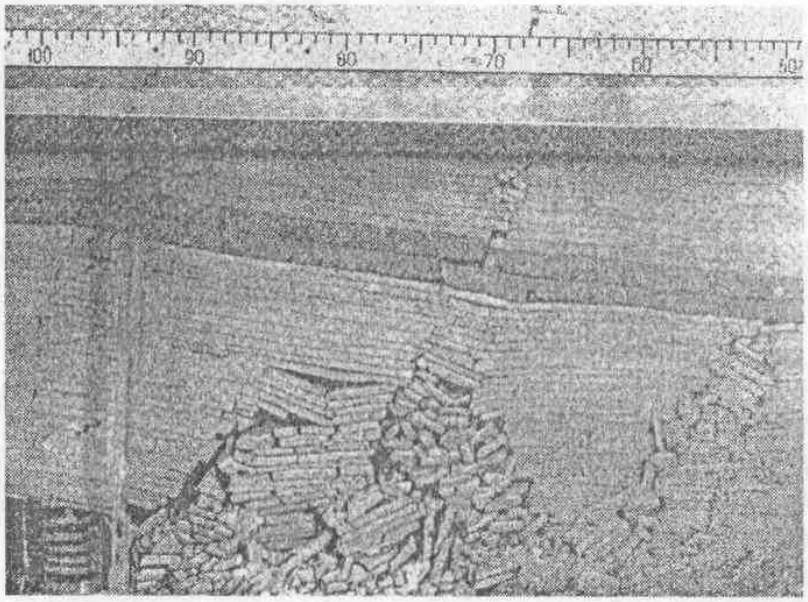
Разделение толщи пород в модели на отдельные слои обеспечивают путем присыпки поверхности каждого слоя крупной молотой слюдой, трещиноватость или кливаж воспроизводят насечкой свежеприготовленных слоев до отвердения или схватывания материалов.

При изготовлении плоских моделей вместо опалубки используют прозрачные ограждающие стенки, стационарно закрепляемые на весь период испытания модели. Для этих целей применяются листовые закаленные стекла, укрепляемые на стыках швеллерами, которые обеспечивают необходимую жесткость прозрачного бокового ограждения.

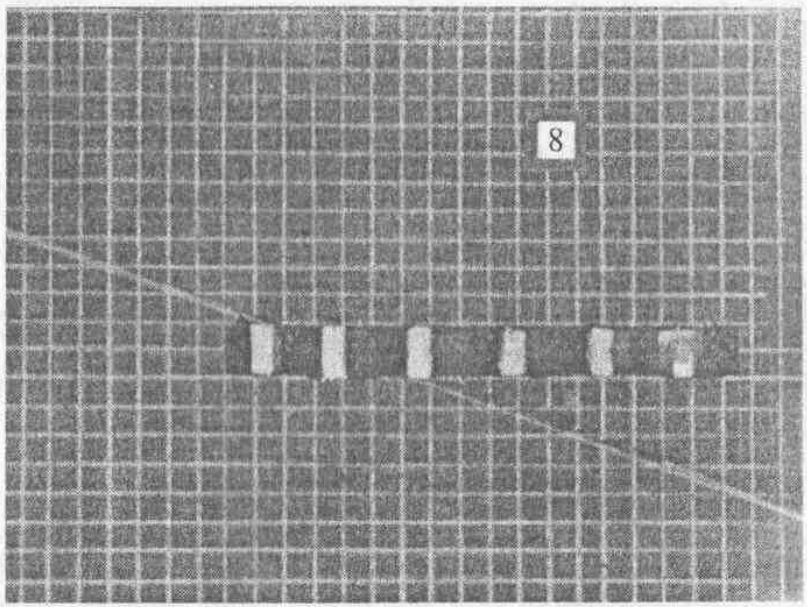
После изготовления модели и набора эквивалентным материалом прочности (или его остывания) на поверхность моделируемого массива наносится мерная сетка, в намеченных слоях устанавливают марки и датчики для регистрации полей напряжений, деформаций и смещений в период испытания, а также выполняются полости, имитирующие горные выработки, в которые встраиваются приборы, воспроизводящие работу крепи.

Напряженное состояние и деформации элементов модели определяют также с помощью спаренных микроскопов, жестко соединенных между собой и позволяющих определять с высокой точностью смещения двух точек от-

а



б



в

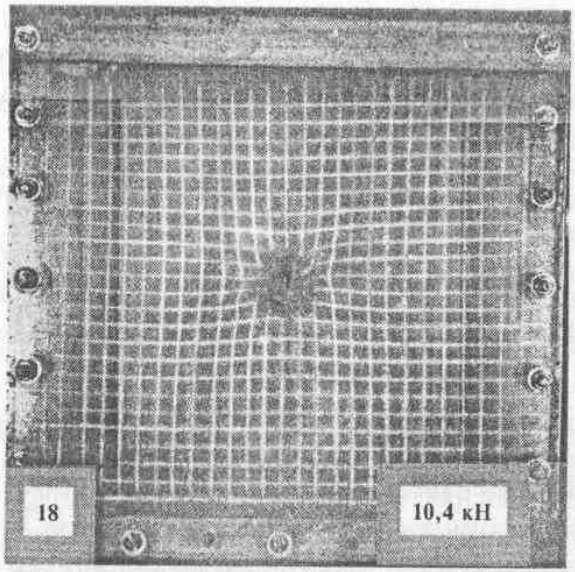


Рис. 1.9. Некоторые варианты моделей из эквивалентных материалов, выполненные на различных стендах:

а — для изучения характера смещений толщи пород над выработанным пространством; *б* — для изучения характера смещения пород вокруг забоя подготовительной выработки, пересекающей трещину; *в* — для изучения характера деформирования приконтурного массива в окрестности одиночной выработки, закрепленной металлической арочной крепью с обратным сводом

носительно друг друга. База измерений в моделях с помощью указанных выше приборов составляет 40—50 мм, а относительная погрешность $(1 \div 2)10^{-4}$, т. е. на порядок ниже, чем при измерениях в натуре.

Для определения сдвижений точек плоской модели в процессе ее испытания применяется метод фотофиксации — периодическое фотографирование боковой поверхности модели с установленными в ней марками и последующие измерения смещений марок на фотоснимках, осуществляемые на компараторе. Метод фотофиксации позволяет быстро и одновременно регистрировать смещения всех точек на боковой поверхности модели, но точность опре-

деления смещений точек модели, учитывая масштаб моделирования, оказывается обычно ниже точности определения смещений соответствующих точек при измерениях непосредственно в натурных условиях. Установка на боковой поверхности модели блочных тензометров позволяет повысить точность определения смещений в 20 раз. При масштабе фотоснимка 1 : 10 и геометрическом масштабе модели 1 : 100 значения сдвижений точек в пересчете на натуру могут быть определены в этом случае с точностью до 1 мм. Такую же точность определения смещений обеспечивают зеркальные и оптические тензометры, при этом смещения реперов в увеличенном виде фиксируют на экране.

Для воспроизведения работы крепей применяют приборы пьезометрического и рычажного типов — для моделей мелких масштабов, рычажно-маятникового и гидравлического типов — для моделей крупных масштабов.

Завершающим этапом моделирования является собственно испытание модели, т. е. воспроизведение в определенном масштабе времени процесса изменений полей напряжений, деформаций и смещений с разрывом сплошности при разработке. Исходя из конкретной задачи, при испытании модели более подробно изучают распределение напряжений в массиве вокруг забоя выработки, либо развитие деформаций и сдвижений толщи пород и земной поверхности, либо развитие деформаций, разрушений и смещений пород в призабойном пространстве и взаимодействие пород с крепью и т. д.

На рис. 1.9 показаны виды некоторых моделей из эквивалентного материала с различными вариантами решаемых задач.

По окончании испытания модели обычно из ее части, не подвергнутой деформациям при испытаниях, вырезают образцы материалов-эквивалентов для проведения контрольных определений их свойств.

Обработка результатов исследований производится путем построения функциональных зависимостей изучаемых параметров от изменения горно-геологических и горнотехнических условий. Они представляются в виде относительных показателей, при этом полученные зависимости должны сопоставляться с результатами натурных исследований. Для построения прогнозных зависимостей серии опытов планируют так, чтобы максимально охватить все необходимые условия и получить надежные результаты, для этого используют современные научные методы планирования экспериментов, например метод латинских квадратов.

Моделирование на эквивалентных материалах позволяет с большой степенью детальности проследить механизм процессов в толще пород при движении забоя выработки, особенно процессов деформирования пород с разрывом сплошности, что обычно исключено при других методах моделирования. Вследствие этого метод эквивалентных материалов получил широкое применение при решении различных задач геомеханики.

1.2.5. Поляризационно-оптический метод

Поляризационно-оптический, или просто оптический, метод моделирования позволяет устанавливать распределение и значения напряжений в массивах пород и элементах сооружений любой конфигурации, когда деформации модели происходят без разрыва сплошности.

Еще в 1816 г. Д. Брустер обнаружил, что если кусок стекла, находящийся в напряженном состоянии, осветить поляризационным светом, то на этом стекле будет видна окрашенная в яркие цвета фигура. Эти цвета, как было установлено, зависят от величины действующих напряжений. Д. Брустер предложил воспользоваться наблюдаемым эффектом для определения напряжений в телах сложной конфигурации при помощи изготавливаемых из стекла моделей, которые должны исследоваться в поляризационном свете при различных условиях нагружения.

Позже была установлена зависимость между оптическим эффектом и величиной разности действующих в некоторой точке тела главных нормальных напряжений. Было замечено, что изменение толщины плоской модели пропорционально сумме главных нормальных напряжений, действующих в этой же точке. Практическое применение оптический метод исследования напряжения получил только с 1901 г., когда в качестве материала для моделей стали применять целлулоид и была разработана техника измерения напряжений.

Таким образом, оптический метод основан на свойстве большинства прозрачных изотропных материалов (целлулоид, бакелит, фенолит и др.), называемых оптически-чувствительными, при приложении механических нагрузок приобретать оптическую анизотропию и проявлять способность двойного лучепреломления. Последнее заключается в том, что луч света, проходя через прозрачную кристаллическую среду, разлагается на две взаимноперпендикулярные плоскополяризованные составляющие, которые распространяются внутри среды с различной скоростью.

Впервые этот метод был применен Ф. Левинсоном-Лессингом и А. Зайцевым при исследовании влияния формы сечений тоннелей на характер распределения напряжений. Проведенные опыты показали, что наибольшее сжимающее напряжение (при одноосном начальном напряженном состоянии) возникает по боковым сторонам отверстия и что оно достигает, примерно, тройного значения по отношению к сжимающему напряжению в ненарушенном массиве; наименьшие напряжения возникают при овальном и подковообразном сечениях, вытянутых в направлении действующих сил.

Применение оптического метода в геомеханике базируется на теореме Леви—Митчела о независимости характера распределения напряжений в плоских моделях (в том числе из оптически-чувствительных материалов) от упругих постоянных моделей при равенстве нулю равнодействующей всех приложенных внешних сил (главного вектора) и равнодействующей всех моментов (главного момента), что позволяет при моделировании обеспечивать только геометрическое подобие модели и натуры.

Оптически-чувствительные материалы, применяемые для изготовления моделей, должны обладать высокой прозрачностью, оптической и механической изотропностью, стабильными оптико-механическими характеристиками и необходимой прочностью. Вместе с тем они должны хорошо обрабатываться и проявлять достаточно малые краевые эффекты, связанные с появлением оптической разности хода на контуре пластин вследствие внутренних напряжений.

Производство новых полимерных материалов с разнообразными оптико-механическими свойствами открыло широкие возможности в подборе материалов для оптического моделирования. В частности, для задач геомеханики весьма удобно применение органических стекол и эпоксидных смол. В пластинках из указанных материалов в принятом масштабе вырезают контуры изучаемых выработок (или систем выработок), вокруг которых исследуется распределение напряжений при различных схемах нагружения пластинок по контуру растягивающими или сжимающими силами.

Линейную разность хода Γ и направления главных напряжений определяют при просвечивании плоской модели в полярископе (рис. 1.10). Луч света от источника *1*, пройдя через поляризатор *2*, плоско поляризуется. Поляризованный свет, пройдя далее через напряженную модель *3*, претерпевает двойное преломление, которое различно в разных точках модели в зависимости от значений и направлений главных напряжений в этих точках. Далее оба луча, образовавшиеся в рассматриваемой точке модели, проходят через анализатор *4* и при этом приводятся в одну плоскость. Прошедшие через анализатор плоскополяризованные лучи интерферируют при определенной оптической разности хода, которая пропорциональна разности главных напряжений в соответствующей точке модели.

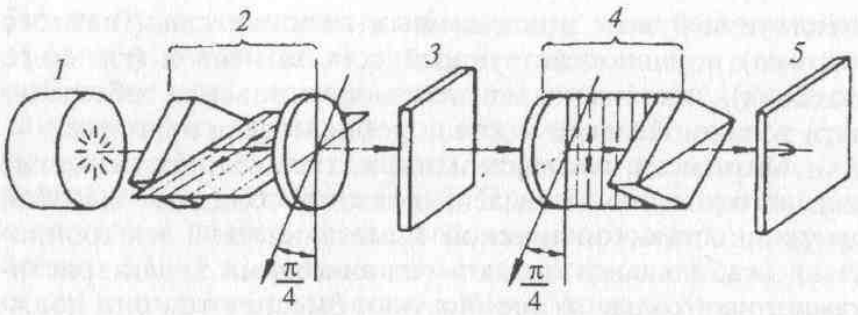


Рис. 1.10. Принципиальная схема оптико-поляризационной установки: *1* — коробка с матовым стеклом; *2* — поляризатор; *3* — испытываемая модель; *4* — анализатор; *5* — экран

Если источник *1* в полярископе излучает белый свет, то модель и анализатор после прохождения лучей света через поляризатор получают на экране *5* изображение, окрашенное в различные цвета светового спектра. При этом каждая цветная полоса представляет собой геометрическое место точек с одинаковой оптической разностью хода Γ и, следовательно, с одной и той же разностью главных нормальных напряжений $\sigma_1 - \sigma_2$, полуразность которых представляет собой максимальное касательное напряжение:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}. \qquad (1.19)$$

Таким образом, цветные полосы на экране полярископа представляют собой линии равных максимальных касательных напряжений исследуемой модели. Эти линии называют *изохромами*. Картину изохром, получаемую в поле анализатора, можно визуально наблюдать и фотографировать (рис. 1.11, *а*). В некоторых точках исследуемой модели плоскость колебания луча совпадает с направлением какого-либо из главных нормальных напряжений. В таких точках двойного лучепреломления не происходит. Если плоскости поляризации поляризатора и анализатора взаимно перпендикулярны, т. е. скрещены, то

а *б*

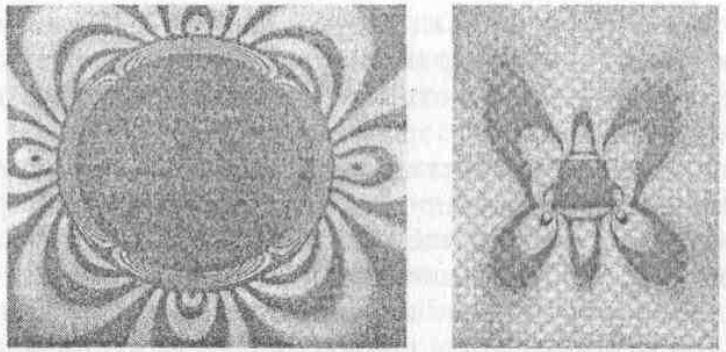


Рис. 1.11. Изохроматическая картина полос в оптических моделях: *а* — кольцевая крепь; *б* — крепь трапециевидной формы

лучи в указанных выше точках модели через анализатор не проходят. В результате на экране появляются черные линии, пересекающие цветную картину изохром. Эти линии представляют собой геометрические места точек, в которых направления главных нормальных напряжений параллельны между собой. Такие линии называют *изоклинами*. Поворачивая скрещенные поляризатор и анализатор на различные углы, получают систему изоклин, позволяющую определить направления главных нормальных напряжений в любой точке модели. По изоклинам строят траектории главных напряжений, называемые *изостатами*. При просвечивании напряженной модели темные пятна образуются также в точках, свободных от напряжений, и в точках, где главные напряжения равны между собой. Эти точки называют *изотропными* или особыми. Особые точки определяют структуру изохром и изоклин и поэтому имеют важное значение при исследовании распределения напряжений в модели.

Если требуется исключить появление на экране изоклин, то вместо плоской поляризации света используют круговую. Для этого в полярископе конструктивно предусмотрены пластинки из слюды такого же диаметра, как и у поляроидов. Одну из них вводят в оптическую систему

позади поляризатора (относительно источника света), другую — впереди анализатора. Для света, поляризованного по кругу, все направления в модели, на которую он падает, равноценны, поэтому по изостатическим направлениям луч не погасает.

Кроме белого света, при исследовании распределения напряжений в модели используется также монохроматический свет с определенной длиной волны, что значительно облегчает количественный анализ напряжений в различных точках модели. Для этого применяют натриевые или ртутные лампы со светофильтрами. Обычно выделяют зеленую линию светового спектра с длиной волны $\lambda = 546$ мкм. Если напряженную модель просвечивать монохроматическим светом, то на экране вместо цветной картины изохром получается чередующийся ряд темных и светлых полос (рис. 1.11, *б*), причем в тех точках, где разность хода равна четному числу полуволн (т. е. целому числу волн), происходит погасание света и образуются темные полосы. В тех же точках, где разность хода равна нечетному числу полуволн, проходящий свет достигает наибольшей интенсивности и наблюдаются светлые полосы.

Подсчитав число полос, которые прошли через исследуемую точку модели при ее нагружении, либо число полос от ненагруженной точки, легко определить оптическую разность хода, а по ней — максимальное касательное напряжение в этой точке. Однако в соответствии с выражением основного закона фотоупругости для этого необходимо знать оптический коэффициент напряжений C, который является показателем относительной чувствительности оптически-чувствительных материалов. Коэффициент C устанавливают путем испытания контрольных образцов в режимах растяжения, сжатия или чистого изгиба. Он имеет размерность, обратную размерности напряжения; обычно его выражают в брюстерах, причем $1 \cdot 10^{-7}$ см^2/кгс = 0,98 брюстера.

Имея данные о коэффициенте C, определяют оптическую разность хода Γ и далее переходят к величинам

$\sigma_1 - \sigma_2$ и τ_{max}. Для этого применяют различные способы. Один из них — способ полос — в общих чертах описан выше. Этот способ применяют для моделей из материалов с высокой оптической чувствительностью. Он довольно прост и обеспечивает точность, достаточную для практических целей. Другим является способ сопоставления цветов по цветной картине изохром, получаемой при просвечивании модели белым светом. Для определения по картине изохром значения оптической разности хода Γ используют шкалу цветов или таблицу цветов Ньютона. Определив цвет и порядок изохромы в данной точке модели и установив по таблице соответствующую разность хода, вычисляют значение $\sigma_1 - \sigma_2$ по формуле

$$\Gamma = Cd(\sigma_1 - \sigma_2). \qquad (1.20)$$

Данный способ менее точен, чем предыдущий, так как включает в себя цветовую ошибку индивидуального наблюдателя. Более точным является способ компенсации, предусматривающий использование специального прибора — компенсатора. Принцип этого способа состоит в том, что на разность хода лучей, создаваемую моделью, компенсатором накладывается разность хода, равная по значению, но обратная по знаку. Результирующая разность хода оказывается нулевой, т. е. при скрещенных поляроидах в исследуемой точке модели происходит затемнение.

Однако конечной задачей является раздельное получение значений главных напряжений в каждой точке модели. Способы разделения главных напряжений основаны на использовании дифференциальных уравнений равновесия с привлечением при определениях картин изохром и изостат. Особо следует отметить способ разделения напряжений с использованием линий сумм главных напряжений — *изопахик*, которые могут быть получены различными методами — с помощью эффекта муаровых полос, лазерной или голографической интерферометрии.

При решении задач, которые не могут быть сведены к плоским, применяют объемные модели. Для нахождения напряжений в какой-либо внутренней области объемной модели выделяют эту область так, чтобы по пути прохождения светового луча напряженное состояние практически не менялось. Основные способы решения объемных задач: а) способ, основанный на использовании свойств оптически-чувствительных материалов моделей фиксировать («замораживать») оптический эффект; б) способ рассеянного света; в) способ оптически-чувствительных вклеек.

Наибольшее распространение получил первый способ — «замораживание» с последующей распиловкой объемной модели на тонкие срезы толщиной 1—3 мм. Он основан на открытом Г. Оппелем в 1936 г. эффекте сохранения картины полос некоторыми оптически-чувствительными материалами, обусловленном особенностями их двухфазной молекулярной структуры. Сначала модель нагружают при повышенной температуре, затем, не убирая нагрузки, постепенно охлаждают до комнатной. При снятии нагрузки деформации, полученные при повышенной температуре, остаются, соответствующее им двойное лучепреломление также сохраняется. Температуры «замораживания» различных оптически-чувствительных материалов колеблются в пределах 80—150 °С.

В последние годы метод фотоупругости все шире применяют и для решения динамических задач. При этом возникающие в моделях интерференционные картины дают возможность безынерционно исследовать распространение волн напряжений на всех стадиях динамического процесса. Поляризационно-оптическое исследование динамических явлений связано с особенностями моделирования, техники регистрации быстропротекающих процессов, определения зависимости между механическими и оптическими величинами и выбора методов разделения напряжений. В частности, для применяемых материалов необходимо оценивать влияние вязкоупругих свойств с точки зрения погрешности в определении напряжений и

деформаций. Для регистрации интерференционных картин применяют высокоскоростные камеры, в качестве источников света используют обычно газоразрядные импульсные лампы. Моделирование динамических нагрузок осуществляют с помощью копров различных конструкций, а также взрывов специальных зарядов. Для разделения напряжений одновременно с регистрацией картин полос производят запись деформаций в модели с помощью тензометрических или геометрических (муар, голография, сетки) методов.

Другое направление связано с использованием метода при изучении деформирования пород в условиях проявления неупругих деформаций, в частности деформаций пластичности и ползучести. В этом случае речь идет об эффекте фотопластичности и фотоползучести применяемых оптически-чувствительных материалов. При моделировании динамических процессов, а также напряженного состояния объектов с учетом деформаций пластичности и ползучести, в отличие от статических задач, необходимо добиваться соответствия реологических свойств натуры и материала модели.

Таким образом, оптическое моделирование позволяет получить весьма наглядное представление о поле напряжений в массиве пород вокруг выработок любой конфигурации. Поэтому даже получение качественной картины распределения напряжений иногда позволяет сделать важные заключения и выводы, выделить наиболее и наименее напряженные участки породного массива.

1.2.6. Другие методы моделирования

При решении задач геомеханики, наряду с применением описанных выше различных методов, используют также и их комбинации: например, центробежного моделирования и поляризационно-оптического метода, либо метода эквивалентных материалов и центробежного моделирования.

Метод, сочетающий принцип метода эквивалентных материалов и принцип центробежного моделирования, получил широкое применение в результате многолетних исследований Криворожского научно-исследовательского горнорудного института (НИГРИ). Применением в модели эквивалентных материалов взамен естественных горных пород и нагружением модели в центрифуге обеспечивается выполнение условий подобия в геометрическом масштабе модели. Таким образом, сущность данного метода состоит в том, что вместо модели из естественных горных пород, применяемой в методе центробежного моделирования, модель изготавливают из эквивалентных материалов, механические характеристики которых удовлетворяют условию в некотором достаточно крупном геометрическом масштабе. Модель помещают в центрифугу и подвергают испытаниям при параметрах вращения, определяемых принятым масштабом центробежного моделирования. В данной комбинации двух методов геометрический масштаб модели из эквивалентных материалов, испытываемой в центрифуге, равен произведению этих двух геометрических масштабов.

Подбирая эквивалентные материалы с учетом геометрического масштаба, например 1 : 20, и задавая параметры вращения центрифуги при масштабе центробежного моделирования 1 : 20, обеспечивается общий геометрический масштаб модели 1 : 400, в котором и необходимо изготовить все элементы модели, подготавливаемой к испытаниям. Изложенный подход существенно расширяет технические возможности изготовления материалов и испытания моделей в широком диапазоне геометрических масштабов.

Объемные модели из оптически-чувствительных материалов также обычно нагружают с использованием центрифуги, сочетая в этом случае принципы оптического метода и метода центробежного моделирования.

Среди прочих методов заслуживают особого внимания электроаналоговые методы моделирования, т. е. электрическое моделирование физических полей. Эти методы основаны, как отмечалось выше, на совпадении дифференциальных уравнений, описывающих процессы в электрическом и механическом силовых полях. Такие модели могут быть двух типов. В первом — методе электрогидродинамических аналогий (ЭГДА), предложенном в 1922 г. акад. Н.Н. Павловским, — используют меняющиеся электрические свойства сплошной проводящей среды. Второй, известный как метод электрических сеток прямой аналогии (ЭСПА), предусматривает замену сплошной среды сеткой из некоторых элементарных электрических ячеек, параметры которых назначают, исходя из свойств среды в механической системе и критериев подобия. Электрические ячейки — элементы напряжения, силы тока, индуктивности, емкости — служат аналогами механического напряжения, скорости упругого смещения, массы, податливости элементарных объемов моделируемого массива пород.

Электроаналоговые методы применяют в настоящее время для решения задач, связанных с динамическими процессами в породных массивах, а дальнейшее развитие этих методов может открыть пути моделирования совместного действия статических и динамических геомеханических процессов.

Часто используют в сочетании оптический метод и метод эквивалентных материалов. Например, оптическим методом наиболее детально изучают распределение напряжений в зоне опорного давления, а методом эквивалентных материалов для тех же условий исследуют развитие деформаций толщи с разрывом сплошности и механизм взаимодействия сдвигающихся пород с крепью.

1.3. ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В НАТУРНЫХ УСЛОВИЯХ

1.3.1. Измерение деформаций и напряжений на поверхности горных выработок

Разработка теоретических представлений в геомеханике, как правило, начинается и заканчивается натурным экспериментом. Обнаружение несоответствия между теоретическими и экспериментальными результатами служит основанием и стимулом для дальнейшего совершенствования теории. В связи этим инструментальные методы изучения геомеханических процессов имеют очень важное значение в комплексе научных исследований. Достаточно подробное описание этих методов приведено в [6].

Наибольшее применение для определения напряжений на поверхности горных выработок получили метод полной разгрузки, метод частичной разгрузки и метод компенсационной разгрузки.

Метод полной разгрузки основан на измерении деформаций, возникающих при полном снятии напряжений на определенном участке поверхности массива путем создания четырех щелей (врубов). При этом полагается, что до разгрузки породный массив находился в упругом состоянии, и пластическая составляющая деформаций отсутствует.

В предположении, что связь между напряжениями и деформациями линейна и известны направления действия главных напряжений (например, горизонтальное и вертикальное), для плоского напряженного состояния имеют место следующие зависимости:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_1 + \mu\varepsilon_2),$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1), \qquad (1.21)$$

где ε_1, ε_2 — измеренные главные деформации; σ_1, σ_2 — вычисленные главные напряжения; E и μ — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона горных пород в месте измерений.

Порядок выполнения операций при использовании метода полной разгрузки следующий. На выбранном участке поверхности горной выработки устанавливают по два репера (рис. 1.12), которые с помощью цементно-песчаного раствора закрепляют в предварительно пробуренных шпурах, расположенных на двух взаимоперпендикулярных линиях (горизонтальной и вертикальной).

Между реперами размещают тензометрические датчики или индикаторы часового типа *2*. Затем проводят вертикальные щели и измеряют горизонтальные деформации. После проведения горизонтальных щелей измеряют соответственно вертикальные деформации. На оконтуренном щелями участке отбирают керноотборником пробы, на которых в лабораторных условиях определяют деформационные характеристики E и μ.

Метод частичной разгрузки основан на измерении деформаций в окрестности скважины небольшого (30—60 мм) диаметра, пробуренной в центре исследуемого участка поверхности выработки (рис. 1.13). В этом случае на поверхности выработки в вершинах равностороннего треугольника бурят шпуры, в которые на цементно-песчаном растворе помещают анкеры *1*. Межу анкерами устанавливают тензометрические приборы *2*. В центре треугольника бурят разгрузочную скважину *3*, глубина которой должна обеспечить стабильные показания приборов. Скважина создает условия для частичной разгрузки массива, что дает возможность измерить деформации и по специальным формулам рассчитать величину и направление главных напряжений в месте измерений. Шпуры располагают на расстоянии 2—3 диаметров скважины от ее центра.

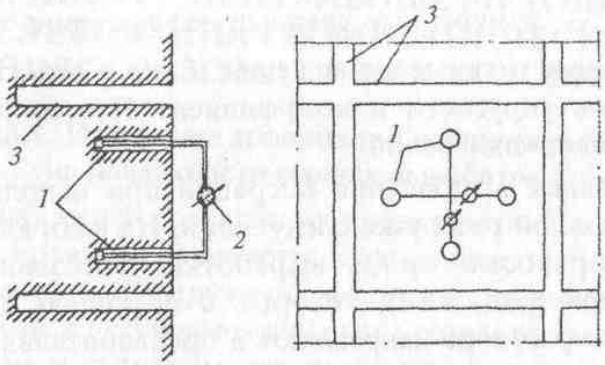


Рис. 1.12. Схема эксперимента по измерению деформаций на поверхности обнажения методом полной разгрузки:
1 — шпуры; *2* — тензометрический прибор; *3* — разгрузочная щель

Метод компенсационной нагрузки является разновидностью рассмотренного выше метода разгрузки. Он основан на определении напряжений при восстановлении упругой деформации, возникающей при разгрузке, которая компенсируется путем напряжения разгруженной части массива до своего первоначального напряженного состояния. При этом нет необходимости определять упругие характеристики пород.

Сущность измерений напряжений по данному методу состоит в следующем (рис. 1.14).

На обнаженной поверхности площадью до 1—2 м^2 устанавливают несколько тензометрических датчиков, расположенных на таком расстоянии друг от друга, чтобы была возможность независимо регистрировать деформации массива в различных направлениях. После снятия начальных показаний с датчиков в массиве создают горизонтальные щели-врубы, а затем и вертикальные, или одновременно те и другие, которые частично разгружают породный массив. Находящиеся в пределах действия разгрузки датчики регистрируют определенные деформации.

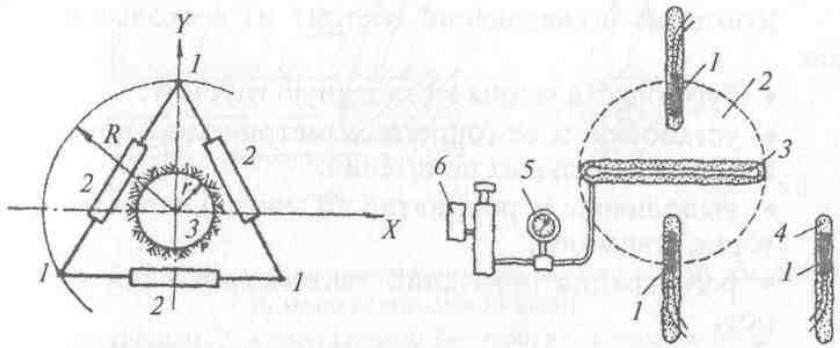


Рис. 1.13. Схема измерения деформаций на поверхности выработок по методу частичной разгрузки:
1 — шпур; *2* — тензометрический прибор; *3* — разгрузочная скважина

Рис. 1.14. Схема измерений по методу компенсационной нагрузки:
1 — тензодатчики; *2* — разгруженная зона пород; *3* — гидроподушка; *4* — цемент; *5* — манометр; *6* — ручной гидронасос

Затем в щель (или в щели) устанавливают нагрузочное устройство, которое обеспечивает восстановление первоначального напряженного состояния участка массива. В качестве нагрузочного устройства обычно используют гидравлические подушки. Гидравлическая подушка представляет собой металлическую коробку, связанную через гидросистему с гидронасосом. Обычно гидравлические подушки имеют размеры от 300 × 300 × 30 до 600 × 600 × 60 мм. Максимальное давление, создаваемое этими устройствами, составляет 50—70 МПа. Зная величину нагрузки и площадь ее приложения, вычисляют напряжение, действующее в массиве перпендикулярно разгрузочной щели.

1.3.2. Измерение деформаций и напряжений в глубине массива

Напряженно-деформированное состояние породного массива в окрестности выработки изучают, используя *метод разгрузки керна в скважине.*

Комплекс исследований состоит из нескольких этапов:

- бурение скважины на заданную глубину;
- установка на ее торце тензометрических приборов и снятие начальных показаний;
- выполнение мероприятий по снятию напряжений в торце скважины;
- регистрация показаний тензометрических приборов;
- отделение керна для последующего определения в лаборатории упругих характеристик;
- расчет напряжений, действующих в массиве.

Известны два варианта измерений напряжений по методу полной разгрузки керна в скважине:

- метод разгрузки торца скважины по схеме ВНИМИ;
- метод разгрузки керна с центральной скважиной.

По первому варианту напряжения определяют на основе измерения деформаций ε_1, ε_2, ε_3 упругого восстановления торца скважины при выбуривании керна (рис. 1.15). Затем, используя известные соотношения, вычисляют компоненты напряжений, действующих в породном массиве. Порядок измерений при этом следующий. В обнажении пробуривают на заданную глубину скважину диаметром от 100 до 200 мм в зависимости от прочности пород. Специальным шлифовальным диском, укрепленным на штанге, торец скважины шлифуется. На торце скважины закрепляют розетку электротензодатчика (см. рис. 1.15). В первое время на породу наклеивали тензодатчики длиной 30 мм с помощью специального приспособления. В последующем были разработаны более совершенные и надежные конструкции съемных тензометров.

Тензометр представляет собой легкую металлическую конструкцию, несущую необходимое число датчиков (розетку из 2—3 датчиков). Этот тензометр плотно прижимается к забою скважины, так что датчики получают достаточное сцепление с поверхностью забоя. Фиксируют

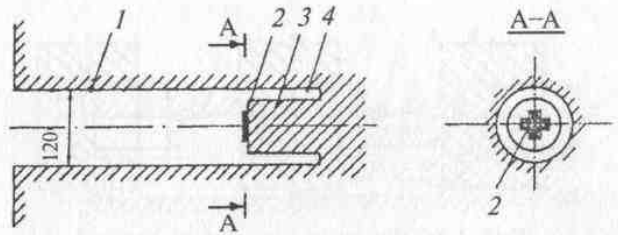


Рис. 1.15. Схема измерения напряжений по методу разгрузки керна с помощью кольцевой щели:
1 — скважина; *2* — тензодатчики; *3* — керн; *4* — кольцевая щель

тензометр с помощью анкера, закрепляемого в опережающем отверстии, просверленном в породе, диаметром 6 мм и длиной 50 мм. Кабель от тензометра пропускают в пустотелую буровую штангу и с помощью коронки выбуривают кольцевой вруб. В результате происходит упругое расширение керна, которое фиксируется измерительной аппаратурой в процессе выбуривания керна. Модуль упругости E и коэффициент Пуассона μ определяют в лабораторных условиях на образцах, полученных из кернов.

Если имеются достаточно надежные данные о направлении одного из главных напряжений в массиве (например, по вертикали от гравитационных сил), тогда ограничиваются двумя датчиками, направленными по вертикали и горизонтали. Если направления главных напряжений точно неизвестны, то необходимо применить розетку из трех тензодатчиков, расположенных под углами 45 и 60°, а для определения величины главных напряжений и их направления использовать соответствующие расчетные формулы [6].

После измерений на заданной глубине керн обламывается, скважина углубляется до следующего заданного интервала и комплекс работ по разгрузке керна повторяется. Последовательно выполненный цикл работ на заданную глубину позволяет построить эпюру напряжений в породном массиве, окружающем выработку.

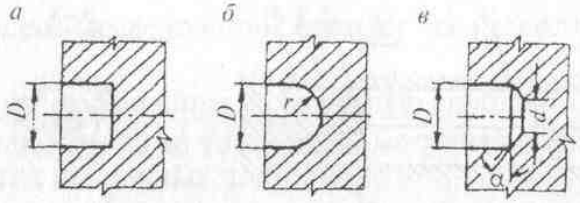


Рис. 1.16. Формы торцов скважины

При изучении вопроса о соответствии напряжений на торце скважины напряжениям в массиве было установлено наличие отклонений в зависимости от формы поверхности торца скважины. Так, при плоском торце (рис. 1.16, *а*) напряжения оказались меньше, чем в массиве, — коэффициент концентрации $K = 0{,}8$, при сферической форме (рис. 1.16, *б*) — $K = 1{,}3 \div 1{,}4$. При комбинированной форме в виде усеченного конуса (рис. 1.16, *в*) с размерами $\alpha = 25°$ и $d = \frac{1}{2}D$ коэффициент концентрации на центральной площадке близок к единице, т. е. напряжения здесь соответствуют напряжениям в массиве.

По второму варианту определяют изменение диаметра или деформации стенки центральной скважины в выбуриваемом керне (рис. 1.17).

Методика измерений, по сравнению с предыдущей, включает дополнительный этап — бурение центральной скважины. В зависимости от используемого измерительного прибора различают две схемы определения напряжений:

- на основе измерения диаметра центральной скважины в выбуриваемом керне;
- на основе измерения деформаций стенки центральной скважины в выбуриваемом керне.

В случае использования первой схемы измерительным прибором служит датчик напряжений, позволяющий обеспечить предварительный распор в скважине. При разгрузке керна с центральной скважиной показания датчика напряжений будут уменьшаться или увеличиваться в зависимости от того, находился ли массив под действием сжимаю-

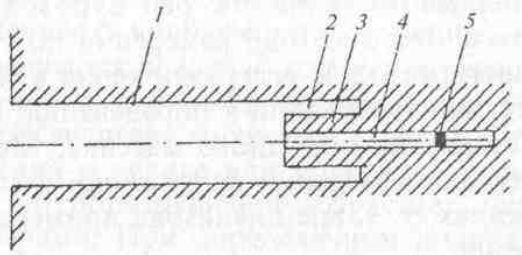


Рис. 1.17. Схема измерения напряжений по методу разгрузки керна с центральной скважиной:

1 — скважина; *2* — кольцевая щель; *3* — керн; *4* — центральная скважина; *5* — деформометр

щих или растягивающих нагрузок. Методика расчета позволяет определить величину и направление главных напряжений, действующих в массиве. Метод рекомендуется использовать в изверженных и других весьма крепких породах.

Эффективность метода разгрузки керна с центральной скважиной существенно зависит от состояния керна и соотношения между его длиной и диаметром. Для углей средней крепости это соотношение принимается равным 2,5—3,0, для углей крепких, аргиллитов, алевролитов — 3,0—4,0, для песчаников — 5,0—6,0. На точность измерений напряжений в массиве горных пород по методу разгрузки керна в скважине влияет много факторов: погрешность аппаратуры, анизотропия и неоднородность горных пород, адекватность аналитической модели реальным условиям эксперимента, соотношение размеров керна и базы тензодатчиков, форма торца скважины, погрешности при определении упругих показателей пород. При хорошо отработанной методике эксперимента суммарная погрешность составляет 20—30 %. Затраты времени на одно измерение составляют 2—4 ч.

Измерение напряжений в глубине породного массива может быть выполнено также с использованием *метода гидроразрыва* стенки буровой скважины. Метод обеспечивает получение величины и направления максимальных и минимальных главных напряжений в породном массиве в

плоскости, перпендикулярной к оси буровой скважины. Преимуществом этого метода измерений по сравнению с вышеописанным методом разгрузки керна в скважине является отсутствие требований к определению деформационных характеристик породного массива. Метод наиболее применим для измерений напряжений в глубоких буровых скважинах, т. е. вне диапазона применения метода разгрузки керна.

Метод предусматривает приложение давления жидкости к выбранному участку буровой скважины, изолированному пакерами. При испытаниях измеряется давление жидкости, необходимое для образования, развития и повторного открытия трещины на стенке скважины в окружающем породном массиве и связанное с существующим полем напряжений в массиве известными соотношениями. Ориентация напряжений определяется по результатам определения ориентации созданной трещины гидроразрыва, что достигается следующими методами: визуальный, использующий скважинные перископы или телевизионную камеру; акустический, основанный на анализе отраженных сигналов; инструментальный, использующий кавернометры. При планировании эксперимента напряжение буровой скважины принимается совпадающим с направлением одного из главных напряжений, а два других главных напряжения определяются в результате эксперимента. Кроме того, в процессе эксперимента необходимо определять прочность горной породы на разрыв (растяжение), что достигается испытанием бурового керна или при сравнении давления образования трещины с давлением ее повторного открытия.

Кроме перечисленных способов измерения напряжений в породном массиве, известны также электрометрический и звукометрический методы.

Электрометрический метод измерения напряжений в массиве основан на взаимосвязи удельного электрического сопротивления пород с величиной напряжений. На основе этой взаимосвязи конструируют каротажные снаряды, которые при перемещении по скважине позволяют

измерять электрическое сопротивление пород и по сопротивлению оценивать напряженное состояние.

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

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

1.3.3. Измерение перемещений в окрестности горных выработок

Основным средством изучения характера деформирования породного массива в окрестности выработок являются *реперы*. В зависимости от задач исследований реперы могут быть контурными, с глубиной установки 1—3 м, и глубинными, с глубиной установки более 3 м. Реперное устройство может состоять из собственно репера, гибкой или жесткой тяги, коммутатора для подсоединения датчиков, регистрационного устройства. Как правило, реперное устройство состоит из первых двух элементов. Репер обычно представляет собой отрезок трубы длиной 30—50 мм, к которому приварен гибкий усик, выполняющий

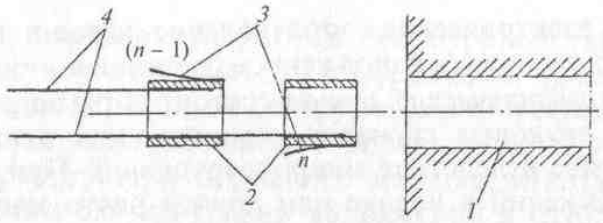


Рис. 1.18. Конструкция простейшего реперного устройства:
1 — скважина; *2* — реперы; *3* — стопорные устройства; *4* — тяги

роль стопорного устройства, и тяга — гибкая или жесткая (рис. 1.18). При установке в скважине n реперов их тяги проходят через все предыдущие $(n - 1)$ реперы. Совокупность реперов в скважине образует реперную наблюдательную станцию (рис. 1.19, *а*). При выполнении измерений полагают, что самый дальний репер имеет практически нулевые перемещения. Его тяга, выведенная в выработку, является базой для отсчета. По отношению к ней измеряют перемещения всех остальных тяг и строят соответствующие графики деформаций породного массива во времени (рис. 1.19, *б*).

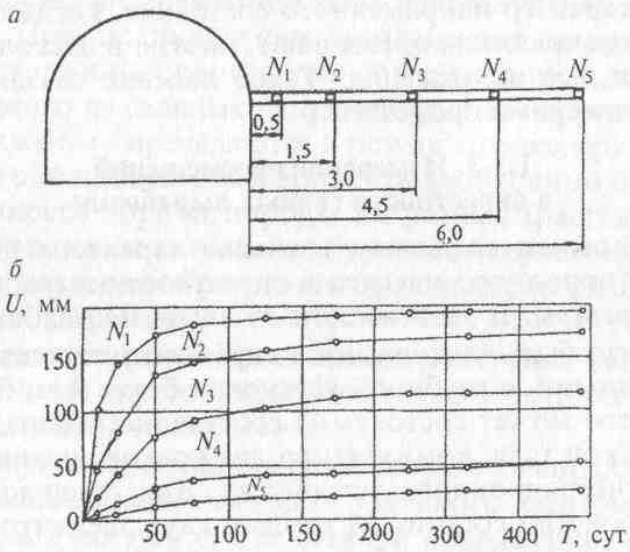
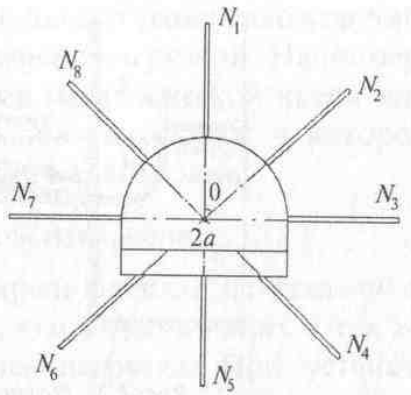


Рис. 1.19. Схема реперной станции (*а*) и характер перемещений пород (*б*)

Рис. 1.20. Схема размещения скважин для определения полной картины перемещений в окрестности выработки



Для получения полной картины перемещений в окрестности выработок бурят несколько скважин, порядка восьми. Схема их размещения приведена на рис. 1.20. Глубина скважины принимается равной $(3 \div 4)a$, где a — полупролет выработки. Полную величину взаимного сближения кровли и почвы или боков выработки называют *конвергенцией* соответственно вертикальной и горизонтальной.

Часто бывает полезным знать, какую часть в вертикальной конвергенции составляют отдельно перемещения почвы и кровли выработки. Для этого используют либо нивелирование, что достаточно трудоемко, либо гидрореперы. Конструкция гидрорепера следующая (рис. 1.21). В боку выработки в районе реперных станций бурят скважину *1* под небольшим углом к горизонту ($\alpha \approx 8 \div 10°$). В забой скважины досылают и там раскрепляют капсулу с жидкостью (обычно это техническое масло), так называемую гидрокапсулу *2*. Гидрокапсула сообщается с выработкой при помощи трубки *3*, которая гибким переходником *4* соединена со стеклянной трубкой *5*. Соединяя туго натянутой нитью два положения стеклянной трубки, получают уровень отсчета, по отношению к которому измеряют отдельно перемещения кровли и почвы.

Для измерений относительных смещений боковых пород в очистных и подготовительных выработках используют также, кроме контурных реперов, универсальные стойки (СУ). Универсальные стойки представляют собой телескопическую систему труб и штанг. Между верхними и нижними трубами устанавливают регистрирующее измерительное устройство (самописец, индикатор

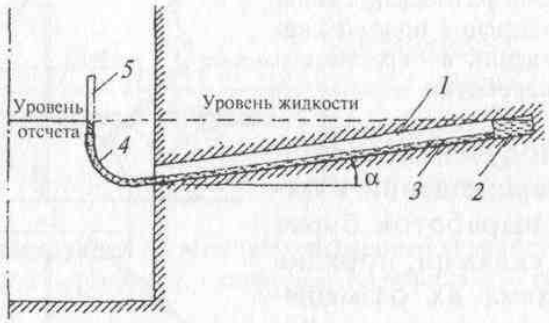


Рис. 1.21. Устройство гидрорепера:
1 — скважина; *2* — гидрокапсула; *3* — трубка; *4* — гибкий переходник; *5* — стеклянная трубка

часового типа или индуктивный датчик). Для установки стоек в почве и кровле выработки бурят шпуры. В них забивают деревянные пробки, на которые опирают наконечники труб. С помощью универсальных стоек можно регистрировать величину перемещений с точностью до 0,01 мм.

1.3.4. Измерение нагрузки на крепь горных выработок

Исследования взаимодействия крепи горных выработок с породным массивом проводятся прежде всего с целью проверки аналитических решений, сбора и обобщения данных измерений для разработки нормативных документов, предназначенных для проектирования подземных сооружений, а также последующего уточнения рациональных параметров установленной крепи.

Для измерения нагрузки на крепь используют прямые и косвенные методы.

Прямые методы основаны на применении специальных динамометрических устройств. При этом прибор может располагаться либо между крепью и породным контуром, либо входить в конструкцию так называемой динамометрической крепи.

Косвенные методы предполагают измерение величин, которые функционально связаны с нагрузкой. Например, измерение кривизны элементов металлической крепи или статистическая оценка состояния выработки, в которой установлена крепь с известными параметрами.

Прямые методы измерения

Величина нагрузки на крепь зависит от степени ее жесткости: чем жестче крепь, тем выше в одних и тех же условиях действующая на нее нагрузка. При установке динамометра на крепь образуется искусственная система «крепь — динамометр — порода», которая отличается от естественной «крепь — порода» наличием дополнительного элемента — динамометра. В связи с этим жесткость динамометра должна быть такой, чтобы его присутствие не оказывало сильного влияния на жесткость изучаемой системы.

В общем случае для любого заданного значения сопротивления крепи и произвольных силовых характеристик прибора f и крепи φ жесткость системы «крепь—динамометр» определяется по уравнению

$$K_i = \frac{f(x_{gi})\varphi(x_{ki})}{f(x_{gi}) + \varphi(x_{ki})}, \qquad (1.22)$$

где x_{gi} и x_{ki} — величины смещений соответственно динамометра и крепи при нагрузке P_i. В случае линейных силовых характеристик динамометра и крепи жесткость системы будет определяться по формуле

$$K_c = \frac{K_g K_k}{K_g + K_k} = \frac{K_k}{1 + K_k / K_g}, \qquad (1.23)$$

где K_g и K_k — жесткость соответственно динамометра и крепи.

Величина, обратная жесткости, называется податливостью системы:

$$L_c = K_c^{-1}. \qquad (1.24)$$

Анализ выражения (1.23) показывает, что для того, чтобы жесткость системы была примерно равна жесткости крепи, следует принимать жесткость динамометра значительно выше жесткости крепи (раз в 10 и более).

Погрешность измерения нагрузки при использовании динамометров зависит от геометрических параметров крепи и динамометра, а также от величины их относительных деформаций. В случае размещения динамометра под стойкой крепи погрешность измерения определяется из выражения

$$\delta = \frac{h_g(\varepsilon_g - \varepsilon_c)}{h_g\varepsilon_g + h_c\varepsilon_c}, \qquad (1.25)$$

где h_g и h_c — высота соответственно динамометра и стойки; ε_g и ε_c — относительные деформации динамометра и стойки.

Динамометры, применяемые при исследовании горного давления, в зависимости от используемого в них чувствительного элемента делятся на механические, гидравлические, электрические, магнито- и фотоупругие. Применяются в основном первые три типа.

Принцип действия механических динамометров основан на измерении упругих деформаций мембраны, возникающих под влиянием приложенных нагрузок. Деформации чаще всего измеряются индикатором часового типа. Способ отсчета может быть непосредственным или с помощью самопишущих устройств. На рис. 1.22 изображен механический динамометр 50Д-180.

Давление на мембрану *1* передается через располагающуюся над ней верхнюю опору *2*. Под нагрузкой мембрана прогибается вниз, сжимая пружину *3*. Величина перемещений, увеличенная в несколько раз с помощью рычага *4*,

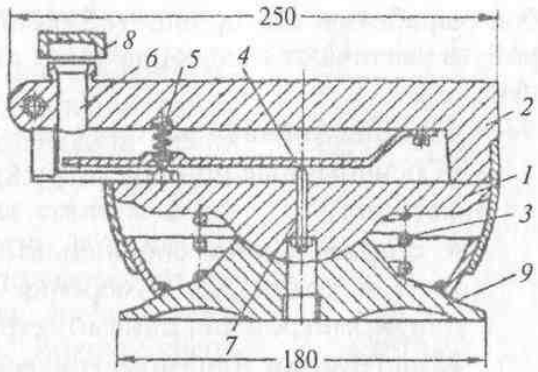


Рис. 1.22. Механический динамометр 50Д-180

снабженного возвратной пружиной *5*, фиксируется под отверстием *6*. Для определения величины перемещений конца рычага в отверстие вставляется измерительный стержень индикатора часового типа, цена деления которого составляет 0,01 мм, ход — 10 мм. Начальный отсчет можно регулировать винтом *7*. Отверстие в нерабочем состоянии закрывается колпачком *8*. Весь динамометр смонтирован на массивном основании *9*. Характеристика рассмотренного динамометра следующая: рабочая нагрузка — 500 кН, ход рычага — 6—7 мм, точность показаний — 5 кН, масса — 9,5 кг.

Принцип действия гидравлических динамометров ГСД-6 (рис. 1.23) основан на свойстве несжимаемости жидкости (ртути, глицерина или масла). Жидкость помещается в полость *1*, образуемую стаканом *2*. Под давлением на опоры *3* и *4* стакан деформируется и жидкость через канал *5* выдавливается в измерительную трубку *6*. Влияние момента сил, распределенных по опорам, исключается шаровой пятой *7*. Гидравлические динамометры отличаются простотой устройства и большой прочностью.

Динамометрические крепи являются основой измерительных станций. Они устанавливаются в выработках сразу же после подвигания за-

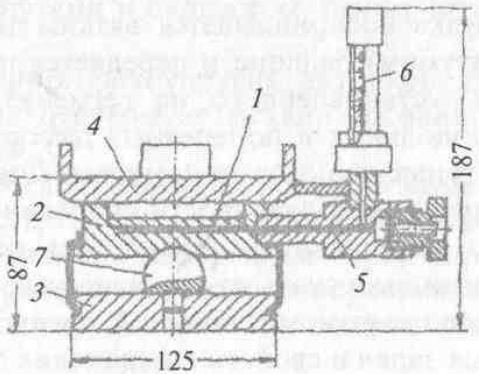


Рис. 1.23. Гидравлический динамометр ГСД-6

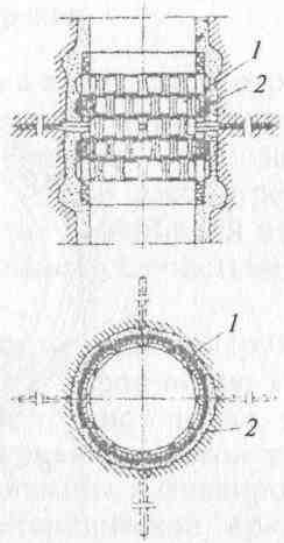
боя выработки. По принципу действия измерительных устройств различают следующие виды динамометрических крепей:

- с применением рабочих элементов крепи;
- оснащенные по периметру крепи группой динамометров;
- с применением специально приспособленных элементов крепи для измерения нагрузок с помощью динамометров или динамометрических баллонов.

Конструкции динамометрической крепи, устанавливаемой в вертикальных стволах и горизонтальных выработках, являются различными. В стволах, сооружаемых обычным способом, принимается динамометрическая крепь, которая состоит из тюбинговых сегментов *1*, являющихся несущей частью крепи, гидравлических баллонов *2* и измерительной аппаратуры (рис. 1.24). Закрепное пространство, для обеспечения плотного контакта крепи с породным контуром, заполняется цементно-песчаным раствором.

Давление на крепь воспринимается гидравлическими баллонами, жестко связанными с динамометрическими сегментами и несущими элементами крепи. Гидравлический баллон представляет собой герметическую сварную стальную коробку, внешняя поверхность которой выполнена в виде гибкой мембраны. Под действием давления со стороны породного массива мембрана прогибается, нагрузка воспринимается вязким заполнителем (например, битумом) баллона и передается на мембрану динамометра, установленного на сегменте крепи. Для измерения продольных и поперечных деформаций сегментов на них устанавливаются тензометры. Для работы в режиме регулируемой податливости гидравлические баллоны снабжены специальными клапанами податливости, позволяющими выпускать из них часть вязкого заполнителя. Число колец динамометрической крепи зависит от типа решаемых задач и свойств вмещающих пород.

Рис. 1.24. Схема измерительной станции



Пример конструкции измерительной станции в горизонтальной выработке при жесткой кольцевой крепи представлен на рис. 1.25. Измерительная динамометрическая станция в горизонтальной выработке состоит из кольцевой крепи *1*, выполненной из балок двутаврового или специального желобчатого профиля. Вокруг крепи устанавливается 8—10 внешних элементов динамометрической крепи *2* в виде отдельных сегментов из специального желобчатого профиля, поверх которых укладывается железобетонная затяжка *3*. Между основной крепью и внешними элементами устанавливается 8—10 динамометров *4*, над которыми, между затяжкой и породой, забиваются металлические клинья. Динамометрическая крепь возводится вперемежку с обычной крепью.

Для определения перемещений породного контура станции оборудуют контурными реперами, вставленными в шпуры *5* диаметром 42 мм и глубиной около 1 м. Некоторые станции для наблюдений за развитием области неупругих деформаций оборудуют комплектами глубинных реперов, устанавливаемых в скважины *6* диаметром 60 мм и глубиной до 10 м. Измерительные устройства, расположенные под путями и балластом, имеют ограждение *7*.

Пример использования фотоупругих датчиков для определения нагрузок на перекрытие механизированной крепи показан на рис. 1.26.

Датчики наклеиваются на элементы крепи до момента их установки, т. е. когда крепь не находится в напряженном состоянии. Напряжения измеряются через определенные промежутки времени с помощью портативных полярископов одностороннего действия по тарировочному графику.

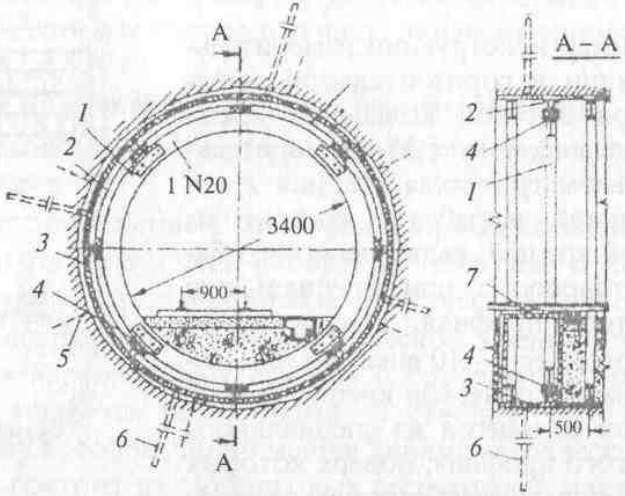


Рис. 1.25. Схема измерительной станции в горизонтальной выработке (по Ю.З. Заславскому)

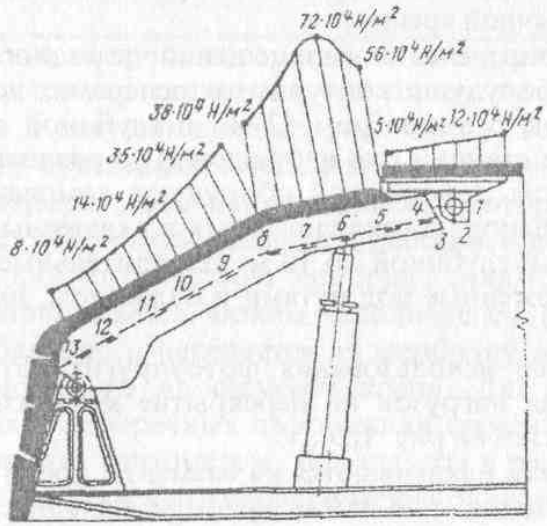


Рис. 1.26. Схема расположения фотоупругих датчиков при измерении нагрузок на крепь:
1—13 — номера датчиков

Косвенные методы измерения

В основе определения нагрузки на крепь выработок косвенными методами лежит измерение некоторых величин, которые связаны с искомой величиной некоторым опосредованным (неявным) образом. Ниже рассмотрен метод, основанный на измерении упругих деформаций металлической арочной крепи специальными устройствами — деформометрами.

Силовое воздействие породного массива (нагрузка) на металлическую крепь вызывает деформацию ее элементов. Деформация арки в произвольной точке, в свою очередь, связана с изменением кривизны в этой же точке. Таким образом, изменение кривизны в фиксированной точке деформированной металлической арки функционально связано с нагрузкой, распределенной по контуру арки.

Кривизна арки измеряется при помощи кривизномера. Последний представляет собой платформу *1* с базой 100 мм, на которой укреплен индикатор часового типа *2* с ценой деления 0,001 (рис. 1.27, *а*). Измерения проводятся в следующей последовательности. В подлежащей обследованию выработке выбирается участок из нескольких рам, в достаточной степени обжатых гор-

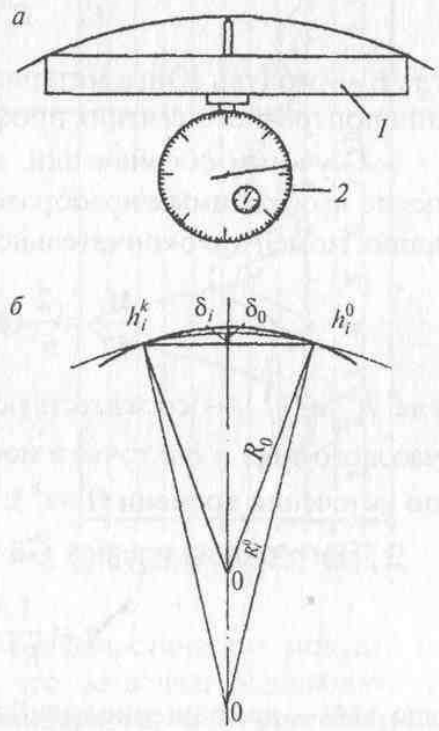


Рис. 1.27. Схема измерения нагрузки с помощью кривизномера:
а — общий вид кривизномера; *б* — схема к определению деформаций крепи

ным давлением, но не имеющих пластических деформаций. На внутренней поверхности арки фиксируются точки, расположенные на расстоянии 400 мм друг от друга. В зависимости от типоразмера крепи число таких точек равно 20—30. Перед началом измерений, на стадии возведения крепи, определяются начальные значения радиусов кривизны R_i^0 в каждой i-й точке измерения. Затем в этих же точках с определенной периодичностью производятся замеры радиуса кривизны в фиксированных точках R_i^k.

Каждому изменению кривизны в i-й точке соответствует изгибающий момент M_i, который определяется по формуле

$$\frac{M_i}{EI} = \frac{1}{R_i^0} - \frac{1}{R_i^k}, \qquad (1.26)$$

где E — модуль Юнга материала крепи; I — момент инерции поперечного сечения профиля.

С учетом обозначений, приведенных на рис. 1.27, *б*, после необходимых преобразований формула для изгибающих моментов окончательно имеет вид

$$\frac{M_i}{EI} = \frac{2}{b^2}(h_i^0 - h_i^k), \qquad (1.27)$$

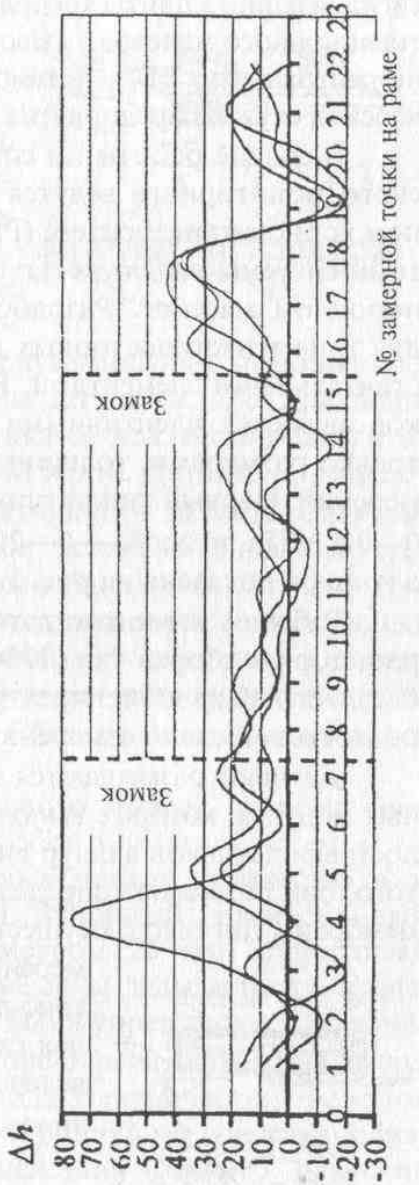
где h_i^0 и h_i^k — соответствующие показания индикатора часового типа в i-й точке в момент установки крепи ($t = 0$) и по истечении времени ($t = t_i^k$); b — база индикатора.

Нагрузки на крепь в i-й точке

$$q_i = \frac{1}{R^2}\Delta M_i, \qquad (1.28)$$

где ΔM_i — приращение изгибающего момента.

Рис. 1.28. Графики замеров кривизны в контрольных точках по периметру рамы крепи ПК-112 в 5-м северном коренном штреке шахты «Алмазная»



Средняя нагрузка на крепь

$$q = \frac{1}{n}\sum q_i . \qquad (1.29)$$

Характерные графики измерений кривизны в контрольных точках по периметру крепи в штреке шахты «Алмазная» ГХК «Добропольеуголь» приведены на рис. 1.28. Из них следует, что процесс нагружения отдельной арки растянут во времени и имеет выраженный случайный характер.

1.3.5. Автоматизированная система геомеханического мониторинга

Система геомеханического мониторинга предназначена для непрерывного контроля напряженно-деформированного состояния породного массива в окрестности подземных выработок любого назначения. Она состоит из отдельных локальных диагностических модулей и строится по открытой схеме, что позволяет подключать к ней также модули газового мониторинга, противопожарной

сигнализации, защиты технологического оборудования, вентиляционного маневра с выводом необходимой информации на центральную ЭВМ, установленную в помещении диспетчерской службы предприятия.

Большие работы по созданию системы геомеханического мониторинга ведутся в Московском государственном горном университете (Россия) [7]. Основными элементами системы являются датчики измерения напряжений в породном массиве. Разработчиками МГГУ предложены два типа тензорезисторных датчиков с мембранными чувствительными элементами. Конструктивные схемы датчиков являются идентичными и отличаются друг от друга только размерами, толщиной мембран и диапазонами измерений. Первый тип датчиков имеет диапазон измерений 0—0,6 МПа, второй — 0—20 МПа. Конструктивная схема датчиков показана на рис. 1.29.

Рабочим элементом датчика является розеточная тензорезисторная сборка типа КФ5М-10-200-Н-12, которая представляет набор из четырех тензорезисторов, соединенных по мостовой схеме измерения.

Датчики размещаются в так называемых измерительных модулях, которые выполняют функцию контейнера для доставки датчиков в шпур диаметром около 40 мм, и, кроме того, они позволяют определенным образом ориентировать мембраны датчиков, осуществляя тем самым векторное измерение напряжений. Всего разработано два типа модулей. Конструктивная схема модуля первого типа приведена на рис. 1.30, модуля второго типа — на рис. 1.31.

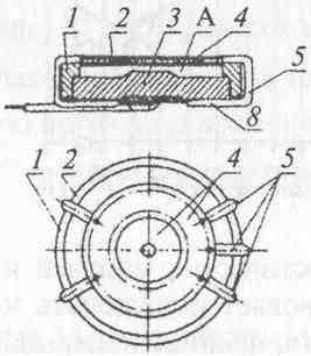
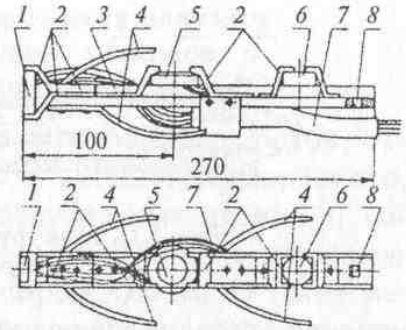


Рис. 1.29. Конструкция датчика:
1 — корпус; *2* — упругий элемент; *3* — основание с предохранительным элементом; *4* — тензорезисторы; *5* — изолированные токовыводы; *А* — внутренняя полость датчика

Рис. 1.30. Конструктивная схема измерительного модуля первого типа



Модуль первого типа представляет собой жесткую фигурную пластину-корпус *3*, имеющую центрирующие элементы *4* и гнездо *8* для фиксации в головке захвата узла доставки модуля в шпур. На корпусе модуля с помощью деталей крепления *2* установлены датчики *1, 5, 6*. Для защиты электрических цепей датчика от воздействия влаги их покрывают герметиком УЗО-МЭС-10. Датчики *1, 5* имеют предел измерения 0,6 МПа, датчик *6* — 20 МПа. Электрические провода *7* от датчиков заложены вдоль корпуса модуля и закреплены ниточным бандажом. Датчики *5, 6* предназначены для измерения нормальной составляющей суммарного вектора напряжения, действующего в породном массиве, датчик *1* — для измерения напряжения, действующего вдоль оси шпура. Общая длина измерительного модуля составляет 300 мм.

Конструкция измерительного модуля второго типа (см. рис. 1.31) представляет собой герметичную емкость, заполненную трансформаторным маслом, в качестве оболочки которой использован напорный армированный шланг *2* с внутренним диаметром 25 мм (дюритовый шланг). Внутри шлангов размещены два датчика с пределами измерения 0,6 и 20 МПа. Один торец шланга загерметизирован заглушкой *1* с наконечником, другой — заглушен герморазъемом *5* для вывода электрических проводов *6* от датчиков *4*. Для установки в шпур модуль заканчивается хвостовиком *7*. При действии горного давления шланг *2* сжимается, и через масло *3* усилие сжатия передается на датчики *4*. Последние преобразуют давление в электрический сигнал. Пространство между стенками шпура и корпусом измерительного модуля заполняется

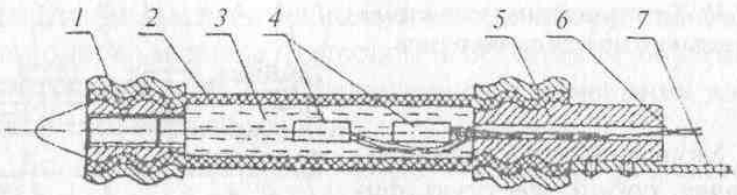


Рис. 1.31. Конструктивная схема модуля второго типа

цементно-песчано-глиняной смесью с помощью особых приспособлений. Процентное соотношение компонентов в смеси 40 : 40 : 20. Цемент применяется марки 400.

Для усиления и индикации сигналов с тензорезисторных датчиков используется тензометрическая станция типа КЗ/1-Uв. В тензостанции выполняется прямое усиление сигналов с тензорезисторных датчиков с мостовой измерительной схемой и визуализация результатов измерения в цифровом виде в единицах преобразуемой датчиками механической величины. Тензостанция обеспечивает питание мостовых измерительных схем датчиков напряжением постоянного тока. Тензостанция КЗ/1-Uв в комплекте с аккумуляторным блоком исполнения РВ может эксплуатироваться как в нормальных, так и во взрывоопасных условиях, например в угольных шахтах.

Усиленные в тензостанции сигналы по кабелям передаются в ЭВМ, а при необходимости и на принтер выводятся результаты измерений, создается картина напряженно-деформированного состояния породного массива в окрестности выработок и оценивается степень его опасности. Анализ полученных данных позволяет своевременно принять адекватные инженерные решения по управлению горным давлением.

1.3.6. Оценка структурно-механических особенностей породных массивов методами томографии

При проведении подземных горных выработок, отработке подготовленных запасов полезного ископаемого, строительстве подземных и заглубленных зданий и сооружений чрезвычайно важно иметь текущую информацию о состоянии вмещающих пород. Одним из таких методов, позволяющих непрерывно «видеть» состояние породного массива впереди проводимой выработки на мониторе компьютера, является метод акустической томографии, разработанный компанией NSA Engineering (Денвер, Колорадо, США). Эта система геофизического картирования получила название RockVision3d™. Она применяется для томографического отображения в режиме реального времени подповерхностных дефектов, полостей геологических структур, трехмерного распределения напряжений, позволяя диспетчеру получать информацию о потенциальных опасностях, а также быстро и адекватно реагировать на них.

Система компьютерной томографии породных массивов RockVision3d™ состоит из аппаратных средств и программного обеспечения. В качестве источника акустических колебаний служит шум разрушающейся породы (угля) при работе различных механизмов: проходческих и добычных комбайнов, стругов, отбойных молотков и т. п. Акустические колебания, пройдя через структурно-неоднородный породный массив, как бы «считывают» информацию о нем и попадают на приемные устройства (геофоны) (рис. 1.32).

Затем они регистрируются сейсмографом и по кабелю через модем передаются на системный блок компьютера, который располагается либо под землей, либо на поверхности. Подземная аппаратурная часть томографического комплекса имеет взрывобезопасное исполнение.

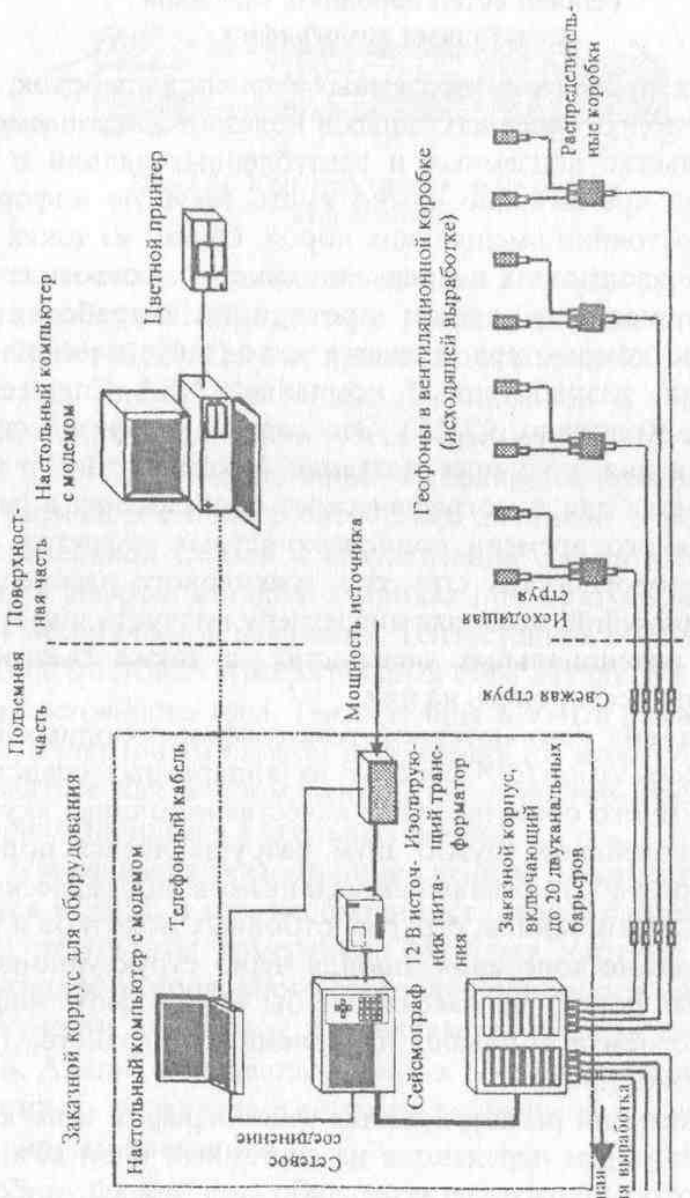


Рис. 1.32. Расположение системы RockVision3d™

Обработанная информация распечатывается на цветном принтере в виде трехмерных геофизических карт, легко поддающихся интерпретации.

Физическая часть метода подземной томографии заключается в следующем. Акустический сигнал от источника распространяется в идеальной породной среде по прямым линиям (рис. 1.33, *а*). При этом имеет место определенная скорость его прохождения и затухания энергии, обусловленная упругими константами среды. В неоднородной среде присутствуют различного рода структурные дефекты, которые имеют отличающиеся упругие свойства. Путь акустического сигнала между источником и приемником искривляется в зависимости от дифференцирования его скорости и затухания в породном массиве (рис. 1.33, *б*).

В связи с этим известны два достаточно близких подхода, на которых основываются томографические методы: анализ скорости прохождения акустического сигнала и анализ его затухания. Система RockVision3d™ основана на анализе затухания поступающих к приемнику сигналов.

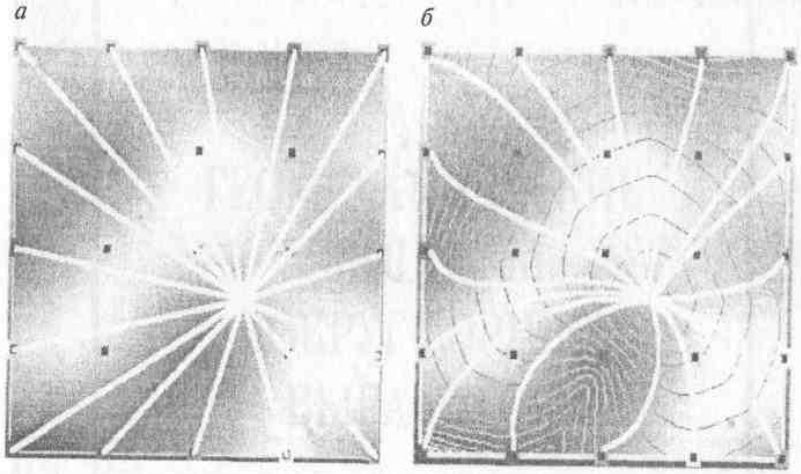


Рис. 1.33. Сетка скорости, оценивающая для сравнения однородную (*а*) и неоднородную (*б*) среды

По мере перемещения источника сигнала (комбайн, струг) через каждую точку исследуемой области проходит огромное количество акустических сигналов, каждый из которых имеет свою величину затухания, что объясняется разными путями и условиями его прохождения. Эти сигналы обрабатываются с помощью очень сложного томографического кода программного обеспечения. Результаты обработки множества данных кодируются с помощью цветов различной окраски и выводятся либо на экран монитора, либо на цветной принтер.

Если по мере перемещения добычного механизма выявленные неоднородности не меняют конфигурации и места расположения, то они оцениваются как структурные (геологические) нарушения; если же неоднородности мигрируют, меняя цвет, то это места концентрации напряжений, места потенциальных динамических проявлений горного давления.

К сожалению, система подземной томографии RockVision3d™ не позволяет пока получить конкретную величину напряжений и установить степень их опасности с точки зрения разрушения породного массива. Работа в этом направлении сотрудниками фирмы ведется.

Глава 2

ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВОКРУГ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

2.1. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВОКРУГ ПРОТЯЖЕННЫХ КАПИТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

2.1.1. Общие сведения о геомеханических процессах вокруг горных выработок

Производство горных работ, и в частности проведение горных выработок, сопровождается нарушением естественного (начального) напряженно-деформированного состояния породных массивов. В результате происходит деформирование породных массивов и перераспределение напряжений в окрестности поверхностей обнажений (боков выработки, поверхностей целиков и т. д.). Иными словами, следствием нарушения естественного напряженно-деформированного состояния являются геомеханические процессы, которые приводят к формированию нового равновесного напряженно-деформированного состояния массивов [8, 9].

Образуется новое поле напряжений, которое отличается от начального концентрацией напряжений вблизи поверхностей обнажений. На величину концентрации напряжений влияет протяженность выработки: камерные выработки, имеющие соизмеримые размеры по трем направлениям, или протяженные выработки, размеры которых по продольной оси намного больше поперечных размеров. Наибольшее влияние оказывает форма поперечного сечения, т. е. очертание породного контура. Имеет значение также пространственная ориентация выработок в породном массиве относительно поверхности земли (вертикальные, горизонтальные, наклонные выработки). Концентрация напряжений в поперечных сечениях протяженной выработки зависит от близости рассматриваемых сечений к забою выработки. Существенным образом влияют на концентрацию напряжений деформационные свойства пород и распределение их в массиве (анизотропия и неоднородность массива).

Максимальная концентрация напряжений наблюдается на контуре выработки или смещена в глубь массива, если породы вблизи контура имеют повышенную деформируемость по сравнению с остальным массивом, например, в окрестности выработок, сооружаемых буровзрывным способом. И в том и в другом случае концентрация напряжений быстро затухает по мере удаления в глубь массива от контура выработки. Размеры зоны влияния, т. е. зоны породного массива, охваченной концентрацией напряжений, зависят от размеров поперечного сечения выработки.

Установившемуся полю напряжений в окрестности выработки соответствует поле перемещений. Максимальные перемещения породного массива в направлении выработанного пространства наблюдаются на контуре и также затухают в глубь массива, как и концентрация напряжений.

Необходимо заметить, что наблюдаемые в окрестности выработок перемещения породного массива являются дополнительными, связанными с дополнительным полем напряжений, определяемым образованием выработанного пространства, которое накладывается на поле начальных или естественных напряжений, существовавшее в породном массиве до проведения выработки. При этом следует считать, что начальные перемещения в породном массиве, связанные с формированием поля начальных напряжений, давно закончились за длительный геологический возраст исследуемого породного массива и к моменту проведения выработки равны нулю. Таким образом, при исследовании напряженно-деформированного состояния и геомеханических процессов разрушения вокруг выработок предметом анализа являются только дополнительные перемещения и деформации, называемые в дальнейшем просто перемещениями и деформациями.

Условно можно выделить упругую и неупругую составляющие перемещений породного контура. Упругие перемещения происходят практически мгновенно со скоростью распространения упругих волн в массиве. Величины упругих перемещений очень малы и, как правило, составляют всего лишь несколько процентов от конечных перемещений. Неупругие перемещения более значительны и развиваются со временем. Их величины могут в десятки раз превосходить величину упругих перемещений, особенно при большой глубине заложения выработок и в слабых породах.

Окружающие выработку породы, с одной стороны, имеют ограниченную несущую способность, т. е. способность сопротивляться увеличению напряжений, с другой стороны — могут деформироваться без разрывов сплошности только в ограниченных пределах. Поэтому следствием нового напряженно-деформированного состояния породного массива, сформировавшегося после образования выработки, могут быть геомеханические процессы разрушения, связанные с частичной или полной потерей несущей способности окружающих пород.

В этом случае вокруг выработки образуются области запредельного состояния и полного (руинного) разрушения пород, которые могут охватывать часть контура или весь контур выработки. Процесс перехода пород из допредельного в запредельное состояние развивается во времени, так как их механические характеристики снижаются под действием физического выветривания и при длительном приложении нагрузки.

В зависимости от особенностей деформирования различных горных пород за пределом прочности геомеханические процессы, связанные с разрушением, могут реализовываться в виде пластического течения или в виде хрупкого разрушения. Последнее может иметь двойственный характер: практически мгновенное развитие трещин или постепенный переход из запредельного состояния в состояние полного разрушения с образованием областей, заполненных разрушенной породой. Объем разрушенной породы и ее деформируемость увеличиваются, что приводит к существенным дополнительным перемещениям кон-

тура выработки, которые во много раз превосходят упругую и неупругую составляющие.

Концентрация напряжений в областях частичного и полного разрушения падает и максимум концентрации перемещается в глубь массива, в область неразрушенных пород. Между этими зонами породного массива не существует четко выраженной границы, хотя на ее положение ориентировочно указывает максимум концентрации напряжений.

Чтобы предотвратить смещения породного контура и образование вывалов породы, т. е. обеспечить безопасность эксплуатации выработок, предусматривают специальные мероприятия по их поддержанию: искусственное укрепление окружающих пород цементационными и другими растворами, а также их анкерование, торкретирование боков выработки, возведение ограждающих и грузонесущих конструкций крепи.

При наличии крепи в выработке геомеханические процессы в окружающем породном массиве развиваются следующим образом. Конструкция крепи, деформируясь совместно с породным контуром, уменьшает его перемещения. Концентрация напряжений вокруг выработки при этом несколько снижается, а зоны разрушения пород, если они появляются, имеют ограниченные размеры и развиваются медленнее. Однако это возможно только при достаточно жесткой конструкции крепи, обладающей высокой грузонесущей способностью. Более податливые крепи испытывают меньшие контактные нагрузки, но не способны предотвратить расслоение породного массива и образование вывалов, нагрузка от которых также должна восприниматься конструкцией крепи.

При искусственном упрочнении окружающих пород крепь испытывает меньшие нагрузки, так как перемещения породного контура и развитие геомеханических процессов разрушения пород в этом случае искусственно ограничиваются. В достаточно прочных однородных породах выработки могут эксплуатироваться без крепления.

Нежелательное развитие геомеханических процессов в этом случае ограничивается выбором надлежащих геометрических размеров выработки (формы и размеров поперечного сечения), пространственной ориентацией выработки в породном массиве и соответствующей технологией ее проведения [10].

2.1.2. Геомеханические процессы допредельного деформирования

Разделение геомеханических процессов в массивах на процессы деформирования и разрушения является условным. Как это следует из полных диаграмм деформирования, процесс разрушения в горных породах начинается на допредельной стадии и в полной мере проявляется на запредельной стадии деформирования, практически определяя уровень наблюдаемых деформаций (явление дилатансии). С другой стороны, с ростом деформаций за пределом прочности несущая способность горных пород уменьшается. Таким образом, процессы деформирования и разрушения органически связаны между собой: они взаимно проникают и количественно определяют друг друга [9, 11, 12].

Вместе с тем наблюдается качественное различие геомеханических процессов на допредельной и запредельной стадиях. На допредельной стадии определяющими являются процессы деформирования: с ростом деформаций напряжения увеличиваются до предельного уровня, при разгрузке большая часть деформации восстанавливается и разрыхление пород незначительное. На запредельной стадии определяющими являются процессы разрушения: с ростом деформаций напряжения уменьшаются до некоторого минимального уровня, при разгрузке большая часть деформаций не восстанавливается и разрыхление пород достигает значительных размеров.

Необходимо отметить, что изучение допредельного деформирования породных массивов, когда процессы разрушения еще не проявляются, более доступно для ис-

следователей и в этом смысле позволяет оценить влияние большинства факторов, определяющих механическое состояние породных массивов на допредельной, а затем и на запредельной стадии деформирования. Методы изучения запредельного деформирования и разрушения представляются более сложными и менее разработанными на сегодняшний день. Таким образом, анализ факторов, влияющих на допредельное деформирование, позволяет в определенной степени прогнозировать закономерности запредельного деформирования и проявления горного давления.

Отсюда возникает основная задача по изучению допредельного деформирования — это качественный и количественный анализ его закономерностей от воздействия различных факторов. К таким определяющим факторам следует отнести:

- структурно-механические особенности породного массива (физическая и геометрическая анизотропия, искусственная неоднородность, начальное напряженное состояние);
- тип выработки (протяженная, камерная), форма ее поперечного сечения, влияние забоя выработки;
- закономерности поведения горных пород под нагрузкой (нелинейность деформирования, реологические процессы и т. д.).

Исследуем напряженно-деформированное состояние в результате допредельного деформирования породных массивов вокруг горных выработок с учетом перечисленных факторов, что можно выполнить аналитическими методами (см. первый том «Основы геомеханики»), без привлечения численных методов. Исследования начнем с решения простейшей задачи, когда породный массив может быть представлен однородной изотропной линейно-деформируемой геомеханической моделью, начальное напряженное состояние равнокомпонентное, а выработка имеет круговое поперечное сечение и рассматривается как протяженная, заглубленная. Решение такой задачи примем за

базовое и в сравнении с ним будем производить оценку влияния различных факторов на напряженно-деформированное состояние породного массива.

При исследовании геомеханических процессов в окрестности горизонтальных заглубленных протяженных выработок кругового поперечного сечения, сооружаемых в однородном изотропном «несжимаемом» (коэффициент Пуассона равен 0,5) массиве с равнокомпонентным начальным напряженным состоянием, можно воспользоваться решением осесимметричной задачи теории упругости. Если ось цилиндрической системы координат совместить с продольной осью выработки, сечения породного массива, нормальные к оси, будут находиться в состоянии плоской деформации. Иными словами, в этом случае можно рассматривать задачу в постановке плоской деформации с осевой симметрией.

Начальное напряженное состояние массива характеризуется компонентами

$$\sigma_z = \sigma_r = \sigma_\theta = q,\ \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0, \qquad (2.1)$$

где q учитывает влияние гравитационных сил и остальных факторов.

Соответствующая расчетная схема для определения дополнительных напряжений в массиве представлена на рис. 2.1, а граничные условия имеют вид:

$$\sigma_r = p - q \quad \text{при } r = 1 \text{ (на контуре выработки)},$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta \to 0 \quad \text{при } r = \infty, \qquad (2.2)$$

где p — реактивное сопротивление крепи.

Компоненты дополнительных напряжений, полученные из решения задачи, имеют вид

$$\sigma_r = \frac{p-q}{r^2};\ \sigma_\theta = -\frac{p-q}{r^2};\ \sigma_z = 0;\ \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0. \qquad (2.3)$$

Полные напряжения в породном массиве находим в результате суммирования начальных (2.1) и дополнительных напряжений (2.3):

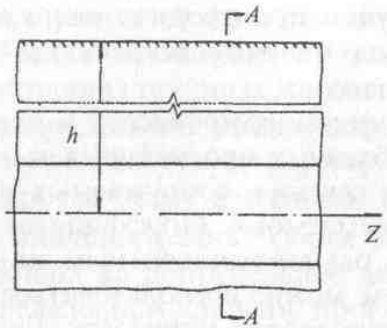


Рис. 2.1. Расчетная схема породного массива вокруг горизонтальной выработки при определении дополнительных напряжений

$$\sigma_r = q + \frac{p-q}{r^2};\ \sigma_\theta = q - \frac{p-q}{r^2};$$

$$\sigma_z = q;\ \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0. \quad (2.4)$$

Компоненты деформаций, которые по происхождению являются дополнительными, определим, используя дополнительные напряжения (2.3):

$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \frac{3}{2E}\frac{q-p}{r^2}. \quad (2.5)$$

Соответствующие радиальные безразмерные смещения

$$u = r\varepsilon_\theta = \frac{3}{2E}\frac{q-p}{r}. \quad (2.6)$$

Анализ закономерностей распределения полных напряжений σ_r и σ_θ вокруг выработки показывает, что на ее контуре (при $r = 1$) тангенциальное напряжение σ_θ имеет максимальное значение, а радиальное σ_r — минимальное. По мере удаления от контура выработки напряжения стремятся к начальным напряжениям в ненарушенном массиве. В табл. 2.1 приведены значения σ_r, σ_θ, σ_z при $p = 0$ (незакрепленная выработка). Хорошо видно, что в этом случае коэффициент концентрации напряжений на контуре круговой выработки равен двум и не зависит от местоположения рассматриваемой точки контура. Смещения также имеют максимальные значения на контуре выработки и быстро затухают по мере удаления в глубь массива.

Таблица 2.1

r	Напряжения в единицах q			r	Напряжения в единицах q		
	σ_r	σ_θ	σ_z		σ_r	σ_θ	σ_z
1	0	2,00	1,0	6	0,97	1,03	1,0
2	0,75	1,25	1,0	10	0,99	1,01	1,0
4	0,94	1,06	1,0				

Если начальное напряженное состояние массива отличается от равнокомпонентного, условия симметрии нарушаются. Рассмотрим начальное напряженное состояние массива с равными горизонтальными компонентами напряжений, которое в прямоугольной системе координат имеет вид:

$$\sigma_y = q,\ \sigma_z = \sigma_x = \lambda q,\ \tau_{xy} = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0, \quad (2.7)$$

где λ — коэффициент бокового распора.

Переходя к цилиндрическим координатам, положим, что угол θ отсчитывается от вертикальной оси (рис. 2.2). Решая задачу в дополнительных напряжениях и полагая отсутствие крепи ($p = 0$), записываем граничные условия следующим образом:

$$\sigma_r = -\left(\frac{1+\lambda}{2} + \frac{1-\lambda}{2}\cos 2\theta\right)q;\ \tau_{r\theta} = \frac{1-\lambda}{2}q\sin 2\theta$$

при $r = 1$;

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \tau_{r\theta} \to 0 \ \text{ при } \ r \to \infty. \quad (2.8)$$

Вычисленные таким образом компоненты дополнительных напряжений имеют вид:

$$\sigma_r = -q\left[\frac{1+\lambda}{2}\frac{1}{r^2} - \frac{1-\lambda}{2}\left(\frac{3}{r^4} - \frac{4}{r^2}\right)\cos 2\theta\right];$$

$$\sigma_\theta = q\left[\frac{1+\lambda}{2}\frac{1}{r^2} - \frac{1-\lambda}{2}\frac{3}{r^4}\cos 2\theta\right];$$

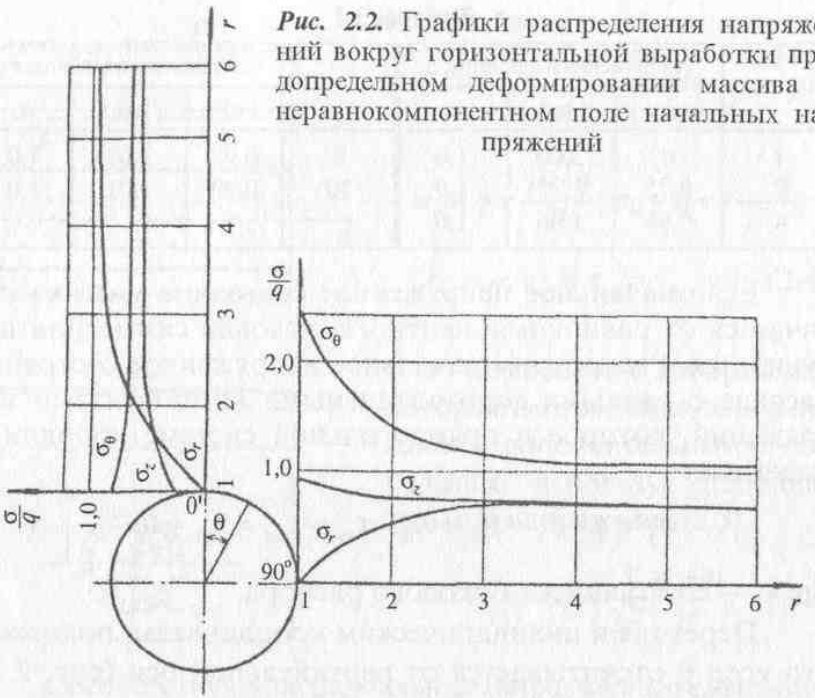


Рис. 2.2. Графики распределения напряжений вокруг горизонтальной выработки при допредельном деформировании массива в неравнокомпонентном поле начальных напряжений

$$\sigma_z = -q\frac{1-\lambda}{2}\frac{4\mu}{r^2}\cos 2\theta;$$

$$\tau_{r\theta} = -q\frac{1-\lambda}{2}\left(\frac{2}{r^2}-\frac{3}{r^4}\right)\sin 2\theta. \qquad (2.9)$$

Компоненты начальных напряжений (2.7) в цилиндрической системе координат записываются так:

$$\sigma_r = q\left(\frac{1+\lambda}{2}+\frac{1-\lambda}{2}\cos 2\theta\right);$$

$$\sigma_\theta = q\left(\frac{1+\lambda}{2}-\frac{1-\lambda}{2}\cos 2\theta\right);$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1-\lambda}{2}q\sin 2\theta;\ \ \sigma_z = \lambda q. \qquad (2.10)$$

Суммируя (2.9) и (2.10), получим компоненты полных напряжений:

$$\sigma_r = q\left[\frac{1+\lambda}{2}\left(1-\frac{1}{r^2}\right)+\frac{1-\lambda}{2}\left(1-\frac{4}{r^2}+\frac{3}{r^4}\right)\cos 2\theta\right];$$

$$\sigma_\theta = q\left[\frac{1+\lambda}{2}\left(1+\frac{1}{r^2}\right)-\frac{1-\lambda}{2}\left(1+\frac{3}{r^4}\right)\cos 2\theta\right];$$

$$\sigma_z = q\left[\lambda-\mu\frac{1-\lambda}{2}\frac{4}{r^2}\cos 2\theta\right];$$

$$\tau_{r\theta} = -q\frac{1-\lambda}{2}\left(1+\frac{2}{r^2}-\frac{3}{r^4}\right)\sin 2\theta. \qquad (2.11)$$

Легко видеть, что при $\lambda = 1$ выражения для напряжений соответствуют приведенным выше выражениям для осесимметричного случая. В качестве иллюстрации исследуем напряженное состояние однородного изотропного массива горных пород в окрестности незакрепленной выработки ($p = 0$) кругового поперечного сечения при коэффициенте бокового распора λ, равном 0,3 и 0,6. В табл. 2.2 приведены значения полных напряжений, полученных для точек контура: угол θ равен 0, 45 и 90°. По данным табл. 2.2 построены графики распределения напряжений в единицах q при $\lambda = 0{,}6$ для точек $\theta = 0°$ и $\theta = 90°$ (рис. 2.2).

Анализируя полученные результаты, можно видеть, что при коэффициенте бокового распора $\lambda < 1$ происходят изменения в распределении напряжений по сравнению со случаем $\lambda = 1$. Так, при уменьшении λ тангенциальное напряжение σ_θ на горизонтальной оси контура выработки увеличивается, а на вертикальной — уменьшается и при $\lambda = 1/3$ меняет знак, т. е. становится растягивающим.

Таблица 2.2

r	Напряжения в единицах q для различных радиальных направлений θ									Коэффициент бокового распора λ
	σ_r			σ_θ			σ_z			
	0°	45°	90°	0°	45°	90°	0°	45°	90°	
1	0	0	0	–0,1	1,3	2,7	–0,02	0,30	0,62	
2	0,56	0,49	0,42	0,4	0,82	1,23	0,22	0,30	0,38	
4	0,70	0,58	0,46	0,36	0,69	1,04	0,28	0,30	0,32	0,3
6	0,94	0,63	0,32	0,32	0,67	1,02	0,29	0,20	0,31	
10	0,99	0,64	0,30	0,31	0,65	1,01	0,29	0,30	0,30	
1	0	0	0	0,80	1,60	2,10	0,30	0,60	0,88	
2	0,64	0,60	0,56	0,72	1,0	1,38	0,53	0,60	0,08	
4	0,90	0,75	0,62	0,65	0,85	1,05	0,58	0,60	0,62	0,6
6	0,96	0,78	0,61	0,63	0,82	1,03	0,59	0,60	0,61	
10	0,98	0,79	0,60	0,61	0,81	1,01	0,59	0,60	0,60	

Причиной естественной анизотропии в породных массивах является чаще всего напластование горных пород. Такие породные массивы, где плоскость напластования является плоскостью изотропии, можно классифицировать как трансверсально-изотропные. Рассмотрим геомеханические процессы в окрестности горных выработок, сооружаемых в однородных массивах с горизонтальным напластованием пород. Очевидно, в окрестности вертикальных выработок кругового поперечного сечения с вертикальной продольной осью z (вертикальные шахтные стволы), нормальной к плоскости напластования, при начальном напряженном состоянии с компонентами $\sigma_x = \sigma_y$ геомеханические процессы носят осесимметричный характер. Если при этом предположить, что горизонтальные сечения остаются плоскими в процессе деформирования, можно для определения дополнительных напряжений воспользоваться решением плоской осесимметричной задачи.

Начальные напряжения в таком массиве с горизонтальным напластованием запишем следующим образом:

$$\sigma_z = q,\ \sigma_r = \sigma_\theta = \lambda q,\ \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0, \qquad (2.12)$$

где $\lambda = \dfrac{E}{E_1}\dfrac{\mu_1}{1-\mu} \le 1$; E и E_1 — модули деформации породного массива соответственно в плоскости напластования и по нормали к плоскости напластования; μ и μ_1 — коэффициенты Пуассона при деформировании соответственно в плоскости напластования и по нормали к плоскости напластования.

Тогда для определения дополнительных напряжений принимаем расчетную схему, показанную на рис. 2.1, и записываем граничные условия для незакрепленной вертикальной выработки ($p = 0$):

$$\sigma_r = -\lambda q \ \text{ при } \ r = 1,$$

$$\sigma_r = \sigma_\theta \to 0 \ \text{ при } \ r \to \infty. \qquad (2.13)$$

Решение данной плоской задачи по определению дополнительных напряжений совпадает с точностью до граничных условий с решением соответствующей задачи для изотропного массива при $p = 0$. Используя это решение и граничные условия (2.13), получим:

компоненты дополнительных напряжений

$$\sigma_r = -\lambda q\frac{1}{r^2};\ \sigma_\theta = \lambda q\frac{1}{r^2};\ \sigma_z = 0;\ \tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0; \qquad (2.14)$$

компоненты полных напряжений

$$\sigma_r = \lambda q\left(1-\frac{1}{r^2}\right);\ \sigma_\theta = \lambda q\left(1+\frac{1}{r^2}\right);\ \sigma_z = q;$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0; \qquad (2.15)$$

компоненты деформаций, определяемые с помощью дополнительных напряжений (2.14),

$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \lambda\frac{1+\mu}{E}\frac{q}{r^2}; \qquad (2.16)$$

радиальные безразмерные смещения

$$u = \varepsilon_\theta r = \lambda \frac{1+\mu}{E} \frac{q}{r}. \qquad (2.17)$$

Чтобы проиллюстрировать полученное решение, исследуем напряженно-деформированное состояние однородного анизотропного массива в окрестности незакрепленной вертикальной выработки кругового поперечного сечения при следующих исходных данных: $E/E_1 = 1{,}5$; $\mu = 0{,}375$; $\mu_1 = 0{,}2$. Результаты расчетов напряжений σ_r, σ_θ, σ_z, выраженные в единицах q, и смещений — в единицах $qR_в/E$ (где $R_в$ — радиус выработки в проходке), показаны на рис. 2.3.

Сравнивая полученные значения компонентов напряжений (рис. 2.3, *а*) и смещений (рис. 2.3, *б*) в анизотропном массиве с соответствующими компонентами в изотропном массиве ($E = E_1$; $\mu = \mu_1 = 0{,}375$, пунктирные кривые на рис. 2.3), приходим к выводу, что качественных изменений в геомеханических процессах не происходит. Учет анизотропии горных пород при их горизонтальном напластовании вносит лишь некоторые количественные поправки. Так, например, анизотропия в данной задаче приводит к снижению значений компонентов напряжений и смещений по сравнению с изотропным массивом приблизительно на 20 %.

Более сложной представляется задача по исследованию геомеханических процессов в окрестности горизонтальных выработок, сооружаемых в анизотропном массиве. Рассмотрим горизонтальную протяженную заглубленную незакрепленную ($p = 0$) выработку кругового поперечного сечения с продольной осью z, параллельной горизонтальным плоскостям напластования породного массива. Для упрощения задачи будем считать начальное напряженное состояние массива равнокомпонентным. В процессе деформирования сечения, нормальные к продольной оси выработки z, остаются плоскими. Поэтому воспользуемся расчетной схемой при определении дополнительных напряжений, показанной на рис. 2.1, а гранич-

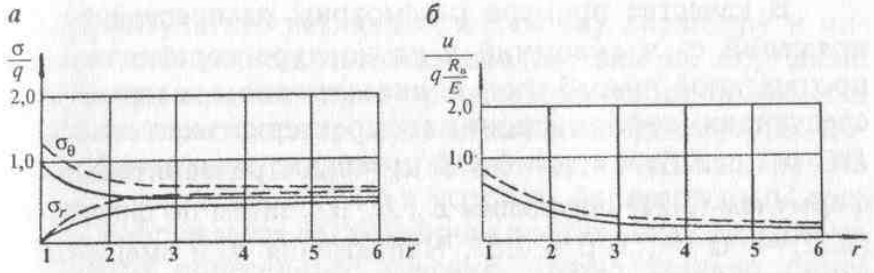


Рис. 2.3. Графики распределения напряжений и смещений вокруг вертикальной выработки в анизотропном породном массиве с горизонтальным напластованием

ные условия, соответствующие равнокомпонентному начальному напряженному состоянию, будут иметь вид:

$$\sigma_r = -q \quad \text{при } r = 1;$$
$$\sigma_r = \sigma_\theta \to 0 \quad \text{при } r \to \infty. \qquad (2.18)$$

Решение этой задачи было получено С.Г. Лехницким. Не приводя промежуточных выкладок, запишем окончательные выражения для полных напряжений и смещений. Полные напряжения σ_θ и смещения u в точках контура:

на горизонтальной оси

$$\sigma_\theta = q\left(1+\frac{\beta-1}{\alpha}\right); u = \frac{q}{E_x}\left(\beta-\alpha+\mu_{xy}\right); \qquad (2.19)$$

на вертикальной оси

$$\sigma_\theta = q\left(1+\beta-\alpha\right); u = \frac{q}{E_x}\left(\alpha\beta-\alpha+\mu_{xy}\right), \qquad (2.20)$$

где

$$\alpha = \sqrt{E_x/E_y}; \beta = \sqrt{2\left(\sqrt{E_x/E_y}-\mu_{xy}\right)+\frac{E_x}{G_1}}; \qquad (2.21)$$

$$E_x = \frac{E}{1-\mu^2}; E_y = \frac{E_1}{1-\frac{E}{E_1}\mu_1^2}; \mu_{xy} = \frac{E}{E_1}\frac{\mu_1}{1-\mu}; \quad G_1 = \frac{E_1}{2(1+\mu_1)}. \qquad (2.22)$$

В качестве примера рассмотрим распределение напряжений σ_θ и смещений u на контуре горизонтальной протяженной выработки в анизотропном массиве при следующих деформационных характеристиках массива: $E/E_1 = 1{,}5$; $E/G_1 = 4$; $\mu = 0{,}375$; $\mu_1 = 0{,}2$. Предварительно по формулам (2.22) определим E_x, E_y, μ_{xy}, затем по формулам (2.21) — $\alpha = 1{,}3$, $\beta = 2{,}57$. Напряжения σ_θ и смещения u вычислим, используя выражения (2.19) и (2.20). Для сравнения определим σ_θ и u в тех же точках контура изотропного массива с характеристиками $E/E_1 = 1$; $\mu = \mu_1 = 0{,}375$. Для этого воспользуемся указанными расчетными выражениями (2.19) и (2.20), приняв в них $\alpha = 1$, $\beta = 2$. Результаты расчетов приведены в табл. 2.3.

Полученные результаты показывают, что в анизотропном массиве с принятыми в расчете характеристиками, которые соответствуют породам типа песчанистых сланцев, наблюдается незначительное увеличение напряжений. При относительном увеличении смещений на вертикальной оси почти на 50 % их абсолютная величина остается крайне малой и для реальных условий составляет порядка нескольких миллиметров. Поэтому при оценке влияния анизотропии следует учитывать главным образом отклонения в величине напряжений, так как именно они могут в дальнейшем определять конфигурацию зон разрушения.

Таблица 2.3

Координаты точки контура выработки	Анизотропный массив		Изотропный массив	
	напряжения σ_θ в единицах q	смещения u в единицах $qR_в/E$	напряжения σ_θ в единицах q	смещения u в единицах $qR_в/E$
На горизонтальной оси	2,21	1,37	2,0	1,38
На вертикальной оси	2,27	2,03	2,0	1,38

В результате различных по своему характеру и интенсивности технологических воздействий на породный массив при ведении горностроительных работ появляется искусственная неоднородность массива. Рассмотрим породный массив с равнокомпонентным начальным напряженным состоянием (2.1), в котором буровзрывным способом сооружается заглубленная протяженная выработка кругового поперечного сечения. Первоначально однородный изотропный массив в результате производства буровзрывных работ приобретает искусственную или технологическую неоднородность деформационных характеристик: модуль деформации E имеет распределение вида

$$E(r) = E(1 - ar^{-n}), \tag{2.23}$$

где a, n — параметры аппроксимации фактического распределения модуля деформации окружающего выработку породного массива.

Исследования показывают, что величина коэффициента Пуассона μ практически не влияет на качественную картину напряженно-деформированного состояния и незначительно влияет на количественные показатели. Поэтому в целях упрощения задачи и представления конечных результатов в форме, пригодной для сравнительного анализа, примем $\mu = 0{,}5$. Рассмотрим задачу с осевой симметрией в постановке плоской деформации.

Из решения задачи при граничных условиях (2.2) находим компоненты дополнительных напряжений:

$$\sigma_r = (p-q)\frac{n+2-2ar^{-n}}{n+2-2a}\frac{1}{r^2};$$

$$\sigma_\theta - (p-q)\frac{n+2-2a(n+1)r^{-n}}{n+2-2a}\frac{1}{r^2};$$

$$\sigma_z = (p-q)\frac{anr^{-n}}{n+2-2a}\frac{1}{r^2};$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0. \tag{2.24}$$

Суммируя начальные напряжения (2.1) с дополнительными, получим выражения для полных напряжений:

$$\sigma_r = q + (p-q)\frac{n+2-2ar^{-n}}{n+2-2a}\frac{1}{r^2};$$

$$\sigma_\theta = q - (p-q)\frac{n+2-2a(n+1)r^{-n}}{n+2-2a}\frac{1}{r^2};$$

$$\sigma_z = q + (p-q)\frac{anr^{-n}}{n+2-2a}\frac{1}{r^2};$$

$$\tau_{rz} = \tau_{r\theta} = \tau_{\theta z} = 0. \qquad (2.25)$$

Выражение для безразмерных радиальных смещений запишется следующим образом:

$$u = \frac{3}{2}\frac{q-p}{E}\frac{n+2}{n+2-2a}\frac{1}{r}. \qquad (2.26)$$

Легко видеть, что при $a = 0$, т. е. в случае, когда искусственная неоднородность отсутствует и массив может рассматриваться как однородный, формулы (2.25) и (2.26) принимают вид (2.4) и (2.6).

В качестве примера предположим, что буровзрывная выемка породы формирует в окрестности выработки технологическую неоднородность вида (2.23) с параметрами $n = 6$, $a = 0{,}85$. Исследуем напряженно-деформированное состояние такого массива при $p = 0$ и сопоставим его с напряженно-деформированным состоянием однородного массива. Соответствующее распределение напряжений (рис. 2.4, *а*) и смещений (рис. 2.4, *б*) в неоднородном массиве показано сплошными линиями, в однородном — пунктирными линиями.

Как видно из приведенных графиков, наличие искусственной неоднородности взрывного происхождения приводит к значительным качественным изменениям в распределении напряжений σ_θ: концентрация σ_θ смещается с контура выработки в глубь массива. Иными словами, об-

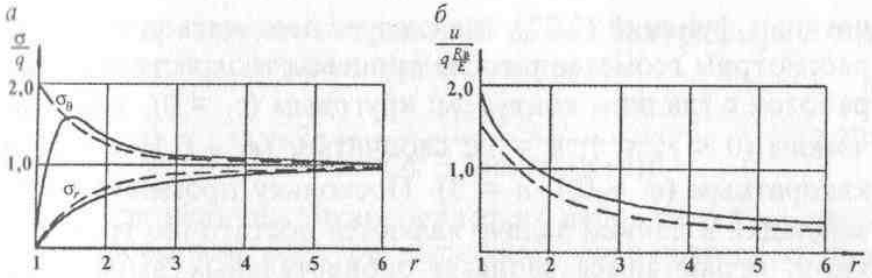


Рис. 2.4. Графики распределения напряжений и смещений вокруг выработки, проведенной буровзрывным способом

ласть нарушенных взрывом пород является деконцентратором напряжений. Качественная картина распределения смещений u остается прежней, но величина смещений в неоднородном массиве больше.

Для оценки влияния формы контура поперечного сечения выработок на геомеханические процессы И.В. Баклашовым рассмотрены выработки, уравнение контура которых записывается в параметрическом виде следующим образом:

$$\left.\begin{aligned} x &= R(\cos\theta + c_1\cos n\theta + c_2\cos m\theta);\\ y &= R(\sin\theta - c_1\sin n\theta - c_2\sin m\theta), \end{aligned}\right\} \qquad (2.27)$$

где R — масштабный параметр, определяющий размеры контура; c_1, c_2, n, m — параметры, определяющие очертание и форму контура; θ — полярный угол.

При соответствующем подборе параметров c_1, c_2, n, m трехчленная формула дает возможность описать круговой, эллиптический, сводчатый, квадратный и прямоугольный проектные гладкие контуры выработок, а также круговой, эллиптический, сводчатый и квадратный реальные контуры выработок с технологическими неровностями.

Начальное напряженное состояние породного массива рассматривается как равнокомпонентное (2.1), выработки незакрепленные ($p = 0$). С целью упрощения анализа полученное решение задачи запишем для случая двух-

членных функций (2.27), где следует положить $c_2 = 0$, т. е. рассмотрим геомеханические процессы в окрестности выработок с гладким контуром: круговым ($c_1 = 0$), эллиптическим ($0 < c_1 < 1$; $n = 1$); сводчатым ($c_1 \approx 0{,}1$; $n = 2$) и квадратным ($c_1 \approx 0{,}1$; $n = 3$). Поскольку промежуточные выкладки в данной задаче являются достаточно громоздкими, ограничимся записью окончательных выражений для компонентов полных напряжений в наиболее характерных точках контура.

Распределение полных напряжений σ_r и σ_θ в окрестностях точек контура с максимальной кривизной (угловые точки) записывается следующим образом:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_\theta \\ \sigma_r\end{matrix}\right\} = q\left\{\frac{r^{n+1}+nc_1}{r^{n+1}-nc_1} \pm \right.$$

$$\left. \pm \frac{r^{2n}(1+nc_1^2)(r^{n+1}+n^2c_1) - n(n+1)c_1 r^{n+1}(r^{n+1}+c_1)}{(r^{n+1}-nc_1)^3}\right\}; \quad (2.28)$$

на контуре выработки

$$\sigma_\theta = 2q\frac{1+nc_1}{1-nc_1};\ \sigma_r = 0. \quad (2.29)$$

Распределение напряжений σ_r и σ_θ в окрестностях точек контура с минимальной кривизной (бока, почва и кровля) записывается следующим образом:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_\theta \\ \sigma_r\end{matrix}\right\} = q\left\{\frac{r^{n+1}-nc_1}{r^{n+1}+nc_1} \pm \right.$$

$$\left. \pm \frac{r^{2n}(1+nc_1^2)(r^{n+1}-n^2c_1) + n(n+1)c_1 r^{n+1}(r^{n+1}-c_1)}{(r^{n+1}+nc_1)^3}\right\}; \quad (2.30)$$

на контуре выработки

$$\sigma_\theta = 2q\frac{1-nc_1}{1+nc_1};\ \sigma_r = 0. \quad (2.31)$$

Распределение напряжений σ_θ на контуре выработок по площадкам, нормальным к контуру,

$$\sigma_\theta = 2q\frac{1-n^2c_1^2}{1+n^2c_1^2-2nc_1\cos(n+1)\theta}. \quad (2.32)$$

При наличии технологических неровностей на гладком проектном контуре выработок сохраняются общие закономерности распределения напряжений в точках с максимальной кривизной (впадины) и с минимальной кривизной (выступы).

Для иллюстрации приведенного решения исследуем напряженное состояние в окрестности выработок различного поперечного сечения, проведенных в однородном изотропном массиве с равнокомпонентным начальным напряженным состоянием. Значения параметров, определяющих очертание и форму контура, следующие: для эллипса — $n = 1$, $c_1 = 0{,}14$; для квадрата — $n = 3$, $c_1 = 0{,}15$; для круга — $n = 0$, $c_1 = 0$. Значения полученных напряжений, выраженные в единицах q, представим в виде графиков на рис. 2.5. Причем на рис. 2.5, *а* показаны эпюры напряжений в окрестности выработок по осям, проходящим через точки с максимальной кривизной контура, а на рис. 2.5, *б* — по осям, проходящим через точки с минимальной кривизной контура. На рис. 2.6 представлены эпюры распределения напряжений σ_θ по контуру выработок квадратного и эллиптического поперечных сечений.

Анализируя эпюры напряжений, приходим к следующим выводам. Максимальная концентрация напряжений σ_θ сосредоточена в местах наибольшей кривизны контура выработки (угловые точки квадратного сечения, точки на большой полуоси эллиптического сечения) и может достигать величины $\sigma_\theta >> 2q$. На участках некругового контура с минимальной кривизной напряжения $\sigma_\theta < 2q$, т. е. меньше напряжений σ_θ на контуре выработки кругового поперечного сечения. По мере удаления от контура концентрация напряжений быстро убывает и при $r = 5$ практически исчезает независимо от формы контура, т. е. $\sigma_\theta = \sigma_r \approx q$.

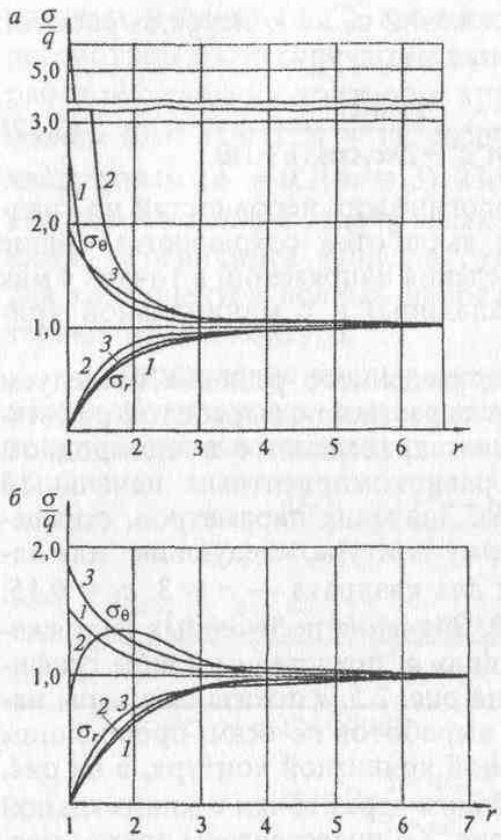


Рис. 2.5. Графики распределения напряжений вокруг выработок с различной формой поперечного сечения:
1 — эллиптический контур;
2 — квадратный контур;
3 — круговой контур

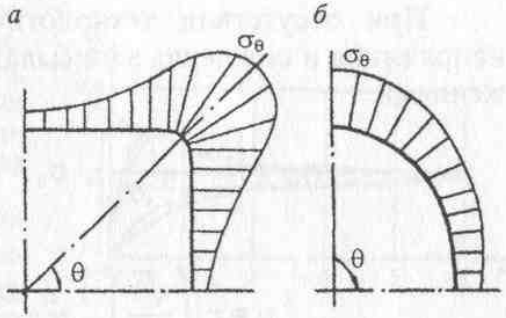
Применение геомеханической модели линейно-деформируемого породного массива ограничено определенным уровнем действующих напряжений. За пределами линейного деформирования в массиве наблюдаются качественные отличия в геомеханических процессах. Рассмотрим массив, сложенный породами, физическая нелинейность деформирования которых аппроксимируется выражением следующего вида, записанным в системе координат «интенсивность напряжений σ_i — интенсивность деформаций ε_i»:

$$\sigma_i = E\varphi(\varepsilon_i)\varepsilon_i, \qquad (2.33)$$

где $$\varphi(\varepsilon_i) = \xi\varepsilon_i^{-m}, \quad 0 \le m < 1, \quad \xi \le 1.$$

Исследуем геомеханические процессы в окрестности протяженной горизонтальной незакрепленной ($p = 0$) горной выработки кругового поперечного сечения, сооружаемой в изотропном массиве с равнокомпонентным начальным напряженным состоянием, сложенном породами с физической нелинейностью вида (2.33) и технологической неоднородностью вида (2.23) при $\mu = 0{,}5$. Геомеханической модели такого массива соответствует физическое уравнение

Рис. 2.6. Графики распределения напряжений по контуру выработок квадратного (*а*) и эллиптического (*б*) поперечных сечений



$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \frac{3(\sigma_\theta - \sigma_r)}{4E(r)\varphi(\varepsilon_i)} = \frac{3(\sigma_\theta - \sigma_r)}{4E\psi(\varepsilon_i, r)}, \qquad (2.34)$$

где физическая нелинейность и неоднородность массива учитываются функцией $\psi(r) = \dfrac{1 - ar^{-n}}{r^{-2m}}$.

Граничные условия для определения полных напряжений:

$$\sigma_r = 0 \ \text{ при } r = 1; \quad \sigma_\theta = \sigma_r \to q \ \text{ при } \ r \to \infty. \qquad (2.35)$$

Дальнейшая последовательность решения такая же, которая была принята в предыдущих задачах. Удовлетворяя граничным условиям (2.35), запишем выражения для полных напряжений

$$\sigma_r = q\left\{1 - \frac{n + 2(1-m)(1-ar^{-n})}{n + 2(1-m)(1-a)}\frac{1}{r^{2(1-m)}}\right\};$$

$$\sigma_\theta = q\left\{1 + \frac{[2(1-m)-1][n + 2(1-m)(1-ar^{-n})]}{n + 2(1-m)(1-a)}\frac{1}{r^{2(1-m)}} - \right.$$

$$\left. - \frac{2an(1-m)r^{-n}}{n + 2(1-m)(1-a)}\frac{1}{r^{2(1-m)}}\right\} \qquad (2.36)$$

и смещений

$$u = r\left\{\left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^{2-m}\frac{q}{\xi E}\frac{2(1-m)[n + 2(1-m)]}{n + 2(1-m)(1-a)}\frac{1}{r^{2(1-m)}}\right\}^{\frac{1}{1-m}}. \qquad (2.37)$$

При отсутствии технологической неоднородности напряжения и смещения записываются следующими выражениями:

$$\sigma_r = q\left\{1-\frac{1}{r^{2(1-m)}}\right\},\quad \sigma_\theta = q\left\{1+\frac{1-2m}{r^{2(1-m)}}\right\}; \qquad (2.38)$$

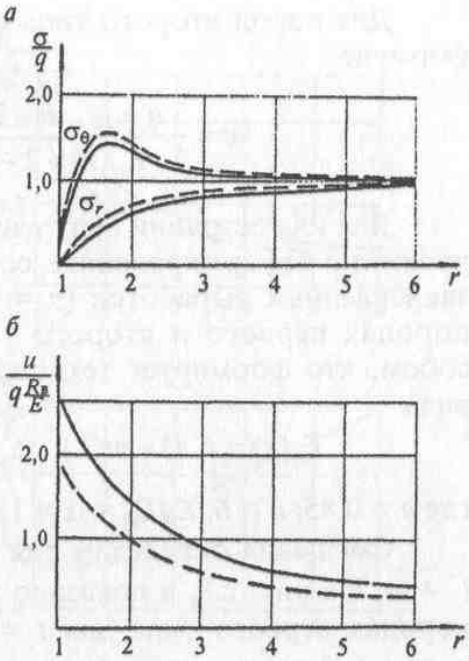
$$u = r\left\{\left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^{2-m}\frac{q}{\xi E}\frac{2(1-m)}{r^{2(1-m)}}\right\}^{\frac{1}{1-m}}. \qquad (2.39)$$

Нетрудно также видеть, что при $m = 0$ и $\xi = 1$ (геомеханическая модель линейно-деформируемого массива) формулы (2.38) и (2.39) преобразуются в (2.4) и (2.6), где следует положить $p = 0$.

В качестве примера исследуем напряженно-деформированное состояние вокруг горизонтальной горной выработки в нелинейно-деформируемом неоднородном породном массиве при следующих параметрах его нелинейности и неоднородности: $m = 0{,}1$; $\xi = 0{,}4$; $a = 0{,}85$; $n = 6$. Результаты расчетов при $q/E = 5 \cdot 10^{-3}$ представлены на рис. 2.7, где пунктиром показаны соответствующие графики распределения напряжений и смещений для линейно-деформируемого неоднородного массива.

Хорошо видно, что в нелинейно-деформируемом массиве качественная картина геомеханических процессов сохраняется неизменной. Нелинейность деформирования пород, характеризуемая величинами m и ξ, вносит в оценку этих процессов лишь количественные изменения: снижается максимальная концентрация напряжений и увеличиваются смещения, причем тем сильнее, чем больше величина отношения q/E. В рассмотренном примере параметры нелинейности деформирования являются характерными для определенного класса горных пород. Снижение концентрации напряжений σ_θ составляет всего лишь 10 % и поэтому можно было бы влияние нелинейности не учитывать. В других случаях физической нелинейности замена модели на линейно-деформируемую может оказаться грубым приближением.

Рис. 2.7. Графики распределения напряжений (*а*) и смещений (*б*) вокруг выработки, сооружаемой буровзрывным способом в нелинейно-деформируемом породном массиве



По характерным особенностям ползучести все горные породы можно подразделить на два типа: породы первого типа (твердые) обнаруживают ограниченную ползучесть; породы второго типа (глинистые) — неограниченную ползучесть. Рассмотрим геомеханические процессы в окрестности горной выработки, сооружаемой буровзрывным способом в указанных породах с равнокомпонентным полем начальных напряжений (2.1). Решаем соответствующую задачу методами теории ползучести в постановке плоской деформации с осевой симметрией. Соответствующие граничные условия принимаем в виде (2.2).

Тогда для пород первого типа смещения определятся из выражения

$$u = \frac{3}{2}\frac{q-p}{E_0}\frac{n+2}{n+2-2a}\left[\alpha+(1-\alpha)e^{-\frac{t}{\alpha t_0}}\right]\frac{1}{r}, \qquad (2.40)$$

где $\alpha = E_0/E_\infty \geq 1$; E_0 и E_∞ — модули деформации вмещающих горных пород соответственно динамический и статический; t_0 — время релаксации.

Для пород второго типа смещения определяются по формуле

$$u = \frac{3}{2}\frac{q-p}{E_0}\frac{n+2}{n+2-2a}\left(1+\frac{t}{t_0}\right)\frac{1}{r}. \qquad (2.41)$$

Для иллюстрации полученного решения исследуем напряженно-деформированное состояние в окрестности незакрепленных выработок ($p = 0$), проведенных в горных породах первого и второго типов буровзрывным способом, что формирует технологическую неоднородность вида

$$E_0(r) = E_0(1-ar^{-n}), \quad E_\infty(r) = E_\infty(1-ar^{-n}),$$

где $a = 0{,}85$; $n = 6$; $E_0/E_\infty = \alpha = 1{,}3$; $t_0 = 30$ сут.

Смещения определим для моментов времени $t = 0$ и $t \to \infty$. На рис. 2.8, *а* показано распределение смещений в породах первого типа для $t = 0$ (пунктирная кривая) и $t \to \infty$ (сплошная линия), на рис. 2.8, *б* — изменение во времени смещений на контуре выработки в породах первого (пунктирная кривая) и второго (сплошная кривая) типов по реологическим свойствам.

Анализ полученного решения позволяет сделать вывод о том, что учет фактора времени при описании геомеханического состояния пород вокруг горных выработок на допредельной стадии деформирования приводит к увеличению смещений массива: в породах первого типа смещения на контуре нарастают во времени по логарифмическому закону до определенной величины, а в породах второго типа — по линейному закону неограниченно.

Рассматривая последовательно различные геомеханические модели, мы изучили влияние каждого из основных факторов на допредельное деформирование породных массивов вокруг протяженных горных выработок. Однако следует иметь в виду, что в реальных условиях действие всех этих факторов (или большинства из них) проявляется одновременно. К сожалению, исследование

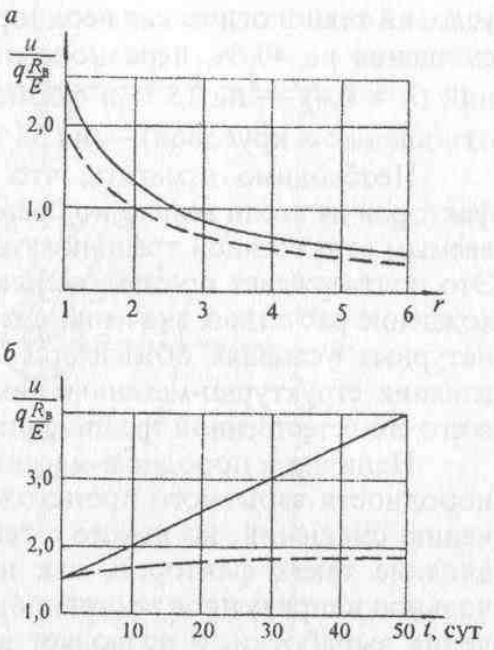


Рис. 2.8. Графики распределения смещений в массиве (*а*) и их изменение во времени на контуре выработки (*б*), сооружаемой в породах первого и второго типов по реологическим свойствам

сложных геомеханических моделей, учитывающих большое число структурно-механических особенностей массива, аналитическими методами крайне затруднено.

Б.А. Картозия были проведены специальные исследования данного вопроса с помощью метода конечных элементов. Исследования проводились с последовательным усложнением геомеханической модели и расчетной схемы задачи. Вначале исследовалась однородная модель массива с упорядоченной трещиноватостью. Затем модель была усложнена за счет технологической неоднородности. И, наконец, указанная модель была рассмотрена в условиях неравнокомпонентного начального напряженного состояния при некруговом очертании выработки. Главная цель указанных исследований — качественная и количественная оценка влияния на величину максимальных смещений породного контура выработки каждого из перечисленных факторов в отдельности и при одновременном их действии.

Как показали результаты проведенных исследований, учет структурно-механических особенностей породного массива приводит к увеличению расчетных смещений породного контура, причем удельный вес различных факторов неодинаков. Так, например, для определенных

условий технологическая неоднородность увеличивает эти смещения на 40 %, неравнокомпонентное поле напряжений ($\lambda = 0{,}4$) — на 15 % и форма выработки (арочная по отношению к круговой) — на 55 %.

Необходимо отметить, что суммарное влияние этих факторов не столь велико по сравнению с влиянием, оказываемым естественной трещиноватостью породного массива. Это подтверждает предположение о том, что обычное расхождение расчетных значений смещений с наблюдаемыми в натурных условиях объясняется в основном недооценкой влияния структурно-механических особенностей, и прежде всего его естественной трещиноватости.

Наличие в породном массиве технологической неоднородности взрывного происхождения приводит к увеличению смещений, но вместе с тем существенно ослабляет влияние таких факторов, как неравнокомпонентное начальное напряженное состояние и форма поперечного сечения выработки, и позволяет в задачах, рассматривающих допредельное деформирование пород, существенно упростить геомеханические модели и расчетные схемы. Это обусловлено тем, что абсолютная величина смещений контура выработки в породах на допредельной стадии деформирования невелика и существенного влияния на устойчивость выработок не оказывает.

Однако следует помнить, что исследованные факторы могут вызвать неблагоприятное распределение напряжений, что, в свою очередь, может привести к переходу горных пород в запредельную стадию деформирования и геомеханические процессы будут обнаруживать качественно и количественно новые проявления.

2.1.3. Геомеханические процессы запредельного деформирования и разрушения

Особенности запредельного деформирования породных массивов, вмещающих горные выработки, заключаются прежде всего в образовании характерных областей запредельного деформирования и остаточной прочности

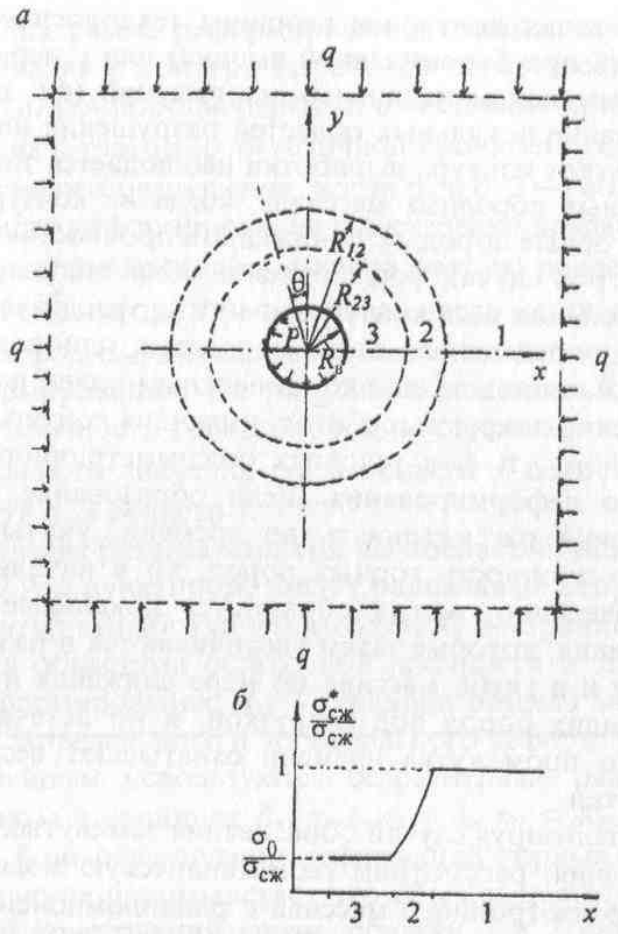


Рис. 2.9. Расчетная схема плоской задачи о запредельном деформировании породного массива (*а*) и распределение прочности породного массива вокруг выработки (*б*)

горных пород, т. е. областей разрушения, охватывающих часть контура или весь контур горных выработок, как это показано на расчетной схеме (рис. 2.9, *а*).

Первый случай реализуется тогда, когда на допредельной стадии деформирования образовались локальные области концентрации напряжений в приконтурном массиве, связанные с формой контура (см. рис. 2.5 и 2.6 —

угловые точки контура и вершины технологических неровностей при буровзрывной выемке) или с неравнокомпонентным полем начальных напряжений (см. рис. 2.2). Образование локальных областей разрушения на отдельных участках контура выработки наблюдается также в неоднородных породных массивах, когда на контуре встречаются горные породы с пониженной прочностью.

Второй случай формирования областей разрушения, охватывающих весь контур выработки, реализуется в условиях допредельного деформирования однородных породных массивов с равнокомпонентным полем начальных напряжений вокруг выработок, имеющих контур, близкий к круговому, т. е. в условиях осесимметричного допредельного деформирования. Если образование областей разрушения рассматривать во времени, учитывая длительную прочность горных пород, то в начальный момент, очевидно, всегда образуются локальные области разрушения, которые затем увеличиваются в размерах по контуру и в глубь массива по мере снижения прочности вмещающих пород под нагрузкой, и по истечении длительного промежутка времени охватывают весь контур выработки.

Анализируя случай образования замкнутых областей разрушения, рассмотрим геомеханическую модель однородного изотропного массива с равнокомпонентным начальным напряженным состоянием [см. формулу (2.1)], сложенного породами первого типа (твердыми) по реологическим свойствам. В данном массиве сооружается протяженная заглубленная выработка кругового поперечного сечения, закрепленная конструкцией крепи с реактивным сопротивлением p. Соответствующая расчетная схема для рассматриваемой плоской осесимметричной задачи показана на рис. 2.9, *а*.

В общем случае вокруг выработки образуются три характерные области деформирования и разрушения (рис. 2.9, *а*), соответствующие трем характерным участкам на

полной диаграмме деформирования горных пород: *3* — примыкающая к контуру выработки область остаточной прочности, где породы перешли в состояние предельного равновесия с учетом их остаточной прочности σ_0, или область руинного разрушения, когда $\sigma_0 = 0$; *2* — область запредельного деформирования с постепенно возрастающей в глубь массива прочностью пород от σ_0 до предела прочности на сжатие $\sigma_{сж}$; *1* — остальная часть массива с прочностью пород $\sigma_{сж}$, находящаяся в состоянии допредельного деформирования. На рис. 2.9, *б* показано изменение предела прочности горных пород на одноосное сжатие от максимального значения $\sigma_{сж}$ в области *1* до остаточной прочности σ_0 в области *3*.

Границы раздела характерных областей, показанные на рис. 2.9, *а* пунктиром, имеют радиальные координаты: $R_в$ — контур выработки в проходке; R_{23} — граница раздела между областями остаточной прочности и запредельного деформирования; R_{12} — граница раздела между областями запредельного и допредельного деформирования. В дальнейшем используются безразмерные радиальные координаты в единицах $R_в$, т. е. $r_в = 1$, $r_{23} = R_{23}/R_в$, $r_{12} = R_{12}/r_в$. При ограничении деформаций горных пород в выработанное пространство, что обычно достигается установкой конструкций крепи, области *3* и *2* или только область *3* могут не образовываться, т. е. реализуются случаи $r_{12} = 1$ или $r_{23} = 1$.

Реологические процессы вызывают увеличение размеров характерных областей разрушения горных пород, т. е. смещение указанных границ r_{12} и r_{23} в глубь породного массива, что в конечном счете приводит к снижению устойчивости выработок и увеличению нагрузки на крепь. Реологические процессы наблюдаются как на допредельной, так и запредельной стадии деформирования. Исследованиями М.К. Теплова и С.В. Родоманцева установлены различные скорости реологических процессов на этих

стадиях: в частично разрушенных породах реологические процессы протекают быстрее, например, время релаксации на запредельной стадии t_0' меньше времени релаксации на допредельной стадии деформирования t_0 в 10^2—10^3 раз.

При малой продолжительности эксплуатации выработок ($t \approx t_0'$) следует учитывать реологические процессы на запредельной стадии, а при длительной эксплуатации выработок ($t \approx t_0$) определяющими являются реологические процессы на допредельной стадии. Поскольку максимальная величина времени релаксации горных пород на запредельной стадии $t_0' \approx 10^6$ с, т. е. порядка 10 сут, всегда меньше срока службы капитальных выработок и подземных сооружений, который измеряется десятками лет, практическое значение для оценки устойчивости выработок имеет учет реологических процессов на допредельной стадии деформирования. Для решения этой задачи воспользуемся соответствующими исследованиями В.Г. Хлопцова.

В области допредельного деформирования *1* для решения задачи имеем систему уравнений, включающую уравнения равновесия, неразрывности деформаций и физическое уравнение состояния пород первого типа, которое при $\mu = 0{,}5$ преобразуется следующим образом:

$$\frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial t} = \frac{3}{2E_0}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2}\right) + \frac{3}{2E_0 t_0}\left(\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2}\right) - \frac{E_\infty}{E_0 t_0}\varepsilon_\theta, \quad (2.42)$$

где длительный модуль деформации E_∞ связан с мгновенным модулем деформации E_0 экспериментально установленным соотношением

$$E_\infty / E_0 = \frac{\sigma_{сж\infty}}{\sigma_{сж}} = \frac{1}{\alpha}, \quad (2.43)$$

$\sigma_{сж}$ и $\sigma_{сж\infty}$ — соответственно предел мгновенной и длительной прочности горных пород на одноосное сжатие.

Для решения задачи в полных напряжениях граничные условия в глубине массива при $r \to \infty$, т. е. на внешней условной границе области *1*, имеют вид (2.1), а на внутренней границе раздела $r = r_{12}(t)$, которая с течением времени эксплуатации t перемещается в глубь массива, граничные условия получим из условия предельного равновесия горных пород согласно прямолинейной огибающей предельных кругов Мора:

$$\sigma_\theta = (2\lambda + 1)\sigma_r + \sigma_{сж}(t), \quad (2.44)$$

где $\lambda = \dfrac{\sin\rho}{1 - \sin\rho}$ — коэффициент, который связан указанным соотношением с углом внутреннего трения горных пород ρ и который не следует смешивать с коэффициентом бокового распора λ, приведенным в подразд. 2.1.2; $\sigma_{сж}(t)$ — снижающийся во времени предел прочности горных пород на одноосное сжатие, который аппроксимируется экспериментально установленной зависимостью.

$$\sigma_{сж}(t) = \sigma_{сж\infty} + (\sigma_{сж} - \sigma_{сж\infty})e^{-t/t_0}. \quad (2.45)$$

Решая задачу при указанных граничных условиях, в итоге получим компоненты полных напряжений, деформаций и радиальных смещений в области допредельного деформирования *1*:

$$\sigma_r = q - \frac{A(t)}{3}\frac{r_{12}^2(t)}{r^2}, \quad (2.46)$$

$$\sigma_\theta = q + \frac{A(t)}{3}\frac{r_{12}^2(t)}{r^2}, \quad (2.47)$$

$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \varepsilon_{\theta 12}(t)\frac{r_{12}^2(t)}{r^2}, \quad (2.48)$$

$$u = \varepsilon_{\theta 12}(t)\frac{r_{12}^2(t)}{r}, \quad (2.49)$$

где функция времени

$$A(t)=3\frac{2\lambda q+\sigma_{сж}(t)}{2(\lambda+1)}; \qquad (2.50)$$

окружная деформация в массиве на границе раздела r_{12} в виде функции времени

$$\varepsilon_{\theta 12}(t)=\frac{A_\infty}{2E_\infty}+\left(\frac{A_0}{2E_0}-\frac{A_\infty}{2E_\infty}\right)e^{-\frac{tE_\infty}{t_0E_0}}; \qquad (2.51)$$

$$A_\infty=3\frac{2\lambda q+\sigma_{сж\infty}}{2(\lambda+1)};\quad A_0=3\frac{2\lambda q+\sigma_{сж}}{2(\lambda+1)}. \qquad (2.52)$$

В области запредельного деформирования *2* имеем систему уравнений, включающую уравнения равновесия, неразрывности деформаций и физическое уравнение, описывающее снижение прочности горных пород в этой области в зависимости от приращений запредельных деформаций ε_θ',

$$\sigma_\theta=(2\lambda+1)\sigma_r+\sigma_{сж\infty}-M_\infty\varepsilon_\theta', \qquad (2.53)$$

где M_∞ — длительный модуль спада горных пород при одноосном сжатии, определяемый экспериментально установленной зависимостью

$$M_\infty=M_0\frac{\sigma_{сж\infty}-\sigma_0}{\sigma_{сж}-\sigma_0}, \qquad (2.54)$$

где M_0 — мгновенный модуль спада при одноосном сжатии; σ_0 — остаточная прочность горных пород на одноосное сжатие.

Следует иметь в виду, что в уравнении (2.53) полные запредельные деформации с учетом (2.51) записываются следующим образом:

$$\varepsilon_\theta=\varepsilon_{\theta 12}(t)+\varepsilon_\theta',\quad \varepsilon_r=-\varepsilon_{\theta 12}(t)-\beta r_\theta', \qquad (2.55)$$

где β — удвоенная величина коэффициента поперечной деформации на запредельной стадии деформирования, который определяется в условиях одноосного сжатия цилиндрических образцов горных пород.

Тогда, решая уравнение неразрывности деформаций и удовлетворяя граничным условиям ε_θ' при $r = r_{12}$, получим выражение для приращений запредельных деформаций

$$\varepsilon_\theta'=\frac{2}{\beta+1}\varepsilon_{\theta 12}\left[\frac{r_{12}^{\beta+1}(t)}{r^{\beta+1}}-1\right]. \qquad (2.56)$$

Подставим (2.56) в физическое уравнение (2.53), предварительно записав компоненты напряжений через функцию напряжений, т. е. удовлетворив уравнению равновесия. В итоге получим уравнение для определения функции напряжений и затем с ее помощью — выражения для компонентов напряжений. Окончательно запишем компоненты полных напряжений, деформаций и смещений в области запредельного деформирования *2*:

$$\sigma_r=\sigma_{r23}\left[\frac{r}{r_{23}(t)}\right]^{2\lambda}+\frac{2\varepsilon_{\theta 12}(t)M_\infty+(\beta+1)\sigma_{сж\infty}}{2\lambda(\beta+1)}\left[\left(\frac{r}{r_{23}(t)}\right)^{2\lambda}-1\right]+$$

$$+\frac{2M_\infty\varepsilon_{\theta 12}(t)}{(\beta+1)(\beta+1+2\lambda)}\left[\left(\frac{r_{12}(t)}{r}\right)^{\beta+1}-\left(\frac{r_{12}(t)}{r_{23}(t)}\right)^{\beta+1}\left(\frac{r}{r_{23}(t)}\right)^{2\lambda}\right]; \qquad (2.57)$$

$$\sigma_\theta=(2\lambda+1)\sigma_r+\sigma_{сж\infty}-\frac{2M_\infty\varepsilon_{\theta 12}(t)}{\beta+1}\left[\left(\frac{r_{12}(t)}{r}\right)^{\beta+1}-1\right]; \qquad (2.58)$$

$$\varepsilon_\theta=2\varepsilon_{\theta 12}(t)\left\{\frac{1}{2}+\frac{1}{\beta+1}\left[\left(\frac{r_{12}(t)}{r}\right)^{\beta+1}-1\right]\right\}; \qquad (2.59)$$

$$\varepsilon_r=-2\varepsilon_{\theta 12}(t)\left\{\frac{1}{2}+\frac{\beta}{\beta+1}\left[\left(\frac{r_{12}(t)}{r}\right)^{\beta+1}-1\right]\right\}; \qquad (2.60)$$

$$u = 2\varepsilon_{\theta 12}(t)\left\{\frac{1}{2}+\frac{1}{\beta+1}\left[\left(\frac{r_{12}(t)}{r}\right)^{\beta+1}-1\right]\right\}r, \qquad (2.61)$$

где σ_{r23} — напряжение σ_r на границе раздела $r_{23}(t)$ со стороны области остаточной прочности *3*.

Если учесть, что приращения запредельных деформаций ε_θ' на границе раздела $r_{23}(t)$ имеют величину

$$\varepsilon_\theta' = \frac{\sigma_{сж}-\sigma_0}{M_0} = \frac{\sigma_{сж\infty}-\sigma_0}{M_\infty}, \qquad (2.62)$$

получим из выражения (2.56) соотношение между координатами $r_{12}(t)$ и $r_{23}(t)$ в виде

$$\rho(t) = \frac{r_{12}(t)}{r_{23}(t)} = \left[1+\frac{(\sigma_{сж}-\sigma_0)(\beta+1)}{2M_0\varepsilon_{\theta 12}(t)}\right]^{\frac{1}{\beta+1}}, \qquad (2.63)$$

где $\rho(t)$ не является ранее принятым обозначением угла внутреннего трения ρ.

В области остаточной прочности *3* для решения задачи имеем систему уравнений, которая включает уравнения равновесия и физическое уравнение

$$\sigma_\theta = (2\lambda+1)\sigma_r + \sigma_0. \qquad (2.64)$$

Интегрируя эту систему уравнений и удовлетворяя граничным условиям на контуре выработки

$$\sigma_r = p \quad \text{при } r = 1, \qquad (2.65)$$

где p — реактивное сопротивление крепи на контуре выработки, окончательно запишем компоненты полных напряжений:

$$\sigma_r = \left(\frac{\sigma_0}{2\lambda}+p\right)r^{2\lambda}-\frac{\sigma_0}{2\lambda}, \qquad (2.66)$$

$$\sigma_\theta = (2\lambda+1)\left(\frac{\sigma_0}{2\lambda}+p\right)r^{2\lambda}-\frac{\sigma_0}{2\lambda}. \qquad (2.67)$$

Компоненты деформаций и смещений в области остаточной прочности определим из уравнения неразрывности деформаций с учетом несжимаемости разрушенной горной породы в этой области, т. е.

$$\varepsilon_r'' = -\varepsilon_\theta'', \qquad (2.68)$$

где ε_r'' и ε_θ'' — приращения деформаций в области остаточной прочности и граничных условий для деформаций на границе $r_{23}(t)$ согласно (2.59) и (2.63). В итоге получим:

$$\varepsilon_\theta = \frac{(1-\beta)(\sigma_{сж}-\sigma_0)}{2M_0}+\left[\varepsilon_{\theta 12}(t)+\frac{(\beta+1)(\sigma_{сж}-\sigma_0)}{2M_0}\right]\frac{r_{23}^2(t)}{r^2}, \qquad (2.69)$$

$$\varepsilon_r = \frac{(1-\beta)(\sigma_{сж}-\sigma_0)}{2M_0}-\left[\varepsilon_{\theta 12}(t)+\frac{(\beta+1)(\sigma_{сж}-\sigma_0)}{2M_0}\right]\frac{r_{23}^2(t)}{r^2}, \qquad (2.70)$$

$$u = \frac{(1-\beta)(\sigma_{сж}-\sigma_0)}{2M_0}r+\left[\varepsilon_{\theta 12}(t)+\frac{(\beta+1)(\sigma_{сж}-\sigma_0)}{2M_0}\right]\frac{r_{23}^2(t)}{r}. \qquad (2.71)$$

Положив в (2.66) $r = r_{23}$, получим граничное напряжение σ_{r23}, входящее в формулы (2.57) и (2.58):

$$\sigma_{r23} = \left(\frac{\sigma_0}{2\lambda}+p\right)r_{23}^{2\lambda}-\frac{\sigma_0}{2\lambda}. \qquad (2.72)$$

Для определения координаты $r_{12}(t)$ приравняем напряжения σ_r в областях *1* и *2* на границе раздела $r_{12}(t)$. Получим следующее уравнение с учетом обозначений (2.63) и (2.72):

$$r_{12} = \left\{\frac{2\lambda}{\sigma_0+2\lambda p}\left[\frac{2M_\infty\varepsilon_{\theta 12}(t)}{(\beta+1)(\beta+1+2\lambda)}\left(\rho^{\beta+1+2\lambda}-1\right)-\right.\right.$$

$$\left.\left.-\frac{2M_\infty\varepsilon_{\theta 12}(t)+\sigma_{сж\infty}(\beta+1)}{2\lambda(\beta+1)}\left(\rho^{2\lambda}-1\right)+\frac{\sigma_0}{2\lambda}\rho^{2\lambda}+q-\frac{A(t)}{3}\right]\right\}^{\frac{1}{2\lambda}}. \qquad (2.73)$$

После вычисления координаты $r_{12}(t)$ из уравнения (2.73) координата $r_{23}(t)$ определяется из соотношения (2.63).

Если область остаточной прочности *3* не образовалась ($r_{23} = 1$), координата $r_{23}(t)$ определяется из уравнения

$$pr_{12}^{2\lambda} = \frac{2M_\infty \varepsilon_{\theta 12}(t)}{(\beta+1)(\beta+1+2\lambda)}\left(r_{12}^{\beta+1+2\lambda} - 1\right) -$$

$$- \frac{2M_\infty \varepsilon_{\theta 12}(t) + \sigma_{сж\infty}(\beta+1)}{2\lambda(\beta+1)}\left(r_{12}^{2\lambda} - 1\right) + q - \frac{A(t)}{3}. \qquad (2.74)$$

Особый интерес представляют два крайних случая, позволяющие оценить положение границы $r_{12}(t)$: идеально-хрупкий породный массив и идеально-пластичный породный массив. Приведенное выше решение общей задачи при $M_\infty \to \infty$, $r_{12} = r_{23}$ дает предельный переход к решению для идеально-хрупких горных пород, а при $M_\infty \to 0$, $\sigma_0 = \sigma_{сж}$, $r_{23} = 1$ — к решению для идеально-пластичных пород. Не приводя выражений для напряжений и смещений, запишем выражения для координаты границы раздела:

в идеально-хрупких породных массивах

$$r_{12}(t) = \left\{\frac{2\lambda[q - A(t)/3] + \sigma_0}{2\lambda p + \sigma_0}\right\}^{\frac{1}{2\lambda}}, \qquad (2.75)$$

в идеально-пластичных породных массивах

$$r_{12}(t) = \left\{\frac{2\lambda[q - A(t)/3] + \sigma_{сж\infty}}{2\lambda p + \sigma_{сж\infty}}\right\}^{\frac{1}{2\lambda}}. \qquad (2.76)$$

Перейдем к исследованию полученного решения. Прежде всего исследуем характер распределения напряжений и смещений в породном массиве, а также размеры областей разрушения при запредельном деформировании и разрушении горных пород в начальный момент времени $t = 0$.

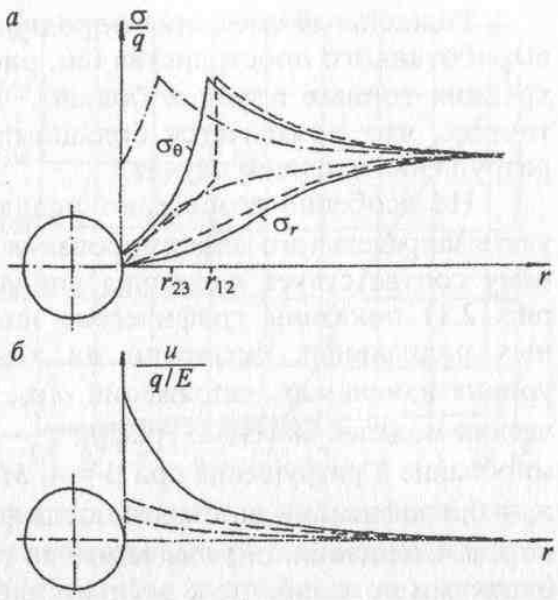


Рис. 2.10. Графики распределения напряжений (*а*) и смещений (*б*) вокруг выработки при запредельном деформировании породного массива, сложенного горными породами с различной склонностью к хрупкому разрушению

В качестве иллюстрации на рис. 2.10 сплошными линиями показано распределение напряжений (рис. 2.10, *а*) и радиальных смещений (2.10, *б*) вокруг выработки в случае образования трех характерных областей механического состояния вмещающего породного массива. Для сравнения на том же рисунке при сопоставимых исходных данных показано распределение напряжений (см. рис. 2.10, *а*) и радиальных смещений (см. рис. 2.10, *б*) в идеально-хрупком породном массиве (пунктирные линии) и идеально-пластичном породном массиве (штрихпунктирные линии), когда вокруг выработки образуются только две области механического состояния массива с границами раздела r, определяемыми соответственно из уравнений (2.75) и (2.76).

Анализ графиков напряжений (см. рис. 2.10, *а*) показывает, что напряжения σ_θ имеют максимум на границе раздела r_{12} между областью допредельного деформирования и областями разрушения. С увеличением склонности горных пород к хрупкому разрушению максимум напряжений σ_θ при прочих равных условиях остается на прежнем уровне, но смещается в глубь породного массива. В распределении напряжений σ_r качественных изменений практически не происходит.

Радиальные смещения породного массива в сторону выработанного пространства (см. рис. 2.10, *б*) в идеально-хрупких горных породах больше, чем в идеально-пластичных, что объясняется большими размерами области разрушения в первом случае.

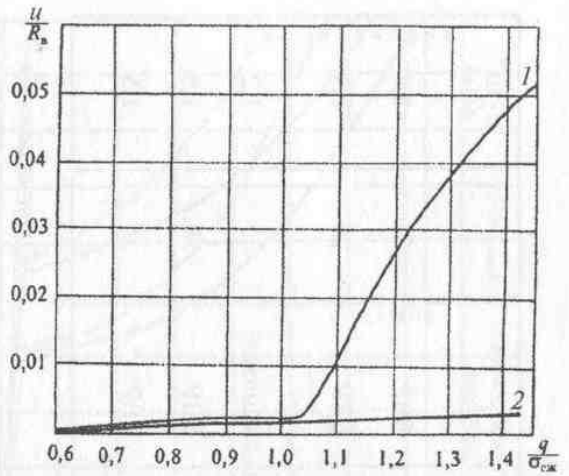
Но особенно возрастают радиальные смещения при учете запредельного деформирования и дилатансии ($\beta > 1$), чему соответствует сплошная линия на рис. 2.10, *б*. На рис. 2.11 показаны графические зависимости безразмерных радиальных смещений на контуре выработки от уровня начальных напряжений $q/\sigma_{сж}$ для двух геомеханических моделей массива: график *1* — запредельное деформирование и разрушение при $\beta = 4$, $M/E = 0{,}5$, $p = 0{,}1$ МПа, $\sigma_0 = 0$; график *2* — допредельное деформирование горных пород. Смещения, определяемые по графику *1*, становятся близкими по величине к реально наблюдаемым в натуре, что неоднократно отмечалось многими авторами. Последнее свидетельствует о достоверности приведенного решения задачи и о возможности его использования для оценки устойчивости и определения нагрузки на крепь выработок.

В табл. 2.4 приведены результаты сопоставления фактических безразмерных смещений контура выработки $u_ф$ с расчетными $u_р$, которые определены на основе предлагаемого решения, и с расчетными $u_р^*$, вычисленными по рекомендациям ВНИМИ.

Для оценки устойчивости выработок особое значение имеют размеры областей запредельного деформирования и остаточной прочности, т. е. координаты границ раздела r_{12} и r_{23}. На рис. 2.12 представлены графики зависимости r_{12} (сплошные линии) и r_{23} (пунктирные линии) от уровня начальных напряжений $q/\sigma_{сж}$ для горных пород с различными значениями коэффициента поперечной деформации β. График *1* соответствует геомеханической модели идеально-пластичного массива, остальные графики — геомеханической модели с запредельным деформированием и

Рис. 2.11. Зависимости смещений контура выработки от уровня начального напряженного состояния массива для геомеханических моделей:

1 — с учетом запредельного деформирования и разрушения; *2* — только допредельного деформирования



образованием области руинного разрушения ($\sigma_0 = 0$) при $p = 0{,}1$ МПа. Легко видеть, что до уровня начальных напряжений $q/\sigma_{сж}$, соответствующих образованию области руинного разрушения (перегибы на графиках r_{12}), количественные отличия от решения для геомеханической модели идеально-пластичного массива незначительны. При образовании области руинного разрушения происходят существенные качественные и, особенно, количественные изменения.

Наиболее существенное влияние на размеры областей разрушения оказывает дилатансия разрушенных пород, характеризуемая параметром β. На рис. 2.13 график $r_{12}(\beta)$ показан сплошной линией, а $r_{23}(\beta)$ — пунктирной линией при $q/\sigma_{сж} = 1{,}2$; $M/E = 0{,}5$. С увеличением β и соответствующим увеличением дилатансии существенно возрастают размеры областей разрушения.

Размеры областей разрушения зависят также от склонности горных пород к хрупкому разрушению, которая характеризуется параметром $\xi = M/E$. На рис. 2.14 сплошной линией показан график $r_{12}(\xi)$, пунктирной линией — график $r_{23}(t)$ при $q/\sigma_{сж} = 1{,}2$; $\beta = 4$, $p = 0{,}1$ МПа, $\sigma_0 = 0$. С увеличением склонности горных пород к хрупкому разрушению (ξ возрастает) размеры областей разрушения увеличиваются, кроме того, $r_{12}/r_{23} \to 1$. Исследо-

Таблица 2.4

Шахта	Тип породы	Площадь поперечного сечения выработки в свету S, м²	Глубина H, м	Способ выемки породы	$\sigma_{сж}$, МПа	$E \cdot 10^{-4}$, МПа
Им. Челюскинцев (Донбасс)	Глинистые сланцы	11,2	709	БВР	20	0,7
Им. Газеты «Социалистический Донбасс» (Донбасс)	Песчано-глинистые сланцы	19,1	696	БВР	25	1,0
Им. Баженова (Донбасс)	Песчанистые сланцы	8,5	1012	Комбайновый	35	1,2
Им. Поченкова (Донбасс)	То же	13,5	826	БВР	30	1,0
Merlebach (Франция)	Песчаник	13	830	БВР	35	1,5

Окончание табл. 2.4

Шахта	Тип породы	Расчетное значение q, МПа	β	$\xi = \frac{M}{E}$	Смещения контура		
					измеренные $u_ф$	расчетные по предложенному решению $u_р$	расчетные по методу ВНИМИ $u_р^*$
Им. Челюскинцев (Донбасс)	Глинистые сланцы	18	8	2,5	20,0	15,0	14,0
Им. Газеты «Социалистический Донбасс» (Донбасс)	Песчано-глинистые сланцы	18	8	2,5	6,0	8,0	9,0
Им. Баженова (Донбасс)	Песчанистые сланцы	25	9	2	14,0	7,5	8,0
Им. Поченкова (Донбасс)	То же	22	9	2	23,0	18,0	9,0
Merlebach (Франция)	Песчаник	22	6	4	4,0	3,0	5,5

Рис. 2.12. Зависимости размеров областей разрушения вокруг выработки от уровня начального напряженного состояния массива

вания показывают, что рассмотренные выше две идеализированные геомеханические модели (идеально-хрупкий и идеально-пластичный породный массив) дают оценки, которые ограничивают соответственно сверху и снизу величину координаты $r_{12}(l)$: в породном массиве с учетом его запредельного деформирования координата границы $r_{12}(l)$ меньше соответствующей координаты в идеально-хрупком массиве, но больше, чем в идеально-пластичном.

Чтобы оценить влияние реактивного сопротивления крепи p и величины остаточной прочности горных пород σ_0

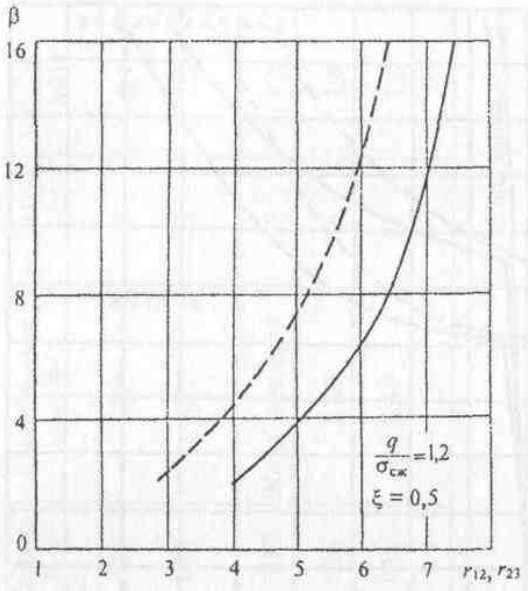


Рис. 2.13. Зависимость размеров областей разрушения вокруг выработки от степени дилатансии горных пород (степени их разрыхления при разрушении)

на размеры областей разрушения, обратимся к анализу уравнений (2.73) и (2.75). Размеры областей разрушения, и в частности r_{12}, увеличиваются с уменьшением p и σ_0. При $\sigma_0 = 0$ породы переходят в состояние руинного разрушения, и область приконтурного массива, заполненная такими породами, может существовать только при реактивном сопротивлении крепи $p > 0$. При отсутствии крепи ($p = 0$) породы в этой области теряют устойчивость: при $\sigma_0 = 0$ и $p = 0$, судя по уравнениям (2.73) и (2.75), $r_{12} \to \infty$.

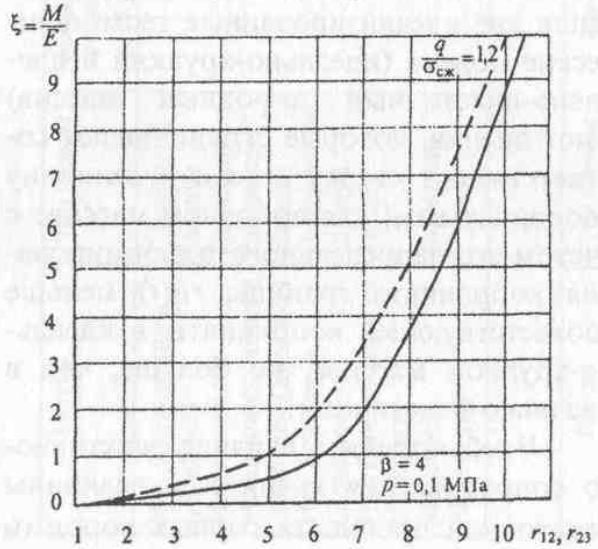
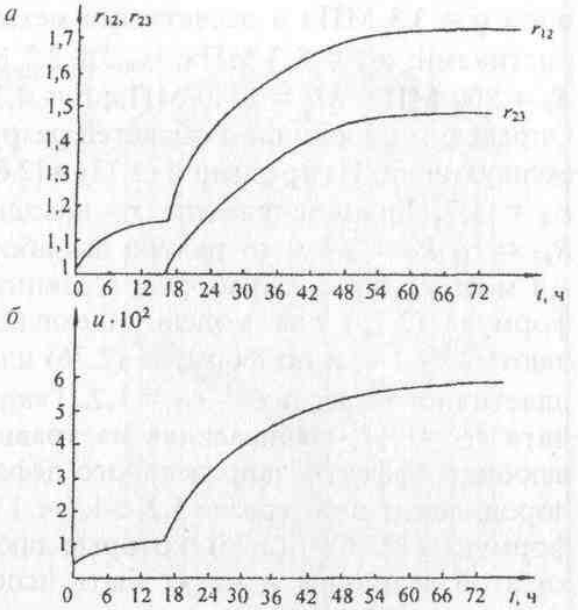


Рис. 2.14. Зависимость размеров областей разрушения вокруг выработки от склонности горных пород к хрупкому разрушению

Рис. 2.15. Зависимости размеров областей разрушения вокруг выработки (*а*) и смещений ее контура (*б*) от продолжительности эксплуатации



Рассмотрим влияние фактора времени на размеры областей разрушения, что удобно сделать в результате численного анализа функций $r_{12}(t)$ и $r_{23}(t)$ на основании (2.73) и (2.63). Построим графические зависимости $r_{12}(t)$ и $r_{23}(t)$ при следующих исходных данных: $p = 0$; $q = 3{,}3$ МПа; $\sigma_{сж} = 6$ МПа; $\sigma_{сж\infty} = 3$ МПа; $\sigma_0 = 0{,}5$ МПа; $E_0 = 800$ МПа; $M_0 = 1200$ МПа; $t_0 = 10^5$ с; $\rho = 30°$; $\beta = 4{,}5$.

Результаты построений, выполненные по уравнениям (2.73) и (2.63), показаны на рис. 2.15, *а*. На рис. 2.15, *б* по формуле (2.71) построена соответствующая зависимость безразмерных радиальных смещений контура выработки. Размеры областей разрушения и радиальные смещения со временем увеличиваются по нелинейному закону. Образование области остаточной прочности на контуре выработки сопровождается скачкообразным приращением размеров области запредельного деформирования и радиальных смещений, что экспериментально было установлено И.Л. Черняком и другими исследователями.

В качестве иллюстрации приведенного решения задачи рассмотрим незакрепленную выработку кругового поперечного сечения с радиусом в проходке $R_в = 2$ м в карналлитовом массиве с начальным напряженным состоя-

нием q = 3,3 МПа и расчетными механическими характеристиками: $\sigma_{сж}$ = 6,3 МПа; $\sigma_{сж\infty}$ = 2,7 МПа; σ_0 = 0,4 МПа; E_0 = 800 МПа; M_0 = 1240 МПа; β = 4,3; ρ = 36°; $t_0 = 10^5$ с. Определим координаты областей разрушения через 20 лет эксплуатации. Из уравнений (2.73) и (2.63) находим r_{23} = 1,4, r_{12} = 1,7. Граница раздела r_{12} находится на расстоянии $R_{12} = r_{12} R_в$ = 3,4 м от центра выработки или на глубине 1,4 м от контура выработки. Сравнительные расчеты по формуле (2.75) для модели идеально-хрупкого массива дают r_{12} = 1,9, а по формуле (2.76) для модели идеально-пластичного массива — r_{12} = 1,2. Таким образом, координата r_{12} = 1,7, вычисленная из уравнения (2.73), учитывающего эффекты запредельного деформирования горных пород, лежит в интервале 1,2 < 1,7 < 1,9, определяемом по формулам (2.76) и (2.75), которые дают предельные оценки этой величины и могут быть использованы для оценочных расчетов.

2.2. ОСОБЕННОСТИ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В ОКРЕСТНОСТИ ЗАБОЯ И СОПРЯЖЕНИЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК*

2.2.1. Геомеханические процессы деформирования и разрушения в окрестности забоя горных выработок

Рассмотренные выше геомеханические процессы вокруг протяженных выработок имеют особенности вблизи забоя и в окрестности сопряжений этих выработок с другими выработками. В этих случаях уже нельзя анализировать геомеханические процессы для поперечных сечений в постановке плоской деформации и приходится рассматривать объемную постановку геомеханических задач. При этом уже не представляется возможным использовать аналитические методы моделирования, поскольку мате-

* Глава написана при участии В.Г. Хлопцова.

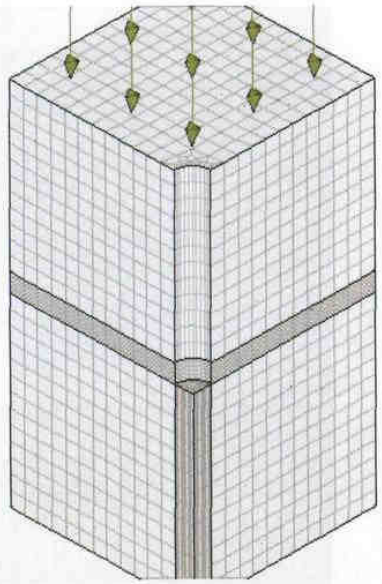


Рис. 2.16. Расчетный фрагмент задачи

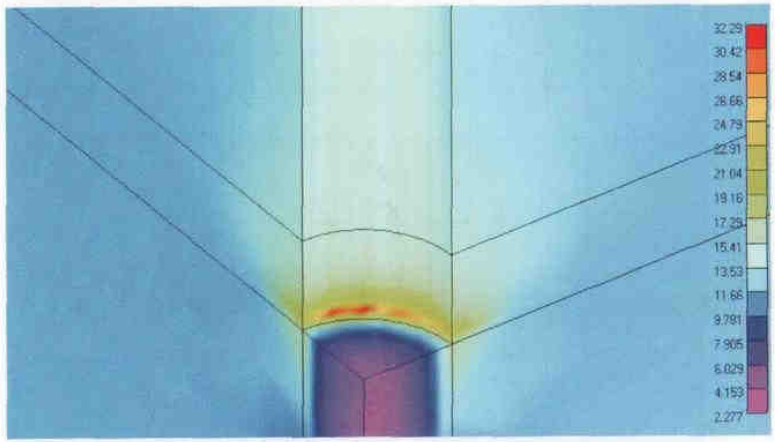


Рис. 2.17. Распределение интенсивности напряжений при линейном законе деформирования

Рис. 2.18. Диаграмма деформирования вмещающей горной породы при одноосном сжатии

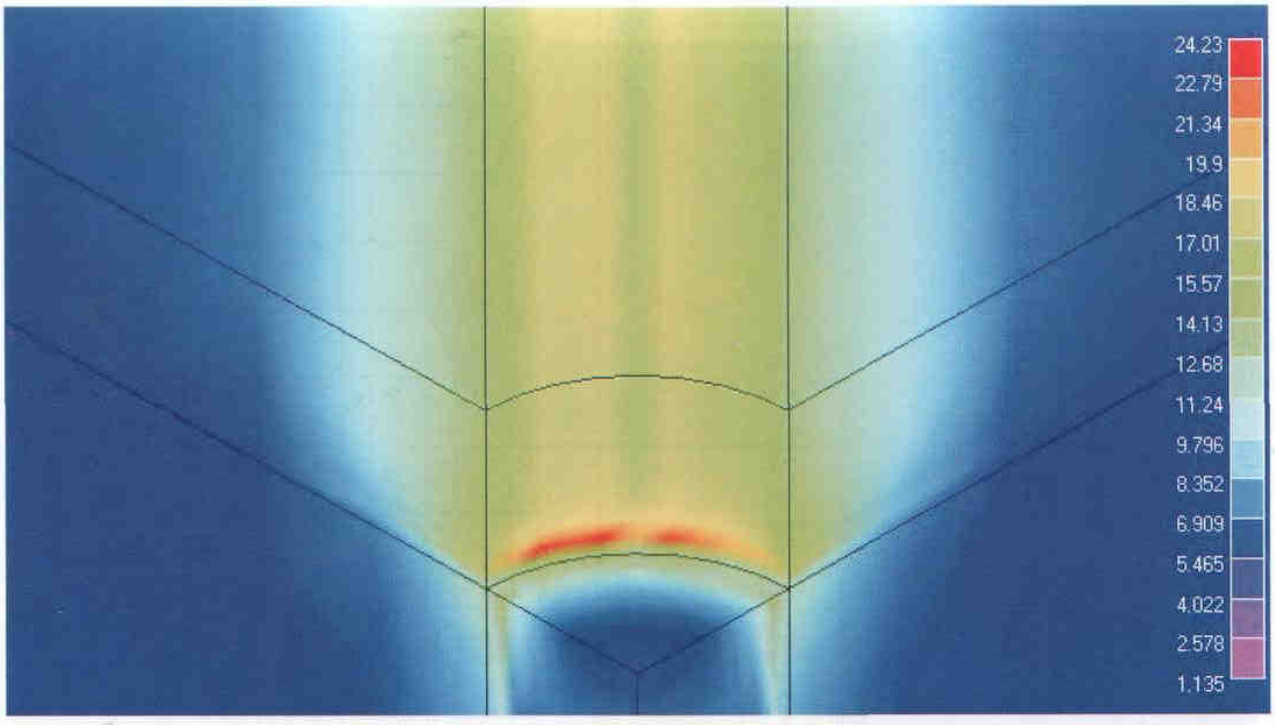


Рис. 2.19. Распределение интенсивности напряжений при нелинейном законе деформирования

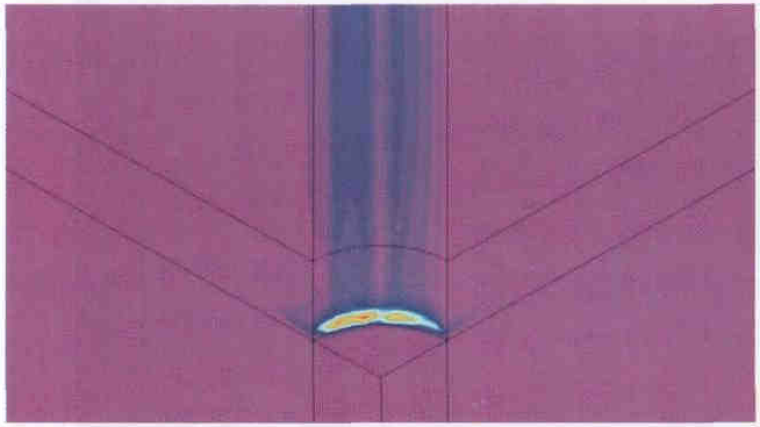


Рис. 2.20. Области пластического деформирования

Рис. 2.21. Распределение смещений стенок ствола по мере удаления от забоя (отметка забоя –40)

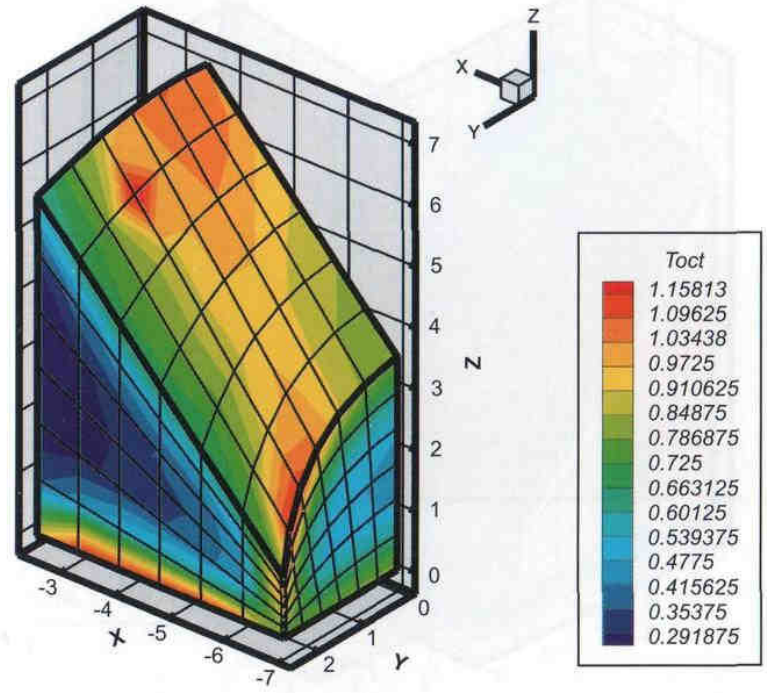


Рис. 2.23. Распределение октаэдрических касательных напряжений (в единицах γH) по поверхности сопряжения

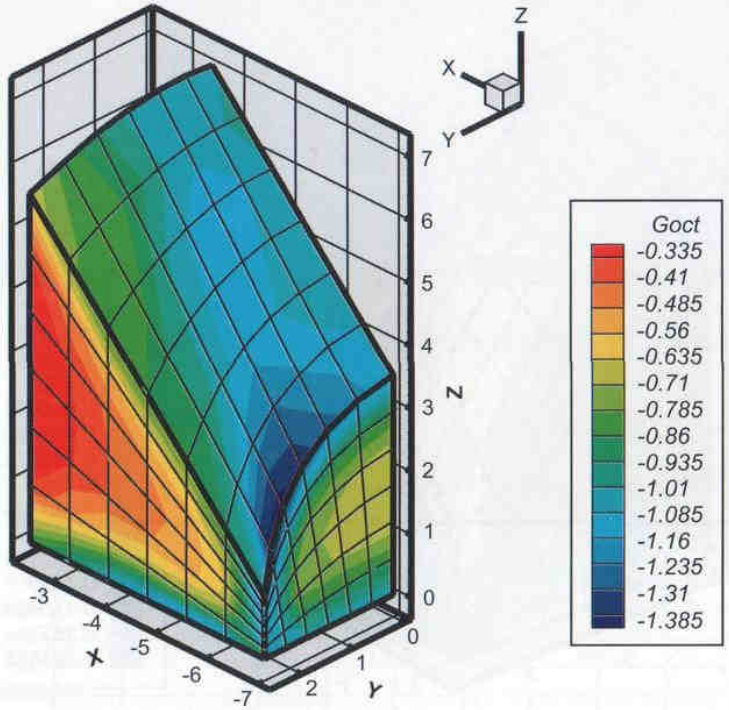


Рис. 2.24. Распределение октаэдрических нормальных напряжений (в единицах γH) по поверхности сопряжения

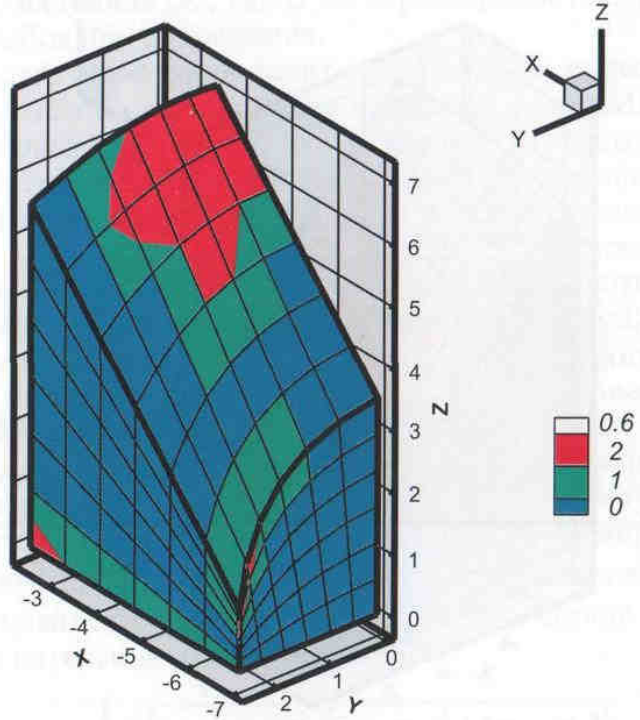


Рис. 2.25. Зоны разрушения на поверхности сопряжений (*0* — нет; *1* — пластического; *2* — хрупкого) при $\gamma H/\sigma_{сж} = 0{,}6$

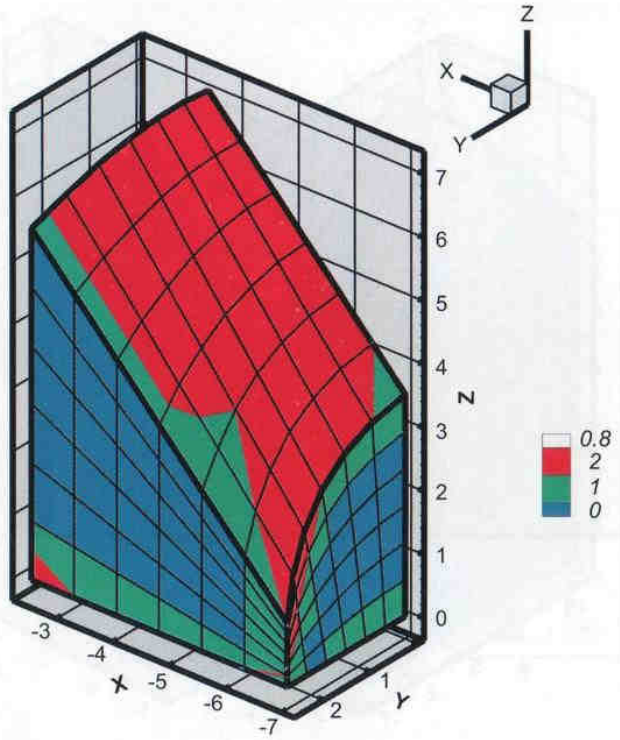


Рис. 2.26. Зоны разрушения на поверхности сопряжений (*0* — нет; *1* — пластического; *2* — хрупкого) при $\gamma H/\sigma_{сж} = 0{,}8$

матические трудности неизмеримо возрастают, и приходится обращаться к численным методам моделирования (МКЭ и МГЭ). Следует иметь в виду, что область моделирования, которая ограничивается областью влияния забоя или сопряжения выработки, имеет границы, удаленные на расстояние $5D$, где D — характерный поперечный размер забоя или сопряжения.

Анализ геомеханических процессов в окрестности забоя выработки выполним численным методом МКЭ.

На рис. 2.16 (см. цв. вкл.) показан расчетный фрагмент объемной задачи, моделирующей призабойную незакрепленную часть вертикального шахтного ствола диаметром 8 м. Задача решалась в полных напряжениях с граничными условиями: верхняя грань фрагмента имеет пригрузку 16,5 МПа от веса вышележащих пород; по боковым и нижней граням фрагмента — ограничения в смещениях по нормали к граням. Сетка конечных элементов, как показано на рис. 2.16, сгущена вблизи забоя ствола, что снижает погрешность численного моделирования.

На рис. 2.17 (см. цв. вкл.) представлены результаты моделирования для линейного закона деформирования при коэффициенте Пуассона $\mu = 0{,}4$, что соответствует коэффициенту бокового распора $\lambda = 0{,}67$, в виде распределения интенсивности напряжений

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2},$$

где σ_1, σ_2, σ_3 — компоненты главных напряжений.

Легко заметить, что распределение σ_1 вблизи забоя ствола имеет особенности, которые не наблюдаются на удалении от забоя, где задачу можно рассматривать в постановке плоской деформации, как это было сделано в подразд. 2.1.2.

Далее было выполнено численное моделирование той же задачи для нелинейного закона деформирования, показанного на рис. 2.18 (см. цв. вкл.) в виде диаграммы

деформирования $\sigma_i - \varepsilon_i$ при одноосном сжатии горной породы с коэффициентом Пуассона $\mu = 0{,}4$ и критерием пластического деформирования $\sigma_i = \sigma_{сж\infty} = 15$ МПа, где $\sigma_{сж\infty}$ — предел длительной прочности горной породы. На рис. 2.19 (см. цв. вкл.) представлены результаты моделирования в виде распределения интенсивности напряжений σ_i, которое достаточно наглядно свидетельствует о снижении уровня интенсивности напряжений σ_i по сравнению с предыдущей моделью линейного деформирования, что в большей степени соответствует реальным геомеханическим процессам в окрестности забоя вертикального ствола. На рис. 2.20 (см. цв. вкл.) показаны области пластического деформирования, построенные для принятого закона нелинейного деформирования (см. рис. 2.18, цв. вкл.): максимальное пластическое деформирование наблюдается в угловых точках забоя, небольшое — на боковых стенках ствола, в забое — сохраняется упругое деформирование.

Особый интерес для анализа геомеханических процессов вблизи забоя и проектирования крепи ствола представляет распределение смещений породных стенок ствола по мере удаления от забоя, которое по результатам моделирования приведено на рис. 2.21 (см. цв. вкл.), где отметка –40 м соответствует плоскости забоя и определяет так называемую функцию влияния забоя (см. подразд. 2.4.3) для принятой геомеханической модели. Из анализа рис. 2.21 (см. цв. вкл.) видно, что уже на расстоянии от забоя 24 м, т. е. три диаметра ствола, смещения породных стенок составляют 0,97 от смещений в условиях плоской деформации.

2.2.2. Геомеханические процессы деформирования и разрушения в окрестности сопряжения горных выработок

В качестве иллюстрации особенностей геомеханических процессов в окрестности сопряжения выработок рассмотрим сопряжение вертикального шахтного ствола кругового поперечного сечения с протяженной выработкой околоствольного двора, имеющей сводчатое поперечное сечение. Расчетный фрагмент этой задачи в виде половины сопряжения с указанием характерных геометрических размеров показан на рис. 2.22. Анализ геомеханических процессов выполнен численным методом МГЭ при участии М.В. Вяльцева. Задача решалась в полных напряжениях с граничными условиями: на внешних границах модели $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = -\gamma H$ (где γ — удельный вес перекрывающих горных пород, H — глубина заложения околоствольного двора от поверхности), что соответствует равнокомпонентному гидростатическому полю начальных напряжений; на внутренней поверхности сопряжения нормальное реактивное сопротивление крепи $p = -0{,}1\gamma H$.

В результате решения задачи для геомеханической модели линейного деформирования были определены: компоненты главных напряжений σ_1, σ_2, σ_3, октаэдрические касательные напряжения

$$\tau_{окт} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2};$$

октаэдрические нормальные напряжения

$$\sigma_{окт} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

в единицах γH.

На рис. 2.23 (см. цв. вкл.) представлено распределение $\tau_{окт}$, а на рис. 2.24 (см. цв. вкл.) — распределение $\sigma_{окт}$ по поверхности сопряжения в пределах выработки околоствольного двора. Как видно из рисунков, максимальные напряжения $\tau_{окт}$ концентрируются в угловых точках поверхности сопряжения, а максимальные напряжения $\sigma_{окт}$ — на боковых поверхностях сопряжения.

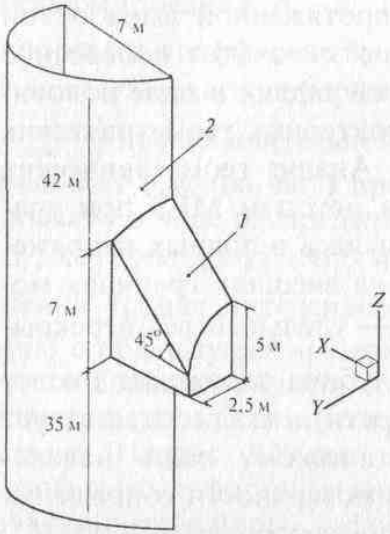


Рис. 2.22. Расчетный фрагмент решения задачи:
1 и *2* — поверхность соответственно сопряжения и примыкающего к сопряжению участка ствола

Для оценки размеров областей разрушения был использован метод упругого наложения и огибающая предельных кругов в координатах $\tau_{окт} - \sigma_{окт}$, построенная для предельного условия

$$\tau_{окт} = f(\sigma_{окт}),$$

предложенного М.М. Филоненко-Бородич. В результате были построены для поверхности сопряжения зоны пластического (*1*) и хрупкого (*2*) разрушения вмещающих горных пород при различных соотношениях $\gamma H / \sigma_{сж}$, где $\sigma_{сж}$ — предел прочности горных пород на одноосное сжатие. В качестве иллюстрации на рис. 2.25 (см. цв. вкл.) показаны зоны разрушения при $\gamma H / \sigma_{сж} = 0{,}6$, а на рис. 2.26 (см. цв. вкл.) — при $\gamma H / \sigma_{сж} = 0{,}8$. Из анализа рисунков следует: зоны разрушения локализованы вблизи угловых точек и в большей степени в кровле выработки; хрупкое разрушение, как правило, связанное с трещинообразованием, возникает на фоне пластического разрушения, когда, очевидно, неупругие деформации достигнут предельного уровня; уже при условии $\gamma H / \sigma_{сж} = 0{,}6$ и тем более при условии $\gamma H / \sigma_{сж} = 0{,}8$ требуется возведение мощной жесткой конструкции крепи на участке сопряжения.

2.3. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВОКРУГ КАПИТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ КАМЕРНОГО ТИПА

2.3.1. Геомеханические процессы допредельного деформирования

Геомеханические процессы вокруг капитальных горных выработок и подземных сооружений камерного типа имеют свои особенности, которые связаны с геометрией этих выработок. В этом случае для анализа геомеханических процессов нельзя ограничиваться плоскими поперечными сечениями выработок и следует рассматривать объемные задачи, для решения которых целесообразно использовать численные методы МКЭ или МГЭ. По сути дела такие задачи уже были решены выше при анализе геомеханических процессов в окрестности забоя и сопряжений выработок. Однако приведенные численные решения имеют и свои недостатки: они воспроизводят вполне конкретную геомеханическую ситуацию, а для анализа ее пространственного или временного развития необходимо решить серию геомеханических задач, что превращается в большую вычислительную работу. Но даже после выполнения такой работы бывает трудно построить прогнозы, выходящие за рамки решенной серии задач. В этом случае необходимо прибегать к построению аналитических функциональных зависимостей, аппроксимирующих численные решения, что возможно сделать с допустимой погрешностью только для ограниченного числа влияющих параметров. Таким образом, численные методы решения геомеханических задач, несмотря на их кажущуюся универсальность, имеют свои недостатки.

Поэтому для анализа геомеханических процессов вокруг капитальных горных выработок и подземных сооружений камерного типа имеет смысл построить аналитические решения, хотя бы в случае упрощенной их геометрии,

например, для горных выработок и подземных сооружений в виде сферических полостей. Такая задача представляется вполне реальной, если иметь в виду, что в подземном строительстве получили широкое распространение подземные выработки-емкости, геометрия которых близка к сферической.

Подземные выработки-емкости, которые в дальнейшем именуются как подземные емкости, сооружаются в породных массивах для хранения жидких и газообразных углеводородов, а также для захоронения вредных промышленных отходов. Существует несколько технологических способов сооружения подземных емкостей: с использованием буровзрывных работ в скальных массивах, камуфлетных взрывов в глинистых массивах, выщелачивания в соляных массивах и другие. Подземные емкости обычно не крепятся, поэтому оценка устойчивости вмещающих породных массивов приобретает особое значение при назначении глубины заложения, формы и допустимых геометрических размеров емкостей из условий их нормальной эксплуатации. С этой целью рассмотрим особенности допредельного деформирования породных массивов вокруг подземных емкостей при различной технологии их сооружения.

Геометрические формы подземных емкостей могут быть различными. Вместе с тем при использовании камуфлетных взрывов и выщелачивания, которые применяются особенно широко в последнее время, образуются подземные емкости, имеющие форму, близкую к сферической. Кроме того, как было установлено выше (см. подразд. 2.1.3), отклонение формы поперечного сечения выработки от круговой вносит возмущение в деформированное состояние массива только вблизи контура, а разрушение приконтурного массива существенно нивелирует различие в устойчивости выработок с различным очертанием контура. Поэтому в дальнейшем представляется целесообразным проанализировать влияние различных факторов на особенности деформирования массивов вокруг сферических емкостей.

В качестве базовой задачи для такого анализа, как и в подразд. 2.1.2, рассмотрим сферическую емкость, создаваемую выщелачиванием в однородном изотропном линейно-деформируемом массиве с равнокомпонентным полем начальных напряжений q, полагая, что на контуре емкости существует реактивное давление p, создаваемое реактивным противодавлением наполнителя. В такой постановке задача является полярно симметричной и для ее решения необходимо проинтегрировать в сферической системе координат систему уравнений, включающую уравнения равновесия, геометрические уравнения, уравнения неразрывности деформаций и физические уравнения, где постоянные интегрирования должны быть определены из граничных условий:

при $r = 1$ (на породном контуре емкости) $\sigma_r = p$,

при $r \to \infty$ (в глубине массива)

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_\varphi = q. \qquad (2.77)$$

Вычисленные таким образом компоненты полных напряжений имеют вид:

$$\sigma_r = q + \frac{p-q}{r^3},\ \sigma_\theta = \sigma_\varphi = q - \frac{1}{2}\frac{p-q}{r^3},$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{r\varphi} = \tau_{\theta\varphi} = 0. \qquad (2.78)$$

Соответствующие компоненты допредельных деформаций

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_\varphi = \frac{3}{4E}\frac{q-p}{r^3},\ \varepsilon_r = -\frac{3}{2E}\frac{q-p}{r^3}. \qquad (2.79)$$

Безразмерные радиальные смещения (выраженные в единицах радиуса емкости R_0, как и радиальная координата r),

$$u = \varepsilon_\theta r = \frac{3}{4E}\frac{q-p}{r^2}. \qquad (2.80)$$

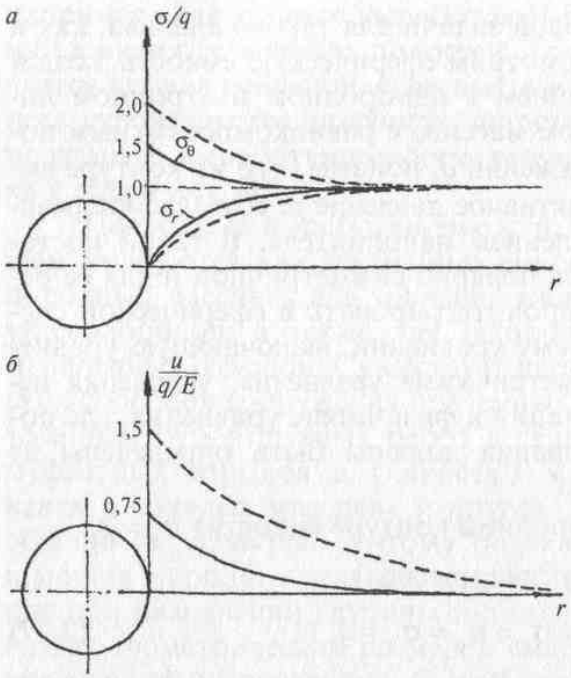


Рис. 2.27. Графики распределения напряжений (*а*) и смещений (*б*) при допредельном деформировании породного массива вокруг сферической емкости, сооружаемой выщелачиванием солей

Сопоставляя напряженно-деформированное состояние вокруг протяженной горизонтальной выработки и подземной емкости при $p = 0$, приходим к следующим выводам. Максимальная концентрация напряжений σ_θ на контуре емкости меньше и составляет $1{,}5q$, в то время как на контуре протяженной выработки $\sigma_\theta = 2q$. В приконтурном массиве емкости размеры области повышенной концентрации напряжений σ_θ меньше, чем в приконтурном массиве протяженной выработки при одинаковом R_0. Радиальные смещения контура емкости в два раза меньше, чем смещения контура протяженной выработки с таким же радиусом R_0 в проходке. Приведенные выводы наглядно иллюстрируются графиками напряжений σ_r, σ_θ (рис. 2.27, *а*) и смещений u (рис. 2.27, *б*), где напряжения и смещения вокруг протяженной выработки показаны пунктиром. Таким образом, допредельное напряженно-деформированное состояние породного массива вокруг подземной емкости, а также любой другой выработки камерного типа обеспечивает ее более высокую устойчивость по сравнению с протяженной выработкой при прочих равных условиях.

Рассмотрим влияние технологической неоднородности вида (2.23) на распределение напряжений и смещений вокруг подземных емкостей. При сооружении емкостей горным способом с применением буровзрывных работ приконтурный массив будет ослаблен трещинами, т. е. будет иметь пониженный модуль деформации, что соответствует $a > 0$ в формуле (2.23). В случае использования камуфлетных взрывов в пластичных глинах приконтурный массив уплотняется и распределение модуля деформации можно представить в виде (2.23), где следует положить $a < 0$. Используя постановку предыдущей задачи, но учитывая технологическую неоднородность вида (2.23), в конечном счете запишем компоненты полных напряжений:

$$\sigma_r = q + (p-q)\frac{n+3-3ar^{-n}}{n+3-3a}\frac{1}{r^3},$$

$$\sigma_\theta = \sigma_\varphi = q - (p-q)\frac{n+3-3a(n+1)r^{-n}}{n+3-3a}\frac{1}{2r^3},$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{r\varphi} = \tau_{\theta\varphi} = 0. \qquad (2.81)$$

Соответствующие компоненты деформаций и радиальные смещения записываются так:

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_\varphi = -\frac{1}{2}\varepsilon_r = -\frac{3(p-q)}{4E}\frac{n+3}{n+3-3a}\frac{1}{r^3}, \qquad (2.82)$$

$$u = \frac{3(q-p)}{4E}\frac{n+3}{n+3-3a}\frac{1}{r^2}. \qquad (2.83)$$

На рис. 2.28 построены графики распределения напряжений σ_θ, σ_r и смещений u в окрестности сферической емкости при сооружении ее горным способом с применением буровзрывных работ, когда вблизи контура массив имеет повышенную деформируемость вида (2.23) с параметрами $n = 6$, $a = 0{,}85$. Здесь же пунктиром показано

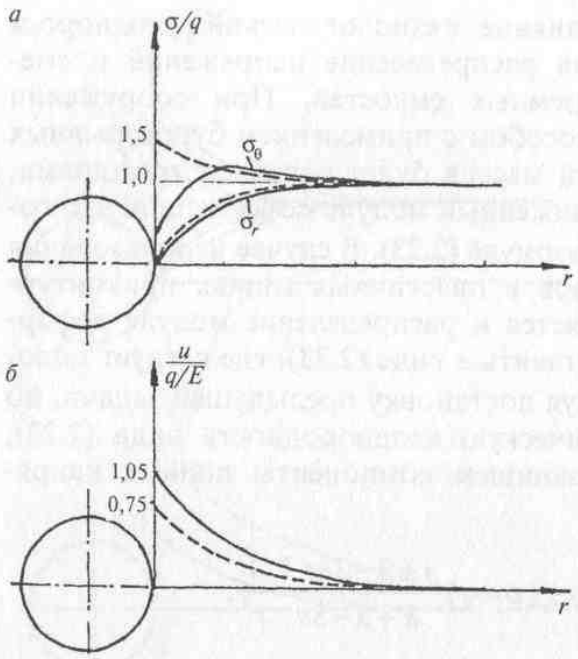


Рис. 2.28. Графики распределения напряжений (*а*) и смещений (*б*) при допредельном деформировании породного массива вокруг сферической емкости, сооружаемой горным способом с применением буровзрывных работ

распределение напряжений и смещений в однородном породном массиве, например в окрестности емкости, сооружаемой в соляном массиве выщелачиванием. Анализ графиков показывает, что нарушение приконтурного массива взрывными работами и снижение его деформируемости приводит прежде всего к качественным изменениям в распределении напряжений σ_θ, максимум концентрации которых сдвигается в глубь массива. При этом смещения породного контура увеличиваются, что снижает устойчивость емкости и увеличивает нагрузку на крепь из набрызгбетона, которая обычно применяется для повышения устойчивости емкости. Если учитывать также снижение герметичности емкости в трещиноватом породном массиве, становятся очевидными эксплуатационные преимущества подземных емкостей, сооружаемых в соляных массивах выщелачиванием.

На рис. 2.29 построены графики распределения напряжений σ_θ, σ_r и смещений u в окрестности сферической емкости при сооружении ее с помощью камуфлетных взрывов в глинистом массиве, что вызывает снижение

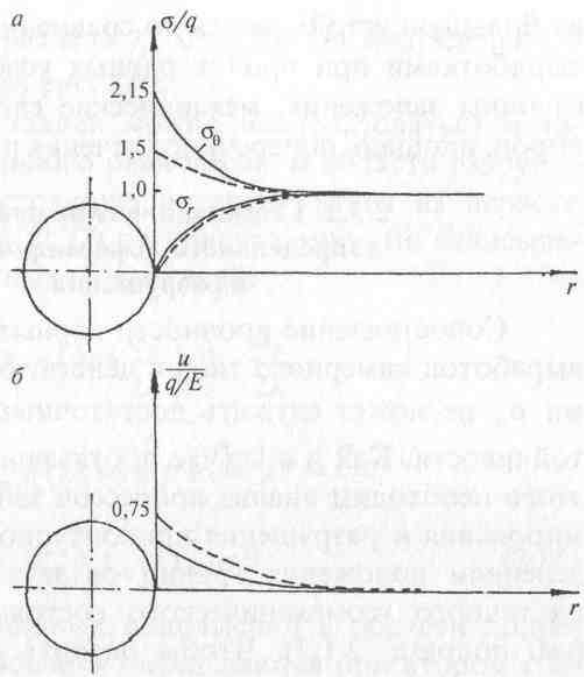


Рис. 2.29. Графики распределения напряжений (*а*) и смещений (*б*) при допредельном деформировании породного массива вокруг сферической емкости, сооружаемой с помощью камуфлетного взрывания

деформируемости приконтурного массива по закону (2.23), где $n = 6$, $a = -1{,}0$. На этом же рисунке для сравнения пунктиром показано распределение напряжений и смещений в однородном соляном массиве при использовании подземного выщелачивания. Легко видеть, что концентрация напряжений σ_θ на контуре емкости в первом случае выше, а радиальные смещения ниже. При недостаточной прочности глинистого массива повышенная концентрация напряжений σ_θ на контуре емкости может привести к потери ее устойчивости, и в этом смысле технология подземного выщелачивания оказывается более предпочтительной.

Таким образом, изложенные выше особенности геомеханических процессов допредельного деформирования породных массивов вокруг подземных емкостей в определенной степени можно распространить на горные выработки и подземные сооружения камерного типа при сравнении их с протяженными выработками. Эти выводы касаются прежде всего общей геомеханической ситуации вокруг выработок камерного типа, которая обеспечивает

их большую устойчивость по сравнению с протяженными выработками при прочих равных условиях (одинаковые глубины заложения, механические свойства вмещающих пород, площадь поперечного сечения и др.).

2.3.2. Геомеханические процессы запредельного деформирования и разрушения

Сопоставление прочности горных пород на контуре выработок камерного типа с действующими напряжениями σ_θ не может служить достаточным критерием их устойчивости. Как и в случае протяженных выработок, для этого необходим анализ процессов запредельного деформирования и разрушения приконтурного массива с определением положения границ раздела между областями различного геомеханического состояния горных пород (см. подразд. 2.1.3). Чтобы оценить влияние процессов разрушения приконтурного массива на устойчивость выработок камерного типа, рассмотрим решение задачи для подземной сферической емкости в следующей постановке. Условие предельного состояния приконтурного массива, соответствующее началу его разрушения, имеет вид

$$\sigma_\theta - (2\lambda + 1)\sigma_r = \sigma_{сж}, \qquad (2.84)$$

где $\lambda = \sin\rho/(1-\sin\rho)$; ρ — угол внутреннего трения горных пород. При разрушении горные породы переходят в состояние остаточной прочности:

$$\sigma_\theta - (2\lambda + 1)\sigma_r = \sigma_0, \qquad (2.85)$$

где σ_0 — остаточная прочность горных пород на одноосное сжатие. В породном массиве образуются две характерные области геомеханического состояния: *1* — область допредельного деформирования горных пород; *2* — область разрушения, примыкающая к контуру выработки и

имеющая границу раздела r_{12} с областью допредельного деформирования (см. рис. 2.9).

Для решения задачи можно воспользоваться методами теории предельного равновесия. В области разрушения, определив постоянную интегрирования из первого граничного условия (2.77) на контуре емкости, записываем компоненты полных напряжений:

$$\sigma_r = \left(p + \frac{\sigma_0}{2\lambda}\right) r^{4\lambda} - \frac{\sigma_0}{2\lambda},$$

$$\sigma_\theta = \sigma_\varphi = (2\lambda + 1)\left(p + \frac{\sigma_0}{2\lambda}\right) r^{4\lambda} - \frac{\sigma_0}{2\lambda},$$

$$\tau_{r\theta} = \tau_{r\varphi} = \tau_{\theta\varphi} = 0. \qquad (2.86)$$

Компоненты полных напряжений в области допредельного деформирования определяются при втором граничном условии (2.77) в глубине массива:

$$\sigma_r = q + \frac{C_1}{r^3},\ \sigma_\theta = \sigma_\varphi = q - \frac{C_1}{2r^3},\ \tau_{r\theta} = \tau_{r\varphi} = \tau_{\theta\varphi} = 0. \quad (2.87)$$

Постоянную интегрирования C_1 находим, подставив компоненты напряжений (2.87) в условие предельного состояния (2.84), которое должно выполняться на границе раздела r_{12}. В итоге получим:

$$\sigma_r = q - \frac{4\lambda q + 2\sigma_{сж}}{4\lambda + 3}\frac{r_{12}^3}{r^3},$$

$$\sigma_\theta = \sigma_\varphi = q + \frac{4\lambda q + 2\sigma_{сж}}{2(4\lambda + 3)}\frac{r_{12}^3}{r^3},\ \tau_{r\theta} = \tau_{r\varphi} = \tau_{\theta\varphi} = 0. \quad (2.88)$$

Далее определяем компоненты деформаций и радиальные смещения в области допредельного деформирования:

$$u = \frac{3}{4E}\frac{4\lambda q + 2\sigma_{сж}}{4\lambda + 3}\frac{r_{12}^3}{r^2}. \qquad (2.89)$$

Выражение (2.89) будет справедливо также в области разрушения.

Координату r_{12} определим, приравнивая напряжения σ_r, определяемые выражениями (2.86) и (2.88) на границе раздела:

$$r_{12} = \left[\left(\frac{3q - 2\sigma_{сж}}{4\lambda + 3} + \frac{\sigma_0}{2\lambda}\right)\left(\frac{2\lambda}{2\lambda p + \sigma_0}\right)\right]^{\frac{1}{4\lambda}}. \qquad (2.90)$$

Построенное решение соответствует процессам разрушения вокруг подземных емкостей в идеально-хрупких породных массивах. Если в результате разрушения приконтурного массива его прочность остается на прежнем уровне, т. е. $\sigma_0 = \sigma_{сж}$, что соответствует геомеханической модели идеально-пластичного массива, координата границы раздела определяется по выражению:

$$r_{12} = \left[\left(\frac{3q - 2\sigma_{сж}}{4\lambda + 3} + \frac{\sigma_{сж}}{2\lambda}\right)\left(\frac{2\lambda}{2\lambda p + \sigma_{сж}}\right)\right]^{\frac{1}{4\lambda}}. \qquad (2.91)$$

Соответствующие выражения для напряжений и смещений получим из (2.86), (2.88), (2.89) при $\sigma_0 = \sigma_{сж}$.

Для сопоставления этих двух решений на рис. 2.30, *а* показаны эпюры распределения напряжений вокруг подземных емкостей в идеально-хрупких (сплошные линии) и идеально-пластичных (пунктирные линии) породных массивах, а на рис. 2.30, *б* — соответствующие эпюры радиальных смещений. Расчеты выполнены при тех же исходных данных, что и для протяженных горных выработок (см. рис. 2.10). Из анализа графиков на рис. 2.30 следует,

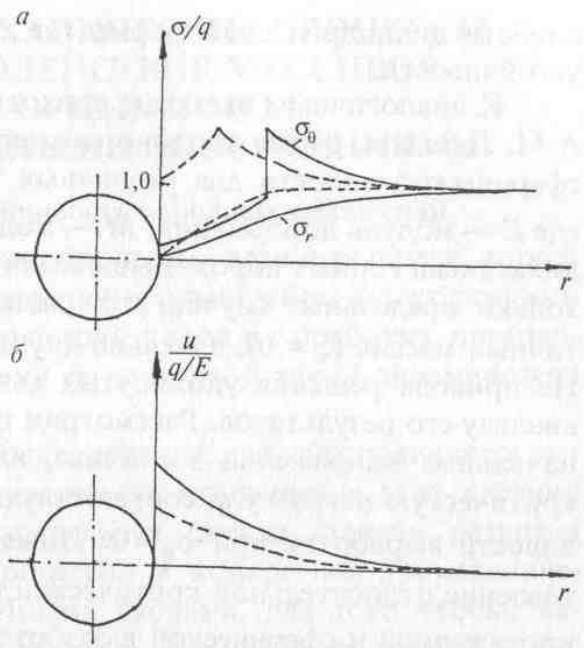


Рис. 2.30. Графики распределения напряжений (*а*) и смещений (*б*) при запредельном деформировании и разрушении породного массива вокруг сферической емкости

что в хрупко разрушающихся породных массивах размеры области разрушения и смещения контура больше, чем в идеально-пластичных массивах. Отсюда устойчивость подземных емкостей уменьшается по мере увеличения склонности вмещающих массивов к хрупкому разрушению. Следовательно, подземные емкости в относительно пластичном соляном массиве должны иметь повышенную устойчивость. Кроме того, при сопоставлении рис. 2.30 и 2.10 обнаруживается более высокая устойчивость подземных емкостей, а также и других выработок камерного типа, по сравнению с протяженными горными выработками при прочих равных условиях: размеры областей разрушения r_{12}, максимальная концентрация напряжений σ_0 и радиальные смещения u вокруг протяженных горных выработок всегда больше. Отсюда будут больше предельные уровни начальных напряжений q, при которых образуются области разрушения, а следовательно, и критические глубины заложения подземных емкостей, соответствующие потери их устойчивости. Иными словами, при прочих равных условиях подземные сферические емкости и другие выработки камерного типа можно сооружать на бóльших глубинах, чем

емкости цилиндрической формы, не опасаясь потери их устойчивости.

К аналогичным выводам приходят В.Ф. Кошелев и А.М. Линьков, решая полярно симметричную задачу для сферической полости для различных значений $\xi = M / E$, где E — модуль деформации, M — модуль спада, с учетом дилатансии горных пород. Выше были проанализированы только предельные случаи этой задачи: идеально-пластичный массив ($\xi = 0$), идеально-хрупкий массив ($\xi \to \infty$). Не приводя решения упомянутых авторов, обратимся к анализу его результатов. Рассмотрим предельный уровень начальных напряжений в массиве, или так называемую критическую нагрузку q, соответствующую потери устойчивости выработки при $\sigma_0 = 0$. Ниже приводится сопоставление относительной критической нагрузки $q / \sigma_{сж}$ для протяженной и сферической выработок в зависимости от величины параметра ξ при прочих равных условиях:

ξ	0,1	0,2	0,4	1,0	4,0	6,0	10,0
$q / \sigma_{сж}$ для выработки:							
протяженной	1,49	1,15	0,91	0,70	0,56	0,54	0,53
сферической	2,37	1,73	1,31	0,97	0,75	0,73	0,70

Таким образом, критические нагрузки для сферической выработки выше, чем для протяженной: примерно в 1,3 раза при больших значениях ξ и в 1,6 раза при малых значениях ξ. Увеличение пластичности горных пород (уменьшение параметра ξ) приводит к увеличению устойчивости горных выработок: критическая нагрузка при уменьшении ξ от 10,0 до 1,0 увеличивается более чем в три раза. Следовательно, авторы приведенного решения приходят к аналогичным выводам: устойчивость камерных выработок выше, чем протяженных, при прочих равных условиях; устойчивость выработок в пластичных породных массивах выше, чем в хрупко разрушающихся.

2.4. ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ МАССИВОВ ГОРНЫХ ПОРОД С ПОДЗЕМНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ

2.4.1. Устойчивость породных обнажений

Геомеханические процессы, возникающие в породных массивах при ведении горных работ, могут реализовываться в виде обрушений пород в выработку, чрезмерно больших смещений ее контура, а также динамических явлений.

На стадии проектирования для обоснованного выбора способов и средств предотвращения этих явлений необходима предварительная оценка степени развития геомеханических процессов в конкретной геомеханической обстановке. Иными словами, для того чтобы, например, правильно выбрать тип крепи, ее конструкцию, несущую способность, необходимо знать геомеханическое состояние контактирующих с ней пород (разрушенное или неразрушенное), размеры возможных разрушений, смещения породного контура и др. Такое прогнозирование геомеханического состояния породного массива в горнотехнической литературе получило название «прогнозирование устойчивости породных обнажений» или «прогнозирование устойчивости незакрепленных выработок».

Понятие устойчивости незакрепленной выработки следует отличать от другого, часто встречающегося в литературе понятия — устойчивость горной выработки (подземного сооружения), которое является более общим и в основном используется для характеристики устойчивого состояния закрепленных выработок.

В геомеханике под устойчивостью незакрепленной выработки (породного обнажения) понимают способность обнажаемых горных пород сохранять форму и размеры выработки, заданные до условиям нормальной эксплуата-

ции. Потеря устойчивости окружающего выработку породного массива может проявляться в виде вывалообразования в своде выработки, разрушения пород по всему ее периметру, а также в виде больших смещений контура выработки без видимого нарушения сплошности пород.

Для оценки устойчивости породных обнажений используются специальные критерии, основанные на различных гипотезах реализации геомеханических процессов. Одним из наиболее распространенных подходов при формировании таких критериев является условие достижения максимальными напряжениями, действующими на контуре выработки, предельных для данных пород значений (прочностной критерий устойчивости).

Прогнозирование устойчивости в общем случае сводится к проверке выполнения следующего условия:

$$|\sigma_д| < \sigma_{п.п}, \qquad (2.92)$$

где $\sigma_д$ — главное максимальное напряжение, действующее на контуре незакрепленной выработки; $\sigma_{п.п}$ — прочность вмещающих пород на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$ или растяжение $\sigma_р$ в зависимости от характера действующего главного максимального напряжения $\sigma_д$.

Различные варианты данного условия связаны либо с уточнением величин $\sigma_д$ и $\sigma_{п.п}$, для чего используется целая система коэффициентов, позволяющих учесть влияние различных горно-геологических и горнотехнических факторов на количественную оценку степени устойчивости (например, пластические и реологические свойства горных пород, трещиноватость, слоистость, форму поперечного сечения выработки и т. п.), либо с различным способом сравнения напряжений и прочностных характеристик пород (в одной точке или по всему контуру).

При выполнении условия (2.92) породное обнажение классифицируется как устойчивое. Невыполнение данного условия связано с образованием в окрестности выработки области предельного равновесия, и породное обнажение считается неустойчивым. На базе этого условия разработан ряд численных критериев, позволяющих классифицировать породные обнажения по степени устойчивости.

В горнотехнической литературе достаточно широкое распространение получил критерий вида

$$K = \frac{\gamma H}{\sigma_{сж}}, \qquad (2.93)$$

где γ — удельный вес горных пород; H — глубина заложения выработки.

Статистическая обработка данных о состоянии горных выработок Центрального района Донбасса, эксплуатируемых без крепи, позволила установить численные значения этого критерия, характеризующие степень устойчивости породных обнажений. Так, при значениях $K < 0{,}1$ состояние выработки считается устойчивым, при $0{,}1 \le K \le 0{,}24$ — среднеустойчивым, а при $K > 0{,}24$ — неустойчивым.

При проектировании крепей горизонтальных горных выработок для условий Кузнецкого бассейна успешно используется разработанный в КузНИИшахтострое коэффициент устойчивости:

$$n = \frac{\sigma^{м}_{сж}}{k_1 k_2 k_3 \gamma H}, \qquad (2.94)$$

где $\sigma^{м}_{сж}$ — средневзвешенный предел прочности горных пород, пересекаемых выработкой в массиве; k_1 — коэффициент концентрации напряжений на контуре выработки, определяемый в зависимости от ее формы по табл. 2.5; k_2 — коэффициент влияния смежных выработок; k_3 — коэффициент влияния очистных работ. Для одиночных выработок вне зоны влияния очистных работ $k_2 = k_3 = 1$.

Таблица 2.5

Форма сечения выработки	Отношение ширины выработки к высоте	k_1
Круговая	—	2
Сводчатая	—	2,5
Прямоугольная	1 : 1	2,8
Трапециевидная	2 : 1	3,2

При $n \geq 1$ контур незакрепленной выработки оценивается как устойчивый, при $0,7 < n < 1$ геомеханические процессы реализуются в форме вывалообразования в своде. В диапазоне значений $0,2 \leq n \leq 0,7$ вокруг выработки образуется область разрушенных пород.

Следует отметить, что прочностные критерии, основанные на условии вида (2.92), при всей своей простоте и ясности физического смысла, не лишены недостатков.

Во-первых, сама интерпретация условия (2.92) как условия устойчивости породного обнажения, строго говоря, не соответствует его фактическому содержанию. Условие (2.92) — это условие прочности контура незакрепленной выработки в фиксированной точке и не является условием прочности или устойчивости незакрепленной выработки в целом.

Во-вторых, предложения по прогнозированию устойчивости незакрепленных выработок, основанные только на условии (2.92), не учитывают особенностей геомеханического поведения пород в запредельном состоянии. Условие (2.92) построено на модели идеально-хрупкого массива, согласно которой несущая способность породы исчерпывается сразу после достижения напряжениями $\sigma_д$ критического значения $\sigma_{п.п}$.

Между тем, как показывает практика, выполнение данного условия не приводит к потере эксплуатационной способности выработки, а именно выполнение данного

условия не является пределом несущей способности породного массива. При разрушении массива происходит перераспределение напряжения, поэтому несущая способность породных массивов с учетом перераспределения напряжения в результате разрушения оказывается выше, чем без учета процесса разрушения.

И, наконец, в-третьих, подобная постановка задачи имеет ограниченное практическое значение. Поясним этот вывод. Прогнозирование устойчивости незакрепленной выработки необходимо для предварительного решения вопроса о необходимости крепления выработки и возможном типе крепи (ограждающая, несущая и т. п.). Невыполнение условия (2.92) говорит лишь о том, что разрушения должны иметь место, однако их возможные размеры это условие не определяет. Последнее обстоятельство и является решающим для предварительного выбора средств и способов поддержания выработки. Для обоснованного решения вопроса об управлении геомеханическими процессами в породном массиве необходима количественная оценка их проявлений.

Поэтому авторы классификаций породных обнажений по степени их устойчивости ищут количественные связи между критерием устойчивости и характеристиками проявлений геомеханических процессов. Такими проявлениями геомеханических процессов являются: размеры образующихся зон запредельного состояния, остаточной прочности, руинного разрушения и величина смещений породного контура. Подобный подход позволяет разработать классификацию породных массивов по устойчивости, т. е. по способности обеспечить нормальное эксплуатационное состояние незакрепленной выработки.

Общий принцип построения такой классификации, разработанный И.В. Баклашовым и Б.А. Картозия, заключается в следующем. К устойчивым породным массивам относятся такие, в которых процесс деформирования соответствует восходящему участку полной диаграммы деформирования, предельное состояние пород не достига-

ется и обрушение пород в выработку не наблюдается. К массивам горных пород средней устойчивости относятся те, в которых породы переходят сначала в предельное, а затем в запредельное состояние. Процесс их деформирования соответствует нисходящему участку полной диаграммы деформирования. Породы в области запредельного состояния частично разрушены и способны к самообрушению под влиянием различных внешних факторов (взрывные работы, выветривание и т. п.). Породный массив характеризуется как неустойчивый при условии перехода пород из запредельного в состояние остаточной прочности. Сильно неустойчивым будет породный массив, перешедший в механическое состояние руинного разрушения. Приведенный принцип классификации представляется перспективным, так как совмещает в себе оценки устойчивости выработок по прочности вмещающих пород и по смещениям контура выработок.

Следует отметить, что прочностные критерии вида (2.92) имеют общий недостаток, заключающийся в том, что они не учитывают процессы деформирования пород за пределом прочности. В целом же положительный опыт использования критерия вида (2.92) в Донбассе и Кузбассе дает право на его применение, о чем свидетельствует факт его включения в нормативные рекомендации, изложенные в СНиП II-94—80.

Дальнейшим развитием критерия типа $\gamma H / \sigma_{сж}$ являются нормативные рекомендации по прогнозированию устойчивости вертикальных выработок. Устойчивость незакрепленных вертикальных выработок рекомендуется прогнозировать по табл. 2.6 в зависимости от критерия устойчивости C, определяемого по формуле

$$C = \frac{k_г k_{сб} k_у k_t H_р}{26{,}3 + k_\alpha R_{сж}(5{,}25 + 0{,}0056 k_\alpha R_{сж})}, \qquad (2.95)$$

где $k_г$ — коэффициент, учитывающий взвешивающее действие воды на частицы пород водоносного горизонта;

$k_{сб}$ — коэффициент воздействия на ствол других выработок (для протяженных участков ствола $k_{сб} = 1$; для сопряжений $k_{сб} = 1{,}5$); $k_у$ — коэффициент воздействия на ствол очистных работ (вне зоны влияния очистных работ $k_у = 1$); k_t — коэффициент влияния времени эксплуатации вертикальной выработки (для шахтных стволов $k_t = 1$; для других вертикальных выработок $k_t = 0{,}9$); k_α — коэффициент влияния угла залегания пород α, градус: для горизонтального залегания $k_\alpha = 1$; в остальных случаях

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + 0{,}5 \sin \alpha}; \qquad (2.96)$$

$R_{сж}$ — расчетное сопротивление породного массива сжатию по контуру выработки, определяемое с учетом структурно-механических особенностей массива, МПа; $H_р = Hk$ — расчетная глубина размещения выработки, м; H — проектная глубина размещения выработки, м; k — коэффициент, учитывающий отличие напряженного состояния массива горных пород от напряженного состояния, вызванного собственным весом пород до земной поверхности (для обычных условий k = 1; для районов, подверженных тектоническим нарушениям, k = 1,5).

Таблица 2.6

Категория устойчивости	Оценка состояния устойчивости пород	Критерий устойчивости пород вертикальной выработки C
I	Устойчивое	До 3
II	Среднеустойчивое	От 3 до 6
III	Неустойчивое	От 6 до 10
IV	Очень неустойчивое	Более 10
Примечание. При $R_{сж} \le 2$ МПа породы относятся к IV категории.		

В качестве иллюстрации изложенных нормативных рекомендаций оценим устойчивость участка породного массива вокруг вертикального ствола в интервале глубин 800—1100 м в обычных горно-геологических условиях ($k = 1$) при следующих исходных данных: глубина шахтного ствола — $H = 1100$ м; диаметр в свету — $D = 8$ м; ствол пересекает в интервале глубин 800—1100 м глинистые и песчанистые сланцы, имеющие среднее значение прочности $R_{сж} = 47{,}5$ МПа; среднее расстояние между плоскостями ослабления — 0,6 м; $K_с = 0{,}6$; угол залегания пород — 15°; ствол не испытывает вредного воздействия очистных работ, участок 800—1100 м расположен вне водоносных горизонтов.

Входящие в формулу (2.95) коэффициенты определим в соответствии с указаниями СНиП II-94—80: $k_г = 1$; $k_{сб} = 1$; $k_у = 1$; $k_t = 1$; $k_α = 0{,}885$. Расчетное значение прочности пород на сжатие $R_{сж} = 47{,}5 \cdot 0{,}4 = 19$ МПа. По формуле (2.95) определяем: для глубины $H_р = 1100$ м $C = 9{,}47$, для глубины $H_р = 800$ м $C = 6{,}87$.

Согласно табл. 2.6 участок ствола в интервале глубин 800—1100 м характеризуется как неустойчивый и относится к III категории пород по устойчивости.

Несомненным научным и практическим достижением в прогнозировании устойчивости породных массивов вокруг горизонтальных выработок явился метод, разработанный во ВНИМИ и вошедший в нормы проектирования СНиП II-94—80. В качестве критерия для оценки устойчивого состояния породного массива вокруг горизонтальных выработок приняты смещения на контуре поперечного сечения выработки за весь срок ее службы при отсутствии крепи, т. е. в незакрепленном состоянии. В зависимости от величины ожидаемых смещений прогнозирование устойчивости производится в соответствии с рекомендациями табл. 2.7.

Таблица 2.7

Категория устойчивости пород	Оценка состояния устойчивости пород	Смещения u контура выработки, мм		
		Осадочные породы (песчаники, алевролиты, уголь и др.)	Изверженные породы (граниты, диориты и др.)	Соляные породы (каменная соль, сильвинит, карналлит и др.)
I	Устойчивое	До 50	До 20	До 200
II	Среднеустойчивое	Свыше 50 до 200	Свыше 20 до 100	Свыше 200 до 300
III	Неустойчивое	Свыше 200 до 500	Свыше 100 до 200	Свыше 300 до 500
IV	Очень неустойчивое	Свыше 500	Свыше 200	Свыше 500

Величину смещений u для горизонтальных и наклонных выработок, расположенных в осадочных и изверженных породах и вне зоны влияния очистных работ, определяют по формуле

$$u = k_α k_θ k_s k_в k_t u_т, \qquad (2.97)$$

где $u_т$ — типовое смещение пород, мм, определяемое по графику на рис. 2.31 в зависимости от глубины расположения выработки $H_р$, м, и расчетного сопротивления пород сжатию $R_с$, МПа; $k_α$ — коэффициент влияния угла залегания пород и направления проведения выработки относительно простирания пород или основных плоскостей трещиноватости, принимается по табл. 2.8; $k_θ$ — коэффициент направления смещений пород (если смещения определяются в вертикальном направлении, то в формуле (2.97) принимают $k_θ = 1$; при определении смещений в горизонтальном направлении $k_θ$ принимают по табл. 2.8); k_s — коэффициент влияния размера выработки (для боков выработки $k_s = 0{,}2(h - 1)$; для кровли $k_s = 2(b - 1)$);

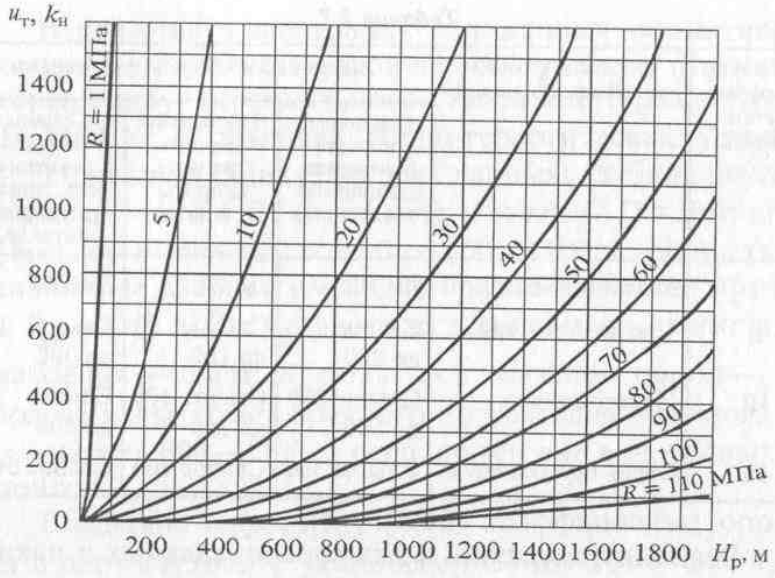


Рис. 2.31. Графики типового смещения пород $u_т$, мм, контура выработки в зависимости от глубины ее расположения $H_р$, м, и расчетного сопротивления пород сжатию R_c, МПа

b — ширина выработки в проходке, м; h — высота выработки в проходке, м; $k_в$ — коэффициент воздействия соседних выработок (для одиночных выработок $k_в$ = 1, для других случаев $k_в$ принимают в соответствии со СНиП II-94—80); k_t — коэффициент влияния времени возведения крепи t, лет: при $t > 15$ лет $k_t = 1$, при $t = 1 \div 15$ лет k_t принимают по графикам на рис. 2.32, *а*, при $t < 1$ года — по графикам на рис. 2.32, *б* при углах падения пород α от 20 до 50°. Кроме смещений в вертикальном и горизонтальном направлениях необходимо определять смещения по нормали к напластованию:

$$u_н = u_к / \cos \alpha, \qquad (2.98)$$

где $u_к$ — смещения со стороны кровли, мм.

Таблица 2.8

Ориентация выработки	Коэффициенты k_α и k_θ при углах залегания пород или основных плоскостей трещиноватости α, градус					
	до 20		до 30		до 40	
	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ
По простиранию	1	0,35	0,95	0,55	0,8	0,8
Вкрест простирания	0,7	0,55	0,6	0,8	0,45	0,95
Под углом к простиранию	0,85	0,45	0,8	0,65	0,65	0,9

Окончание табл. 2.8

Ориентация выработки	Коэффициенты k_α и k_θ при углах залегания пород или основных плоскостей трещиноватости α, градус					
	до 50		до 60		до 70	
	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ
По простиранию	0,65	1,2	0,6	1,7	0,6	2,25
Вкрест простирания	0,25	0,95	0,2	0,8	0,15	0,55
Под углом к простиранию	0,45	1,05	0,35	1,1	0,35	0,95

Величину смещений u в соляных породах следует определять по формуле

$$u = 500\ \varepsilon_\theta b(1 + 0{,}07t)k_в, \qquad (2.99)$$

где ε_θ — относительные деформации пород за первый год службы выработки, определяемые по графику на рис. 2.33; b — ширина выработки в проходке, м; t — срок службы выработки, лет; $k_в$ — то же, что и в формуле (2.97).

Отнесение выработки к той или иной категории устойчивости производят по абсолютной величине максимального из смещений на контуре выработке, определяемых дифференцированно в кровле, боках и почве.

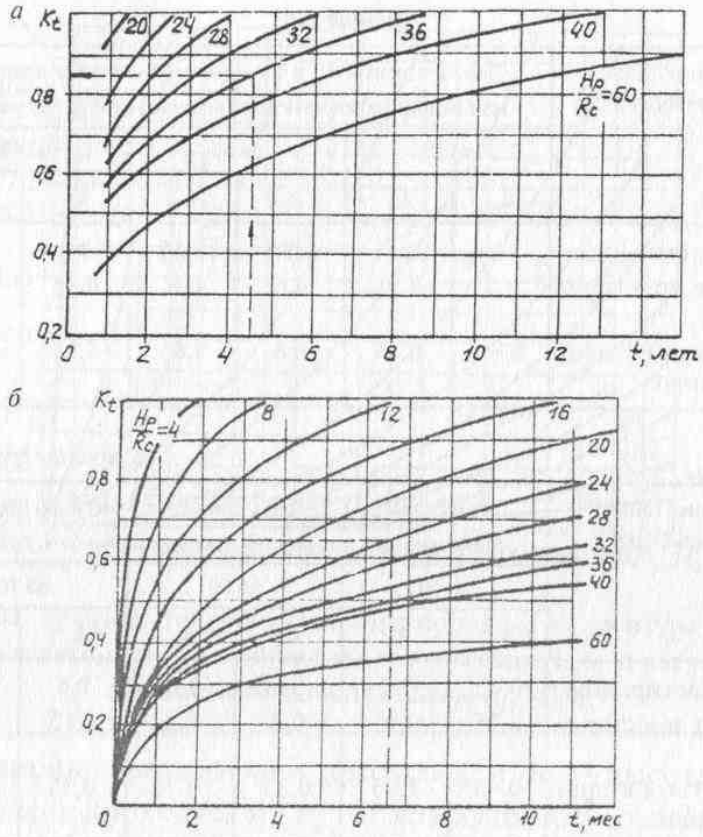
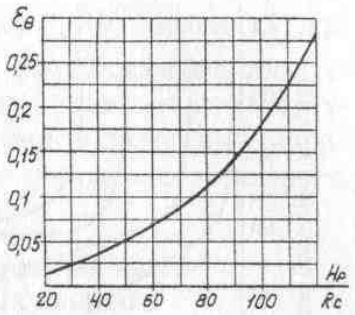


Рис. 2.32. Зависимость коэффициента k_t от времени t:
а — при t = 1÷15 лет; *б* — при t < 1 года

В качестве примера оценим в соответствии с указаниями СНиП II-94—80 устойчивость породного массива вокруг капитальной горной выработки, сооружаемой на одной из шахт Донбасса, при следующих исходных данных: магистральная выработка площадью сечения s = 11,2 м² (b = = 4,5 м, h = 3,0 м) проводится по простиранию в обычных горно-геологических условиях (k = 1) на глубине H = 1100 м вне зоны влияния очистных работ и соседних выработок ($k_в$ = 1), в осадочных породах с $\sigma_{сж}$ = 47,5 МПа, среднее расстояние между плоскостями ослабления пород в

Рис. 2.33. График для определения относительных деформаций соляных пород за первый год службы выработки



массиве 1,8 м, угол залегания пород α = 10°, длина выработки l = = 1200 м, срок службы t = 16 лет.

Вначале определяем расчетную глубину: $H_р = Hk = 1100 \cdot 1 =$ = 1100 м. Затем, предварительно определив коэффициент $K_с = 0{,}8$, установим расчетное сопротивление пород сжатию:

$$R_с = \sigma_{сж} K_с, \quad R_с = 47{,}5 \cdot 0{,}8 = 38 \text{ МПа}.$$

Порядок расчета устойчивости породного массива следующий. Из графиков на рис. 2.31 определяем типовое смещение пород $u_т$, которое при $H_р$ = 1100 м и $R_с$ = 38 МПа составляет $u_т$ = 595 мм. Из табл. 2.8 принимаем значения коэффициентов k_α и k_θ: для кровли и почвы — k_α = 1, k_θ = 1; для боков — k_α = 1, k_θ = 0,35. Для срока службы t = 15 лет $k_т$ = 1; определяем значение k_s: для кровли — k_s = = 0,2 (4,5 – 1) = 0,7, для боков — k_s = 0,2 (3 – 1) = 0,4. Смещения пород со стороны кровли и почвы

$$u = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 595 = 416{,}5 \text{ мм},$$

со стороны боков

$$u = 1{,}0 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}4 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 595 = 83{,}3 \text{ мм}.$$

Согласно табл. 2.7 устанавливаем, что при u = 416,5 мм породы, окружающие выработки, относятся к III категории и характеризуются как неустойчивые.

В последнее время в России и за рубежом проводятся исследования, направленные на разработку классификаций породных массивов по инженерно-техническому состоянию (качеству), основанные на комплексной оценке большого числа влияющих факторов. Принцип построения

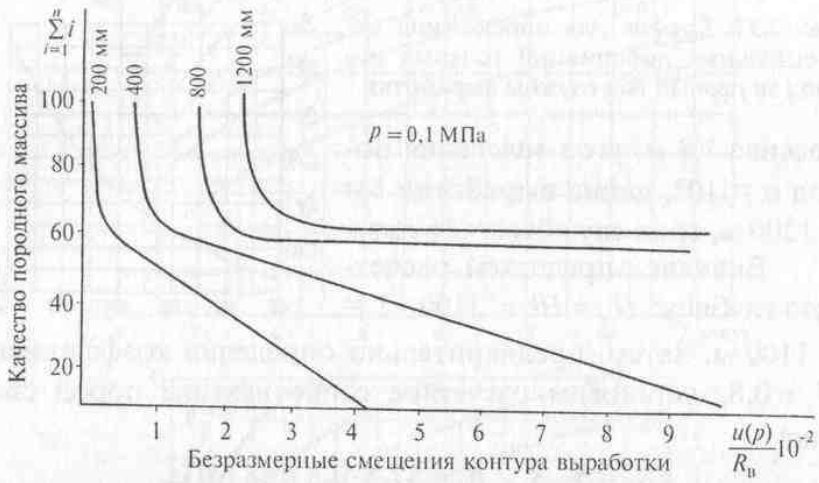


Рис. 2.34. Диаграммы для оценки устойчивости выработок по показателю качества породного массива (на основании классификации Т.Х. Кундуроса)

таких классификаций состоит в том, что вначале отбирают и группируют факторы, влияющие на инженерно-техническое состояние (качество) массива, затем каждому из этих факторов в зависимости от степени его важности присваивают численный показатель (балл) и, наконец, по сумме этих показателей (баллов) оценивают качество исследуемого массива.

Так, в классификации, разработанной Т.Х. Кундуросом, выделены две группы факторов. В группу естественно-геологических факторов включены механические свойства пород, условия залегания массива, его эрозионная стойкость, структурные нарушения, гидрогеологические условия, начальное напряженное состояние. К группе инженерно-технических факторов отнесены форма и размеры поперечного сечения выработки, ее ориентация в массиве, наличие смежных выработок, технология ведения работ, несущая способность временной крепи и т. д.

На рис. 2.34 показан пример диаграмм, позволяющих по показателю качества $\sum_{i=1}^{n} i$ и величине прогнозируемых безразмерных смещений $(u(p)/R_в)10^{-2}$ оценить для определенной глубины заложения выработки ее состояние. Область, которая расположена справа от соответствующей кривой, определяемой глубиной залегания выработки, характеризует неустойчивое состояние породного обнажения, слева — устойчивое.

2.4.2. Формирование нагрузки на крепь выработок от локальных вывалов и при сплошном сводообразовании

Породные массивы, вмещающие горные выработки, обладают одной существенной геомеханической особенностью: еще до начала производства горных работ они находятся в напряженном состоянии. Это напряженное состояние является результатом совместного действия различных сил (силовых полей), главными из которых являются силы гравитации или силы тяжести горных пород.

Совокупность силовых полей, формирующих напряженное состояние породного массива, называется горным давлением. Соответственно силы, действующие в породном массиве, называются силами горного давления. Силы горного давления вызывают деформирование пород вокруг выработки, которые, смещаясь в сторону выработанного пространства, вступают в контакт с крепью. В результате такого контактного взаимодействия крепь нагружается и деформируется.

Таким образом, под нагрузкой на крепь от сил горного давления следует понимать силовые воздействия со стороны окружающего породного массива. Из приведенного определения следует, что понятия «горное давление» и «нагрузка на крепь» не адекватны. К сожалению, в горнотехнической литературе до сих пор допускают отождествление этих понятий.

Определение нагрузок от сил горного давления составляет специфику проектирования горных выработок или подземных сооружений: на стадии проектирования эти нагрузки могут быть определены только в результате

анализа геомеханических процессов в окружающем породном массиве. Исходная информация для такого анализа, как правило, недостаточна.

Поэтому оценки нагрузок, независимо от метода их определения (на основе нормативных рекомендаций или специальных исследований), получаются весьма приближенными. Более того, в большинстве случаев оценки нагрузок могут быть получены только в результате анализа деформированного состояния крепей или обделок, т. е. не могут быть заданы до начала расчета, как это имеет место при проектировании конструкций наземных сооружений.

Поскольку, как указывалось выше, нагрузки на крепь выработок могут быть определены только в результате анализа геомеханических процессов в окружающем массиве, целесообразно проанализировать возможные реализации геомеханических процессов, т. е. их проявления в горных выработках. Экспериментальные и теоретические исследования показывают, что геомеханические процессы реализуются в виде разрушения горных пород в приконтурной области выработки или в виде смещений контура выработки. Более подробно классификация этих реализаций выглядит следующим образом:

- разрушение приконтурного породного массива и локальное вывалообразование, проявляющееся в виде вывалов на отдельных участках выработки;
- разрушение приконтурного породного массива и сплошное сводообразование, проявляющееся при образовании областей запредельного деформирования, остаточной прочности и руинного разрушения вокруг всего контура выработки с последующим их отделением от массива;
- деформирование породного массива без разрывов сплошности (без вывалообразования или сводообразования) и смещение породного контура выработки.

Классификация реализаций геомеханических процессов определяет классификацию расчетных схем взаимодействия породных массивов с крепью выработок и, следовательно, расчетных схем формирования нагрузки:

- формирование нагрузки на крепь выработок от локальных вывалов и при сплошном сводообразовании, когда взаимодействие породного массива с крепью проявляется в виде режима заданной нагрузки;
- формирование нагрузки в условиях совместного деформирования крепи и массива, когда взаимодействие породного массива с крепью проявляется в виде режима взаимовлияющей или заданной деформации.

Рассмотрим процесс формирования нагрузки на конструкции выработок и подземных сооружений при вывалообразовании. Наблюдаемое при строительстве подземных сооружений обрушение пород кровли с образованием сводов различной конфигурации и размеров послужило причиной появления большого числа гипотез, объясняющих механизм этого явления, получивших в горнотехнической литературе название «гипотезы горного давления». Следует отметить, что по общности исходных предпосылок все они могут быть отнесены, как минимум, к пяти большим группам.

В гипотезах первой группы (В. Риттер, Ф. Энгессер, О. Коммерель, М.М. Протодьяконов и др.) вывалообразование считается результатом действия сил тяжести пород в объеме свода обрушения. Во второй группе гипотез (А. Динник, Ж. Ержанов и др.) ответственными за сводообразование считаются растягивающие напряжения. Гипотезы третьей группы объясняют появление свода обрушения в условиях упругосжатого контура (Ф. Мор, К. Ирвинг, А. Айзаксон), а в четвертой группе гипотез полагается, что свод обрушения есть результат образования вокруг выработки области неупругих деформаций (А. Лабасс, К. Руппенейт, Ю. Либерман). И, наконец, в гипотезах пятой группы (К. Терцаги, В. Слесарев, Н. Покровский и др.) качественная и количественная оценки процесса вывалообразования основываются на данных практических наблюдений.

Не вдаваясь в подробный анализ достоинств и недостатков гипотез сводообразования, отметим, что некоторые из них сыграли важную роль в развитии вопросов горного давления, а гипотеза проф. М.М. Протодьяконова до сих пор используется в расчетных схемах определения нагрузки на подземные сооружения неглубокого заложения.

Тот факт, что в рассмотренных гипотезах механизм сводообразования трактуется по-разному, не случаен и объясняется разнообразием причин этого явления. В зависимости от конкретных условий строительства подземных сооружений сводообразование может быть вызвано как обрушением пород от собственного веса, так и в результате их разрушения сжимающими или растягивающими напряжениями. Однако различные причины вывалов пород взаимосвязаны, что позволяет объяснить их природу, исходя из общих положений учения о геомеханических процессах в породных массивах.

Представляется интересным в этой связи подход, в основе которого лежит закономерность перераспределения напряжений при последовательном формоизменении контура в процессе разрушения. Эта закономерность связывает напряженное состояние контура выработки с его кривизной: на участках, где в процессе разрушения кривизна увеличивается, сжимающие напряжения возрастают, а растягивающие уменьшаются и, наоборот, на выполаживающихся участках контура сжимающие напряжения уменьшаются, а растягивающие — увеличиваются.

Таким образом, на контуре выработки участки с большей кривизной (неровности, образующиеся при буровзрывной проходке выработок, угловые точки и т. д.) являются очагами высокой концентрации напряжений. В процессе разрушения контур выработки приобретает новую форму, следствием этого является новое поле напряжений, которое может вызвать дальнейшее разрушение, и так до тех пор, пока форма контура не приобретет устойчивого очертания. Поясним, это на примере.

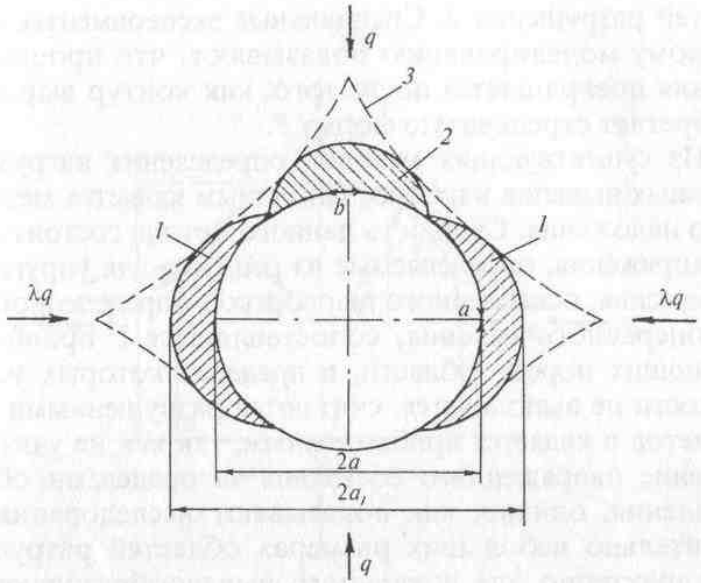


Рис. 2.35. Разрушение пород вокруг выработки при неравнокомпонентном поле начальных напряжений

Рассмотрим выработку кругового поперечного сечения с пролетом $2a$, расположенную в массиве горных пород с неравнокомпонентным полем начальных напряжений (рис. 2.35). Коэффициент бокового распора λ будем считать равным 1/3, что обеспечивает такое напряженное состояние контура, при котором в точке *a* действуют максимальные сжимающие напряжения, а в точке *b* они равны нулю.

Допустим, что сжимающие напряжения в боках выработки превысили прочность пород и последние разрушались в пределах некоторых областей *1*. Результатом этого явилось увеличение пролета выработки до размеров $2a_1$ (и, следовательно, выполаживание контура сводовой части), что, в свою очередь, вызвало появление растягивающих напряжений в кровле выработки с последующим образованием свода обрушения *2*. Как видно из рис. 2.35, кривизна контура выработки в областях *1* увеличилась, что, в свою очередь, приводит к дальнейшему увеличению концентрации напряжений, а следовательно, и к развитию

областей разрушения *1*. Специальные эксперименты по оптическому моделированию показывают, что процесс разрушения прекращается после того, как контур выработки приобретает стрельчатую форму *3*.

Из существующих методов определения нагрузки от локальных вывалов наиболее наглядным является метод упругого наложения. Сущность данного метода состоит в том, что напряжения, определяемые из решения для упругой модели массива, ослабленного выработкой определенной формы поперечного сечения, сопоставляются с прочностью вмещающих пород. Области, в пределах которых условие прочности не выполняется, считаются разрушенными. Хотя этот метод и является приближенным, так как не учитывает изменение напряженного состояния за пределами области разрушения, однако, как показывают исследования, при сравнительно небольших размерах областей разрушения (что характерно для локального вывалообразования) он обеспечивает удовлетворительную для инженерных расчетов точность. К достоинствам метода следует отнести вполне ясную его физическую основу и простоту расчетных формул.

Известны несколько различных методических приемов использования этого метода. Ниже изложен графоаналитический метод, разработанный Г.Г. Литвинским, позволяющий определять местоположение и размеры разрушаемых участков породного контура в результате построения паспорта прочности контура выработки. Исходными данными для построения паспорта прочности являются геометрические размеры выработки, прочность вмещающих пород на сжатие и растяжение и действующие на контуре выработки напряжения. Построение паспорта прочности осуществляется в следующей последовательности.

В определенном геометрическом масштабе вычерчивается контур выработки. Начало прямоугольной системы *xy* координат помещается в центр тяжести сечения выработки. Затем на ее контуре намечают восемь характерных точек, которые нумеруют так, как это показано на рис. 2.36, *а*. Положение точек *2*, *4* определяется углом

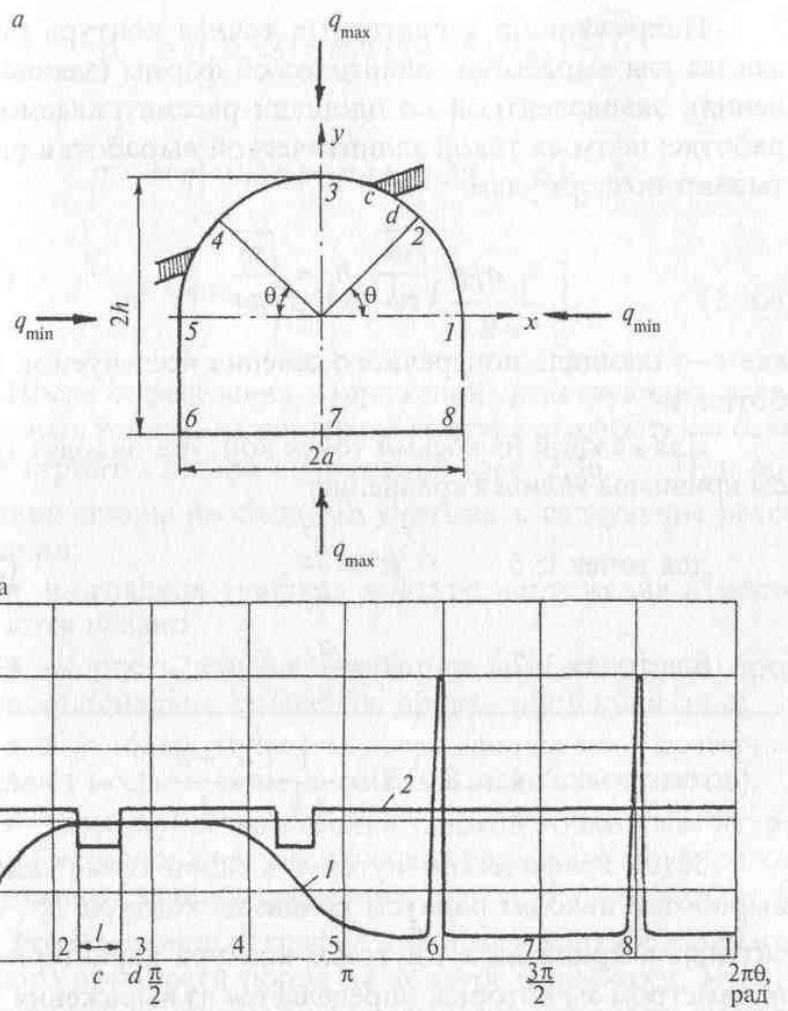


Рис. 2.36. Расчетная схема (*а*) и паспорт прочности (*б*) контура выработки (по Г.Г. Литвинскому):

1 — эпюра напряжений; *2* — эпюра прочности

$$\theta = \pm \operatorname{arctg} \frac{h}{a}, \qquad (2.100)$$

где h и a — соответственно половина высоты и ширины выработки, м.

Напряжения в характерных точках контура определяются для выработки эллиптической формы (эллипс сравнения), эквивалентной по площади рассматриваемой выработке; полуоси такой эллиптической выработки рассчитывают по формулам

$$a_э = \sqrt{\frac{sa}{\pi h}},\quad h_э = \sqrt{\frac{sh}{\pi a}}, \tag{2.101}$$

где s — площадь поперечного сечения исследуемой выработки, м².

Для каждой из восьми точек контура находят радиусы кривизны эллипса сравнения:

для точек 1; 5 $$R^э = \frac{h_э^2}{a_э}; \tag{2.102}$$

для точек 3; 7 $$R^э = \frac{a_э}{h_э}; \tag{2.103}$$

для точек 2; 4; 6; 8 $$R^э = \frac{1}{a_э h_э}\left(\frac{a_э^2 + h_э^2}{2}\right)^{3/2}. \tag{2.104}$$

Затем графическим путем в каждой точке заданной выработки находят радиусы кривизны контура $R_i^к$. Относительная кривизна в i-й точке контура характеризуется параметром $æ_i$, который определяется из выражения

$$æ_i = \left(\frac{R_i^э}{R_i^к}\right)^{2/3}. \tag{2.105}$$

Для угловых точек — $æ_i$ = 6, для прямолинейного участка — $æ_i$ = 0.

Для случая равнокомпонентного поля начальных напряжений q тангенциальные напряжения в каждой точке контура определяются следующим образом:

$$\sigma_i^{1;\,5} = q\left[\,0{,}35(1-æ_i) + (0{,}3+1{,}7æ_i)\frac{a}{h}\,\right],$$

$$\sigma_i^{3;\,7} = q\left[\,0{,}35(1-æ_i) + (0{,}3+1{,}7æ_i)\frac{h}{a}\,\right],$$

$$\sigma_i^{2;\,4;\,6;\,8} = q\left[1{,}2(æ_i-1) + \frac{h^2+a^2}{a\,h}\right]. \tag{2.106}$$

После определения напряжений, действующих в характерных точках, на развертке контура выработки в осях $\sigma_i - \theta$ строится эпюра напряжений (рис. 2.36, *б*). При построении эпюры необходимо учитывать следующие рекомендации:

- на гладких участках контура напряжения изменяются плавно;
- скорость изменения напряжений по углу θ пропорциональна изменению приведенной кривизны;
- в угловых точках контура напряжения претерпевают местные возмущения (всплески в виде пиков);
- размер участка влияния угловой точки на контуре пропорционален отклонению реального контура от контура эллипса сравнения.

Затем на данный график в том же масштабе наносится эпюра прочности пород на контуре выработки. Участки, на которых напряжения превышают прочность пород, считаются разрушениями и опасными по вывалам. Длина этих участков определяется графически.

В качестве примера оценим размеры разрушения контура сводчатой выработки с размерами поперечного сечения $2a$ = 5,0 м, $2h$ = 4,5 м, s = 19,8 м² и периметром p = 16,8 м, в том числе сводчатой части p_1 = 7,8 м, расположенной на глубине H = 400 м в породах с прочностью на одноосное сжатие породного образца $\sigma_{сж}$ = 83 МПа и массива

$\sigma_{сж}$ = 44 МПа. В кровле выработки залегает слой алевролита с прочностью породного образца $\sigma_{сж}$ =64 МПа и массива $\sigma_{сж}$ = 32 МПа. В результате построения паспорта прочности путем совмещения эпюр напряжений и прочности по периметру горной выработки определяем, что разрушение контура произойдет на участке длиной l = 0,4 м (см. рис. 2.36, *б*). Разрушение в угловых точках почвы выработки является незначительным и не может оказать воздействие на формирование нагрузки на крепь.

Зная длину участка разрушения l, м, можно вычислить его высоту h_c от контура, воспользовавшись известным решением М.М. Протодьяконова для параболического свода обрушения:

$$h_c = \frac{l}{2f}, \qquad (2.107)$$

где f — коэффициент крепости пород на участке разрушения, который выражается через прочность горных пород на одноосное сжатие: $f = 0{,}1\sigma_{сж}$, где $\sigma_{сж}$ — в МПа. Тогда объем локального вывала предполагаемого параболического очертания с единичным размером по продольной оси выработки приближенно можно оценить по формуле

$$V = \frac{2}{3} l h_c = \frac{1}{3}\frac{l^2}{f}. \qquad (2.108)$$

Общая нагрузка на крепь от веса локального вывала будет

$$P = \frac{1}{3}\frac{\gamma l^2}{f}, \qquad (2.109)$$

а будучи условно распределенной на соответствующей площади поверхности крепи, составит в расчете на единицу этой площади

$$p = \frac{1}{3}\frac{\gamma l}{f}, \qquad (2.110)$$

где γ — удельный вес вмещающих горных пород.

Если продолжить численный пример расчета, можно видеть (см. рис. 2.36), что вывал происходит на участке контура выработки длиной l = 0,4 м, пересекающем слой алевролита прочностью в массиве $\sigma_{сж}$ = 32 МПа, что соответствует коэффициенту крепости f = 3, и удельным весом γ = 2,5 Н/м³. Тогда нагрузку на крепь от локального вывала определим по формуле (2.110) $p = \frac{1}{3}\frac{2{,}5 \cdot 0{,}4}{3} =$ = 0,0011 МПа.

Рассмотрим случай формирования нагрузки в условиях сплошного сводообразования, т. е. при образовании вокруг выработки области остаточной прочности или руинного разрушения пород. Такой случай характерен для условий, когда конструктивная податливость крепи превышает максимальные смещения породного контура или же между ним и крепью имеется строительный зазор. Очевидно, что наиболее невыгодным с точки зрения величин нагрузки будет обрушение пород по вертикальным плоскостям (рис. 2.37). Интенсивность вертикальной нагрузки на крепь в расчете на единицу площади ее контактной поверхности определим по выражению

$$p = \gamma R_в (r_{23} - 1), \qquad (2.111)$$

где $R_в$ — приведенный радиус выработки в проходке, м, равный $\sqrt{F/\pi}$; F — площадь поперечного сечения выработки в проходке, м²; $R_в(r_{23}-1)$ — высота свода обрушения, м;

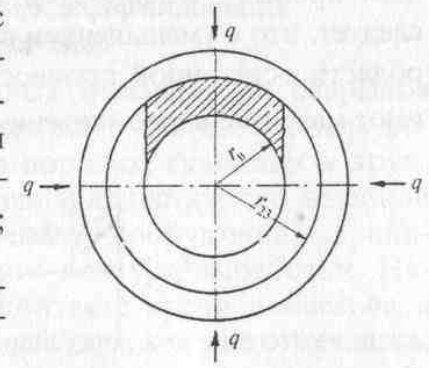


Рис. 2.37. Расчетная схема к определению нагрузки на крепь при сплошном сводообразовании

r_{23} — безразмерный радиус области остаточной прочности или руинного разрушения в случае остаточной прочности $\sigma_0 = 0$, выраженный в долях радиуса выработки, определяемый с учетом обозначений, приведенных в подразд. 2.1.3, по формуле

$$r_{23} = \frac{1}{p}\left\{\frac{2\lambda}{\sigma_0 + 2\lambda p}\left[\frac{2M_\infty \varepsilon_{\theta 12}(t)}{(\beta+1)(\beta+1+2\lambda)}(\rho^{\beta+1+2\lambda}-1) - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{2M_\infty \varepsilon_{\theta 12}(t) + \sigma_{сж\infty}(\beta+1)}{2\lambda(\beta+1)}(\rho^{2\lambda}-1) + \frac{\sigma_0}{2\lambda}\rho^{2\lambda} + q - \frac{A(t)}{3}\right]\right\}^{1/2\lambda}. \quad (2.112)$$

Для определения r_{23} можно также воспользоваться формулой (2.75), которая перепишется так:

$$r_{23} = \left\{\frac{2\lambda\left[q - \frac{A(t)}{3}\right] + \sigma_0}{2\lambda p + \sigma_0}\right\}^{1/2\lambda}, \quad (2.113)$$

эта формула дает несколько завышенные оценки r_{23}. Следовательно, по формуле (2.111) получим несколько завышенные оценки вертикальной нагрузки на крепь при сплошном сводообразовании, но в этом случае представляется возможным провести анализ этой нагрузки. Из формулы (2.113) следует, что с уменьшением сопротивления крепи p размеры области остаточной прочности r_{23} увеличиваются и достигают максимального значения при $p = 0$, т. е.

$$r_{23} = \left\{\frac{2\lambda\left[q - \frac{A(t)}{3}\right] + \sigma_0}{\sigma_0}\right\}^{1/2\lambda}, \quad (2.114)$$

что соответствует максимальной нагрузке (2.111), определяемой в режиме заданной нагрузки. При остаточной прочности $\sigma_0 = 0$ размеры области $r_{23} \to \infty$ и выработка теряет устойчивость.

Однако на практике в чистом виде такая схема нагружения реализуется в исключительных случаях. Конструкции подземных сооружений всегда оказывают определенное сопротивление, так как технология их возведения всегда предусматривает обеспечение плотного контакта с породой путем тщательной забутовки (тампонажа) закрепного пространства, обжатия конструкции в породу и т. д. Поэтому в практических расчетах следует учитывать сопротивление крепи и нагрузку p определять из совместного решения уравнений (2.111) и (2.112) или (2.113).

В качестве примера оценим вертикальную нагрузку на крепь постоянного сопротивления в условиях сплошного сводообразования. Крепь проектируется в тоннеле кругового поперечного сечения радиусом $R_в$ = 2,5 м, сооружаемого в однородном породном массиве с характеристиками: $q = \sigma_{сж\infty}$ = 15 МПа, $\sigma_0 = 0{,}1q$, $\rho = 30°$. Определим максимальную нагрузку по истечении длительного периода эксплуатации ($t \to \infty$), полагая режим заданной нагрузки. По выражению (2.114) находим r_{23} = 2,45 и далее по формуле (2.111) p = 0,09 МПа.

2.4.3. Формирование нагрузки в условиях совместного деформирования крепи и массива

Деформирование породных массивов без разрывов сплошности характерно прежде всего для пластичных пород, а также имеет место и в породах, склонных к хрупкому разрушению, но при условии достаточно высокой жесткости конструкций подземных сооружений, ограничивающих смещения породного контура выработки. Напряжения, возникающие на контакте крепи и массива в результате их силового взаимодействия, как уже отмечалось,

принято называть нагрузкой на крепь. Ее величина определяется из уравнения совместности смещений породного контура и контура крепи.

$$u_{\infty}(p) = u_0 + u(p), \qquad (2.115)$$

где $u_{\infty}(p)$ — смещение породного контура к моменту установления статического равновесия в системе «крепь—массив»; u_0 — начальные смещения породного контура, соответствующие промежутку времени от обнажения породного контура до момента ввода крепи в работу; $u(p)$ — смещения внешнего контура крепи к моменту установления статического равновесия в системе «крепь—массив».

Особенностью уравнения (2.115) является то, что оно позволяет решить задачу по определению нагрузки на крепь для любого из геомеханических состояний породного массива: допредельного, запредельного и состояния остаточной прочности или руинного разрушения. Для этого в него следует подставить слагаемые, соответствующие одному из этих состояний.

Если деформирование горных пород не выходит за рамки допредельной стадии и геомеханическое состояние массива характеризуется как устойчивое, то слагаемые уравнения (2.115) $u_{\infty}(p)$ и u_0 с учетом (2.6) и (2.40) для случая осесимметричной задачи записываются следующим образом:

$$u_{\infty}(p) = \frac{3}{2}\frac{q-p}{E_{\infty}} R_{\text{в}}, \qquad (2.116)$$

$$u_0 = \frac{3}{2}\frac{q}{E_0} f_1 f_2 \left[\alpha + (1-\alpha) l^{-t/(\alpha t_0)}\right] R_{\text{в}}, \qquad (2.117)$$

где E_{∞} — статический (длительный) модуль деформации (МПа) пород в массиве, связанный с динамическим модулем деформации E_0 зависимостью $E_{\infty} = E_0/\alpha$; значения α для некоторых типов пород приведены в табл. 2.9, здесь

Таблица 2.9

Порода	α	αt_0, сутки
Слабые глинистые сланцы	1,5	30—40
Крепкие глинистые сланцы	1,3	5—10
Песчанистые сланцы	1,2	3—5
Песчаники	1,1	2—3

же приведены значения времени ретардации $t_{\text{р}} = \alpha t_0$; t — расчетный промежуток времени от момента выемки породы до введения в работу постоянной крепи, сут; $f_1 = \dfrac{n+2}{n+2-2a}$ — коэффициент, учитывающий влияние способа выемки породы [см. формулу (2.26)]; f_2 — коэффициент, учитывающий отставание постоянной крепи от забоя выработки, принимается в зависимости от величины отношения расстояния l от забоя выработки до места установки крепи к радиусу выработки $R_{\text{в}}$.

$l/R_{\text{в}}$	0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
f_2	0,5	0,65	0,8	0,85	0,9	0,95	0,97	0,98

Величина $u(p)$ в уравнении (2.115), представляющая перемещение внешнего контура крепи и называемая конструктивной податливостью, зависит от материала крепи (бетон, железобетон, металл и т. д.), конструктивного исполнения крепи (сборная или монолитная, шарнирная или бесшарнирная) и наличия забутовки, тампонажного раствора или других материалов между крепью и породным контуром.

Для большинства конструкций подземных сооружений $u(p)$ можно представить в виде

$$u(p) = u_1 + u_2 + u_3(p), \qquad (2.118)$$

где u_1 — смещение за счет деформаций уплотнения забутовочного материала, тампонажного раствора и т. д., ориентировочно можно принимать $u_1 = 0{,}25\ d_з$, где $d_з$ — толщина забутовочного слоя, м; u_2 — смещение от закрытия конструктивных зазоров в крепи (для сборной крепи кругового сечения, состоящей из i элементов с величиной зазоров Δ, $u_2 = \dfrac{i\Delta}{2\pi}$; значение Δ для железобетонных тюбингов можно принимать равным 0,001÷0,002 м); $u_3(p)$ — смещение, определяемое жесткостью конструкции и в общем случае нелинейно зависящее от нагрузки p.

По данным КузНИИшахтостроя, конструктивная податливость $u(p)$ составляет: для монолитной бетонной крепи в кровле — 6—8 см, в боках — 4 см; для сборной железобетонной тюбинговой (ГТК) с забутовкой из породы — 12—15 см; для арочной из спецпрофиля в кровле — 30 см, в боках — 20 см.

По деформационным характеристикам конструкции подземных сооружений можно подразделить (рис. 2.38) на конструкции с постоянным сопротивлением (график *1*), линейно нарастающим (*2*) и нелинейно нарастающим (*3*) сопротивлением.

Для крепи нелинейно нарастающего сопротивления

$$u_3(p) = f(p). \qquad (2.119)$$

Для крепи линейно нарастающего сопротивления

$$u_3(p) = \frac{p}{k_0}, \qquad (2.120)$$

где k_0 — коэффициент жесткости крепи, МПа/м.

Например, для монолитной бетонной крепи кругового поперечного сечения коэффициент жесткости определяется по выражению

$$k_0 = \frac{2dE_к}{(2R_в - d)(1-\mu_к^2)R_в}, \qquad (2.121)$$

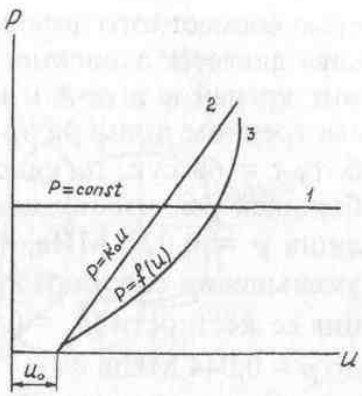


Рис. 2.38. Деформационные характеристики крепи при совместном деформировании ее с породным массивом

где d — толщина крепи, м; $E_к$ и $\mu_к$ — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона для бетона крепи.

По данным исследований В.П. Глушихина и М.Ф. Шклярского, для кольцевой и арочной податливых крепей из спецпрофиля $k_0 = 0{,}37$ МПа/м, для арочной металлобетонной — $k_0 = 1{,}0$ МПа/м, а для кольцевой металлобетонной — $k_0 = 2{,}4$ МПа/м.

Подставляя формулы (2.116), (2.117) и (2.120) в выражение (2.115) и записывая его относительно p, получим

$$p = 3qk_0R_в\,\frac{1 - f_1f_2\left[1 + \left(\dfrac{1-\alpha}{\alpha}\right)e^{-t/(\alpha t_0)}\right]}{3k_0R_в + 2E_\infty}. \qquad (2.122)$$

Для иллюстрации рекомендуемой методики расчета определим нагрузку на бетонную кольцевую крепь линейно нарастающего сопротивления, установленную в выработке радиусом $R_в = 2{,}5$ м, проведенной в однородном массиве пород со следующими характеристиками: начальное поле напряжений — равнокомпонентное, $q = 1{,}6$ МПа, $E_\infty = 1 \cdot 10^4$ МПа, $\alpha = 1{,}5$; $\alpha t_0 = 30$ сут. Характеристики крепи: $E_к = 2 \cdot 10^5$ МПа, $\mu_к = 0{,}25$; $d = 0{,}3$ м. Бетонная крепь возводится с отставанием от забоя $l \gg 3R_в$, т. е. $f_2 = 1$. Расчетное время $t = 30$ сут. Выработка сооружается комбайном ($a = 0$ и, следовательно, $f_1 = 1$).

Вначале по формуле (1.121) определим $k_0 = 0{,}12 \cdot 10^4$ МПа/м, а затем по формуле (2.122) — нагрузку на бетонную крепь, $p = 0{,}06$ МПа. Как уже отмечалось, особенно-

стью совместного деформирования системы «крепь—массив» является зависимость нагрузки от характеристик самих крепей и технологии их возведения. Так, если в рассмотренном примере принять время введения крепи в работу t = 60 сут, то нагрузка на нее за счет возможности большей реализации начальных смещений составит всего лишь p = 0,022 МПа, т. е. уменьшится в 2,7 раза. При уменьшении толщины крепи до d = 0,2 м за счет уменьшения ее жесткости ($k_0 = 0{,}08 \cdot 10^4$ МПа/м) нагрузка снизится до p = 0,044 МПа.

Рассмотренная нами осесимметричная задача отражает простейший и наиболее идеализированный случай, так как горизонтальные горные выработки в основном имеют форму, отличную от круговой, а начальное напряженное состояние массива может существенно отличаться от равнокомпонентного.

Более общий случай исследован Н. Фотиевой в результате решения задачи о взаимодействии линейно-деформируемого массива с замкнутой крепью выработки произвольного очертания при полном контакте массива с крепью. В реальных условиях такая задача соответствует случаю сооружения выработки некруговой формы поперечного сечения (сводчатой, арочной и др.) с креплением ее монолитной бетонной крепью. На рис. 2.39 (*а* и *б*) показано распределение нормальных p и касательных τ напряжений на контакте крепей выработок сводчатого очертания с породным массивом. Как показали исследования, касательные напряжения оказывают значительное влияние на характер распределения напряжений в крепи. Значения нагрузок и характер их распределения по контуру в значительной степени определяются жесткостью крепи, ее толщиной, формой поперечного сечения и начальным напряжением состояния породного массива, т. е. коэффициентом бокового распора λ. При этом отметим, что порядок значений нагрузок, определяемых по формуле (2.122), с достаточной для инженерных расчетов степенью точ-

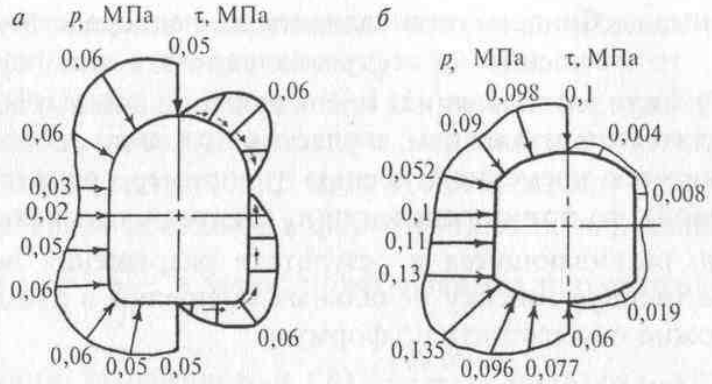


Рис. 2.39. Эпюры нормальных и касательных напряжений на контакте крепь—массив при коэффициенте бокового распора λ = 0,33 (*а*) и λ = 1 (*б*)

ности совпадает со значениями нагрузок, получаемых из указанного решения (см. рис. 2.39). Следовательно, формулу (2.122) можно использовать для ориентировочной оценки нагрузок на конструкции подземных сооружений, работающих совместно с массивом на допредельной стадии его деформирования.

При образовании вокруг выработки областей запредельного деформирования остаточной прочности или руинного разрушения, когда в соответствии с классификацией, приведенной в подразд. 2.4.1, породный массив характеризуется как неустойчивый, безразмерные смещения $u_\infty(p)$ определяются по формуле (2.71). Полагая r = 1, получим

$$u_\infty(p) = \frac{(1-\beta)(\sigma_{сж} - \sigma_0)}{2M_0} + \left[\varepsilon_{\theta 12}(t) + \frac{(1+\beta)(\sigma_{сж} - \sigma_0)}{2M_0}\right] r_{23}^2. \quad (2.123)$$

Радиус области остаточной прочности r_{23} определяется из формулы (2.112), а величина ρ — из (2.63).

Несколько сложнее определяются начальные смещения u_0. Если для крепления выработки используются сплошные конструкции из бетонных блоков, железобетонных или

чугунных тюбингов, устанавливаемых непосредственно в забое, то смещение u_0 следует определять по формуле (2.117). Если же постоянная крепь капитальной выработки возводится с отставанием, а участок от нее до забоя поддерживается временной крепью (например, рамной податливой), то при определении u_0 следует учитывать смещения, развивающиеся в результате разрушения пород. Приближенную оценку начальных смещений в этом случае можно осуществить по формуле

$$u_0 = \frac{(1-\beta)(\sigma_{сж} - \sigma_0)}{2M_0} + \left[\varepsilon_{\theta 12}(t) + \frac{(1+\beta)(\sigma_{сж} - \sigma_0)}{2M_0} \right] r_{23}^2(p_{вр}), \quad (2.124)$$

где $r_{23}(p_{вр})$ — радиус области остаточной прочности, определенный по формуле (2.73) с подстановкой несущей способности временной крепи $p = p_{вр}$, определяемой из условия

$$p_{вр} = p_{опт}, \quad (2.125)$$

здесь $p_{опт}$ — оптимальная несущая способность крепи, порядок определения которой будет изложен ниже.

В качестве примера оценим нагрузку на сборную кольцевую крепь из бетонных блоков с характеристикой жесткости $k_0 = 0{,}2 \cdot 10^4$ МПа/м, устанавливаемую в горизонтальной выработке радиусом $R_в = 1{,}7$ м непосредственно в забое $l = 0{,}25\ R_в$. Крепь собирается из 12 элементов (блоков), толщина которых составляет 0,2 м, зазоры в стыках — $\Delta = 0{,}002$ м. Забутовочный слой между крепью и породой имеет толщину 0,1 м. Выработка сооружается в однородных породах, имеющих следующие механические характеристики: $\gamma = 2{,}9 \cdot 10^{-2}$ МН/м^3; $\sigma_{сж} = 30$ МПа; $\sigma_{сж\infty} = 25$ МПа; $\rho = 30°$; $E_0 = 1{,}5 \cdot 10^4$ МПа; $E_\infty = 10^4$ МПа; $\alpha = 1{,}5$; $\alpha t_0 = 30$ сут; $t = 1$ сут; $f_1 = 1$; $f_2 = 0{,}5$; $M_0 = 3 \cdot 10^4$ МПа; $M_\infty = 2{,}5 \cdot 10^4$ МПа; $\beta = 4$; $\sigma_0 = 0$.

Начальное напряженное состояние массива принимается равнокомпонентным, $q = 25$ МПа.

Решение уравнения (2.115) выполним графическим способом. Для этого сначала определим его слагаемые: $u_0 = 0{,}0022$ м; $u_1 = 0{,}025$ м; $u_2 = 0{,}0038$ м; $u(p) = 5 \cdot 10^{-4}$ м. Подставляя исходные в формулу (2.112), определим сначала $r_{23} = \dfrac{1{,}418}{\sqrt{p}}$, а затем, подставляя это значение в (2.123), получим выражение $u_\infty(p) = \dfrac{129{,}69}{p \cdot 10^4}$, пользуясь которым построим кривую *1* на рис. 2.40. Отложив от начала координат значение $u_0 + u_1 + u_2 = 0{,}031$ м (величину $u(p)$ ввиду малости можно не учитывать), построим график *2*. Точка пересечения 0_1 определит искомую нагрузку $p = 0{,}425$ МПа.

Анализируя полученные результаты с точки зрения возможных путей снижения действующей нагрузки, можно сделать следующие выводы. Причинами высокой нагрузки на крепь являются, с одной стороны, образование вокруг выработки области руинного разрушения пород ($\sigma_0 = 0$), которая резко интенсифицирует процессы смещений пород, с другой — недостаточная конструктивная податливость крепи.

Попытку предотвращения образования области руинного разрушения путем увеличения несущей способности крепи вряд ли можно признать целесообразной. В рассмотренном примере для этого пришлось бы установить крепь с несущей способностью $p = 1{,}4$ МПа, что резко бы увеличило ее материалоемкость, а следовательно, и стоимость.

Очевидно, что наиболее рациональным решением в данном случае является увеличение конструктивной податливости крепи. Так, например, при увеличении смещений за счет деформаций в стыках между отдельными блоками всего на 3 см (это достигается путем установки спе-

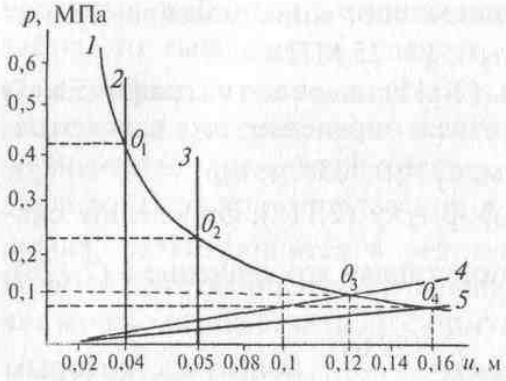


Рис. 2.40. Графики для определения оптимальной податливости крепи

циальных прокладок) нагрузка на крепь уменьшается почти в 2 раза (точка 0_2 на рис. 2.40). Казалось бы логичным в данной ситуации применение крепи с возможно большей податливостью, однако закономерности реализации геомеханических процессов накладывают на такое решение определенные ограничения. Рассмотрим этот вопрос подробнее.

Увеличение податливости крепи позволяет снизить действующие на нее нагрузки, а следовательно, и ее требуемую несущую способность. Однако с уменьшением сопротивления крепи увеличиваются размеры области руинного разрушения пород, определяющей нагрузку при сплошном сводообразовании. Поэтому при определенной податливости крепи может возникнуть такое положение, при котором нагрузка от веса пород в пределах области руинного разрушения станет равной несущей способности крепи. Такая несущая способность крепи называется оптимальной.

Оптимальную несущую способность крепи определим из совместного решения уравнений (2.111) и (2.123). Вначале в (2.123) исключим r_{23} с помощью (2.111), а затем построим график $u(p)$, точка пересечения которого с кривой u_∞ и определит искомое значение $p_{опт}$.

На рис. 2.40 этот случай представлен графиком *4* (точка 0_3). Действительно, при установке крепи с меньшей жесткостью (график *5*) первичная нагрузка от взаимодействия крепи со смещающимися породами будет меньше (точка 0_4), но вместе с тем уменьшение несущей способности крепи с p = 0,104 МПа (точка 0_3) до p = 0,085 МПа

(точка 0_4) приводит к соответствующему увеличению радиуса области руинного разрушения r_{23} с 4,39 до 4,86. Обрушающиеся при этом породы формируют вторичную нагрузку на крепь (2.111) p = 0,189 МПа, т. е. в 1,8 раза большую, чем при оптимальной несущей способности крепи.

В рассмотренном нами примере принят вариант крепления сборной блочной крепью, способной сразу же после возведения воспринимать нагрузку, а потому устанавливаемой непосредственно в забое. Этим самым исключается необходимость временного крепления выработки. Это одновременно и достоинство и недостаток.

Технически задача может быть решена иначе: вначале выработка крепится арочной податливой крепью. В этом случае определенная часть смещений развивается до возведения постоянной крепи, и окончательная нагрузка на нее будет существенно меньше, чем в первом варианте. Вместе с тем возрастает трудоемкость работ по креплению выработки, поэтому окончательный выбор варианта крепления должен производиться на основе технико-экономического анализа.

При образовании вокруг выработки только области запредельного деформирования смещения $u_\infty(p)$ определяются по выражению (2.61), где следует положить r = 1:

$$u_\infty(p) = 2\varepsilon_{\theta 12}(t)\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\beta+1}(r_{12}^{\beta+1} - 1)\right]. \qquad (2.126)$$

Радиус области запредельного состояния r_{12} в этом случае может быть найден из решения трансцендентного уравнения (2.74). Смещения u_0 и $u(p)$ определяются в соответствии с вышеизложенными рекомендациями.

Нагрузку на крепь определим из решения уравнения (2.115) после подстановки в него (2.117), (2.118) и (2.126). Весьма наглядным является графическое представление этого решения, которое выполняется следующим образом. Вначале задаются некоторыми произвольными значениями:

$$u_\infty(p)_1, \text{ т. е. } u_\infty(p)_1 < u_\infty(p)_2 < u_\infty(p)_3 \ \ldots \ < u_\infty(p)_n,$$

причем $u_\infty(p)_1$ должно быть больше значения, определяемого по формуле (2.126) при $r_{12} = 1$.

Подставляя последовательно принятые значения $u_\infty(p)$ в выражение (2.126), его решают относительно r_{12}, получая соответственно значения $r_{12}(1)$, $r_{12}(2)$, $r_{12}(3)$, $r_{12}(n)$. Затем полученные значения r_{12} последовательно подставляют в выражение (2.74) и решают его относительно p, получая $p_1, p_2, p_3, \ldots, p_n$. Для удобства результаты заносят в таблицу (табл. 2.10).

Таблица 2.10

$u_\infty(p)$	$u_\infty(p)_1$	$u_\infty(p)_2$	$u_\infty(p)_3$	$u_\infty(p)_n$
r_{12}	$r_{12}(1)$	$r_{12}(2)$	$r_{12}(3)$	$r_{12}(n)$
p	p_1	p_2	p_3	p_n

По этим данным строят график $p = f_1[u_\infty(p)]$.

По формуле (2.117) вычисляют значения u_0 и откладывают их от начала координат по оси $u_\infty(p)$. Из точки $u_\infty(p) = u_0$, как из начала координат, строят кривую $p = f_2[u(p)]$. Для этого в выражение (2.118) последовательно подставляют из табл. 2.11 значения $u_\infty(p)$ и решают его относительно p.

Решением уравнения (2.115) будет точка пересечения графиков $p = f_1[u_\infty(p)]$ и $p = f_2[u(p)]$. Приведенные аналитические методы определения нагрузки на крепь позволяют проанализировать ее зависимость от механических свойств массива и конструктивных параметров выработки в широком диапазоне влияющих факторов.

Изложенная выше методика определения нагрузки на крепь при формировании ее в условиях совместного деформирования крепи и массива была реализована в нормативном документе [13]. Ниже изложены соответствующие нормативные рекомендации.

Расчетную нагрузку на все виды крепей протяженных капитальных горизонтальных выработок, за исключением рамных податливых, следует определять раздельно в вертикальном (кровля и почва) и горизонтальном (бока) направлениях по формуле

$$p = \gamma_f k_н m_в p^n, \qquad (2.127)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимается по табл. 2.11;

Таблица 2.11

Смещение u, мм, определяемое по формуле (2.97)	Коэффициент γ_f	
	Главные вскрывающие выработки	Магистральные и другие выработки
До 50	1,25	1,1
Свыше 50 до 200	1,1	1,05
Свыше 200 до 500	1,05	1,0
Свыше 500	1,0	1,0

$k_н$ — коэффициент, учитывающий назначение выработки (для главных вскрывающих выработок — $k_н = 1{,}1$, для остальных — $k_н = 1$); $m_в$ — коэффициент, учитывающий влияние различных способов проведения выработки (при буровзрывном — $m_в = 1$, при комбайновом — значение $m_в$ приведено ниже в зависимости от величины отношения расчетной глубины размещения выработки $H_р$ к расчетной прочности пород $R_{сж}$); p^n — нормативная нагрузка, определяемая по графику на рис. 2.41.

$H_р/R_{сж}$	До 1,6	Свыше 1,6 до 2,0	Свыше 2,0 до 2,5	Свыше 2,5
$m_в$	0,6	0,8	0,9	1,1

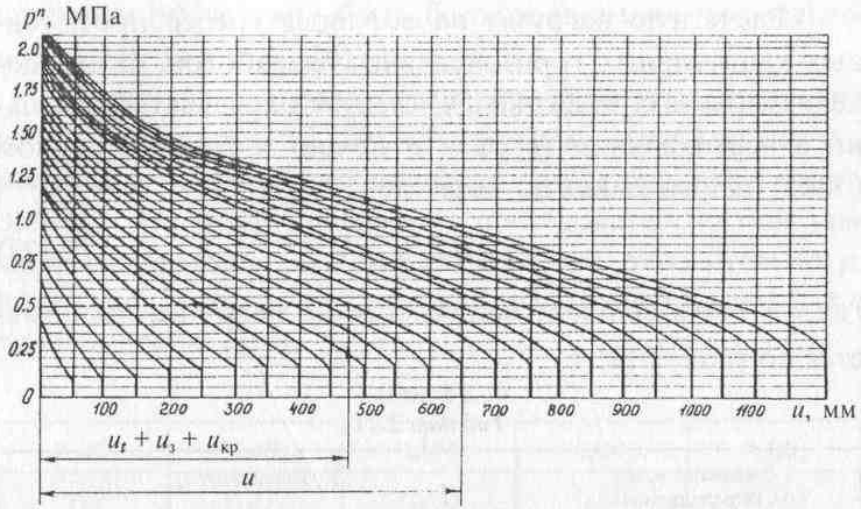


Рис. 2.41. График для определения нормативной нагрузки p^n

Определение p^n, МПа, ведут в следующей последовательности. Сначала по оси смещений u, мм, от начала координат откладывают суммарное смещение:

$$u_t + u_з + u_{кр}, \qquad (2.128)$$

где u_t — смещение породного контура до установки крепи,

$$u_t = uk_t, \qquad (2.129)$$

здесь u — максимальные смещения за весь срок службы выработки, определяются по формуле (2.97) при $k_t = 1$; k_t — коэффициент, учитывающий время возведения крепи t и определяемый по графикам на рис. 2.32, *б* в зависимости от значения отношения $H_р/R_{сж}$; $u_з$ — смещения от сжатия забутовочного материала,

$$u_з = 0{,}25d_з, \qquad (2.130)$$

$d_з$ — толщина слоя забутовочного материала; $u_{кр}$ — конструктивная податливость крепи с учетом усадки и ползучести бетона в монолитных конструкциях (последняя составляет 20 мм для однопутных и 40 мм для двухпутных выработок). Затем из точки, характеризующей суммарное смещение ($u_t + u_з + u_{кр}$), восстанавливают перпендикуляр до пересечения с кривой $p^n(u)$, соответствующей максимальному смещению породного контура, определяемому по формуле (2.97). Проекция точки пересечения на ось ординат дает искомое значение нормативной нагрузки p^n.

Расчетная нагрузка на 1 м выработки для рамных податливых крепей:

со стороны кровли и почвы

$$p = \gamma_f k_н m_в b p^n, \qquad (2.131)$$

со стороны боков

$$p = \gamma_f k_н m_в h p^n, \qquad (2.132)$$

где b и h — соответственно ширина и высота выработки в проходке; p^n — соответствующая нормативная нагрузка (см. рис. 2.41).

Расчетную нагрузку на крепь выработок камерного типа при отношении их длины к ширине более 5 определяют по формуле (2.127). Для камер ограниченной длины, когда указанное условие не выполняется, расчетную нагрузку определяют по формуле

$$p_к = k_{сн} k_{вк} p, \qquad (2.133)$$

где p — расчетная нагрузка, определяемая по формуле (2.127); $k_{сн}$ — коэффициент снижения нагрузки на крепь, определяемый по табл. 2.12 в зависимости от категории устойчивости пород и отношения длины камеры $l_к$ к ее ширине $b_к$; $k_{вк}$ — коэффициент влияния выработок, примыкающих к длинной стороне камеры, определяемый в зависимости от соотношения ширины камеры $b_к$ и примыкающей выработки $b_в$ по табл. 2.13.

Таблица 2.12

$l_к/b_к$	Категория устойчивости				$l_к/b_к$	Категория устойчивости			
	I	II	III	IV		I	II	III	IV
1	0,5	0,5	0,5	0,5	4	0,93	0,99	1,0	1,0
2	0,69	0,81	0,88	0,95	5	1,0	1,0	1,0	1,0
3	0,83	0,92	0,97	1,0					

Таблица 2.13

Вариант примыкания выработки	$k_{вк}$ при $b_к/b_в$			
	1	2	3	4
Одностороннее	1,4	1,2	1,1	1,05
Двустороннее	1,6	1,3	1,15	1,1

Глава 3

ИНЖЕНЕРНЫЕ ЗАДАЧИ ГЕОМЕХАНИКИ ПРИ ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

3.1. ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ НЕЗАКРЕПЛЕННЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

3.1.1. Определение допустимого пролета незакрепленных выработок

Запредельное деформирование и разрушение породных массивов наблюдается прежде всего в кровле выработок. Разрушение кровли выработок реализуется практически всегда, если не сразу после обнажения кровли, то со временем по мере снижения прочности обнаженных пород. Однако масштабы этого разрушения могут быть различными: в одних случаях разрушение реализуется в виде незначительного «шелушения» кровли, не нарушающего нормальной эксплуатации выработки в незакрепленном состоянии, т. е. не нарушающего устойчивости кровли и выработки; в других случаях разрушение приобретает такие масштабы, что приводит к потери устойчивости кровли и выработки в целом. В таких случаях единственным мероприятием по снижению масштабов разрушения является ограничение пролета кровли выработки. Таким образом, конечной целью расчета кровли выработок является определение их допустимого пролета по соображениям безопасности. В соответствующей литературе [10] эта задача известна как задача о допустимом пролете незакрепленной горной выработки.

Для решения задачи требуется анализ процессов разрушения кровли выработок. Разнообразие горно-геологических ситуаций затрудняет разработку универсальной модели процессов разрушения кровли. Вместе с тем натурные наблюдения показывают, что обычно реализуются два механизма разрушения кровли: в тонкослоистых неоднородных массивах разрушение кровли реализуется в виде формирования локальных областей мелкоразрушенных пород с последующим вывалообразованием, масштабы или размеры которого определяют устойчивость кров-

ли; в крупнослоистых породных массивах (например, слой непосредственной и основной кровли) разрушение реализуется в виде трещинообразования и отслоения породных блоков, размеры которых характеризуют устойчивость кровли. Возможны такие случаи, когда оба механизма разрушения кровли реализуются одновременно. Остановимся более подробно на модельном представлении и качественной оценке геомеханических процессов, соответствующих первому механизму разрушения кровли.

При рассмотрении первого механизма разрушения основным количественным параметром является объем вывалообразования, а критерием устойчивости кровли — требование, чтобы расчетный объем вывалообразования V не превосходил допустимый объем вывалообразования $V_д$, назначаемый по условиям безопасности эксплуатации выработки, т. е.

$$V \le V_д. \qquad (3.1)$$

Расчетный объем вывалообразования определяется механическими свойствами породного массива, его начальным напряженным состоянием, технологией сооружения и геометрическими размерами выработки. Одним из таких размеров является пролет выработки l, т. е.

$$V = V(l). \qquad (3.2)$$

Допустимый объем вывалообразования $V_д$ определяется эксплуатационным назначением выработки. Некоторые рекомендации по определению $V_д$ приведены в работе [10]. Здесь необходимо заметить, что количественные оценки объема вывалообразования обычно осуществляются в протяженных горизонтальных выработках, где анализ геомеханических процессов выполняется методами решения плоской задачи в постановке плоской деформации (см. подразд. 2.1). При такой расчетной схеме объем вывало-

образования представляется как площадь вывалообразования в поперечном сечении выработки, умноженная на единичный размер по продольной оси выработки. Поэтому при проверке условия (3.1) сопоставляются площади вывалообразования, т. е. V и $V_д$ имеют размерность м^2. Приведем некоторые рекомендации по определению $V_д$, заимствованные из работы [10]: в выработках, где размещаются люди, $V_д < 0{,}001$ м^2; в выработках исключительно транспортного назначения, для размещения оборудования и в напорных гидротехнических тоннелях $0{,}001 \le V_д < 0{,}01$; в безнапорных гидротехнических тоннелях $0{,}01 \le V_д < 0{,}1$; в вентиляционных выработках $0{,}1 \le V_д < 1$.

Если учесть выражение (3.2), то расчет кровли из условия (3.1) в конечном счете дает решение основной практической задачи — определение допустимого пролета кровли $l_д$ незакрепленной выработки, т. е.

$$l \le l_д. \qquad (3.3)$$

Таким образом, основная трудность расчета заключается в определении $V = V(l)$. Рассмотрим методические подходы к решению этой задачи.

Вывалообразование в горных выработках в рамках первого механизма разрушения обычно развивается по следующей схеме: разрушение на контуре выработки — распространение разрушения в глубину породного массива — образование области разрушенных пород — ее обрушение под действием собственного веса горных пород в выработанное пространство.

Разрушение на контуре выработки следует ожидать в пределах тех участков контура, где действующие сжимающие или растягивающие напряжения (по нормальным к контуру площадкам) превосходят прочность горных по-

род соответственно на одноосное сжатие или растяжение. При буровзрывной выемке пород, когда контур выработки имеет технологические неровности, на участках впадин (положительная кривизна контура) наблюдается концентрация сжимающих напряжений, а на участках породных выступов (отрицательная кривизна контура) — деконцентрация сжимающих и появление растягивающих напряжений, которые представляют особую опасность, так как прочность горных пород на растяжение обычно в десять раз меньше прочности на сжатие. При комбайновой выемке пород, когда контур выработки имеет «гладкое» проектное очертание, сжимающие напряжения концентрируются в угловых точках выработки, а растягивающие — в середине пролета кровли.

Необходимо подчеркнуть, что разрушение пород на контуре выработки приводит к изменению кривизны контура и, следовательно, к перераспределению напряжений, что является причиной дальнейшего развития процесса разрушения. Так, разрушение горных пород от концентрации сжимающих напряжений в вершинах впадин, ограничивающих с двух сторон породный выступ, приводит к появлению растягивающих напряжений на выступе и его разрушению. При разрушении выступа две соседние впадины сливаются и образуется одна большая впадина с увеличенным участком концентрации сжимающих напряжений, что является причиной ее дальнейшего разрушения. Аналогичным образом на «гладком» контуре разрушение от сжимающих напряжений начинается в угловых точках выработки. При этом увеличивается концентрация растягивающих напряжений в середине пролета кровли и разрушение начинается на этом участке, что в свою очередь вызывает перераспределение растягивающих напряжений и последующее разрушение на участках, отстающих на одну четверть пролета от боков выработки.

Процесс разрушения контура кровли продолжается до тех пор, пока контур не занимает такое очертание в массиве, что условие прочности соблюдается по причине малых действующих напряжений или по причине высокой прочности самих горных пород.

Описанная форма разрушения наблюдается в том случае, если разрушенная порода сразу отслаивается от массива, не создавая реактивного сопротивления перемещениям вновь образовавшегося контура в выработку. Иными словами, если разрушение рассматривается только на контуре в условиях одноосного сжатия или растяжения (нормальное напряжение по продольной оси выработки при этом обычно не учитывается).

В действительности, часто реализуется такая форма разрушения: в приконтурном породном массиве образуется область, заполненная разрушенной породой, создающей реактивное сопротивление перемещениям неразрушенного массива. В этом случае разрушение происходит в условиях объемного напряженного состояния, и количественная его оценка может быть получена, например, с использованием условия прочности Мора, когда ответственными за разрушение будут касательные или растягивающие напряжения. Образовавшаяся таким образом область разрушенных пород в кровле выработки будет сохраняться до тех пор, пока силы собственного веса не превосходят сил сцепления разрушенных пород. При нарушении этого условия происходит вывалообразование.

Необходимо заметить, что две описанные формы разрушения кровли реализуются, как правило, одновременно. Поэтому рассмотренная качественная картина вывалообразования представляется весьма сложной при ее математическом описании. В настоящее время разработаны и применяются при проектировании выработок упрощенные модельные представления процесса вывалообразования, позволяющие получить достаточно надежные количественные оценки.

Наиболее наглядным и доступным для практического использования является описанный в подразд. 2.4.2 метод упругого наложения. Сущность его заключается в сопоставлении напряжений в породном массиве, которые получаются из решения задачи методами теории упругости, с распределением прочностных характеристик в массиве. В результате сопоставления определяются области массива, где условие прочности горных пород не выполняется, которые трактуются как области разрушения, охваченные вывалообразованием.

Совершенно очевидным недостатком такого метода является то, что не учитывается перераспределение напряжений в процессе разрушения породного массива. Отмеченный недостаток компенсируется ясностью физической основы метода упругого наложения и простотой вычислительных операций.

Существуют два варианта этого метода: упругое наложение напряжений и прочностных характеристик только на контуре выработки; упругое наложение поля напряжений и условий прочности горных пород в массиве, включая также контур выработки. Первый вариант метода разработан до уровня практического использования при проектировании Г.Г. Литвинским и сводится к построению паспорта прочности контура горной выработки, как это было изложено в подразд. 2.4.2, по отдельным точкам контура. В этих точках строгими или приближенными методами теории упругости определяются нормальные напряжения, действующие по площадкам, нормальным к контуру выработки, так называемые нормальные тангенциальные напряжения на контуре выработки. Затем по результатам экспериментальных исследований оценивается прочность горных пород на одноосное сжатие и растяжение в указанных точках контура. Координаты точек контура выработки, действующие в них напряжения и прочностные характеристики пород являются исходными данными для построения паспорта прочности кровли (см. рис. 2.36, *б*).

В результате построения паспорта прочности определяется длина разрушенных участков контура кровли выработки, которую обозначим s (м). Для дальнейших расчетов ее целесообразно выразить в единицах пролета выработки, т. е. записать в виде

$$s = s^* l, \tag{3.4}$$

где s^* — безразмерная длина разрушенных участков контура.

Совершенно очевидно, что разрушение, начавшееся на контуре кровли, будет охватывать некоторую область приконтурного породного массива. Чтобы оценить размеры этой области и, следовательно, объем вывалообразования, можно в первом приближении считать, что на участках разрушения образуются вывалы параболического очертания. Высота последних, согласно гипотезе М.М. Протодьяконова, определяется по выражению (2.107), которое в принятых обозначениях имеет вид

$$h_{\text{в}} = \frac{s}{2f}, \tag{3.5}$$

где f — коэффициент крепости пород на участке разрушения. Тогда объем вывалов параболического очертания в кровле приближенно записывается так:

$$V = \frac{2}{3} s h_{\text{в}} = \frac{1}{3} \frac{s^2}{f},$$

или с учетом выражения (3.4)

$$V = \frac{1}{3f} s^{*2} l^2. \tag{3.6}$$

Подставив выражение (3.6) в основное условие устойчивости кровли (3.1), получим выражение вида (3.3) для

определения допустимого пролета незакрепленной выработки

$$l \le l_д = \frac{\sqrt{3fV_д}}{s^*}. \qquad (3.7)$$

Пример расчета. Рассмотрим условия примера расчета, приведенного в подразд. 2.4.2. Определим допустимый пролет незакрепленной выработки сводчатого очертания, имеющей ширину l = 5 м, высоту 4,5 м, площадь поперечного сечения 19,8 м^2, периметр 16,8 м, в том числе сводчатой части 7,8 м (см. рис. 2.36, *а*), расположенный на глубине h = 400 м в породах с прочностью на одноосное сжатие породного образца $\sigma_{сж}$ = 83 МПа и массива $\sigma_{сж}$ = = 44 МПа, в кровле которой залегает слой алевролита с прочностью образца $\sigma_{сж}$ = 64 МПа и массива $\sigma_{сж}$ = 32 МПа. Назначение выработки — вентиляционная, для которой допустимый объем вывалообразования $V_д$ = 0,1 м^2. Построение соответствующего паспорта прочности контура выработки выполнено в подразд. 2.4.2 и показано на рис. 2.36, *б*. В результате определен участок разрушения кровли s = 0,4 м.

Определяем безразмерный участок разрушения по соотношению (3.4):

$$s^* = \frac{s}{l}, \quad s^* = 0{,}08,$$

соответствующий коэффициент крепости алевролита в массиве

$$f = 0{,}1\sigma_{сж} \approx 3,$$

и по формуле (3.7) — допустимый пролет незакрепленной выработки

$$l_д = \sqrt{\frac{3 \cdot 3 \cdot 0{,}1}{0{,}08}} \approx 3{,}35 \text{ м}.$$

При эксплуатации выработки по другому назначению, например для размещения горнорабочих, ее необходимо крепить, рассчитывая конструкцию крепи на нагрузку от локального вывалообразования 0,0011 МПа, как это было определено в подразд. 2.4.2.

3.1.2. Прогнозирование долговременной устойчивости выработок*

Разработанный авторами учебника общий принцип классификации устойчивости выработок по развитию характерных областей деформирования и разрушения в приконтурном массиве позволяет подойти к оценке долговременной устойчивости и срока службы выработок, что сформулировано в работе В.Г. Хлопцова.

В рамках геомеханической модели породного массива, учитывающей эффекты разрушения на запредельной стадии и релаксационные явления на допредельной стадии деформирования (см. подразд. 2.1.3), развивающийся во времени процесс разрушения массива представляется как движение фронта разрушения от контура выработки в глубь массива с последовательным образованием на контуре областей допредельного *1*, запредельного деформирования *2*, остаточной прочности *3* и переходом выработки из устойчивого в неустойчивое состояние согласно классификации, приведенной в подразд. 2.4.1.

Движение фронта разрушения можно фиксировать в натурных условиях непосредственно по результатам глубинных реперных замеров, что представляется весьма трудоемким, либо косвенно по смещениям контура выработки, что является достаточно грубой оценкой. Расчетное прогнозирование положения фронта разрушения можно осуществить, используя уравнение (2.73). В конечном счете представляется возможным оценить долговременную

* Подраздел написан при участии В.Г. Хлопцова.

устойчивость и выбрать паспорт крепления выработки. Используя то же уравнение (2.73), можно определить срок службы выработки при заданном уровне ее устойчивости по эксплуатационным соображениям. Последняя постановка задачи чаще всего используется при проектировании подземных сооружений промышленного назначения.

Прогнозирование долговременной устойчивости выработки при заданном сроке службы $t = t^*$ по уравнению (2.73) сводится к решению этого уравнения относительно $r_{12}(t^*)$ и $r_{23}(t^*)$. При этом рассматривается незакрепленная выработка, т. е. $p = 0$, откуда следует, что в случае образования области руинного разрушения при остаточной прочности $\sigma_0 = 0$ выработка будет сильно неустойчивой (IV категория устойчивости). В зависимости от соотношения между $r_{12}(t^*)$ и $r_{23}(t^*)$ устойчивость выработки можно классифицировать следующим образом: устойчивая (I категория устойчивости) — $r_{12}(t^*) < 1$, $r_{23}(t^*) < 1$, т. е. существует только область *1*; среднеустойчивая (II категория устойчивости) — $r_{12}(t^*) \geq 1$, $r_{23}(t^*) < 1$, т. е. существуют области *1* и *2*; неустойчивая (III категория устойчивости) — $r_{12}(t^*) > 1$, $r_{23}(t^*) \geq 1$, т. е. существуют области *1*, *2* и *3*.

Для расчета необходимо располагать данными о приведенном радиусе выработки $R_в$, уровне начального напряженного состояния вмещающего массива q и данными о следующих механических свойствах вмещающих горных пород: $\sigma_{сж}$ — мгновенный предел прочности на одноосное сжатие; $\sigma_{сж\infty}$ — длительный предел прочности на одноосное сжатие; σ_0 — остаточная прочность горных пород; E_0 — мгновенный (динамический) модуль деформации; M_0 — мгновенный модуль спада; β — удвоенная величина коэффициента поперечной деформации на запредельной стадии деформирования; ρ — угол внутреннего трения; t_0 — время релаксации напряжений. Перечисленные характеристики механических свойств некоторых горных пород приведены в табл. 3.1.

Пример расчета. Рассмотрим выработку кругового поперечного сечения с $R_в = 2$ м и сроком службы 20 лет в карналлитовом массиве, имеющем уровень начального напряженного состояния $q = 3{,}3$ МПа и расчетные механические характеристики с учетом коэффициентов структурного ослабления: $\sigma_{сж} = 6{,}3$ МПа; $\sigma_{сж\infty} = 2{,}7$ МПа; $\sigma_0 = 0{,}4$ МПа; $E_0 = 800$ МПа; $M_0 = 1240$ МПа; $\beta = 4{,}3$; $\rho = 36°$; $t_0 = 10^5$ с. Из уравнения (2.73) при $p = 0$ находим $r_{23} = 1{,}4$; $r_{12} = 1{,}7$, т. е. механическое состояние вмещающего массива вокруг выработки через 20 лет ее эксплуатации характеризуется III категорией устойчивости, как неустойчивое.

Положение фронта разрушения r_{12} приближенно можно оценить по формуле (2.75), положив $p = 0$. При тех же исходных данных получим $r_{12} = 1{,}9$, что несколько превышает приведенное выше значение ($r_{12} = 1{,}7$), но позволяет достаточно обоснованно оценить долговременную устойчивость выработки.

Таблица 3.1

Порода	$\sigma_{сж}$, МПа	$\sigma_{сж\infty}$, МПа	σ_0, МПа	$E_0 \cdot 10^{-4}$, МПа
Мрамор	60—300	40—200	15	5—15
Гранит	80—250	50—170	30	2,4—6,4
Аргиллит	20—150	13—100	7	1—4,5
Алевролит	40—100	27—65	5	1—3
Песчаник	70—100	40—56	6	0,2—0,4
Известняк	40—200	30—140	10	3—9
Известняк пильный	7—20	4,5—8	0,7	0,7—4
Каменная соль	20—28	16—20	1	0,2—1,2
Карналлит	6—12	3—6	0,4	0,08—0,2
Гипс	22—25	15—17	4	0,7—4
Ангидрит	27—30	18—20	6	2—4

Окончание табл. 3.1

Порода	$M_0 \cdot 10^{-4}$, МПа	β	ρ, градус	t_0, с
Мрамор	3—9	4	32	$2 \cdot 10^6$
Гранит	4—15	7	35	—
Аргиллит	2,5—11	8	30	10^5
Алевролит	10—30	14	30	10^5
Песчаник	0,1—0,2	3	38	10^6
Известняк	4—11	4	27	$2 \cdot 10^6$
Известняк пильный	0,2—2	2,5	23	10^8
Каменная соль	0,2—1,2	—	30	10^7
Карналлит	0,11—0,3	4,5	36	10^5
Гипс	0,2—2	7	35	$2 \cdot 10^5$
Ангидрит	2,5—5	14	35	$2 \cdot 10^5$

3.1.3. Определение допустимого расстояния между двумя параллельными выработками

Данная задача является достаточно простой, но очень важной для правильного проектирования взаиморасположения горных выработок. Близкое расположение горных выработок накладывает друг на друга геомеханические процессы деформирования и разрушения горных пород, вызванные проведением каждой из них, и интенсифицирует их развитие. В результате этого смещения породного контура каждой выработки возрастают в несколько раз и для обеспечения их устойчивости требуется применение более мощных и дорогих конструкций крепи. Разумеется, речь не идет о том случае, когда близкое взаиморасположение горных выработок диктуется техническими и технологическими условиями.

Согласно [13, 14] горизонтальные и наклонные горные выработки, как правило, должны располагаться на расстояниях L_g, исключающих их взаимное влияние:

$$L_g \geq (b_1 + b_2)k_L, \qquad (3.8)$$

где $b_1 + b_2$ — суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке, м; k_L — коэффициент, зависящий от расчетной глубины расположения выработок $H_р$, расчетного сопротивления вмещающих пород сжатию $R_с$, угла залегания пород α и направления выработок относительно простирания пород (табл. 3.2).

Пример расчета. Определить расстояние L_g между двумя параллельными наклонными выработками шириной в проходке $b_1 = 5$ м и $b_2 = 4{,}5$ м. Угол залегания пород $\alpha = 15°$. Максимальная глубина расположения составляет $H_р = 1150$ м, расчетное сопротивление вмещающих пород сжатию $R_с = 40$ МПа.

Таблица 3.2

Расчетная глубина расположения выработки от поверхности $H_р$, м	Коэффициент k_L при расчетном сопротивлении $R_с$, МПа							
	для выработок по простиранию				для выработок вкрест простирания			
	30	60	90	120	30	60	90	120
До 300	3,0 / 2,5	1,8 / 1,6	1,5 / 1,3	1,2 / 1,0	1,0	1,5	1,2	1,0
300—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
900—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
Свыше 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

Примечания. 1. В числителе k_L для выработок с $\alpha \leq 35°$, в знаменателе — при $\alpha > 35°$. 2. Для выработок, расположенных под углом к простиранию, k_L принимают как среднее между значениями по простиранию и вкрест простирания. 3. Для наклонных выработок k_L принимают как для горизонтальных, проведенных по простиранию.

Так как выработки наклонные, то значение k_L определяем по табл. 3.2 как для горизонтальных, проведенных по простиранию $\alpha < 35°$. Следовательно, значение k_L определяем по числителю дроби. Для $H_р$ = 1150 м, т. е. в диапазоне 900 ÷ 1200 м находим, что при $R_с$ = 30 МПа k_L = 5,0, а для $R_с$ = 60 МПа k_L = 3,5. Для $R_с$ = 40 МПа значение k_L находим путем интерполирования:

$$k_L = 0{,}5 - \frac{(5{,}0-3{,}5)(40-30)}{60-30} = 4{,}5;$$

$$L_g \geq (5 + 4{,}5)4{,}5 = 42{,}75 \text{ м}.$$

Таким образом, расстояние между двумя наклонными выработками, исключающее их влияние друг на друга, должно быть более 42,75 м.

Аналогичным образом определяют коэффициент воздействия других выработок $k_в$ при определении категории устойчивости пород в случае, если расстояние между двумя параллельными выработками L жестко задано по горнотехническим факторам:

$$k_в = \frac{b_1 + b_2}{L} k_L. \qquad (3.9)$$

3.1.4. Определение параметров способа предотвращения пучения почвы взрывной разгрузкой пород с последующим их упрочнением

В породах III и IV категорий устойчивости по СНиП [13] обязательно применение кольцевых крепей или крепей с обратным сводом. Проведение горных выработок такой формы весьма трудоемко и резко снижает (до 25 %) производительность труда и скорость проведения выработок. Допускается проведение выработок с поперечным сечением арочной формы с обязательными мероприятиями по предотвращению пучения почвы выработок. Одним из

наиболее эффективных и широко применяемых на практике является разработанный в Коммунарском горно-металлургическом институте способ АРПУ — активная разгрузка пород почвы путем их разрыхления камуфлетным взрыванием и последующим выполнением упрочнения разрыхленной массы нагнетанием в скважины цементного раствора, чем обеспечивается образование в почве выработки необходимого упрочненного обратного свода.

Способ АРПУ применяется в породах III и IV категорий устойчивости при $H_р / R_с \geq 16$, где $H_р$ — расчетная глубина расположения выработки, м; $R_с$ — расчетное сопротивление пород почвы сжатию, МПа. Способ не следует применять в обводненных породах почвы.

Расчетное сопротивление сжатию упрочненного массива составляет

$$R_у = (0{,}2 \div 0{,}3)R, \qquad (3.10)$$

где R — сопротивление породы почвы одноосному сжатию в образце, МПа. Здесь минимальное сопротивление относится к более прочным породам с $R_с \geq$ ~ 50 МПа, а максимальное — к породам с $R_с <$ 50 МПа.

Работы по взрывной разгрузке и упрочнению пород включают в себя:

- бурение шпуров в почве выработки и взрывание в них камуфлетных зарядов;
- бурение скважин для упрочнения разгруженных от напряжений и разрыхленных пород, приготовление и нагнетание в них упрочняющего раствора.

Работы по взрывной разгрузке и упрочнению пород почвы выработки осуществляют в увязке с выполнением работ основного проходческого цикла. Время начала работ определяют по графику на рис. 2.32, *б* в зависимости от рассчитанных смещений почвы выработки $u_п$, соотно-

шения $H_р / R_с$ и исходя из того, что допустимые смещения почвы выработки $u_п^д \le 200$ мм.

Расстояние между шпурами камуфлетного взрывания C и их глубину определяют в зависимости от необходимой минимальной глубины h, м, зоны разгрузки и упрочнения пород:

$$h = \frac{b_{пр}}{2}\left(\frac{2P_n}{R_у} + 0{,}25\right), \qquad (3.11)$$

где $b_{пр}$ — ширина выработки в проходке, м; P_n — расчетная нагрузка на обратный свод, МПа, определяемая согласно [13, 14] как для абсолютно жесткой крепи.

Число рядов шпуров по ширине выработки определяют в зависимости от относительной высоты обратного свода: $h_о = h / b_{пр}$.

Относительная высота свода $h_о$	0,25 ÷ 0,5	0,5 ÷ 1	Свыше 1
Число рядов шпуров	3	2	1

Глубину шпуров принимают $l = 1{,}1h$.

Расстояние между шпурами принимают $C = 1{,}44r$, а расстояние между боком выработки и шпурами — $C_1 = 0{,}7r$, где r — радиус зоны дробления пород при взрыве камуфлетного заряда, определяемый по формуле

$$r = \sqrt{2}\,\frac{b_{пр}}{2h_{пр}}, \qquad (3.12)$$

где $h_{пр}$ — высота выработки в проходке, м.

Необходимая масса камуфлетного заряда ВВ на один шпур Q, кг, определяется по формуле

$$Q = \frac{R_р r^3}{34{,}3}, \qquad (3.13)$$

где $R_р \approx 0{,}1R_с$ — сопротивление образцов породы почвы на растяжение, МПа.

Параметры буровзрывных работ уточняются опытным путем. Если параметры шпуров и заряд выбраны правильно, то породы почвы должны быть равномерно разрыхлены и приподняты на 5—7 см при отсутствии воронок выброса.

Скважины для нагнетания упрочняющего раствора располагаются между шпурами со смещением относительно шпуров вдоль оси выработки. Для упрочнения пород применяются цементно-песчаные растворы. Оптимальное соотношение цемента и песка от 1 до 1,5. Водоцементное отношение 1 : 2. Давление нагнетания раствора в скважины не должно превышать 0,5—0,7 МПа, а сам процесс нагнетания ведется с отставанием от забоя выработки на 15—30 м. Нагнетание раствора в скважину ведется до его появления на поверхности почвы. Расход раствора для упрочнения почвы на 1 м выработки определяется по формуле

$$V_р = k_п b_{пр}(l + 0{,}7r)(k_р - 1), \qquad (3.14)$$

где $k_п$ — коэффициент возможных потерь и перерасхода раствора ($k_п$ = 1,1 ÷ 1,5); $k_р$ — коэффициент разрыхления пород ($k_р$ = 1,05 ÷ 1,1).

Пример расчета. Определить параметры способа АРПУ в штреке шириной $b_{пр}$ = 5 м, высотой $h_{пр}$ = 4 м, проведенном на глубине $H_р$ = 950 м в пучащих породах с сопротивлением в образце одноосному сжатию R = 40 МПа. Коэффициент структурного ослабления пород $K_с$ = 0,6. Величина смещений пород почвы составила по расчету $u_п$ = 650 мм. Штрек проводится буровзрывным способом.

Определим значение $R_с = RK_с = 40 \cdot 0{,}6 = 24$ МПа. Сопротивление пород почвы растяжению составляет $R_р = 0{,}1R_с = 2{,}4$ МПа.

Определяем нагрузку на обратный свод согласно подразд. 4.27 [13]. По графику на рис. 4 [13] определяем нормативную нагрузку на обратный свод $q^{н}$ = 1600 кПа = = 1,6 МПа. Расчетная нагрузка на обратный свод составит

$$q^{н} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}6 = 1{,}6 \text{ МПа}.$$

Отношение $H_р/R_с$ = 950/24 = 40 > 16, значит применение способа целесообразно.

Коэффициент влияния времени на смещения пород

$$k_t = \frac{u_п^д}{u_п} = \frac{200}{650} = 0{,}31.$$

Зная k_t и $H_р/R_с$, по графику на рис. 2.32, *б* находим максимальное время отставания работ по созданию способа от проходческих: t = 1,3 мес., т. е. способ должен быть осуществлен в ближайшие 40 суток после проведения выработки.

Расчетное сопротивление сжатию упрочненных пород находим из соотношения (3.10): $R_у = 0{,}3R$ = 12 МПа. Расчет минимальной глубины зоны разгрузки и упрочнения производим по формуле (3.11):

$$h = \frac{5}{2}\left(\frac{2 \cdot 1{,}6}{12} + 0{,}25\right) = 1{,}3 \text{ м}.$$

Так как отношение $h_о$ = 1,3/5 = 0,26, то для разгрузки пород (см. табл. 3.3) принимаем три ряда шпуров.

Требуемый радиус зоны дробления при взрыве камуфлетных зарядов ВВ определяем по формуле (3.12):

$$r = \sqrt{2}\frac{5}{2 \cdot 4} = 0{,}88 \text{ м}.$$

Необходимую массу камуфлетного заряда на один шпур находим по формуле (3.13):

$$Q = \frac{2{,}4 \cdot 0{,}88^3}{34{,}3} = 0{,}048 \text{ кг}.$$

Так как патронов ВВ меньше 200 г нет, то пересчитываем радиус зоны дробления r, используя формулу (3.13):

$$r = \sqrt[3]{\frac{34{,}3 \cdot 0{,}2}{2{,}4}} = 1{,}42 \text{ м}.$$

Длина шпуров и скважин составляет l = 1,1 · 1,3 = 1,4 м, расстояние между скважинами C = 1,44 · 1,42 = 2 м, C_1 = = 0,7 · 1,42 = 1 м.

Ориентировочный расход тампонажного раствора на 1 м выработки составит

$$V_р = 1{,}3 \cdot 5(1{,}4 + 0{,}7 \cdot 1{,}42)(1{,}1 - 1) = 1{,}56 \text{ м}^3.$$

3.2. ГЕОМЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ КРЕПЛЕНИЯ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

3.2.1. Определение категории устойчивости и выбор крепи горных выработок в соляных породах

Как отмечалось в подразд. 2.4.1, категория устойчивости соляных пород определяется в зависимости от величины смещений породного контура выработки на весь срок ее службы без крепи. В отличие от осадочных и изверженных пород формула для определения смещений соляных пород имеет вид (2.99), которую перепишем с учетом обозначений гл. 3:

$$u = 500\varepsilon_0 b_{пр}(1 + 0{,}07t)k_в, \qquad (3.15)$$

где ε_θ — относительные деформации пород за первый год службы выработки, определяемые по графикам на рис. 2.33 в зависимости от отношения расчетной глубины заложения выработки $H_р$ к расчетному сопротивлению сжатия породного массива $R_с$; $b_{пр}$ — ширина выработки в проходке, м; t — срок службы выработки t, лет; $k_в$ — коэффициент воздействия других выработок, определяется так же, как для осадочных и изверженных пород (см. подразд. 2.4.1).

Исходя из опыта разработки калийных месторождений при подсчете $H_р$ по формуле $H_р = Hk$, для Солигорского и Верхнекамского месторождений следует принимать $k = 1$, а для Калушского и Стебниковского $k = 1{,}5$.

Смещения u в выработках, расположенных в слоистых соляных породах, также определяются по формуле (3.15), но при определении ε_θ по графику на рис. 2.33 вместо расчетного R_c вводится приведенное $\overline{R}_c$, определяемое из выражения $\overline{R}_c = R_c k_{сл}$. Параметр $k_{сл}$ находится по графику на рис. 3.1 в зависимости от отношения средней толщины слоев $h_{сл}$ к половине характерного поперечного размера выработки r_0. На рис. 3.1 кривая *1* относится к расчету смещений в боках выработки, кривая *2* — в кровле и почве выработок.

Для условий Калушского месторождения формула (3.15) верна для интервала времени $1 \le t \le 10$ лет. При $t > 10$ лет смещения рассчитываются как при $t = 10$ годам.

При выборе типа крепи в соляных породах необходимо руководствоваться следующими требованиями [14]:

- в породах I категории устойчивости при смещениях кровли в однородных породах до 200 мм и в слоистых до 150 мм допускается поддержание выработок без крепи. При смещении кровли более указанных пределов необходимо устанавливать анкерную крепь;
- в однородных породах II категории устойчивости следует принимать в кровле анкерную крепь, в слоистых породах необходимо применять крепи поддерживающего типа (податливые, рамные и др.);
- в породах III и IV категорий устойчивости следует применять податливые крепи или жесткие крепи с податливыми элементами (или слоем), способные компенсировать 70 % расчетных смещений.

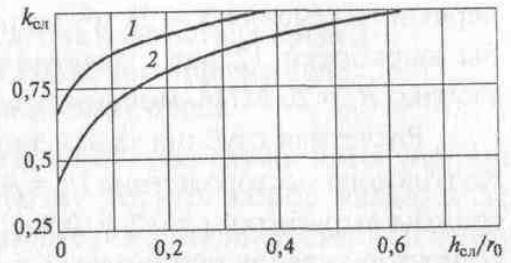


Рис. 3.1. График для определения $k_{сл}$

Поддержание протяженных капитальных выработок в соляных породах в устойчивом состоянии в породах III и IV категорий устойчивости может обеспечиваться дополнительной проходкой разгружающих выработок или щелей в сочетании с анкерной крепью. Необходимость сооружения разгружающих выработок или щелей определяется в зависимости от величины относительной деформации:

$$\varepsilon = \frac{Auh_{сл}}{b_{пр}^2} < \varepsilon_\theta, \qquad (3.16)$$

где u — ожидаемые смещения, рассчитываются по формуле (3.15), см; $h_{сл}$ — мощность слоев в кровле, см; $b_{пр}$ — ширина выработки, см; A — коэффициент, учитывающий податливость упругого защемления потолочины в бортовых целиках (для выработок прямоугольного сечения $A = 8$, для выработок кругового сечения $A = 6$).

Кровля разгружающей выработки должна быть выше кровли охраняемой выработки на 0,5 ÷ 1 м.

Разгружающие щели устраивают при невозможности или экономической нецелесообразности проведения разгружающей выработки. Наиболее эффективны разгружающие щели в кровле. Ширина щели равна ожидаемым смещениям, рассчитанным по формуле (3.15), высота (глубина) — 0,8 ÷ 1 м.

Пример расчета. Требуется определить категорию устойчивости и выбрать крепь для одиночной выработки, проводимой в слоистых соляных породах Калушского месторождения. Глубина выработки $H = 600$ м, площадь по-

перечного сечения $S = 28$ м^2, ширина $b_{пр} = 6$ м, срок службы выработки 12 лет, расчетное сопротивление массива сжатию $R_c = 20$ МПа, мощность слоев кровли $h_{сл} = 30$ см.

Расчетная глубина заложения выработки для условий Калушского месторождения $H_р = Hk = 600 \cdot 1{,}5 = 900$ м. Срок службы выработки $t = 12 > 10$ лет, значит для условий этого месторождения принимаем $t = 10$ лет.

Так как массив слоистый, то по графику на рис. 3.1 определяем величину $k_{сл}$ в зависимости от $h_{сл}/r_0 = 0{,}3/3 = 0{,}1$, для кровли $k_{сл} = 0{,}7$. Отсюда приведенное значение $\overline{R}_c = R_c k_{сл}$, $\overline{R}_c = 20 \cdot 0{,}7 = 14$ МПа. При $H_р/R_c = 64{,}3$ по графику на рис. 2.33 определяем $\varepsilon_0 = 0{,}08$.

По формуле (3.15) определяем смещения кровли выработки:

$$u = 500 \cdot 0{,}08 \cdot 6(1 + 0{,}07 \cdot 10)1 = 408 \text{ мм}.$$

Следовательно, выработка относится к III категории устойчивости. Для ее крепления возможно применение металлической кольцевой податливой крепи КМП-К4 с податливостью 300 мм. При этом компенсируется $\frac{300}{408} = 73{,}5\ \%$ смещений, что больше требуемых 70 %.

Рассмотрим необходимость создания разгружающих щелей в выработке по формуле (3.16):

$$\varepsilon = \frac{6 \cdot 40{,}8 \cdot 30}{600^2} = 0{,}02 < \varepsilon_0 = 0{,}08.$$

Следовательно, устройство разгрузочных щелей неэффективно.

3.2.2. Определение параметров крепей на основе глубинного упрочнения вмещающих пород

Применение крепей на основе глубинного упрочнения вмещающих выработку горных пород является эффективным средством снижения материалоемкости крепи. Сама технология проведения выработок обеспечивает природный материал для крепления выработок — разрушенную породу, которую не надо транспортировать к месту производства работ и укладывать в конструкцию, а достаточно скрепить ее инъектируемым раствором, чтобы получить при много меньшем расходе энергии, материала и труда дешевую и надежную крепь.

Областью применения такой технологии являются:

- вновь проводимые выработки в породах II, III и IV категорий устойчивости при $\gamma H_р/R > 0{,}3$, где R — прочность образца породы на одноосное сжатие;
- выработки, проводимые в зоне геологических нарушений;
- эксплуатирующиеся выработки, крепь которых деформируется из-за непрекращающихся смещений разрушающегося породного массива.

К геомеханическим параметрам упрочнения относятся:

- глубина упрочнения пород в кровле $b_к$ и боках выработки $b_б$;
- коэффициент упрочнения $\xi = R_у/R$, где $R_у$ — прочность на сжатие упрочненных пород;
- время начала работ по упрочнению t, сут;
- несущая способность и податливость временной крепи, поддерживающей выработку до начала работ по упрочнению.

Порядок выполнения работ по возведению крепи из упрочненной породной оболочки следующий. В забое вы-

работки возводят временную крепь (набрызгбетонную, анкер-набрызгбетонную или металлическую арочную податливую), которая поддерживает выработку до создания оболочки из упрочненных пород. Через 20 ÷ 30 сут в кровлю и бока выработки бурят шпуры (шпур на 2 ÷ 3 м^2 поверхности выработки) и через них в породный массив под давлением нагнетают упрочняющий раствор, который, проникая в трещины, скрепляет отдельные куски и блоки породы между собой в единое целое, образуя таким образом несущую породную оболочку из упрочненных пород. Временную крепь из металлических арок после упрочнения можно демонтировать.

Эффективность упрочнения в первую очередь зависит от своевременности его выполнения. Отпор, создаваемый оболочкой из упрочненных пород, прямо зависит от отставания тампонажных работ от проходческих, которое учитывается коэффициентом φ_2 (рис. 3.2).

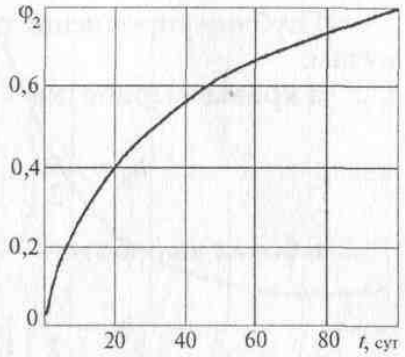
При назначении времени производства работ по упрочнению должны учитываться следующие факторы:

- оболочка из упрочненных пород выполняет основные несущие функции крепи и с этой позиции должна возводиться как можно ближе к забою;
- формирование зоны полного разрушения пород, которую можно укрепить, практически заканчивается через 30 сут после проведения выработки;
- работы по упрочнению не должны мешать работам по проведению выработки (необходим технологический перерыв во времени).

Исходя из вышеперечисленных факторов, оптимальное отставание работ по упрочнению от проходческих составляет в среднем 20 ÷ 30 сут.

До создания оболочки из упрочненных пород выработка должна поддерживаться временной крепью. Несущая способность временной крепи определяется исходя из

Рис. 3.2. Зависимость коэффициента φ_2 от времени t отставания работ по упрочнению от проходческих



условия предотвращения возможного обрушения пород, из зоны полного их разрушения. Несущая способность временной крепи, кПа, определяется из выражения:

$$P_{вр} = \gamma \frac{b_{пр}}{2}\left(1{,}56\frac{\gamma H_р}{R} - 0{,}06\right). \qquad (3.17)$$

Необходимая податливость временной крепи определяется исходя из решения системы двух уравнений:

$$\left.\begin{aligned} u &= 0{,}5\frac{b_{пр}}{2}\left[1-\sqrt{(n-2u_е/b_{пр})^2 - 1{,}054(n^2-1)}\right], \\ \frac{2u_е}{b_{пр}} &= 0{,}31n\left(\gamma H_р + 0{,}5R\right)^{2{,}67}\left[E\left[P_{вр}n^{1{,}2} + 0{,}14R\right]^{1{,}67}\right]^{-1}, \end{aligned}\right\} \qquad (3.18)$$

где u — необходимая податливость крепи; $b_{пр}$ — ширина выработки в проходке, м; $u_е$ — смещения породного массива на границе зоны полного разрушения пород, м; E — модуль деформации пород (E = (2 ÷ 3)10^7 кПа); n = $= 2{,}13\frac{\gamma H_р}{R} + 0{,}78$ — безразмерный радиус зоны полного разрушения пород.

Если разрыв во времени между проведением выработки и работами по упрочнению отличается от оптимального (30 сут), то в первом уравнении системы (3.18) вместо первого множителя 0,5 подставляют коэффициент φ_2, определенный по графику на рис. 3.2.

Глубину упрочнения определяют по следующим формулам:

в кровле выработки

$$b_к = \frac{b_{пр}}{2}\left(1{,}55\frac{\gamma H_р}{R} - 0{,}06\right); \qquad (3.19)$$

в боках выработки

$$b_б = \frac{h_{пр}}{2}\left(1{,}27\frac{\gamma H_р}{R} - 0{,}13\right), \qquad (3.20)$$

где $h_{пр}$ — высота выработки в проходке.

В обычных условиях, когда область полного разрушения пород вокруг вновь проводимой выработки имеет ограниченные размеры, глубина упрочнения определяется технологическими соображениями.

Необходимая несущая способность оболочки упрочненных пород $q_у$ зависит от времени производства работ по упрочнению:

$$q_у(q_у + 0{,}14R)^{1{,}67} = $$
$$= 0{,}022\varphi_1 n(n^2 - 1)(\gamma H_р + 0{,}5R)^{2{,}67}/(1{,}3n^2 + 0{,}7), \qquad (3.21)$$

где φ_1 — определяется по формуле (3.22).

Важным параметром является коэффициент упрочнения $\xi = R_у/R$, показывающий, насколько восстанавливается прочность разрушенных и упрочненных пород по отношению к их первоначальной прочности. Коэффициент упрочнения ξ в зависимости от параметра $\gamma H_р/R$ определяем по графику на рис. 3.3.

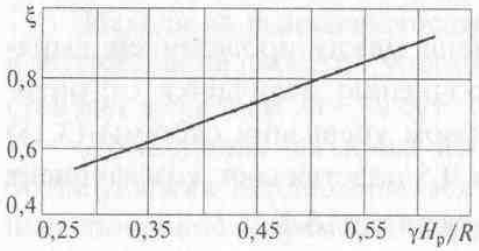
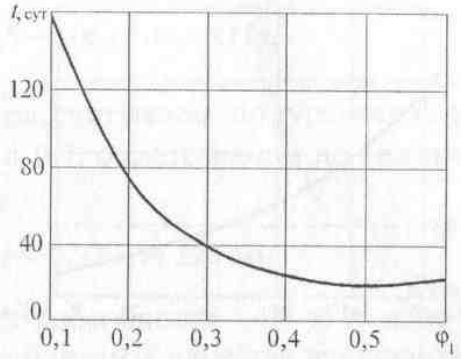


Рис. 3.3. Зависимость коэффициента упрочнения ξ от параметра $\gamma H_р/R$

Рис. 3.4. График для определения времени t начала ведения работ по упрочнению (по отношению к проходческим работам) в зависимости от коэффициента φ_1



Исходя из требуемой величины ξ для конкретных горно-геологических условий, подбирают упрочняющий раствор, который обеспечил бы соответствующую прочность породной оболочки.

В том случае, если существующие растворы не могут обеспечить требуемого коэффициента упрочнения, следует увеличить разрыв между проходческими работами и работами по упрочнению. Время отставания работ по упрочнению определяется по графику на рис. 3.4 в зависимости от коэффициента φ_1, рассчитываемого по формуле

$$\varphi_1 = \frac{\xi(1{,}3n^2 + 0{,}7)\left[\xi(n^2 - 1)/n^2 + 0{,}28\right]^{1{,}67}}{1{,}4n^3(\gamma H_р / R + 0{,}5)^{2{,}67}}. \qquad (3.22)$$

Коэффициент упрочнения для каждого конкретного сочетания горной породы и инъекционного раствора следует определять экспериментально. Если упрочнение осуществляется цементным раствором на базе портландцемента класса В30, то ориентировочные значения можно определить по графику на рис. 3.5.

Пример расчета. Определить параметры крепи на основе глубинного упрочнения вмещающих выработку горных пород при следующих исходных данных: $b_{пр}$ = 5 м; $h_{пр}$ = 3,6 м; $H_р$ = 800 м; R = 40 МПа; γ = 25 кН/м^3; E = $= 2 \cdot 10^7$ кПа. Для приготовления упрочняющего раствора используется портландцемент класса В30.

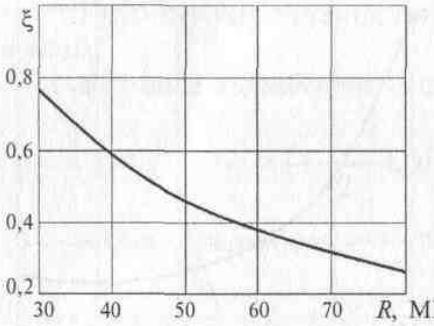


Рис. 3.5. График для определения коэффициента упрочнения пород ξ, заинъектированных цементным раствором

Определяем параметр $\gamma H_р / R = 25 \cdot 800/(40 \cdot 10^3) = 0{,}5$. Следовательно, способ можно применять.

В соответствии с графиком на рис. 3.3 при оптимальном отставании работ по упрочнению от проходческих (30 сут) необходимо обеспечить коэффициент упрочнения $\xi = 0{,}77$.

По графику на рис. 3.5 определяем, что с помощью инъекционного раствора на базе портландцемента класса В30 для данных пород прочностью $R = 40$ МПа можно получить $\xi = 0{,}6$. Поэтому следует увеличить промежуток времени между проведением выработки и созданием оболочки из упрочненных пород.

Определяем безразмерный радиус зоны полного разрушения пород:

$$n = 2{,}13 \cdot 0{,}5 + 0{,}78 = 1{,}84,$$

а затем по формуле (3.22) коэффициент $\varphi_1 = 0{,}19$.

В соответствии с графиком на рис. 3.4 требуемый промежуток времени между проведением выработки и работами по упрочнению составляет 70 сут.

Определяем параметры временной крепи, поддерживающей выработку до создания оболочки из упрочненных пород. Несущую способность крепи рассчитаем по формуле (3.17):

$$P_{вр} = 25\frac{5}{2}(1{,}55 \cdot 0{,}5 - 0{,}06) = 44{,}4 \text{ кПа}.$$

Податливость крепи рассчитываем по уравнениям (3.18) при коэффициенте $\varphi_2 = 0{,}7$, определенном по графику на рис. 3.2 при $t = 70$ сут:

$$2u_e / b_{пр} = 0{,}03; \quad u = 0{,}22 \text{ м} = 220 \text{ мм}.$$

По требуемой несущей способности 44,4 кПа и податливости крепи 220 мм выбираем в качестве временной крепи КМП-А3 из СВП-17 с плотностью установки 0,8 рамы/м.

Глубину упрочнения рассчитываем по формулам (3.19) и (3.20). Глубина упрочнения в кровле выработки $b_к = 1{,}78$ м, в боках $b_б = 0{,}92$ м.

По формуле (3.21) при $\varphi_1 = 0{,}19$ определяем необходимую несущую способность оболочки упрочненных пород $q_у = 2{,}7$ МПа.

Расход цементного раствора для упрочнения 1 м выработки составит

$$V_{ц.р} = 0{,}0575N\frac{b_к + b_б}{2} = 0{,}0575 \cdot 12{,}5\frac{1{,}78 + 0{,}92}{2} = 0{,}97 \text{ м}^3,$$

где N — периметр выработки без учета почвы ($N = 12{,}5$ м).

Водоцементное отношение упрочняющих растворов должно быть в пределах 0,5 ÷ 1. Расход составляющих на 1 м³ цементного раствора определяем по табл. 3.3.

Таблица 3.3

Соотношение составляющих		Расход составляющих на 1 м³ раствора, кг	
Цемент	Вода	Цемент	Вода
1	1	750	750
1	0,6	1070	642

Таблица 3.4

Состав тампонажного раствора Ц : П : В	Расход компонентов для приготовления 1 м³ тампонажного раствора, кг		
	Цемент	Песок	Вода
1 : 3 : 2	287	862	574
1 : 4 : 2	260	1038	519
1 : 5 : 2	237	1184	474

Расход цементно-песчаного раствора для тампонажа закрепного пространства определяем по формуле

$$V_{цп} = 0{,}575Nd_з, \quad V_{цп} = 0{,}575 \cdot 12{,}5 \cdot 0{,}2 = 1{,}44 \text{ м}^3, \qquad (3.23)$$

где $d_з = 0{,}1 \div 0{,}3$ — средняя толщина закрепного пространства, м: $d_з = 0{,}1 \div 0{,}15$ — при проведении выработки комбайном и контурным взрыванием, $d_з = 0{,}1 \div 0{,}3$ — при проведении выработки буровзрывным способом. Для тампонажа закрепного пространства применяют цементно-песчаные растворы с составом, указанным в табл. 3.4.

3.2.3. Определение параметров крепи регулируемого сопротивления

СНиП II-94—80 [13] предусматривает дифференцированный подход к креплению отдельных участков, имеющих более 30 % отклонения прочностных свойств вмещающих пород, однако это требование не реализуется ввиду отсутствия практических рекомендаций.

В МГГУ разработан новый подход к креплению горных выработок, предусматривающий применение различных конструкций крепей по длине строящейся выработки в зависимости от конкретной геомеханической ситуации на отдельных ее участках.

Таким образом, в процессе строительства выработки как бы регулируется несущая способность крепи в зависимости от изменения геомеханических условий. Совокупность всех типов крепей, установленных по длине выработки, объединяется общим названием «крепь регулируемого сопротивления» (КРС). Одной из составных частей предлагаемого подхода является непрерывный контроль смещений породного массива.

Крепь регулируемого сопротивления в общем случае включает в себя базовую крепь, крепь усиления и устройство контроля сигнальных смещений. Основными параметрами КРС являются ее несущая способность и податливость, которые должны регулироваться в зависимости от изменения горно-геологических условий по длине выработки. Регулирование несущей способности и податливости КРС осуществляется в зависимости от контролируемых сигнальных смещений контура.

Контролируемые сигнальные смещения — это максимально допустимые смещения породного контура, при которых базовая крепь еще обеспечивает устойчивое состояние выработки. В случае превышения смещениями породного контура на каком-то участке сигнальных смещений устойчивость выработки на этом участке обеспечивается вводом в работу крепи усиления. Таким образом, в общем случае выработка на всем протяжении будет закреплена как базовой крепью, так и ее различными сочетаниями с крепью усиления, что в совокупности должно обеспечить рациональный расход крепежных материалов при соблюдении эксплуатационных требований.

В качестве базовой крепи следует выбирать крепь, параметры которой (несущая способность и податливость) определяются для участка выработки с наибольшими значениями предела прочности на одноосное сжатие и модуля деформации пород. В качестве крепи усиления должна приниматься такая конструкция крепи, которая, технически сочетаясь с базовой крепью, обеспечивает требуемые изменения ее параметров.

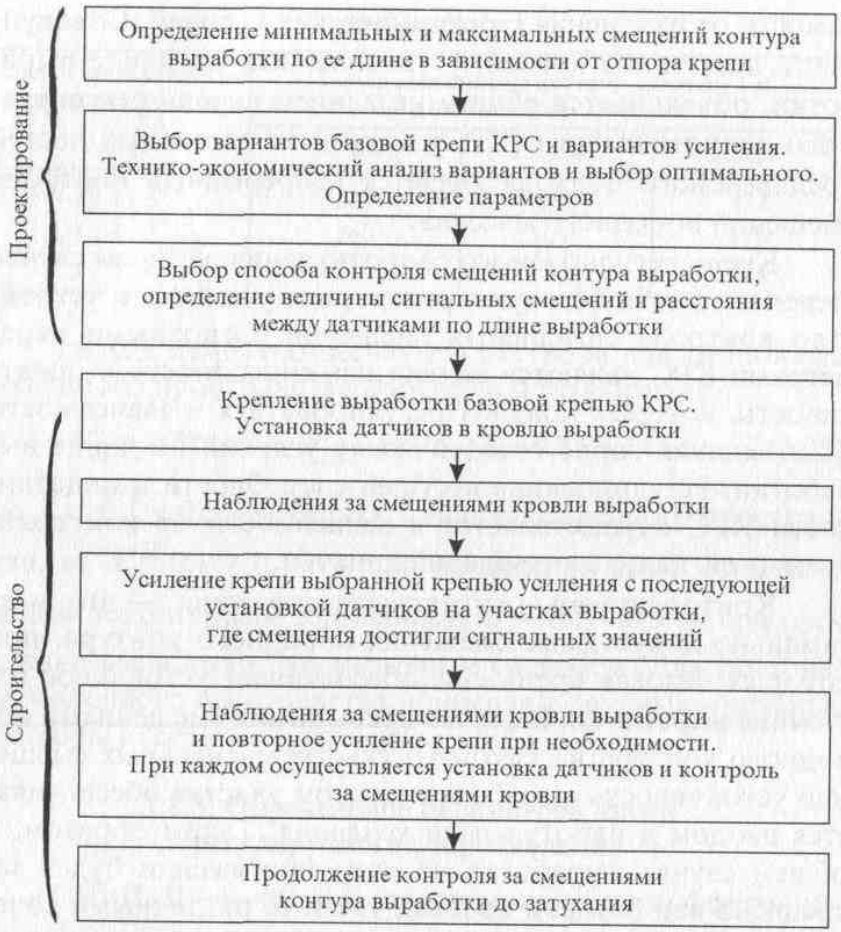


Рис. 3.6. Блок-схема проектирования крепи регулируемого сопротивления

КРС применяется в капитальных горизонтальных и наклонных (до 30°) горных выработках шахт Донбасса, расположенных вне зоны влияния очистных работ на глубинах до 1500 м в породах I—IV категорий устойчивости по [13], не склонных к вывалообразованию. Блок-схема проектирования и строительства выработок с крепью регулируемого сопротивления представлена на рис. 3.6. Исходными данными для проектирования КРС являются тип

и физико-механические свойства вмещающих пород, структурные особенности массива, глубина заложения выработки, форма ее поперечного сечения и размеры. Указанные данные определяются из инженерно-геологических изысканий в соответствии с общими требованиями главы СНиП по инженерным изысканиям для строительства, а также с учетом особенностей подземного строительства, предусмотренных пп. 1.8—1.13 [13].

Порядок определения смещений контура выработки следующий. Вначале, используя имеющуюся исходную геологическую информацию и соответствующие расчетные данные для различных участков по длине выработки, определяют смещения кровли $u_к$ в зависимости от значений отпора p и получают таким образом семейство кривых $u_к = f(p)$, которые строятся в координатах $p—u$. Нижняя из этих кривых характеризует наиболее благоприятные для крепления горно-геологические условия, имеющие место по длине выработки, а верхняя — наименее благоприятные. Для дальнейшего определения параметров КРС используются эти две кривые.

В соответствии со степенью деформирования породного массива вокруг выработки последние можно отнести к устойчивым, средней устойчивости и неустойчивым (см. подразд. 3.1.2). Расчет смещений выполняется отдельно по различным зависимостям для каждого случая деформирования: в случае устойчивого состояния выработки (I категория устойчивости) смещения породного контура определяются по выражению (2.6); в случае среднеустойчивого (II категория устойчивости) — по выражению (2.61); в случае неустойчивого (III категория устойчивости) — по выражению (2.71), где следует положить $r = 1$, определив тем самым безразмерные смещения, а для определения размерных смещений следует умножить полученное выражение на приведенный радиус выработки в проходке.

Для расчета указанных смещений породного контура выработки в МГГУ разработана прикладная программа.

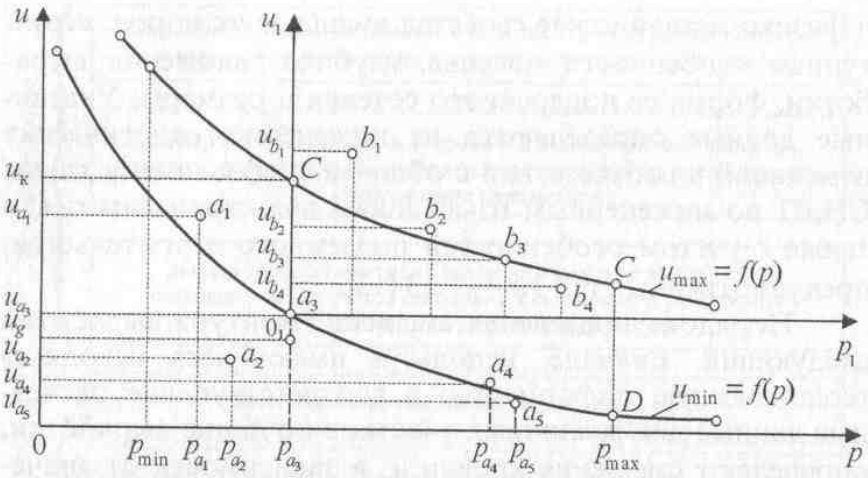


Рис. 3.7. Схема определения параметров крепи регулируемого сопротивления

После определения смещений $u_к$ в зависимости от отпора крепи p строят в координатах p—$u_к$ две кривые $u_{max} = f(p)$ и $u_{min} = f(p)$, соответствующие максимальным и минимальным смещениям контура выработки по ее длине (рис. 3.7). Область на графике между этими двумя кривыми включает в себя все возможные величины смещений контура выработки при ее строительстве в данных геомеханических условиях.

Осуществляется выбор базовой КРС. Базовая крепь выбирается таким образом, чтобы ее параметры (податливость и несущая способность) соответствовали кривой $u_{min} = f(p)$. Для этого на оси u откладывают предельные допустимые смещения u_{ai} для каждой из конструкций крепи, рассматриваемых в качестве базовой, на оси p — соответствующие им несущие способности p_{a_i}, а на графике — точки a_i с координатами (p_{a_i}, u_{a_i}). Для сопоставления и выбора базовой крепи рассматривают те конструкции крепи, у которых точка a_i расположена непосредственно на кривой $u_{min} = f(p)$ или выше. За базовую следует считать ту крепь, у которой точка a_i расположена ближе всего к

кривой $u_{min} = f(p)$, т. е. применительно к рис. 3.7 базовым вариантом будет крепь с характеристикой в точке a_3.

Выбор крепи усиления осуществляется в зависимости от принятой базовой крепи регулируемого сопротивления. Выбор параметров крепи усиления осуществляется следующим образом. Начало координат переносится в выбранную на предыдущем этапе точку a_3. По оси смещений u_1 откладываются предельные смещения для возможных вариантов усиления u_{b_i}, а по оси p_1 — соответствующие им несущие способности p_{b_i}

Выбор окончательного варианта крепи усиления осуществляется аналогично тому, как это делается при выборе базовой крепи, т. е. подбирается точка b_i, наиболее близко расположенная сверху к кривой $u_{max} = f(p)$. Применительно к рис. 3.7 такой точкой является b_3.

В качестве базовых КРС в зависимости от величины минимальных смещений контура выработки по ее длине и в соответствии с классификацией [13, 14] рекомендуются:

набрызгбетонная крепь — допустимая податливость $u_б$ и несущая способность $p_б$ определяются расчетом;

анкерная крепь с металлической сеткой — $p_б$ определяется согласно [14], а $u_б = 10 \div 50$ мм, в зависимости от типа анкера определяется экспериментально в натурных условиях;

набрызгбетонная с анкерами и металлической сеткой крепь — $u_б$ и $p_б$ определяются согласно [14] с учетом совместной работы двух конструкций;

металлическая трехзвенная арочная податливая крепь из СВП — $u_б$ определяется конструктивной податливостью крепи 300 мм и величиной закрепного пространства и составляет $300 \div 400$ мм, $p_б$ определяется согласно [12];

металлическая пятизвенная арочная податливая крепь из СВП — $u_б = 500 \div 600$ мм, $p_б$ определяется согласно [12];

анкер-металлическая крепь конструкции КузНИИшахтостроя — $u_б$ = 300 ÷ 400 мм, $p_б$ определяется согласно [14];

тюбинговая крепь ГТК — $u_б$ = 180 мм, $p_б$ = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,6 МПа в зависимости от типоразмера тюбинга;

монолитная бетонная крепь — $u_б$ = 10 ÷ 50 мм, $p_б$ определяется расчетом.

В качестве крепи усиления в зависимости от принятой базовой крепи и величины максимальных смещений контура выработки по ее длине следует применять набрызгбетонную и анкерную крепи, тампонаж закрепного пространства, упрочнение пород, омоноличивание арок.

Основными критериями при выборе базовой крепи и крепи усиления являются их сочетаемость друг с другом по условиям совместной работы и технологичности возведения, а также обеспечение устойчивости выработки при наименее благоприятных геомеханических условиях по ее длине и перекрытие параметрами КРС всего возможного диапазона изменения смещений контура выработки. Область применения того или иного варианта КРС определяется минимальными и максимальными допустимыми смещениями. Расчеты самих крепей, составляющих КРС, выполняются согласно имеющимся нормативным документам.

Общий порядок проектирования КРС на втором и последующем этапах следующий. После построения графиков $u_{min} = f(p)$ и $u_{max} = f(p)$ из перечисленных в данном разделе вариантов КРС по значениям u_{min} и u_{max} выбираются те базовые крепи и варианты усиления, которые при соответствующих им несущих способностях имеют точки a_i и b_i выше кривых $u_{min} = f(p)$ и $u_{max} = f(p)$ соответственно. Из этой совокупности вариантов КРС для данных условий отбираются 1—3 базовые крепи и крепи усиления, которые рассчитываются по соответствующим методикам. Окончательный выбор варианта КРС осуществляется на основании технико-экономического анализа конкурентоспособных вариантов.

Специфическим параметром КРС является величина сигнальных смещений $u_д$, на которую настраиваются датчики-сигнализаторы. Их реализация сигнализирует о необходимости возведения на данном участке, закрепленном базовой крепью, крепи усиления.

Сигнальные смещения определяются по эмпирическим формулам в зависимости от способа проведения выработки и длины датчика.

При буровзрывном способе проведения выработки:

длина датчика l = 0,5 м

$$u_д = -0{,}0003\, u_к^2 + 0{,}3734 u_к - 4, \text{ мм;} \qquad (3.24)$$

длина датчика l =1,5 м

$$u_д = -0{,}0009 u_к^2 + 1{,}09 u_к - 11, \text{ мм.} \qquad (3.25)$$

При комбайновом способе проведения выработки:

длина датчика l = 0,5 м

$$u_д = 11 + 0{,}1276\, u_к, \text{ мм;} \qquad (3.26)$$

длина датчика l = 2,0 м

$$u_д = -2{,}0 + 0{,}482\, u_к, \text{ мм,} \qquad (3.27)$$

где

$$u_к = u_{пр} - \frac{u^* t_к}{100}; \qquad (3.28)$$

$u_к$ — критическая величина смещений для данной базовой крепи, мм; $u_{пр}$ — допустимая податливость базовой крепи КРС, мм; u^* — максимальное смещение породного контура выработки, закрепленной базовой крепью, определяемое при ее выборе по изложенным выше рекомендациям, мм; $t_к$ = 5 ÷ 10 сут — время, необходимое для возведения и включения в работу крепи усиления.

В качестве датчиков сигнальных смещений следует применять датчики СДК-45 конструкции Оргэнергостроя или датчики конструкции МГГУ.

Пример расчета. Квершлаг площадью сечения в свету $S_{св} = 12{,}8$ м^2 и шириной в проходке $2a = 5$ м проводят буровзрывным способом на глубине $H = 700$ м. Вмещающие породы по длине выработки представлены трещиноватым алевролитом, имеющим прочность на одноосное сжатие $R = 25$ МПа ($f = 2{,}5$) и мелкозернистым песчаником прочностью $R = 40$ МПа ($f = 4$).

Результаты расчета в виде зависимостей смещений породного контура от реактивного сопротивления крепи p приведены ниже.

p, МПа	0	0,05	0,1	0,2	0,5	0,75
Смещения u, мм, для пород:						
алевролит	137	131	125	115	91	76
песчаник	46	45	43	40	33	30

Таким образом, минимальные смещения контура выработки будут при ее проведении в песчанике, а максимальные — в алевролите. По полученным данным строим кривые

$$u_{max} = f(p) \text{ и } u_{min} = f(p),$$

показанные на рис. 3.8.

По значениям $u_{min} = 30 \div 46$ мм и $u_{max} = 76 \div 137$ мм выбираем следующие возможные базовые крепи и крепи усиления:

1) набрызгбетон, усиление — повторный набрызгбетон;

2) анкерная крепь, усиление — набрызгбетон;

3) набрызгбетон, усиление — анкерная крепь с повторным набрызгбетоном.

На основе разработанной методики и исходя из того, что в выработке должен находиться необходимый минимум проходческого оборудования для возведения крепи и условий совместной работы базовой крепи и крепи усиления, принимаем в качестве базовой крепи набрызгбетон, а в качестве крепи усиления — повторный набрызгбетон.

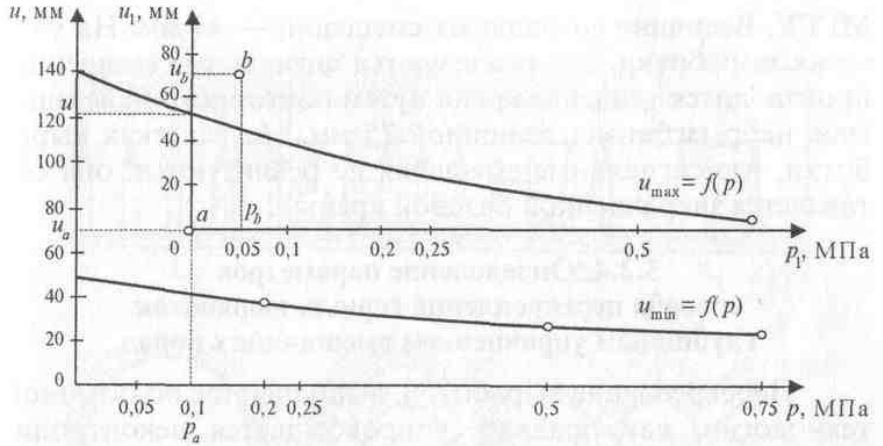


Рис. 3.8. Проектирование крепи регулируемого сопротивления

Расчет набрызгбетона производим согласно методике, изложенной в [12]. Допустимая податливость базовой крепи $u_a = 70$ мм, несущая способность $p_a = 0{,}1$ МПа, толщина набрызгбетона $d_a = 82$ мм.

Переносим начало координат в точку a с коэффициентами p_a, u_a и определяем параметры крепи усиления (см. рис. 3.8). Податливость крепи усиления $u_b = 70$ мм, несущая способность $p_b = 0{,}05$ МПа, толщина набрызг-бетона $d_b = 75$ мм.

Выбираем для контроля смещений датчик конструкции МГГУ длиной $l = 1{,}5$ м (так как в трещиноватых породах от взрывных работ могут происходить вывалы породы из кровли выработки) и по зависимостям (3.28) и (3.25) определяем величину сигнальных смещений $u_д$:

$$u_к = 70 - \frac{124 \cdot 10}{100} = 58 \text{ мм},$$

$$u_д = -0{,}0009 \cdot 58^2 + 1{,}09 \cdot 58 - 11 = 49 \text{ мм}.$$

Таким образом, первоначально выработка крепится набрызгбетоном толщиной 82 мм, и в ней через 25 м устанавливаются датчики сигнальных смещений конструкции

МГГУ. Величина сигнальных смещений — 49 мм. На участках выработки, где реализуются сигнальные смещения, производится усиление крепи путем повторного нанесения слоя набрызгбетона толщиной 75 мм. На участках выработки, где сигнальные смещения не реализуются, она оставляется закрепленной базовой крепью.

3.2.4. Определение параметров способа перекрепления горных выработок глубинным упрочнением вмещающих пород

Перекрепление выработок, выполненное по обычной технологии, как правило, сопровождается неконтролируемым выпуском разрушенных пород приконтурной зоны. При этом объем выпускаемой породы зачастую превышает величину, необходимую для получения проектного сечения выработки, и вокруг вновь возводимой крепи образуются большие пустоты, которые нужно забучивать или тампонировать.

При перекреплении выработок более рациональной является технология, разработанная в Макеевском инженерно-строительном институте и показанная на рис. 3.9. Сущность способа заключается в создании вокруг выработки оболочки из упрочненных пород толщиной 1 ÷ 1,5 м, внутренним контуром которой является проектный контур перекрепляемой выработки. Под защитой этой оболочки выпускается разрушенная порода, заключенная между проектным и существующим контурами, и заменяется деформированная крепь на новую. Последовательность выполнения работ показана на рис. 3.9. В пробуренные по периметру перекрепляемой выработки скважины устанавливаются инъекторы *4*, через которые нагнетается раствор с регулируемыми сроками схватывания. Для создания оболочки упрочненных пород *2* на требуемом расстоянии от контура в конструкции инъектора предусмотрено распорно-изолирующее устройство, которое фиксируется в скважине на уровне проектного контура выработки *3*. Под защитой оболочки из укрепленных пород крепь сни-

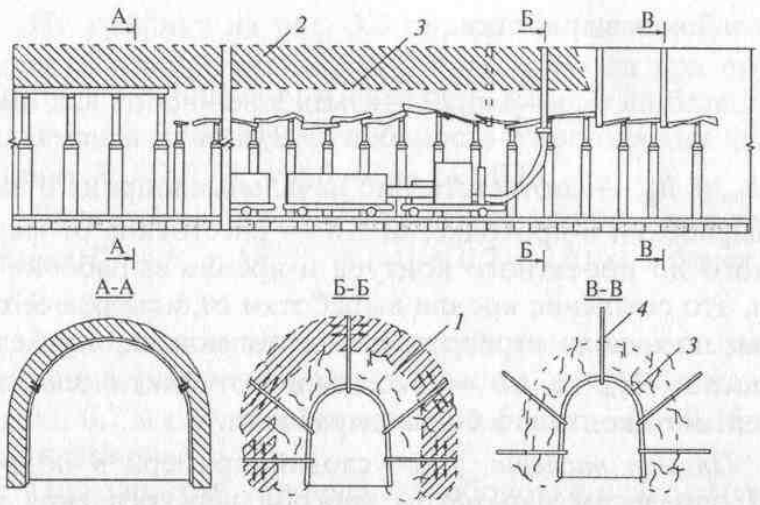


Рис. 3.9. Технология перекрепления выработок с использованием инъекционного упрочнения пород

мают и разрушенную породу *1* выпускают. После расширения выработки до проектного сечения устанавливают новую крепь, параметры которой следует принимать с учетом несущей способности упрочненных пород.

Определение параметров способа перекрепления выработок глубинным упрочнением вмещающих пород аналогично определению параметров крепей, использующих несущую способность упрочненного массива пород (см. подразд. 3.2.2).

В этом случае мы не имеем возможности варьировать временем начала работ по упрочнению и соответственно коэффициентом упрочнения пород ξ. Он определяется по графику на рис. 3.5 в зависимости от прочности пород R.

Глубину упрочнения, м, в кровле и боках выработки определим по формулам:

в кровле выработки

$$b_к = \frac{b_{пр}}{2}\left(2{,}13\frac{\gamma H_р}{R} - 0{,}22\right) - \Delta h; \qquad (3.29)$$

в боках выработки

$$b_{б} = \frac{h_{пр}}{2}\left(1,27\frac{\gamma H_{р}}{R} - 0,13\right) - \frac{\Delta B}{2}, \qquad (3.30)$$

где $b_{пр}$ и $h_{пр}$ — соответственно начальные ширина и высота выработки в проходке, м; Δh — расстояние от фактического до проектного контура в кровле выработки (по сути, это смещения кровли выработки от момента ее проходки до начала перекрепления и их можно определить согласно [13]), м; Δb — расстояние от фактического до проектного контура в боках выработки, м.

Пример расчета. Для условий примера в подразд. 3.2.2 определим параметры способа перекрепления горных выработок глубинным упрочнением вмещающих пород, имея в виду, что в заданных условиях глубинное упрочнение пород не производилось. Перед перекреплением ширина выработки $b'_{пр}$= 4,5 м, а высота $h'_{пр}$ = 2,9 м. Выработку необходимо перекрепить и расширить до проектных размеров.

Определим величину Δh, на которую необходимо выпустить породу,

$$\Delta h = h_{пр} - h'_{пр}, \quad \Delta h = 3,6 - 2,9 = 0,7 \text{ м}.$$

Аналогично определяем

$$\frac{\Delta b}{2} = \frac{b_{пр} - b'_{пр}}{2}\frac{\Delta k}{2}, \quad \frac{\Delta b}{2} = \frac{5 - 4,5}{2} = 0,25 \text{ м}.$$

По формулам (3.29) и (3.30) определяем глубину упрочнения в кровле и боках выработки:

$$b_{к} = \frac{5}{2}(2,13 \cdot 0,5 - 0,22) - 0,7 = 1,41 \text{ м};$$

$$b_{б} = \frac{3,6}{2}(1,27 \cdot 0,5 - 0,13) - 0,25 = 0,66 \text{ м}.$$

По графику на рис. 3.5 определяем величину коэффициента упрочнения пород ξ = 0,6. Отсюда при применении для упрочнения цементного раствора на базе портландцемента класса В30 прочность упрочненных пород составит $R_{у} = \xi R$, $R_{у} = 0,6 \cdot 40 = 24$ МПа.

Длина скважины для упрочнения в кровле выработки составит $l^{к}_{ск} = b_{к} + \Delta h$, $l^{к}_{ск} = 1,41 + 0,7 = 2,01$ м, в боках $l^{б}_{ск} = 0,66 + 0,25 = 0,91$ м.

Распорно-изолирующее устройство в инъекторе для нагнетания раствора устанавливается в кровле на расстоянии 0,7 м от устья скважины, в боках — на 0,25 м от устья скважины.

Под защитой упрочненной оболочки возводится новая крепь в выработке. Так как упрочненная оболочка является жесткой крепью, то несущая способность этой оболочки может быть определена следующим образом:

для кровли

$$p^{к}_{упр} = R_{у}\left[1 - \frac{h^{2}_{пр}}{(h_{пр} + b_{к})^{2}}\right]\frac{1}{2}; \qquad (3.31)$$

для боков

$$p^{б}_{упр} = R_{у}\left[1 - \frac{b^{2}_{пр}}{(b_{пр} + b_{в})^{2}}\right]\frac{1}{2}. \qquad (3.32)$$

В результате расчетов получим:

$$p^{к}_{упр} = \frac{24}{2}\left[1 - \frac{3,6^{2}}{(3,6 + 1,41)^{2}}\right] = 5,76 \text{ МПа};$$

$$p^{б}_{упр} = \frac{24}{2}\left[1 - \frac{5^{2}}{(5 + 0,66)^{2}}\right] = 2,64 \text{ МПа}.$$

При такой высокой несущей способности упрочненной оболочки устанавливаемая в выработке новая крепь выполняет только изолирующие и ограждающие функ-

ции. Поэтому рекомендуется использовать набрызгбетонную крепь толщиной 50 мм или в сложных условиях рамную крепь КМП-А3 из СВП-17 с плотностью установки 1 рама/м.

3.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗКИ НА КРЕПЬ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

3.3.1. Определение нагрузки на крепь выработки в породах I категории устойчивости

Нормативными документами [13, 14] к осадочным породам I категории устойчивости относятся породы, имеющие величину смещений на контуре поперечного сечения выработки за весь срок ее службы без крепи u менее 50 мм. В этих условиях рекомендуется применение анкерной или набрызгбетонной крепей. Конструктивная податливость анкерных крепей в зависимости от конструкции составляет $u_{кр} = 20 \div 100$ мм [16], а набрызгбетонных — не более 0,014 $b_{пр}$ ($b_{пр}$ — ширина выработки в проходке). Для горных выработок шириной 3 ÷ 6 м $u_{кр} = 42 \div 84$ мм.

В ряде случаев $u_{кр} > u$ нагрузка на крепь в режиме взаимовлияющей деформации $q^n = 0$. Необходимо помнить, что вертикальная нагрузка на крепь связана с реализацией геомеханических процессов в породных массивах. При деформировании пород вокруг горной выработки без разрывов сплошности имеет место режим взаимовлияющей деформации (при котором в данном случае $q^n = 0$), а при деформировании пород с разрывом сплошности имеет место режим заданной нагрузки (локальное вывалообразование или сплошное сводообразование). Таким образом, в последнем случае при $u_{кр} > u$ нагрузку на крепь находим от возможного вывалообразования в режиме заданной нагрузки по рекомендациям М.М. Протодьяконова, согласно которым нагрузку на крепь оказывают породы, находящиеся внутри свода естественного равновесия.

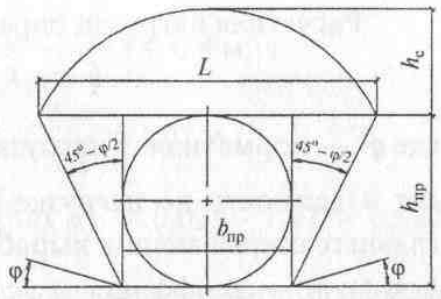


Рис. 3.10. Расчетная схема к определению нагрузки при сплошном сводообразовании

Величину пролета L и высоту h_c свода обрушения по теории М.М. Протодьяконова (рис. 3.10) следует определять по формулам:

$$L = b_{пр} + 2h_{пр}\operatorname{tg}(45° - \frac{\varphi}{2}); \quad h_c = \frac{L}{2f}, \tag{3.33}$$

где $b_{пр}$ и $h_{пр}$ — ширина и высота выработки в проходке соответственно, м; φ — кажущийся угол внутреннего трения горных пород (φ = 75° — для песчаников, φ = 70° — для песчаных и глинистых сланцев); $f = \frac{R_c}{10}$ — крепость пород по шкале проф. М.М. Протодьяконова; R_c — расчетное сопротивление пород сжатию, МПа.

Нормативная нагрузка на крепь со стороны кровли q^n определяется по формуле

$$q^n = \gamma h_c, \tag{3.34}$$

где γ — удельный вес осадочных горных пород (γ = 25 кН/м³).

При определении нагрузки на крепь выработки в породах I категории устойчивости достаточно ограничиться ее определением со стороны кровли выработки. В породах II категории устойчивости в случае, когда $u_{кр} + u_t + u_з > u$ (u_t — смещения до установки крепи, $u_з$ — смещения за счет сжатия забутовочного материала), нормативная нагрузка определяется и со стороны боков выработки по формуле

$$q^n = \gamma\left(h_c + 0{,}5h_{пр}\right)\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \tag{3.35}$$

Расчетная нагрузка определяется по формуле

$$q = \gamma_f k_н m_в q^n, \qquad (3.36)$$

где q^n — нормативная нагрузка на крепь; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке [13]; $k_н$ — коэффициент (для главных вскрывающих выработок $k_н = 1{,}1$, для остальных $k_н = 1$); $m_в$ — коэффициент условий проведения выработок (при буровзрывном способе $m_в = 1$, при комбайновом способе проведения выработок $m_в$ следует принимать по [13]).

Пример расчета.[*] Одиночная горная выработка (квершлаг) площадью сечения $S_{пр} = 16$ м^2, $b_{пр} = 5$ м, $h_{пр} = 4$ м проводится БВР по песчанистым сланцам, имеющим расчетное сопротивление пород сжатию $R_с = 30$ МПа. Глубина заложения выработки $H_р = 150$ м. Срок службы выработки $t = 20$ лет, угол залегания пород $\alpha = 10°$. Определить расчетную нагрузку на крепь.

Определим категорию устойчивости горных пород

$$u^* = k_б\, k_\theta\, k_s\, k_в\, k_t\, u_т,$$

$$k_б = 0{,}7;\ k_\theta = 1{,}0;\ k_s = 0{,}8;\ k_в = 1{,}0;\ k_t = 1{,}0;\ u_т = 40 \text{ мм},$$

$$u = 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 40 = 22{,}4 \text{ мм}.$$

Категория устойчивости I.

$u < u_{кр}$ (например, для набрызгбетона $u_{кр} = 0{,}014 \times 5000 = 70$ мм), значит нормативную нагрузку q^n найдем, исходя из режима заданной нагрузки.

Величину пролета L и высоту свода $h_с$ обрушения определяем по формулам (3.33):

[*]В этой и последующих задачах с целью сокращения числа нужных для решения задачи вычислений определяют только смещения кровли. Там, где это необходимо, вычисляют смещения боков и почвы выработки.

$$L = 5 + 2 \cdot 4\text{tg}\,(45° - \frac{70°}{2}) = 6{,}4 \text{ м};$$

$$f = \frac{30}{10} = 3; \quad h_с = \frac{6{,}4}{2{,}3} = 1{,}07 \text{ м}.$$

Отсюда по формуле (3.34) $q^n = 0{,}025 \cdot 1{,}07 = 0{,}027$ МПа (2,7 т/м^2).

Далее, предварительно определив по нормативным рекомендациям $\gamma_f = 1{,}25$, $k_н = 1{,}1$, $m_в = 1$, находим расчетную нагрузку по формуле (3.36):

$$q = 1{,}25 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 0{,}027 = 0{,}037 \text{ МПа } (3{,}7 \text{ т/м}^2).$$

3.3.2. Определение толщины монолитной бетонной крепи с использованием принципа «технологической податливости»

Монолитная бетонная крепь применяется в породах II категории устойчивости при смещениях породного контура от 50 до 200 мм. С увеличением глубины ведения горных работ резко возрастают затраты на вентиляцию горных выработок, которые становятся определяющими в общих затратах на проведение и эксплуатацию выработок. Поэтому следует ожидать возрастания объемов применения монолитной бетонной крепи для крепления капитальных горных выработок глубоких шахт, как обладающей минимальным коэффициентом сопротивления. Необходимо отметить, что бетонная крепь является жесткой конструкцией, ее конструктивная податливость за счет усадки и ползучести бетона при твердении составляет для однопутных выработок $u_{кр} = 20$ мм, а для двухпутных $u_{кр} = 40$ мм.

Поэтому при возведении монолитной бетонной крепи непосредственно в забое выработки нормативная нагрузка на нее будет колебаться в пределах от 100 до 850 кПа, в то время как она выдерживает без появления видимых разрушений (трещин, заколов) нагрузку до 400 кПа.

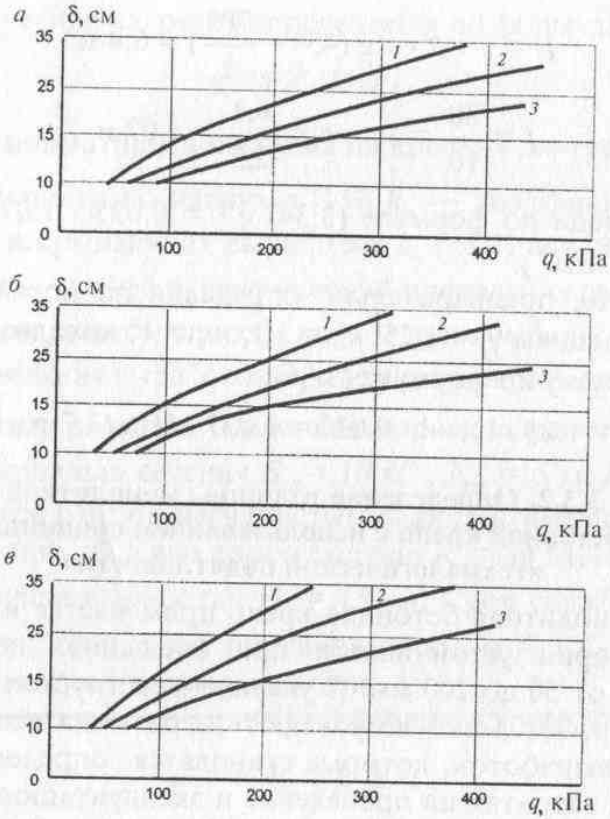


Рис. 3.11. Графики для выбора толщины свода δ монолитной бетонной крепи в зависимости от расчетной вертикальной нагрузки q, ширины выработки в проходке $b_{пр}$ и класса бетона:

а, *б* и *в* — при $b_{пр}$ соответственно 3; 4,5 и 6 м;

1 — В10; *2* — В12,5; *3* — В20

Следовательно, возведение монолитной бетонной крепи непосредственно в забое выработки возможно при расчетной нагрузке на нее до 400 кПа. Толщина бетона в своде при этом определяется по графикам на рис. 3.11 в зависимости от ширины выработки в проходке $b_{пр}$, класса бетона и расчетной нагрузки на крепь. Толщина бетона в стенах принимается равной толщине бетона в своде или на 20—30 % больше.

Эффективным способом расширения области применения монолитной бетонной крепи является использование принципа «технологической податливости». Этот принцип подразумевает возведение монолитной бетонной крепи с определенным отставанием от забоя (иногда в сотни метров). Выработка от забоя до места возведения постоянной бетонной крепи поддерживается временной крепью. В качестве временной крепи наиболее широкое распространение получила металлическая арочная податливая крепь. Устанавливаемая в забое выработки временная крепь воспринимает значительную долю смещений породного контура выработки, которые наиболее интенсивно происходят в первые месяцы после проходки, а на долю постоянной бетонной крепи приходится оставшаяся, порой незначительная часть смещений. Соответственно уменьшается и нагрузка на устанавливаемую бетонную крепь.

Время возведения монолитной бетонной крепи определяется по разнице между общей нагрузкой на крепь, (постоянной и временной) и той нагрузкой, которую может воспринять постоянная бетонная крепь. Расчету подлежит также и конструкция временной крепи. Ее параметры определяются таким образом, чтобы она не разрушилась до возведения постоянной крепи.

При возведении монолитной бетонной крепи арки временной крепи демонтируются или омоноличиваются бетоном в зависимости от состояния породного массива в месте возведения постоянной крепи. Главное препятствие демонтажу арок — наличие вывалов породы из кровли выработки, что ухудшает безопасность ведения работ по креплению и увеличивает расход бетона на 1 м выработки за счет необходимости заполнения полости вывалов.

Пример расчета. Определить нагрузку и толщину монолитной бетонной крепи, а также нагрузку и плотность установки временной металлической арочной податливой крепи при проведении одиночного двухпутного квершлага шириной $b_{пр}$ = 4,5 м. Расчетная глубина расположения выработки $H_р$ = 700 м, расчетное сопротивление массива

сжатию 30 МПа, угол залегания пород $\alpha = 5°$, срок службы квершлага 20 лет, проведение его осуществляется комбайновым способом.

Согласно выражению (2.97) определяем смещения кровли выработки и по табл. 2.7 категорию устойчивости пород:

$$u = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 370 = 181 \text{ мм}.$$

Выработка относится ко II категории устойчивости и в ней допускается к применению монолитная бетонная крепь. Определим нагрузку на монолитную бетонную крепь при ее установке в забое выработки. Смещения за счет сжатия забутовочного материала $u_з = 0$, смещения до установки крепи $u_t = 20$ мм, конструктивная податливость крепи $u_{кр} = 40$ мм. Тогда

$$u_з + u_t + u_{кр} = 20 + 0 + 40 = 60 \text{ мм}.$$

По графикам на рис. 2.41 определим нормативную нагрузку $q^n = 550$ кПа. Расчетная нагрузка составит $q = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}9 \cdot 550 = 600$ кПа. При такой нагрузке установка монолитной бетонной крепи в забое выработки невозможна или необходимо устанавливать крепь толщиной 500 ÷ 600 мм, что экономически нецелесообразно. Следовательно, в этом случае необходимо применять принцип «технологической податливости» и устанавливать в забое металлическую арочную податливую крепь.

Для определения параметров временной крепи решаем обратную задачу.

Исходя из графиков на рис. 3.11, при ширине выработки 4,5 м и бетоне класса В12,5 толщиной 25 см расчетная нагрузка на монолитную бетонную крепь составит 280 кПа. Отсюда нормативная нагрузка должна быть

$$q^n = \frac{280}{1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}9} = 257 \text{ кПа}.$$

Зная нормативную нагрузку $q^n = 257$ кПа и конструктивную податливость бетонной крепи $u_{кр} = 40$ мм, по

графику на рис. 2.41 определим обратным путем смещения кровли выработки, которые сможет воспринять бетонная крепь с принятыми нами параметрами: $u_0 = 80$ мм.

Общие смещения кровли $u = 181$ мм, следовательно, временная крепь должна воспринять смещения 181 – 80 = = 101 мм, и только после этого можно возводить монолитную бетонную крепь. Время возведения бетонной крепи можно определить по графикам на рис. 2.32, *б*, исходя из того, что $H_p / R_c = 23{,}3$ и $k_t = \frac{101}{181} = 0{,}56$. Время возведения бетонной крепи $t = 4$ мес. после проходки. В течение этого времени выработка должна поддерживаться временной металлической арочной податливой крепью.

Нормативную нагрузку на эту крепь определим по графику на рис. 2.41, исходя из смещений породного контура, приходящихся на временную крепь, 101 мм. В итоге получим $q^n = 50$ кПа.

Расчетная нагрузка на временную крепь по формуле (2.131) составит

$$q = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}9 \cdot 4{,}5 \cdot 50 = 245 \text{ кН/м}.$$

Отсюда следует, что в выработке шириной 4,5 м необходимо применять спецпрофиль СВП-22, имеющий сопротивление крепи в податливом режиме с замками ЗПК $N_s^n = 200$ кН/раму. Необходимую плотность установки крепи определим из выражения

$$n = \frac{q}{N_s^n}, \quad n = \frac{245}{200} \approx 1{,}2 \text{ рамы/м}.$$

Таким образом, в забое квершлаг крепится временной крепью КМП-А3 из СВП-22 с плотностью установки 1,2 рама/м. Через 4 мес. после проведения временную крепь снимают и возводят постоянную монолитную бетонную крепь толщиной в кровле 25 см и в боках $1{,}2 \cdot 25 = 30$ см из бетона класса В12,5.

3.3.3. Определение нагрузки на металлобетонную крепь

Металлобетонная крепь по своей сути является комбинированной конструкцией и состоит из жестких металлических рам двутаврового профиля (реже податливых рам из СВП) с бетонным заполнением, которая рекомендуется [13] к применению в породах III и IV категорий устойчивости.

Металлические рамы обычно изготавливают из двутавра № 16 ÷ 24, бетонное заполнение имеет толщину 250 мм из бетона класса В10—В15. Рамы ставят непосредственно в забое выработки, а бетонные работы производят с отставанием от него на 30 ÷ 40 м, т. е. примерно через месяц после проходки, что позволяет бетону затвердевать за пределами зоны интенсивных смещений пород. Плотность установки рам определяется ожидаемой нагрузкой на крепь и составляет обычно 1 ÷ 3 рамы на 1 м выработки. Крепь очень материалоемка и неэффективна, применяется обычно для крепления выработок и камер околоствольного двора и сопряжений. Так как металлобетонные крепи применяются в породах III и IV категорий устойчивости, то они имеют в основании или кольцевую форму, или арочную с выположенным обратным сводом.

Плотность установки двутавровых рам на 1 м для кольцевой крепи определяется по графикам на рис. 3.12 [14] в зависимости от максимальной расчетной нагрузки (или со стороны кровли, или со стороны почвы выработки), ширины выработки и номера профиля двутавра. Для кольцевой крепи толщина бетона принимается равной 30 см. В случае применения крепи с выположенным обратным сводом и максимальной нагрузкой со стороны почвы выработки плотность установки рам увеличивается на 25 %. В случае применения металлобетонной крепи арочной формы поперечного сечения (с обязательным проведением мероприятий по борьбе с пучением почвы) она рассчитывается на нагрузку со стороны кровли выработки как кольцевая крепь.

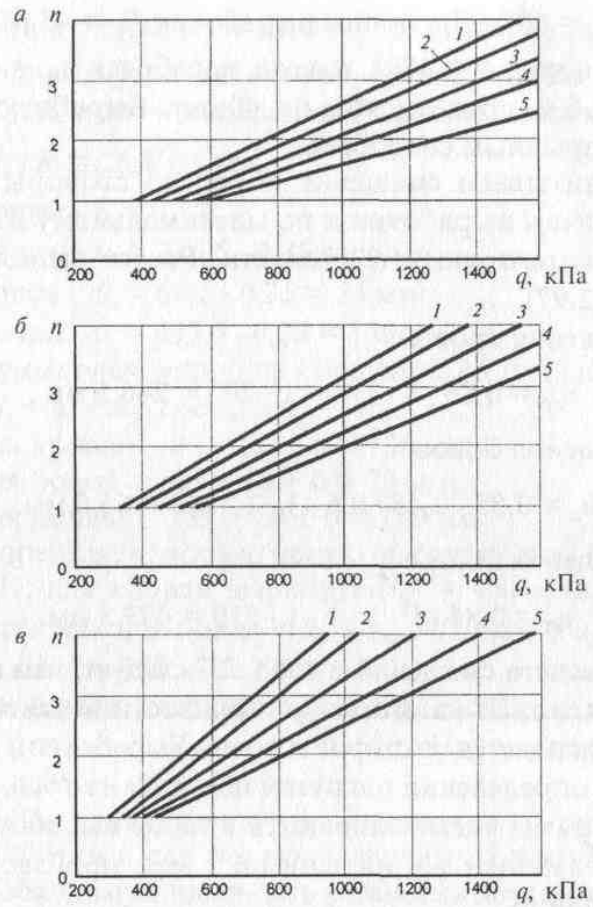


Рис. 3.12. Графики для выбора плотности установки n двутавровых рам в металлобетонной крепи в зависимости от расчетной нагрузки q, ширины выработки $b_{пр}$ и номера двутаврового профиля:

а, б и в — при $b_{пр}$ соответственно 3; 4,5 и 6 м;

1 — № 16; *2* — № 18; *3* — № 20; *4* — № 22; *5* — № 24

Пример расчета. Определить нагрузку и параметры металлобетонной крепи магистральной выработки околоствольного двора, проведенной под углом к простиранию осадочных пород, при следующих исходных данных: расчетная глубина заложения выработки $H_р$ = 1200 м, сопротивление пород кровли и боков выработки одноосному

сжатию R_c = 60 МПа, почвы выработки R_c = 45 МПа, угол залегания пород α = 188°, высота выработки $h_{пр}$ = 4 м, ширина $b_{пр}$ = 6 м, срок службы t = 40 лет. Выработку проводят буровзрывным способом.

Рассчитываем смещения пород со стороны кровли, боков и почвы выработки и по максимальному из них определяем категорию устойчивости. Расчет выполняем по формуле (2.97).

Смещения кровли

$$u_{кр} = 0{,}85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 290 = 246{,}5 \text{ мм}.$$

Смещения боков

$$u_б = 0{,}85 \cdot 0{,}45 \cdot 0{,}6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 290 = 66{,}6 \text{ мм}.$$

Смещения почвы

$$u_п = 0{,}85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 510 = 433{,}5 \text{ мм}.$$

Из расчета смещений и табл. 2.7 следует, что выработка относится к III категории устойчивости и максимальная нагрузка ожидается со стороны почвы выработки.

При определении нагрузки исходим из того, что двутавровые рамы устанавливаются в забое выработки, а затем с отставанием во времени на 1 мес. производится их бетонирование.

Смещения пород, происходящие до бетонирования, определяются по формуле (2.128):

конструктивная податливость крепи во всех направлениях $u_{кр} = 0$;

смещения за счет сжатия забутовочного материала $u_з$ принимаются равными 25 % толщины забутовочного слоя $d_з$ = 200 мм, $u_з$ = 50 мм;

смещения до бетонирования u_e определяются по формуле (2.129) в зависимости от величины H_p / R_c, времени бетонирования t = 1 мес. (величина коэффициента k_t, определяемого по графикам на рис. 2.21, *б*) и полных смещений кровли, почвы и боков выработки;

$H_p / R_c = 20$ — для кровли и боков выработки, $k_t = 0{,}35$;

$H_p / R_c = 26{,}7$ — для:

почвы $k_t = 0{,}32$;

кровли $u_t = 246{,}5 \cdot 0{,}35 = 86$ мм;

боков $u_t = 66{,}5 \cdot 0{,}35 = 23$ мм;

почвы $u_t = 433{,}5 \cdot 0{,}32 = 139$ мм.

Суммарная величина смещений до начала бетонирования $u_t + u_з + u_{кр}$ составит:

для кровли 86 + 50 + 0 = 136 мм;

для боков 23 + 50 + 0 = 73 мм;

для почвы 139 + 50 + 0 = 189 мм.

Определяем нормативную нагрузку по графикам на рис. 2.41: для кровли выработки q^n = 450 кПа, для боков $q^n = 0$, так как для них $u_t + u_з + u_{кр} = 73$ мм > $u_б = 66{,}5$ мм, для почвы q^n = 700 кПа.

Расчетная нагрузка на крепь составит: со стороны кровли $q = 1{,}1 \cdot 1{,}05 \cdot 1 \cdot 450 = 520$ кПа; со стороны почвы $q = 1{,}1 \cdot 1{,}05 \cdot 1 \cdot 700 = 809$ кПа.

Максимальная нагрузка ожидается со стороны почвы выработки и для нее по графикам на рис. 3.12 определяем необходимую плотность установки двутавровых рам.

Для выработки кольцевой формы n = 2 (две рамы на 1 м) из двутавра № 24.

Для выработки с выположенным обратным сводом $n = 2 \cdot 1{,}25 = 2{,}5$ (две с половиной рамы на 1 м) из двутавра № 24.

Для выработки с поперечным сечением арочной формы плотность установки рам рассчитывается по нагрузке со стороны кровли 520 кПа: n = 2 рамы из двутавра № 6 или n = 1,3 рамы из двутавра № 24. При этом обязательно выполняются мероприятия по предотвращению пучения почвы выработки, как это было изложено в подразд. 3.1.4.

3.3.4. Определение нагрузок на крепь выработок камерного типа

При строительстве околоствольных дворов современных угольных шахт сооружается большое число камер различного назначения: камеры водоотливных установок, водосборники, осветляющие резервуары, камеры электроподстанций распределительных пунктов, камеры загрузочных устройств скиповых подъемов, камеры депо электровозов, депо противопожарного поезда, камера ожидания и многие другие. Объемно-планировочные и конструктивные решения камер различного назначения подробно рассмотрены в [14].

Выбор типа и параметров крепи камер производится на основании расчета смещений пород на контуре поперечного сечения камер и определения категории устойчивости пород так же, как для горизонтальных и наклонных горных выработок. Дополнительно должны учитываться следующие требования [14]:

крепь выработок, примыкающих к камерам на расстоянии не менее удвоенной ширины выработки, а также против самой камеры, должна иметь деформационные характеристики, близкие к деформационным характеристикам крепи камеры;

крепь камер, сооружаемых в породах, склонных к размоканию и набуханию, в которых при эксплуатации находятся шахтные воды, должна выполняться с гидроизоляцией или рассчитываться с учетом снижения прочности пород при влагонасыщении;

крепь камер склада ВМ и электрооборудования в обводненных породах подлежит обязательной гидроизоляции.

Расчет нагрузок на крепь камер $q_к$ производят в зависимости от отношения длины камеры $L_к$ к ее ширине в проходке $b_{пр}$. При $L_к/b_{пр} > 5$ расчет нагрузок осуществляют как для протяженной горной выработки [13].

При $L_к/b_{пр} \le 5$ расчетные нагрузки на крепь камеры рассчитывают по формуле

$$q_к = k_{сн} k_{вк} q, \qquad (3.37)$$

где q — расчетная нагрузка, определяемая как для протяженной выработки; $k_{сн}$ — коэффициент снижения нагрузок на крепь камер, определяемый в зависимости от категории устойчивости пород по рис. 3.13; $k_{вк}$ — коэффициент влияния выработок, примыкающих к длинной стороне камеры, определяется в зависимости от соотношения ширины камеры $b_к$ и примыкающей выработки $b_в$ по табл. 2.13.

По полученному значению нагрузки осуществляют расчет крепи камеры как для протяженных горизонтальных и наклонных горных выработок.

Пример расчета. Определить нагрузку на крепь камеры подъемных машин при следующих исходных данных: расчетная глубина заложения камеры $H_р$ = 600 м, расчетное сопротивление пород сжатию $R_с$ = 40 МПа (породы осадочного типа), длина камеры $L_к$ = 12 м, ширина $b_к$ = 8 м, высота $h_к$ = 5 м, ширина подводящих выработок, примыкающих к длинной стороне камеры, $b_в$ = 4 м, угол залегания пород $\alpha = 5°$, камера сооружается вкрест простирания пород буровзрывным способом, срок службы камеры t = 30 лет.

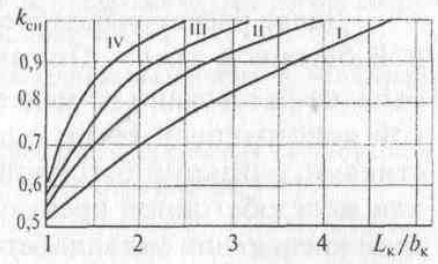


Рис. 3.13. Графики для определения коэффициента $k_{сн}$ в зависимости от величины отношения $L_к/b_к$: $L_к$ — длина камеры; $b_к$ — ширина камеры; I, II, III, IV — категории устойчивости

Определяем категорию устойчивости пород так же, как и для протяженных горизонтальных выработок:

смещения кровли и почвы

$$u_{кр} = u_{п} = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1{,}4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 145 = 142 \text{ мм};$$

смещения боков

$$u_{б} = 0{,}7 \cdot 0{,}55 \cdot 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 145 = 45 \text{ мм}.$$

Камера относится ко II категории устойчивости. Для ее крепления может быть принята монолитная бетонная крепь без обратного свода с толщиной забутовочного слоя (для уменьшения нагрузки на бетонную крепь) 250 мм в кровле и 100 мм в боках камеры.

Для кровли

$$u_{к} + u_{з} + u_{t} = 40 + 250 \cdot 0{,}25 + 20 = 122{,}5 \text{ мм}.$$

Для боков

$$u_{к} + u_{з} + u_{t} = 40 + 100 \cdot 0{,}25 + 20 = 85 \text{ мм}.$$

В соответствии с графиком на рис. 2.41 нормативная нагрузка со стороны кровли $q^{n} = 175$ кПа, со стороны боков $q^{n} = 0$.

Расчетная нагрузка на крепь камеры, как протяженной выработки, составит

$$q = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 175 = 212 \text{ кПа}.$$

По формуле (3.37) определяем нагрузку на крепь камеры:

$$L_{к} / b_{к} = 1{,}5; \quad k_{сн} = 0{,}6; \quad b_{к}/b_{в} = 2; \quad k_{вк} = 1{,}3;$$

$$q_{к} = 0{,}6 \cdot 1{,}3 \cdot 212 = 165 \text{ кПа}.$$

Далее расчет выполняем как для обычной монолитной бетонной крепи. Примыкающие выработки должны быть на расстоянии не менее $2 \cdot 4 = 8$ м закреплены жесткой конструкцией крепи с деформационными характеристиками, близкими бетонной. Например, той же бетонной или железобетонной крепью, жесткой рамной металлической крепью или металлобетонной крепью.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Фадеев Б.А. Метод конечных элементов в геомеханике. — М.: Недра, 1987. — 236 с.

2. Крауч С., Старфилд А. Методы граничных элементов в механике твердого тела. — М.: Мир, 1987. — 236 с.

3. Изучение проявлений горного давления на моделях / Г.Н. Кузнецов, М.Н. Будько, А.А. Филиппова, М.Ф. Шклярский. — М.: Углетехиздат, 1959. — 283 с.

4. Покровский Г.И., Федоров И.С. Центробежное моделирование в горном деле. — М.: Недра, 1969. — 247 с.

5. Левинсон-Лессинг Ф., Зайцев А. К вопросу о давлении в тоннелях. — М.: ОНТИ, 1915. — 118 с.

6. Ямщиков В.С. Методы и средства исследования и контроля горных пород и процессов. — М.: Недра, 1982. — 296 с.

7. Некрасов В.В., Казанцев В.Г., Магдычев В.И., Потапов М.Г. Автоматизированная система диагностики напряженно-деформированного состояния массива горных пород. — М.: МГГУ, 1995. — 75 с.

8. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механика горных пород. — М.: Недра, 1975.

9. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механические процессы в породных массивах. — М.: Недра, 1986.

10. Баклашов И.В., Руппенейт К.В. Прочность незакрепленных горных выработок. — М.: Недра, 1965.

11. Баклашов И.В. Деформирование и разрушение породных массивов. — М.: Недра, 1988.

12. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механика подземных сооружений и конструкции крепей. — М.: Недра, 1992.

13. СНиП II-94—80. Подземные горные выработки. — М.: Стройиздат, 1980.

14. Руководство по проектированию подземных выработок и расчету крепи (К СНиП II-94—80). — М.: Стройиздат, 1983.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Глава 1

МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ГЕОМЕХАНИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ 5

1.1. Численные методы в геомеханике 7
1.1.1. Общие сведения 7
1.1.2. Метод конечных элементов 8
1.1.3. Метод граничных элементов 17

1.2. Физическое моделирование геомеханических процессов в лабораторных условиях 23
1.2.1. Общие сведения 23
1.2.2. Основные положения теории подобия 26
1.2.3. Метод центробежного моделирования 31
1.2.4. Метод эквивалентных материалов 34
1.2.5. Поляризационно-оптический метод 41
1.2.6. Другие методы моделирования 49

1.3. Инструментальные методы исследования геомеханических процессов в натурных условиях 52
1.3.1. Измерение деформаций и напряжений на поверхности горных выработок 52
1.3.2. Измерение деформаций и напряжений в глубине массива 55
1.3.3. Измерение перемещений в окрестности горных выработок 61
1.3.4. Измерение нагрузки на крепь горных выработок 64
1.3.5. Автоматизированная система геомеханического мониторинга 73
1.3.6. Оценка структурно-механических особенностей породных массивов методами томографии 77

Глава 2

ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ ВОКРУГ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК 81

2.1. Геомеханические процессы вокруг протяженных капитальных горных выработок и подземных сооружений 83
2.1.1. Общие сведения о геомеханических процессах вокруг горных выработок 83
2.1.2. Геомеханические процессы допредельного деформирования 87
2.1.3. Геомеханические процессы запредельного деформирования и разрушения 110

2.2. Особенности геомеханических процессов в окрестности забоя и сопряжений горных выработок 128
2.2.1. Геомеханические процессы деформирования и разрушения в окрестности забоя горных выработок 128
2.2.2. Геомеханические процессы деформирования и разрушения в окрестности сопряжения горных выработок 130

2.3. Геомеханические процессы вокруг капитальных горных выработок и подземных сооружений камерного типа 133
2.3.1. Геомеханические процессы допредельного деформирования 133
2.3.2. Геомеханические процессы запредельного деформирования и разрушения 140

2.4. Геомеханические процессы взаимодействия массивов горных пород с подземными сооружениями 145
2.4.1. Устойчивость породных обнажений 145
2.4.2. Формирование нагрузки на крепь выработок от локальных вывалов и при сплошном сводообразовании 159
2.4.3. Формирование нагрузки в условиях совместного деформирования крепи и массива 171

Глава 3

ИНЖЕНЕРНЫЕ ЗАДАЧИ ГЕОМЕХАНИКИ ПРИ ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ 187

3.1. Оценка устойчивости незакрепленных горных выработок 189
3.1.1. Определение допустимого пролета незакрепленных выработок 189
3.1.2. Прогнозирование долговременной устойчивости выработок 197
3.1.3. Определение допустимого расстояния между двумя параллельными выработками 200
3.1.4. Определение параметров способа предотвращения пучения почвы взрывной разгрузкой пород с последующим их упрочнением 202

3.2. Геомеханическое обоснование параметров крепления горных выработок 207
3.2.1. Определение категории устойчивости и выбор крепи горных выработок в соляных породах 207
3.2.2. Определение параметров крепей на основе глубинного упрочнения вмещающих пород 211
3.2.3. Определение параметров крепи регулируемого сопротивления 218
3.2.4. Определение параметров способа перекрепления горных выработок глубинным упрочнением вмещающих пород 228

3.3. Определение нагрузки на крепь горных выработок 232
3.3.1. Определение нагрузки на крепь выработки в породах I категории устойчивости 232
3.3.2. Определение толщины монолитной бетонной крепи с использованием принципа «технологической податливости» 235
3.3.3. Определение нагрузки на металлобетонную крепь 240
3.3.4. Определение нагрузок на крепь выработок камерного типа 244

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ 247

Игорь Владимирович **Баклашов**
Борис Арнольдович **Картозия**
Александр Николаевич **Шашенко**
Владимир Николаевич **Борисов**

ГЕОМЕХАНИКА

Том 2

ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПРОЦЕССЫ

Режим выпуска «стандартный»

Редактор текста *М.М. Титова*
Компьютерная верстка,
дизайн оригинал-макета и переплета
О.Н. Киреева, Е.Б. Капралова
Набор *Т.Н. Абросимова*
Зав. производством *Н.Д. Уробушкина*

Диапозитивы изготовлены
в Издательстве МГГУ

Подписано в печать 11.05.2004. Формат 60×90/16. Бумага офсетная № 1. Гарнитура «Times». Печать офсетная. Усл. печ. л. 16,0. Тираж 1500 экз. Заказ 201

ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКОВСКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО
ГОРНОГО УНИВЕРСИТЕТА

Лицензия на издательскую деятельность
ЛР № 062809. Код издательства 5Х7(03)

Оригинал-макет подготовлен
ООО «Горная книга»

Отпечатано в ОАО
«Московская типография № 6»
115088 Москва, ул. Южнопортовая, 24

Магниевые штампы изготовлены
в Первой Образцовой типографии

119991 Москва, ГСП-1, Ленинский проспект, 6, Издательство МГГУ;
тел. (095) 236-97-80; факс (095) 956-90-40;
тел./факс (095) 737-32-65

ВЫСШЕЕ ГОРНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

Для заметок

ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКОВСКОГО
ГОСУДАРСТВЕННОГО
ГОРНОГО
УНИВЕРСИТЕТА