

XP

22965

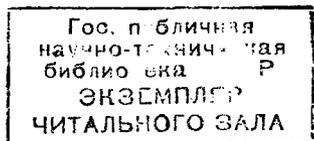
В. М. МОСТКОВ

ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ БОЛЬШОГО СЕЧЕНИЯ

**ВТОРОЕ ИЗДАНИЕ,
ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ**



ИЗДАТЕЛЬСТВО «НЕДРА» МОСКВА 1974



Мостков В. М. Подземные сооружения большого сечения. Изд. 2, перераб. и доп. М., «Недра», 1974. 320 с.

Книга является вторым переработанным и дополненным изданием монографии «Строительство подземных сооружений большого сечения», выпущенной в 1963 г. В ней учтены изменения, происшедшие за истекшие годы при проектировании и строительстве выработок площадью сечения 100 м² и более.

В книге рассмотрены конструкции большепролетных выработок дан их расчет, указаны пути дальнейшего облегчения этих конструкций; описаны применяемые в настоящее время методы модельных и натурных исследований подземных конструкций и окружающего массива породы; приведены примеры подобных исследований; рассмотрены современные способы проходки крупных подземных выработок и даны предложения по выбору этих способов в конкретных условиях; рекомендованы методы расчета параметров основных производственных процессов подземных работ, описаны высокопроизводительные схемы комплексной механизации проходческих и бетонных работ, рассмотрены отдельные вопросы организации работ, включая предложения по созданию автоматизированных систем по проектированию и строительству крупных выработок.

Книга предназначена для инженерно-технических работников, занятых исследованием, проектированием и строительством подземных сооружений, а также может быть использована преподавателями и студентами вузов по специальности «Строительство подземных сооружений и шахт» и факультетов «Мосты и туннели» транспортных и политехнических институтов.

Табл. 52, ил. 138, список лит. 121 назв.

Предисловие

Подземные сооружения большого сечения (площадью от 100 м² и выше) за последние годы широко применяют в различных областях промышленности и строительства.

Многополосные автодорожные и двухпутные железнодорожные туннели, различные подземные сооружения в городах, гидротехнические туннели, подземные машинные залы гидравлических и атомных электростанций, подземные энергетические комплексы, склады продовольствия, медикаментов и других товаров, различного рода хранилища для жидких нефтепродуктов и газов, убежища, подземные базы и другие объекты оборонного назначения — это далеко неполный перечень использования крупных подземных выработок.

Развитие техники подземного строительства, непрерывное совершенствование работ и ускорение их темпов при относительном снижении стоимости привели в ряде стран за последние годы к значительному росту строительства сооружений большого сечения.

За прошедшее десятилетие было построено во всем мире не менее 1300 км крупных туннелей и камерных выработок с объемом 120 млн. м³, а в 1970—1979 гг. будет построено 3330 км с объемом примерно 380 млн. м³.

Конструкции и технология строительства подземных сооружений большого сечения имеют существенную специфику по сравнению с обычными подземными выработками. Принятые для обычных выработок методы определения нагрузок на крепь, расчеты подземных конструкций, формы поперечного сечения, способы производства и средства механизации работ, расчеты вентиляции и некоторые другие вопросы не могут быть непосредственно распространены на выработки большого сечения.

В настоящей книге обобщен материал отечественного и зарубежного опыта строительства подземных сооружений последних лет.

Рекомендации, предлагаемые в книге, как правило, апробированы при строительстве объектов различного назначения.

Изданная Госгортехиздатом в 1963 г. монография автора «Строительство подземных сооружений большого сечения» вследствие недостатка в то время отечественного опыта была построена во многом на зарубежной практике, ряд вопросов в книге был только поставлен, но не изучен в условиях производства.

За прошедшие годы выполнен значительный объем исследований, проектирования и строительства подземных сооружений большого сечения в Советском Союзе, многое в этой области усовершенствовано за рубежом. Разработаны и реализованы новые конструкции подземных сооружений, методы их расчета и исследований, созданы высокопроизводительные машины и механизмы, прогрессивные способы строительства крупных туннелей и камер.

Все это позволило создать предлагаемую книгу, построенную в основном на новом материале, накопленном за последние 10 лет. В ней отражены также результаты исследований, разработки и внедрения передовой технологии подземных работ, проведенных до 1973 г. при участии автора Отделом туннелей института Оргэнергострой в выработках большого сечения различного назначения как в Советском Союзе, так и за рубежом.

Автор глубоко благодарен рецензенту Генералу Армии проф. докт. техн. наук А. Н. Комаровскому за ценные замечания по рукописи при ее подготовке к печати.

Современный уровень подземного строительства

§ 1. Общие сведения

Прошедшее десятилетие (1960—1969 гг.) характеризовалось самым быстрым ростом строительства подземных сооружений, совершенствованием конструкций, методов производства работ, а также расширением области применения крупных подземных выработок, существенно отличающихся от наиболее распространенных в практике горных выработок и туннелей площадью поперечного сечения до 40 м².

К характерным достижениям мирового опыта за прошедший период можно отнести строительство ряда сложнейших подземных комплексов для энергетических целей, многокилометровых транспортных туннелей большого поперечного сечения, отдельных крупных подземных объектов различного назначения. Особо следует отметить разработку и широкое применение: механизированных туннелепроходческих машин, обеспечивающих высокие темпы работ при минимальных затратах труда; мощного бурового оборудования, смонтированного на манипуляторах и самоходных установках и позволяющего в крепких породах получить большие скорости бурения; контурного взрывания, в том числе метода предварительного щелеобразования в различных породах; облегченных и экономичных видов крепи из анкеров, включая предварительно-напряженные, и набрызгбетона.

Достигнутые результаты позволили повысить темпы подземных работ, снизить их стоимость и трудоемкость. Это, в свою очередь, привело к дальнейшему развитию подземного строительства, увеличению потребности в подземных сооружениях в градостроительстве, транспорте, энергетике, для оборонного назначения, а также в самых различных областях народного хозяйства.

Современное состояние подземного строительства можно характеризовать объемами работ и технико-экономическими показателями.

Объемы работ. Имеются сводные данные по развитию туннелестроения в 19 странах (Австралия, Австрия, Англия, Бельгия, Дания, Ирландия, Испания, Италия, Канада, Нидерланды, Норвегия, Португалия, США, Финляндия, Франция, ФРГ, Швейцария,

Швеция и Япония). Эти данные приведены в табл. 1—3 [90 и др.]. В табл. 1 приведены общие сведения по подземным сооружениям, в табл. 2 дано сопоставление подземных сооружений США и Западной Европы, а в табл. 3 показано развитие этих сооружений по площадям поперечного сечения.

Таблица 1

Туннели	1960—1969 гг.			1970—1979 гг.		
	Длина, тыс. км	Объем, млн. м ³	Стоимость, млн. долл.	Длина, тыс. км	Объем, млн. м ³	Стоимость, млн. долл.
Транспортные	2,3	161,9	5219	5,1	432,4	19 068
Гидротехнические	3,9	73,0	1650	3,5	68,6	2 794
Коммунального хозяйства	7,0	42,5	1372	12,2	147,8	6 292
Прочие подземные сооружения	0,1	8,9	170	0,2	26,2	429
Всего	13,3	286,3	8419	21,0	675,0	28 583

Как следует из таблиц, в целом намечается значительный рост строительства подземных сооружений в 1970—1979 гг. по сравнению с 1960—1969 гг. Длина их возрастет в 1,6 раза, объем — в 2,4 раза, а общая стоимость — в 3,4 раза.

Анализируя данные табл. 2 и 3, можно отметить существенные объемы сооружений большого сечения. За 1960—1969 гг. было построено не менее 1300 км крупных туннелей и камерных выработок объемом 120 млн. м³, стоимость их составила примерно 3,6 млрд. долл. В 1970—1979 гг. их будет построено 3300 км объемом примерно 380 млн. м³, а стоимость составит около 13 млрд. долл. Этот рост в 1970—1979 гг. образуется главным образом за счет США, где транспортных туннелей средней площадью поперечного сечения 64 м² будет построено в 4,6 раза больше, чем в 1960—1969 гг., а прочих подземных сооружений средней площадью поперечного сечения 94 м² — в 3,3 раза. В Западной Европе длина туннелей большого сечения увеличится в 2,2 раза. Если же учесть статистику по всем странам мира, то вышеприведенные цифры еще более возрастут.

Технико-экономические показатели. Для выработок малого сечения (10 м²) в прошедшем десятилетии достигнуты весьма высокие рекордные скорости проходки, составляющие для механизированного способа 2 км/мес и для буровзрывного способа 1,2 км/мес. В туннелях большого сечения (80—100 м²) наивысшие скорости проходки составили 0,3—0,4 км/мес при суточных достижениях 25—30 м/сут при механизированном способе и 15—20 м/сут при буровзрывном способе. Мировой рекорд скорости проходки туннеля

Таблица 2

Страна	Год строительства	Параметры	Туннели				
			транспортные	гидротехнические	коммунального хозяйства	прочие сооружения	всего
США	1960—1969	Длина, км	103	656	2698	12	3469
		Средняя площадь поперечного сечения, м ²	73,7	18,6	8,1	36,2	12,1
	1970—1979	Длина, км	477	1020	8724	40	10 261
		Средняя площадь поперечного сечения, м ²	64,0	15,4	14,0	94,4	16,7
	Рост по сравнению с 1960—1969 г., %	+363	+55	+223	+233	+196	
Западная Европа	1960—1969	Длина, км	1048	2620	4198	86	7952
		Средняя площадь поперечного сечения, м ²	65,4	18,5	4,5	68,5	17,8
	1970—1979	Длина, км	2300	2044	3130	196	7670
		Средняя площадь поперечного сечения, м ²	65,0	20,9	5,8	102,3	30,7
		Рост по сравнению с 1960—1969 гг., %	+119	-22	-25	+128	-4

диаметром 6,3 м механизированным способом составляет 79 м/сут (туннель Навайо, США, 1972 г.).

На рис. 1 показана динамика роста скоростей проходки зарубежных туннелей с 1850 до 1970 гг. [78]. В настоящее время по лучшим зарубежным объектам достигнуты следующие средние производительности выемки скалы с одного забоя без возведения крепи:

Площадь поперечного сечения туннеля, м ²	70—150	150—200	200—350
Средняя производительность проходки, тыс. м ³ /мес	8	10	16

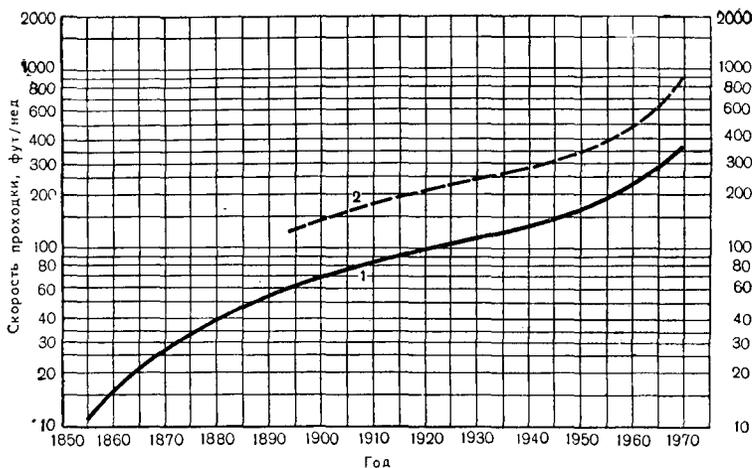


Рис. 1. Динамика роста скоростей проходки зарубежных туннелей:

1 — средняя скорость; 2 — максимальная скорость

Вместе с тем средние скорости сооружения зарубежных туннелей буровзрывным способом в целом значительно отличаются от рекордных показателей. В табл. 4 приведены сведения по средним скоростям проходки и бетонирования ряда туннелей за рубежом, вычисленные за весь период строительства. Уровень затрат труда при проходке туннелей в крепких породах, не требующих возведения крепи, характеризуется графиком, показанным на рис. 2 [111].

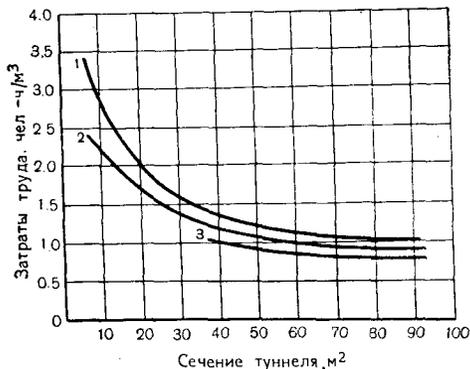
В Советском Союзе средние скорости проходки туннелей большого сечения буровзрывным способом пока невелики, хотя рекордные достижения представляются значительными. В табл. 5 приведены

Таблица 3

Площадь поперечного сечения, м ²	1960—1969 гг.			1970—1979 гг.			1970—1979 гг., % к 1960—1969 гг.	
	Средняя площадь поперечного сечения, м ²	Длина, тыс. км	Объем, млн. м ³	Средняя площадь поперечного сечения, м ²	Длина, тыс. км	Объем, млн. м ³	Длина	Объем
До 10	5,2	8,5	44,2	5,3	12,0	64,2	141	145
10—30	21,4	2,6	55,6	19,1	3,5	65,8	134	118
30—100	65,0	1,9	123,7	74,5	4,4	327,1	232	264
Более 100	209,0	0,3	62,8	198,0	1,1	217,9	367	347
Всего	21,5	13,3	286,3	32,2	21,0	675,0	158	236

Рис. 2. Зависимость затрат труда от сечения туннеля при различной механизации буровых работ:

- 1 — легкие перфораторы на пневмоподдержках и буровых подмостях;
 2 — легкие перфораторы на лестничных направляющих и буровых подмостях;
 3 — тяжелые бурильные машины на манипуляторах и самоходных установках



отдельные наилучшие результаты, достигнутые при проходке отечественных гидротехнических туннелей большого сечения за последние годы. Эти показатели в определенной степени могут характеризовать современный уровень строительства подобных туннелей различного назначения в Советском Союзе.

Наименьшие затраты труда с учетом обслуживающего персонала при проходке туннелей, приведенных в табл. 5, составляют 0,1—0,2 чел.-смен/м³. В среднем для отечественных туннелей большого сечения, сооружаемых в трещиноватых породах, требующих возведения крепи, затраты труда составляют при проходке 0,4—0,5 чел.-смен/м³, а при бетонировании 1—2 чел.-смен/м³.

Возвращаясь к табл. 1, можно заметить, что в течение 1970—1979 гг. в 19 странах должно быть построено около 9 тыс. км гидротехнических и транспортных туннелей общим объемом 500 млн. м³.

Таблица 4

Туннель, страна	Сечение, м²	Длина туннеля, м	Годы строительства	Среднемесячные скорости с одного забоя, м/мес	
				проходки	сооружения с учетом отделки
Портидж-Маунтин, Канада	222	760	1962—1963	70	40
Мика, Канада	183	1 930	1965—1966	40	20
Хеллс-Каньон, США	133	525	1965—1966	70	45
Страйт-Крик, США	130	2 485	1968—1971	50	35
Мовблан, Италия и Франция	80	11 600	1959—1962	140	95
Фельбертауэрн, Австрия	70	5 183	1963—1966	100	60
Инфернильо, Мексика	64	686	1959—1960	85	30
Крипау, Австрия	46	4 361	1963—1965	95	85

Таблица 5

Год	Гидроэлектростанция, туннель, строительная организация	Средняя площадь поперечного сечения туннеля, м ²	Буровое и погрузочное оборудование	Максимальная скорость проходки, м/мес	Максимальная производительность, тыс. м ³ /мес
1966	Чиркейская ГЭС, транспортный туннель (Главтоннельметрострой)	50	Две установки СБУ-2м, погрузочная машина ПНБ-3к	100	5,0
	Усть-Халтайская ГЭС, строительный туннель (Гидроспецстрой)	80	Буровые подмости на 10 перфораторов ПР-24л, экскаватор ЭП-1	72	5,8
	Чиркейская ГЭС, строительный туннель (Главтоннельметрострой)	100	Подмости на тракторе с машинами БУ-1, экскаватор ЭП-1	58	5,8
1967	Нурекская ГЭС, III строительный туннель (Гидроспецстрой)	80	Установка СБУ-4, экскаватор ЭП-1	72	5,8
	Ингури ГЭС, деривационный туннель, забой № 6 (Ингуригэсстрой)	83	Две установки СБУ-2м, экскаватор ЭП-1	71	5,9
	Ингури ГЭС, деривационный туннель, забой № 10 (Ингуригэсстрой)	83	Буровая рама на семь машин БУ-1, установка СБУ-2м, экскаватор КЛ-250	100	8,3
1968	Ингури ГЭС, деривационный туннель, забой № 10 (Ингуригэсстрой)	83	Буровая рамка на 7 машин БУ-1, установка СБУ-2м, экскаватор КЛ-250	115	9,5
	Ингури ГЭС, деривационный туннель, забой № 10 (Ингуригэсстрой)	83	То же	130	10,8
	Нурекская ГЭС, IV транспортный туннель (Гидроспецстрой)	88	Две установки СБУ-4, экскаватор ЭП-1	125	11,0
1969	Нурекская ГЭС, подводный туннель (Гидроспецстрой)	54	Две установки СБУ-4, две погрузочные машины ПНБ-3к	167	9,0

Стоимость этих работ оценивается в 22 млрд. долл., т. е. стоимость 1 м³ готового туннеля в среднем составляет 44 долл. При этом следует иметь в виду, что большой объем зарубежных туннелей (страны Скандинавского полуострова, Австралия, Канада и др.) выполняется, как правило, без постоянной крепи (обделки)* или лишь с облегченной и экономичной анкерной и набрызгбетонной крепями. Поэтому стоимость этих туннелей будет значительно ниже указанной средней величины.

Анализ стоимости проходческих и бетонных работ в отечественных туннелях большого сечения приведен в работах [30, 40, 44 и др.].

Резюмируя сказанное выше можно отметить достаточно высокий уровень современного подземного строительства. Тем не менее, имеются неиспользованные резервы дальнейшего совершенствования, поскольку многие вопросы в практике проектирования и строительства подземных сооружений, особенно большого поперечного сечения, не нашли пока своего решения. Остаются все еще трудоемкими работы по обушиванию высоких забоев, недостаточно механизированы работы по оборке профиля после взрыва и по заряданию шпуров. В процессе строительства подземных выработок, как правило, не удается избежать переборов породы, ведущих к удорожанию работ. Пока еще не созданы экономичные механизированные туннелепроходческие машины большого диаметра для выработок, проходимых в крепких породах. Недостаточно внедряются новые методы проходки выработок большого сечения в слабых нарушенных породах.

Решение всех этих вопросов намечается в текущем десятилетии. Весьма перспективным направлением дальнейшего развития подземного строительства является широкое использование автоматики в производственных процессах (программированное бурение забоев, выносные пульты управления погрузочными средствами, автоматизированные службы контроля за качеством крепления и др.), а также создание автоматизированных систем проектирования организации и производства подземных работ и управления подземными работами. Исследования в этих направлениях ведут уже в настоящее время и можно полагать, что широкое внедрение результатов будет осуществлено в недалеком будущем.

§ 2. Подземные сооружения большого сечения (область применения)

Транспорт, урбанистика. За последние годы в связи с повышением интенсивности движения, ростом скоростей и грузоподъемности транспорта значительное развитие получили крупные транспортные туннели большого пролета. В табл. 6 приведены некоторые

* В подземном строительстве бетонная или железобетонная сплошная крепь, выполняющая функции защитной и несущей крепи, называется обделкой.

Таблица 6

Туннель (назначение)	Страна	Длина, км	Ширина, м	Высота, м
Хельнцерский (автомобильный)	ФРГ	1,0	15,5	12,2
Страйт-Крик (автомобильный)	США	2,5	12,5	11,6
Монбланский (автомобильный)	Италия и Франция	11,6	10,5	10,0
Мерсей-II (автомобильный)	Англия	2,4	10,0	10,0
Сан-Бернардинский (автомобильный)	Швейцария	6,6	9,8	9,3
Таннский (железнодорожный)	Япония	7,9	9,6	7,8
Фельбертаурнский (автомобильный)	Австрия	5,2	9,5	8,0
Таурнский (автомобильный)	»	6,4	9,5	8,0

зарубежные транспортные туннели, построенные в период 1966—1971 гг.

В Советском Союзе на строительствах Нурекской, Токтогульской и Чиркейской ГЭС построены автотранспортные туннели общей длиной примерно 10 км, пролетом 10—12 м и высотой 7—8 м. Закончено строительство двух автомобильных туннелей через перевалы в Армении общей длиной 4,2 км, пролетом 9 м. Завершено несколько автомобильных туннелей в НРБ площадью до 100 м², пролетом 10—11 м в скальных породах, отдельные туннели имеют пролет до 17—18 м.

В настоящее время строится ряд уникальных транспортных туннелей. В Швейцарии с двух порталов идет проходка Сен-Готардского автомобильного туннеля через Альпы длиной 16,3 км, сечением до 12 × 9 м, а на расстоянии 30 м от основного туннеля проходится аварийный туннель площадью 6—8 м². Сен-Готардский туннель должен быть сдан в эксплуатацию в 1978 г., сбойка забоев намечена на конец 1975 г. Также строятся два параллельных автомобильных туннеля Гран-Сассо в Италии длиной 10,5 км, сечением 8 × 7 м для одностороннего движения в каждом направлении. Строится железнодорожный туннель в Японии, связывающий острова Хонсю и Кюсю, длина туннеля 18,6 км, сечение 10 × 8 м; автомобильный туннель Учка в Югославии длиной 5 км, сечением 10 × 7 м и др.

В 1972 г. начато строительство самого длинного в мире железнодорожного туннеля Сэйкан в Японии под Цугарским проливом между островами Хонсю и Хоккайдо. Длина туннеля 53,9 км, из которых 23,3 км будут пройдены под дном пролива на глубине 240 м ниже уровня моря и 100 м ниже дна. Вначале будет пройдена передовая разведочная выработка сечением 10 м², затем туннель будет расширен до проектного сечения 100 м². На расстоянии 20 м от основного туннеля строится вспомогательный туннель площадью 16 м². Туннель Сэйкан намечают закончить в 1979 г. Стоимость всего сооружения составит примерно 700 млн. долл.

В 1975 г. начнут строить железнодорожный туннель под Ла-Маншем общей длиной 51,5 км. Это сооружение будет состоять из находящихся друг от друга на расстоянии 30 м двух однопутных туннелей диаметром примерно по 7,5 м и расположенного между ними пилот-туннеля диаметром 4,2 м. Часть туннеля длиной 38 км пройдет на глубине 40—80 м под дном пролива. Стоимость строительства составит 8—9 млрд. франков. Окончание строительства намечено на 1980 год.

Изучается возможность проходки транспортного туннеля под Гибралтаром длиной 48 км (стоимость примерно 600 млн. долл.), проходки туннеля сечением 17×13 м через пролив Босфор и других, подобных сложнейших объектов.

В ряде крупных городов (Париж, Лондон, Токио и др.) предусмотрено строительство городских автодорожных туннелей, соединяющих различные районы города. Характерные сечения магистральных двухъярусных туннелей, которые предполагается построить в Париже, имеют круговое или эллиптическое (с большой вертикальной осью) очертание. Высота этих туннелей составит 15 м, ширина для эллиптического сечения — 12 м.

В Лондоне такие туннели будут иметь диаметр до 18 м, они будут двухъярусные, по две и три полосы движения в каждом ярусе. Эти туннели общей длиной 300 км пройдут на глубине от 30 до 60 м от поверхности и должны быть построены в течение 10—15 лет. Общая стоимость автомагистралей составит 2,4 млрд. фунт. ст.

В Сан-Франциско реализуется проект, по которому все пригороды, удаленные от центра на 70 км, объединяются транспортной системой в виде эстакад и туннелей, позволяющей в часы пик доехать до центра города за 40 мин.

Под одной из площадей Тбилиси построены два автодорожных туннеля пролетом по 10 м и общей длиной около 2 км.

В последние годы подземное градостроительство с использованием крупных выработок приобретает особое значение. Появилось выражение «города уходят под землю». В 1972 г. была разработана «Схема организации и использования подземного пространства г. Москвы», позволяющая сэкономить городу более 7 тыс. га земли. Под землей размещаются многие склады, хранилища, торговые центры, выставочные комплексы, архивы, АТС, гаражи, автостоянки, станции технического обслуживания. Будут созданы скоростные и распределительные подземные автомагистрали. Подземная урбанизация интенсивно развивается в первую очередь в городах, имеющих большую плотность населения (Париж — 26 тысяч человек на 1 км², а в отдельных районах до 80 тысяч; Токио — 17 тысяч человек на 1 км² и др.). Разгрузка городов от транспорта и многих предприятий является одной из важнейших задач современного градостроительства [85]. Можно ожидать, что в 1990—2000 гг. подземное пространство под крупнейшими городами на глубину до 150 м будет полностью освоено. В настоящее время в Чикаго сооружается система водопровода и канализации, прокладываемая на глубине 210—240 м

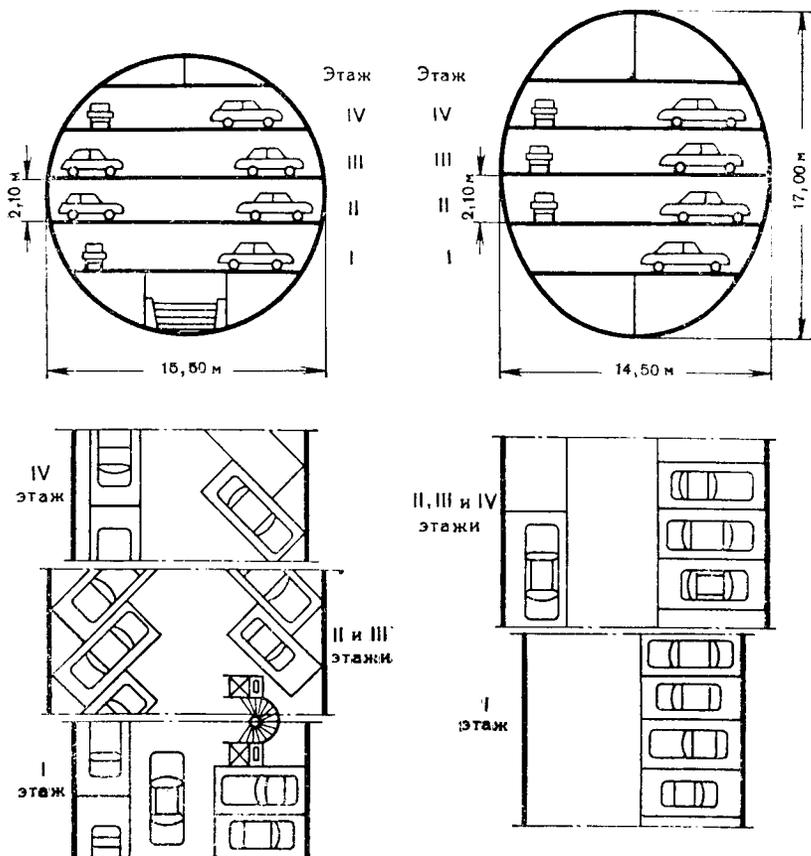


Рис. 3. Характерные сечения подземных автостоянок

в твердом известняке, создающим благоприятные условия для размещения разветвленной подземной сети.

В Париже строится новый деловой комплекс у площади Обороны, который кроме наземной многоэтажной застройки имеет пять подземных ярусов. Рассматривается проект комплекса подземных сооружений на глубине 35 м и под бывшим парижским центральным рынком. На рис. 3 показаны типовые сечения подземных автостоянок в Париже, строительство которых предполагается начать в ближайшее время. Намечается к 1980—1983 гг. на подземных стоянках Парижа разместить 100 тысяч автомобилей. Как показывают экономические расчеты, проведенные в Швейцарии, стоимость одного машино-места на подземной стоянке, равна в среднем 6 тыс. долл., в то время как на наземной стоянке эта стоимость колеблется от 5 тыс. до 10 тыс. долл. в зависимости от состояния застройки и стоимости земельного участка [112].

В 1974 г. предполагается завершить постройку подземного пятиэтажного сооружения под Токийским вокзалом, связывающим несколько линий железной дороги и метрополитена. Там же будут размещены универмаги и рестораны. Подземные площади уже имеются в Лондоне, Риме, Стокгольме, Мюнхене, Монреале и в ряде других городов.

Естественное развитие получили в городах и метрополитены, в которые входят многочисленный комплекс выработок большого сечения. Проектирование и строительство двухсводчатых, трехсводчатых с пилонами и колоннами и многосводчатых станций метрополитенов подробно изложены в работах [10, 36 и др.]. Для данной работы представляют интерес односводчатые выработки большого сечения, сооружаемые подземным способом — одиночные станционные туннели диаметром около 10 м, односводчатые станции пролетом 20 м и более, различного типа вестибюли, камеры (монтажные, щитовые, съездов), раструбы, тушики и другие выработки шириной 10—15 м.

В связи с известными преимуществами односводчатых станций метрополитена [1, 36] в последние годы получили дальнейшее развитие конструкции таких станций и методы их сооружения. В Париже в 1965 г. была построена станция «Этуаль», с пролетом свода 21 м и высотой 9 м, а в 1971 г. — двухъярусная станция «Обер» пролетом 24 м, высотой до 20 м. Длина обеих станций по 225 м, свод выполнен из сборных блоков, обжатых в породу.

В Советском Союзе разработан ряд прогрессивных конструкций односводчатых станций с предварительно-напряженным сводом пролетом от 17 до 25 м и высотой от 9 до 12 м. Эти станции глубокого заложения предполагается применить на строительстве Московского метрополитена.

Энергетика, гидротехника. Подземное гидроэнергостроительство в отличие от транспортного строительства характеризуется не отдельными туннелями, а комплексом сложнейших сооружений, располагаемых на разных горизонтах, примыкающих друг к другу под различными углами и имеющих разные формы и размеры. На рис. 4 показана схема подземных выработок напорно-станционного узла ГЭС Круахан в Англии мощностью 400 тыс. кВт. Подземный машинный зал длиной 92 м имеет пролет 24 м и высоту 39 м. Схема эта, несмотря на ее сложность, не является уникальной. Не менее сложна, например, схема расположения подземных выработок Нурекской ГЭС, в частности узла камер развилки, первая очередь которых закончена в 1972 г. Камеры вертикальных развилки имеют высоту 20 м и пролет 15 м, монтажные камеры — высоту 32 м и пролет 20 м (см. рис. 133).

В настоящее время в различных странах мира эксплуатируется и строится около 350 подземных электростанций общей мощностью около 40 млн. кВт. Характеристика ряда подземных машинных залов ГЭС в Советском Союзе приведена в табл. 7 [44, 52 и др.]. Наряду с машинными залами у нас построены многочисленные

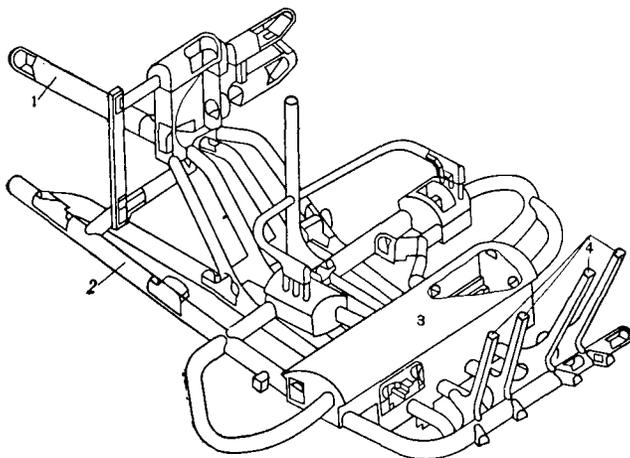


Рис. 4. Схема подземных выработок напорно-станционного узла ГЭС Круахан:

1 — отводящий туннель; 2 — подходной туннель; 3 — машинный зал; 4 — шахтные напорные трубопроводы



Рис. 5. Зависимость стоимости разработки подземных выработок от глубины их залегания:

1 — подходный туннель площадью 60 м²; 2 — камера

подземные камеры затворов, трансформаторные помещения, уравнильные и другие крупные камеры. Площадь поперечного сечения их составляет 200—500 м², длина от 40 до 200 м.

С 1966 г. за рубежом построены многочисленные подземные ГЭС, некоторые из них приведены в табл. 8.

В 1972 г. закончено строительство I очереди крупнейшей в мире подземной ГЭС Черчилл-Фоллис в Канаде. Мощность станции 5,2 млн. кВт в 11 агрегатах по 475 тыс. кВт каждый. Стоимость объекта примерно 1 млрд. долл. Работы были начаты в 1967 г.

Таблица 7

ГЭС	Характерное поперечное сечение	Площадь выломки, м ²	Объем выломки, тыс. м ³	Длина камеры, м	Инженерно-геологические условия	Год окончания строительства
Ингурская		712	94,0	128,4	Известняки, $f = 4 \div 10$	В стадии строительства
Борисоглебская		632	46,2	73,0	Гранитогнейсы, сиениты, $f = 10 \div 15$	1963
Севанская		583	25,0	42,3	Порфириды, мелкообломочные туфобрекчи, $f = 3 \div 5$	1950
Ладжанурская		581	45,5	61,1	Известняки, $f = 4 \div 6$	1959
Хантайская		567	70,7	110,0	Долериты, $f = 7 \div 9$	1971

Продолжение табл. 7

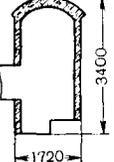
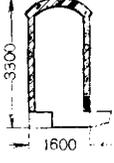
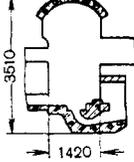
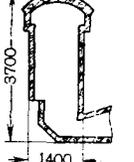
ГЭС	Характерное поперечное сечение	Площадь выломки, м ²	Объем выломки, тыс. м ³	Длина камеры, м	Инженерно-геологические условия	Год окончания строительства
Арзинская		526	25,3	55,0	Базальты, $f = 6 \div 8$	1956
Нива-III		475	37,4	78,0	Гранитогайсы, $f = 10 \div 15$	1950
Храм-II		449	23,6	39,0	Плотные туфобрекчии, $f = 5 \div 6$	1962
Верхне-Тулomsкая		446	36,6	82,0	Гранитогайсы, $f = 14 \div 15$	1965

Таблица 8

ГЭС	Страна	Подземный машинный зал			
		объем, тыс. м ³	длина, м	ширина, м	высота, м
Баундери	США	150 (I очереди)	146	23	58
Портидж-Маунтин	Канада	130	272	20	26
Инfernильо	Мексика	115	128	21	48
Утард-3	Канада	103	127	21	43
Оровилл	США	100	168	22	43

и будут полностью закончены в 1976 г. Объем подземной выломки превышает 1,8 млн. м³. Длина подземного машинного зала ГЭС 296 м, пролет 25 м и высота 47 м; крепление анкерами без несущей бетонной крепи. Уравнительная камера длиной 233 м, расположенная параллельно машинному залу, имеет высоту 45 м и пролет 19,5 м; она также закреплена анкерами. К двум этим камерам подходит транспортный туннель длиной 1,6 км, сечением 10 × 8 м. От турбин вода отводится в реку двумя туннелями длиной по 1,7 км, сечением 13,5 × 18 м [57].

Пример Черчилл-Фоллс не единичен. В последние годы мощность подземных ГЭС повышается и в ряде случаев превышает 1 млн. кВт (Портидж-Маунтин — 2,3 млн. кВт, Мика в Канаде — 2 млн. кВт, Корнуолл в США — 2 млн. кВт, Ингури в СССР — 1,35 млн. кВт, Ронковальгранде в Италии — 1,04 млн. кВт и др.).

Развитие строительства подземных ГЭС вызвано в первую очередь экономическими соображениями, поскольку в ряде стран подземные работы настолько усовершенствованы, что стоимость их незначительно превышает стоимость аналогичных работ на поверхности, а интенсивность подземного строительства весьма высока [72 и др.]. Кроме того, подземное расположение сооружений имеет неопределимые преимущества в таких местностях, где температура колеблется в пределах $\pm 40^\circ \text{C}$, имеются ураганные ветры, длительные ливни, снегопады, камнепады, повышенная сейсмичность. В европейских ГЭС подземное расположение машинных залов во многих случаях продиктовано оборонными соображениями.

Последнее время большое развитие приобрели подземные гидроаккумулирующие станции (ГАЭС), в машинном зале которых размещаются турбогенераторы для выработки энергии и насосы для перекачки воды.

В США в 1970 г. из общей мощности существующих и строящихся подземных станций 5,5 млн. кВт на долю ГАЭС приходилось 4,3 млн. кВт, т. е. 78%, в Италии — 31%, в Швейцарии — 24%, во Франции и Бельгии — 38%, в Японии — 40%, в Австрии — 46%, в ФРГ — все 100%.

В Швеции предложена подземная ГАЭС с использованием в качестве верхнего бассейна естественных водоемов: озер, рек, морей или искусственных водохранилищ. Нижний бассейн и машинный зал размещаются при этом в глубоко расположенных выработках (на глубине 0,6—1 км) большого сечения [5, 95]. На рис. 5 показана зависимость стоимости разработки подземных выработок от глубины их залегания для подобной ГАЭС (1 шведская крона $\approx 0,2$ долл.). Стоимость дана в прямых затратах. В Советском Союзе ведутся проектные работы по созданию ГАЭС с подземными нижними резервуарами на глубине 1—1,2 км общей емкостью 2 млн. м³ (три камеры длиной по 1—1,3 км, площадью 500—600 м²).

Разработаны предложения по созданию подземных энергетических комплексов, представляющих собой сочетание атомной (АЭС)

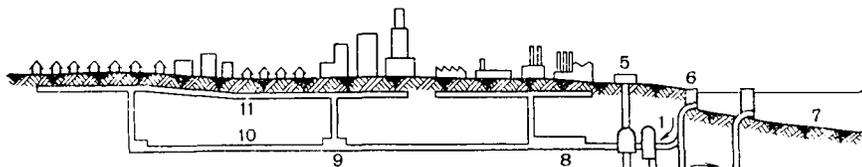
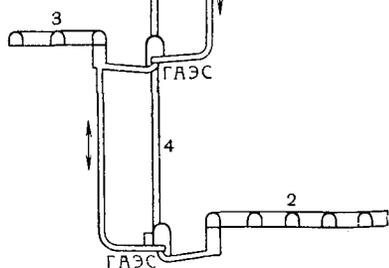


Рис. 6. Подземный энергетический комплекс:

- 1 — атомная электростанция;
- 2 — нижний подземный бассейн;
- 3 — «буферный» бассейн;
- 4 — транспортная шахта;
- 5 — вспомогательное здание;
- 6 — водозабор;
- 7 — выпуск теплой воды;
- 8 — главная подстанция;
- 9 — распределительная подстанция;
- 10 — шинный туннель;
- 11 — распределительный туннель



и гидроаккумулирующей станции или тепловой и гидроаккумулирующей станций [61]. Такие комплексы (рис. 6) имеют существенные преимущества по сравнению с отдельно построенными станциями как в части совмещения ряда сооружений, так и по условиям эксплуатации. Экономичное строительство крупных подземных выработок в этих условиях приобретает первостепенное значение. Весьма перспективной является возможность размещения сооружений ГАЭС и АЭС в отработанных горных выработках. Это позволит существенно сэкономить средства и время на строительстве таких электростанций.

В Западной Европе работает несколько АЭС, размещенных под землей. Основными преимуществами подземного расположения реакторов по сравнению с наземным, наряду с условиями противозвушной обороны, являются повышение экономичности АЭС с одновременным производством тепла и электроэнергии при расположении станции в непосредственной близости от большого города, а также более эффективная защита от радиоактивных уносов в атмосферу при аварии реактора (особенно в районах с сейсмической активностью). Реакторы и вспомогательное оборудование размещают в подземных камерах пролетом до 25 м и средней высотой до 50 м. Примеры запроектированных и построенных подземных атомных станций с описанием их конструкций и определение области применения таких станций приведены в фундаментальной работе А. Н. Комаровского [27].

В гидротехническом строительстве имеется много примеров сооружения туннелей большого сечения. В Советском Союзе построено и строится более 30 гидротехнических туннелей пролетом 8 м и более, общей длиной 50 км. Характеристика ряда этих туннелей приведена в табл. 9 [24, 44, 52 и др.].

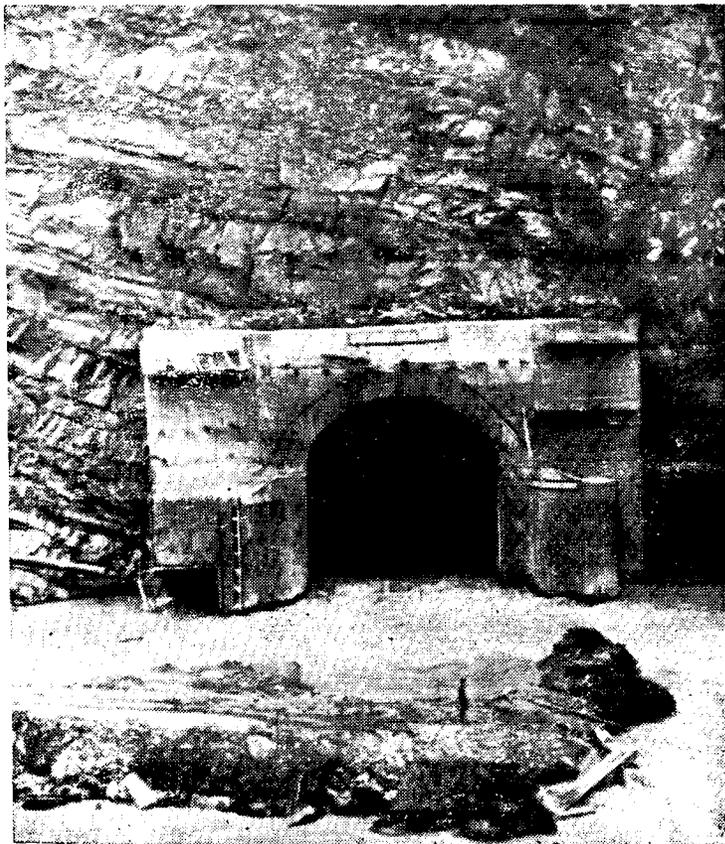
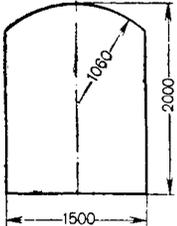
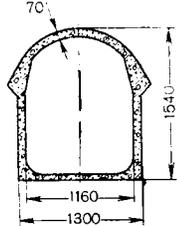
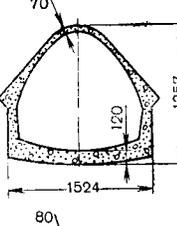
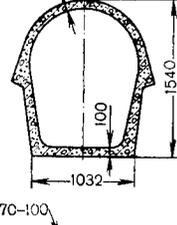
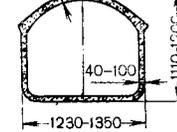


Рис. 7. Входной портал туннеля строительных расходов Нурекской ГЭС

В строительстве отечественных гидротехнических туннелей большого сечения примерно 10 лет назад начался качественно новый этап, когда по проектам института Гидропроект приступили к работам по строительству крупнейших гидроэлектростанций: Нурекской на р. Вахш в Таджикистане с объемом подземной выломки 2,5 млн. м³ и бетона 1,1 млн. м³ и подземной Ингурской на р. Ингури в Грузии с объемом выломки 3,2 млн. м³ и бетона 1,3 млн. м³, включая подземный машинный зал и напорный туннель диаметром 10,5 м, длиной 15 км. В те же годы началось строительство Токтогульской, Чарвакской, Вилюйской, Усть-Хантайской, Капчагайской и других ГЭС, в состав которых входят многочисленные туннели площадью 100 м² и более. С помощью Советского Союза в АРЕ построены крупнейшие туннели высотной Асуанской плотины диаметром в свету 15 м, площадью выломки 240 м², общей длиной 1700 м. На рис. 7 показан туннель строительных расходов I яруса Нурекской ГЭС пролетом в свету 12 м во время его эксплуатации. Большие заслуги

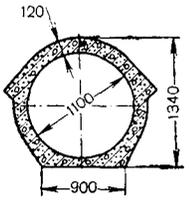
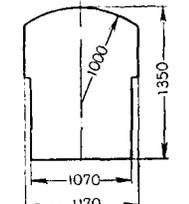
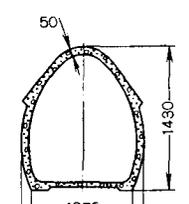
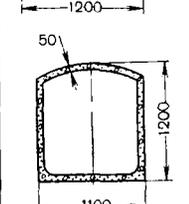
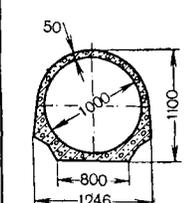
Табл

ГЭС	Туннель	Характерное поперечное сечение	Площадь поперечного сечения, м ²	
			в выломке	в свету
Верхне-Туломская	Отводящий		290,0	290,0
Токтогульская	Строительный		191,4—200,0	150,0
Ингульская	»		168,1—180,0	128,5
Чиркейская	»		168,0	127,3
Нурекская	Строительные туннели I, II, III ярусов		149,9—121	102,9

ца 9

Длина туннеля, м	Кресть	Инженерно-геологические условия	Способ проходки
535	Анкерная	Гранитогнейсы, $f = 14 \div 15$	Нижним уступом
796	Железобетонная	Известняки средне- и толстослоистые, $f = 6 \div 8$	То же
520	Бетонная	Галечники, валуны, известняки, порфиристы, $f = 4 \div 10$	»
719	Железобетонная	Известняки, $f = 5 \div 7$	»
I—1553, II—1626, III—1344	То же	Алевриты, песчаники, $f = 2 \div 15$	»

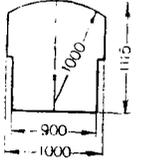
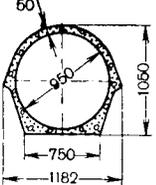
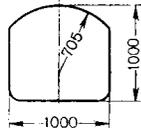
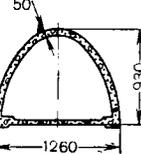
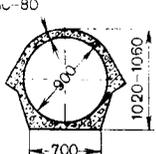
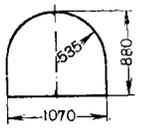
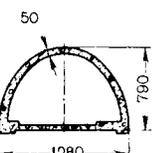
Продолже

ГЭС	Туннель	Характерное поперечное сечение	Площадь поперечного сечения, м ²	
			в выломке	в свету
Чарвакская	Строительный туннель I яруса		130,3—146,6	95,0
Борисоглебская	Подводящий		145,0	145,0
Ингульская	Отводящий		141,8	116,0
Нурекская	Катастрофические водосбросы		130,6	95,0
Нурекская	Подводящие		106,7	78,5

ние табл. 9

Длина туннеля, м	Крепь	Инженерно-геологические условия	Способ проходки
760	Железобетонная	Известняки трещиноватые, $f=4 \div 10$	Нижним уступом
750	Анкерная	Гранитогнейсы, слениты, $f=10 \div 15$	То же
3200	Бетонная	Известняки, $f=4 \div 10$	»
300×2	»	Песчаники, алевролиты, $f=5 \div 12$	»
557	Железобетонная	Песчаники, алевролиты, $f=5 \div 12$	»

Продолже

ГЭС	Туннель	Характерное поперечное сечение	Площадь поперечного сечения, м ²	
			в выломке	в свету
Борисоглебская	Отводящие		105,0	105,0
Ингульская	Деривационный		92,6	70,8
Хантайская	Строительный		92,5	92,5
Токтогульская	Транспортный		90,5	69,2
Чарвакская	Напорные воды		88,2—81,6	63,6
Ингульская	Подходной		82,0	82,0
Нурекская	Транспортный		77,2—80,9	65,0

ние табл. 9

Длина туннеля, м	Крепь	Инженерно-геологические условия	Способ проходки
I—120, II—140	Анкерная	Гранитогнейсы, сиениты, $f=10 \div 15$	Нижним уступом
15 100	Бетонная	Известняки среднеслоистые, $f=6 \div 10$	На полное сечение и нижним уступом
302	Анкерная	Долериты, $f=12 \div 14$	Нижним уступом
242	Бетонная	Известняки, $f=2 \div 9$	На полное сечение
I—849, II—704	Железобетонная	Известняки, $f=7 \div 9$	Нижним уступом
I—164, II—158	Металлическая	Известняки, $f=8 \div 10$	На полное сечение
I—550, II—178, III—586	Железобетонная	Песчаники, алевролиты, $f=4 \div 8$	То же

в области строительства крупных гидротехнических туннелей принадлежат Ордена Ленина Всесоюзному тресту Гидроспецстрой [40].

За последние 10 лет за рубежом также построен ряд крупнейших гидротехнических туннелей, в том числе в Пакистане на гидроузле Тарбела (4 туннеля по 0,7—0,8 км, диаметром 17—18 м), в Канаде на ГЭС Мика (два туннеля по 1,4 км, сечением $15,3 \times 15,3$ м), в США на ГЭС Оровилл (два туннеля по 1,4 км, диаметром по 12,6 м) и Анжелос (туннель длиной 11 км, диаметром 10 м), в Норвегии на ГЭС Брокке (туннель длиной 27,3 км, пролетом 10,4 м и высотой 7,7 м) и др.

Гидротехнические туннели сооружают не только при строительстве гидроэлектростанций.

В настоящее время в Мехико строится система канализационных туннелей площадью поперечного сечения 60 м^2 , общей протяженностью около 50 км. Туннели проходят на глубине от 30 до 50 м.

В Стокгольме закончено строительство подземной установки для очистки воды. В случае войны ее предполагают использовать как противоатомное бомбоубежище. Сооружение представляет собой 11 параллельно расположенных выработок длиной в среднем по 135 м, шириной по 10,6 м и высотой по 10 м.

При сооружении атомной электростанции Рингхальс в Швеции мощностью 3 млн. кВт, первые агрегаты которой введены в эксплуатацию, построен гидротехнический туннель длиной 1,5 км и шириной 9,5 м для сброса охлаждающей воды в море. Туннель сделан для того, чтобы не нарушить открытым каналом национальный парк между АЭС и морем.

Склады, хранилища. Подземные сооружения большого сечения широко используют для размещения в них складов и хранилищ различного типа [41, 46, 50]. Например, в США эксплуатируются многочисленные подземные холодильники-склады (для различных продовольственных продуктов, медикаментов и других товаров), размещаемые, как правило, в отработанных горных выработках, многие из которых имеют большие размеры (пролет 10—15 м, высота до 10 м). В 1970 г. в Стокгольме закончено строительство крупнейшего в Европе автоматизированного подземного холодильника для продовольственных товаров объемом 40 тыс. м^3 (I очередь). Отдельные помещения имеют высоту до 10 м, а ширину — до 20 м. Начато строительство II очереди объемом 16 тыс. м^3 .

В Груз.ССР вблизи г. Гори строится подземное фруктохранилище, рассчитанное на одновременное хранение 1800 т свежей продукции. Хранилище, состоящее из восьми герметизированных камер, размещается на глубине 150 м. В камерах будет поддерживаться постоянная температура, равная 0°C .

За последние годы в Финляндии емкость искусственных подземных хранилищ нефти превысила 2 млн. м^3 . Крупнейшие подземные резервуары для хранения нефтепродуктов строят в Порвоо (на берегу Финского залива, в 40 км от Хельсинки) вблизи машиностроительного завода [119]. Эти резервуары будут иметь объем более

1,5 млн. м³. Сооружение представляет собой 10 камер объемом от 70 тыс. до 180 тыс. м³, объединенных в три группы и расположенных в прочных гранитах и гнейсах.

В каждой группе резервуары располагаются параллельно друг другу при ширине целика 20—25 м. В первой группе площадь поперечного сечения камер равна 340 м², ширина 14—18 м и высота 22 м. В остальных группах площадь составляет 440 м², ширина 12—18 м и высота 30 м. Длина камер меняется от 170 до 400 м. Камеры оставлены без облицовки, дно их расположено примерно на 30 м ниже уровня моря.

Характерная схема нефтехранилища из общего комплекса показана на рис. 8. Наибольший интерес представляет группа, состоящая из четырех камер длиной по 400 м, объемом по 180 тыс. м³. Соединение камер с поверхностью происходит по транспортным туннелям общей длиной 1400 м и шириной 8 м, пройденных к различным горизонтам разработки камер, и по ряду шахтных стволов общим объемом 5 тыс. м³. Разработка этой группы камер заняла лишь 17 месяцев при средней производительности выемки скалы 42,5 тыс. м³/мес. В ноябре 1967 г. была достигнута рекордная производительность, равная 76 тыс. м³ скалы.

На рис. 9 показана зависимость стоимости строительства этих камер от их объема. Как следует из графика, стоимость разработки 1 м³ крепкой скальной породы при емкости резервуара более 30 тыс. м³ составляет всего 20—30 финских марок (5—8 долл.) за 1 м³.

Там же в Порвоо в 1970 г. приступили к строительству системы туннелей большого сечения общей длиной около 10 км для водоснабжения ряда заводов, включая нефтеочистительный.

Система нефтехранилищ и складов, представляющих собой группы параллельных камер большого сечения, достаточно распространена в США, Норвегии, Алжире и других странах, однако, подземный комплекс в Порвоо является наиболее значительным.

Различного типа хранилища устраивают в соляных отложениях. Выработки большого сечения создают при этом методом выщелачивания или буровзрывным способом [17, 18]. Интересен пример использования комплекса крупных выработок в отложениях каменной соли для захоронения радиоактивных отходов в США: в камерах длиной 90 м и пролетом 15 м западные контейнеры диаметром до 60 см и длиной 3 м с отходами закладывают в скважины, пробуренные в почве.

Оригинальное решение использования крупных выработок, расположенных в соляных пластах на глубине 200 м, найдено в пос. Солотвино Закарпатской области. В этих выработках размещена лечебница для больных бронхиальной астмой. Установлено, что микроклимат соляных шахт благотворно действует на больных, которые находятся в выработках по 7—12 ч в день. Курс лечения длится 280—300 ч.

Объекты оборонного назначения. В работах [41, 46, 50 и др.] приведены многочисленные примеры применения за рубежом

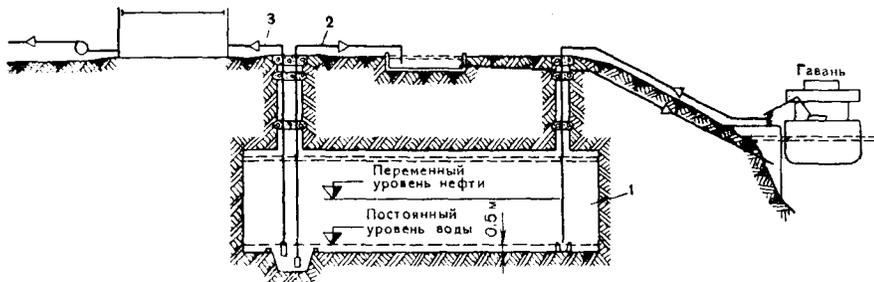


Рис. 8. Схема подземного нефтехранилища:

1 — подземный резервуар; 2 — сброс воды; 3 — сырая нефть

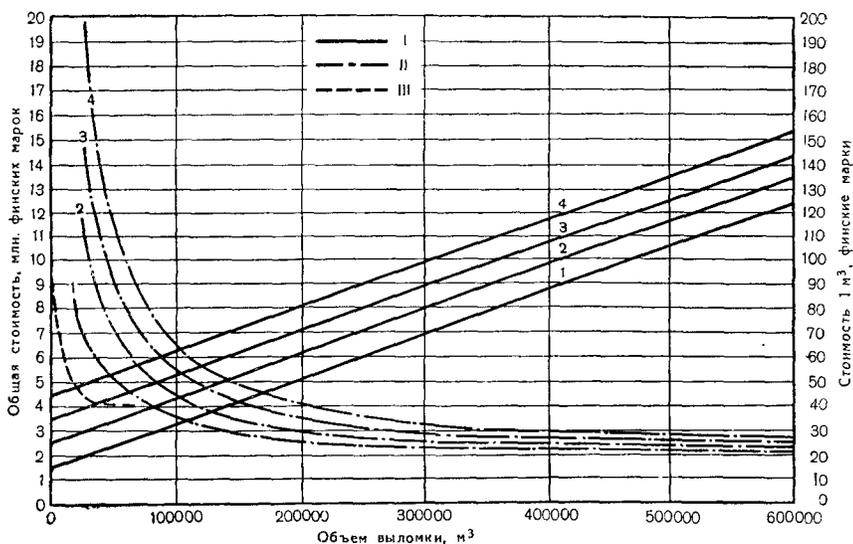


Рис. 9. Зависимость стоимости строительства подземных резервуаров для хранения нефтепродуктов от объема резервуаров:

I — общая стоимость; II — стоимость 1 м³ скалы; III — стоимость наземного резервуара; 1—4 — число резервуаров в группе (в зависимости от компоновки сооружения)

выработок большого сечения, используемых для подземных заводов различного назначения, баз для атомных подводных лодок, складов для горюче-смазочных материалов, оружия, боеприпасов и других предметов, комплексов для размещения межконтинентальных ракет, подземных бомбоубежищ, вмещающих до 20 тысяч человек, противорадиационных бункеров, фортификационных систем и др.

Как отмечает Маршал Советского Союза В. И. Чуйков [70], в настоящее время к защитным сооружениям предъявляют повышенные требования в отношении их устойчивости к воздействию оружия массового поражения. Эти сооружения необходимо строить с таким расчетом, чтобы обеспечить защиту людей от поражающих факторов ядерного взрыва в зонах сильных разрушений, от высоких температур и задымления при массовых пожарах, а также от действия химического и бактериологического оружия. Рекомендуется строить также защитные сооружения, которые можно было бы использовать для различных общественно полезных нужд (под гаражи, склады, кинотеатры, тир и т. д.). Наиболее целесообразно использовать для укрытия людей и материальных ценностей отработанные горные выработки и естественные пещеры. При этом требуется подготовка таких выработок по обеспечению требуемых габаритов и усилению конструкции крепи.

Естественно, что выработки большого сечения играют особую роль в создании подземных сооружений оборонного назначения.

Конструкции выработок большого сечения

§ 3. Давление скальных пород на подземные конструкции

Для оценки геологических условий, характерных для залегания подземных выработок большого поперечного сечения, проанализировано 83 объекта, построенных в последние годы в различных породах. Площадь выработок составляет 100 м² и более.

Как выяснилось при этом, 95% сооружений оказались расположенными в скальных породах. Наибольшее распространение имеют сооружения в коренных глубинных излившихся и метаморфических породах, основными из которых являются граниты и гнейсы (31%), сланцы (12%), а также амфиболиты, диориты, порфириты, туфы (до 3%). Часто встречаются осадочные породы — известняки (14%), песчаники (10%), мергели, доломиты, алевролиты, конгломераты (до 2%). В некоторых случаях (9%) наименование горных пород не было установлено, однако в описании отмечено, что они являются скальными различной крепости (прочность пород на сжатие более 400 кгс/см²).

Строгий теоретический расчет давления скальных пород на крепь подземных сооружений большого поперечного сечения затруднен, поскольку с увеличением периметра выработки значительно возрастает значение местных перемещений породы и крепей, связанных с отдельными вывалами, с выходом подземных вод по трещинам и другими локальными явлениями. Давление скальных пород на крепь выработок большого сечения будем определять приближенно, исходя из следующих предпосылок:

давление на крепь оказывают отдельные вывалы породы, возникающие вследствие структурно-геологических особенностей слагающего массива (вывалы происходят по трещинам различных генетических типов);

давление на крепь оказывают породы над выработкой, ослабленные в результате образования трещин, вызванных перераспределением и концентрацией напряжений после раскрытия выработки, а также вследствие взрывных работ. Зона ослабленных пород над выработкой (нарушенная зона) отслаивается от горного массива

и стремится переместиться в сторону выработки. Этому препятствует сцепление породы, при недостаточной величине которого вступает в работу крепь, воспринимающая усилия от веса породы в пределах ослабленной (нарушенной) зоны.

Расчет по вывалам. Наиболее вероятно образование локальных вывалов в переслаивающихся, выветривающихся, тонкослоистых породах крепких и средней крепости, имеющих четко выраженные трещины напластования с прослоями из глинки или брекчии трения, особенно в условиях обводненности горного массива, а главным образом в зонах тектонических нарушений. Односторонние вывалы возможны при направлении выработок по простиранию пород или под острым углом к нему (примерно до 20°). Детальный анализ причин и размеров вывалов в трещиноватых породах дан в работах [49, 54, 68 и др.].

Размеры возможных вывалов увеличиваются при пологом залегании пластов, в зонах влияния разломов, в контактно-метаморфических зонах, в которых порода, как правило, ослаблена и нарушена до состояния разборной скалы, при наличии блочности и сильной трещиноватости пород, а также при увеличении пролета выработки.

Вывалы могут происходить не только в процессе проходки выработки, но и при эксплуатации сооружения. Причинами таких «запоздалых» вывалов являются постепенный размыв материала, заполняющего трещины, внезапные сейсмические воздействия и др. В том случае, если выработка закреплена, вывал может оказать давление на крепь в наиболее невыгодном месте по условиям работы конструкции. Такой вывал вызовет резкое перераспределение усилий в крепи, что может привести к ее нарушению.

Чаще всего вывалы имеют форму, приближающуюся к треугольной с вершиной в замке свода. Ширина вывала составляет от $1/4$ до целого пролета и больше, а минимальная ширина — примерно 3 м. Имеется ряд исследований, позволяющих определить глубину возможного вывала (Терцаги, Стини и др.). Исследования основаны на натуральных наблюдениях, проведенных, как правило, в туннелях пролетом не более 8 м. Использование этих данных для выработок большего пролета приводит к ошибке в результатах на 50% и более, поэтому распространение существующих рекомендаций для крупных подземных сооружений представляется несколько условным и неоправданным.

При проектировании железнодорожных, автодорожных туннелей и метрополитенов широко распространена теория горного давления М. М. Протодяконова. По этой теории над выработкой при проходке образуется вывал, верхняя граница которого носит название свода давления и имеет параболическое очертание. Для больших пролетов выработок в крепких породах результаты по этой теории часто не совпадают с практикой, поэтому для гидротехнических туннелей применение формул М. М. Протодяконова ограничено пролетами до 6 м и породами не выше средней крепости.

На рис. 10 показана зависимость высоты вывала породы над выработкой от коэффициента крепости пород по шкале проф. М. М. Протодяконова и при различных диаметрах туннеля. Можно заметить, что в крепких породах ($f > 10$) влияние крепости породы на величину вывала для одного и того же диаметра выработки почти отсутствует, при этом ни трещиноватость, ни блочность породы не учитываются. Это обстоятельство в значительной мере снижает достоверность расчетов по формулам М. М. Протодяконова для

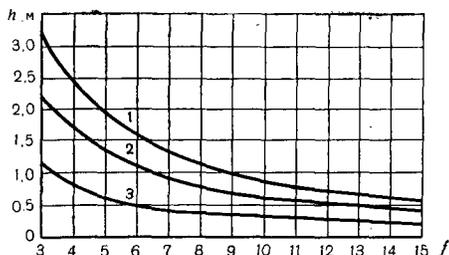


Рис. 10. Зависимость высоты вывала породы от коэффициента крепости пород по шкале проф. М. М. Протодяконова при диаметре туннеля: 1 — 15 м; 2 — 10 м; 3 — 5 м

крепких пород. В этих породах фактические размеры вывалов примерно в 2 раза выше, чем по графику, приведенному на рис. 10.

С целью оценки размеров вывалов в наиболее характерных переслаивающихся породах крепких и средней крепости (песчаники и алевролиты) с прослоями из глинки и брекчии трения проведен анализ вывалов, образовавшихся в ходе строительства туннелей пролетом от 8 до 15 м. Всего было проанализировано 45 вывалов, характеристики некоторых из них приведены в табл. 10 и на рис. 11.

До 65% общего числа обрушений происходило в первые 10—15 дней после вскрытия выработки, т. е. при удалении забоя от места вывала до 15 м, без заметных предварительных деформаций крепи. Эти вывалы происходили, как правило, в момент взрыва зарядов в забое.

Анализ вида кривых, ограничивающих свод обрушения, позволил установить, что с наименьшим отклонением от натуральных данных для их описания подходит логарифмическая кривая вида

$$\rho = R_0 e^{m\psi}, \quad (1)$$

где ρ — расстояние от центра окружности свода выработки до границы свода обрушения, м;

R_0 — радиус свода выработки, м;

ψ — угол между горизонталью и радиусом-вектором к определяемой точке, рад.

Параметр m должен определяться на стадии рабочих чертежей в зависимости от характеристик породы (трещиноватость, крепость, обводненность и др.) на основании статистической обработки натуральных наблюдений в процессе строительства. Обработка 45 вывалов

Таблица 10

Пролет сводовой части туннеля, м	Размеры вывалов, м			Объем вывала, м ³	Расстояние от забоя до места вывала, м	Время между раскрытием выработки и моментом обрушения
	высота (максимальная)	длина вдоль туннеля	ширина			
13,3	3,0	5,0	10,0	70	10	7 сут.
13,5	3,0	6,0	11,0	90	28	1 мес.
14,0	1,5	6,7	6,0	18	1	1 сут.
13,5	2,5	4,0	5,1	34	1	1 сут.
13,5	3,0	11,0	8,0	84	120	4 мес.
15,0	4,2	16,4	14,5	492	213	11,5 мес.
13,5	2,8	8,8	7,5	50	50	1,5 мес.
8,0	2,8	9,0	7,5	68	12	10 сут.
8,0	1,2	6,0	3,4	15	8	5 сут.
8,0	1,7	12,0	7,5	120	1	1 сут.

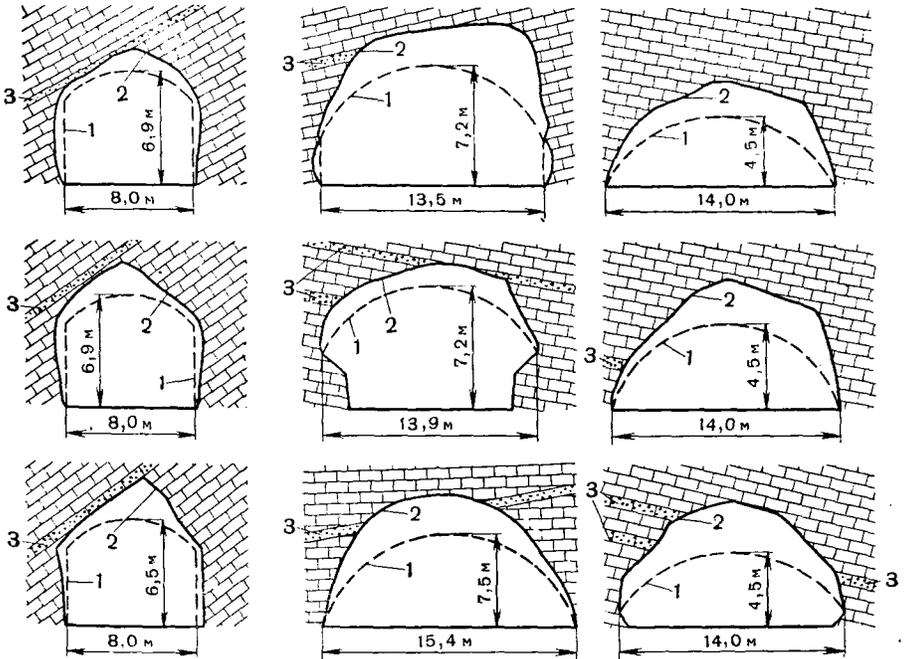


Рис. 11. Характерные вывалы породы при проходе выработок большого сечения:

1 — наружный контур крепи; 2 — фактическое очертание свода обрушения; 3 — пропластки слабых пород

позволяет рекомендовать принимать параметр m на стадии проектного задания по табл. 11 для пород, в которых возможны вывалы.

Проверка полученной формулы, например, для пород VIII категории дает хорошую сходимость результатов натуральных измерений и вычисленных значений ρ (табл. 12).

Таблица 11

Характеристика породы	Категория породы по СНиП	Параметр m
Очень крепкие, нетрещиноватые, устойчивые	X	0—0,05
Крепкие, слабо- и среднетрещиноватые	IX—VIII	0,1—0,15
Средней крепости, средне- и сильнотрещиноватые, сильновыветрившиеся	VII—VI	0,2—0,3

Таблица 12

Туннель Нурекской ГЭС	$\psi = \frac{\pi}{4}$		$\psi = \frac{\pi}{3}$		$\psi = \frac{\pi}{2}$	
	фактическое	вычисленное	фактическое	вычисленное	фактическое	вычисленное
Строительный:						
$R_0 = 7,75$ м	8,6	8,63	9,5	9,1	9,9	9,8
$R_0 = 6,75$ м	7,5	7,52	8,0	7,85	8,5	8,5
Подходной ($R_0 = 4,5$ м)	5,7	6,0	6,0	6,25	6,8	6,78

Наибольшая высота вывала (глубина нарушенной зоны) h_n определяется по замку свода выработки $\psi = \frac{\pi}{2}$ (рис. 12).

Используя формулу (1) и заменяя радиус свода выработки R_0 через ее пролет b_0 , т. е.

$$R_0 = \frac{b_0}{2 \sin \frac{\alpha_0}{2}},$$

где α_0 — центральный угол свода выработки, получаем

$$h_n = \rho \left(\psi = \frac{\pi}{2} \right) - R_0,$$

или

$$h_n = n_1 b_0, \quad (2)$$

где

$$n_1 = \frac{e^{\frac{m\pi}{2}} - 1}{2 \sin \frac{\alpha_0}{2}}. \quad (3)$$

По формуле (3) получена табл. 13, позволяющая определить n_1 . Глубина зоны нарушенных пород вокруг выработки, необходимая для расчета нагрузок на крешь по второй исходной предпосылке (нарушенная зона), может быть определена двумя способами в зависимости от характеристик горного массива. В однородных слаботрепциноватых породах (VIII категории и выше по СНиП) можно воспользоваться решениями теории упругости, в остальных же случаях целесообразно применить решения смешанной — упруго-пластической задачи.

Рис. 12. Расчетная схема к образованию вывала породы над выработкой:

- 1 — наружный проектный контур крепи;
- 2 — теоретическое очертание свода обрушения;
- 3 — расчетный вывал породы (свод обрушения)

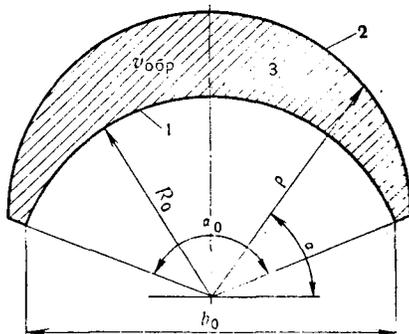


Таблица 13

α_0	Значение коэффициента n , при m равном			
	0	0,1	0,2	0,3
$\frac{\pi}{2}$	0	0,12	0,26	0,43
$\frac{2}{3}\pi$	0	0,1	0,21	0,35
π	0	0,09	0,19	0,3

Упругая задача. Из теории упругости известно, что нормальные тангенциальные напряжения в невесомой упругой полуплоскости с круговым отверстием и равномерно распределенным давлением на границах

$$\sigma_t = \frac{P_B}{2} [(1 + \alpha^2)(1 + \lambda) - (1 + 3\alpha^4)(1 - \lambda) \cos 2\theta], \quad (4)$$

где P_B — вертикальное давление на границе, принимаемое равным γH ;

H — глубина залегания выработки;

$$\alpha = R_0/r;$$

R_0 — радиус выработки;

r — расстояние от центра выработки до рассматриваемой точки;

θ — угол между радиусом-вектором r и вертикальным диаметром выработки;

λ — коэффициент бокового распора, равный отношению горизонтального давления к вертикальному; в свою очередь, для массива имеем

$$\lambda = \frac{\mu}{1-\mu};$$

μ — коэффициент Пуассона.

Для $\lambda = 0$ уравнение (4) превращается в решение задачи Кирша.

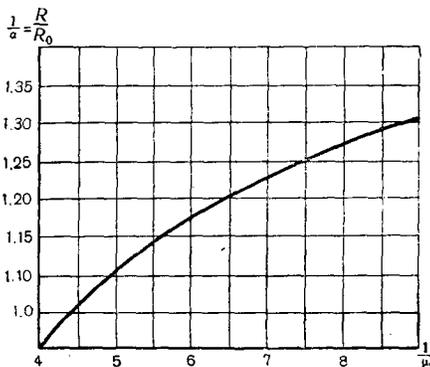


Рис. 13. Зависимость относительного радиуса нарушенной зоны $\frac{R}{R_0}$ от числа

Пуассона $\frac{1}{\mu}$

Глубина нарушенной зоны может быть условно определена как равная высоте области растягивающих напряжений в породе над верхним сечением свода выработки. При таком подходе глубина нарушенной зоны оказывается несколько завышенной, что может быть оправдано неточностью в определении упругих характеристик горного массива. Погрешность идет в запас прочности сооружения.

Используя уравнение (4) для определения нормальных тангенциальных напряжений σ_t в массиве вокруг выработки, зададим условие в глубине массива $\sigma_t = 0$. Найдем значение $\alpha = \frac{R_0}{R}$, при котором соблюдается это условие или, иначе, определим границу нарушенной зоны, т. е. области между растягивающими и сжимающими напряжениями (R_0 — радиус выработки, R — расстояние от центра выработки до границы нарушенной зоны).

Для замка свода ($\theta = 0$) требуемое значение α определится из биквадратного уравнения, решая которое находим

$$\alpha = \sqrt{y} = R_0/R, \quad (5)$$

где

$$\left. \begin{aligned} y &= c_1 (1 + \sqrt{1 + c_2}); \\ c_1 &= \frac{1 + \lambda}{6(1 - \lambda)}; \\ c_2 &= \frac{24\lambda(1 - \lambda)}{(1 + \lambda)^2}. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

По значению α , полученному из выражения (5), можно определить глубину нарушенной (растянутой) зоны. На графике (рис. 13) показана зависимость величины $\frac{1}{\alpha} = \frac{R}{R_0}$ от коэффициента Пуассона μ , полученная по формулам (5) и (6).

Эти формулы справедливы для упругой среды. Между тем в процессе проходки от действия взрыва вокруг выработки в породе образуется область сильно развитой трещиноватости, не способная сопротивляться растягивающим усилиям. Таким образом, радиус выработки R_0 , входящий в формулу (5), должен быть увеличен на глубину этого нарушения, равную a_0 , т. е. радиусу действия заряда взрывчатых веществ (ВВ) в шпуре.

Распространение трещиноватости в глубь массива после взрыва может быть приближенно определено, исходя из следующих предположений. Радиус действия удлиненного заряда взрывчатого вещества в шпуре выражается следующей эмпирической формулой [65]:

$$a_0 = 0,02 \rho_0 l^{0,3} l_3^{0,3} d_n^{0,8}, \quad (7)$$

где a_0 — радиус действия заряда ВВ в шпуре, м;

$\rho_0 = \sqrt{\frac{4000}{R_{сж}}}$ — для динамитов работоспособностью 437 см³;

$R_{сж}$ — предел прочности породы на сжатие, кгс/см²;

l — длина шпура, м;

l_3 — длина заряженной части шпура, м;

d_n — диаметр патрона ВВ, мм.

Упростим формулу (7). Для этого введем поправочный коэффициент e_1 , равный отношению работоспособности применяемого ВВ к 437. Кроме того, полагаем, что $l_3 = 0,7 l$. Тогда глубина нарушения породного массива над контуром выработки от действия взрыва зарядов

$$a_0 = \frac{z}{\sqrt{R_{сж}}}, \quad \text{м}, \quad (8)$$

где

$$z = 1,14 e_1 d_n^{0,8} l^{0,6}. \quad (9)$$

Обычно контурные шпуры заряжают сплошным зарядом патронами из аммонита В-3 или № 6 работоспособностью 360 см³; диаметр патронов этих ВВ равен 32 мм. Тогда коэффициент z в зависимости от глубины шпура l будет иметь следующие значения:

l , м	2	3	4	5
z	22,8	28,9	34,6	39,4

При технологии контурного взрывания радиус действия заряда следует умножить на коэффициент, приведенный на стр. 95.

Возвращаясь к изложенному выше, будем полагать, что в отличие от формулы (5)

$$\alpha = \frac{R_0 + a_0}{R}, \quad (5')$$

где a_0 определяют по формуле (8).

Глубина нарушенной зоны с учетом формулы (5')

$$h_n = R - R_0 = R_0 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) + \frac{1}{\alpha} a_0, \quad (10)$$

где $\alpha = \sqrt{y}$, а $1/\alpha$ определяют по графику, приведенному на рис. 13, причем при $\mu \geq 0,25$ следует принимать $\alpha = 1$, т. е. растягивающих напряжений в своде нет, а $h_n = a_0$.

Формула (10) относится к выработкам с полуциркульным очертанием свода. Взамен радиуса выработки R_0 введем в расчет ее пролет b_0

$$R_0 = \frac{b_0}{2k_\Phi}, \quad (11)$$

где k_Φ — коэффициент формы, найденный экспериментально и учитывающий изменение напряжений на контуре выработок различного очертания.

Этот коэффициент в зависимости от отношения стрелы свода h_1 к пролету b_0 имеет следующие значения:

h_1/b_0	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
k_Φ	1,0	0,93	0,87	0,8	0,73	0,67

Тогда

$$h_n = \frac{b_0}{2k_\Phi} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) + \frac{1}{\alpha} a_0. \quad (12)$$

При одном вертикальном давлении ($\lambda = 0$) по формуле (6) находим $y = \frac{1}{3}$, откуда $\frac{1}{\alpha} = \sqrt{3}$, а предельная глубина нарушенной зоны

$$h_n = 0,37 \frac{b_0}{k_\Phi} + 1,73 a_0. \quad (13)$$

Упругопластическая задача. Глубину нарушенной зоны в результате решения упругопластической задачи можно определить из выражения [41]

$$h_n = \frac{x-1}{2k_\Phi} b_0, \quad (14)$$

где

$$x = \frac{R}{R_0} = \left[1 + \frac{1 - \sin \varphi}{\frac{c}{\gamma H} \operatorname{ctg} \varphi} \right] \frac{1 - \sin \varphi}{2 \sin \varphi}; \quad (15)$$

b_0 — пролет выработки; k_Φ — коэффициент формы; φ — угол внутреннего трения породы; c — величина сцепления; H — глубина залегания выработки; γ — объемный вес породы.

По формуле (15) построен график (рис. 14) изменения относительного радиуса нарушенной зоны x в зависимости от угла внутреннего трения породы φ и безразмерного параметра $c/\gamma H$. Величины φ и c необходимо определять в натуре. Для предварительных подсчетов можно воспользоваться известными данными, в частности приведенными в табл. 14 [107].

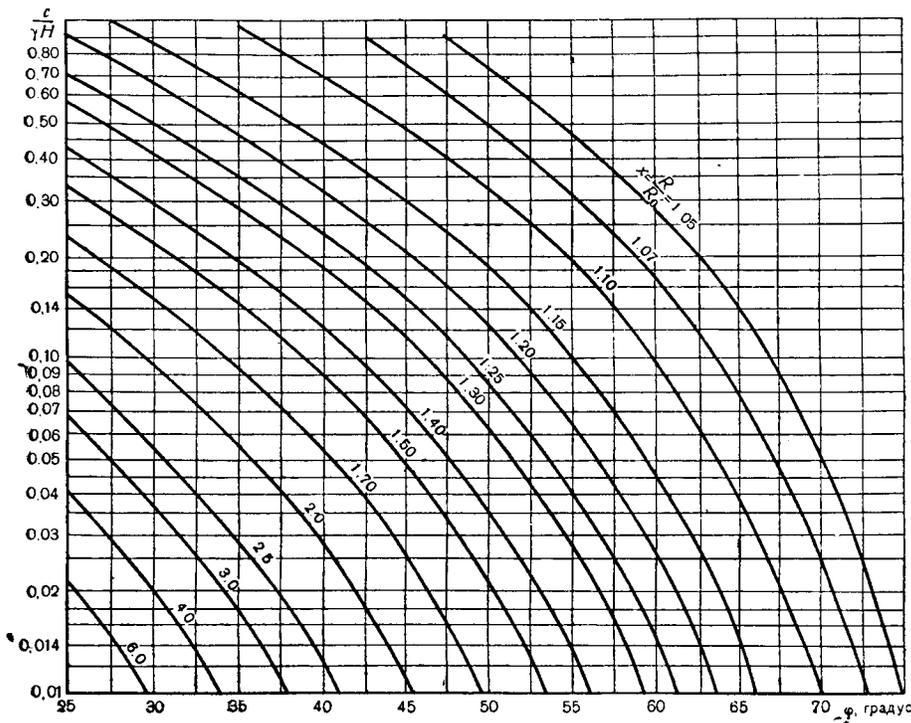


Рис. 14. График изменения относительного радиуса нарушенной зоны $\frac{R}{R_0}$ в зависимости от угла внутреннего трения породы φ и параметра $c/\gamma H$

Достаточно близко значению величины сцепления породы в окрестности выработки отвечает зависимость

$$c = 3f, \text{ тс/м}^2, \quad (16)$$

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

Таблица 14

Порода	Величина сцепления c , кгс/см ²	Угол внутреннего трения φ , градус
Глинистый сланец	0—7	26—70
Глинистые прослой в трещинах	0,1	24—45
Сланцевое заполнение трещин	0,4—1,0	20—40
Мергель	7,2	13—60
Песчаник	0—2	40—54
Гранит	1—13	41—62

Обобщенная формула глубины нарушенной зоны. Глубину зоны нарушенных пород в выработках большого сечения можно определять по обобщенной формуле

$$h_n = kb_0, \quad (17)$$

где k — коэффициент пропорциональности, определяемый в зависимости от характеристик горного массива по формулам, приведенным в табл. 15.

По формулам, приведенным в табл. 15, произведены многочисленные вычисления для различных инженерно-геологических условий и параметров выработок. В результате статистического анализа получена и рекомендуется табл. 16 для определения численного значения коэффициента пропорциональности k , входящего в формулу (17).

В сильнотрещиноватых, сильновыветрившихся, вывалоопасных породах величину k следует определять экспериментально (на моделях или в натуре), а на предварительных стадиях проектирования можно принимать по табл. 16 — с коэффициентом 1,5.

Таблица 15

Характеристика горного массива	Рекомендуемый расчетный метод и формула для определения глубины зоны h_n	Коэффициент k в формуле (17)
Породы V—XI категории по СНиП трещиноватые	Упругопластическая задача, формула (14)	$k = \frac{x-1}{2k_\Phi}, \quad (18)$ <p>где x определяют по формуле (15) или по графику, приведенному на рис. 14; k_Φ находят по данным, приведенным на стр. 40</p>
Породы VIII—X категории по СНиП сравнительно однородные, слаботрещиноватые	Упругая задача с учетом действия взрыва, формула (12)	$k = \frac{1}{2k_\Phi} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{a_0}{b_0}, \quad (19)$ <p>где $\frac{1}{\alpha}$ определяют по формулам (5), (5'), (6) или по графику, приведенному на рис. 13; a_0 определяют по формуле (8)</p>
Породы VI—IX категории по СНиП слоистые, трещиноватые с прослоями из глины или брекчии трения, контактные зоны	По возможному вывалу, формула (2)	$k = n_1, \quad (20)$ <p>где n_1 определяют по формуле (3) или по данным табл. 13</p>

Таблица 16

Категория пород по СНиП	Коэффициент крепости пород по шкале проф. М. М. Протоdjяконова f	Коэффициент k в формуле (17)
XI — X	15 и более	0—0,05
IX	14—10	0,05—0,1
VIII	9—7	0,1—0,15
VII	6—5	0,15—0,2
VI	4	0,2—0,3
V	3—2	0,3—0,4

Для выработок, проходящих в породах V—VI категорий по СНиП, значение коэффициента k в табл. 16 следует в зависимости от глубины заложения туннеля умножать на поправочный коэффициент, имеющий следующие значения:

Глубина заложения туннеля, м	До 100	250	500
Поправочный коэффициент	1,0	1,3	1,5

Интересно заметить, что по своему виду формула (17) совпадает с известной формулой М. М. Протоdjяконова для крепких пород. Но по формуле М. М. Протоdjяконова в диапазоне пород с коэффициентами крепости $f = 4 \div 15$ коэффициент пропорциональности меняется лишь в пределах от 0,12 до 0,03, что значительно ниже данных, приведенных в табл. 16.

В институте Оргэнергострой глубину нарушенной зоны определяли в натуре ультразвуковым методом. В табл. 17 приведены результаты замеров и величины, полученные расчетом по формуле (17), причем коэффициент пропорциональности определяли по табл. 15 и 16. Учитывая, что эксперименты проводили в породах VII—IX категорий по СНиП, для общности результатов расчеты глубины нарушенной зоны по рекомендуемым формулам в сводной таблице проведены по всем 12 экспериментам без выборки соответствующих инженерно-геологических условий.

Из табл. 17 следует, что совпадение расчетных величин с натурными замерами достаточно близкое. В частности, глубина нарушенной зоны по расчету отличается от фактической в основном не более чем на $\pm 10\%$.

Нагрузка на крепь. Результаты, полученные выше, позволяют перейти к определению величины расчетной нагрузки на крепь от давления скальных пород. Эту нагрузку в общем виде можно выразить формулой

$$q = \beta \gamma h_n, \quad (21)$$

где γ — объемный вес породы;

h_n — глубина нарушенной зоны, определяемая экспериментально или по формуле (17);

β — коэффициент, зависящий от глубины нарушенной зоны, параметров крепи и других факторов.

Таблица 17

Месторасположения экспериментальных стволов	Пролет туннеля, м	Коэффициент крепости пород f	Нагруженные замеры глубины нарушенной зоны, м	Расчетная глубина нарушенной зоны h_n (м), определяемая по формуле			
				(2)	(12)	(14)	(17) и по данным табл. 16
Токтогульская ГЭС, строительный туннель, верхняя часть: ПК 0+48	15,4	7-8	2,0-2,2	2,1	1,5	2,3	1,5-2,3
ПК 2+80	15,4	7-8	1,7-2,0	2,1	1,5	2,3	1,5-2,3
Токтогульская ГЭС, подходный туннель, № 4, ПК 0+60	8,0	8	1,0-1,4	1,2	1,2	1,3	0,8-1,2
Токтогульская ГЭС, строительный туннель, нижний уступ: ПК 5+90	13,6	6-7	1,5-2,2	2,2	2,1	2,6	2,0
ПК 5+65	13,6	6-7	1,7-2,1	2,2	2,1	2,6	2,0
Нурекская ГЭС, строительный туннель № 2, верхняя часть: ПК 14+58	13,5	7	1,4-1,8	1,8	1,7	2,3	2,0
ПК 2+68	15,0	8	1,4-1,7	2,0	1,7	1,9	1,5-2,3
Нурекская ГЭС, строительный туннель № 2, камерный участок, ПК 3+98	16,5	10	1,3-1,6	1,4	1,7	2,0	1,7
Ингурская ГЭС: подходной туннель № 3	12,0	6-7	1,6-2,1	2,2	1,4	1,6	1,8
напорный туннель, верхняя часть ПК 43+58	12,0	7-8	1,1-1,7	1,6	1,3	1,7	1,2-1,8
Чарвакская ГЭС: подходной туннель № 5, ПК 0+56	7,5	6-7	0,8-1,2	1,4	1,3	1,2	1,1
напорный водовод (левая нитка) ПК 6+70	10,4	8-9	1,5-1,8	1,6	1,4	1,6	1,0-1,5

Предельная нагрузка будет определяться весом полного столба породы, расположенной над выработкой. Такая нагрузка может иметь место в районе порталов выработок, приближенных к поверхности или к слабому пласту пород. Можно полагать, что при глубине расположения выработки от замка свода до поверхности земли менее некоторой определенной величины H_0 нагрузку на крепь необходимо принимать равной полному весу пород над выработкой, так как эти породы ослаблены в процессе проходки и выветрены с поверхности. В этом случае $\beta = 1$, а $h_n = H$, тогда

$$q = \gamma H, \quad (22)$$

где глубина залегания выработки $H \leq H_0$.

Значение H_0 для выработок больших размеров можно определить из условия, что разгружающий свод над нарушенной зоной

образуется только при толщине перекрывающего выработку слоя грунта, равной не менее двойной стрелы свода обрушения, вычисленной по теории М. М. Протождьяконова с учетом бокового давления, т. е.

$$H_0 = \text{ctg } \varphi \left[b_0 + 2h_0 \text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right], \quad (23)$$

где φ — угол внутреннего трения породы;
 h_0 и b_0 — соответственно высота и ширина выработки.

Для определения нагрузки по условиям образования вывала вернемся к вышеприведенным формулам. Объем свода обрушения $v_{\text{обр}}$ на 1 м выработки вычисляется как разница площадей секторов, ограниченных кривой свода обрушения ρ и радиусом свода выработки R_0 (см. рис. 12),

$$v_{\text{обр}} = \frac{R_0 \alpha_0^2}{2} \left[\frac{e^{m\pi}}{m\alpha_0} (1 - e^{-m\alpha_0}) - 1 \right], \quad (24)$$

где α_0 — центральный угол свода выработки, рад;

m — коэффициент, определяемый по данным табл. 11.

Объем свода обрушения на 1 м

$$v_{\text{обр}} = b_0 n R_0 \alpha_0, \quad (25)$$

где n — коэффициент,

$$n = \frac{1}{4 \sin \frac{\alpha_0}{2}} \left[\frac{e^{m\pi}}{m\alpha_0} (1 - e^{-m\alpha_0}) - 1 \right]. \quad (26)$$

По формуле (26) получена табл. 18 для определения величины n .

Таблица 18

α_0	Значение коэффициента n при m равно			
	0	0,1	0,2	0,3
$\frac{\pi}{2}$	0	0,09	0,22	0,37
$\frac{2}{3} \pi$	0	0,07	0,15	0,26
π	0	0,05	0,1	0,16

Равномерно распределенная нагрузка q , отнесенная к периметру свода выработки,

$$q = \frac{v_{\text{обр}}}{R_0 \alpha_0} \gamma = b_0 n \gamma. \quad (27)$$

Если же воспользоваться формулой (21), то глубину зоны h_n следует определять по формуле (2), а коэффициент β в этом случае будет равен

$$\beta = \frac{n}{n_1}, \quad (28)$$

где n_1 и n — коэффициенты, определяемые по данным табл. 13 и 18.

В остальных двух расчетных случаях определения глубины нарушенной зоны [см. формулы (14) и (12)] нагрузку вычисляют по формуле (21), причем в запас в первом приближении коэффициент β может быть задан равным 1. В этой связи, однако, представляет интерес мнение Г. Кастнера [96], который, рассматривая своды выработок больших сечений в скальных породах, пришел к выводу, что вследствие значительных пролетов и обычно пологих сводов нагрузку необходимо принимать равномерно распределенной по всему пролету и равной полному весу пород нарушенной зоны. Глубину этой зоны он рекомендует определять экспериментальным путем и считает, что для крепких устойчивых пород ее величина находится в пределах до 3 м. Кастнер далее отмечает, что для не очень пологих сводов выработок в нарушенной зоне формируется породный свод, и это обстоятельство позволяет принимать для расчета крепи неполный вес породы в этой зоне.

Таким образом, коэффициент β в формуле (21) в общем случае меньше или равен единице. Определение коэффициента β , учитывающего распор породного свода, при известной глубине зоны h_n , вычисленной по формуле (17), может быть выполнено следующим образом.

Породу в нарушенной зоне рассматривают как свод, деформирующийся под действием собственного веса. Расчет по известным формулам строительной механики позволяет определить величины прогибов и участков, на котором свод перемещается внутрь выработки. Далее определяют нагрузку на свод со стороны выработки в пределах указанного участка. Вызываемое этой нагрузкой перемещение замка породного свода равно по величине и противоположно по направлению прогибу в этой точке от собственного веса. Отношение «компенсирующей» нагрузки к интенсивности собственного веса характеризует коэффициент β , т. е. искомое уменьшение горного давления.

Для упрощения расчета вводят ряд допущений, идущих в запас прочности сооружения: породный свод считают полностью отделенным от горного массива по наружному контуру, ось свода очерчена по окружности, толщину его принимают постоянной, пяты — шарнирно-опертыми. Деформацию породного свода от собственного веса определяют вначале в запас прочности без учета реакции крепи, поскольку в большинстве случаев крепь не сразу вступает в работу. В ходе дальнейшего расчета «компенсирующую» нагрузку (реакцию крепи) определяют из условия, чтобы суммарная (полная) деформация породы не превосходила величины начальной осадки, имеющей место до вступления крепи в работу.

Расчеты показали, что коэффициент β увеличивается с возрастанием центрального угла свода. Это объясняется тем, что распор свода тем больше, чем меньше отношение стрелы к пролету, т. е. чем меньше центральный угол свода. В свою очередь, увеличение распора соответствует повышению нормальной силы, сжимающей породный свод и способствующей большему сцеплению между его частицами и, следовательно, меньшей деформируемости. В результате расчета коэффициент β в зависимости от центрального угла свода выработки имеет следующие значения:

Центральный угол свода, доли π	Менее $\frac{3}{4}$	От $\frac{3}{4}$ до $\frac{5}{6}$	От $\frac{5}{6}$ до 1
Коэффициент β	0,7—0,75	0,75—0,8	0,8—0,9

Коэффициент β следует принимать равным 1 в сильнотрещиноватых скальных грунтах и при глубине нарушенной зоны менее 1,5 м, т. е. в условиях, где образование несущего породного свода мало вероятно.

Для сопоставления предлагаемых формул по определению нагрузок на крепь от давления скальных пород с натурными данными, воспользуемся результатами двух серий экспериментов (табл. 19), проведенных институтом Гидроспецпроект в туннелях Нурекской ГЭС в 1963—1964 гг. [48] и институтом Оргэнергострой в туннелях Чарвакской ГЭС в 1966 г., закрепленных металлической арочной крепью. Описание этих экспериментов приведено в главе III.

При сопоставлении расчетных величин давления в табл. 19 было принято:

- по Славину — породы трещиноватые, нагрузка $q = 0,27 b_0^2$;
- по Терцаги — породы крепкие, малотрещиноватые, высота вывала $h_b = (0 \div 0,25) b_0$;
- по Стини — породы слабонарушенные, глубина зоны обрушения при ширине выработки 5 м $h_b = 1 \div 2$ м (на каждый лишний метр ширины h_b увеличивается на 10%).

Статистическая обработка результатов таблицы показывает, что среднеквадратичное отклонение σ расчетных значений относительно натуральных составляет, тс/м²:

При применении формул	
Стини	1,6
Протодьяконова	1,2
Славина	1,1
Терцаги	1,0
по предлагаемому методу	0,5

При определении σ по формуле Терцаги принимали средние значения нагрузок, приведенных в табл. 19, а по формуле Стини — наименьшие значения. Таким образом, обе эти формулы были поставлены в более выгодные условия, иначе величина σ оказалась бы значительно больше. Следует иметь в виду, что σ получены при сравнительно малых величинах давления на крепь в натуре, поэтому относительная разница в расчетных и фактических данных оказывается достаточно большой.

Таблица 19

№ эксперимента	Объект	Исходные данные (натуга)					Расчетные величины давления на крепь q (тс/м ²), определенные по формуле (21)				
		характеристика пород	пролет туннеля b_0 , м	центральная угол свода α_0 , градусы	глубина заделки туннеля H , м	измеренное давление горных пород q , тс/м ²	по формуле Протьянова	по формуле Славина [60]	по формуле Терпачи [41]	по формуле Стини [41]	по преграде (21)
1	Нурекская ГЭС, 4-й строительный туннель, опытный участок № 1	Песчаники крупноблочные VIII категория по СНиП ($f=8$); $\gamma=2,65$ тс/м ³	13,5	120	28	3,5	2,2	4,9	0—8,8	5—10	2,7—4,0
2	Нурекская ГЭС, подходной туннель № 5 с, опытный участок № 2	Песчаники толстослоистые и алевролиты (чедующиеся) VIII категория по СНиП ($f=8$), $\gamma=2,65$ тс/м ³	8,0	90	130	2,4	1,3	1,7	0—5,2	3,5—7	1,5—2,3
3	Чарвакская ГЭС, подходной туннель № 1 (левый берег), ПК 1 + 00	Известняки тонкослоистые VIII—IX категория по СНиП ($f=10$), $\gamma=2,6$ тс/м ³	9,0	120	100	4,5	4,2	2,3	0—5,8	3,6—7,2	1,7
4	Чарвакская ГЭС, подходной туннель № 1 (левый берег), ПК 1 + 80	Известняки тонкослоистые VII—VIII категории по СНиП ($f=6$), $\gamma=2,65$ тс/м ³	8,7	120	100	3,0	1,9	2,1	0—5,7	3,5—7,0	2,6

§ 4. Типы крепи

Металлическая арочная крепь. Еще 10 лет назад в отечественных выработках большого сечения преобладающее распространение, независимо от инженерно-геологических условий, имела металлическая арочная или рамная крепь. В то время применение арочной или рамной крепи явилось прогрессивным решением, поскольку она заменила собой веерную деревянную крепь, загромаждающую выработку и чрезвычайно трудоемкую в исполнении.

Со временем значительный расход металла, дороговизна и серьезные дефекты, присущие арочной крепи при применении ее в туннелях большого пролета, разрабатываемых в скальных породах, потребовали ограничить использование этой крепи и допускать ее установку лишь при вполне определенных условиях.

Масса одной арки при больших пролетах туннелей достигает около 1 т, расход металла на 1 м выработки составляет от 600 до 1800 кг, а стоимость арочной крепи на 1 м доходит до 200 руб. Область применения арочной крепи продолжает пока оставаться достаточно широкой — это в основном мягкие породы. Арки необходимо устанавливать на расстоянии не более 1 м и соединять в продольном направлении жесткими металлическими распорками (по 1—2 распорки на каждый элемент) для образования прочной пространственной конструкции и тщательно расклинивать в породе. Кровлю и бока выработки рекомендуется закреплять предварительно-напряженными железобетонными или армоцементными плитами или же торкретировать породу в пространстве между арками. Зазоры между затяжкой и контуром выработки необходимо забучивать крепкой породой. Элементы арок необходимо соединять между собой не торцовыми замками, а продольными накладками, обеспечивающими равнопрочность конструкции.

При использовании арочной крепи на длительный срок во избежание коррозии металла арки рекомендуется покрывать масляно-битумным лаком, битумом марки IV с добавкой каолина, антикоррозийной смазкой ЗИЛ или же торкретировать цементно-песчаным раствором. Арки целесообразно выполнять из стали повышенного качества, например строительной низколегированной НЛ-2. Это позволяет повысить их несущую способность, снизить массу и улучшить антикоррозийные качества.

В слабых породах расклиненную в породу арочную крепь целесообразно обетонировать, т. е. пространство между породой и аркой заполнить бетонной смесью. Опалубку при этом необходимо устанавливать между полками двутавра так, чтобы одна из полок оказалась в бетоне. Опалубка может быть наборная из железобетонных, армоцементных или деревянных досок (взамен затяжки) или же сетчатая из проволоки толщиной 1 мм с ячейками размером 2 × 2—4 × 4 мм. Обетонированная металлическая арочная крепь обладает наибольшей жесткостью и несущей способностью из всех существующих видов крепи.

Для уменьшения расхода металла арочная крепь может быть выполнена также в виде отдельных элементов армокаркасов, соединяемых между собой сваркой или на болтах. Такие решетчатые армофермы служат одновременно временной крепью и арматурой постоянной крепи и могут быть рекомендованы как с бетонной, так и с набрызгбетонной крепью в породах, оказывающих горное давление.

Анкерная крепь. В настоящее время при проходке выработок большого сечения в породах крепких и средней крепости ($f \geq 4$) почти повсеместно отказываются от арок и применяют анкерную крепь. Используя несущую способность горного массива, анкерная крепь повышает устойчивость выработки при статических и динамических нагрузках.

К преимуществу анкерной крепи относится незначительный расход металла (от 40 до 100 кг на 1 м) и отсутствие леса. Анкерная крепь в несколько раз дешевле арочной, стоимость ее обычно не превышает 60 руб. на 1 м туннеля. Экономия на 1 м туннеля при анкерной крепи по сравнению с арочной крепью приведена в табл. 20, составленной по данным наблюдений и расчетов институтов Оргэнергострой и Гидроспецпроект.

Таблица 20

Площадь туннеля, м ²	Металл, т	Строительный лес, м ³	Стоимость, руб.
До 50	0,3—0,5	0,7—0,8	110—130
50—90	0,8—1,1	1,3—1,6	140—160
90 и более	До 1,5	До 2,5	До 250

Широкое внедрение анкерной крепи в последние годы значительно сокращает расходы на подземное строительство. Только на гидротехнических туннелях в настоящее время ежегодно экономится 2 тыс. т прокатного металла, 5 тыс. м³ леса, около 0,5 млн. руб. За 1965—1970 гг. при проходке гидротехнических туннелей и камер большого сечения анкерами было закреплено около 20 км выработок, или 250 тыс. м² поверхности, что позволило сэкономить 10 тыс. т металла и не менее 2 млн. руб.

Анкерная крепь в отличие от арочной не стесняет сечения выработки, изменение форм или размеров туннеля не влечет за собой изменения конструкции крепи, меняются лишь глубина и шаг анкеров и в ряде случаев их направление. Металлическая сетка не препятствует контакту крепи с породой, объем заполнительной цементации сокращается до минимума, а качество крепи, в которой нет деревянных элементов и бетон соприкасается непосредственно с породой по всему периметру, значительно повышается.

Рекомендуются к применению следующие основные типы анкеров: металлические (клинощелевые и распорные), железобетонные

с предварительным заполнением шпура раствором и последующей установкой штанги из арматуры периодического профиля.

Железобетонные анкера наиболее экономичны (в 1,5—2 раза дешевле остальных типов анкеров), обладают высокой несущей способностью (10—12 тс), мало зависящей от характеристики скальной породы и от действия взрыва, не требуют периодического подтягивания и точного соблюдения глубины и диаметра шпура, сравнительно легко могут быть установлены на глубину до 4 м. Следует иметь в виду, однако, повышенную трудоемкость установки железобетонных анкеров, а также, что сетку на эти анкера можно навешивать не ранее чем через 3—4 ч после установки, а взрыв может быть разрешен лишь по истечении 6—8 ч. Уменьшение этих интервалов, а также использование железобетонных анкеров в обводненных или в вечномерзлых породах возможно при применении ускорителей схватывания, однако этот вопрос исследован пока недостаточно.

Перспективными для выработок большого сечения являются анкера, закрепляемые на синтетических смолах. Эти анкера по сравнению с другими типами, в частности с железобетонными, имеют определенные преимущества. К их числу относятся: быстрое вступление в работу после установки, что особенно важно при креплении неустойчивых водонасыщенных пород, высокая антикоррозийность конструкции, стойкость к сейсмическим воздействиям, надежное склеивание металлического армирующего стержня с массивом и др. Подобные анкера широко распространены в ряде стран. Например, в НРБ за год устанавливают 25 тысяч таких анкеров с положительным результатом, во Франции только в одном районе на шахтах в течение месяца устанавливают 5—6 тысяч анкеров на синтетических смолах.

Конструкция таких анкеров, состав смол и технология установки анкеров подробно описаны в работах [34, 38]. В Советском Союзе, в частности в Ленинградском горном институте, в институте Оргэнергострой и других организациях, проводят эксперименты по применению анкеров на смолах. В настоящее время достигнуты определенные результаты по подбору составов на отечественных материалах и в разработке технологии. Вместе с тем для выработок большого сечения применять в промышленном масштабе эти анкера у нас пока несколько преждевременно из-за высокой стоимости синтетических материалов, а также вследствие недостатка экспериментов в области подтверждения длительной прочности и устойчивости закрепленных участков выработок в слабых породах.

Изучение в натуре несущей способности металлических и железобетонных анкеров с оценкой влияния взрывных работ в выработках большого сечения было проведено, в частности, институтом Оргэнергострой в различных инженерно-геологических условиях.

Несущую способность металлических клинщелевых анкеров определяли в зависимости от крепости породы и диаметра головки анкера (рис. 15). Как следует из экспериментальных графиков, наибольшая несущая способность (9 тс) достигается, например,

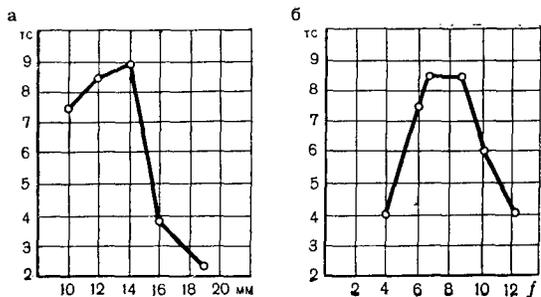


Рис. 15. Зависимость несущей способности клинщелевых анкеров от разности между диаметрами шпура и головки анкера (а) и коэффициента крепости пород (б)

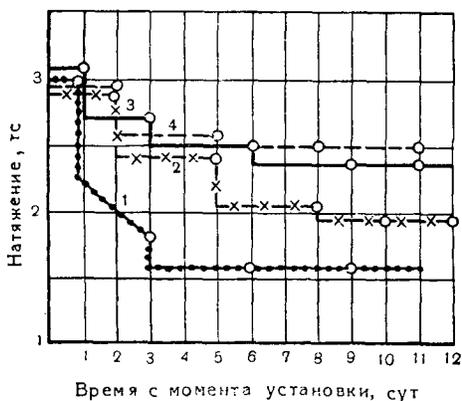


Рис. 16. Зависимость натяжения клинщелевых анкеров от расстояния места взрыва до анкеров:

1 — расстояние 5 м;
2 — то же 10 м;
3 — то же 15 м;
4 — то же 25 м; кружочками отмечены моменты проведения взрывов

в породах VIII категории по СНиП при разнице диаметров шпура и головки 12—14 мм. Учитывая, что шпуры под анкера бурят с помощью установки СБУ-2 с коронкой диаметром 42 мм, а диаметр штанги анкера по расчету не превышает обычно 20—24 мм, целесообразно применять составную конструкцию анкера со съемной головкой диаметром 28—30 мм. Несущая способность таких анкеров равна 6—8 тс.

В результате экспериментов, проведенных совместно с институтом Гидроспецпроект было установлено, что несущая способность клинщелевых анкеров длиной более 1 м в легко выветривающихся алевролитах практически не меняется даже через год после установки, т. е. породы не выветриваются в месте закрепления замка анкера при глубине анкера более 1 м, хотя поверхность породы по коптуру выработки через короткое время после вскрытия покрывается густой сетью трещин.

Исследование влияния взрывных работ на натяжение клинщелевых анкеров проводили в различных геологических условиях.

Анкера устанавливали на расстоянии от забоя 5, 10, 15 и 25 м и создавали предварительное натяжение, равное 3 тс. После каждого взрыва фиксировали с помощью гидравлического динамометра ДА-1 изменение величины натяжения анкеров. После стабилизации натяжения определяли несущую способность анкеров и измеряли скольжение замка анкера (рис. 16).

На основании этих исследований установлено, что от действия взрывных работ уменьшается первоначальное натяжение анкеров, так как из-за колебания породы замок анкера частично срывается с первоначального положения. Особенно это проявляется при малых расстояниях от анкера до забоя после первых двух взрывов. Снижение несущей способности при расстоянии от 15 до 5 м составляет 20—30%. Эти данные позволили прийти к выводу о необходимости периодического подтягивания клинщелевых анкеров, особенно на расстоянии до 15 м от забоя.

Несущая способность железобетонных анкеров длиной 2,5 м, выполненных из арматуры периодического профиля при диаметре стержня 22 мм, с заполнением шпура раствором на цементе марки 400 через 6 ч составила 2,5 тс, через 14 ч — 8,5 тс, а через 24 ч она превышает 12 тс. Несущая способность железобетонных анкеров в возрасте 24 ч при нарушении условий твердения (штанга сдвинута на 5 см через 4 ч после установки) составила 10 тс.

Стабильность несущей способности железобетонных анкеров в различных породах объясняется постоянством сцепления между армирующим стержнем и цементным заполнителем по контакту, между которыми происходит, как правило, разрушения анкера (за исключением случая разрыва арматуры). Прочностные показатели пород VI категории и выше по СНиП на несущую способность железобетонных анкеров не влияют.

Рост сцепления железобетонных анкеров показан на рис. 17. Уже в возрасте трех суток сцепление между металлом и раствором составляет не менее 20 кгс/см², а при 28-дневном возрасте оно увеличивается до 40—50 кгс/см².

На основании проведенных исследований (было испытано около 1000 анкеров в различных туннелях пролетом более 8 м) и технико-экономических расчетов для широкого внедрения рекомендованы, как уже отмечалось выше, железобетонные анкера.

В подземных выработках со сводчатой кровлей в трещиноватых породах анкера рекомендуется располагать радиально. При явно выраженном слоестом строении кровли, когда ее разрушение может произойти от сдвижения пластов породы, анкера следует устанавливать по возможности перпендикулярно плоскости простирания пластов и трещин с учетом технологичности бурения.

Шаг анкеров в трещиноватых породах сохраняется обычно одинаковым в продольном и поперечном направлениях к оси выработки. При наличии выраженной слоестости пород шаг анкеров по периметру выработки может отличаться от шага анкеров в продольном направлении. Расположение анкеров в кровле и стенах выработки

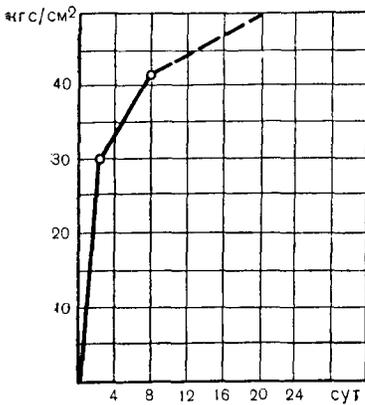


Рис. 17. Зависимость сцепления между металлом и раствором в железобетонных анкерах от времени

рекомендуется принимать рядовым, как более удобным для разметки шпуров, можно располагать анкера и в шахматном порядке.

Ориентировочно длина анкеров для закрепления сводчатой части крупных выработок равна 1,5—4 м, а расстояние между анкерами в ряду и между рядами 1—2 м. При креплении высоких выработок следует иметь в виду, что наиболее напряженными оказываются стены в районе пят свода. В этих зонах даже в крепких породах могут возникнуть концентрации напряжений и пластические деформации с появлением трещин и вывалов. Своевременная установка анкеров, связывающих наиболее напряженные зоны по контуру с массивом породы, может предупредить развитие трещин. Число, длину и месторасположение анкеров определяют расчетом и устанавливают в зависимости от состояния породы. Для крепления стен можно рекомендовать один анкер длиной 2—4 м устанавливать на 2—4 м² поверхности стен, а при наличии направленных трещин анкер должен иметь длину 5—10 м.

Сравнительно недавно в Пакистане построены крупные выработки (шириной до 22,2 м и высотой до 26 м) в разрушенных известняках [110]. Глубина железобетонных анкеров диаметром 36 мм по своду и стенам составляет 9 м с расстоянием между анкерами 3 м, в промежутках установлены анкера глубиной 6 м.

На основании расчетных параметров анкерной крепи (см. § 6) составляют предварительные паспорта крепи с учетом инженерно-геологических особенностей каждого участка трассы. При больших размерах поперечного сечения выработки в сложных инженерно-геологических условиях паспорта должны быть откорректированы по данным модельных исследований, натурных измерений глубины нарушенной зоны, а также по результатам изучения работы анкерной крепи и породы по мере проходки выработки (см. главу III). Как показывает практический опыт, срок службы временной крепи не должен превышать 4—6 месяцев.

Допустимое расстояние l_0 от крепи до забоя, т. е. длина незакрепленного участка выработки в скальных породах, находится на

основании опытных работ в натуре. Предварительно это расстояние можно определить по формуле

$$l_0 = \frac{c}{\gamma} m_1, \text{ м}, \quad (29)$$

где c — сцепление породы (выбирается по наименьшему значению по трещинам или слоям), тс/м²;

γ — объемный вес породы, тс/м³.

Коэффициент $m_1 = 0,5 \div 1,0$ в зависимости от степени трещиноватости породы.

Набрызгбетонная крепь. Наряду с анкерной крепью для подземных сооружений большого сечения наиболее перспективно и целесообразно использовать набрызгбетон как в качестве материала для крепления и гидроизоляции, так и для защиты породы от выветривания. За последние 10—12 лет набрызгбетон (шприц-бетон) получил широкое распространение. За это время сконструированы отечественные машины для набрызгбетона и налажен их серийный выпуск, разработаны специальные ускорители схватывания и твердения для набрызгбетона, проведены исследования свойств материала, технологии его нанесения, даны рекомендации по организации и механизации работ, накоплен значительный опыт применения набрызгбетона. Исследованием и внедрением набрызгбетона занимаются многие организации.

В Советском Союзе набрызгбетоном закреплено большое число подземных выработок: на строительстве Храмской ГЭС — шинно-грузовой туннель, камеры уравнительного резервуара, подземный машинный зал; на строительстве Нурекской ГЭС — III транспортный и другие туннели; Ялтинский гидротехнический туннель; автодорожный туннель на Северном Кавказе; более 150 км горных выработок — штолен и камер — на рудниках цветной металлургии; большое число подготовительных горных выработок угольных шахт. ВНИИЦветметом установлено, что набрызгбетонные крепи с большой экономической выгодой могут быть применены на любом горном предприятии страны, в частности 75% выработок рудных предприятий может быть закреплено набрызгбетоном. Набрызгбетон по рекомендации советских специалистов был применен для крепления Асуанских водосборных туннелей, намечается еще более широкое использование его на подземных объектах. Не меньшее развитие набрызгбетон получил за эти годы и на открытых работах (ремонт облицовок каналов, омоноличивание швов сборных элементов, покрытие по породе в выемках, каналах, на врезках плотин и т. п.).

Распространение набрызгбетона вызвано свойством этого материала схватываться со скальной породой и укреплять ее поверхность. Набрызгбетон, наносимый на поверхность скалы, связывает между собой отдельные разрыхленные частицы, заполняет трещины и углубления породы, снижает концентрации напряжений по контуру выработки. Собственно покрытие из набрызгбетона совместно с слоем укрепленной породы воспринимает давление или скальвающие

усилия, возникающие от отдельных местных нагрузок, и способствует повышению устойчивости окружающего выработку массива породы.

Если принять для набрызгбетона раннего возраста сцепление со скальной породой и прочность материала на срез равными всего по 1 кгс/см^2 , то легко подсчитать, что на 1 м^2 поверхности выработки покрытие из набрызгбетона толщиной только 3 см способно удерживать от обрушения в выработку отслоившуюся пирамиду породы высотой 1 м и весом около 1 тс.

Одним из существенных достоинств набрызгбетона является быстрый набор им прочности. Неоднократно проведенные наблюдения показали, что уже через 3—6 ч после нанесения набрызгбетона можно вести взрывные работы вблизи места его нанесения, при этом заметных нарушений поверхности или каких-либо обрушений породы не возникает.

Как показали экспериментальные работы ВНИИЦветмета, значительное повышение ударной прочности набрызгбетона достигается введением в его состав сечки капронового волокна (при толщине нити 0,3 мм) в количестве 4—5% массы цемента [13].

Нормативные сопротивления набрызгбетона несколько выше (на 10—15%) аналогичных характеристик бетона той же марки. Расчетное сцепление набрызгбетона со скальной породой (определяется отрывом специальных рамок) составляет $10—15 \text{ кгс/см}^2$. При плохо промытой или частично оглиненной поверхности, в частности по выветривающимся алевролитам, сцепление резко падает, не превышая 5 кгс/см^2 . В песчаниках на известково-туфовом цементе между породой и покрытием из набрызгбетона образуется тонкий слой пылевидного материала (за счет адсорбции воды из набрызгбетона), препятствующий образованию сцепления покрытия с породой.

Недостаточное сцепление набрызгбетона с породой является основным противопоказанием к его применению в данных условиях. При плохом сцеплении покрытие из набрызгбетона перестает отвечать задачам подземной конструкции, а становится опасной обмазкой, работающей в отрыве от породы и не препятствующей развитию подвижек и деформаций в массиве. Это обстоятельство требует проведения предварительных натурных исследований величины сцепления покрытия из набрызгбетона с породой. Ориентировочно можно полагать что набрызгбетон целесообразно применять при условии, если величина сцепления его с породой не ниже 5 кгс/см^2 .

Водонепроницаемость набрызгбетона обычно соответствует проектной марке бетона В-8.

Применение набрызгбетона при креплении выработок большого сечения оказывается весьма экономичным. Толщина покрытия, выполненного из набрызгбетона, может быть значительно уменьшена по сравнению с толщиной крепи из монолитного бетона. Сокращается сечение выработки в проходке, трудоемкость работ по возведению крепи уменьшается примерно в 1,5 раза.

Форма поперечного сечения выработки, закрепленной набрызгбетоном, обычно имеет неправильное очертание. Для обеспечения

надлежащей устойчивости такой выработки, проходящей в породах средней крепости, неровности во избежание резких концентраций напряжений не должно превышать одной-двух толщин покрытия без ступенчатых переходов. Это обстоятельство определяет необходимость заполнения набрызгбетоном углублений в породе и сглаживания резких выступов. В связи с этим для уменьшения расхода материала большое значение приобретает технология контурного взрывания. При применении набрызгбетона лишь для защиты от выветривания породы толщина покрытия должна быть 3—5 см, в случае же несущего покрытия его толщина может возрасти до 15 см.

При применении анкерной крепи набрызгбетон целесообразно наносить по металлической сетке. Расчеты показывают, что наличие арматурной сетки с ячейками размером 70×70 мм из проволоки диаметром 6 мм повышает несущую способность крепи примерно на 25—30%. Применение крепи из анкеров с сеткой и набрызгбетона рекомендуется в породах сильнотрещиноватых, оказывающих горное давление. Толщина покрытия обычно не превышает 10 см.

Конструкция арочной крепи (из двутаврового профиля или в виде решетчатых ферм) в сочетании с покрытием из набрызгбетона рекомендуется преимущественно в мягких породах. Наиболее рациональным решением в данном случае является использование набрызгбетона взамен затяжки между арками, расклиненными в породу. Толщина покрытия составляет от 5 до 15 см. В сильнонарушенных породах целесообразно увеличить эту толщину (до 25 см) с тем, чтобы получить единую конструкцию из металлических арок, сетки и набрызгбетона, который частично закроет сами арки. Несущая способность такой усиленной конструкции, а возможно и с цементацией породы, не ниже железобетонной крепи той же толщины.

При строительстве одного из туннелей диаметром 18 м в Пакистане [110], разрабатываемом в известняках, был проведен интересный эксперимент. На одном из участков вначале породу покрывали тонким слоем набрызгбетона, затем устанавливали и раскрепляли металлические арки. На расстоянии 10 м от забоя проводили повторное нанесение набрызгбетона, увеличивая толщину покрытия между арками до 7—10 см. На другом участке толщину набрызгбетона с самого же начала доводили до 10 см, а затем устанавливали и раскрепляли металлические арки. Измерения показали, что на первом участке тонкий слой набрызгбетона не смог предотвратить оседания породы, и нагрузка на арки достигла высоких значений. На втором участке нагрузка на арки оказалась ниже на 30—40% и не превысила 11 тс/м^2 .

Комбинированная крепь. При проходке выработок за рубежом в сложных инженерно-геологических условиях применяют уже около 10 лет комбинированную крепь. Крепь состоит из слоя породы, укрепленного анкерами и дополнительно упрочненного цементацией, а также из набрызгбетона, который нанесен на поверхность выработки непосредственно или по металлической сетке. Податливость такой крепи оказывается ограниченной, так как обеспечивается постоянство

формы выработки, в то же время несущая способность крепи является весьма высокой. Это позволяет при правильной очередности вскрытия выработки и возведения крепи осуществлять проходку крушных выработок полным профилем, даже в сильнонарушенных скальных породах.

Каждый элемент комбинированной крепи выполняет определенную задачу, а в комплексе они создают мощную несущую конструкцию. Анкера уменьшают анизотропию породного массива, соединяя отдельные слои породы между собой, повышают сцепление и трение между слоями и отдельными блоками трещиноватой породы. Анкера в пределах нарушенной зоны создают породный свод, способный воспринимать нагрузки от вышележащих слоев породы. Осредненный модуль упругости и другие физико-механические характеристики породы в этом своде оказываются повышенными по сравнению с породой в той же зоне до установки анкеров. При предварительном напряжении анкеров породный свод превращается в обжатую несущую конструкцию.

Набрызгбетон, наносимый на поверхность выработки, как отмечалось выше, омоноличивает породу, укрепляет ее поверхностный слой, повышает сцепление между отдельными блоками породы, предотвращает доступ воздуха и влаги к породе, т. е. препятствует выветриванию наиболее нарушенной зоны пород. Кроме того, само покрытие из набрызгбетона является несущей крепью, способной выдерживать существенные нагрузки. При нанесении набрызгбетона на породу по металлической сетке несущая способность крепи возрастает, поскольку сетка распределяет усилия при возникновении местных вывалов породы и повышает способность поверхностного упрочненного слоя к сопротивлению растягивающим и сдвигающим усилиям от воздействия внешних нагрузок.

В сильнотрещиноватых и нарушенных породах, особенно в выработках большого сечения, сочетание анкеров и набрызгбетона не приводит к созданию эффективного несущего породного свода над выработкой. В этом случае дополнительное упрочнение крепи достигается применением укрепительной цементации породы под защитой покрытия из набрызгбетона через скважины, расположенные на расстоянии от 2 до 5 м. Цементный раствор проникает в трещины в породе, омоноличивает породу в пределах всей нарушенной зоны, восстанавливает до естественного состояния свойства породы и даже улучшает ее качество. Применение комбинированной крепи с цементацией породы на шахтах ФРГ и США, а также на Левихинском медном руднике на Урале [4] показало надежность пороодоанкерного свода и высокую его несущую способность.

При выборе типа комбинированной крепи в выработках различных размеров и в разных инженерно-геологических условиях является возможным использование многих вариантов. Несущая способность такой крепи может быть изменена цементацией или отказом от нее, выбором параметров этой цементации (расстояние между скважинами, давление цементации, состав раствора и др.), параметров

анкерной крепи (глубина, шаг, диаметр штанг, предварительное напряжение их, конструкции анкеров), выбором толщины покрытия из набрызгбетона, наличия металлической сетки различной конструкции.

Несущая способность комбинированной крепи меняется также в зависимости от очередности выполнения работ по установке анкеров и нанесению набрызгбетона.

Экспериментальными исследованиями, проведенными на строительстве ряда туннелей, установлено, что в породах достаточно прочных и устойчивых набрызгбетон можно наносить на породу после установки анкерной крепи. В нарушенных сильнотрещиноватых скальных породах очередность возведения крепи целесообразно изменить. Сразу же после взрыва зарядов в забое и оборки кровли до начала погрузки породы на поверхность выработки наносят покрытие из набрызгбетона толщиной до 5 см. После погрузки породы через это покрытие пробуривают шпур, устанавливая анкера и при необходимости навешивают сетку. Этот процесс можно совмещать по времени с бурением шпуров в забое. Далее с отставанием примерно 10 м, т. е. через 2—3 суток после нанесения первого слоя, наносят второй слой набрызгбетона, доводя общую толщину покрытия до расчетного значения (10—15 см).

Изменение очередности работ по возведению крепи в данном случае позволяет облегчить ее конструкцию. Деформации массива, происходящие непосредственно после вскрытия выработки, а затем в течение последующих 2—3 суток, частично воспринимаются относительно податливой крепью. После же разгрузки массива, когда нагрузки стабилизируются и уменьшаются, крепь усиливают и она начинает работать как жесткая конструкция.

Этот вывод подтвержден модельными и натурными наблюдениями, проведенными институтом Оргэнергострой в нескольких подземных выработках Нурекского гидроузла пролетом от 12 до 26 м в 1965—1969 гг. К такому же результату пришли в США в 1970—1971 гг. при проходке одного из туннелей пролетом около 11 м, сооружаемого для снабжения инженерных войск. В этом туннеле впервые в США была осуществлена аналогичная последовательность возведения комбинированной крепи [87].

Таким образом, применяя комбинированную крепь, проектировщики и строители располагают прогрессивной и экономичной конструкцией, которую легко можно приспособить к местным условиям в широком диапазоне пород, размеров выработок и действующих нагрузок для обеспечения проходки крупнопролетных выработок полным профилем.

Выбор крепей. Анкерная и набрызгбетонная крепи наиболее экономичны. В частности, это подтверждается расчетами Криворожского НИГРИ для выработок горнорудной промышленности (рис. 18).

В табл. 21 приведена стоимость крепления туннелей 1 м в рублях. Данные таблицы получены в результате хронометражных наблюдений, проведенных институтом Оргэнергострой, и подсчетов,

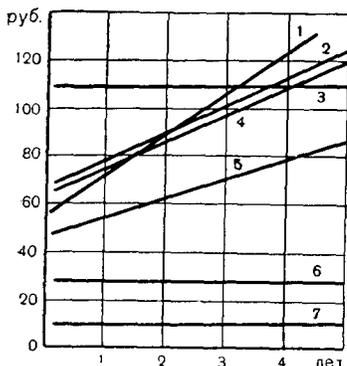


Рис. 18. Зависимость величины затрат на крепление и поддержание 1 м выработок от срока их службы [56]:

- 1 — деревянная крепь;
- 2 — металлическая крепь;
- 3 — монолитный бетон;
- 4 — крепь из железобетонных стоек и металлических арок;
- 5 — арочная железобетонная крепь;
- 6 — металлическая анкерная крепь;
- 7 — крепь из набрызгбетона

выполненных институтом Гидроспецпроект. Из таблицы следует, что применение анкерной крепи и набрызгбетона оказывается в несколько раз дешевле применения монолитной железобетонной или металлической арочной крепи. В таблице не учтено, что использование анкерной крепи позволяет уменьшить площадь поперечного сечения туннеля на 3—4 м², что дополнительно уменьшает стоимость 1 м³ выработки на 0,4—0,8 руб.

Затраты труда на аркерную и набрызгбетонную крепь также значительно ниже, чем на крепь из металлических арок или монолитного железобетона. Затраты труда, по данным института Оргэнергострой, на 1 м туннеля площадью 80 м² при установке различных видов крепи следующие (чел-дней):

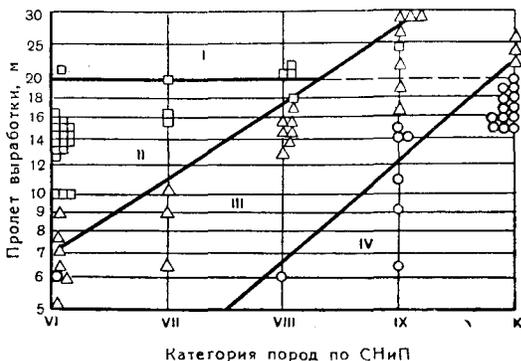
Клинощелевые анкера с сеткой	0,95
Железобетонные анкера с сеткой	1,20
Клинощелевые анкера с набрызгбетоном	2,75
Арочная крепь с дощатой затяжкой	4,20
Монолитная железобетонная защитная крепь	5,6

Таблица 21

Крепь	Стоимость крепления 1 м туннеля, руб.	
	$b_0 = 15$ м; $S = 82$ м ²	$b_0 = 8$ м; $S = 48$ м ²
Анкера с сеткой:		
клинощелевые	43,6	27,9
железобетонные	28,9	—
Покрытие из набрызгбетона и анкера:		
клинощелевые	69,3	49,2
железобетонные	53,3	—
Металлические арки с дощатой затяжкой	181,2	153,0
Монолитный железобетон	236,0	190,0

Рис. 19. График для определения области применения различных типов крепи:

- I — позлементное раскрытие выработки;
- II — арочная крепь;
- III — анкерная и набрызгбетонная крепи;
- IV — без крепи;
- — незакрепленные выработки;
- △ — с применением анкерной крепи;
- — с арочной крепью



Эти технико-экономические показатели подтверждают целесообразность применения анкерной и набрызгбетонной крепи там, где это возможно по инженерно-геологическим условиям.

На рис. 19 показаны рекомендуемые области применения различных типов крепи по условиям действия статических нагрузок. График составлен применительно к выработкам большого сечения на основании расчетов, приведенных в § 6.

Как видно из графика, кривые довольно близко отвечают фактическим данным по креплению выработок. График рекомендуется для скальных пород при VI категории и более пород по СНиП ($f \geq 4$), поскольку при более слабых породах тип крепи может быть установлен лишь после детальных проработок.

Приведенный график позволяет на стадии предварительного проектирования определить требуемый тип крепи для заданных категорий породы и пролета выработки. График, естественно, не дает точного решения задачи, но с его помощью можно выявить участки выработок, инженерно-геологические условия которых позволяют полностью отказаться от крепи или применить анкерную и набрызгбетонную крепи. Комбинированная крепь может быть рекомендована в условиях, отвечающим верхней границе области III на графике. Окончательное решение о выборе того или иного типа крепи большепролетной выработки может быть принято с учетом способа ее проходки после соответствующих модельных и натурных исследований. Такие исследования особенно необходимы в условиях, отвечающих пограничным областям на графике.

§ 5. Конструкции крепи из предварительно-напряженных анкеров

В отличие от обычной анкерной крепи, вступающей в работу лишь после появления в скальном массиве каких-либо деформаций, крепь с применением предварительно-напряженных анкеров предупреждает возникновение этих деформаций и вовлекает породу в активную работу сразу же после натяжения анкеров. Крепь с применением

предварительно напряженных анкеров позволяет создать вокруг всей выработки или ее части несущую обжатую породную зону, воспринимающую нагрузки и препятствующие любым подвижкам породы в пределах области горного массива, примыкающей к выработке.

Применение предварительно-напряженных тяжей в строительстве известно давно, однако в подземных сооружениях крепь из предварительно напряженных анкеров стали использовать лишь последние примерно 10 лет, причем с каждым годом область применения этого прогрессивного типа крепи расширяется.

Анкера из пучка высокопрочных проволок. Анкер представляет собой пучок, состоящий обычно из 18—34 проволок диаметром до 8 мм, с нормативным сопротивлением 140—190 кгс/мм² (рис. 20). Конструкция подобного анкера разработана фирмой Лозингер (Швейцария) и известна под наименованием — анкер системы VSL.

Проволоки заданной длины размещают вокруг трубки для нагнетания цементного раствора в скважину. Диаметр скважины 85—115 мм. Проволоки, уложенные по отдельности или в виде нескольких прядей вокруг трубки, привязаны к ней через 60—100 см по длине анкера. С одного конца проволоки собирают в натяжное устройство с конусным зажимом, в торце которого оставлено отверстие для нагнетания раствора в скважину. К этому отверстию примыкает трубка анкера с размещенными вокруг нее проволоками. Для защиты от соприкосновения с раствором проволоки на заданную длину от натяжного устройства изолируют битумом и обвязывают парусиновой лентой, пропитанной битумным составом. Эта часть длины анкера обычно защищена снаружи полиэтиленовой трубкой — оболочкой.

Заанкериваемая часть проволок длиной 3—4 м, не имеющая обмазки, чехла и защитной трубки, несколько расширена. Для этой цели между проволоками и центральной трубкой через каждые 60 см поочередно устанавливают распорки и схватки. При вводе анкера в скважину в нее закладывают два гибких шланга — для цементирования и отвода воздуха. Затем в устье устраивают цементную пробку.

После первичной инъекции через центральную трубку заанкериваемая часть оказывается прочно связанной со скалой, а в остальной изолированной части анкера остается возможность свободного перемещения проволок в процессе их натяжения. После затвердевания раствора производят натяжение анкера с помощью гидродомкрата. Затем домкрат снимается, при этом натяжное устройство с помощью специальных стальных прокладок через бетонный блок или подготовку упирается в скалу и порода включается в работу. В последнюю очередь через короткий шланг производят вторичную инъекцию раствора в зазор между чехлом и защитной трубкой.

Характерная последовательность выполнения операций при установке анкера показана на рис. 21.

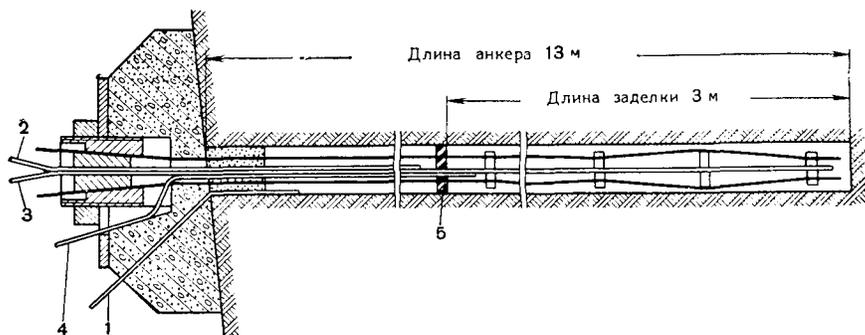


Рис. 20. Анкер из пучка высокопрочных проволок:

1 — первичное нагнетание раствора; 2 и 3 — выход раствора и воздуха; 4 — вторичное нагнетание раствора; 5 — изоляция

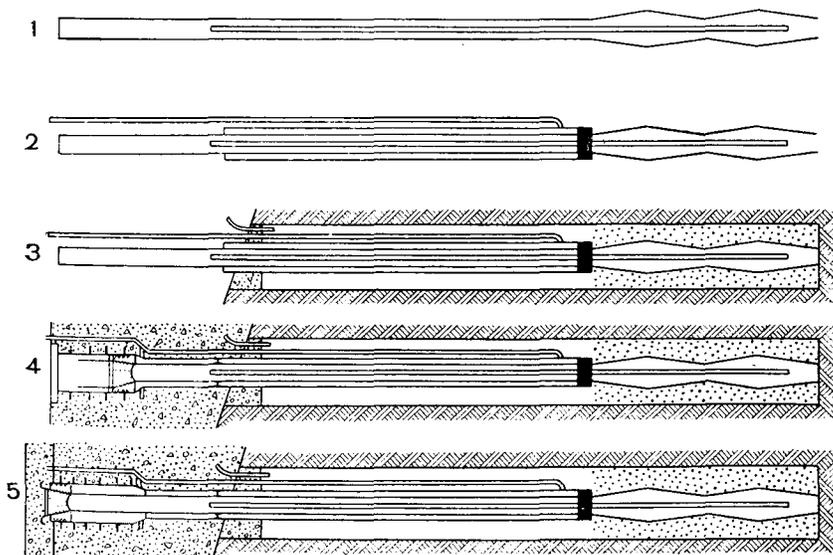


Рис. 21. Последовательность выполнения операции при установке анкера типа VSL:

1 — нарезка, укладка проволоки вокруг шланга для первичного нагнетания раствора, формирование в пучок головной части анкера, нанесение при необходимости антикоррозийного покрытия;

2 — установка трубы-оболочки, укладка шланга для вторичного нагнетания раствора, монтаж уплотняющего устройства между головной и остальной частью анкера;

3 — установка анкера в скважину, уплотнение устья скважины, укладка патрубков для отвода воздуха, первичное нагнетание раствора;

4 — бетонирование упорного блока, монтаж натяжного устройства с конусным зажимом для проволок анкера;

5 — натяжение проволок, вторичное нагнетание раствора, полное замоноличивание анкера раствором

Характеристики наиболее часто применяемых анкеров системы VSL приведены в табл. 22.

До установки анкера в каждой скважине определяют расход грунтовых вод, который на 1 м скважины не должен превышать 2 л/мин

Таблица 22

Усилие натяжения, тс	Число проволок диаметром 8 мм	Разрушающая нагрузка, тс	Диаметр трубы-оболочки, мм	Диаметр скважины, мм
100	18	145	55	85
150	27	225	67	100
170	34	275	75	115

в среднем для полной длины скважины и 1 л/мин для участка заделки при давлении 10 кгс/см² в течение 10 мин. При превышении этих величин скважины цементируют, а затем вновь разбуривают. Примерно 10—20% числа скважин до установки анкеров проверяют по направлению и просматривают с помощью специальной установки.

Натяжение анкера осуществляют вначале на нагрузку, равную 65—75% разрушающей нагрузки, и ее выдерживают в течение 10—20 мин. Окончательное усилие натяжения обычно не превышает 50—60% разрушающей нагрузки, что обеспечивает коэффициент запаса 1,5—2.

Несколько иная конструкция у анкера системы BBRV (Швейцария) [71]. Анкер состоит из пучка высокопрочной проволоки диаметром 5—8 мм и размещается в скважине диаметром 100 мм. В отличие от анкера типа VSL, в котором натяжение каждой проволоки происходит по отдельности, в данном случае натяжение на расчетную нагрузку 100 тс происходит за специальный оголовок в один прием. Этот оголовок представляет собой втулку с наружной и внутренней резьбой. Через втулку в просверленные отверстия пропускают и заделывают концы проволок. Наружная резьба позволяет навернуть на втулку стопорную гайку, передающую усилие натяжения на прокладку и далее на породу. Внутренняя резьба служит для присоединения тяги домкрата, а также для крепления наконечника иньектора, из которого происходит подача цементного раствора в дно скважины. Растекание раствора по длине скважины предотвращается кожаной манжетой.

Оба рассмотренных типа анкеров (VSL и BBRV) имеют пока наибольшее распространение при креплении крупных подземных сооружений. Иногда применяют анкеры из витых стальных тросов, состоящих обычно из 16—20 проволок диаметром 4—6 мм. В 1972 г. опубликован патент фирмы Лозингер на анкер из троса, который размещается в гофрированной трубе толщиной 1 мм, изготовленной из антикоррозийного материала, высота гофрирования 5 мм. Пространство между стенками скважины и трубой заполняется цементным рас-

твором. Трос заделан в натяжную головку. В зазор между тросом и трубой подается цементный раствор, в первую очередь — на участки заделки троса, а после натяжения троса — на остальной участок до стенки выработки.

Анкера из отдельных стержней. Наиболее простая конструкция предварительно-напряженных анкеров представляет собой стержень из арматурной или высокопрочной стали периодического профиля или из труб. Один конец анкера заделывают в скважине, другой — свободный, за который и осуществляется натяжение. Заделка анкера обеспечивается цементным раствором, нагнетаемым за манжету в донную часть скважины или находящимся в перфорированных трубках (типа «перфо»), которые вставляют в дно скважины, или с помощью синтетических смол в ампулах (см. § 4).

Анкера состоят из отдельных стержней длиной 4—6 м, соединяемых по длине сваркой или на резьбовых муфтах. Стержни диаметром от 20 до 50 мм выполняют из стали класса А-III или А-IV. Усилие натяжения от 10 до 100 тс. В отечественных выработках обычно применяют анкера диаметром 32—40 мм, длиной до 12 м и натяжением 40—60 тс. Область применения подобных анкеров расширяется при использовании безрезьбовых муфт, в которых арматура стыкуется машинкой системы института Оргэнергостроя.

В скважине можно также помещать 5—9 стержней из стали диаметром 16—26 мм с нормативным сопротивлением до 150 кгс/мм². Анкера помещают в полиэтиленовой трубке (кроме участка заделки) и устанавливают в скважине диаметром 100—170 мм. В этой же скважине располагают две трубки диаметром по 1/2" (нагнетательная и воздухоотводная). Натяжение каждого стержня в отдельности производится гидравлическим домкратом и фиксируется гайкой с прокладкой.

Подобная конструкция предварительно-напряженного анкера была разработана в 1969 г. в ГДР институтом водного хозяйства. Анкер, состоящий из пяти стержней диаметром по 26 мм и длиной 10 м с расчетной несущей способностью 100 тс, размещали в скважине диаметром 168 мм. В скважине также размещали нагнетательную и воздухоотводную трубки диаметром по 1/2".

Конструкции крепи с применением предварительно-напряженных анкеров. На рис. 22 показана схема крепления подземного зала гидроэлектростанции *Вейто* в Швейцарии. Эту выработку соорудили в 1965—1967 гг. Площадь поперечного сечения камеры 650 м², длина 137,5 м, объем 90 тыс. м³. Выработка расположена в известняках и мергелях, слои породы близки к горизонтальным, разбиты большим количеством трещин.

Крепление камеры осуществлено набрызгбетоном толщиной 15 см по сетке из проволоки 4,5 мм с ячейками 100 × 100 мм и 4000 анкерами различного типа.

Свод закреплен 366 предварительно-напряженными анкерами типа VSL, состоящими каждый из 34 проволок диаметром 8 мм. Длина анкеров от 11,4 до 18,4 м. Усилие натяжения 170 тс, а

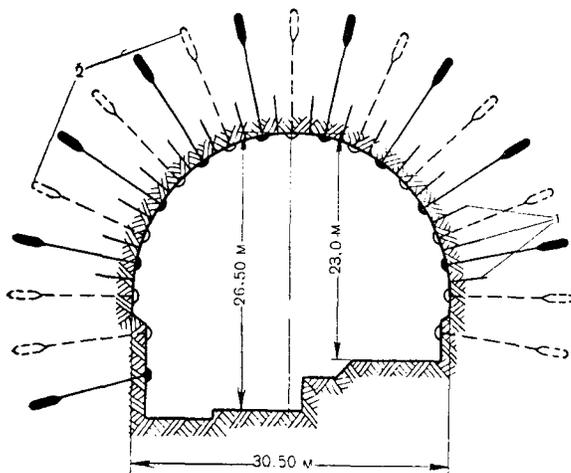


Рис. 22. Схема крепления машинного зала ГЭС Вейто в Швейцарии:

- 1 — анкера длиной 4 м, натяжением 18 тс;
- 2 — анкера длиной 11,4—18,4 м, натяжением 135 и 170 тс

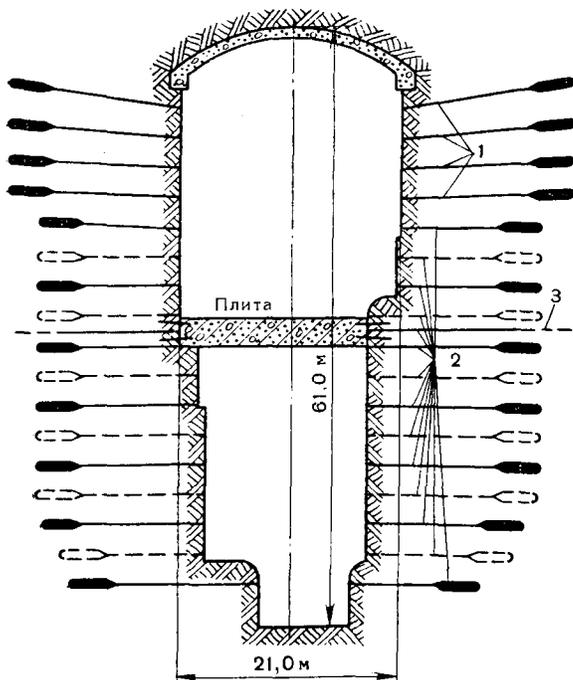


Рис. 23. Схема крепления машинного зала гидроаккумулирующей станции Ронковальгранде в Италии:

- 1 — анкера длиной 16—17 м, натяжением 80—100 тс;
- 2 — анкера длиной 16—17 м, натяжением 35 тс;
- 3 — анкера длиной 21—27 м, натяжением 60—80 тс

закрепления — 135 тс. Кроме того, в своде установлено 132 предварительно-напряженных анкера, состоящих каждый из 24 проволок диаметром 8 мм. Длина анкеров также от 11,4 до 18,4 м. Усилие натяжения 135 тс, а крепления — 115 тс. Выбор анкера по усилию натяжения 170 и 135 тс производили по месту. Расстояние между анкерами по периметру выработки составляло от 3 до 4 м, а по длине выработки — 4,3 м. В среднем по сводчатой части выработки на один анкер приходилось 14 м² поверхности.

В стенах установлено 155 анкеров той же длины, состоящих каждый из 24 проволок диаметром 8 мм. Усилие натяжения 135 тс, а крепления — 115 тс. Между глубокими анкерами было установлено 1729 анкеров глубиной 4 м из высокопрочной стали диаметром 15 мм. Усилие натяжения анкеров 18 тс, крепления — 16 тс. Заделку этих анкеров осуществляли на смолах, позволяющих производить натяжение анкера через 7—24 ч.

На рис. 23 показана схема крепления машинного зала гидроаккумулирующей станции *Лейк Делио (Ронковальгеранде)* в Италии. Камеру соорудили в 1967—1969 гг. Площадь поперечного сечения выработки 1050 м², длина 195 м, высота 61 м (наибольшая), ширина 21 м, объем камеры 200 тыс. м³. Камера расположена в гнейсах, местами трещиноватых и разбитых на блоки.

Свод камеры выполнен из железобетона толщиной в замке 0,8 м. Стены закреплены глубокими анкерами типа VSL длиной 16—17 м с усилием натяжения от 22 до 100 тс. Эти анкера установлены с шагом 3 м по длине и высоте камеры. Между глубокими анкерами установлены анкера длиной по 5 м с усилием натяжения 10 тс, которые закрепляли на синтетических смолах. Характеристики анкеров I очереди строительства камеры приведены в табл. 23.

Таблица 23

Усилие натяжения, тс	100	80	60	45	35	22	10
Число тросов диаметром 12 мм	9	7	5	4	3	2	1
Число анкеров в камере . . .	45	260	11	185	270	270	2400

Каждый анкерный трос состоял из семи проволок диаметром 4 мм с пределом текучести 160 кгс/мм².

Подкрановые балки в камере закреплены 35 горизонтальными и 70 наклонными (под углом 45°) анкерами типа VSL длиной 21—27 м. Усилие натяжения горизонтальных анкеров 60 тс, а наклонных — до 80 тс. Стены камеры были покрыты набрызгбетоном по сетке.

Всего для крепления камеры было пробурено 52 км скважин, из них 21 км для глубоких анкеров и 31 км для промежуточных анкеров. После натяжения анкеров они создали в породе давление, равное по отдельным участкам от 3,8 до 4,5 тс/м². Стоимость

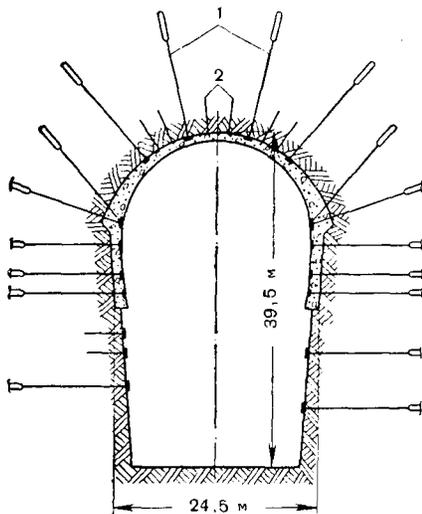


Рис. 24. Схема крепления камеры ГЭС Эль-Торо в Чили:

1 — анкера длиной 15—17 м, натяжением 170 тс; 2 — анкера длиной 4 м, натяжением 18 тс

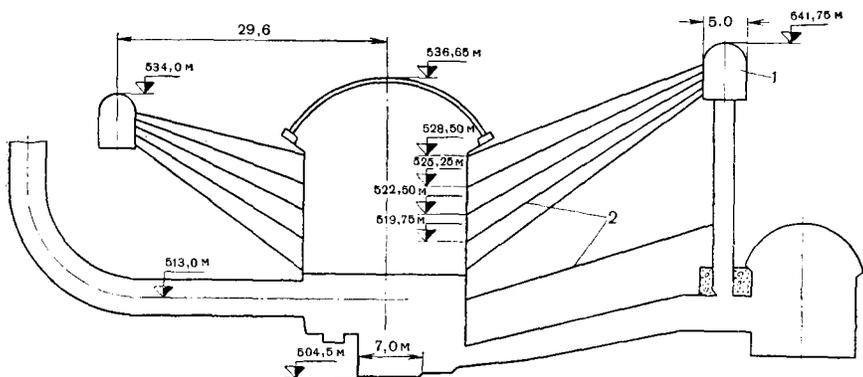


Рис. 25. Схема крепления машинного зала ГЭС Чибро в Индии:

1 — рабочая галерея; 2 — анкера средней длиной 23,5 м, натяжением 55 тс

крепления стен (анкера и набрызгбетон) составила примерно 45% общей стоимости разработки камеры.

На рис. 24 показана схема крепления камеры ГЭС Эль-Торо в Чили, строительство которой начато в 1967 г. Площадь поперечного сечения камеры 820 м², длина 103 м, объем выломки 92 тыс. м³. Камера расположена в гранодиоритах, рассеченных системами трещин в трех направлениях. Это обусловило применение кроме предварительно-напряженных анкеров также железобетонного несущего свода толщиной 1 м. Свод служит для восприятия не только статических нагрузок, но и сейсмических при землетрясении.

Длина анкеров составляет 15—17 м, установлены они с шагом 6 м по длине и 3—5 м по высоте камеры. Анкера типа VSL состоят каждый из 30 проволок диаметром 80 мм. Усилие натяжения 170 тс, а закрепления — 120 тс.

Между глубокими анкерами установлены анкера длиной 4 м из высокопрочной стали диаметром 15 мм. Усилие натяжения этих анкеров 18 тс, а закрепления — 16 тс.

На рис. 25 показана оригинальная схема крепления подземного машинного зала ГЭС Чибро в Индии, строительство которой ведется в настоящее время. Камера высотой 32 м расположена в трещиноватых известняках и сланцах; горный массив пересекает ряд сдвиговых зон мощностью 2—5 м. Учитывая реологические свойства окружающей породы, было решено принять такие напрягаемые анкера, которые будут доступны с двух сторон и после вскрытия выработки вскоре установлены. Бурение скважин под такие анкера может быть осуществлено заблаговременно из близлежащих выработок. В случае одностороннего закрепления анкера возникла опасность совпадения направления анкера и сдвиговой зоны в породе.

Анкера средней длиной 23,5 м состоят из тросов (16 проволок диаметром 7 мм) с нормативным сопротивлением стали 100 кгс/мм². Тросы помещены в скважины диаметром 75 мм. Отклонение при бурении этих скважин не превышало 8% от заданного направления.

Расстояние между скважинами по длине камеры 2,5—2,7 м, по высоте 3—4,6 м. Из этих скважин вначале до разработки камеры была произведена цементация окружающего горного массива под давлением 7—8 кгс/см². После цементации скважины разбуривали вновь.

Всего в камере установлено 411 анкеров, из них на стене, расположенной ближе к водохранилищу, — 231 анкер, а на другой стене — 180. Усилие натяжения тросов, заанкеренных на одном конце, составляло 55 тс. Поверхность скалы была заторкретирована по сетке, толщина покрытия 7—8 см.

В 1969 г. началось строительство подземной гидроаккумулирующей станции Вальдек II в ФРГ. На рис. 26 показана схема установки анкеров в подземном машинном зале. Камера длиной 106 м, шириной 34 м и высотой 54 м расположена в сильнотрещиноватых песчаниках и сланцах. В ней установлено 1000 анкеров длиной 20—28 м с усилием натяжения 170 тс. Применяли анкера типа VSL (состоят каждый из 33 проволок диаметром 8 мм) и анкера из 9 стержней диаметром по 16 мм. Расстояние между анкерами 3 м по высоте и 4 м по длине камеры. Кроме того, в той же выработке установлено 4000 промежуточных анкеров длиной 4—6 м с усилием натяжения 12 тс. Эти анкера закреплены на синтетических смолах.

Поверхность породы покрывают набрызгбетоном. Первый слой толщиной 3 см выполняют по породе, затем устанавливают анкера и навешивают сетку. Далее наносят второй слой набрызгбетона толщиной 8 см, вновь устанавливают сетку и покрывают ее третьим слоем

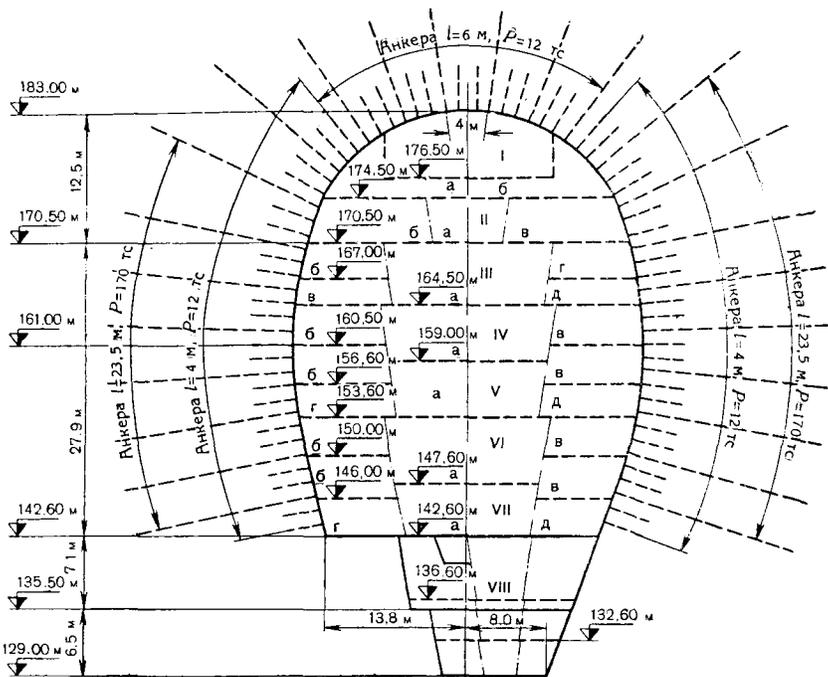


Рис. 26. Схема установки анкеров в машинном зале гидроаккумулирующей станции Вальдек II в ФРГ:
I—VIII — этапы разработки камеры; буквами обозначена последовательность разработки слоев

набрызгбетона также толщиной 8 см. Таким образом, общая толщина набрызгбетонного покрытия с двумя проволочными сетками доходит до 20 см.

Некоторые примеры применения предварительно-напряженных анкеров в зарубежных подземных сооружениях приведены в табл. 24.

§ 6. Расчет анкерной и набрызгбетонной крепи

Расчет анкерной крепи в своде выработки. Параметры анкерной крепи сводчатой части подземных выработок рекомендуется определять по следующей методике, составленной на основании расчетов, приведенных в работе [41], и уточненных в 1964—1969 гг. в результате ряда модельных и натуральных исследований, а также апробаций в многочисленных подземных сооружениях большого сечения.

Вначале определяют глубину и шаг анкеров, при которых в зоне нарушенных пород над выработкой формируется и работает несущий свод. Длина металлических анкеров должна превышать высоту нарушенной зоны на $\frac{1}{4}$ ее размера, определяемого в соответствии с рекомендациями, приведенными в § 3. Длина участка железобетонного

анкера, находящегося в породе за пределами нарушенной зоны, должна быть не менее 0,5 м и определяться из условия равенства несущей способности стержня анкера выдергивающему усилию, равному расчетной величине сцепления на этом участке по контакту раствор — металл, т. е. длина анкера

$$l_a = h_n + l_3, \quad (30)$$

где h_n — глубина нарушенной зоны (формула 17);
 l_3 — длина участка заделки железобетонного анкера,

$$l_3 = \frac{N}{\pi d_a \tau_a} \geq 0,5 \text{ м}; \quad (31)$$

τ_a — сцепление раствора с металлом, равное для арматуры периодического профиля 30—40 кгс/см²;

N — несущая способность стержня анкера,

$$N = \frac{\pi d_a^2}{4} R_a; \quad (32)$$

R_a — расчетное сопротивление арматуры, равное для класса А-II 2700 кгс/см².

Диаметр анкера d_a [см. формулы (31) и (32)] предварительно задается в пределах 18—22 мм.

В породах, в которых образуется большая по размеру зона неупругих деформаций, анкера можно располагать в пределах этой зоны. При этом длина анкера [74]

$$l_a = \frac{1}{3} h \sqrt[4]{f}, \text{ м}, \quad (33)$$

где h — высота области упругопластических смещений (прогибов в кровле выработки),

$$h = 0,65 \sqrt{\frac{b_0}{f}} \ln H, \text{ м} \quad (34)$$

f — коэффициент крепости пород по шкале проф. М. М. Прото-
 дьяконова;

b_0 — пролет выработки;

H — глубина залегания выработки.

Расстояние между анкерами a определяют из условия отсутствия в сечении пяты породного свода растягивающих усилий или скалывания породы (условие формирования породного свода). При этом

$$a = (1 - Z) l_a, \text{ м}. \quad (35)$$

Таблица 24

Подземное сооружение (страна)	Пролет, м	Высота, м	Порода	Конструкция постоянной крепи	Длина l и шаг a предварительно-напряженных анкеров, м	Усилие натяжения анкеров, тс	Год окончания строительства
Биаска (Швейцария)	30,0	25,0	Гнейсы	Предварительно-напряженные анкера, свод и стены — железобетон	$l = 8 \div 13$	80	1959
Нендаз (Швейцария)	19,1	24,1	Аргилитовые сланцы	То же	$l = 15$	125	1959
Белезар (Италия)	17,0	35,0	Аргилиты	Предварительно-напряженные анкера в одной стене, свод — железобетон, стены — набрызгбетон	$l = 9$	125	1962
Бибей (Испания)	18,0	30,0	Гнейсы	Предварительно-напряженные анкера, свод и стены — железобетон	$l = 5 \div 10$	10 (свод), 40—80 (стены)	1963
Виаден (Люксембург)	17,0	29,3	Глинистые сланцы	Предварительно-напряженные анкера, свод и часть стен — железобетон	$l = 9,5 \div 13,5$, $a = 4 \times 4$	90—125	1963

72

Зекинген (ФРГ)	23,0	29,6	Трециноватые парагнейсы	Предварительно-напряженные анкера, свод и стены — набрызгбетон	$l = 10 \div 15$, $a = 1 \times 2$	90—170	1966
Вейто (Швейцария)	30,5	26,5	Известняки, мергели	Предварительно-напряженные и обычные анкера, набрызгбетон 15 см	$l = 4$, $a = 2 \times 2,5$ $l = 11,4 \div 18,4$, $a = 3 \times 4$	18 125—170	1967
Копс (Австрия)	29,0	24,0	Слоистые известняки	Предварительно-напряженные анкера, свод — железобетон, стены — набрызгбетон	$l = 5 \div 7$, $a = 2,5 \times 3$ $l = 15$, $a = 3$	20 105	1969
Лейк Делио (Италия)	21,0	61,0	Трециноватые гнейсы	Предварительно-напряженные анкера, свод — железобетон	$l = 16 \div 17$, $a = 3 \times 3$ $l = 5$, $a = 3 \times 3$	22—100 10	1970
Чибро (Индия)	18,0	32,5	Трециноватые известняки	То же	$l = 23,5$, $a = 2,8 \times 4,6$	60	Строится
Эль-Торо (Чили)	24,5	39,5	Трециноватые гранодиориты	Предварительно-напряженные анкера, свод и часть стен — железобетон	$l = 4$, $a = 3 \times 5$ $l = 15 \div 17$, $a = 3 \times 5$	18 170	»
Вальдек II (ФРГ)	34	54	Трециноватые песчаники и сланцы	Предварительно-напряженные анкера, набрызгбетон по сетке	$l = 20 \div 28$, $a = 4 \times 6$	170 12	»

73

В свою очередь,

$$Z = k_b \frac{q}{c} \left(1 + \frac{b_0}{l_a} \right), \quad (36)$$

где k_b — коэффициент, равный 0,25 для пород крепких и средней крепости и 0,2 для пород ниже средней крепости; при полукруглом очертании кровли выработки коэффициент k_b следует увеличить на 15%;

q — нагрузка на крепь, принимаемая по данным, приведенным в § 3, тс/м²;

c — величина сцепления, принимаемая по данным § 3, а для предварительных расчетов определяемая по формуле (16).

Вычисленное по формуле (35) расстояние проверяют на сохранение устойчивости породы между анкерами по формуле

$$a = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}}, \quad \text{м}, \quad (37)$$

а если

$$q < \frac{4}{9} \gamma l_a,$$

то по формуле

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{c}{\gamma}} l_a, \quad \text{м}, \quad (38)$$

где γ — объемный вес породы, тс/м³.

Расстояние между анкерами проверяют дополнительно из условия равенства несущей способности анкера (замка для металлических и стержня для железобетонных анкеров) весу массива породы в пределах нарушенной зоны, приходящемуся на анкер,

$$a = \sqrt{\frac{N}{\gamma k_n}}, \quad \text{м}. \quad (39)$$

В предварительных расчетах несущая способность замка анкера $N = 8 \div 10$ тс для пород с $f = 6 \div 10$ и $N = 6 \div 8$ тс в остальных случаях. Для железобетонных анкеров несущую способность стержня определяют по формуле (32).

Наименьшее из расстояний a , полученных по формулам (35), (37) или (38), (39) принимают для паспорта крепи. Если для слабых пород это расстояние окажется менее 0,8—1 м, применение анкерной крепи должно быть специально обосновано.

Диаметр штанги анкера должен быть не менее 16 мм и определяться из условия равенства прочности штанги весу массива породы в пределах нарушенной зоны, приходящемуся на один анкер (для железобетонных анкеров),

$$d_a = 2a \sqrt{\frac{\gamma k_n}{\pi R_a}}, \quad \text{см}. \quad (40)$$

Для металлических анкеров диаметр штанги определяют из условия равенства несущей способности замка анкера прочности штанги,

$$d_a = 2 \sqrt{\frac{N}{\pi R_a}}, \text{ см.} \quad (41)$$

Если диаметр, полученный по формуле (40), окажется больше, чем заданный вначале, то необходимо сделать пересчет.

Диаметр шпура $d_{ш}$ для железобетонных анкеров определяют из соотношения

$$d_{ш} = d_a \frac{\tau_a}{\tau_{ш}}, \text{ см,} \quad (42)$$

где d_a — диаметр штанги анкера;
 τ_a и $\tau_{ш}$ — величина сцепления раствора со штангой анкера и с породой; для предварительных расчетов можно принимать

$$\frac{\tau_a}{\tau_{ш}} \approx 2. \quad (43)$$

Расчет анкерной крепи в стенах выработки. В основу рекомендуемого расчета крепи стен выработок положена методика, разработанная П. М. Цимбаревичем. На основании результатов натурных исследований, проведенных ВНИМИ при изучении устойчивости откосов карьеров и глубоких котлованов, в расчете учтены дополнительно силы трения и сцепления, действующие в скальном массиве стен подземных выработок.

Разрушение скального массива в стене выработки происходит по определенной плоскости скольжения при суммарном действии следующих сил: веса неустойчивого породного массива в стене, ограниченного плоскостью скольжения; пригрузки на призму сползания от веса вывала (или от веса породы в пределах свода обрушения) в кровле выработки; силы трения и сцепления по плоскости скольжения; реакции (или сопротивление) анкерной крепи; распора бетонного свода; веса бетонного свода.

Расчет анкерной крепи стен выработок производят в следующем порядке:

определяют положение возможной линии скольжения в соответствии с инженерно-геологической характеристикой скального массива;

решением уравнения равновесия сил, действующих в плоскости скольжения, находят необходимую удерживающую силу от действия анкерной крепи, если эта сила окажется отрицательной, то параметры анкерной крепи принимают такими же, как и в сводчатой части выработки);

при заданных предварительно шаге анкеров вдоль выработки и диаметре стержня анкера определяют число анкеров в сечении; рассчитывают длину анкеров.

Положение линии скольжения определяют следующим образом:

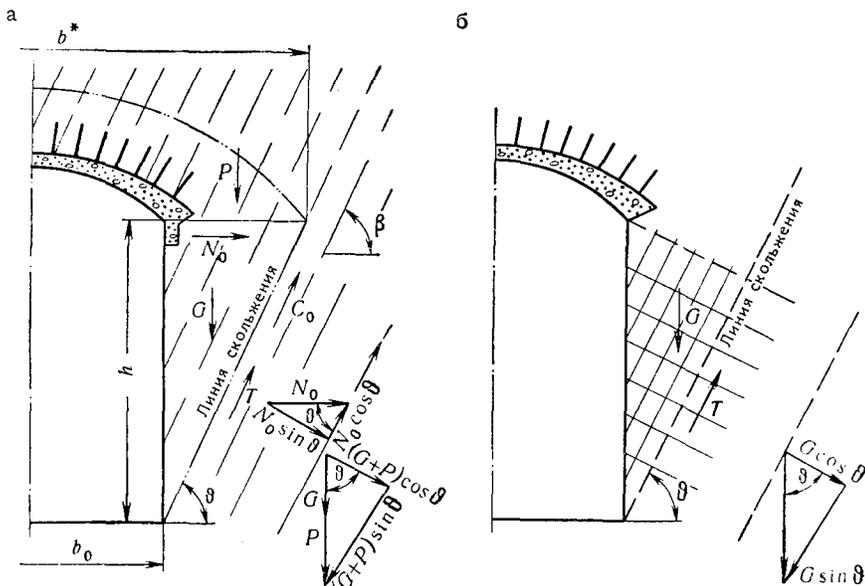


Рис. 27. Расчетная схема действия сил в стене выработки:
 а — при одной системе трещин; б — при двух системах трещин

при наличии четко выраженной системы трещин, падающих в сторону выработки под углом β , превышающим угол внутреннего трения по пластам $\varphi_{\text{тр}}$, линия скольжения совпадает с направлением системы трещин и проходит от основания стены выработки, при этом угол наклона плоскости скольжения $\theta = \beta$;

если $\beta < \varphi_{\text{тр}}$ или пласты наклонены в сторону массива, а также при отсутствии четко выраженной системы трещин разрушение массива может произойти по линии скольжения, проходящей от основания стены выработки и наклоненной под углом $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, где φ — угол внутреннего трения породного массива (по Цимбаревичу);

при наличии контактных трещин, сбросов или иных плоскостей ослабления массива, заполненных слабоцементирующим материалом и секущих весь массив в стенах выработки, разрушение (сползание) может произойти по этим трещинам, и таким образом угол наклона плоскости скольжения $\theta = \beta'$, где β' — угол наклона трещины.

При решении уравнения равновесия сил, действующих в плоскости скольжения (рис. 27, а), получим

$$T = (G + P) k_1 - (C_0 + N_0 k_2), \quad (44)$$

где T — удерживающая сила в плоскости скольжения от действия анкерной крепи, тс/м;

G — вес призмы сползающего массива в стене выработки на 1 м,

$$G = \frac{\gamma h^2}{2 \operatorname{tg} \theta}, \text{ тс}, \quad (45)$$

h — расстояние от пяты свода до точки пересечения плоскости скольжения со стенкой выработки, м;

P — пригрузка на призму сползания от веса вывала в своде выработки и веса бетонного свода,

$$P = 0,5 (P_{\text{выв}} + P_{\text{св}}); \quad (46)$$

$P_{\text{выв}}$ — вес вывала в своде выработки,

$$P_{\text{выв}} = \gamma h_{\text{пр}} b^*; \quad (47)$$

$$b^* = b_0 + 2h \operatorname{ctg} \theta, \text{ м}; \quad (48)$$

$h_{\text{пр}}$ — высота пригружающего слоя, определяемая по формуле (17) при $b_0 = b^*$;

$P_{\text{св}}$ — вес 1 м бетонного свода, тс;

C_0 — сила сцепления по плоскости скольжения,

$$C_0 = \frac{c' k_0 h}{\sin \theta}, \text{ тс}; \quad (49)$$

c' — удельное сцепление по плоскости скольжения, тс/м²;

k_0 — коэффициент, учитывающий неточность определения удельного сцепления, а также возможное отсутствие сцепления по некоторым площадкам плоскости скольжения, равный 0,7—0,8;

N_0 — распор бетонного свода, определяемый по формулам статики сооружений; при равномерно распределенной вертикальной нагрузке от давления горных пород q и собственного веса свода q_1 распор

$$N_0 = \frac{(q + q_1) b_1^2}{8h_1}, \text{ тс}; \quad (50)$$

h_1 — стрела свода, м;

$$k_1 = \sin \theta k_y - \cos \theta \operatorname{tg} \varphi; \quad (51)$$

k_y — коэффициент запаса устойчивости, величина которой зависит от вида сооружения и находится в пределах 1,3—1,5;

φ — угол трения по плоскости скольжения;

$$k_2 = \cos \theta + \sin \theta \operatorname{tg} \varphi. \quad (52)$$

При наличии в массиве второй системы трещин может произойти отрыв породных блоков (как показано на рис. 27, б), устойчивость которых необходимо проверить. В этом случае зависимость (44) примет вид:

$$T = Gk_1 - C_0. \quad (53)$$

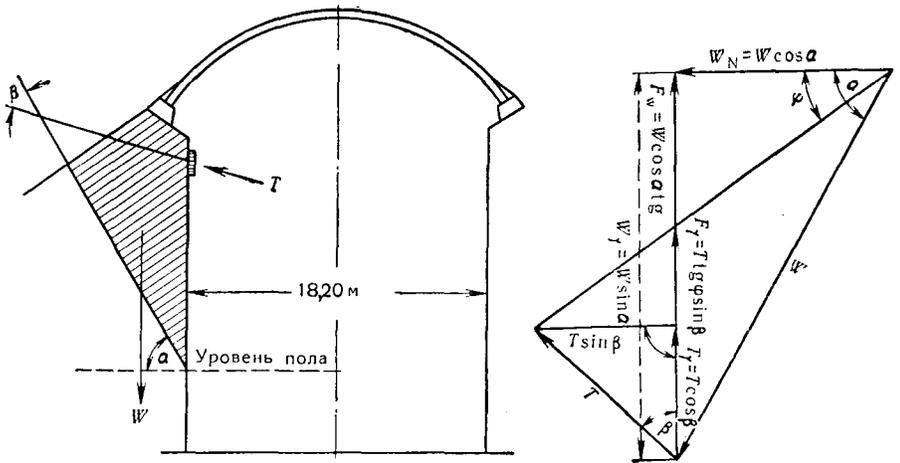


Рис. 28. Схема действия сил на анкер в стене (к рис. 25)

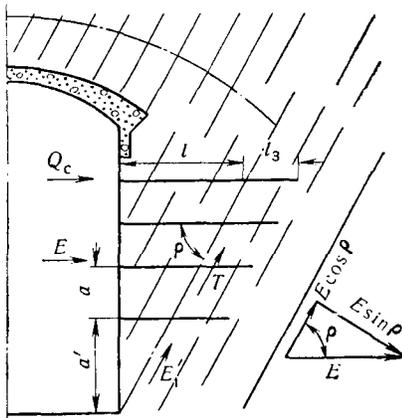


Рис. 29. Расчетная схема действия сил на анкера в стенах

На рис. 28 показана расчетная схема (с силовым многоугольником), примененная при строительстве подземной ГЭС Чибро в Индии [76].

При установке обычных ненапряженных железобетонных анкеров удерживающая сила в плоскости скольжения возникает за счет сопротивления анкерных стержней срезу или растяжению (рис. 29). Тогда

$$E_1 = T, \quad (54)$$

где E_1 — суммарная несущая способность анкеров, тс/м,

$$E_1 = \frac{nN}{a_0}; \quad (55)$$

N — несущая способность стержня одного анкера, определяемая по формуле (32) при заданном диаметре стержня анкера, тс;
 n — число анкеров в сечении;
 a_0 — шаг анкеров вдоль выработки, принимаемый предварительно, м;
 T — необходимая удерживающая сила на 1 м, определяемая по формуле (44), тс.

Из формулы (54) получим число анкеров в сечении

$$n = \frac{Ta_0}{N}. \quad (56)$$

Длина анкеров l_a меняется в зависимости от места установки и определяется выражением

$$l_a = l + l_3, \quad (57)$$

где l — активная часть анкера (между плоскостью скольжения и контуром выработки по оси анкера), определяемая из геометрических соотношений,

$$l = [a' + (n' - 1)a] \operatorname{ctg} \theta; \quad (58)$$

a' — расстояние от почвы выработки до нижнего анкера, м;
 a — шаг анкеров по вертикали, м;
 n' — номер ряда анкера, считая от почвы выработки;
 l_3 — длина замковой части анкера, находящаяся за плоскостью скольжения и за пределами зоны нарушенных пород и определяемая из условия равнопрочности сцепления по контакту раствор — анкер и раствор — порода несущей способности анкера по формулам

$$\left. \begin{aligned} l_3 &= \frac{\alpha' N}{\pi d_a \tau_a} \\ l_3 &= \frac{\alpha' N}{\pi d_{ш} \tau_{ш}} \end{aligned} \right\}; \quad (59)$$

α' — коэффициент, учитывающий неравномерность заполнения шпуров раствором и равный 1,2—1,3;

N — несущая способность стержня анкера, определяемая по формуле (32);

$d_{ш}$ — диаметр шпура, определяемый по формуле (42);

τ_a и $\tau_{ш}$ — соответственно прочность сцепления по контакту раствор — анкер (30—40 кгс/см²) и раствор — порода (15—20 кгс/см²).

Расчет предварительно-напряженных анкеров. При установке предварительно-напряженных анкеров в плоскости скольжения возникает дополнительное удерживающее усилие за счет увеличения сил трения (см. рис. 29),

$$E = \frac{T}{\sin \rho \operatorname{tg} \varphi + \cos \rho}, \quad (60)$$

где E — суммарное предварительное натяжение анкеров,

$$E = \frac{nQ_a}{a_0}, \text{ тс}; \quad (61)$$

Q_a — предварительное натяжение одного анкера, принимаемое заранее в соответствии с конструкцией анкера, тс;

ρ — угол наклона анкеров к плоскости скольжения; при горизонтальном расположении анкеров $\rho = \theta$.

Из формул (60) и (61) находят число анкеров в сечении

$$n = \frac{Ta_0}{Q_0 (\sin \rho \operatorname{tg} \varphi + \cos \rho)}. \quad (62)$$

Диаметр устанавливаемых одностержневых анкеров определяют по формуле (41), а многостержневых — по формуле

$$d_a = \sqrt{\frac{4Q_a}{m_0 \pi R_a}}, \quad (63)$$

где m_0 — число стержней в пучке.

Длину анкеров определяют по формулам (57)—(59).

Параметры анкерной крепи в стенах выработок (в первую очередь глубина анкеровки), определенные по приведенным выше выражениям, могут быть уточнены на основании результатов модельных исследований на эквивалентных и фотоупругих материалах.

На рис. 30 показана схема определения глубины зоны закрепления породы анкерами для одной из выработок шириной 25 м в крепких скальных породах. На рис. 30, *a* заштрихована расчетная зона возможного обрушения породы в выработку (свод определен по размерам нарушенной зоны, стены — по линиям скольжения). Из рис. 30, *б* видны размеры зоны, полученной по экспериментальным исследованиям на моделях из эквивалентных материалов во взрывной камере от действия сейсмички взрыва. Рис. 30, *в* иллюстрирует размеры зоны, полученной на основании модельных исследований методом фотоупругости. При этом граница зоны определилась из равенства касательных напряжений вокруг выработки величине сцепления ($c = 8 \text{ кгс/см}^2$), полученной в натуральных условиях. На рис. 30, *г* построена огибающая нарушенной зоны и определена длина анкеров. Шаг их принят по расчету. Последующие исследования системы крепления и устойчивости выработки были проведены на крупноразмерных моделях из эквивалентных материалов.

В настоящее время во многих странах проводится большая работа по применению метода конечных элементов с использованием ЭВМ при расчете крепи подземных выработок, позволяющего с большой точностью учитывать свойства горного массива и конструкции крепи [75, 108 и др.]. Расчет крепи из предварительно-напряженных анкеров по контуру выработки ведется также с использованием теории пластичности с применением ЭВМ и с построением вокруг выработок области повышенных напряжений [98].

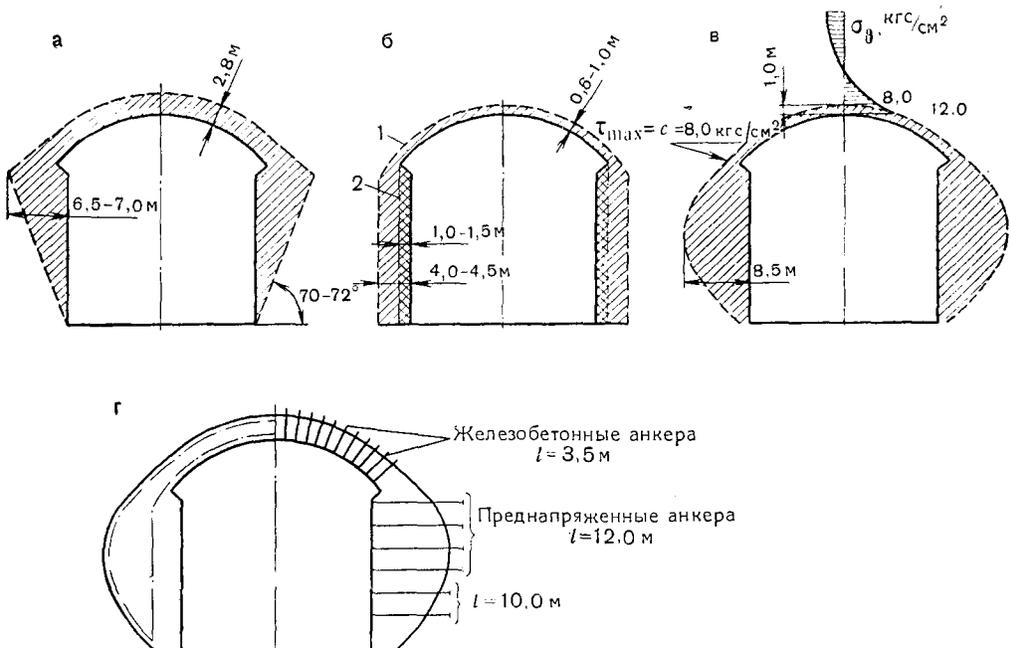


Рис. 30. Определение глубины зоны закрепления пород анкерами в камерной выработке: 1 — граница нарушенной зоны; 2 — граница зоны повышенной трещиноватости

Расчет покрытия из набрызгбетона. Толщину покрытия из набрызгбетона в сводчатой части выработок приблизительно определяют на основании теории изгиба прямоугольных пластин, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой. При этом расчетная формула имеет вид [42]:

$$\Delta_0 \geq k' a \sqrt{\frac{q}{m R_p}}, \text{ м}, \quad (64)$$

где Δ_0 — среднее значение толщины покрытия из набрызгбетона по периметру выработки, м;

k' — безразмерный коэффициент, принимаемый для выработок с покрытием только из набрызгбетона равным 0,35, а для крепи из анкеров с набрызгбетоном равным 0,25;

a — шаг крепи, определяемый на основании формул (37)–(39); для выработки, закрепленной только набрызгбетоном,

$$a = \frac{1}{6} b_0, \text{ но не менее } 1 \text{ м};$$

q — равномерно распределенная нагрузка, определяемая по формуле (21), тс/м²;

R_p — расчетное сопротивление набрызгбетона растяжению, равное 120–160 тс/м² для армированных и 100–140 тс/м² для неармированных покрытий;

m — коэффициент условия работы покрытия, принимаемый равным 0,75 для неармированных и 1,0 — для армированных покрытий.

В стенах выработок толщину покрытия из набрызгбетона принимают такой же, как и в сводчатой части.

§ 7. Пути облегчения подземных конструкций

В отечественной и зарубежной практике имеются многочисленные примеры незакрепленных выработок большого сечения, располагаемых преимущественно в крепких монолитных скальных породах (в основном IX—XI категорий по СНиП). Стоимость 1 м незакрепленной выработки на 20—40% ниже, чем закрепленной арочной или бетонной крепью. Этим обстоятельством и вызывается главным образом стремление изыскивать условия, позволяющие отказаться от применения крепи при проходке большепролетных выработок. Однако решение об оставлении туннелей и камер большого сечения без крепи может быть принято лишь после всестороннего изучения свойств пород, а также химических воздействий на породу от вредностей, выделяемых транспортом и взрывными газами, в частности при условии отсутствия химической реакции пород с продуктами старения углеводородов.

Несмотря на жесткие требования, предъявляемые к незакрепленным выработкам, они получили широкое распространение. В Швеции и Норвегии в гранитах и гнейсах туннели, как правило, не крепят. Форма выработок обычно корытообразная, пролеты составляют 12—16 м, площадь поперечного сечения до 400 м² (туннель ГЭС Сторриорфорс и др.). В Советском Союзе незакрепленные туннели площадью 100—300 м² имеются на Хантайской, Борисоглебской, Верхне-Туломской ГЭС, также незакреплен ряд транспортных туннелей. На участках нарушенных пород такие туннели закрепляют, причем в первую очередь в этом случае используют облегченную крепь — анкерную или из набрызгбетона.

В отдельных случаях разрешается даже оставлять незакрепленными гидротехнические туннели на период эксплуатации. При этом вводят дополнительные ограничения по глубине залегания выработки и по шероховатости ее поверхности. В частности, оставлен без крепи гидротехнический туннель на Хантайской ГЭС при высоте выступов породы до 40 см.

Последнее время в связи с развитием горнопроходческой техники при строительстве подземных сооружений большого сечения серьезное внимание стали уделять вопросам облегчения крепи. При этом удешевление конструкции и уменьшение ее объемов осуществляется не снижением надежности крепи, а за счет рационального выбора: месторасположения подземного сооружения в горном массиве; формы поперечного сечения подземной выработки;

способа укрепления горной породы до начала проходки выработки и в процессе ее проходки;

метода производства работ при проходке выработки.

Рассмотрим каждый фактор подробнее.

Выбор месторасположения подземного сооружения в горном массиве. Облегчение крепи за счет этого условия может быть реализовано только в тех подземных сооружениях, трасса которых не определяется жестко заданным направлением между фиксированными точками и ее возможно изменить, хотя бы в определенных границах.

Следует стремиться, в частности, избегать расположения подземного сооружения в контактных зонах, в которых породы, как правило, ослаблены, а также в местах геологических сбросов и сдвигов.

Вопросы выбора направления оси подземного сооружения изложены в работах [10, 11].

В дислоцированных массивах проведение подземных выработок можно осуществлять в различных направлениях по отношению к напластованию и основным системам трещин. Образование вывалов наименее вероятно, когда ось выработки направлена вкрест простирания крутопадающих пластов или основных систем трещин. Располагать подземные выработки по простиранию пластов или плоскостей основных систем трещин целесообразно лишь при достаточно высоких значениях сцепления — зацепления между блоками горных пород.

Степень устойчивости осадочных пород над выработкой при наиболее благоприятном угле встречи (более 20°) в значительной мере связана с мощностью слоев. Как показывают, например, наблюдения при строительстве туннелей Нурекской, Токтогульской и Ингурской ГЭС (пролетом от 8 до 15 м), проходящих в основном в песчаниках и известняках, породы по устойчивости могут быть подразделены на следующие группы:

малоустойчивые (частые вывалы требуют крепления вслед за забоем) при мощности слоев до 0,1 м;

среднеустойчивые (крепление может отставать от забоя до 5 м), мощность слоев от 0,1 до 1 м;

устойчивые (крепление может отставать от забоя на 50 м и более), мощность слоев более 1 м.

Повышение устойчивости мощных слоев вызвано также их меньшей трещиноватостью по сравнению с более тонкими слоями.

В зависимости от устойчивости и степени трещиноватости породы может быть выбрана рациональная форма поперечного сечения подземной выработки.

Выбор формы поперечного сечения подземной выработки. Можно выделить следующие характерные формы поперечного сечения крупных выработок (рис. 31):

корытообразную — с вертикальными стенками и пологим сводом (рис. 31, а), с вертикальными стенками и подъемистым сводом (рис. 31, б), с наклонными стенками и пологим или подъемистым сводом (рис. 31, в);

коробовую — подковообразную (рис. 31, г) и овоидальную (рис. 31, д);

эллиптическую — овальную с горизонтальной (рис. 31, е) или вертикальной (рис. 31, ж) большой осью;

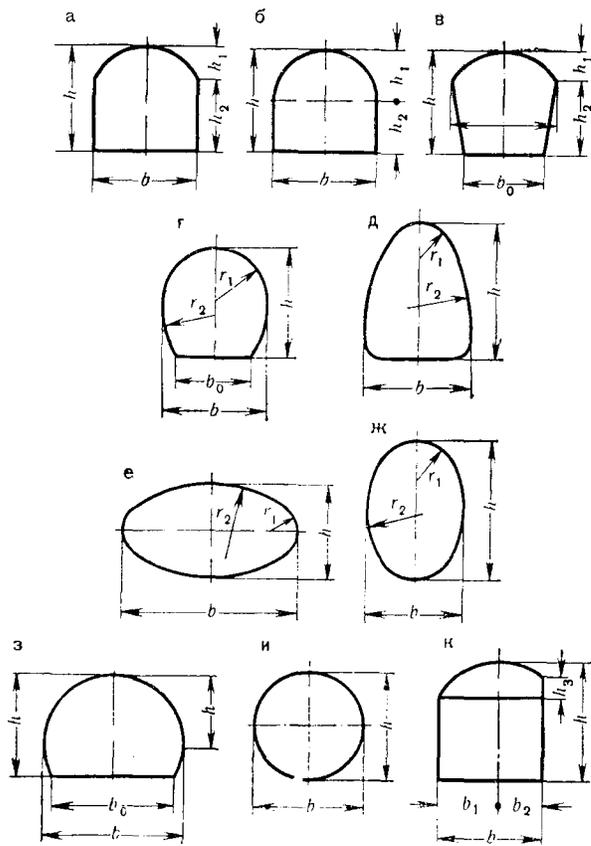


Рис. 31. Формы поперечного сечения крупных подземных выработок

полуциркульную (рис. 31, з) и круглую (рис. 31, и); несимметричную (рис. 31, к).

В табл. 25 приведены соотношения практикуемых основных геометрических параметров всех указанных выше форм. Параметры получены на основании статистической обработки данных по многочисленным подземным выработкам. Следует отметить, что выявляются различия в этих параметрах для выработок большой и малой площади поперечного сечения.

Статистический анализ данных заключался в следующем. Для каждого геометрического параметра вычисляли среднеарифметическое значение m и среднеквадратичное отклонение σ . Далее составлялись безразмерные дроби типа Стьюдента для оценки максимальных и минимальных значений

$$v = \frac{x \left(\frac{\max}{\min} \right) - m}{\sigma}, \tag{65}$$

где x_i — частное значение параметра;
 m — среднеарифметическое значение;
 σ — среднеквадратическое отклонение.

Величину этого выражения сравнивали с табличными значениями при вероятности $p = 0,05$. После отбрасывания резко выделяющихся данных значения m и σ пересчитывали и выписывали в табл. 25.

Форма поперечного сечения выработки оказывает существенное влияние на напряженное состояние окружающей породы. В наибольшей степени концентрации напряжений возникают в породе при прямоугольной форме очертания выработки. При круглой и близкой к ней форме поперечного сечения влияние очертания на породу значительно меньше.

В упругой среде при эллиптической форме сечения выработки можно в зависимости от свойств породного массива подобрать такое соотношение между длинами вертикальной a_1 и горизонтальной b_1 полуосей, что по контуру вообще не возникнет растягивающих напряжений,

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{1-\lambda}{2\lambda}, \quad (66)$$

где $\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}$ — коэффициент бокового распора;
 μ — коэффициент Пуассона породы.

Чтобы, например, весь контур оказался равносжатым, необходимо задать

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{1}{\lambda}. \quad (67)$$

В табл. 26 приведены нормальные тангенциальные напряжения в выработках различных сечений. Напряжения в таблице приведены в долях γH по вертикальному и горизонтальному диаметрам выработки. Отрицательными напряжениями приняты растягивающие.

Коробовая форма поперечного сечения по сравнению с корытообразной формой позволяет снизить концентрации напряжений и улучшить работу конструкции. Так, например, при выборе формы поперечного сечения подземного машинного зала ГАЭС Вальдек II (см. рис. 26) был проведен расчет методом конечных элементов напряженного состояния массива по контуру выработки корытообразной и коробовой форм поперечного сечения (рис. 32). Результаты расчета приведены в табл. 27, из которой следует, что переход от корытообразной формы к коробовой позволил в данном случае избежать растягивающих усилий в сечениях и получить более равномерное напряженное состояние массива вокруг выработки [79].

В 1965—1966 гг. в институте Оргэнергострой была проведена экспериментальная работа по оценке различных форм поперечного сечения выработок по условиям статики. Исследования проводили методом фотоупругости на плоских моделях. Коэффициент бокового распора принимали равным 0,25, что отвечает коэффициенту Пуассона 0,2, характерному для большинства скальных пород.

Форма поперечного сечения выработки (см. рис. 31)	Характерные инженерно-геологические условия применения выработок
Корытообразная: вертикальные стенки и пологий свод	Плотные и прочные скальные породы, не оказывающие горного давления или вызывающие со временем весьма небольшое давление (IX—XI категории пород по СНиП)
вертикальные стенки и подъемистый свод	Породы с небольшим горным давлением (VII—IX категории)
наклонные стенки и пологий и подъемистый свод	Породы с небольшим горным давлением при совпадении углов напластования с одной из стен выработки (VII—IX категории)
Коровая: подковообразная	Относительно большое горное давление боковое и вертикальное, также большое давление наружных вод (III—IV категории)
овоидальная	Вертикальное горное давление намного выше бокового, возможны вывалы (IV—VI категории)
Эллиптическая (овальная): с горизонтальной большой осью	Большое горное давление неглубокое залегание выработки (III—V категории)
с вертикальной большой осью	
Полуциркулярная	Большое горное и наружное гидростатическое давление, несимметричное давление (III—V категории)
Круглая	
Несимметричная	Одностороннее горное давление (IV—VI категории)

Испытания были проведены на шести моделях в выработках с формами поперечного сечения показанными на рис. 31, а, б, в, г, д, з, и при одинаковых пролетах. Характерные картины полос на моделях показаны на рис. 33.

Растягивающие напряжения (в долях вертикальной нагрузки) в процентах к круглому сечению для выработок с различными формами поперечного сечения имеют следующие значения:

Круглая	100
Корытообразная:	
с пологим сводом	124
с подъемистым сводом	112
Коровая:	
подковообразная	104
овоидальная	108
Полуциркулярная	116

Наибольшие практические пролеты b , м	Соотношение геометрических параметров (см. рис. 31)									
	$\frac{h}{b}$		$\frac{h_1}{b}$		$\frac{b_0}{b}$		$\frac{r_1}{b}$		$\frac{r_2}{b}$	
	m	σ	m	σ	m	σ	m	σ	m	σ
30	0,9	0,2	0,25	0,1	—	—	—	—	—	—
30	0,9	0,1	0,5	0	—	—	—	—	—	—
25	1,2	0,4	0,25	0,1	0,9	0,1	—	—	—	—
25	1,1	0,2	—	—	0,8	0,1	0,5	0,1	1,1	0,4
15	1,2	0,2	—	—	—	—	0,3	0,1	1,6	0,4
25	0,5	0,1	—	—	—	—	0,3	0,1	0,7	0,1
20	1,4	0	—	—	—	—	0,5	0,1	0,9	0,1
30	0,6	0,1	0,5	0	0,9	0,1	—	—	—	—
20	1,0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
25	1,6	0,1	$\frac{h_3}{b} = 0,2$	0	$\frac{b_1}{b} = 0,6$	0	—	—	—	—

Принимаем в первом приближении, что величина нарушенной зоны, а следовательно, и нагрузка на крепь пропорциональна растягивающим напряжениям в замке на контуре выработки. Тогда можно полагать, что нагрузки на крепь для рассматриваемых форм поперечного сечения выработок относятся между собой так же, как величины напряжений, приведенные выше.

Оценивая результаты экспериментов, необходимо, естественно, учитывать условия производства работ, которые не всегда удовлетворяют формам поперечных сечений, благоприятным по статическим условиям. В частности, в крепких скальных породах может быть рекомендована корытообразная выработка с пологим сводом, в породах средней крепости наиболее целесообразна корытообразная выработка с подъемистым сводом, в более слабых породах наименее напряженными оказываются выработки коровой и круглой форм. В табл. 25

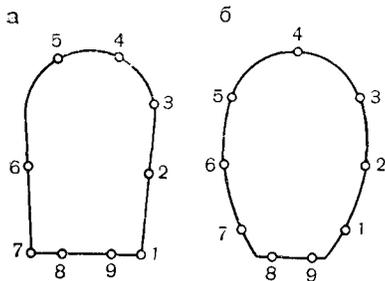


Рис. 32. Формы поперечных сечений
(к табл. 27)

а — корытообразная;

б — коробовая

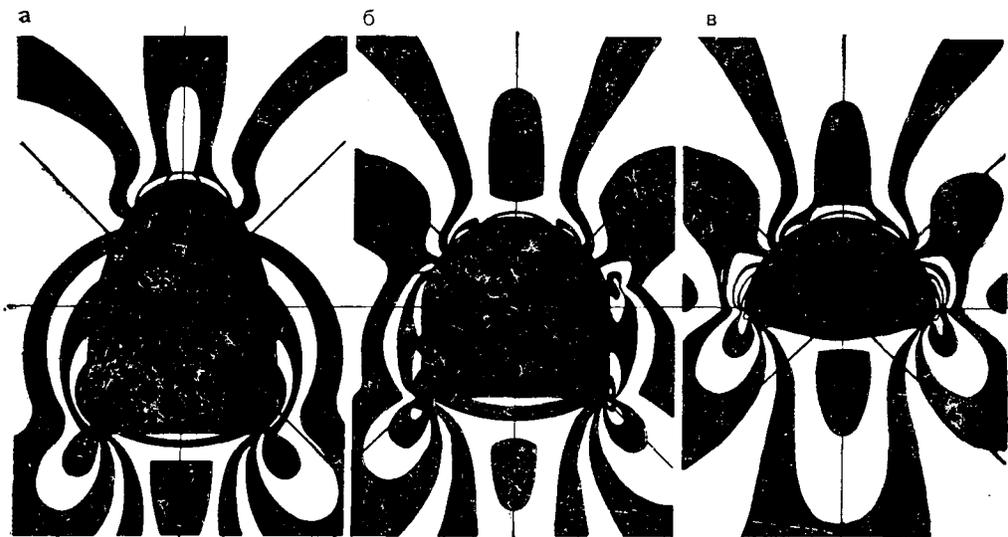


Рис. 33. Картины полос при различных формах поперечного сечения подземных выработок:
а — оvoidальной; б — корытообразной; в — полуциркульной

приведены рекомендуемые инженерно-геологические условия для той или иной формы поперечного сечения выработок.

Корытообразная форма сечения является наиболее распространенной для крупных подземных выработок. Ее применяют как для туннелей, так и для камер любых назначений. Выработки с вертикальными стенками и пологим сводом рекомендуют сооружать в плотных и прочных скальных породах, не оказывающих горного давления или вызывающих со временем весьма небольшое давление.

Для незакрепленных выработок корытообразной формы с пологим сводом можно принимать

$$h_1 = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{4} \right) b, \quad (68)$$

Таблица 26

Коэффициент бокового расстора λ	Нормальное тангенциальное напряжение в выработке, доли γH							
	круглой формы		эллиптической формы без растягивающих напряжений по контуру			эллиптической формы с равносжатым контуром		
	замок	стены	$\frac{a_1}{b_1}$	замок	стены	$\frac{a_1}{b_1}$	замок	стены
0	-1,0	3,0	∞	0	1,0	∞	1,0	1,0
$\frac{1}{6}$	-0,5	2,84	2,5	0	1,63	6	1,17	1,17
$\frac{1}{5}$	-0,4	2,8	2	0	1,8	5	1,2	1,2
$\frac{1}{4}$	-0,25	2,75	1,5	0	2,08	4	1,25	1,25
$\frac{1}{3}$	0	2,67	1,0	0	2,67	3	1,34	1,34
$\frac{1}{2}$	0,5	2,5	0,5	0	4,5	2	1,5	1,5
1	2,0	2,0	0	0	∞	1	2,0	2,0

Таблица 27

Расчетные точки (см. рис. 32)	Тангенциальные напряжения (τ с/м ²) в выработках формы сечения		Радиальные напряжения (τ с/м ²) в выработках формы сечения	
	корытообразной	коробовой	корытообразной	коробовой
1	1235,2	744,1	194,9	53,3
2	956,1	1377,4	-9,7	135,2
3	2029,4	1848,8	220,3	233,3
4	1231,1	961,2	162,1	125,1
5	773,0	1018,5	-37,7	87,7
6	785,4	1243,5	7,3	109,1
7	2067,6	1448,6	227,3	55,2
8	517,6	1581,4	27,9	308,2
9	199,1	763,8	15,6	170,9

для закрепленных (менее устойчивые породы)

$$h_1 = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) b. \quad (68')$$

В зависимости от категорий пород наибольшие значения b/h_1 могут быть ориентировочно приняты следующими:

Категория пород по СНиП	V-VI	VII	VIII-IX	X-XI
Максимальное значение b/h_1	3	4	5	6

Отношение b/h_1 корректируется в зависимости от трещиноватости породы и формы образующихся вывалов. Исследования Е. М. Пашкина, в частности, позволили установить, что в некоторых случаях своду туннелей целесообразно придать форму естественных вывалов и вписать в угол, образованный системами трещин [49, 54]. Эти туннели до исследования связи вывалообразования с трещиноватостью проходили при форме сечения с пологим сводом и вертикальными стенками. В этих условиях изменение формы сечения на коробовую с подъемистым сводом позволило значительно снизить количество вывалов и повысить безопасность подземных работ.

Выработки корытообразной формы с вертикальными стенками и подъемистым сводом рекомендуется обычно проходить в породах со сравнительно небольшим горным давлением. Такая форма выработок может быть принята и при отсутствии горного давления, когда по требованиям эксплуатации необходимо разместить под сводом определенное оборудование.

Выработки корытообразной формы с наклонными стенками рекомендуется применять в тех же условиях, что и выработки с вертикальными стенками. Придавать стенкам наклон целесообразно при косом напластовании пород или в трещиноватых породах, когда направление одной из стен может совпадать с преимущественным направлением трещиноватости или слоистости. По условиям производства работ взамен высоких наклонных стен можно устраивать ступенчатые вертикальные стены.

Коробовое очертание выработкам следует придавать в условиях относительно большого горного давления. При этом подковообразную форму надо принимать, когда боковое давление значительно по величине. Эта форма может быть рекомендована как для туннелей, так и для камер различного назначения. Выработки овоидальной формы неудобны как при проходке, так и для размещения в них эксплуатационного оборудования, поэтому такая форма может быть оправдана в редких случаях для безнапорных гидротехнических туннелей, подходных и транспортных туннелей в условиях, когда породы склонны к образованию вывалов и вертикальное давление намного превышает боковое.

Как показывает канадский опыт, в гидротехнических туннелях, проходящих в крепких породах, даже при очень высоких напорах воды при надлежащей глубине залегания выработки и обеспеченном уступом отпоре можно применять коробовую форму поперечного сечения туннеля взамен круглой. Примеры высоконапорных гидротехнических туннелей коробового очертания приведены в табл. 28.

В камерных выработках коробового очертания, разрабатываемых в однородных породах, соотношение радиусов стен и свода может быть принято по формуле [79]

$$\frac{r_{ст}}{r_{св}} = \frac{1}{\lambda}, \quad (69)$$

где λ — коэффициент бокового распора.

Таблица 28

ГЭС, мощность, мВт	Год окончания строительства	Длина туннеля, км	Внутренний напор воды, кгс/см ²	Пролет в свету, м	Порода	Материал обделки и толщина, см
Шют-де-Пасс, 735	1959	9,5	18	10,5	Граниты крепкие и слабые Твердая скала	Бетон, 30—55 Бетон
Маникуаган-5, 1300	1971	2×1,05	15,5	11		
Берсимис, 960	1956	12,1	13	9,5	Граниты крепкие Кварцевые диариты	Бетон, 30—75 Бетон, 30—40
Нечако-Кемано, 848	1954	16,3	8	6,8		

Эллиптическая (овальная) форма выработки рекомендуется при большом горном давлении, особенно при неглубоком залегании. Эллиптические выработки с горизонтальной большой осью распространены, в частности, во Франции, где их используют для станций метрополитена и судоходных туннелей. Овальные выработки с вертикальной большой осью могут быть использованы для убежищ морских судов, машинных залов ГЭС и для судоходных туннелей.

Полициркульная форма поперечного сечения рекомендуется в условиях большого горного давления, несимметричного давления, а также при значительном наружном давлении воды. Эта форма целесообразна в тех случаях, когда необходимо получить достаточную ширину выработки внизу (автодорожные туннели, камеры съездов, подземные машинные залы ГЭС при размещении в них затворов и др.).

Круглая форма целесообразна в высоконапорных гидротехнических туннелях, залегающих в недостаточно крепких породах, а также при щитовой и комбайновой проходке туннелей.

Несимметричную форму рекомендуется придавать в основном камерным выработкам в условиях одностороннего горного давления, а также в особых случаях по условиям размещения эксплуатационного оборудования.

При выборе очертания оси свода подземной выработки по условиям статки могут быть использованы приближенные зависимости, выведенные без учета обжатия свода под действием нагрузки. Уравнение рациональной оси свода как веревочной кривой при действии на него равномерно распределенной нагрузки сверху и с боков имеет следующий вид:

$$-y^2 + \left(m' \frac{b_0^2}{4h_1} + h_1 \right) y = m' x^2, \quad (70)$$

где y и x — текущие координаты оси свода (центр координат находится в вершине свода);

b_0 и h_1 — пролет и стрела подъема свода;

$$m' = \frac{q_1}{q_2},$$

q_1 и q_2 — интенсивность соответственно вертикальной и горизонтальной равномерно распределенных нагрузок.

Для некоторых частных случаев уравнение (70) можно упростить.

1. Если нагрузка направлена радиально к оси свода, принимая $q_1 = q_2$ и $m' = 1$, получим

$$-y^2 + \left(\frac{b_0^2}{4h_1} + h_1 \right) y = x^2.$$

Поскольку из геометрических построений следует

$$h_1 + \frac{b_0^2}{4h_1} = 2R_0,$$

то уравнение оси свода радиусом R_0 будет иметь вид:

$$y = R_0 - \sqrt{R_0^2 - x^2}. \quad (71)$$

2. Если нагрузка направлена вертикально, боковое давление отсутствует, т. е. $q_2 = 0$, из уравнения (70) получаем

$$y = \frac{4h_1}{b_0^2} x^2. \quad (72)$$

Уравнение (71) представляет собой окружность, а уравнение (72) — параболу.

Для очень пологих сводов $\left(\frac{b_0}{h_1} \geq 5 \right)$ разность в площадях подсводовой части для окружности или параболы весьма незначительна, для подъемистых сводов $\left(\frac{b_0}{h_1} = 2 \right)$ эта разность доходит до 18%.

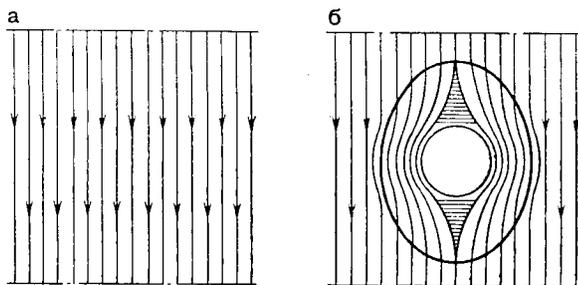
Учитывая это, в тех условиях, когда можно гарантировать наличие только вертикальной равномерно распределенной нагрузки на свод, очертание его целесообразно выполнять по уравнению параболы. В большинстве же случаев очертание оси сводов большого пролета следует принимать по круговой кривой, как более удобной по условиям производства работ.

Выбор способа укрепления горной породы. Обычно прочность ненарушенной скальной породы значительно превышает прочность установленной крепи. Поэтому при проходке выработок необходимо прежде всего стремиться к сохранению первоначального состояния горной породы, к укреплению и омоноличиванию слабых участков окружающего массива, чтобы не допустить чрезмерных деформаций, разуплотнения и потери несущей способности примыкающей к выработке несущей части породы. Кроме того, для повышения устойчивости сооружения необходимо так укрепить окружающую породу,

чтобы она сама смогла выполнять роль строительного материала и основной несущей конструкции, т. е. создать вокруг выработки несущий породный свод, воспринимающий основные нагрузки как от собственного веса, так и от веса вышележащей породы. В этом случае внутренняя облицовка имеет второстепенное значение, лишь повышая устойчивость породного свода.

В необлицованных туннелях, залегающих в крепких монолитных породах, естественный породный свод начинается непосредственно

Рис. 34. Схема образования естественного породного свода над выработкой



на внутреннем контуре и воспринимает основные нагрузки от собственного веса. В остальных случаях внутренняя граница естественного свода сдвигается в глубь массива, а разрыхленная порода между контуром выработки и естественным сводом давит на крепь и подлежит упрочнению для уменьшения нагрузок и осадок контура.

На рис. 34, а схематически показаны линии главных напряжений, имеющиеся в массиве до вскрытия выработки, на рис. 34, б — после разработки выработки [80]. Внутренняя граница естественного свода обозначена толстой линией. Области, заштрихованные горизонтально, растянуты, порода в них не имеет возможности сопротивляться внешним усилиям и оказывает давление на крепь. На боковых стенках концентрации напряжений могут привести к отслоению и сдвигам породы в сторону выработки.

При строительстве подземного сооружения задача состоит в укреплении породы внутри области, ограниченной толстой линией, т. е. в приближении естественного свода к контуру выработки и включении его в активную работу.

В механизме работы такого свода одна из главных задач возлагается на способ укрепления горной породы. Как уже отмечалось, над выработкой в процессе ее проходки образуется зона нарушенной породы (см. § 3), поэтому в своде в первую очередь должны быть приняты меры к укреплению именно этой зоны. В стенах выработки следует возвести такую крепь, которая распространит усилия в глубь массива, увеличив площадь, воспринимающую нагрузку. Во всех случаях, крепь необходимо устанавливать быстро, непосредственно вслед за проходкой, чтобы практически не возникало изменения в окружающей породе после вскрытия выработки, чтобы не дать развиться области неупругих деформаций и чтобы естественный породный

свод быстрее вступил в работу, т. е. «крепь должна быть подставлена под породу таким образом, чтобы сама порода этого не заметила» [80]. Необходимо отметить, однако, что в особых случаях это правило не оправдывается (см. например, гл. IV — новоавстрийский способ проходки), т. е. постоянную крепь оказывается целесообразным установить после того, как основные осадки по контуру произошли и массив над выработкой оказался разгруженным.

Меры по укреплению породы, восстанавливающие первоначальное до вскрытия выработки, напряженное состояние горного массива, могут быть осуществлены как до начала проходки, так и во время проходки.

Следует отметить, что искусственное повышение прочности рыхлых пород применяется сравнительно давно. Принцип действия его сводится в основном к двум механизмам: увеличению контактной поверхности в скелете зерна рыхлой породы; увеличению сил связи в рыхлой породе. Это достигается отводом воды, введением связывающего средства или комбинацией этих методов.

Важнейшими способами стабилизации и упрочнения массива являются:

введение в породу инъекцией под давлением таких связок как цемент, известь, химические растворы, пластмассы, битумы, суспензии глины и т. п.;

обезвоживание за счет дренажа, электроосмоса и др.;

замораживание и другие физические методы.

Известно, что, например, цементный раствор практически полностью заполняет все открытые швы и трещины. Раствор после затвердения сцепляется с поверхностью раздробленной породы и прочно соединяется с ней. Из зон разрыхления, в которых порода находится в неустойчивом состоянии, образуется плотный и прочный материал, способный передать нагрузку и оказать сопротивление внешним усилиям. Давление цементации и состав раствора регулируются, что позволяет распространить цементный или другой раствор на заданную глубину в массив.

В качестве тампонажного материала могут быть применены, например, цементный раствор, цементный раствор с жидким стеклом или с добавкой мочевиноформальдегидной смолы МФ-17 и др. Поэтому к мерам укрепления породы до вскрытия выработки могут быть отнесены, например, дренажирование окружающего массива, цементация через глубокие скважины всего массива, в котором размещается подземное сооружение, установка глубоких анкеров, особенно на порталных участках, и др.

Главные мероприятия по укреплению и упрочнению горной породы, созданию несущего породного свода вокруг выработки и вовлечению породы в работу конструкции должны быть применены в процессе строительства подземного сооружения. Здесь могут быть использованы как методы химического укрепления грунта и цементации, приведенные выше, так и установка анкерной, набрызгбетонной и других видов крепи и их сочетание, применение глубоких предвари-

тельно-напряженных анкеров, устройство крепей, передающих внутренних напор жидкости или газа на породу или обжатых в породу.

Основное значение в укреплении породы вокруг выработки отводится анкерной крепи и набрызгбетону, т. е. таким видам крепи, которые в соответствующих инженерно-геологических условиях, омоноличивая окружающую породу, скрепляют отдельные блоки и слои, повышают ее прочностные свойства, уменьшают анизотропию массива, а главное создают породно-анкерный несущий свод, который вступает в работу непосредственно над подземной выработкой и уменьшает деформации контура. Кроме того, анкерную и набрызгбетонную крепи обычно не удаляют при возведении постоянной крепи. Они являются ее составными частями. Демонтаж временной крепи перед установкой постоянной крепи, как правило, наряду с повышением опасности для работающих, приводит к увеличению деформаций контура выработки и возрастанию нагрузок на подземную конструкцию.

Интересным примером применения анкеров для создания сжатой напряженной зоны в горной породе может служить проходка двух транспортных туннелей в мергелях [102, 108]. По проекту туннели должны были располагаться на расстоянии, достаточном для того, чтобы нагрузки, действующие на каждый туннель, не накладывались. Это расстояние a по расчету определилось равным

$$a \geq 4D,$$

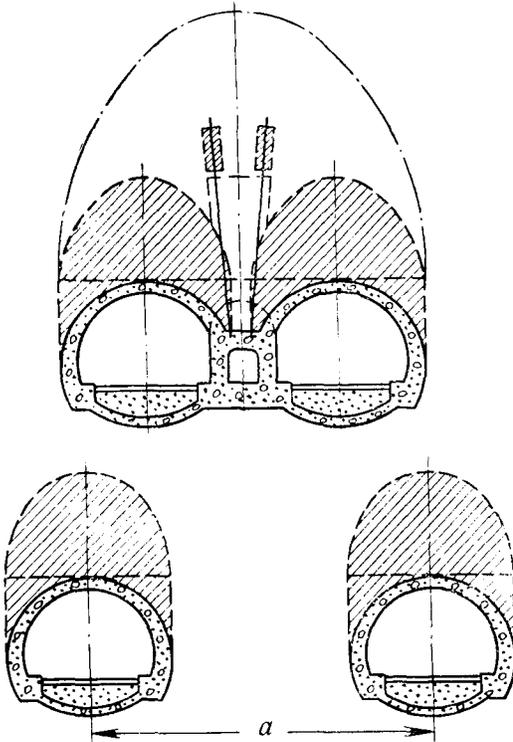
где D — диаметр туннеля.

Между тем по условиям застройки поверхности и подъездов оказалось выгодным сблизить туннели. Для этого между туннелями была пройдена штольня и из нее вверх пробурены и установлены предварительно-напряженные анкера глубиной 15 м. Таким образом образовался породный обжатый клин, создающий центральную опору, препятствующую перераспределению нагрузки над обоими туннелями и ее увеличению (рис. 35).

Выбор метода производства работ. При буровзрывном методе ведения работ наиболее действенным средством уменьшения нарушения приконтурного слоя породы является технология контурного взрывания. Относительное уменьшение глубины зоны нарушенной породы в зависимости от типа ВВ и конструкции контурных зарядов характеризуется следующими данными:

Аммонит № 6-ЖВ:	
сплошной заряд	1,0
рассредоточенный заряд	0,85
Детонит № 10-А, удлиненные патроны малого диаметра	0,85
ПЖВ-20:	
сплошной заряд	0,75
рассредоточенный заряд	0,65
Метод предварительного щедеобразования с рассредоточенными зарядами из аммонита № 6-ЖВ	0,75
Скальный аммонит № 1 без применения технологии контурного взрывания	1,4

Рис. 35. Образование породного обжатого клина между туннелями



Следует отметить, что в достаточно широком диапазоне случаев изменение глубины зоны нарушенных пород над выработкой от действия взрыва аналогично изменению нагрузки на крепь.

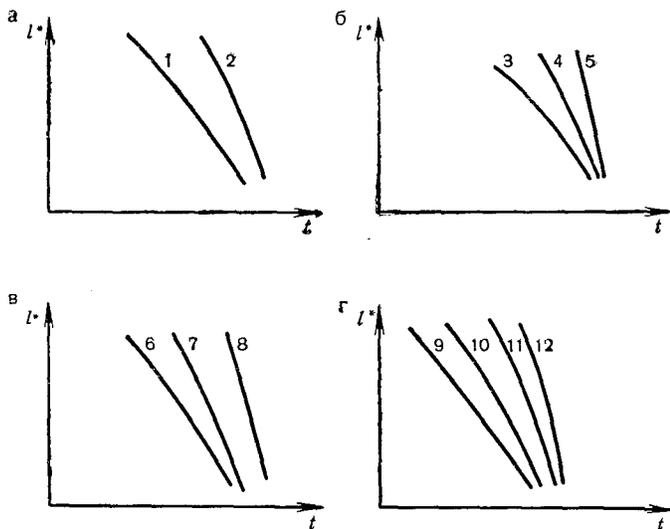
Уменьшение глубины нарушенной зоны при буровзрывном способе работ достигается также регулированием очередности взрывания серий зарядов в забое. Более подробные сведения о контурном взрывании (по методу сближенных зарядов и предварительного щелеобразования) приведены в § 17.

Одним из способов сокращения размеров зоны нарушения может оказаться проходка выработки с недоборами (примерно 30 см) и с последующей их ликвидацией осторожным взрыванием, подрезкой с применением комбайна со стреловидным исполнительным органом или, например, с использованием термического способа (струей плазмы).

Принципиальным решением для резкого уменьшения глубины зоны нарушенных пород над выработкой является переход на механизированные комбайновые проходки без применения буровзрывных работ (см. § 15). В этом случае минимальное нарушение породы достигается при установке крепи (анкера, набрызгбетона, монолитно-прессованный бетон) вслед за продвижением комбайна.

Рис. 36. Графическая оценка влияния различных факторов на устойчивость выработки:

- а — направление оси выработки;
 б — формы поперечного сечения;
 в — способ проходки;
 г — тип крепи;
 1 — параллельно слоистости;
 2 — перпендикулярно слоистости;
 3 — прямоугольная форма;
 4 — корытообразная форма;
 5 — круглая форма;
 6 — бризантное взрывание;
 7 — контурное взрывание;
 8 — комбайновая разработка;
 9 — деревянная крепь;
 10 — стальная арочная крепь;
 11 — набрызгбетон;
 12 — набрызгбетон и анкера



К способам, обеспечивающим наименьшее нарушение окружающего породного массива, относятся также новые физические методы разрушения горных пород (токи высокой частоты, электрогидравлический и др.), однако в настоящее время они еще не приобрели промышленного значения.

Вопрос выбора способа производства работ должен естественно, решаться не только исходя из нагрузки на крепь, но и с учетом целого ряда факторов, т. е. на основе технико-экономического обоснования.

Как следует из приведенного анализа, имеется ряд возможностей использования несущих свойств горного массива породы для облегчения подземных конструкций. Эти вопросы изучались и изучаются рядом институтов и многочисленными исследователями. В частности, проблеме естественного породного свода посвящен ряд работ Г. Бергера [80, 102, 108] и других авторов [8]. Влияние различных факторов на устойчивость подземных выработок рассматривалось Лауффером [97], который предложил наглядную схему, характеризующую качественную картину оценки несущей способности выработки (рис. 36). Здесь по оси ординат отложено значение l^* , представляющее собой наибольшую длину незакрепленного участка туннеля. Эта величина принимается равной ширине подземной выработки (в крепких породах) или расстоянию от плоскости забоя до крепи (в слабых породах). По оси абсцисс отложена продолжительность устойчивого состояния выработки.

Исследование работы подземных конструкций и окружающего массива

Для большинства подземных сооружений с помощью статических расчетов удается лишь приближенно определять необходимые размеры, запасы прочности и устойчивости конструкций, поэтому для обоснования проектного решения в ответственных случаях проводятся, как правило, экспериментальные исследования. Это прежде всего относится к подземным сооружениям большого сечения, в которых учет местной анизотропии пород и отдельных локальных нарушений может существенно изменить расчетную схему.

В результате исследований появляется возможность внести уточнения в проектные расчетные предпосылки к следующим трем основным факторам, определяющим параметры подземного сооружения — напряженное состояние горного массива и конструкций, нагрузка на подземные конструкции, оценка устойчивости и несущей способности сооружения. По этим факторам, в свою очередь, можно уточнить форму поперечного сечения выработки, размеры постоянной крепи, параметры временной крепи, очередность разработки и крепления одиночной выработки или комплекса выработок с оптимальными размерами целиков между ними, а также определить предельные нагрузки, действующие на сооружение.

Если до 1960 г. подобные исследования подземных сооружений в процессе проектирования и строительства носили частный характер и были направлены в основном на определение одного из перечисленных выше факторов (например, напряженного состояния породы), то за последние 10—12 лет положение значительно изменилось. Получил существенное развитие ряд методов (в частности, эквивалентных материалов, ультразвуковой, реометрической и др.), расширилась номенклатура применяемой аппаратуры, повысилась надежность результатов, а главное, оказалось, что затраты на исследовательские работы, выполненные как в процессе проектирования, так и на стадии строительства, во многих случаях не только окупаются, но позволяют получить существенное снижение средств за счет применения рациональных форм поперечного сечения выработок, оптимальных производственных решений, экономичных и облегченных конструкций временной и постоянной крепи.

Рис. 37. Структурная схема метода наблюдений



Все это в последние годы во многих странах мира (в Советском Союзе, США, Австралии, ФРГ, Канаде, Японии, Австрии и в ряде других стран) определило тенденцию к широкому применению исследований подземных сооружений на всех стадиях их проектирования и возведения. Намечился переход к комплексным исследованиям, выполняемым для одного и того же объекта различными методами, дополняющими и уточняющими друг друга.

В работе [106] изложен метод наблюдений, предназначенный для обоснования проектных решений по подземным сооружениям комплексом исследовательских работ. Структурная схема метода наблюдений приведена на рис. 37. В основу метода положено следующее. Проект подземного сооружения и программу исследовательских работ составляют, исходя из наиболее вероятных инженерно-геологических условий (рабочая гипотеза I). Одновременно с этим уточняют конструкции, планируют способы производства работ, а также комплекс измерений и научных исследований, исходя из возможных наименее благоприятных инженерно-геологических условий (рабочая гипотеза II). Определение, по какой из двух гипотез необходимо строить подземный объект, возможно только в процессе его сооружения. Поэтому во время строительства объекта в проект вносят изменения и дополнения по результатам исследований, выполненным в натуре по программе, составленной на основании как I, так и II рабочих гипотез.

Отдельные сооружения в Советском Союзе проектируют и строят аналогичным образом.

Приведенная схема позволяет наглядно оценить необходимость проведения широких исследовательских работ как в процессе проектирования крупного подземного сооружения, так и в период его строительства.

Наряду с исследованиями в натуре особое место заняли модельные исследования, достоинства которых заключаются в экономичности, а также в возможности охвата сооружения в целом, регулирования нагрузок, раздельного изучения различных факторов и многократного повторения опытов без помех производству. Модельные исследования выполняют при известных, заранее заданных нагрузках, определяемых на основании натуральных исследований. Наиболее распространенными методами модельных исследований подземных сооружений в настоящее время являются поляризационно-оптический метод определения напряжений (метод фотоупругости) и метод эквивалентных материалов.

Натурные исследования направлены на изучение напряжений в массиве и конструкциях (методы частичной и полной разгрузки, динамометрического разреза, компенсационный и др.), нагрузок на подземные конструкции (методы для определения размеров нарушенной зоны пород над выработкой, применение различных мессдоз и др.), а также на оценку устойчивости и несущей способности сооружений (применение различных тензометров, экстензометров, деформометров и другой измерительной аппаратуры).

§ 8. Модельные исследования методом фотоупругости и на эквивалентных материалах

Напряженное состояние массива и конструкций. Класс этих задач наиболее просто решается методом фотоупругости. Исследования подземных сооружений поляризационно-оптическим методом, проводимые в Советском Союзе (МИСИ им. В. В. Куйбышева, институт Оргэнергострой, Институт горного дела им. А. А. Скочинского, ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и др.) и в других странах, позволили установить, что применение этого метода наиболее целесообразно для определения напряжений в туннельных креплениях от заданных нагрузок, а также в сплошном изотропном или состоящем из изотропных слоев упругом горном массиве от собственного веса пород и от других нагрузок.

Исследования напряженного состояния массива и конструкций методом фотоупругости позволяет решить ряд практических задач. Результаты некоторых из этих исследований, проведенные, например, в институте Оргэнергострой за последние годы для конкретных объектов различного назначения, могут быть проиллюстрированы следующими примерами [3 и др.], поясняющими область применения метода фотоупругости.

Выбор формы сечения туннелей и уточнение условий их работы. Исследования проводили для получения сравнительных данных о напряженном состоянии крепи туннелей круглой и корытообразной формы диаметром 15 м, внутренним напором воды 10 кгс/см² при толщине железобетона 1 м в породах, имеющих модуль упругости 150 000 кгс/см².

Вопрос выбора форм поперечного сечения туннелей в конкретных условиях изучался на многочисленных моделях при различных нагрузках и переменном отношении модулей упругости обделки и породы. Часть этих исследований была впоследствии подтверждена на опытном подземном полигоне и отражена в нормах проектирования туннелей. Серия экспериментов (около 100) на моделях методом фотоупругости позволила уточнить величину и распределение упругих реакций породы на контакте с обделкой в зависимости от формы ее поперечного сечения, нагрузки и соотношения модулей упругости конструкции и породы. Результаты исследований были использованы для разработки положений по уточнению расчета обделок с учетом упругого отпора породы.

Исследование конструкции подземных сооружений и очередности раскрытия выработок. Методом фотоупругости было проведено исследование рациональных конструкций опор мостового крана в подземном помещении. Исследовали различные варианты опирания мостового крана. Были установлены условия применения каждого из исследованных вариантов с учетом геологии, пролета, нагрузки и конструкции опоры. В результате была предложена и принята конструкция свода с подвесными подкрановыми опорами [41].

Для одного из подземных сооружений пролетом 10 м и высотой 35 м эксперименты на оптически активных материалах проводили с целью назначения зоны крепления анкерами вокруг выработки и проверки достаточности принятого расстояния между исследуемой и смежной выработками. В результате исследований были определены напряжения на контуре выработки и вдоль выбранных сечений в массиве, установлены сечения, подлежащие закреплению анкерами, даны рекомендации по глубине анкеров на различных участках, а также сделан вывод о целесообразности увеличения расстояния между соседней выработкой в 1,5—1,8 раз.

Для оценки условий работы глубоких предварительно-напряженных анкеров в конкретном объекте требовалось экспериментально определить характер действия сжимающих напряжений от предварительного натяжения анкеров в массиве породы. Исследования проводили на двух плоских моделях методом фотоупругости.

На модели № 1 воспроизводили расчетную схему расположения анкеров. Левая грань плитки заземлялась, правая грань (соответствующая стене камеры) оставалась свободной. Модель № 2 представляет собой участок сечения массива по длине камеры, проведенного по оси анкеров. На этой модели исследовали зависимости напряжений в породе от длины анкеров и расстояния между ними. В ходе эксперимента в каждой модели определяли сжимающие

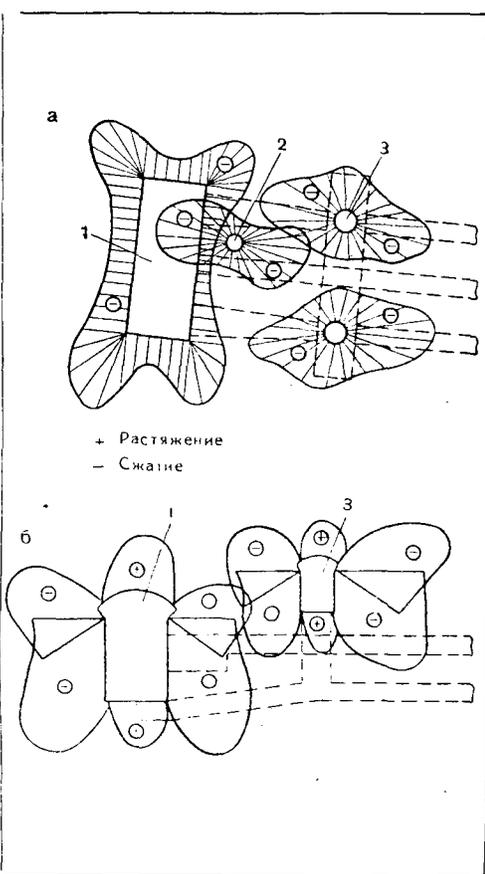
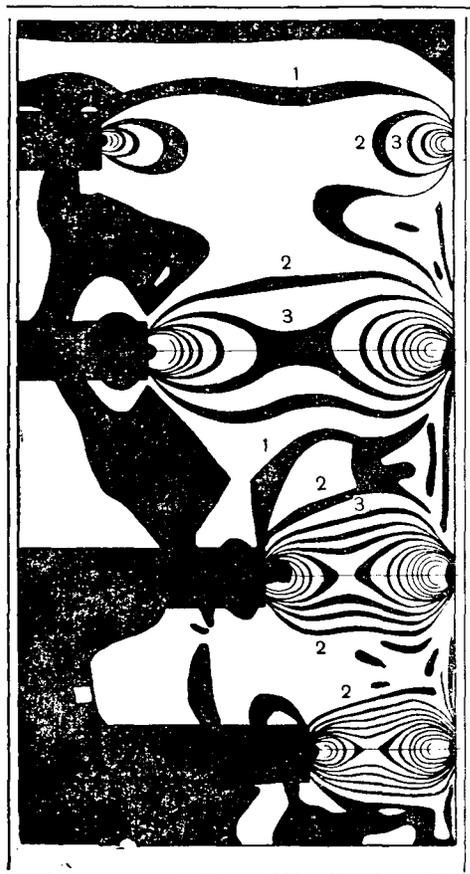


Рис. 38. Характерные картины полос при исследовании стен подземной выработки, закрепленной предварительно-напряженными анкерами

Рис. 39. Распределение напряжений вокруг подземного машинного зала ГЭС Кисеняма:

а — план сооружений; б — продольный разрез; 1 — подземный машинный зал; 2 — кабельная шахта; 3 — уравнильный резервуар

и касательные напряжения. Характерные картины полос на модели № 1 показаны на рис. 38. Цифрами указан порядок полос. В результате исследования было установлено, что, хотя напряжения от предварительного обжатия по стене камеры распределяются неравномерно, экспериментальные напряжения в стене приблизительно равны расчетным. В силу неравномерности обжатия стены между анкерами образуются области, площадью равной 10% общей, напряжения в которых превышают расчетные более чем на 1 тс/м^2 . Это обстоятельство следует учитывать постановкой дополнительных обычных анкеров между предварительно-напряженными.

Заслуживает внимания использование метода фотоупругости при решении вопросов крепления камерных выработок подземной гидростанции Кисеняма в Японии, построенной несколько лет назад.

Основная камерная выработка (машинный зал) залегает в сланцах на глубине 250 м от поверхности, имеет ширину 25,6 м, высоту 51 м и длину 60,4 м. К ней примыкают кабельная шахта, подземный уравнильный резервуар и ряд туннелей. По данным натурных исследований (метод разгрузки с использованием фотоупругих датчиков) определили следующие сжимающие бытовые напряжения в скальном массиве: вертикальное давления $P_3 = 25$ кгс/см², давление вдоль оси машинного зала $P_2 = 18$ кгс/см², горизонтальное боковое давление $P_1 = 6$ кгс/см². Эти напряжения были приложены к объемной модели в масштабе 1 : 1500 из оптически активного материала, в которой были имитированы все выработки. Результаты исследования показаны на рис. 39. Из этих эпюр следует, что сжимающие напряжения вокруг выработок (до 65 кгс/см²) представляются в целом сравнительно безопасными, щели же между машинным залом и кабельной шахтой должен быть зацементирован и закреплен анкерами. Также определелась необходимость крепления кровли подземных помещений, поскольку порода в сводчатой части может разрушиться от высоких растягивающих напряжений (до 40 кгс/см²).

Все эти результаты были затем дополнительно проанализированы расчетом, выполненным методом конечных элементов, а также скорректированы измерениями, проведенными в натуральных условиях.

Следует отметить, что оценка результатов исследований, выполненных методом фотоупругости при переходе к условиям в натуре, требует известной осторожности. Примером недостаточно критического подхода в использовании результатов модельных исследований методом фотоупругости могут служить исследования, проведенные для подземного машинного зала ГЭС Поатина на о. Тасмании. Основные работы по проектированию и строительству этой гидростанции были выполнены в 1958—1961 гг.

Машинный зал длиной 90 м, шириной 13,5 м и высотой 25,2 м расположен в аргиллитах на глубине 150 м от поверхности. На основании проходки опытной штольни пролетом примерно 2 м было решено, что наиболее целесообразная форма поперечного сечения камеры будет не при полуциркульном, а при трапецидальном очертании кровли с углом наклона боковых стенок, примерно равным углу внутреннего трения породы ($\varphi = 34^\circ$).

Модельные исследования напряженного состояния породы вокруг камеры на разных этапах ее строительства, выполненные методом фотоупругости, естественно, выявили значительную концентрацию напряжений в местах сопряжения наклонных стенок с плоской кровлей (рис. 40). Чтобы уменьшить эти концентрации в модели сделаны надрезы на местах перегибов. Можно было полагать, что поскольку

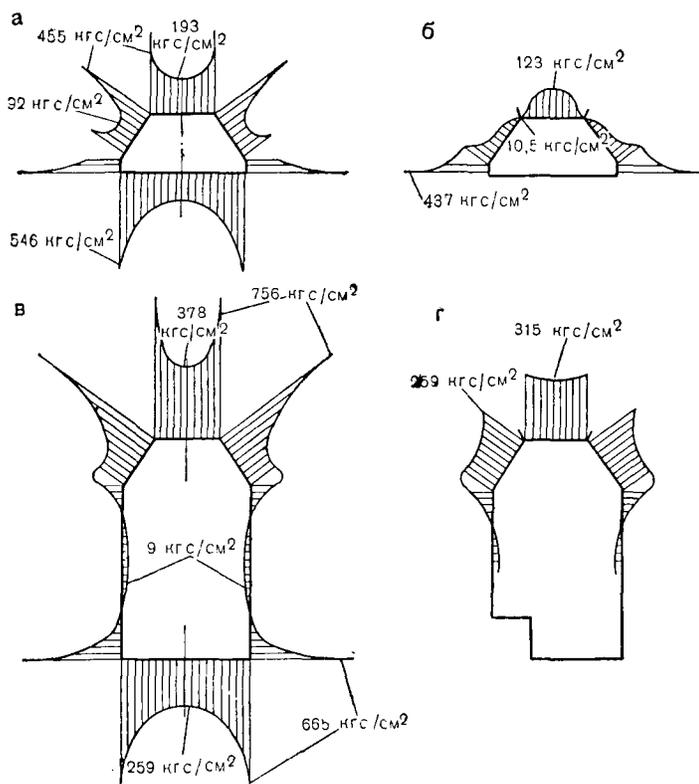


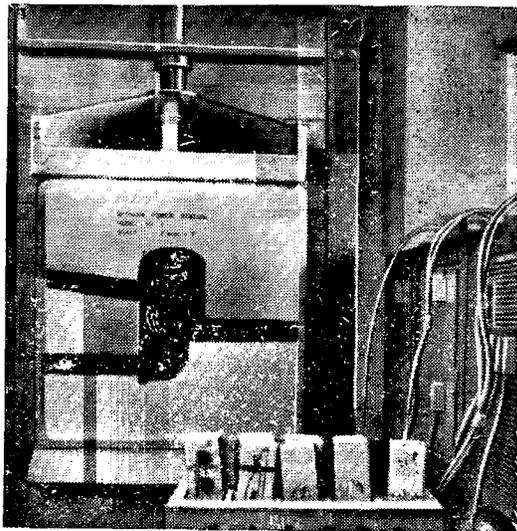
Рис. 40. Влияние надрезов на концентрацию напряжений:

а — г — стадии разработки; а и в — до надрезов; б и г — после надрезов

горные породы обладают трещиноватостью, то в том случае, если концентрация напряжений превысит предел прочности породы, произойдет местное раскрытие трещин и надрез, выполненный на модели, образуется в натуре без вмешательства человека. Тем не менее, было принято решение перенести надрез в условия строящейся камеры. Для этого на каждом перегибе поверхности почти вплотную друг к другу были пробурены шуры с использованием алмазных коронок. При развитии напряжений целики между шурами разрушались, а для обеспечения контроля за раскрытием щели в каждое отверстие были вставлены деревянные шпонки, которые затем снимали, а образовавшиеся сквозные продольные щели (глубиной около 1 м) заделывали цементным раствором. Камеру крепили анкерами глубиной 3,6—4,3 м и набрызгбетоном по сетке.

Интересно заметить, что спустя 6—7 лет там же, на о. Тасмания, была построена подземная станция Кетана. Моделирование этой выработки шириной 18 м и высотой 30 м вели на объемной модели.

Рис. 41. Исследование напряженного состояния породного массива вокруг камерной выработки Кетана (модель из эквивалентных материалов)



Камера была замоделирована внутри гипсового блока объемом $0,1 \text{ м}^3$, который для этого был разрезан на две части, а затем вновь сцементирован (рис. 41). В результате исследования выработка была принята и построена со сводчатой кровлей без каких-либо надрезов породы. Камера закреплена железобетонными анкерами длиной от 3 до 4,5 м с шагом 1,2 м.

Оценка несущей способности сооружения. В первом приближении оценку несущей способности подземного сооружения можно произвести на основе анализа моделей, выполненных методом фотоупругости (сравнение прочностных характеристик породы с выявленными напряжениями сжатия, растяжения и среза). Однако, как уже отмечалось выше, такая оценка не является достаточно объективной в силу того, что фактическое распределение напряжений и усилий в трещиноватой породе может существенно отличаться от идеализированной упругой схемы. Поэтому для оценки несущей способности сооружения, а также для получения уточненных данных по напряженному состоянию горного массива целесообразно использовать другой метод моделирования, в частности на эквивалентных материалах. Работы по применению этого метода для исследования подземных сооружений особенно широкое развитие получили в Советском Союзе. (ВНИМИ, ЛИИЖТ, институт Оргэнергострой, МИИТ, ЦНИИС Минтрансстроя и другие организации).

При испытаниях стендовых моделей из эквивалентных материалов можно контролировать и корректировать получаемые результаты с максимальным приближением к натуре и с доведением модели до разрушения. Модельные исследования на крупномасштабных стендах из эквивалентных материалов позволяют, в частности, оценить эффективность анкерной и другого типа крепи, т. е. сравнить картину

напряженного состояния в массиве породы и на контуре выработки как незакрепленной, так и с временной крепью, проследить процесс деформации и подвижки массива, возникновение и развитие трещин в породе, изучить картину перераспределения напряжений при установке крепи.

Исследования на моделях из эквивалентных материалов, в институте Оргэнергострой проводились с учетом особенностей трещиноватых скальных пород. Это обусловило некоторое отличие экспериментальной техники от практикуемой в лабораториях, изучающих выработки угольных шахт и другие, расположенные преимущественно в слабых породах.

Условия подобия соблюдаются подбором материала-эквивалента при широком варьировании соотношений между основными компонентами его (гипс, вода, песок) и введением специальных химических добавок (поливинилацетатная эмульсия и др.), изменяющих упругость материала, а также специальной «тренировкой» модели путем ее загрузки и разгрузки. Наиболее подходящим материалом оказался гипсобетон, имеющий структурное сходство как со скальной породой, так и с бетоном. Огибающие кругов Мора для гипсобетонов и скалы имеют сходную конфигурацию, величины прочности на сжатие, растяжение, срез и изгиб также имеют удовлетворительную коррелятивную связь, величины прочности и упругие характеристики могут быть выдержаны в нужном масштабе, так как соотношение $R_{сж}/E$ для гипсобетона и скалы одинаково. Коэффициент Пуассона гипсобетона равен 0,15—0,3, т. е. близок к значению этого коэффициента для скальных пород.

Величины модуля деформаций гипсобетона можно регулировать в широких пределах — от 1500 до 200 000 кгс/см², а соотношение модуля деформации и прочности на сжатие $\frac{E}{R_{сж}}$ — от 300 до 2000. Таким образом, появляется возможность на моделях исследовать подземные сооружения, возводимые в прочных скальных породах с пределом прочности на сжатие до 2600 кгс/см² и модулем упругости до 800 000 кгс/см².

Поскольку модуль деформации горного массива, сниженный за счет его трещиноватости, составляет обычно 50 000—100 000 кгс/см², на модели приходится воссоздавать несколько основных систем трещин: тектонические, трещины напластования и др. В большинстве проведенных исследований моделировали 2—4 системы трещин, расстояние между которыми в масштабе модели составляло от 10 до 1 см при различных углах наклона.

Заполнение трещин напластования моделируют клеем БФ-4 или № 88, более открытые трещины (тектонические), заполненные глиной или брекчией трения, имитируют слоем парафина или смеси парафина с солидолом и песком. Для швов модели сохраняют соотношение величин прочности на сжатие и на разрыв, имеющие место в натуре. Моделирование трещин приводит к снижению модуля деформации массива по сравнению с модулем деформации образца

в 5—10 раз. На модели, как и в натуре, модуль деформации массива определяют путем ультразвуковых измерений по всей площади модели.

В зависимости от задач исследования и имеющихся натуральных данных на модели выдерживают все или некоторые из следующих прочностных характеристик: $R_{сж}$, R_p , $\tau_{ср}$, σ в абсолютных значениях с учетом масштаба напряжений.

Моделирование железобетонных анкеров осуществляют следующим образом. Анкер выполняют из металлической проволоки, по всей длине которой наклеен мелкий песок для имитации периодического профиля. Проволоку вводят в отверстие (шпур) в модели, которое заполнено смесью парафина и солидола. Размеры анкеров и расстояние между ними принимают согласно геометрическому масштабу. Состав смеси (парафин и солидол) подбирают таким образом, чтобы выдерживалось подобие выдерживающих усилий в натуре и модели через 48 ч после введения анкера в шпур.

Моделирование предварительно-напряженных анкеров осуществляют на тех же анкерах, имеющих на одном из концов жесткую торцовую пластинку, имитирующую заделку анкера, а на другом — резьбу. Конец анкера с пластинкой заделывают в модель при ее заливке, а на свободном конце с резьбой осуществляют с помощью специального измерительного прибора регулируемое натяжение до заданной величины усилия.

При моделировании покрытия из набрызгбетона по породе поверхность свода туннеля пропитывают раствором клея БФ-4 и спирта в три слоя при различном соотношении клея и спирта. При такой обработке по поверхности вырезанного отверстия образуется упрочненный слой глубиной 2 мм, что при масштабе моделирования 1 : 50 отвечает толщине покрытия 10 см. Покрытие, имитирующее набрызгбетон, может быть выполнено также по методике ЛИИЖТ [36].

Арочную металлическую крепь моделируют плексиглазом (отдельные арки или тонкая оболочка по всей длине модели) по жесткости конструкции.

Туннельную выработку вырезают в модели, находящейся в напряженном состоянии под действием некоторой нагрузки на контурах, называемой номинальной. Величину номинальной нагрузки (вертикальной и горизонтальной) определяют в зависимости от постановки задачи.

В часто встречающихся случаях, когда основное давление на крепь выработки возникает вследствие перераспределения напряжений в породе при проходке, номинальную нагрузку подбирают из условия создания в окрестности выработки естественного напряженного состояния до начала проходки. При этом зависимость между нагрузкой на контуре модели и давлением в окрестности выработки устанавливают экспериментально.

В ходе эксперимента нагрузка постепенно увеличивается вплоть до разрушения выработки. Поскольку зависимость между нагрузкой на контуре модели p и давлением q на крепь туннеля нелинейная,

необходимо на каждой ступени загрузки определять значение q непосредственно или с помощью корреляционной зависимости. Отношение q/q_0 , где q_0 — давление на крепь, отвечающее номинальной нагрузке на контур модели p_0 , является фактически коэффициентом перегрузки k_p . При исследовании различных вариантов закрепления выработки напряженное состояние моделей сравнивают при одинаковых значениях коэффициента перегрузки.

Для оценки несущей способности крепи можно использовать понятие коэффициента запаса устойчивости k_y , показывающего, во сколько раз надо увеличить расчетное давление на крепь для того, чтобы привести сооружение в состояние предельного равновесия. Значение k_y может совпасть с k_p в момент начала разрушения в частном случае, когда q_0 численно равняется расчетному давлению на крепь.

Если расчетная нагрузка не задана, то для определения коэффициента запаса устойчивости можно воспользоваться сравнением исследуемой конструкции с вариантом незакрепленной выработки. При этом вместо расчетной нагрузки на крепь принимают среднюю интенсивность собственного веса породы в пределах нарушенной зоны породы в окрестности незакрепленной выработки в момент начала ее разрушения. Эта величина может быть получена различными способами, например исходя из глубины зоны растягивающих напряжений над кровлей выработки или (в слабых породах) по размеру зоны обрушения или по области увеличенных деформаций вокруг выработки.

Абсолютные деформации, смещения и подвижки модели измеряют индикаторами часового типа с точностью до 0,002 мм. Напряжения в массиве и на контуре измеряют методом электротензометрирования, датчики наклеивают по поверхности модели в виде розеток, а также закладывают в глубь модели при ее изготовлении. Относительные деформации измеряют тензостанциями ИСД-3 с точностью до $1 \cdot 10^{-5}$.

Ниже приведены некоторые примеры исследований, выполненных в 1963—1969 гг. институтом Оргэнергострой на крупномасштабных моделях (масштаб 1 : 50 ÷ 1 : 100) из эквивалентных материалов, применительно к различным подземным сооружениям. Результаты этих исследований позволили также откорректировать паспорта крепления и обоснованно применить временную облегченную крепь в подземных выработках большого сечения.

Строительный туннель. Для оценки эффективности анкерной крепи было проведено сравнительное исследование моделей выработки без крепи и с анкерной крепью в своде. Туннель имеет корытообразное поперечное сечение высотой 15 м и шириной 13 м и расположен в слаботрещинчатых известняках. Трещины напластования расположены под углом 60—80° к оси туннеля через 2,5 м, тектонические трещины — под углом 65° к трещинам напластования через 10 м. Предел прочности образца породы при сжатии 800—1600 кгс/см², модуль упругости образца породы 500 000—600 000 кгс/см², модуль

деформации массива 90 000—100 000 кгс/см², коэффициент Пуассона 0,3. Глубина залегания туннеля от поверхности 200 м.

Модели из эквивалентных материалов были изготовлены в геометрическом масштабе 1 : 50 и масштабе напряжения 1 : 40. В ходе экспериментов измеряли относительные деформации в выбранных точках (с помощью электротензодатчиков) в трех направлениях — вертикальном, горизонтальном и под углом 45°. Полученные данные позволяют определить тензоры напряжений и деформаций в каждой выбранной точке модели.

В результате исследования были сделаны следующие основные выводы:

облегченная временная крепь (анкерная) является несущей конструкцией, она включается в работу и вызывает перераспределение напряжений в породе вокруг туннеля;

в результате установки анкерной крепи растягивающие напряжения вблизи контура выработки уменьшаются. Максимум эпюры сжимающих напряжений на уровне горизонтального диаметра смещается от контура выработки в глубь массива;

в замке свода наибольшие растягивающие напряжения вследствие установки анкерной крепи уменьшились примерно на 30%, главные сжимающие напряжения — увеличились на 60%.

Специальное исследование было проведено для оценки устойчивости стен этого туннеля при проходке нижнего уступа. Были изготовлены две модели из эквивалентных материалов, в одной из них вертикальные стены оставлены без крепи, в другой закреплены анкерами. При моделировании учитывалось, что порода (известняк) в правой стене по ходу пикетажа более трещиновата, чем в левой. В обоих случаях моделировался бетонный свод, опирающийся выносными пятами на породу. Геометрический масштаб моделирования 1 : 100, масштаб напряжений 1 : 133. Относительные деформации в выбранных точках в трех направлениях (вертикальном, горизонтальном и под углом 45°) измеряли методом электротензометрирования.

На основании исследований можно сделать следующие выводы: установка анкерной крепи в стенах привела к перераспределению напряжений в массиве породы вокруг туннеля с образованием напряженного пояса вдоль стен, где сжимающие напряжения увеличились вдвое по сравнению с незакрепленными стенами. Сжимающие напряжения над сводом возросли от 2—15 (в разных точках) до 10—35 кгс/см², деформации под пятами бетонного свода уменьшились на 20—45%;

несущая способность выработки при закреплении вертикальных стен анкерами увеличивается почти в 2 раза по сравнению с незакрепленными стенами. Последний вывод сделан на основании опытов по доведению обеих моделей до разрушения.

Подземный машинный зал. Исследование проводили с целью разработки оптимальных параметров крепления свода и стен выработки высотой 32 м и наибольшим пролетом 27,8 м. Заглубле-

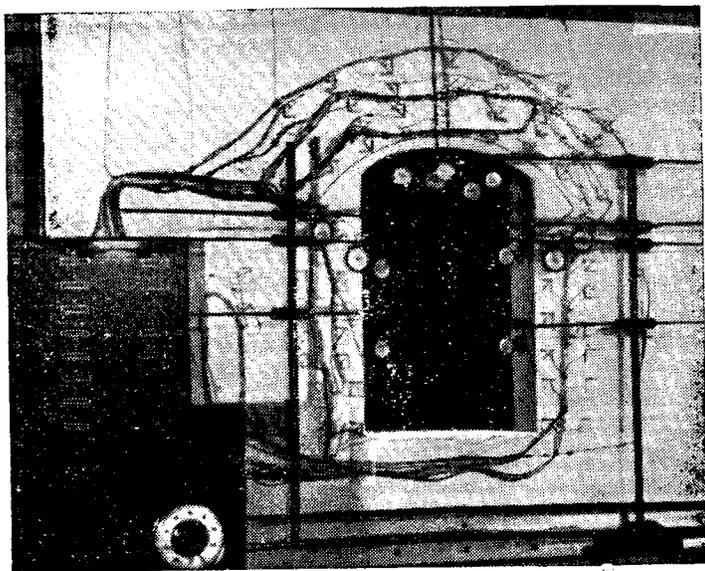


Рис. 42. Исследование породного массива вокруг подземного машинного зала (модель из эквивалентных материалов)

ние выработки от поверхности 100 м. Подземное машинное здание по проекту располагалось в слоистых известняках, разбитых многочисленными тектоническими трещинами, в большей части не заполненными или заполненными глиной трещины и брекчией. Средний размер породного блока, образованного в сечении пересекающимися крупными трещинами, 4 м. Направление тектонических трещин — под углом 75° к горизонтали.

Эксперименты проводили на модели (рис. 42), изготовленной в геометрическом масштабе 1 : 50, масштаб напряжений 1 : 64. Исследования проводили в четыре этапа: при пройденной подсводовой части выработки определяли деформации и напряжения в породе от бытового горного давления при незакрепленном своде и при установке в своде анкерной крепи; выработку доводили до проектного очертания, устанавливали бетонный свод, опирающийся выносными пятнами на породу; измерения проводили при незакрепленных стенах и при закреплении стен анкерами.

На основании исследований были получены следующие результаты:

по своду выработки (этапы 1 и 2) — при отсутствии крепи в своде возникают растягивающие напряжения, в углах — концентрации сжимающих напряжений, достигающие 180 кгс/см^2 . После установки анкерной крепи растягивающие напряжения на контуре выработки отсутствуют, сжимающие — уменьшаются до 40 кгс/см^2 , максимальные сжимающие напряжения (225 кгс/см^2) возникают в глубине массива, осадка кровли уменьшилась на 35%; закрепленная анке-

рами порода работает как свод, воспринимающий нагрузку от горного давления;

по стенам (этапы 3 и 4) — при установленном бетонном своде и незакрепленных стенах массив сжат, наибольшие напряжения возникают на контуре выработки. После установки анкеров максимальные напряжения действуют в глубине массива, на контуре напряжения уменьшаются на 30—40%, осадки породы под пятнами бетонного свода уменьшились вследствие закрепления стен анкерами на 30—35%.

Напорный туннель. Исследование проводили для проверки теоретических предпосылок, предварительных расчетов и уточнения параметров анкерной крепи, а также получения сравнительной характеристики работы арочной и анкерной крепи. Туннель пролетом 11,8 м и высотой 5,65 м (верхняя часть) расположен на глубине 540 м от поверхности в известняках с пределом прочности на сжатие 800 кгс/см². Пласты мощностью 0,5 м наклонены под углом 65° к оси туннеля. Нормально к пластам проходят тектонические трещины через 1—1,5 м, заполненные глиной трения.

Модели были выполнены в геометрическом масштабе 1 : 60, масштаб напряжений 1 : 52. Исследования проводили в четыре этапа: измеряли деформации и смещения на контуре выработки и в глубине массива породы при бытовом давлении для незакрепленной выработки, для туннеля закрепленного арками и для туннеля, закрепленного анкерами; определяли характер деформаций при превышении бытового давления и разрушении выработки, закрепленной анкерами.

На основании исследований были получены следующие результаты:

установка анкерной крепи приводит к образованию несущего породного свода, что подтверждается уменьшением деформаций контура выработки на 30% со стороны подсеченных пластов и на 8% с противоположной стороны (аналогичный эффект при установке арочной крепи 40 и 12—19%), а также увеличением на 10% сжимающих напряжений в массиве на уровне пят породного свода в 3—5 м от контура выработки;

разрушение модели произошло при нагрузке, в 2 раза превышающей бытовое давление, причем первые вывалы возникли со стороны неподсеченных пластов породы. Наблюдалось интенсивное раскрытие трещин напластования и смятие пластов под пятой породно-анкерного свода, что подтверждает его несущий характер;

напластование обуславливает анизотропию горного массива, приводящую к несимметричному распределению деформации вокруг выработки (радиальные деформации породы со стороны подсеченных пластов составили 70%, а с другой стороны — 40% деформации в замке свода).

Туннель строительных расходов. Исследования на моделях из эквивалентных материалов выполняли с целью сравнения несущей способности двух видов крепления туннеля в слабых скальных

породах: арочной крепи и анкеров в сочетании с покрытием из набрызгбетона. Туннель имел корытообразное поперечное сечение пролетом 10,3 м и высотой (верхняя часть сечения) 7,8 м.

Исследования проводили на трех индентичных моделях, в каждой из которых моделировался определенный вид крепи. В ходе эксперимента модели были доведены до разрушения и определены предельные нагрузки, а также деформации (осадки) свода выработки и уточнен характер разрушения модели. Геометрический масштаб моделирования был принят 1 : 50, толщина модели 14 см соответствует 7 м длины туннеля. Прочность моделируемого массива породы (алевролиты) в натуре составляет 100 кгс/см², что соответствует IV категории породы по СНиП.

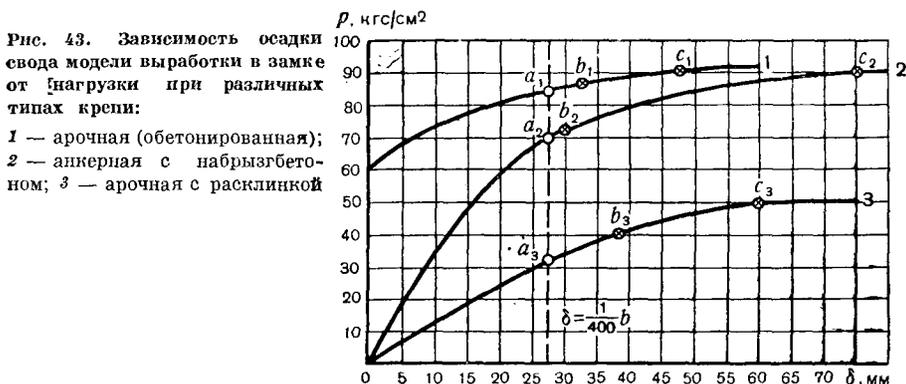
Выбранный материал, эквивалентный породе, представлял собой песчано-парафиновую смесь из песка люберецкого (90%) и парафина (10%). Смесь укладывали в стенд в разогретом состоянии при температуре $t^{\circ} = 70^{\circ} \text{C}$ и уплотняли трамбованием. Материал-эквивалент указанного состава имел предел прочности на сжатие $R_{\text{сж(м)}} = 20 \text{ кгс/см}^2$, что соответствовало масштабу напряжений 1 : 5.

Арочную крепь моделировали с соблюдением условия $[R_p W_x] = \text{const}$ и исследовали в двух вариантах, соответствующих крайним возможным случаям. В первом варианте моделировали арки со сплошной затяжкой и расклинкой по всему контуру, обеспечивающей равномерную передачу нагрузки от породы. Этот вариант отвечает в натуре обетонированным аркам. Во втором варианте моделировали арки, воспринимающие усилия от горного давления в отдельных (8—10) точках расклинки, что соответствует характерным условиям в натуре. Замоделированная в обоих вариантах арочная крепь отвечает в натуре расчетным металлическим аркам из двутавра № 30 при расстоянии между арками по осям 75 см. В первом варианте арки для модели изготавливали из органического стекла. Арки в этом случае обладают высокой деформативностью, что отражает способность металлической арки к пластическим деформациям при надлежащим образом выполненных соединениях. Во втором варианте арки изготавливали из гипсобетона. Материал арки на моделях при этом характеризуется хрупким разрушением, что соответствует в натуре металлической арке с торцовыми накладками на болтах.

Анкерную крепь в своде моделировали проволоочными стержнями длиной по 5,6 см, установленными радиально к своду выработки с шагом в 2 см, в натуре анкера имеют длину 2,8 м шаг 1 м. Покрытие из набрызгбетона в своде моделировали гипсопесчаной обмазкой толщиной 3 мм с предельной прочностью на сжатие $R_{\text{сж(м)}} = 80 \text{ кгс/см}^2$, что соответствует в натуре покрытию толщиной 15 см с пределом прочности материала на сжатие $R_{\text{сж(н)}} = 400 \text{ кгс/см}^2$.

В моделях измеряли абсолютную величину осадки свода выработки в замке под крепью с помощью индикаторов часового типа. Точность измерения 0,01 мм в модели, или 0,5 мм в пересчете на натуру. На рис. 43 показаны графики нагрузок на модель P , соответствующих осадкам свода выработки в замке δ (в пересчете на натуру)

для исследованных видов крепи: анкерной в сочетании с набрызгбетоном (кривая 2) и двух вариантов арочной — равномерно нагруженной и с узловой передачей нагрузки (кривые 1 и 3). Точки a_1 , a_2 и a_3 характеризуют нагрузки, соответствующие предельно допустимым прогибам свода, принятым равными $1/400$ пролета туннеля; точки b_1 , b_2 и b_3 — начало разрушения; точки c_1 , c_2 и c_3 — исчерпание несущей способности закрепленной выработки. Характер разрушения одной из моделей показан на рис. 44.



Целесообразно сопоставить нагрузки, отвечающие предельно допустимому прогибу (см. точки a на рис. 43). Если принять за единицу соответствующую нагрузку для анкеров с набрызгбетоном, то несущая способность равномерно нагруженной арочной крепи составляет 1,24, а при узловом нагружении арок — 0,45. Эти величины, а также характер нарастания деформаций и разрушение моделей указывают на то, что в данных условиях основное назначение крепи состоит в предотвращении развития деформаций контура выработки. С этой точки зрения анкерная крепь с набрызгбетоном не намного уступает арочной крепи в наиболее выгодном варианте (типа обетонированных арок), в то время как арки с узловой нагрузкой практически не препятствуют развитию горного давления и ломаются в точках приложения сил. Таким образом, несущая способность арочной крепи существенно зависит от плотности прилегания арки к породе.

Чтобы оценить абсолютные характеристики несущей способности рассмотренных крепей, найденные экспериментально предельные нагрузки были сравнены с величиной расчетной нагрузки, которую можно ожидать в натуре ($p_n = 30$ кгс/см²).

По отношению к этой нагрузке анкерная крепь в сочетании с набрызгбетоном имеет коэффициент запаса устойчивости 2,23 (из условия предельной осадки равной $1/400$ пролета), арочная крепь из двутавра № 30 через 75 см типа обетонированной (кривая 1) — соответственно 2,77, а при нагружении в отдельных точках (кривая 3) — 1,0.

По отношению же к нормативному коэффициенту запаса устойчивости (1,4—1,5) анкерная крепь с набрызгбетоном в данном случае обеспечивает превышение в размере 50—60%, арочная крепь в наиболее выгодном варианте 80—90%, а в наименее выгодном варианте коэффициент запаса снижается по отношению к нормативному на 35—30%.

Таким образом, на основании результатов данного модельного исследования можно заключить, что анкерная крепь в сочетании

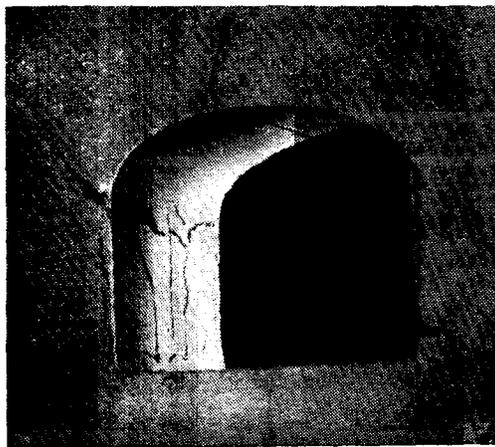


Рис. 44. Характер разрушения модели, закрепленной анкерами и набрызгбетоном.

с набрызгбетоном обладает достаточным запасом прочности в рассматриваемых условиях и с этой точки зрения незначительно отличается от арочной крепи в наиболее выгодном варианте (типа обетонированных арок). В то же время устойчивость арочной крепи меняется в широких пределах в зависимости от конструкции арок и способа их расклинки, причем коэффициент запаса устойчивости арочной крепи практически может оказаться меньше расчетного. Поэтому применение анкерной крепи и набрызгбетона в данных условиях наиболее целесообразно.

Эти рекомендации были использованы при решении вопроса о способе проходки и типе временной крепи на участке слабых пород строительного туннеля III яруса Нурекской ГЭС.

§ 9. Пример комплексного модельного исследования устойчивости и крепления крупной подземной камеры

Как отмечалось выше, наиболее целесообразным решением при проведении модельных исследований является переход на комплексность таких исследований, т. е. они должны вестись различными методами, дополняющими друг друга и обеспечивающими всестороннее решение проблемы. Естественно, что модельные исследования не

исключают необходимость натуральных замеров в процессе строительства подземного сооружения.

Институты Оргэнергострой (Москва) и Эрцпроект (Лейпциг) при участии Фрейбергской горной Академии (ГДР) в 1970—1971 гг. провели комплексные модельные исследования устойчивости крупной подземной камеры машинного зала гидроэлектростанции с выбором схемы и параметров ее крепления [103]. Результаты этих исследований, описанные в настоящем параграфе, позволили разработать рекомендации по уточнению проектных конструкций и способов производства подземных работ.

Объект и состав исследований. Исследуемая область горного массива содержит часть камеры (подземного машинного зала) длиной 60 м, высотой 42 м и пролетом 24 м, примыкающие к ней подводящие и отводящие туннели с монтажными камерами, а также вертикальную шахту с тремя кабельными туннелями.

Горный массив в исследуемой области сложен скальными породами. Образцы породы характеризуются средними значениями статического модуля упругости $3 \cdot 10^5$ — $4 \cdot 10^5$ кгс/см², предела прочности при сжатии 800—1200 кгс/см² и сцепления 10—25 кгс/см². В массиве выделены три наиболее существенные системы слоев и трещин (рис. 45): напластование S , крупные трещины K_1 (система трещин K_2 не моделировалась) и тектонические нарушения St . Трещины заполнены различными материалами, наиболее слабый из которых характеризуется значениями угла внутреннего трения 25° и сцепления 0,1—0,3 кгс/см². Массив в целом с учетом трещиноватости имеет средний по различным классам породы модуль упругости от $1 \cdot 10^5$ до $3 \cdot 10^5$ кгс/см², модуль общей деформации под нагрузкой от веса вышележащих пород — от $0,3 \cdot 10^5$ до $1,4 \cdot 10^5$ кгс/см² и коэффициент Пуассона 0,15—0,30.

Прогнозируемый расчетный приток грунтовых вод в зоне камеры составлял 20—25 л/с.

Разработку камеры производили по следующей схеме: вначале раскрывали подсводовую часть высотой около 8 м на полный пролет с закреплением свода анкерами и набрызгбетоном, затем возводили железобетонный свод, под защитой которого разрабатывали основное ядро камеры уступами высотой по 4 м с креплением стен анкерами. К моменту разработки ядра будут пройдены все примыкающие к камере выработки.

Ввиду ответственности и сложности проблемы выбора схемы крепления и обеспечения устойчивости камеры проведены исследования с использованием различных методов моделирования — статических и динамических как в упругой стадии, так и за ее пределами вплоть до разрушения моделей, а также аналитические расчеты.

Исследования выполняли в такой последовательности:

определяли на плоских моделях методом фотоупругости напряженное состояние горного массива вокруг незакрепленной камеры в предположении изотропного упругого горного массива для общей оценки устойчивости выработки;

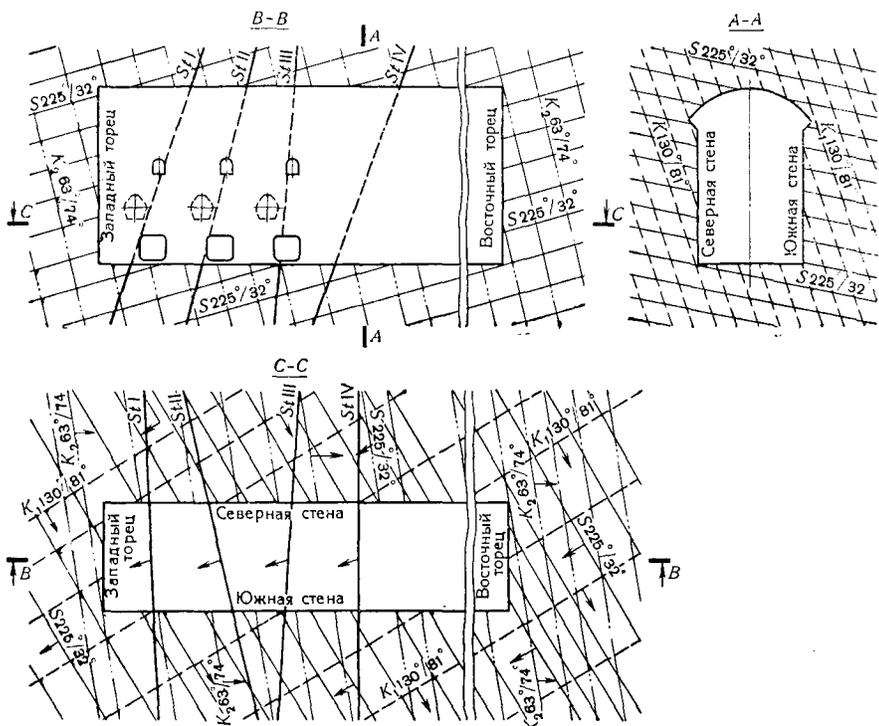


Рис. 45. Система слоев и трещин в массиве (Цифрами обозначены азимут линии падения и угол падения)

проводили расчеты по определению моделируемой схемы крепления породных стен и свода камеры, а также размеров железобетонного свода;

проводили статические испытания объемных моделей из эквивалентных материалов с учетом структурных характеристик горного массива для изучения деформаций породы и несущей способности камеры как незакрепленной (в масштабе 1 : 200), так и закрепленной (в масштабе 1 : 100) при принятой технологии разработки камеры и при наличии примыкающих к ней выработок;

проводили динамические исследования на объемных моделях из эквивалентных материалов для определения глубины возникающей от взрывных работ нарушенной зоны в стенах камеры вокруг примыкающих к ней туннелей и в местах их сопряжений, а также для изучения влияния сейсмического действия взрыва на усилие натяжения в предварительно-напряженных анкерах;

анализировали и обобщали результаты исследований с разработкой рекомендуемой схемы крепления камеры и параметров крепей.

Исследования на упругих моделях. Эксперименты на плоских моделях методом фотоупругости выполняли в двух вариантах;

по схеме невесомой упругой полуплоскости с отверстием по форме выработки; напряженное состояние в пластине создавалось внешними контурными равномерно распределенными нагрузками — вертикальной γH и боковой, согласно заданию равной $0,5 \gamma H$; по схеме весомой упругой полуплоскости с аналогичным отверстием.

В первом варианте эксперименты проводили по общепринятой методике, во втором варианте использовали метод замораживания напряжений при загрузке модели в центрифуге за последующим приложением боковой нагрузки по трапецидальной эпюре. Модели в геометрических масштабах $1 : 1500$ и $1 : 2000$ изготавливали из жесткого оптически активного материала на базе эпоксидной смолы и исследовали в поляризационно-проекционной установке с полем поляризации 300 мм.

Результаты экспериментов обрабатывали с использованием математического моделирования в следующем порядке:

по картинам интерференционных полос определяли главные напряжения на внутреннем (свободном) и наружном (загруженном известной нагрузкой) контурах модели;

с помощью аналоговой вычислительной машины при заданных граничных условиях строили поле суммы главных напряжений, а по известным значениям суммы и разности главных напряжений вычисляли их отдельные величины в выбранных точках;

с использованием поля изоклин определяли компоненты тензора напряжений в этих точках графически (построением кругов Мора) или по формулам теории упругости, затем напряжения пересчитывали на натуру.

При исследовании модели по схеме весомой упругой полуплоскости (с учетом объемных сил) было установлено: на контуре выработки и в массиве отсутствуют растягивающие напряжения; напряжения в своде и почве на вертикальной оси камеры близки к нулю, в средней части стены составляют около $1,1 \gamma H$; в углах профиля наблюдаются концентрации напряжений с коэффициентом $2,5-3,0$ относительно середины стены.

При исследовании модели, загруженной равномерно распределенными нагрузками по внешнему контуру, получено: напряжения в своде и почве на вертикальной оси камеры имеют разные знаки (в почве растяжение) и по абсолютной величине близки к нулю, в середине стены — аналогичны рассмотренному выше случаю; коэффициент концентрации напряжений в углах профиля по отношению к средней части стены составляет около 3 .

При сопоставлении вариантов контурного нагружения и учета объемных сил отмечается несколько более интенсивное в первом случае поле наибольших касательных напряжений в массиве. Область повышенных напряжений в стенке камеры имеет криволинейную форму с наибольшим размером примерно в середине высоты стены. Наибольшие касательные напряжения в углах профиля выработки достигают предела прочности образцов монолитной породы на

скалывание (как при контурном нагружении, так и при учете объемных сил) при вертикальной нагрузке около $5 \gamma H$ и горизонтальной — $2,5 \gamma H$.

Предварительные расчеты. На основании аналогов для расчетов была принята крепь камеры, представляющая собой следующую конструкцию. Кровля камеры в процессе строительства закрепляется железобетонными анкерами и покрывается набрызгбетоном. Вслед за этим устраивают несущий железобетонный свод с выносными пятами, опирающимися на породу. Стены камеры закрепляют предварительно-напряженными глубокими анкерами, между которыми устанавливают обычные железобетонные анкера. Затем стены камеры покрывают набрызгбетоном.

В результате расчетов, выполненных по методам, изложенным в главе II, были приняты для моделирования следующие параметры крепи камеры:

временная крепь свода — железобетонные анкера глубиной 3,3—4,0 м с шагом $1,3 \times 1,3$ м, диаметр штанги анкера 28 мм и набрызгбетон толщиной 7—10 см по породе или по металлической сетке;

постоянная крепь свода — железобетон марки 250 толщиной в замке 70 см, в пятах 120 см;

крепь стен — предварительно-напряженные анкера длиной до 10 м, с шагом 4×4 м, с усилием натяжения до 100 тс и обычные железобетонные анкера глубиной 2 м, с шагом 2×2 м, диаметром 28 мм; толщина покрытия из набрызгбетона до 10 см.

Статические исследования на моделях из эквивалентных материалов. При моделировании соблюдались следующие условия подобия моделей натуре:

геометрическое подобие — единство выбранного масштаба длин m_l для всех элементов модели, включая шаг структурных трещин, размеры крепей;

для всех существенных в данной задаче физико-механических показателей — единство масштаба m_σ , равенство друг другу безразмерных величин на модели и в натуре, а также соблюдение масштаба сосредоточенных сил m_N :

подобие начального состояния — разработка камеры ведется при естественном напряженном состоянии массива;

подобие граничных условий — жесткое опирание нижней грани, нагружение боковых поверхностей и защемление торцовых граней (перпендикулярных продольной оси камеры) модели, а также соблюдение расстояний от контура выработки до границ модели не менее трех пролетов камеры.

На моделях воспроизводили три системы слоев и трещин в горном массиве: напластование S , крупные трещины K и тектонические нарушения St . Напластование создавалось при изготовлении модели заливкой материала-эквивалента в стэнд слоями, соответствующими в масштабе m_l мощности пласта между сплошными контактными трещинами заданной ориентации. Между слоями укладывали ма-

териал, эквивалентный заполнителю трещин по параметрам сдвига. Систему трещин K — замкнутых и сплошных — моделировали соответствующей насечкой слоев материала-эквивалента в процессе схватывания. Шаг трещин соблюдался в масштабе m_l . Зона тектонических нарушений St выполнялась в виде плоских прослоев, отвечающих натуре с точки зрения пространственной ориентации, мощности и параметров сдвига материала, эквивалентного заполнителю этих зон.

При подборе материала, эквивалентного горной породе, рассматривали восемь вариантов исходного состава смеси для гипсобетона. Испытывали по 12 образцов каждого состава.

В результате был принят состав, содержащий гипс, песок, воду и поливинилацетатную эмульсию в весовой пропорции соответственно 1 : 1 : 1 : 0,25. Материал этого состава характеризуется отношением модуля упругости к пределу прочности при сжатии 325—365, что отвечает заданным в натуре величинам 335—375. При дополнительных испытаниях стандартных образцов на сжатие и разрыв (всего 72 образца) были уточнены физико-механические характеристики материала принятого состава (табл. 29).

Таблица 29

Характеристика	Среднее значение в пересчете на натуру	Предельные отклонения, % (при 95% обеспеченности)		Натурные данные
		+	-	
E , кгс/см ²	$4,04 \cdot 10^5$	9	6	$4 \cdot 10^5$
$R_{сж}$, кгс/см ²	1190	6	6	1200
R_p , кгс/см ²	28,8	7	7	25*
μ	0,162	10	10	0,15

* Полученное в натуре сцепление $c = 25$ кгс/см² сопоставлено в масштабе напряжений с пределом прочности материала модели при растяжении, поскольку для скальных пород эти величины, как правило, близки.

Образцы материала-эквивалента испытывали также в камере Кармана при трехосном сжатии для сопоставления с результатами испытания образцов породы по аналогичной методике. Всего было испытано 12 образцов материала в виде цилиндров диаметром 41 мм и высотой 60 мм. Результаты свидетельствуют об удовлетворительном совпадении характеристик материала-эквивалента с натурными данными.

При выборе материала, эквивалентного заполнителю тектонических нарушений St по заданным параметрам сдвига, рассматривали парафин, солидол, кальку, слюду и смесь солидола с песком. Образцы гипсобетона с прокладками из указанных материалов

испытывали в стандартном приборе для полевых испытаний грунта на сдвиг. В результате для моделирования заполнения тектонических нарушений был выбран парафин, удовлетворительно отвечающий характеристикам сдвига в натуре: сцепление по контакту с гипсобетоном близко к нулю, угол внутреннего трения около 30° . Аналогично проверяли характеристики сдвига по трещинам напластования системы S , которые моделировали с прокладками кальки, и по трещинам системы K , которые моделировали насечкой слоев гипсобетона в процессе заливки. Расхождения параметров сдвига с заданными в принятых вариантах не превышали $\pm 20\%$.

Для моделирования железобетонного свода камеры был принят состав из гипса, песка и воды с соотношением весовых частей соответственно $1,0 : 0,4 : 1,3$, характеризующийся прочностью при сжатии для натуре в принятом масштабе 320 кгс/см^2 и соотношением $E : R_{сж}$ около 1000, что отвечает железобетонной конструкции при марке бетона 250—300 с рабочей арматурой в растянутой зоне.

Модель в геометрическом масштабе $1 : 100$ с закрепленной камерой изготавливали в поворотном объемном стенде, представляющем собой металлическую конструкцию размером $1800 \times 1800 \times 600 \text{ мм}$. Торцовые грани модели жестко закреплялись системой поперечных балок из швеллеров. Стенд оборудован двумя независимыми системами гидравлических домкратов по 24 в каждой для создания равномерно распределенного давления на верхнюю и одну из боковых грачей модели.

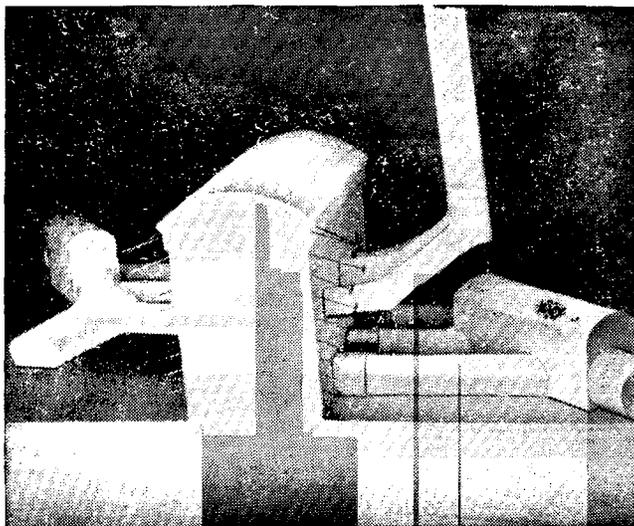
Модель в масштабе $1 : 200$ с незакрепленной камерой изготавливали в металлическом стенде меньших габаритов в аналогичных условиях.

Перед заливкой моделей в месте расположения камеры машинного зала помещали так называемую фальшмодель — сплошной гипсобетонный блок по форме камеры соответствующих размеров. Фальшмодель удаляли на второй стадии испытаний по элементам в соответствии с принятой последовательностью разработки камеры. При изготовлении модели в масштабе $1 : 100$ (с закрепленной выработкой) в фальшмодель вставляли концы анкеров свода и стен камеры, расположенные согласно принятой по расчету схемы. Все анкера устанавливали таким образом, чтобы при монтаже на стенде они заняли требуемое положение относительно контура камеры, а после удаления фальшмодели преднапряженные анкера могли быть затянуты изнутри выработки.

Модель отливали послойно с соблюдением слоев и трещин, т. е. условий структурного подобия. Вид модели в процессе ее изготовления показан на рис. 4б.

На торцовые поверхности модели в масштабе $1 : 200$ с каждой стороны наклеивали по 46 электротензодатчиков с базой 20 мм, а на модель в масштабе $1 : 100$ — по 132 электротензодатчика. Выводы датчиков подключали к тензометрическим станциям с переключателями на 100 точек каждый. Компенсационные датчики наклеи-

Рис. 46. Опалубка модели камеры и прилегающих выработок



вали на блок из гипсобетона того же состава, содержащийся в идентичных с моделью температурно-влажностных условиях.

В отдельных контурных точках на торцах модели — вблизи контура камеры и у краев массива — устанавливали индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 и 0,001 мм по 12 с каждой стороны модели для измерения вертикальных и горизонтальных перемещений. Вид модели в масштабе 1 : 100 по окончании заливки показан на рис. 47.

В процессе удаления фальшмодели (разработка камеры) на внутреннюю поверхность свода наклеивали электротензодатчики и устанавливали индикаторы. В модели в масштабе 1 : 100 дополнительно были наклеены 33 датчика на внутреннюю поверхность железобетонного свода камеры.

Эксперименты на моделях проводили по следующим основным стадиям:

1) испытания до начала разработки камеры с выполнением ряда циклов нагружения и разгрузки при действии вертикального и бокового давлений отдельно и совместно в пределах значений от нуля до естественного напряженного состояния для обжатия модели до стабилизации упругих характеристик и уточнения масштаба напряжений;

2) разработка камеры в соответствии с заданной технологической схемой при нагрузках на модель, отвечающих естественному напряженному состоянию массива; на модели в масштабе 1 : 100 на этом этапе имитировалось покрытие выработки набрызгбетоном, возведение железобетонного свода после раскрытия калотты и натяжение анкеров в стенах по мере углубления выработки;

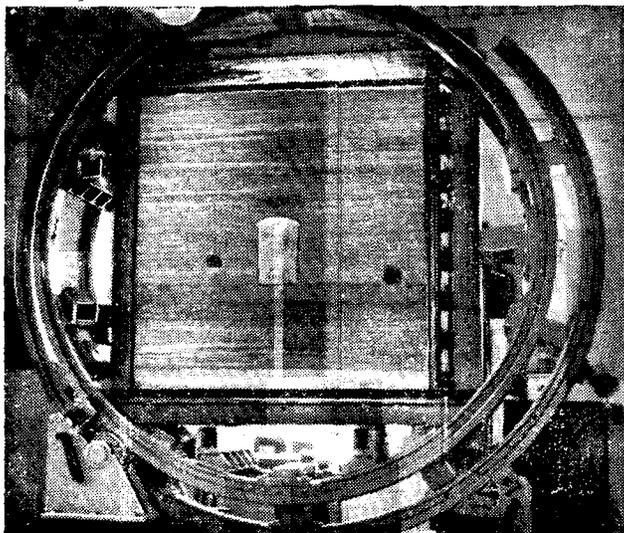


Рис. 47. Вид стенда с готовой моделью в масштабе 1 : 100

3) разрушение камеры при увеличении вертикальной и горизонтальной нагрузок с сохранением постоянного отношения между ними.

На первых двух стадиях снимали отсчеты по контрольно-измерительным приборам, на третьей — определяли величины разрушающих нагрузок и характер разрушения.

При оценке результатов статических исследований на моделях из эквивалентных материалов, доведшихся до разрушения, была принята следующая методика определения коэффициента запаса устойчивости камеры. Как показывает теория образования нарушенной зоны вокруг выработок, размер этой зоны зависит от глубины их залегания (см. § 3). При этом можно установить связь между нагрузкой на контуре модели p и размером нарушенной зоны, определяющей расчетное давление на крепь q (рис. 48). На графике по оси абсцисс отложены значения контурной нагрузки p в единицах p_0 , где p_0 — номинальная нагрузка, а по оси ординат — соответствующее давление на крепь (отношение $k_n = \frac{q}{q_0}$, где q_0 — давление, соответствующее нагрузке p_0).

В результате исследования модели с незакрепленной выработкой (масштаб 1 : 200) было установлено следующее.

На первой стадии испытаний (до раскрытия выработки) был уточнен масштаб напряжений $m_\sigma = 1 : 40$ с учетом фактических структурных характеристик модели, которые соответствуют в этом масштабе заданным для горного массива величинам. Коэффициент анизотропии модели в целом (отношение статических модулей упругости по горизонтали и вертикали) составил 0,65, что близко к установленному в натуре соотношению динами-

ческих модулей упругости перпендикулярно и параллельно напластованно, равному 0,8.

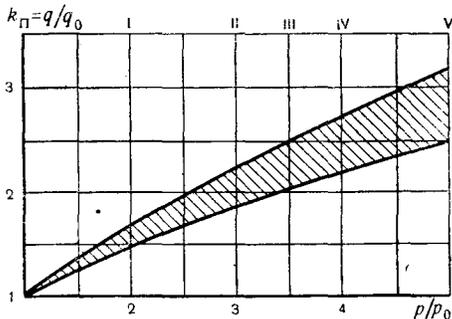
На второй стадии испытаний (разработка камеры) было установлено:

трещины в породе на контуре выработки на всех этапах ее разработки не возникают;

в процессе разработки камеры вокруг нее происходит перераспределение напряжений, в частности начинают возрастать относительные тангенциальные деформации сжатия в замке свода; при

Рис. 48. Зависимость давления на крепь q от нагрузки на контуре модели p :

- I — начало трещинообразования в незакрепленной модели;
- II — начало интенсивной деформации на контуре закрепленной модели;
- III — развитие трещинообразования в пятах незакрепленной модели;
- IV — начало разрушения незакрепленной модели;
- V — начало разрушения упругой модели (нагрузки, при которых напряжения в модели превышают σ_p пересчете предел прочности породы вокруг выработки);



заштрихованная часть — область значений коэффициента перегрузки k_p , построенная для различных физико-механических характеристик породы в районе исследуемой камеры

разработке камеры на $1/3$ высоты они увеличиваются по сравнению с отмеченными в начале разработки в 1,7—2 раза, а при полном раскрытии камеры — в 6 раз, достигая величины $12 \cdot 10^{-5}$; в стенах изменение деформаций менее заметно; при полном раскрытии камеры вертикальные относительные деформации сжатия возрастают на 40%, достигая величины $(20 \div 22) \cdot 10^{-5}$;

осадка свода, горизонтальные перемещения стен и деформации почвы выработки не превышают 3 мм в пересчете на природу.

На третьей стадии испытаний (разрушение выработки) получены следующие результаты:

трещинообразование на контуре выработки началось в углах профиля при $k_p = 1,5 \div 1,7$, суммарная осадка стен составила при этом около 45—50 мм в пересчете на природу, осадка свода камеры — около 20 мм;

при увеличении нагрузки ($k_p = 2,0 \div 2,5$) произошло разрушение породы в стенах выработки с образованием зоны обрушения глубиной до 6 м (в пересчете на природу) в середине высоты стены (рис. 49);

при дальнейшем увеличении нагрузки отмечен сдвиг породы в модели по плоскостям тектонических нарушений St , при этом ранее сформировавшаяся зона обрушения стен в центральной части камеры практически не изменилась.

Результаты испытаний модели с закрепленной выработкой (масштаб 1 : 100) позволили установить следующее.

На первой стадии испытаний (до раскрытия выработки) результаты аналогичны, полученным на модели с незакрепленной камерой.

На второй стадии испытаний (разработка камеры) было установлено:

трещинообразование в породе на контуре выработки отсутствует на всех этапах ее раскрытия;

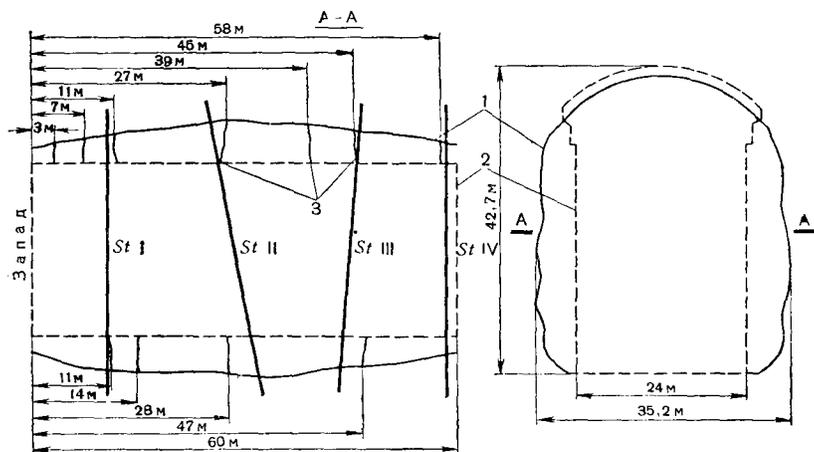


Рис. 49. Разрушение стен модели незакрепленной камеры:

1 — зона обрушения породы в стенах камеры; 2 — камера до разрушения; 3 — трещины в стенах камеры

при разработке калотты тангенциальные деформации в своде выработки составили $3 \cdot 10^{-5}$ (сжатие), после чего была установлена модель железобетонной крепи свода, тангенциальные деформации которой при раскрытии выработки по этапам на полную высоту увеличились до $4 \cdot 10^{-5}$, т. е. весьма незначительно;

вертикальные сжимающие относительные деформации в стенах на всех этапах разработки камеры были незначительны и при полном раскрытии выработки составили всего $(3 \div 7) 10^{-5}$.

На третьей стадии испытаний (разрушение модели) получены следующие результаты:

существенные изменения натяжения предварительно-напряженных анкеров, свидетельствующие о начале интенсивной деформации породы, отмечены при $k_n = 1,8 \div 2,5$, трещины на контуре выработки были обнаружены при $k_n = 2,2-2,8$ в верхних и нижних углах профиля, при этом суммарная вертикальная осадка северной стены составила в пересчете на натуру 10 мм, южной стены — 24 мм, осадка свода в замке — 12 мм;

при дальнейшем увеличении нагрузки обрушения породы в стенах выработки не происходило, имел место сдвиг породы по трещинам напластования системы S и тектоническим нарушениям St , на контуре выработки наблюдалось появление и раскрытие трещин с отслоением тонких пластов материала.

Динамические исследования. При моделировании взрывных работ соблюдались условия подобия, установленные для статических исследований, а также дополнительное условие: время протекания взрывного процесса в модели должно соответствовать в масштабе времени m_t аналогичной величине в натуре. Параметры паспорта буровзрывных работ (расстояния между шпурами, их глубина, линия наименьшего сопротивления), при моделировании соблюдались в масштабе $m_l = 1 : 30$. Для подбора взрывчатых веществ на модели скорость детонации рассчитывали исходя из принятых масштабов m_l , m_σ и m_t .

Для экспериментов использовали взрывчатые смеси, состоящие из пороха и тена в соотношении, удовлетворяющем расчетной величине скорости детонации. Для зарядов на контуре выработок это соотношение составило $2 : 1$, для скважин в уступе камеры — $1,5 : 1$.

Материал модели в основном аналогичен материалу, принятому для статических испытаний. Физико-механические характеристики материала модели уточняли при исследовании образцов ультразвуковым методом.

Моделировали участок массива, включающий часть камеры подземного машинного зала и шесть выработок, примыкающих к ней. При моделировании учитывали структурно-геологические характеристики горного массива. После изготовления модели уточняли ее динамические упругие характеристики. Средние результаты (из 100 измерений) в сравнении с соответствующими характеристиками для натуре приведены в табл. 30.

Таблица 30

Характеристика	Величина	
	на модели в пересчете для натуре	исходных данных в натуре
Динамический модуль упругости, кгс/см ² :		
перпендикулярно пластам	$2,88 \cdot 10^5$	$3,05 \cdot 10^5$
параллельно пластам	$3,60 \cdot 10^5$	$3,85 \cdot 10^5$
Коэффициент анизотропии	0,8	0,8
Коэффициент Пуассона:		
перпендикулярно пластам	0,31	0,30
параллельно пластам	0,24	0,15

Глубину нарушенной зоны вокруг выработок в модели определяли методом ультразвукового прозвучивания (см. § 10) по всему контуру в 90—120 точках. Принятая база прозвучивания 10 мм позволила определять размеры нарушенной зоны в модели с точностью 15—20 см применительно к натуре.

Взрывные работы моделировали на стендах, установленных в специально оборудованной подземной взрывной камере. Естественное напряженное состояние массива обеспечивалось вертикальной пригрузкой в принятом масштабе. Для определения глубины нарушенной зоны в туннелях взрывали только заряды в контурных шпурах, тогда как центральная часть выработок создавалась механическим способом. При отработке уступов камеры заряды взрывались во всех шпурах согласно паспорту буровзрывных работ. При определении глубины нарушенной зоны в местах сопряжения выработок с камерой подземного машинного зала была смоделирована отбойка четырех уступов камеры.

Взрывание зарядов осуществляли с помощью нанесенных на нихромовый мостик капелек азида свинца массой 0,015—0,020 г. Для электрического взрывания зарядов применяли серийные взрывные машинки и специальные приспособления, позволяющие взрывать заряды различными сериями.

Средние значения глубины нарушенной зоны, полученной в результате этих модельных исследований, в пересчете на натуру приведены в табл. 31.

Таблица 31

Выработка	Технология взрывания (для природы)	Глубина зоны, м
Туннели	На контуре патроны желатин-донарита диаметром 28 мм	1,1—1,6
	На контуре патроны желатин-донарита диаметром 42 мм	1,3—2,0
Стена камеры	Предварительный откол по контуру, патроны желатин-донарита диаметром 42 мм в скважинах диаметром 80 мм	2,1
Стены камеры в местах сопряжения с туннелями	То же	2,1—2,8

Одновременно с определением глубины нарушенной зоны в местах сопряжения с туннелями измеряли и величину ее распространения вдоль стен камеры. Для всех мест сопряжения эта величина оказалась равной 2,5 м.

Эксперименты показали, что увеличение контурного заряда в 1,5 раза по сравнению с рекомендуемым в табл. 31 приводит к увеличению глубины нарушенной зоны на 20—25%.

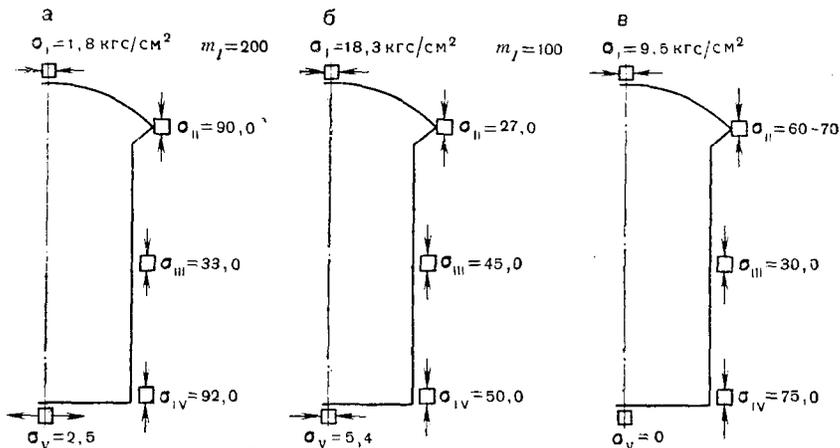


Рис. 50. Величины напряжений на контуре выработки (сопоставление результатов исследований), полученные при испытаниях

Исследования влияния сейсмического действия взрыва на состояние предварительно-напряженных анкеров приводили во взрывной камере на модели в виде гипсобетонной плиты с двумя анкерами в масштабе 1 : 10. После предварительного натяжения анкеров модель подвергали действию взрыва и определяли изменение напряженного состояния анкеров. Измерения проводили тензометрическим способом. Часть электротензодатчиков через коммутирующее устройство была соединена с электронным измерителем статических деформаций с автоматической балансировкой. Для записи динамических деформаций использовали осциллограф с усилителем.

Величину одновременно взрываемого заряда в модели определяли на основании возможных величин заряда ВВ в натуре при отработке уступов камеры подземного машинного зала. Результаты исследований по определению влияния взрывов на напряженное состояние оказались следующими:

при взрывании уступа в соответствии с рекомендуемым паспортом буровзрывных работ изменение натяжения анкера колеблется в пределах 10% величины первоначального усилия, поэтому при расчете предварительного натяжения следует вводить понижающий коэффициент 0,9;

увеличение удельного заряда примерно в 2 раза по сравнению с рекомендуемым приводит после взрыва к уменьшению предварительного натяжения анкера на 30% первоначальной величины.

Основные результаты исследований и рекомендации. Сопоставление результатов статических испытаний моделей из эквивалентных материалов с незакрепленной выработкой и при наличии крепи по расчету показывает, что эта крепь обеспечивает повышение несущей способности камеры. На рис. 50 показаны тангенциальные напряжения на контуре выработки, полученные при испытаниях

упругой модели (рис. 50, а), моделей из эквивалентных материалов при незакрепленной выработке (рис. 50, б) и при наличии крепи (рис. 50, в). Эпюра на контуре закрепленной выработки приближается к эпюре на упругой модели, что указывает на определенное омоноличивание трещиноватой породы вокруг выработки в результате ее закрепления.

Сравнивая коэффициенты перегрузки, полученные экспериментально на стадии начала трещинообразования закрепленной и незакрепленной моделей, можно установить следующее.

Закрепленная выработка воспринимает нагрузки примерно в 1,5—1,7 раза больше по сравнению с незакрепленной выработкой. Если полагать, что коэффициент запаса устойчивости незакрепленной выработки равен 1 (поскольку трещинообразование незакрепленной модели началось при нормативных значениях коэффициента перегрузки), то для закрепленной выработки он оказывается равным 1,5—1,7 при нормативном значении 1,3—1,4. Полученный коэффициент запаса устойчивости камеры, как отмечалось выше, показывает, во сколько раз следовало бы увеличить внешние усилия, действующие на закрепленную камеру (с учетом нормативных коэффициентов перегрузки), чтобы привести сооружение в состояние предельного равновесия.

Как показали эксперименты, крепление свода камеры анкерами и набрызгбетоном привело к уменьшению деформаций свода в 2—2,5 раза по сравнению с незакрепленной камерой. Разрушение свода началось только после появления видимых трещин в стенах. Это свидетельствует о достаточной эффективности принятой конструкции свода и в то же время об отсутствии чрезмерных запасов.

Анализ напряженного состояния массива породы вокруг выработки по данным исследований методом фотоупругости приводит к выводу о возможности образования в области стен камеры не только принятой в расчете поверхности скольжения, но также криволинейной поверхности с максимумом посередине высоты стены. Это подтверждено результатами испытаний незакрепленной камеры на модели из эквивалентных материалов. Учитывая также неявно выраженную в натуре систему трещиноватости K целесообразно откорректировать намеченную схему крепления стен следующим образом:

в северной стене камеры принять все предварительно-напряженные анкера глубиной 10 м (при шаге 4×4 м и усилия натяжения 100 тс) с тем, чтобы перекрыть вероятную зону подвижек посередине высоты стены; соответственно четыре нижних ряда железобетонных анкеров с шагом 3×3 м диаметром 28 мм принять длиной по 3,3 м каждый;

в южной стене принять аналогичную схему крепления, поскольку очертание вероятной криволинейной зоны подвижек не связано непосредственно с картой трещиноватости;

остальные элементы крепи стен (набрызгбетон и промежуточные железобетонные анкера) остаются без изменений, за исключением

глубины промежуточных анкеров, которая, учитывая размеры нарушенной зоны вследствие взрывных работ, должна быть увеличена до 2,6 м.

в стенах камеры вокруг всех примыкающих туннелей необходимо установить нормально к поверхности два ряда железобетонных анкеров длиной по 3,3 м с шагом 1,3 м; покрытие из набрызгбетона на этих участках следует наносить по металлической сетке.

Такая схема крепления должна обеспечить устойчивость камеры с коэффициентом запаса 1,5—1,7 при любой вероятной форме поверхности скольжения.

При оценке результатов модельных исследований в целом необходимо принять во внимание, что на моделях с некоторой неизбежной погрешностью воспроизводится заданная структура горного массива и физико-механические показатели породы, которые, в свою очередь, по необходимости являются средними величинами, приближенно соответствующими фактическим натурным условиям. Кроме того, при моделировании не учитывается ряд факторов, способных несколько уменьшить несущую способность выработки: наличие нарушенной породы на контуре вследствие взрывных работ; влияние сейсмички массовых взрывов при разработке ядра камеры на устойчивость структурных блоков породного массива; размывающее действие грунтовых вод; неизбежный разрыв во времени между разработкой породы и креплением выработки и др.

С учетом этих обстоятельств, а также размеров и назначения выработки, залегающей в трещиноватых скальных породах, было решено при осуществлении рекомендуемой схемы крепления выполнить натурные исследования в ходе строительства.

§ 10. Натурные исследования

Напряжения в породе и конструкциях. Давление на крепь. Для измерения фактических напряжений в породе, окружающей выработку, разработаны и применяются многие методы. Наибольшее распространение получил метод разгрузки (частичной или полной), основанный на измерении деформаций в породе. Поскольку для выяснения напряжений по деформациям тензометрических или фотоупругих датчиков требуется знать модуль упругости и коэффициент поперечной деформации породы, то эти величины определяют в лабораториях на образцах или в натуре с помощью прессиометров, дилатометров, гидравлических камер, штампов, микросейсмическим ультразвуковым и другими методами. Применяют также метод изучения напряжений в массиве деформометрами, установленными в скважинах. С помощью этих исследований в характерных точках подземного сооружения получают тензор напряжений, действующих в породе (рис. 51).

Основная заслуга в разработке и внедрении методов исследования напряжений в породе и подземных конструкциях в Советском Союзе

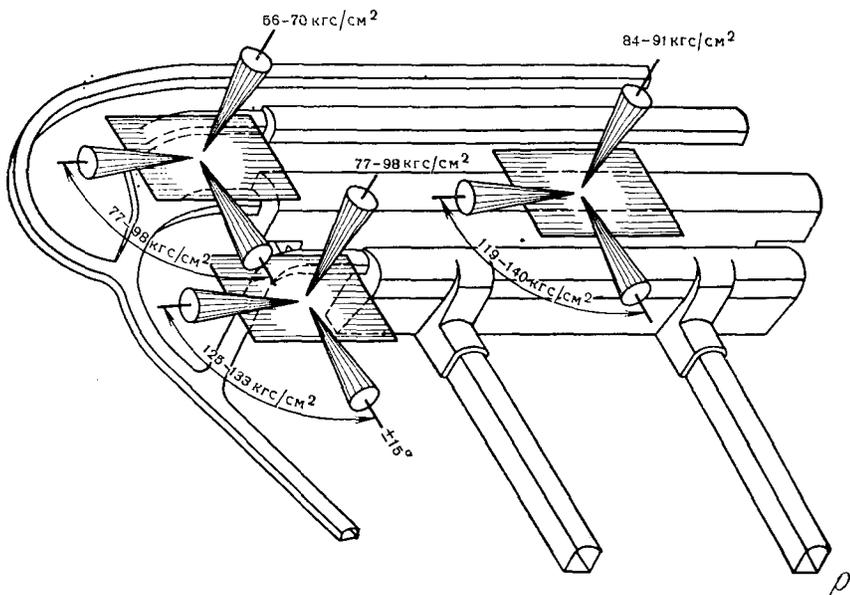


Рис. 51. Тензоры напряжений, действующих в породе

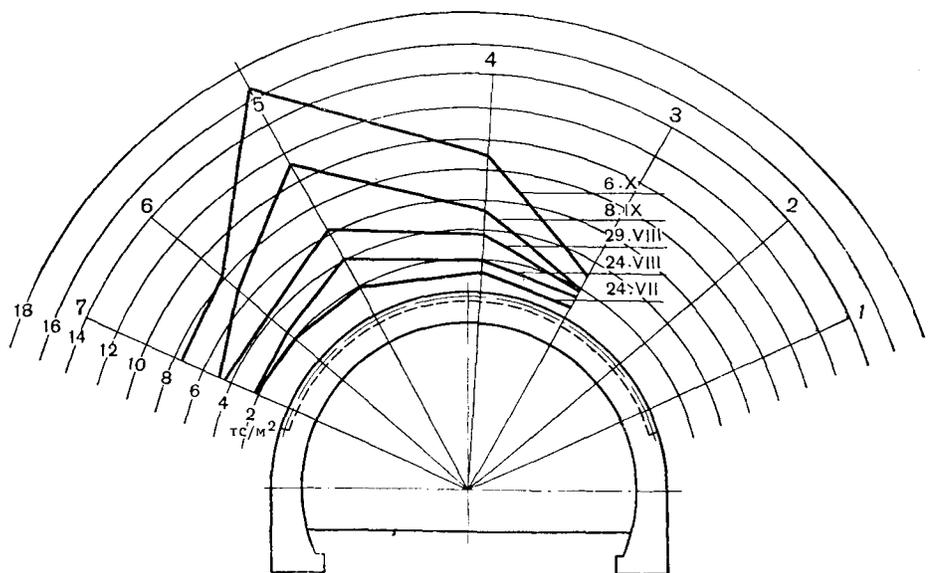


Рис. 52. Эпюры контактных давлений на крепь туннеля во времени

принадлежит: ВНИМИ, институтам горно-металлургическому Кольского филиала АН СССР, горного дела Минчермета СССР, НИИОСП, ИГД им. А. А. Скочинского, Московскому горному институту, Криворожскому НИГРИ, ДонУГИ и др.

Менее изучены методы определения давлений от веса скальных пород на подземные конструкции в выработках большого сечения. Эти методы могут быть различными. Одним из практикуемых за рубежом является компенсационный метод, основанный на создании щели по контакту между породой и бетонной или набрызгбетонной крепью и установкой в этой щели плоских домкратов, датчиков или мессдоз различного типа, фиксирующих давление, при котором напряжения, существовавшие на контакте до образования щели, восстанавливаются до своего первоначального состояния.

Характерная диаграмма, построенная в 1970 г. и иллюстрирующая радиальные контактные давления по контуру транспортного туннеля пролетом 11 м в нарушенных скальных породах в Пиренеях, показана на рис. 52, из которого виден рост контактных давлений со временем и неравномерность этих давлений. Подобное положение имеет место и во многих других крупных выработках [110].

В Советском Союзе для скальных пород практикуется способ измерения контактных давлений с применением различного типа динамометров или струнных мессдоз, в частности конструкции ЦНИИС Минтрансстроя. Эти мессдозы устанавливают в специальные блоки или тубинги, из которых собирается сборная крепь или затяжка между металлической арочной крепью. Применяют также гидравлические битумные динамометры, разработанные Институтом горного дела им. А. А. Скочинского, ВНИМИ и др. Опыт использования динамометров горного давления струнного типа, вмонтированных в динамометрические блоки, применительно к определению давления скальных пород в туннелях большого сечения описан в работе [48]. Блоки представляли собой полые металлические конструкции из несущей рамы и защитных листов. Полости между листами заполнены обезвоженным битумом. Блоки устанавливали взамен затяжки между металлическими арками временной крепи в пределах центрального угла, равного 65° . Нагрузка от давления скальных пород равномерно распределялась в пределах динамометрического блока и фиксировалась динамометрами (мессдозами).

Давление на металлическую арочную крепь можно определить и магнитоупругим методом без помощи мессдоз, в частности, портативным прибором, разработанным в ЦНИИС Минтрансстроя. Работа прибора основана на возникновении разности условий распространения поляризованных электромагнитных колебаний в металлоконструкциях по двум взаимно перпендикулярным направлениям при действии механических нагрузок и возникновении напряжений. Величину напряжений определяют по показаниям микроамперметра измерительного блока и пересчитывают по тарировочным кривым для металла, из которого изготовлены арки крепи. Замеры проводят в опорных частях арок (места нулевых моментов). Полученные

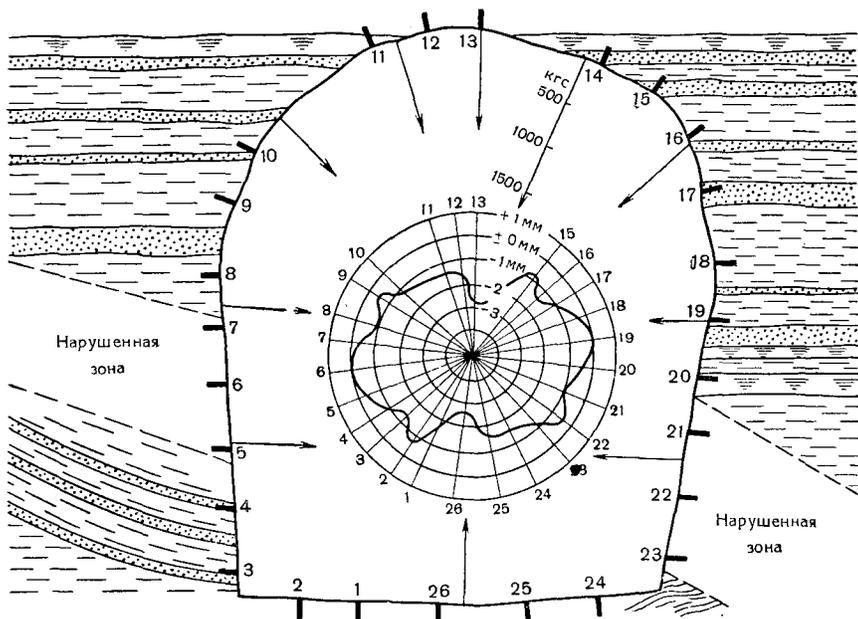


Рис. 53. Диаграмма нагрузок на анкера и деформация контура опытной выработки

усилия уменьшают на величину напряжений, возникающих в стойках от веса арок, затяжки и забутовки за крепью. С помощью этого прибора институт Оргэнергострой провел эксперименты по определению давления на крепь туннелей пролетом 9 м, залегающих в известняках VII—IX категорий по СНиП (см. табл. 19).

При анкерной крепи давление от веса горных пород измеряют специальными приборами ПА-3, устанавливаемыми со стороны выработки между гайкой анкера и породой, или же определяют по деформациям анкеров с помощью тензодатчиков.

На рис. 53 показана диаграмма нагрузок на анкера и деформации контура опытной выработки высотой 11 м и шириной 9 м в различных точках (1—26). Такое сочетание экспериментов позволяет правильно оценить характер действия горного давления и запроектировать рациональную схему крепления подземного сооружения. Выработка пройдена в сланцеватых скальных породах с зонами нарушения и закреплена анкерами.

Определение зоны нарушенных пород в массиве вокруг горных выработок. Как отмечалось в главе II, в горном массиве вокруг сооружаемых туннелей и других подземных выработок образуется зона нарушенных пород. Определение ее глубины имеет первостепенное значение для расчета величины нагрузки на крепь и ее параметров.

Фактическую глубину зоны нарушенных пород вокруг выработок можно определять специальными методами исследования, в частности ультразвуковым методом [25]. Этот метод основан на известном снижении скорости распространения продольных колебаний в зависимости от степени пористости и трещиноватости горных пород.

По мере удаления от поверхности выработки в глубь массива, где породы менее повреждены, следует ожидать увеличения скорости распространения продольных ультразвуковых колебаний. Но, начиная с определенной глубины, скорости остаются неизменными, хотя и могут отклоняться в известных пределах от средних значений ввиду естественной неоднородности физико-механических характеристик исследуемых пород.

Определение величин зоны разрушенных пород вокруг подземных выработок методом сквозного прозвучивания массива между шпурами институт Оргэнергострой производил в 1963—1967 гг. при сооружении туннелей Токтогульской, Нурекской, Ингурской и Чарвакской ГЭС.

Использование сквозного прозвучивания породы между шпурами вызывает известные трудности при измерениях ввиду фактической непараллельности расположения шпуров. При этом расстояние, на котором производится измерение времени распространения колебаний, может измениться от 8 до 10%, что вызывает ошибки при вычислении скорости, достигающие 20%.

Разработанное в институте Оргэнергострой угломерное приспособление позволяет с помощью транспортеров с точностью до 1° в двух плоскостях измерять углы отклонений шпуров от запроектированных направлений, что полностью исключает возможность ошибки при определении базы измерений.

При исследованиях применяли приборы УБ-1 и УКБ-1. Излучателями и приемниками ультразвуковых импульсов служили пьезопреобразователи с батареей кристаллов сегнетовой соли размером $2 \times 2 \times 2$ см, заключенные в металлические круглые корпуса. Как показал спектральный анализ, наибольший амплитудный вклад в исследуемом спектре применяемых преобразователей находится в диапазоне частот 50—60 кГц.

Прижимают ультразвуковые преобразователи к стенкам скважин с помощью двух пружинок, заделанных в металлический корпус преобразователей. Излучатели и приемники крепили на штангах, состоящих из свинчиваемых элементов длиной по 0,5 м.

В туннелях на определенных участках пробуривали 3—4 шпура глубиной до 3 м и диаметром 42 мм, расположенные по углам квадрата или треугольника (рис. 54, а). Расстояние между шпурами на стенке или в своде выработки составляло в известняках и песчаниках 80—100 см, а в алевролитах 50—70 см.

Прямолинейность шпуров проверяли при помощи специального осветительного устройства, помещаемого на дно шпура, с направлением света в сторону выработки. Стенки шпура, которые должны были касаться рабочих поверхностей преобразователей (излучателя

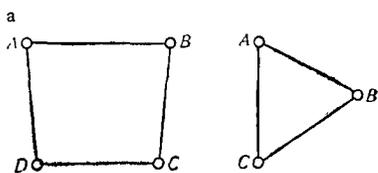
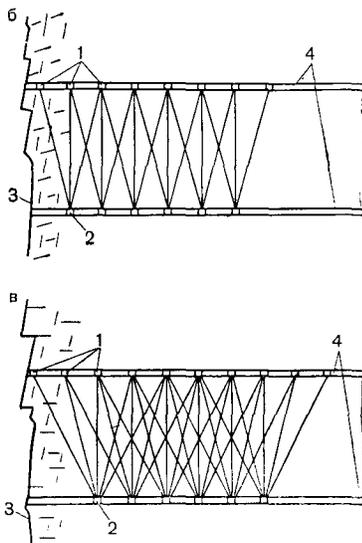


Рис. 54. Схема выполнения замеров:

- а — положение шпуров на стенах или в своде выработок;
- б — прозвучивание с тремя перемещениями излучателя при одном положении приемника;
- в — то же, с пятью перемещениями излучателя;
- 1 — излучатель;
- 2 — приемник;
- 3 — стенка выработки;
- 4 — шпур



и приемника) детально просматривали при помощи прибора РП-386 с шестикратным увеличением. При этом выявились все местные дефекты, которые могли служить причинами задержки распространения ультразвуковых колебаний (трещины, раковины) и фиксировалось их положение.

Чтобы исключить влияние анизотропии породы и получить средние значения скорости для каждого значения глубины, измерения времени распространения ультразвуковых колебаний производили по различным направлениям. В плоскостях, параллельных контуру выработки, это достигалось попарным прозвучиванием 3—4 шпуров, а в плоскостях каждой пары — 3—5 перемещениями излучателя при одном положении приемника (см. рис. 54, б и в).

Прозвучивание каждой пары начиналось от контура выработки и проводилось в глубь массива с интервалом через 10 см.

Вблизи устья шпуров на индикаторе обычно не удавалось зафиксировать вступление волны из-за сильной раздробленности пород. Однако по мере удаления преобразователей в глубь массива принятый сигнал почти всегда просматривался достаточно четко, и по нему на индикаторе прибора в масштабе изображенных меток времени определялось время распространения продольных волн в породе.

При работе с прибором УБ-1 результаты фотографировались, на приборе УКБ-1 отчет снимался визуально.

По измеренным значениям базы прозвучивания и времени распространения колебаний вычисляли скорость прохождения продольных волн в породе. На рис. 55 показана зависимость скорости распространения продольных ультразвуковых волн в породе v от глубины шпура h в различных выработках. Кривые построены по данным табл. 32.

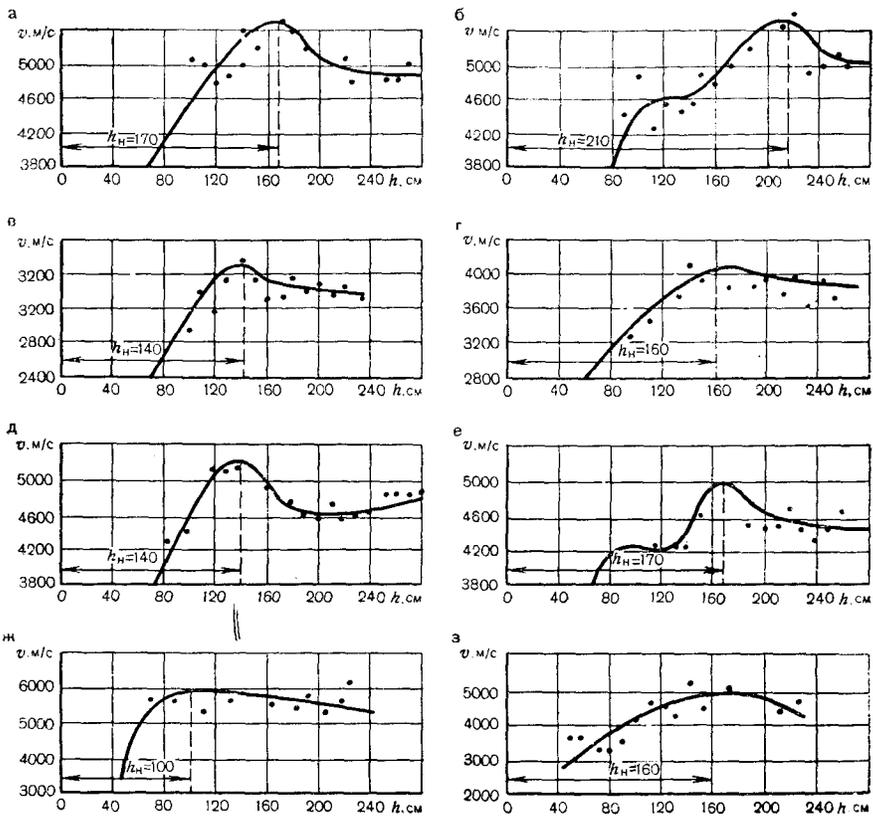


Рис. 55. Зависимость скорости распространения продольных ультразвуковых волн в породе от глубины шпура в различных выработках (к табл. 32)

При определении глубины h_n зоны нарушенных пород вокруг подземной выработки учитывали, что скорость распространения ультразвуковых колебаний с уменьшением трещиноватости и с увеличением сжимающих напряжений возрастает. Поэтому область максимальных скоростей характеризует наружную границу нарушенной зоны, где располагаются наиболее сохранные породы и имеют место наибольшие сжимающие напряжения в стенках в результате их концентрации вокруг выработки.

Коэффициент вариации при определении скорости распространения продольных волн в области наружной границы нарушенной зоны изменялся от 5 до 14 %.

Если принять, что скорость распространения продольных ультразвуковых волн изменяется обратно пропорционально трещиноватости породы, то отношение α коэффициента трещиноватости

ненарушенной породы горного массива к среднему коэффициенту трещиноватости в пределах зоны можно представить в виде:

$$\bar{\alpha} = \frac{k_T}{k_T} = \frac{\bar{v}}{v_n}, \quad (73)$$

где v_n и k_T — соответственно скорость распространения продольных ультразвуковых волн и коэффициент трещиноватости в ненарушенной породе;

\bar{k}_T — коэффициент трещиноватости породы в пределах нарушенной зоны;

\bar{v} — средняя скорость распространения ультразвуковых волн в пределах нарушенной зоны (на участке шпура длиной h_n), определяемая по экспериментальным кривым (см. рис. 55) по формуле

$$\bar{v} = \frac{\Delta l \sum v_i}{h_n}; \quad (74)$$

h_n — глубина нарушенной зоны;

Δl — элементарный участок длины шпура;

v_i — средняя скорость распространения ультразвуковых волн на участке Δl .

Кроме того, известно, что модуль упругости породы пропорционален квадрату скорости распространения продольных ультразвуковых волн. Тогда средний модуль упругости породы в пределах нарушенной зоны

$$\bar{E} = \bar{\alpha}^2 E, \quad (75)$$

где E — модуль упругости породы в массиве за пределами нарушенной зоны.

Из анализа приведенных кривых (см. рис. 55), получено, что коэффициент $\bar{\alpha}$ меняется в пределах 0,68—0,76. Это значит, что трещиноватость породы в нарушенной зоне вокруг выработок увеличивается на 30—50% по сравнению с остальным массивом, а модуль упругости породы в пределах этой зоны в 2 раза ниже, чем в остальном массиве. Следует отметить, что примерно такие же результаты получены прессиометрическими измерениями, проведенными на многочисленных объектах сотрудниками НИИ оснований и подземных сооружений под руководством К. В. Руппенейта.

Результаты некоторых работ института Оргэнергострой по определению глубины нарушенной зоны в течение ряда лет приведены в табл. 32.

Выполненные работы позволили подтвердить существование нарушенной зоны вокруг подземных выработок с использованием ультразвукового метода для определения ее размеров. На основании этих исследований были уточнены параметры анкерной крепи в конкретных условиях, что способствовало ее широкому внедрению в гидротехнических туннелях большого сечения.

Таблица 32

Месторасположение створов, год проведения работ	Прозвучено пар шпуров	Проведено замеров	Ширина и высота туннеля, м	Глубина залегания туннеля, м	Глубина зоны нарушенных пород, см	Геологические условия	Зависимость (см. рис. 55)
---	-----------------------	-------------------	----------------------------	------------------------------	-----------------------------------	-----------------------	---------------------------

Токтогульская ГЭС

Строительный туннель, верхняя часть, 1964 г.: ПК 0+48	6	223	15,4; 7,2	200	220— 220	Известняки разномерные толстослоистые; $f = 7 \div 8$	a
ПК 2+80	5	188	15,4; 7,2	200	170— 200	Известняки толстослоистые; $f = 7 \div 8$	
Подходной туннель № 4, ПК 0+60, 1964 г.	5	192	8; 6,6	170	100— 140	Известняки разномерные толстослоистые; $f = 8$	
Строительный туннель, нижний уступ, 1964 г.: ПК 5+90	8	288	13,6; 15,4	180	150— 220	Известняки разномерные толстослоистые; $f = 6 \div 7$	b
ПК 5+65	9	316	13,6; 15,4	180	170— 210	Известняки разномерные, $f = 6 \div 7$	

Нурекская ГЭС

Строительный туннель № 2, верхняя часть, 1965 г.: ПК 14+58	6	218	13,5; 7,2	150	140— 180	Алевролиты с одиночными прослоями песчаника до 3—4%; $f = 7$	e
ПК 2+86	4	148	15,0; 7,3	130	140— 170	Алевролиты с отдельными тонкими прослоями песчаников до 16%; $f = 8$	e
камерный участок, ПК 3+98	3	104	16,5; 9,8	200	130— 160	Песчаники с немногочисленными прослоями алевролитов до 10%; $f = 10$	d

Ингульская ГЭС

Подходной туннель № 3, 1966 г.	7	336	12,0; 7,5	70	160— 210	Известняки среднеслоистые и тонкослоистые; $f = 6 \div 7$	e
--------------------------------	---	-----	--------------	----	-------------	---	---

Продолжение табл. 32

Месторасположение створов, год проведения работ	Прозвучено пар шпуров	Проведено замеров	Ширина и высота туннеля, м	Глубина залегания туннеля, м	Глубина зоны нарушенных пород, см	Геологические условия	Зависимость (см. рис. 5б)
Напорный туннель, верхняя часть, ПК 43+58, 1966 г.	4	196	12; 5,5	150	110—170	Известняки среднеслоистые и тонкослоистые; $f = 7 \div 8$	
Чарвакская ГЭС							
Подходной туннель № 5, ПК 0+56, 1967 г.	3	180	7,5; 6,6	70	80—120	Известняки массивные слаботрещиноватые, толстослоистые; $f = 6 \div 7$	ж
Напорный водовод (левая нитка), ПК 6+70, 1967 г.	3	216	10,4; 10,6	200	150—180	То же, $f = 8 \div 9$	з

Ультразвуковой метод нашел широкое применение в горном деле как для определения размеров нарушенной зоны, так и для оценки физико-механических характеристик горного массива. Работы в области применения и совершенствования ультразвукового метода для указанных целей в настоящее время проводятся в Московском горном институте, институте Гидропроект и в ряде других организаций. Распространен также метод, основанный на исследовании частоты звуковых импульсов при появлении микротрещин в породе. Анализ современного состояния акустических методов исследования и контроля горных пород в массиве дан чл.-корр. АН СССР В. В. Ржевским и В. С. Ямщиковым [55].

В Чехословакии находит применение микросейсмический метод определения размеров нарушенной зоны, т. е. с использованием микровзрывов и геофонов, регистрирующих прохождение звуковых волн.

Определение размеров нарушенной зоны инструментальными методами ведет, в частности, ВНИИЦветмет, который для этой цели с 1964 г. применяет специальные индикаторные штанги с наклеенными тензодатчиками. Аналогичные работы ведут ВНИМИ и другие организации.

Для приближенной оценки глубины зоны нарушенных пород могут быть использованы методы, основанные на осмотре шпуров с помощью оптического прибора (типа РП, РВП и др.) или по выходу керна при бурении скважин. Эти методы допускают возможность существенной погрешности, поскольку оценка сплошности массива и керна в значительной степени зависит от качества бурения и других факторов.

Зона нарушенных пород может быть также замерена электрическими и радиометрическими методами. В первом случае измеряют электрическое сопротивление пород от контура выработки в глубь массива, во втором случае определяют изменение интенсивности гамма-излучения с глубиной в породном массиве вокруг выработки. Применение этих методов требует использования специальной аппаратуры и квалифицированных операторов. Кроме того, измерения могут сопровождаться рядом погрешностей, так как зависят от влажности пород и многих других трудно оцениваемых факторов.

В 1965 г. был предложен реометрический (фильтрационный) метод исследования трещиноватости пород в массиве, окружающем выработку. Метод основан на способности массива фильтровать газ или жидкость (воздух, воду, эмульсию). При этом по мере раскрытия трещин скорость фильтрации увеличивается. Размеры зоны раскрытых трещин определяют, исходя из сравнения скоростей фильтрации в массиве на значительном удалении от контура выработки (за пределами области влияния выработки) и в непосредственной близости от нее. Реометрический метод применительно к определению размеров нарушенной зоны в значительной степени развит и усовершенствован работами горно-металлургического института Кольского филиала АН СССР и обобщен в специальном руководстве.

Надежное измерение параметров нарушенной зоны можно рекомендовать производить реометрическим методом в сочетании с ультразвуковым [66].

Устойчивость сооружений. Оценка устойчивости подземного сооружения в процессе его строительства, производится по деформациям и перемещениям горного массива и крепей. По результатам наблюдений за приборами обычно строят графики деформаций, позволяющие оценить характер нарастания подвижек или их стабилизацию. В том случае если графики показывают длительный резкий рост деформаций без выполаживания кривой, необходимо принимать меры по изменению способов разработки выработки и усилению крепи. Следует отметить, что длительные измерения, приводимые ниже, были выполнены в выработках, закрепленных анкерами и набрызгбетоном.

Такие натурные исследования за рубежом проводят сейчас практически во всех строящихся крупных подземных объектах. В Советском Союзе подобные эксперименты выполняют только в шахтных выработках, а в подземных сооружениях большого сечения, залегающих в скальных породах, они не стали еще системой, ведут их пока в единичных случаях.

В настоящее время применяют несколько типов устанавливаемых в скважинах измерительных приборов для исследований деформаций горного массива [28 и др.].

Простая конструкция глубинного репера, позволяющего оценить деформацию породы в пределах нарушенной зоны, разработана шахтным научно-исследовательским и проектно-конструкторским

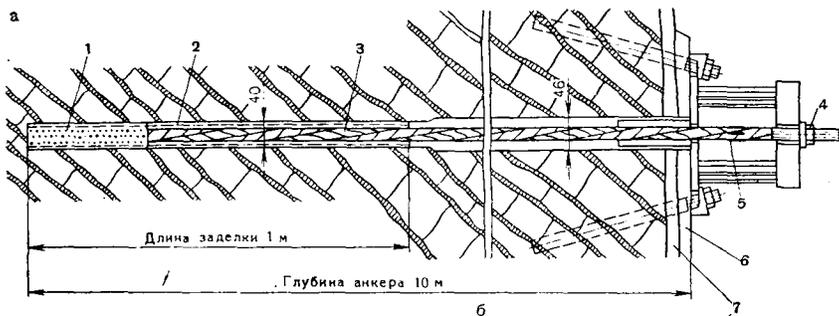
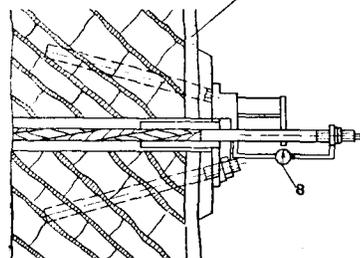


Рис. 56. Конструкции измерительных анкеров:

- а — с применением тензодатчиков;
- б — с применением деформометров;
- 1 — часть перфоанкера диаметром 31 мм;
- 2 — цементно-песчаный раствор;
- 3 — штанга анкера диаметром 26 мм;
- 4 — опорная гайка;
- 5 — тензодатчики;
- 6 — бетонная подготовка;
- 7 — слой набрызгбетона;
- 8 — деформометр



угольным институтом и применена в условиях шахт комбината Ростовуголь [35]. Рефер представляет собой вставленную в шпур конструкцию, состоящую из втулок, металлических и прорезиненных шайб, которые служат для раскрепления репера в шпуре. Каждый глубинный репер имеет самостоятельный вывод к устью шпура из гибкого провода диаметром 0,6—0,8 мм. В шпуре, пробуренном на глубину 2—3 м, может быть установлено от 3 до 10 глубинных реперов, конструкция их позволяет пропуск провода от вышерасположенных реперов. Измерение величины смещения глубинных реперов производят рулеткой от гибкой горизонтальной нити, натянутой между стенками выработки, или от контурных реперов закладываемых в почве выработки на одной вертикальной линии. Примерно аналогичные репера конструкции ДонУГИ, МГИ, Днепропетровского горного института применяют для замеров смещения пород за пределами контура выработки на глубину до 10 м [22]. Замеры с использованием глубинных реперов несложны, однако в выработках большого сечения они имеют невысокую точность из-за неудобства организации инструментальных наблюдений.

На рис. 56 показана характерная простейшая конструкция измерительного анкера. Удлинение его в результате перемещения породного массива вокруг выработки фиксируется датчиками или деформометром, установленном на свободном конце анкера.

При строительстве ряда крупных камер были применены деформометры, позволяющие регистрировать продольные и поперечные

деформации в массиве на глубине до 50 м от устья скважины. Конструкции этих деформометров (с проволочными или фольговыми, струнными, потенциометрическими, индуктивными, электрогидравлическими и другими типами датчиков) описаны в работах [28, 84, 105, 108 и др.].

Интересен пример проведения комплексных натуральных исследований для оценки устойчивости подземной камеры ГАЭС Ронковальгранде [73, 108], схема крепления которой была показана на рис. 23.

В районе камеры до начала ее строительства были пробурены 32 скважины общей длиной 4 км и на каждые 10 м глубины проведены измерения скорости распространения сейсмических волн, а затем в скважинах был осуществлен детальный звуковой картаж. Исследования позволили обнаружить нарушенную зону и сдвинуть ось камеры на 90 м от этой зоны в глубь массива. Для определения модуля деформации были построены две гидравлические напорные камеры и три камеры для измерения деформации породы домкратами. Испытания показали, что порода обладает ярко выраженной анизотропией, так как величина модуля деформации составляет на разных участках и направлениях от 70 000 до 270 000 кгс/см². Напряженное состояние породы определено методом разгрузки, напряжения составили от 60 до 200 кгс/см², что значительно превышает гидростатическую нагрузку, равную при глубине залегания камеры 160 м всего 40 кгс/см². По-видимому, различие в величинах бытовых напряжений вызваны действием тектонических сил.

В ходе строительства были установлены 10 экстензометров (деформометров) в скважинах с головками, расположенными на расстоянии от устья 1,5; 4,8; 12; 16; 25; 37 и 50 м.

На рис. 57 показана одна из эпюр деформаций горного массива на одном из этапов разработки камеры. Цифры, приведенные вдоль

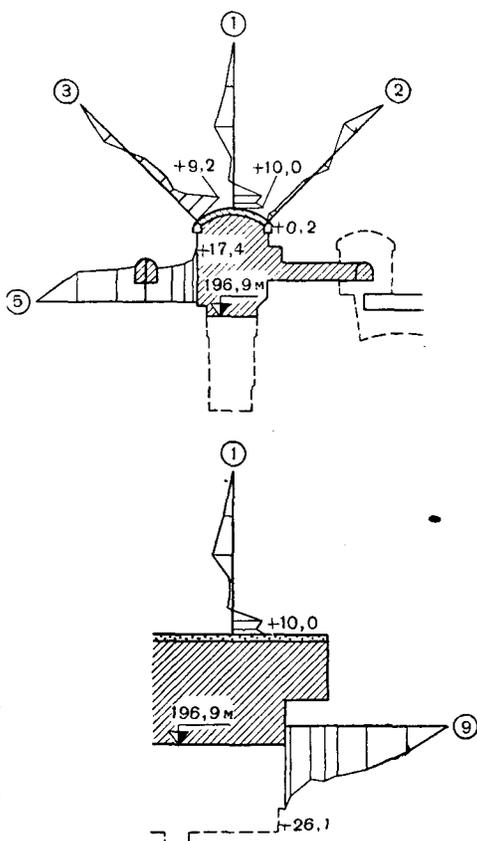


Рис. 57. Эпюра деформаций горного массива на одном из этапов разработки камеры (Цифрами указаны экстензометры в скважинах глубиной 50 м)

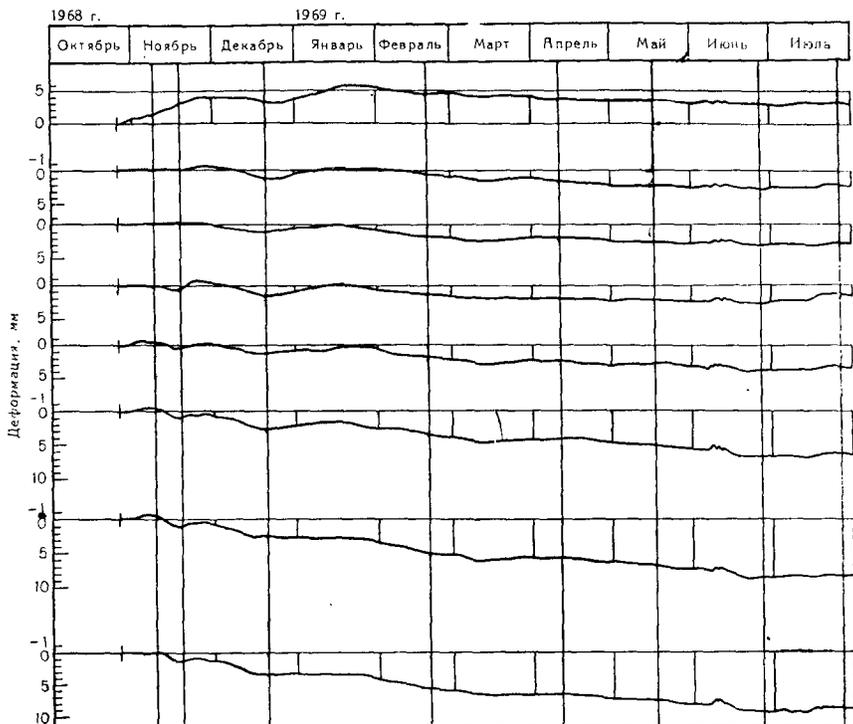


Рис. 58. Диаграмма деформаций породы во времени (по отдельным экстензометрам)

каждой скважины, указывают на величину смещения головки по отношению к самой глубокой, принимаемой за неподвижную. В то время как в конце 1969 г. осадка в замке свода достигла почти своего максимума — 10,0 мм (экстензометр 1), смещение у пят было менее заметным — с одной стороны 9,2 мм (экстензометр 3), а с другой 0,2 мм (экстензометр 2). Экстензометр 9 на стенке камеры зафиксировал первые смещения породы, когда проходка велась на 6 м выше уровня прибора. По мере проходки смещение увеличилось и, когда горизонт разработки опустился на 5 м ниже уровня прибора, достигло 26,4 мм. Столь высокая деформация объясняется отслоением породы в торце камеры.

На рис. 58 показаны временные диаграммы перемещений по различным экстензометрам. Можно заметить стабилизацию деформаций, начиная с определенного времени. Аналогичное положение прослеживается и на других выработках [110 и др.].

Диаграмма перемещения участка стены в течение двух месяцев в японской камере Кисеняма пролетом 25,6 м, длиной 60 м и высотой 51 м показана на рис. 59, а (см. рис. 39). Перемещение одной из стен, расположенной в более слабой породе, внутрь выработки со-

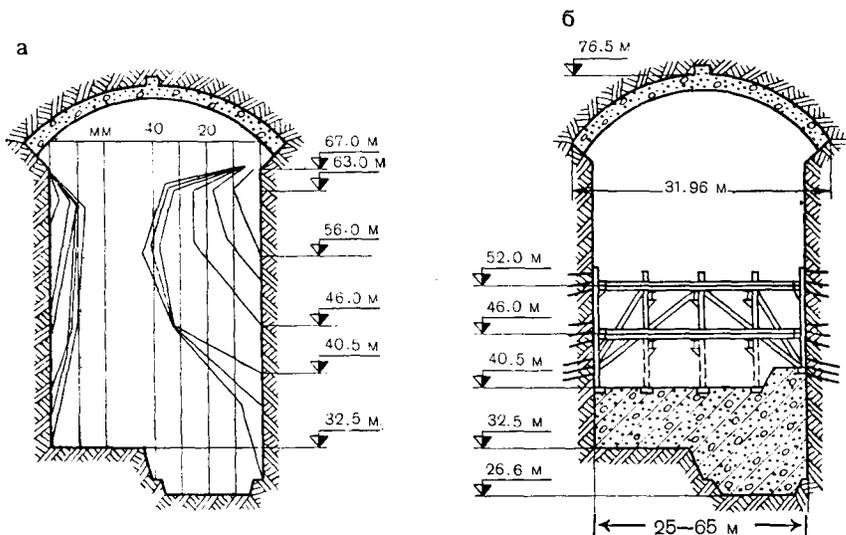


Рис. 59. Диаграммы перемещения участка стены крупной камеры и конструкции усиления крепи стены

ставило до 40 мм, пришлось остановить разработку породы и принять меры к усилению крепи (рис. 59, б), после чего деформации прекратились.

В ходе проектирования подземного машинного зала гидроаккумулирующей станции Вальдек II (см. рис. 26) была проведена детальная инженерно-геологическая разведка. В частности, пройдено 1300 м штолен и 1500 м скважин общей стоимостью 1,9 млн. марок ФРГ. В ходе разведочных работ была сооружена опытная камерная выработка (см. рис. 53).

На основании результатов инженерно-геологических изысканий был выполнен расчет напряженного состояния массива вокруг выработки методом конечных элементов. Кроме того, выполнены исследования на ряде моделей из оптически активных материалов из однородных и составных пластин.

Наряду с этим было установлено, что несмотря на цикл исследований, проведенных в опытной камерной выработке, распространить результаты на основное сооружение не представляется возможным. Это связано как с сопоставительными размерами (рис. 60), так и с тем обстоятельством, что инженерно-геологические условия не одинаковы по длине основной камеры. Кроме того, пришли к выводу, что точный расчет устойчивости крупной выработки в неоднородных относительно слабых породах в настоящее время невозможен из-за недостаточной достоверности исходных данных.

Все это послужило основанием для проведения натурных исследований устойчивости сооружения подземного машинного зала в процессе его строительства.

В сооружаемой камере машинного зала установлено 46 экстензометров длиной 35—40 м с применением измерительных головок, состоящих из индуктивных датчиков. Измерения деформаций проводились на глубине 1, 5, 10, 25 и 40 м от внутренней поверхности камеры. Было определено, что влияние выработки распространяется в обе стороны примерно на величину ее пролета, а затем существенно ослабевает.

Деформации стен и свода контролировались приборами, установленными в упорных головках предварительно-напряженных анкеров.

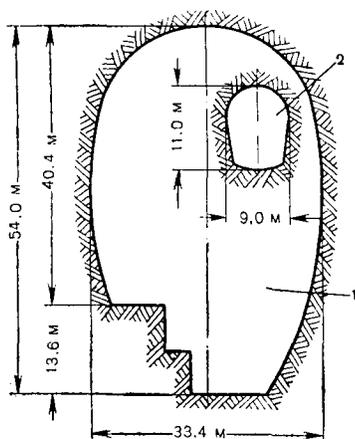


Рис. 60. Сопоставление размеров подземного машинного зала и опытной камеры:

- 1 — подземный машинный зал площадью 1390 м²;
- 2 — опытная камера площадью 90 м²

ров (таких анкеров было 90), расположенных в четырех створах по длине камеры. Контроль за работой приборов намечено вести в течение 5 лет, основная задача его — своевременное принятие мер к усилению крепи, в частности к сокращению шага анкеров.

Приведенные примеры измерения деформаций контура выработки показывают на чрезвычайную важность подобных работ, особенно для выработок большого поперечного сечения. Эти замеры позволяют оперативно принять правильное решение по укреплению выработки, усилению ее устойчивости и откорректировать принятые в проекте способы раскрытия поперечного сечения и способы производства подземных работ.

В институте Оргэнергострой в течение ряда лет ведутся работы в натуре по изучению деформаций породы и крепей, особенно анкерной и набрызгбетонной, в выработках большого сечения.

Контроль за деформациями закрепленных выработок в скальных породах производили с помощью различных приборов, сопоставление данных которых показало, что достаточно надежными являются индикаторные и реостатные штанговые датчики, репера конструкции СибЦНИИС, индикаторные штанги и глубинные тензометры конструкции института Оргэнергострой, деформометры конструкции ЦНИИС и некоторые другие приборы.

Вставляемая в шпур, заполненный цементным раствором, индикаторная штанга, как упоминалось выше, с наклеенными на нее на различных расстояниях тензодатчиками работает как железобетонный анкер.

Глубинные тензометры выполнены в виде гетинаксовых цилиндров, внутри которых находится проволочный тензодатчик. Тензометры, устанавливаемые на различной глубине в шпур, заполненные цементным раствором, определяют радиальные деформации, возникающие в закрепленном массиве.

Индикаторные и реостатные штанговые датчики для определения подвижек и смещения кровли и стен выработки устанавливаются на обычный клиновой анкер и подвижной втулкой опирают о породу. Перемещения породы на контуре выработки измеряют стрелочным индикатором или потенциометром, при этом замок анкера считается неподвижным.

Деформометры предназначены для измерения расстояния между двумя заанкеренными в породу маяками. База деформометров 600 мм, цена деления индикаторной головки 10 мк. Такие деформометры применяли для определения величины закрытия или раскрытия трещин в породе по контуру выработки.

Кроме этих приборов использовали цементные маяки по трещинам для выявления значительных подвижек, развития их во времени и предотвращения вывалов, а также использовали результаты маркшейдерских замеров по выборочным анкерам за осадкой кровли.

Наиболее детальные исследования были проведены в скальных породах в туннелях Токтогульской ГЭС (строительный и подходные туннели), Нурекской ГЭС (камерный участок II строительного туннеля, III транспортный туннель), Чарвакской ГЭС (напорные водоводы, подходные выработки к ним). Эти исследования показали, что просадка кровли, закрепленной анкерами, по абсолютной величине не превышает нескольких миллиметров и так же, как показано на рис. 58, со временем стабилизируется.

На рис. 61 показаны диаграммы деформаций породы на кровле выработки в III транспортном туннеле Нурекской ГЭС. Высота туннеля 7,7 м, ширина 12,8 м, залегает он в песчаниках и алевролитах. Замеры проведены на участке, находящемся на расстоянии от 160 до 180 м от портала. При сравнении абсолютных деформаций породы в закрепленной анкерами и незакрепленной частях туннеля можно сделать вывод, что при использовании анкерной крепи деформации уменьшаются на 30—50%. При определении деформаций на контуре выработки с покрытием из набрызгбетона установлено, что деформации стабилизируются в первый период после вскрытия выработки, в то же время появление деформаций в набрызгбетоне свидетельствует о том, что покрытие включилось в статическую работу совместно с породой.

Натурные исследования проводили при различных видах временной крепи (анкерная, набрызгбетонная, металлическая арочная), установленной в одних и тех же условиях. Существенной разницы

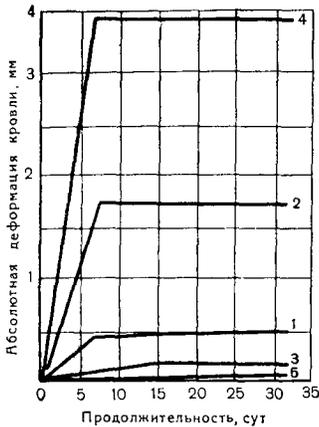


Рис. 61. Деформация породы в кровле туннеля большого сечения:

1—5 — номера приборов

в деформациях породы, закрепленной анкерами или арками, установить не удалось; перемещения породы оказались незначительными, что позволяет сделать вывод о достаточной эффективности анкерной крепи в исследуемых туннелях.

Как следует из приведенных графиков и диаграмм, существует определенная взаимосвязь между величинами деформаций, временем и этапами разработки выработки. Кроме того, можно заметить, что при правильно выбранной крепи через определенный промежуток кривые деформация — время выгораживают, смещение породы прекращается, выработка оказывается в устойчивом равновесном состоянии. Аналитически вряд ли возможно и правомерно установить все эти зависимости, учитывая различие в формах и размерах выработки, инженерно-геологических условиях и существенное влияние многих других факторов. Вместе с тем полезно определить предельно допустимые величины деформаций, при которых применяемый вид крепи может считаться безопасным и существующая система проходки выработки не нуждается в коррективах.

Подобная работа, применительно к выработкам большого сечения (высота стен до 40 м, пролет до 30 м), разрабатываемых в скальных породах ($f \geq 4$) при глубине залегания до 500 м и закрепленных анкерной крепью, была выполнена в институте Оргэнергострой.

При статистической обработке результатов многочисленных наблюдений получены приближенные эмпирические зависимости для определения величин допустимых деформаций контура выработок (в местах возникновения максимальных деформаций):

для средней части свода выработки

$$\delta_1 = 12 \frac{b_0}{f^{1,5}}, \text{ мм}; \quad (76)$$

для стен

$$\delta_2 = 4,5 \frac{H^{1,5}}{f^2}, \text{ мм}, \quad (77)$$

где δ_1 и δ_2 — допустимые для данных инженерно-геологических условий величины деформаций свода и одной из стен скального массива на контуре выработки, мм;
 f — коэффициент крепости пород по шкале проф. М. М. Протодьяконова;
 b_0 — пролет выработки, м;
 H — высота стены выработки от пяты свода до почвы, м.
 Значение δ_2 определяется на участке от $1/3$ до $1/2 H$, отсчитывая от пяты свода.

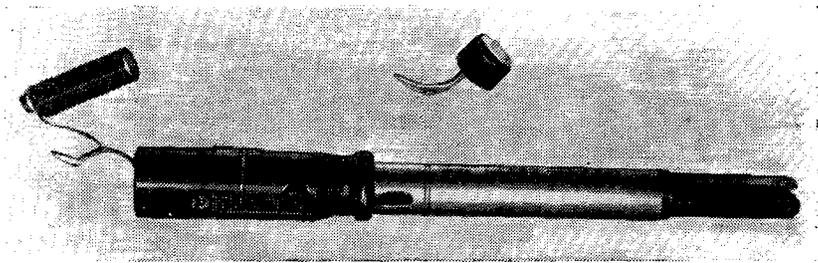


Рис. 62. Прибор для регистрации деформаций породы и крепей и сигнализации о появлении опасных деформаций

Разработан прибор [16] для регистрации и сигнализации об опасных деформациях массива и крепей (рис. 62). Прибор состоит из глубинного репера произвольной конструкции и датчика линейных перемещений, соединенного с репером тяжем. Корпус датчика (диаметр 40 мм, длина 400 мм, масса 1,9 кг) имеет распорное устройство для фиксирования его в шпуре. Внутри корпуса помещен стакан с установочным винтом и захватом. В стакане находится груз, удерживаемый фиксирующими пружинами. Перед установкой в шпуре датчик настраивают на величину допускаемой деформации. При монтаже прибора в шпур последовательно вводят глубинный репер с тяжем и датчик, соединенные захватом. С помощью распорного устройства корпус датчика закрепляют в устье шпура.

При возникновении подвижек в пределах контролируемого слоя породы (от точки закрепления глубинного репера до контура выработки) происходит взаимное перемещение корпуса датчика и стакана. При достижении величины допускаемой деформации фиксирующие пружины разжимаются и груз выпадает из стакана.

В зоне действия взрыва, где могут быть повреждены коммутационные провода, о возможности обрушения сигнализирует выпавший из прибора и зависающий на тросике груз. При расположении прибора вне зоны действия взрыва в корпус прибора вставляется пробка с электроконтактом, включающаяся в сигнальную сеть. Выпавший груз замыкает контакт, и подается световой или звуковой сигнал. Это позволяет своевременно оповестить рабочих об опасности и

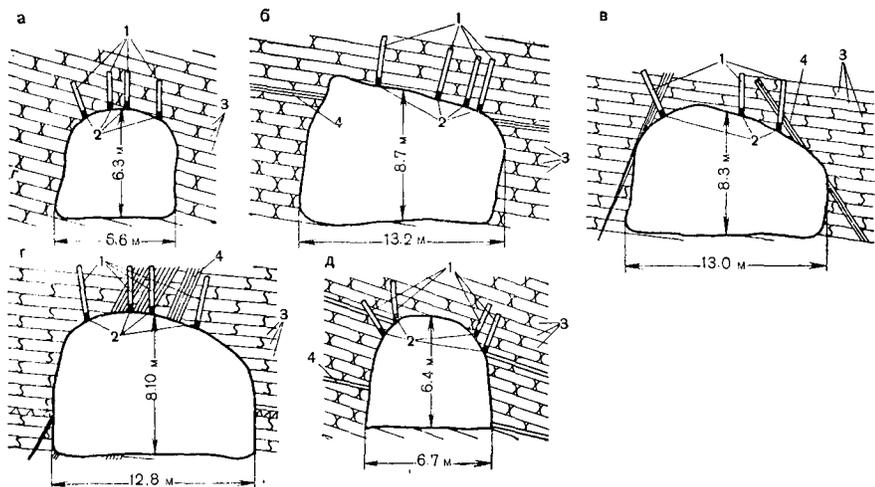


Рис. 63. Схемы установки приборов в контрольных стволах:

1 — шпуры под приборы; 2 — датчики линейных перемещений; 3 — пласты породы; 4 — тектонические трещины и глинистые пропластки

принять меры для усиления крепи. Перед возведением постоянной обделки прибор извлекают из шпура для дальнейшего использования.

На строительстве Нурекской ГЭС в 1967—1969 гг. институтом Оргэнергострой совместно с трестом Гидроспецстрой была проведена производственная эксплуатация опытной партии приборов. В подземных выработках на восьми контрольных стволах установили 44 прибора (рис. 63). В действующем забое туннеля № 7 приборы были установлены в процессе крепления выработки железобетонными анкерами с металлической сеткой (рис. 63, в). Репера устанавливали на глубине 2,5 м. Коммутация приборов и сигнальной сети проведена через трое суток после установки приборов. Через 12 суток (при продвижении забоя от контрольного ствола на 30 м) в кровле возникли максимально допустимые деформации зарегистрированные приборами. При этом были поданы световой и звуковой сигналы. Для стабилизации провели торкретирование поверхности выработки слоем толщиной 5 см. Последующие наблюдения за приборами не показали роста деформаций. Срок эксплуатации приборов в створе составил 167 дней.

В кровле туннеля (рис. 63, б) было установлено четыре прибора на расстоянии 230 м от действующего забоя. Репера закрепили на глубине 2,7 м. Выбор места этого контрольного ствола был обусловлен тем, что на данном участке выработка пересекала контактную трещину, заполненную глиной трения. В своде выработки, закрепленной железобетонными анкерами и набрызгбетоном, наблюдались раскрытие трещин и мелкие вывалы породы. Поэтому на контролируемом участке была усилена временная крепь: нанесено новое

покрытие из набрызгбетона и установлены анкера. За время наблюдений (162 дня) на данном участке деформации кровли выработки не превысили допустимой величины (5 мм).

В действующем туннеле (рис. 63 *э*) свод крепили железобетонными анкерами и набрызгбетоном. Шпуры под анкера и приборы бурили машиной СБУ-4. Коммутация сигнальной сети приборов выполнена через 5 дней после их установки. При последующей проходке в 20 м от контрольного створа была встречена контактная зона, заполненная глиной трения при сильном обводнении скального массива. Это привело к возникновению сразу же после вскрытия выработки вывала большого объема и вызвало необходимость забетонировать свод туннеля вплоть до участка контрольного створа. Наличие сигнальной сети позволило повысить безопасность бетонных работ в этих сложных условиях. За время эксплуатации приборов (36 дней) сигналов о возникновении деформаций более 5 мм не было.

На участке подходов туннелей (рис. 63, *а* и *д*), пройденных в сильнонарушенных и сильнообводненных породах в качестве временной крепи использовали металлические арки с затяжкой и забутовкой. Для установки приборов в затяжке были предусмотрены окна, через которые бурили шпуры глубиной 2,5 м. Ввиду сильной обводненности выработки коммутацию приборов не производили. В течение более 100 дней с приборов снимали показания о величине деформации, которая не превысила допустимой для данных условий (10 мм).

На основании результатов производственной эксплуатации установлено, что прибор достаточно простой, пригоден для контроля за деформацией поверхности выработки, может быть применен в различных инженерно-геологических условиях, независимо от размеров выработки, и использован многократно.

Способы проходки крупных подземных выработок

Туннели большого поперечного сечения и камеры разрабатывают с использованием буровзрывных работ преимущественно следующими способами: сплошного забоя, уступным, опертго свода, опорного ядра. Эти способы известны, они регламентированы СНиП III-Б. 8—68 и отработаны многолетней практикой строительства подземных сооружений.

Для выработок большого сечения в силу развития средств механизации, отказа от дерева в качестве крепежного материала и применения эффективных видов крепи, использующих несущие свойства скального массива, указанные способы приобрели определенное отличие от классических схем. Это отличие заключается в разбивке поперечного сечения выработки на минимальное число элементов с укрупнением их размеров.

На каждом участке осуществляют проходку элементов способом сплошного забоя, имеющих площадь, наибольшую для данных условий, при которой еще сохраняется устойчивое состояние выработки. Последовательность разработки сечения и возведения крепи (обделки) по каждому из этих способов для крупных выработок не соответствует в полной степени порядку, предусмотренному существующими правилами, а устанавливается в зависимости от размеров подземного сооружения, наличия строительных подходов и характеристики породы. Кроме того, не совпадает и регламентированная нормами область применения перечисленных выше способов в части инженерно-геологических условий. Например, способ опорного ядра в выработках большого сечения, имеющих значительные пролеты, может быть целесообразен не только в слабых, но и в крепких породах.

Щитовой и механизированный способы разработки забоев для выработок большого сечения имеют в настоящее время более ограниченное применение, чем указанные буровзрывные способы производства работ. Щиты (обычные и механизированные), комбайны и другие туннелепроходческие машины могут быть эффективно использованы пока лишь до определенного диаметра туннелей (10—11 м). При увеличении размера машины становятся громоздкими, требуют

чрезмерного потребления энергии, стоимость их непропорционально возрастает. Вместе с тем не исключена возможность использования различного рода комбайнов (туннелепроходческих машин) для разработки отдельных камерных выработок пролетами более 10 м.

В отдельных случаях при строительстве крупных камер хранилища нефтепродуктов в специфических горно-геологических условиях применяют специальные способы производства работ (выщелачивание, внутренние взрывы).

В настоящей главе дано описание практикуемых современных способов возведения крупных подземных сооружений и указаны рациональные условия и области применения каждого из этих способов.

Наряду с выработками площадью поперечного сечения около 100 м² и более, рассмотрены также туннели шириной более 8 м (площадью в проходке примерно от 50 м²). При таких пролетах уже имеется определенная специфика в подземных работах, а площадь 50 м² отвечает верхней части сечения крупных туннелей, разрабатываемых нижним уступом.

§ 11. Способ сплошного забоя

Примерно до 1960 г. как в Советском Союзе, так и за рубежом крупные подземные выработки буровзрывным методом разрабатывали сплошным забоем в большинстве случаев лишь в благоприятных породах, позволяющих оставить выработку без крепи в процессе ее эксплуатации. В отдельных случаях выработки разрабатывали сплошным забоем в породах, в которых сохраняется устойчивое состояние достаточно длительный период — от момента вскрытия забоя до закрепления выработки постоянной бетонной крепью. Лишь некоторые туннели, главным образом в США, проходили сплошным забоем в породах средней крепости, но при этом применяли тяжелую металлическую арочную крепь, воспринимающую горное давление на весь срок строительства, поскольку, как правило, возведение постоянной бетонной крепи начинали после окончания проходки всего туннеля независимо от его длины и сечения.

Чрезмерная осторожность в применении наиболее экономичных проходок подземных выработок сплошным забоем при буровзрывном методе работ была вызвана отсутствием достаточного опыта в возведении облегченных типов крепи (анкерная, набрызгбетонная и др.) и в осуществлении метода контурного взрывания, громоздкостью буровых рам, арочной крепи, опалубочных агрегатов, трудоемкостью и сложностью выполнения работ по оборке кровли после взрыва, осторожность вызывалась также слабой изученностью ряда существенных факторов, влияющих на устойчивость выработки (напряженное состояние окружающего массива при вскрытии выработки, процессы образования над туннелем ослабленных зон пород, взаимо-

действие горных пород и крепи), а кроме того недостаточной надежностью определения нагрузок на крепь, особенно в скальных породах.

Естественно, нельзя утверждать, что в настоящее время все эти вопросы получили свое решение, тем не менее, пути к этому в значительной степени наметились.

Если проследить развитие строительства подземных сооружений больших размеров за последние 10 лет, то можно заметить определенную тенденцию к переходу на проходку туннелей сплошным забоем, причем эта тенденция сохраняется не только для крепких, но и для трещиноватых нарушенных пород средней крепости, а на отдельных участках трассы — ниже средней крепости. При этом учитывается сложность перехода от проходки сплошным забоем на штольневые методы и обратно в тех случаях, когда по трассе оказались ослабленные неустойчивые породы.

Способы проходки подземных выработок сплошным забоем имеют весьма широкую область применения. Разработан ряд модификаций этих способов в зависимости от прочности и состояния окружающих пород. В устойчивых породах проходку можно вести сплошным забоем, без возведения крепи или с частичным возведением крепи выработок. В недостаточно устойчивых нарушенных породах проходка сплошным забоем может характеризоваться типом применяемой крепи: с жесткой крепью (арочная металлическая или бетонная), с крепью ограниченной податливости (комбинированная) и с податливой крепью (новоавстрийский способ проходки).

Проходка сплошным забоем без крепи или с облегченной крепью

При этом способе проходческие работы в забоях выработок большого сечения, как правило, ведут последовательно, т. е. бурение шпуров и погрузка породы не совмещаются во времени. В скальных монолитных породах крепь в большинстве случаев не применяют, в трещиноватых породах выработку закрепляют анкерами или набрызгбетоном, возможно также сочетание этих видов крепи.

Способ позволяет в наибольшей степени использовать мощное производственное оборудование, сократить продолжительность вспомогательных операций, осуществить четкую работу по графику цикличности и добиться высоких скоростей проходки при наименьших затратах труда.

Применение способа проходки сплошным забоем в устойчивых породах ограничивается в большинстве случаев выработками, ширина которых не превышает 20 м, а высота — 10 м. Это связано как с технической возможностью используемых типов оборудования, так и с определенной опасностью раскрытия в один прием незакрепленного пролета значительной ширины. Площадь поперечного

сечения выработок, разрабатываемых на полный профиль, обычно не превышает 100—130 м², имеются, однако, отдельные примеры в исключительно благоприятных инженерно-геологических условиях, когда площади таких выработок достигают 160 м² при наибольшей высоте около 14 м.

При ширине забоя 15—20 м и более проходку удобнее производить с опережением центрального участка на одну-две заходки. Это дает возможность при необходимости осуществить переход на другие более безопасные методы и немедленно закрепить кровлю при появлении признаков возникновения вывалов.

В камерных выработках длиной 100—130 м проходку верхней (подсводовой) части на полный профиль при отсутствии удобных подходов можно осуществлять из поперечных прорезей. В этом случае в первую очередь по всей длине верхней части проходят центральный направляющий ход, из которого через каждый 10—30 м устраивают поперечные прорези шириной примерно по 3 м для размещения бурового оборудования. Раскрытие верхней части производят из прорезей встречными забоями с бурением глубоких шпуров (на всю длину целика). Породу вывозят по направляющему ходу или сбрасывают по воронкам вниз к основанию камеры. Проходку и бетонирование можно вести одновременно на нескольких фронтах, что позволяет сократить время строительства. Вместе с тем при таком способе осложняется механизация погрузочно-транспортных работ и возникает необходимость проходки большого числа мелких вспомогательных выработок (направляющие хода, воронки, прорези). Кроме того, способ применим в исключительно монолитных породах.

Применение способа проходки крупных выработок сплошным забоем в устойчивых породах покажем на нескольких характерных примерах.

Туннель, входящий в состав гидроузла *Нурекской ГЭС*, имел полуциркульное очертание, ширина сечения 11 м, высота 6 м. Туннель проходил по песчаникам и алевролитам с $f = 7 \div 8$. Работы вели во второй половине 1969 г.

Шпуры бурили двумя самоходными установками СБУ-4, в забое располагалось 90 шпуров средней глубиной по 3,8 м, продвижение забоя за взрыв 3,4 м. Одновременно с обуриванием забоя бурили шпуры под анкера, затем устанавливали анкера и навешивали сетку. После взрыва зарядов, проветривания забоя и приведение его в безопасное состояние осуществлялась погрузка породы двумя машинами непрерывного действия ПНБ-3к в автосамосвалы МАЗ-503. В сутки выполнялись два проходческих цикла, скорость проходки составила 167 м/мес.

Представляет интерес пример строительства туннеля *Манапури* в Новой Зеландии длиной 10 км. Этот туннель разрабатывали преимущественно (8,5 км) с одного портала. Форма поперечного сечения туннеля подковообразная шириной и высотой по 10 м, породы гнейсовые с большим притоком воды (0,2—1,0 м³/с).

Обуривание забоя осуществляли 16 колонковыми перфораторами, смонтированными на трехъярусной передвижной буровой раме. В забое размещалось 150 шпуров средней глубиной 4 м, продвижение забоя за взрыв 3,6 м. Шпуры под анкера на глубину 1,5 м бурили с той же рамы четырьмя ручными перфораторами. Установку анкеров и навеску сетки выполняли также с верхней площадки рамы. На отдельных участках туннеля монтировали металлическую арочную крепь. Погрузка породы осуществлялась двумя машинами «Конвей» с ковшем емкостью 1 м³ в вагонетки емкостью 4,3 м³. Погрузочно-транспортное оборудование располагалось на специальном скользящем настиле длиной 137 м. Работы по проходке участка туннеля длиной 8,5 км с одного забоя вели с 1964 по 1968 г. (в течение 56 месяцев) равномерно со средней скоростью за весь период строительства 150 м/мес. Ежесуточно осуществлялось два цикла, в отдельные дни число циклов доходило до четырех, а скорость проходки достигала 13—14 м/сут.

Характерен также пример проходки выработки *Нурекской ГЭС* в породах средней крепости. В поперечном сечении выработка имеет трапецидальное очертание с криволинейным сводом. Высота 7,6 м, ширина от 23 (по почве) до 26 м (по пятам свода). Участок длиной около 100 м расположен в крупнозернистых песчаниках с прослоями алевролитов на карбонатно-глинистом цементе. В отдельных местах породы нарушены и имеют зоны сильно перемятых алевролитов с повышенной густотой трещин напластования. В зонах контактов есть выходы воды с расходом до 7 м³/ч.

В соответствии с указаниями СНиП III-И. 2—62 и на основании имеющегося опыта, подземные выработки при пролете более 20 м проходят с поэлементным раскрытием профиля, поэтому в проекте был заложен штольневой метод. При этом продолжительность строительства описываемого участка составляла 10 месяцев, а стоимость работ — около 260 тыс. руб.

На основании результатов проведенного институтом Оргэнергострой и трестом Гидроспецстрой комплекса натурных исследований (определение несущей способности железобетонных анкеров в различном возрасте и при разных расстояниях от места взрыва зарядов, исследование перемещений породы с помощью деформометров и на основании маркшейдерских замеров, определение деформаций в массиве с использованием замонотированных в шпурах гетинаксовых цилиндров с тензодатчиками, измерение ультразвуковым методом глубины нарушенной зоны породы над выработкой) была осуществлена проходка этой выработки сплошным забоем [6].

Работы вели по следующим этапам — проходка центральной части шириной 13—15 м на длину 3 м с креплением кровли анкерами глубиной 3 м, доборка боковых частей до полного пролета, крепление этих частей анкерами и навеска сетки. После двух таких заходов по 3 м проходку останавливали и производили бетонирование на полный пролет на длину 6 м. Участок длиной 3 м, примыкающий к забою, оставляли все время незабетонированным, что позволяло

обуривать забой для следующей заходки. В дальнейшем цикл повторяли.

Шпурь бурили с применением установок СБУ-2 с удлиненными манипуляторами, погрузку породы осуществляли экскаваторами ЭП-1 в автосамосвалы МАЗ-205. Анкера устанавливали с площадки, оборудованной на автопогрузчике.

Сооружение этой выработки заняло 6 месяцев, стоимость работ составила 165 тыс. руб.

Проходка сплошным забоем с жесткой крепью

Металлическая арочная крепь. В нарушенных породах средней крепости, не оказывающих горного давления в течение нескольких смен, независимо от длины и площади поперечного сечения выработки может найти применение способ проходки с использованием выдвижных подхватов. Подхваты обычно применяют при монтаже металлической арочной крепи, описываемый же способ позволяет использовать подхваты и при разработке забоя.

Выработку закрепляют металлической многоугольной крепью на каждой заходке. Крепежная рама или арка состоит из нескольких косяков и двух вертикальных стоек. Косяки соединяют между собой и со стойками приваренными торцовыми накладками и болтами. Рамы устанавливают на расстоянии примерно 1 м одна от другой, продольная жесткость их обеспечивается металлическими уголковыми распорками.

Кровлю и бока выработки закрепляют затяжкой или покрывают набрызгбетоном. К трем ближайшим от забоя полностью собранным рамам на съемных или сварных хомутах, прикрепленных к косякам крепи, подвешивают выдвижные подхваты из металлических балок двутаврового профиля. Во время установки новой крепежной рамы ее элементы поддерживают на консольной части подхватов. На каждый косяк приходится один-два подхвата, которые закрепляют в хомутах металлическими клиньями, удаляемыми при выдвижении подхватов [41].

Проходка туннеля ведется в следующем порядке. В первую очередь с буровых подмостей разрабатывают верхнюю часть забоя по отдельным участкам и устанавливают элементы крепи, при этом косяки поддерживаются выдвижными подхватами. Размер каждого участка выбирают в зависимости от состояния кровли, глубина заходки не превышает 1,5 м. Разработку нижней части и подведение вертикальных стоек осуществляют под защитой закрепленной кровли, удерживаемой арками на подхватах.

Такой способ проходки был впервые применен в 1957—1960 гг. на строительстве туннелей Атарбекянской и Ереванской ГЭС, что позволило повысить темпы работ в этих туннелях примерно в 1,5 раза и снизить стоимость проходки на 15%. Описываемый способ применяется и при строительстве гидротехнических туннелей в Болгарской Народной Республике [116].

Интересно заметить, что проходку в 1963—1964 гг. автодорожного туннеля Аллегейни в США фирмой Меррит-Чепмен энд Скотт Корпорейшн осуществляли ступенчатым забоем с металлической арочной крепью и восьмью выдвижными продольными подхватами из двутавровых балок [53]. Метод проходки и конструкция подхватов аналогичны описанным выше. Опыт США также подтверждает высокую эффективность метода проходки туннелей сплошным забоем с применением металлической арочной крепи и выдвижных подхватов в нарушенных породах средней крепости.

Чтобы избежать необходимости поэтапного раскрытия сечения с поэтапным возведением арочной крепи в нарушенных породах, при отсутствии односторонних нагрузок возможно применение опережающих анкеров в сочетании с металлическими арками. Для этого по контуру выработки примерно через каждые 0,5 м бурят горизонтальные шпурь на глубину 2—4 м параллельно оси туннеля. Эти шпурь заполняют цементно-песчаным раствором и в них вставляют штанги из арматуры периодического профиля. Концы штанг приваривают к металлической арочной крепи, устанавливаемой вплотную к забою. Подвигание забоя после взрыва, таким образом, осуществляется под прикрытием опережающей крепи, причем концы анкеров, уходящие в массив, заделаны в него не менее чем на 0,5—1 м. После взрыва и уборки породы под защитой штанг монтируют арочную крепь и начинают подготовку к следующей заходке. В Советском Союзе этот метод был применен Гидроспецстроем при проходке нарушенных зон в туннеле Арпа-Севан.

На рис. 64 показана схема крепления камеры подземного машинного зала ГЭС Торрехон в Испании с применением опережающих анкеров и металлических арок. Глубина заходов составляла 2—2,5 м, длина опережающих анкеров была равна 8—10 м, причем концы анкера, заделываемые в массив, имели длину от 1 до 2 м. Следом за проходкой бетонировали свод, а при отставании бетона от забоя породу с опережающими анкерами и стальными поперечными арочными подхватами покрывали набрызгбетоном.

При строительстве одного из транспортных туннелей в США пролетом 10 м применяли опережающие анкера длиной 9 м на расстоянии 45 см друг от друга. Анкера устанавливали по своду выработки в скважины, пробуриваемые вдоль туннеля через отверстия в стенке двутавровых балок арочной крепи, арки располагали с шагом 60—120 м по длине туннеля [121].

Бетонная крепь (метод Бернольда). Начиная примерно с 1968 г. в Швейцарии и ряде других стран при проходке туннелей сплошным забоем в нарушенных породах начали применять патентованную систему крепления, названную креплением по методу Бернольда [43, 83]. Принцип этой системы состоит в возведении жесткой армированной бетонной крепи (обычно толщиной 20—30 см) вслед за проходкой забоя с применением специальных опалубочно-арматурных щитов различных размеров и форм (рис. 65). Эти щиты размером примерно 1 × 1,2 м представляют собой тонкую (1; 2 и 3 мм, массой

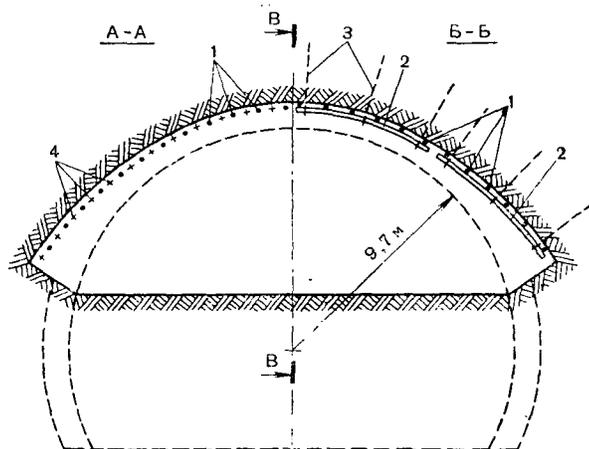
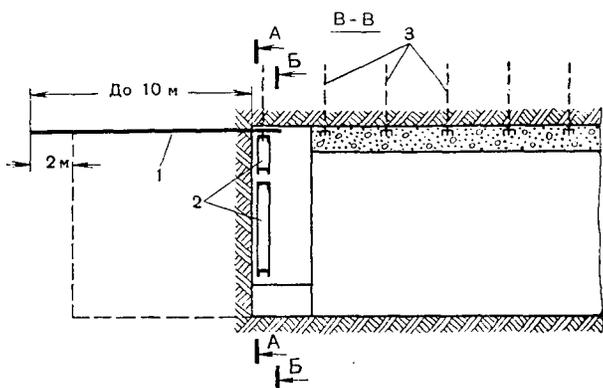


Рис. 64. Схема крепления камеры с применением опережающих анкеров:

1 — арматурные стержни диаметром 30—40 мм, закладываемые в незаряженные шпур предварительного щелеобразования диаметром 57—64 мм; 2 — стальные подхваты; 3 — анкера, удерживающие подхваты; 4 — заряжаемые шпур предварительного щелеобразования при контурном взрывании

от 11 до 33 кг каждый) и гибкую перфорированную металлическую конструкцию. Щиты закладывают за монтажные арки (кружала) и соединяют между собой внахлестку с помощью тяг. Монтажных арок-кружал обычно бывает не более 6—12 на каждый забой.

Пластичная бетонная смесь (водоцементное отношение 0,40—0,45), подаваемая бетононасосом или пневмобетоноукладчиком, заполняет пространство между опалубочными щитами и породой, причем щиты начинают работать в качестве арматуры. Бетонирование ведется по сечению в направлении снизу вверх по мере установки щитов. В процессе вибрирования бетонная смесь проникает через

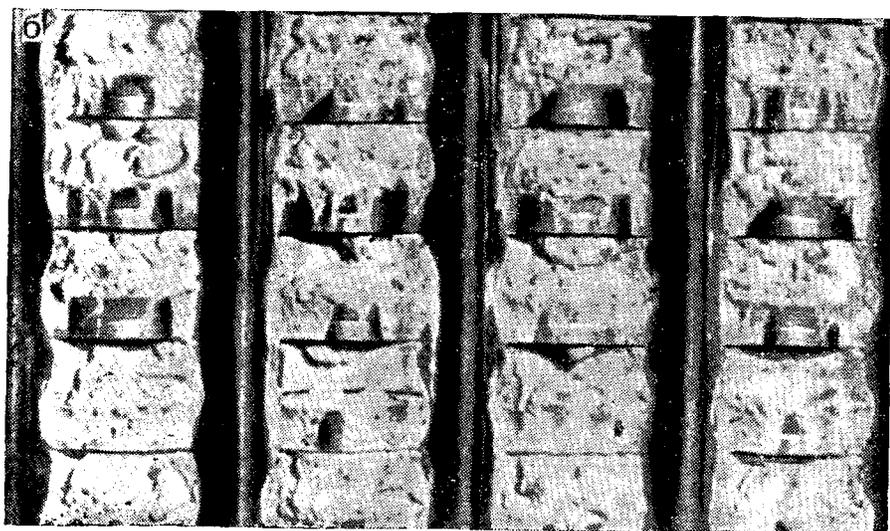
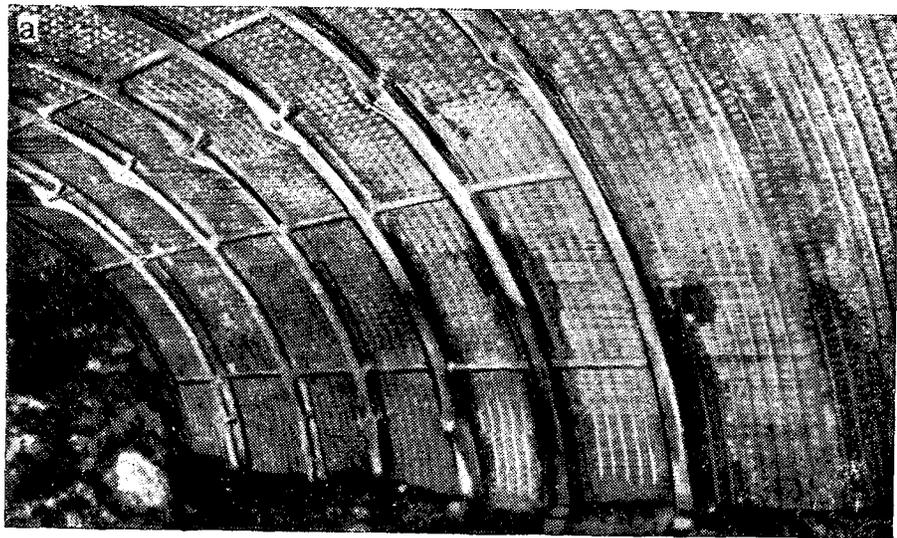
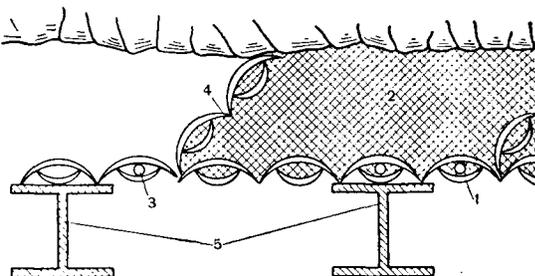


Рис. 65. Туннель, закрепленный по методу Бернольда:
а — общий вид; б — деталь крепления

отверстия в щитах и омоноличивает конструкцию (рис. 66). В качестве антикоррозийной защиты осуществляют торкретирование поверхности щитов после окончания бетонирования. Торцовую опалубку выполняют из щитов аналогичного типа. После затвердевания бетонной смеси (через 1,5—2 суток или ранее при применении ускорителей твердения) монтажные арки передвигают вперед, причем каждые 2—3 арки соединены в единую конструкцию и после раскручивания перемещаются на тележках без их демонтажа.

Рис. 66. Схема крепления по методу Бернольда:

- 1 — опалубочный щит;
- 2 — бетон;
- 3 — соединительная тяга;
- 4 — торцовая опалубка;
- 5 — монтажные арки (кружала)



В слабых породах после взрыва одновременно с погрузкой породы можно производить предварительное покрытие кровли тонким слоем набрызгбетона, а затем бетонирование сводчатой части выработки, при этом монтажные арки, поддерживающие щиты опираются на выдвижные подхваты. После окончания погрузки подводят боковые стойки монтажных арок, за них закладывают опалубочные щиты и осуществляют бетонирование стен выработки. Возможно применение также двойной оболочки из щитов Бернольда.

Описываемый метод получил уже достаточно широкое распространение. В частности, в 1971 г. начато строительство четырех автодорожных туннелей пролетом 7,8 м и общей длиной 3,6 км на участке шоссе вдоль Женевского озера. Работу вели в трещиноватых осадочных породах способом сплошного забоя с использованием крепления по методу Бернольда. Кроме того, этот способ применен в Сен-Готардском туннеле, в котором до 1972 г. было уже забетонировано 25 тыс. м² туннеля. Этим методом в Швейцарии были закреплены туннели специального назначения площадью до 120 м², железнодорожный туннель площадью 106 м² длиной 3 км и другие туннели. К началу 1973 г., т. е. примерно за 5 лет метод был применен в 12 странах при строительстве 67 туннелей общей длиной 24 км. Намечается использование его в ближайшие годы в подземных выработках общей длиной около 200 км.

К основному преимуществу проходки туннелей с креплением по системе Бернольда относится возможность быстрого создания индустриальной несущей монолитной армированной бетонной крепи немедленно вслед за продвижением забоя. Это позволяет в сочетании с выдвижными подхватами разработать туннель сплошным сечением даже в весьма слабых породах, устойчивое состояние которых

сохраняется лишь в течение нескольких часов. При этом крепление по методу Бернольда оказывается не дороже, чем при применении набрызгбетона и металлической сетки в сочетании с арками.

Проходка сплошным забоем с комбинированной крепью

Принципиальное отличие этого способа от других заключается в поэтапном создании вокруг выработки в процессе ее проходки такой несущей крепи, которая упрочняет окружающую породу и вовлекает ее в работу. Одним из элементов этой крепи являются анкеры (обычные или с предварительным напряжением), другим — набрызгбетон. В ряде случаев под защитой покрытия из набрызгбетона производят цементацию окружающего выработку горного массива.

Комбинированную крепь можно возводить сразу по всему периметру выработки или по отдельным его участкам. Во втором случае фронт проходки забоя может оказаться растянутым на 30—50 м (рис. 67).

Использование способа проходки выработок сплошным забоем с применением комбинированной крепи покажем на примере строительства Нурекской ГЭС.

Участок туннеля шириной 11,6 м и высотой 7,6 м на длине около 230 м проходил в слабых скальных породах, представленных переслаивающимися алевритами и песчаниками с коэффициентом крепости $f = 2$. В поперечном сечении туннель имел корытообразное очертание с криволинейным сводом. Порода в образце достаточно прочная, но массив сильно разбит системами трещин, заполненных рыхлым материалом или глиной трения.

Была сделана попытка проходить этот туннель сплошным забоем с применением металлической арочной крепи, однако вывалы породы привели к необходимости немедленной остановки забоя и бетонирования туннеля. Возник вопрос о переходе на штольневые способы проходки. Тем не менее, было решено проверить возможность проходки туннеля сплошным забоем с применением комбинированной крепи. Для этого был проведен комплекс модельных исследований, позволивший сопоставить несущую способность различных типов крепи и выдать ряд практических рекомендаций по осуществлению проходки туннеля сплошным забоем, что и было принято к исполнению.

Для уменьшения сейсмического эффекта взрыва и сохранения устойчивости стен и кровли туннеля число шпуров было снижено. Для исключения пересыпания шпуров после удаления буровой штанги их устья располагали преимущественно в прослоях песчаника, отклонение шпуров от паспортного положения разрешалось не более 20 см. Применяли технологию контурного взрывания по методу сближенных зарядов с использованием рассредоточенных зарядов с детонирующим шнуром. Конструкцию клинового вруба

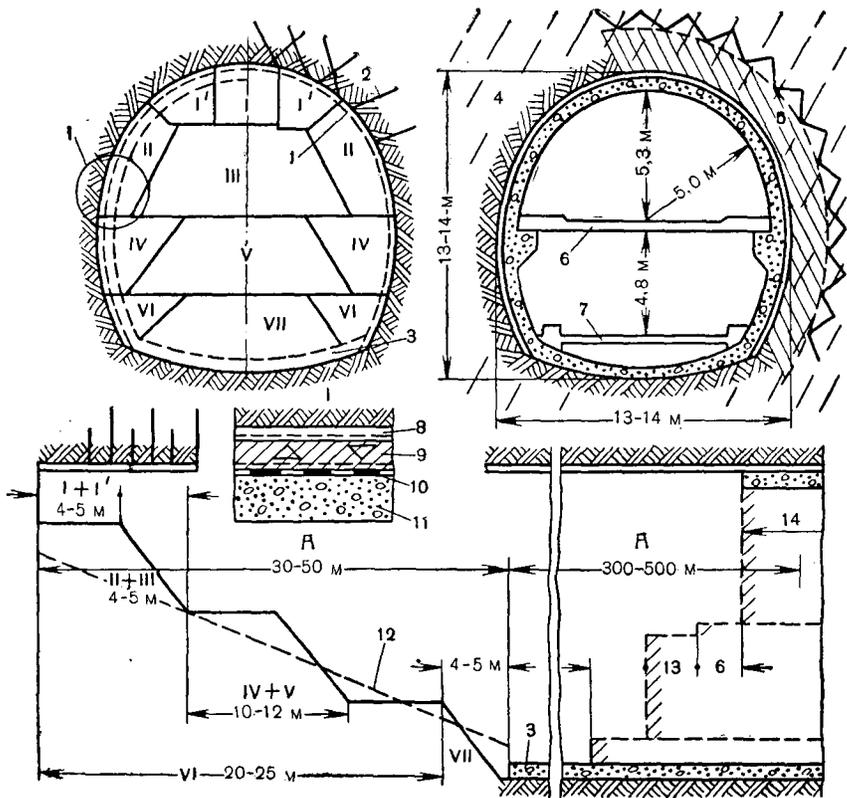


Рис. 67. Схема проходки транспортного туннеля площадью примерно 150 м² с применением комбинированной крепи [102]:

- | | |
|--|---|
| <p>1 — набрызгбетон с усилением;
 2 — анкер;
 3 — обратный бетонный свод;
 4 — слой породы;
 5 — область повышенной прочности цементированной породы;
 6 — верхний путь;
 7 — нижний путь;
 8 — покрытие из набрызгбетона толщиной 3 — 5 см;
 9 — покрытие из набрызгбетона толщиной</p> | <p>20—35 см по сетке с решетчатыми фермами из арматурной стали;
 10 — слой изоляции;
 11 — бетонная крепь (в своде толщиной 40—50 см, в стенах 50—60 см, в почве 40—50 см);
 12 — наклонный въезд;
 13 — уступы в стенах;
 14 — налотта (верхняя часть туннеля);
 А — рабочий забой; I—VII — последовательность работ</p> |
|--|---|

выбирали в зависимости от расположения пластов и их устойчивости в центральной части забоя. Взрывчатые вещества применяли пониженной работоспособности. Величина заходки за взрыв не превышала 1,5 м (по сравнению с 3,5—4 м в крепких породах).

Первый слой набрызгбетона толщиной 5—6 см наносили после взрыва и проветривания забоя с отвала взорванной породы или с монтажного гидродопъемника с шарнирной стрелой. Анкерную крепь

из железобетонных анкеров глубиной 2,8 м с шагом 1 м устанавливали после нанесения первого слоя набрызгбетона во время обустройства забоя. Второй слой набрызгбетона толщиной 7—9 см наносили на расстоянии 10—12 м от забоя. При появлении трещин в первом слое набрызгбетона на этих местах к анкерам подвешивали металлическую сетку из проволоки толщиной 4—6 мм с ячейками 8—10 см, и второй слой наносили по этой сетке.

Бетонирование туннеля и цементацию породы вели на расстоянии 100 м и более от забоя. В процессе проходки вели постоянные маркшейдерские наблюдения за устойчивостью туннеля и состоянием крепи.

По сравнению с проектным решением по проходке этого участка штольневыми методами достигнута экономия средств 250 тыс. руб., затраты труда на 1 м³ разработки породы сократились почти в 3 раза, а стоимость разработки 1 м³ породы — в 1,9 раза. Скорость проходки туннеля возросла в 1,7—1,8 раза.

Проходка сплошным забоем с податливой крепью (новоавстрийский способ)

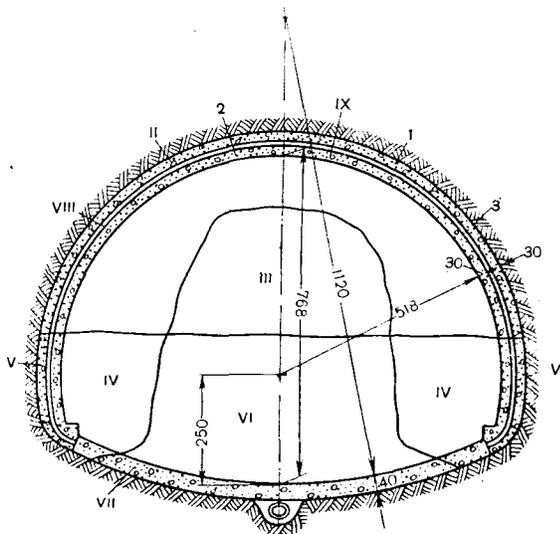
При этом способе, предназначенном для слабых пород, подземную выработку вначале укрепляют деформируемой замкнутой крепью, плотно прилегающей к породе, а после того, как горное давление и осадка контура выработки стабилизируются, возводят по всему периметру туннеля постоянную крепь, поддерживающую первоначально установленную крепь. Между наружной и внутренней крепями предусматривается изоляция (рис. 68).

Обычно наружная крепь представляет собой покрытие из набрызгбетона, распределительной арматурной сетки, закрепляемой к породе короткими конструктивными анкерами или опирающейся на легкие металлические арки либо решетчатые фермы. Внутренняя крепь выполняется из монолитного бетона или набрызгбетона. Толщина первоначального покрытия из набрызгбетона составляет 10—20 см, а внутренней крепи 25—35 см. Таким образом, общая толщина постоянной крепи при новоавстрийском способе в результате перераспределения нагрузок и усилий значительно уменьшается по сравнению с толщиной крепи при других способах [109].

По данным Л. Рабцевича, с использованием новоавстрийского способа сооружено в различных странах большое число туннелей. Между тем за рубежом на конференциях и коллоквиумах по подземному строительству последние годы ведутся серьезные дискуссии о целесообразности применения новоавстрийского способа, поскольку он допускает деформации горного массива и приводит к опасным и большим осадкам поверхности выработок (до 15 см). Кроме того, способ требует организации и проведения в течение не менее трех месяцев после вскрытия выработки трудоемких наблюдений за состоянием окружающей породы и ее деформациями, эффективность

Рис. 68. Последовательность операций при проходке туннеля по новоавстрийскому способу:

- 1 — набрызгбетон;
- 2 — бетон;
- 3 — сетка и изоляция;
- I—IX — этапы раскрытия сечения и возведения крепи



способа зависит от полученных результатов измерений, хотя их надежность не может быть гарантирована.

Анализ опыта применения новоавстрийского способа показывает, что в некоторых породах он приводит к существенному снижению общей толщины крепи подземного сооружения. При этом первичная крепь представляет собой тонкую податливую конструкцию, а окончательную крепь возводят после стабилизации нагрузок и деформаций массива. Момент начала бетонирования обратного свода (замыкание крепи) и возведения внутренней несущей крепи может быть определен по графикам натуральных измерений деформаций породы (см. рис. 58 и 61).

Эффекту снижения общей толщины крепи туннеля способствуют обстоятельства, связанные как со свойствами массива породы, окружающей выработку, так и с конструкцией крепи. Как показали исследования Н. Н. Маслова, в породах определенного класса при наличии гибких крепей имеют место ослабления давления на крепь туннеля во времени как выражение процесса релаксации в условиях проявления упругого последействия [39]. Этот фактор позволил объяснить явления, происшедшие в Ладжанурском туннеле, и предложить оптимальное решение задачи [39, 52]. В туннеле диаметром 6 м, проходящем в третичных песчаных глинах и глинистых песчаниках, в результате всевозрастающего горного давления (до 60 тс/м^2) на значительном протяжении оказались раздавленными чугунные тубинги крепи. Возник вопрос о замене сломанных тубингов мощной железобетонной крепью. Однако в свете указанных выше положений было решено отказаться от такой крепи, дать возможность проявиться в полной мере упругому последействию, после чего заменить раздавленные тубинги новыми. Этот план был осуществлен и с тех пор

туннель работает удовлетворительно. Описанный пример полностью может быть отнесен к новоавстрийскому способу.

Использование разгрузки горного массива с допущением значительных осадок поверхности туннелей имеет место также в горных выработках относительно небольших размеров, закрепленных металлической податливой крепью. Когда опускание пород прекращается, гайки хомутов затягивают, в результате чего крепь превращается в жесткую. Этот момент соответствует возведению внутренней крепи при новоавстрийском способе работ. Анализ условий применения податливой крепи подробно описан рядом авторов, в частности Ю. З. Заславским [21].

Известно, однако, насколько сложным является процесс обжатия податливой крепи, с какой осторожностью необходимо регулировать во времени затяжку хомутов и их выравнивание, осуществлять установку арок под определенным углом к направлению нагрузок и простиранию слоев во избежание потери аркой продольной устойчивости или перекоса зажимных хомутов.

Авторы новоавстрийского способа, обосновывая его надежность, приводят ряд теоретических расчетов тонкостенной наружной конструкции крепи, подтверждающих ее высокую эффективность, особенно в породах с низкой прочностью. Тонкая крепь, плотно примыкающая к породе, как установлено, в работах [102] и [115], разрушается в основном не от действия изгиба, а от сдвига, причем этот вид разрушения, по мнению Л. Рабцевича, не представляет опасности для конструкции, поскольку нарушения от действия сдвига не приводят к излому крепи, а закрываются при снятии нагрузки или при ее установившемся состоянии. Действительно, исследования, проведенные в 1970—1971 гг. Ю. С. Фроловым под руководством Ю. А. Лиманова на моделях из эквивалентных материалов, подтвердили характер разрушения тонкостенных набрызгбетонных оболочек и установили, что при этом исключается возможность появления таких изгибающих моментов, которые способны вызвать растяжение и излом крепи.

Следует, однако, отметить, что расчеты и исследования относятся к туннелям с гладким очертанием поверхности. В реальных же условиях контур выработки значительно отличается от теоретического, осадки контура происходят неравномерно по периметру и перенос имеющихся результатов непосредственно на натуру не всегда окажется обоснованным.

На основании изложенного можно прийти к следующим выводам о применении новоавстрийского способа.

Способ применим в весьма специфических горно-геологических условиях (глины, песчаные и глинистые сланцы, пластичные мергели, аргиллиты и другие подобные связные грунты), породы должны обладать свойствами затухающей ползучести, не допускать возможность появления явно выраженных односторонних нагрузок, способных вызвать излом тонкого набрызгбетонного покрытия,

обводненность пород должна быть ограничена. Способ можно применять лишь в тех подземных сооружениях, в которых деформация контура (даже значительных размеров) не может повлиять на условия эксплуатации. Следует иметь в виду, что при больших перемещениях крепи расширяется область неупругих деформаций горного массива, порода в этой области разрушается и возрастают нагрузки на крепь. Способ требует тщательных и весьма длительных наблюдений в процессе строительства за состоянием породы и осадками, а также за конструкцией крепи и принятия экстренных оперативных мер при малейших нарушениях ее целостности.

Таким образом, несмотря на определенные преимущества новоавстрийского способа область его применения при строительстве подземных сооружений большого сечения следует признать весьма ограниченной, использование такого способа в каждом конкретном случае требует специального обоснования.

§ 12. Уступный способ

Этот наиболее распространенный способ разработки крупных выработок применяют в тех же инженерно-геологических условиях, что и способ сплошного забоя. Принцип его заключается в разделении поперечного сечения выработок площадью примерно 100 м² и более или высотой более 10 м на отдельные элементы и последовательной проходки этих элементов. Такое разделение, как правило, вызывается необходимостью обеспечения устойчивости выработок в процессе их строительства и облегчения процессов проходческих и бетонных работ. В отдельных случаях при разработке выработок оказывается целесообразным в первую очередь пройти передовую штольню, тогда расширение выработки на полное сечение, осуществляемое затем сплошным забоем, может рассматриваться как проходка уступа.

Различают уступы боковые, верхние и нижние. При проходке крупных выработок возможно сочетание двух или всех трех видов этих уступов.

Проходка с боковыми или верхними уступами. Как отмечалось выше, применение способа сплошного забоя в устойчивых породах ограничивается выработками, ширина которых не превышает примерно 20 м. В выработках большей ширины (а в нарушенных породах и при меньшей ширине) целесообразно в первую очередь разработать центральную часть, а затем доработать оба боковых уступа (рис. 69, *а* и *б*). Это позволяет своевременно закрепить кровлю выработки на большой длине пролета и более рационально подобрать буровое и погрузочное оборудование, применяемое в процессе проходки.

На рис. 69, *в* центральная часть 3 была разработана после проведения боковых штолен 1 и бетонирования опорных пятых частей свода 2.

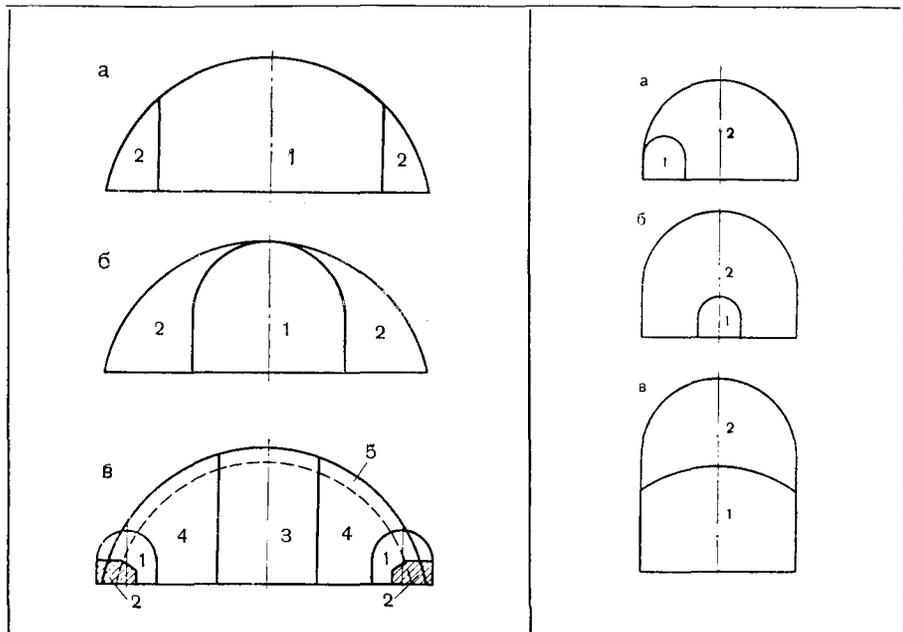


Рис. 69. Схемы проходки с опережением центральной части выработки:
1—5 — последовательность работ

Рис. 70. Схема проходки туннелей с боковым (а) или верхними (б и в) уступами:
1 — направляющий ход; 2 — уступ

В длинных туннелях площадью сечения даже менее 100 м² в условиях, когда эти туннели залегают на значительной глубине, затрудняющей организацию и проведение изыскательских работ, возможно применение передовой штольни, расположенной в полезном сечении туннеля. В этом случае штольню проводят на всю длину туннеля до начала расширения его сечения. Имеются также примеры, когда штольня опережает расширение на определенную длину, т. е. проходка штольни и работы по расширению сечения туннеля на полный профиль совмещаются во времени. Расширение туннеля до полного профиля представляет собой разработку уступа, например бокового или верхнего (рис. 70, а и б).

Здесь не рассмотрены случаи с передовой штольней, расположенной параллельно туннелю, поскольку способ проходки такого туннеля не отличается от обычного без применения параллельной штольни. Такое решение с экономической точки зрения в наибольшей степени целесообразно в автодорожных туннелях, поскольку при этом штольня может быть использована в эксплуатационных условиях для постоянной вентиляции и тем самым удастся сократить расходы по строительству дополнительных вентиляционных устройств

в туннеле. Случаи применения параллельной штольни описаны в ряде работ [10 и др.]. Из последних примеров интересна проходка с конца 1969 г. японского автодорожного туннеля Ена-сан длиной 8,5 км, высотой 10 м и шириной 13 м, в котором штольню сечением 12,5 м², расположенную на расстоянии 25 м от туннеля, разрабатывают на большей части длины с применением комбайна фирмы Роббинс. Также с применением вспомогательной параллельной штольни начато строительство в Швейцарии Сен-Готардского автодорожного туннеля длиной 16,3 км, высотой 9 м и шириной 12 м.

Основными недостатками применения передовой штольни, расположенной в полезном сечении туннеля, являются, естественно, повышение сроков и стоимости работ по сравнению с проходкой туннеля сплошным забоем. Вместе с тем, при проходке передовой штольни появляется возможность получения детальной геологической разведки по трассе, что определяет выбор способов производства работ и типов крепи еще до начала разработки расширения туннеля до полного сечения. В условиях глубоких туннелей передовая штольня позволяет определенным образом снизить вероятность и интенсивность «горных ударов». Кроме того, передовая штольня облегчает условия вентиляции туннеля в процессе строительства и позволяет организовать сообщение между забоями до готовности всего туннеля.

Следует однако, отметить, что в определенных инженерно-геологических условиях, например в скальных трещиноватых породах, разбитых на мелкие блоки с глинистыми прослоями между ними, наличие передовой штольни может в значительной степени осложнить проходческие работы при расширении выработки на полное сечение. Это обстоятельство вызывается ослаблением, разуплотнением горного массива вокруг штольни, особенно если после ее проходки прошло много времени. В этих случаях при расширении выработки возможны частые вывалы породы.

Недостатки, указанные выше, могут быть частично компенсированы при условии правильного выбора соотношения размеров штольни и туннеля, а также при достижении высоких темпов проходки штольни и расширения туннеля.

Приближенные подсчеты показывают, что при применении передовой штольни продолжительность строительства туннеля в целом будет не выше, чем при проходке его сплошным забоем в том случае, если по скоростям проходки выдержано следующее условие:

$$v_1 \geq \frac{v_0 v_2}{v_2 - v_0}, \quad (78)$$

где v_0 — скорость проходки туннеля сплошным забоем;

v_1 — скорость проходки передовой штольни;

v_2 — скорость проходки расширения туннеля до полного сечения.

По этим же подсчетам, приведенные удельные расходы бурения и взрывания при проходке туннеля с применением передовой штольни будут ниже, чем при проходке туннеля сплошным забоем, если

площадь поперечного сечения штольни будет составлять примерно 20% и менее общей площади туннеля.

Рассмотрим пример проходки туннеля с применением передовой штольни и последующего расширения до полного сечения. Автодорожный туннель в Альпах длиной 5183 м и площадью поперечного сечения 70 м² расположен в гнейсах и амфиболитах на глубине до 1,4 км от поверхности. К работам по проходке передовой штольни площадью сечения вначале 18 м², а затем 13 м² приступили в июне

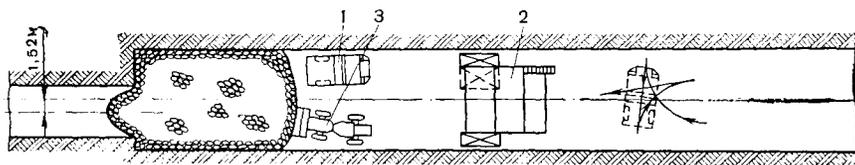


Рис. 71. Схема производства работ по расширению туннеля:
1 — автосамосвалы; 2 — буровые подмости; 3 — погрузчик

1963 г. Ось штольни сдвинута на 1,5 м от оси туннеля. Проходили туннель с двух порталов со средней скоростью 230 м/мес, сбойка произошла в апреле 1964 г. Сразу же после сбойки с двух сторон туннеля были организованы работы по расширению его до проектного сечения. Шпурь бурили ручными перфораторами на лестничных направляющих с трехъярусной передвижной рамы. Уборку породы производили колесным погрузчиком мощностью 160 л. с. типа «Катерпиллер-966В» с ковшом емкостью 2,5 м³ в автосамосвалы с укороченной колесной базой. Крепление осуществляли анкерами глубиной 2 м и металлической сеткой с ячейками размером 70 × 50 мм. Схема организации работ по расширению туннеля показана на рис. 71.

Затраты времени на операции в проходческом цикле были следующими: подготовка к бурению 5,5%, бурение 16,8%, зарядание, взрывание и проветривание 14,7%, уборка породы 22,3%, крепление 27,8%, оборка кровли после взрыва 12,9%.

Проходка расширения была закончена в июне 1965 г., т. е. средняя скорость составила 170 м/мес. Таким образом, приведенная к полному сечению туннеля скорость проходки оказалась равной 100 м/мес.

Бетонирование началось после окончания проходческих работ и было закончено к ноябрю 1965 г., средняя скорость бетонирования составила 500 м/мес. Все работы по устройству туннеля (включая различные ниши, подвесной потолок для вентиляционного отсека, оснащение вентиляционным и другим оборудованием) продолжались еще год и были завершены к ноябрю 1966 г.

Таким образом, весь туннель был построен примерно за 3,5 года, причем проходка и возведение постоянной крепи заняли около

30 месяцев, т. е. средняя скорость сооружения готового туннеля составила 85 м/мес с одного забоя.

В том случае, если нижняя штольня занимает по ширине большую часть пролета выработки (см. рис. 70, в), то дальнейшее расширение туннеля на полное сечение, т. е. разработку верхнего уступа, ведут преимущественно горизонтальными шпурами с отвала взорванной породы. Площадь нижнего направляющего хода должна быть подобрана из условия высоты отвала, удобной для подмащивания и зачистки кровли. Обычно эта площадь составляет примерно половину всей площади сечения туннеля. Погрузку породы производят на таком расстоянии от места бурения, чтобы площадка породы, на которой размещаются бурильщики с пневмоподдержками, оставалась горизонтальной, т. е. на расстоянии примерно 30—50 м.

К достоинствам такого способа относятся: отсутствие громоздких буровых установок, что особенно экономично для высоких туннелей небольшой длины (до 200 м); низкая стоимость буровзрывных работ для верхней части благодаря совпадению направлений отбойки верхнего уступа и силы тяжести породы, и большой глубины шпуров; непрерывная погрузка породы от верхней части не зависящая от буровых работ.

Вместе с тем, несмотря на отмеченные достоинства проходка туннеля с верхним уступом не получила распространения. Это вызвано тем, что способ применим лишь в таких инженерно-геологических условиях, когда имеется гарантия, что крепление кровли, кроме покрытия породы набрызгбетоном, не потребуется как для нижней, так и для верхней частей туннеля. Кроме того, при этом способе появляется необходимость двойной оборки кровли; образуются большие размеры кусков породы при взрыве зарядов в верхней части; сложно сохранить устойчивость отвала породы в процессе погрузки, когда с него бурят шпуры; трудно организовать транспортные работы и прокладку коммуникаций по обеспечению буровзрывных работ.

Проходка с нижним уступом. При этом способе туннель проходят обычно в два этапа. В первую очередь на всю длину туннеля преимущественно сплошным забоем проходят верхнюю часть сечения, после чего начинают разработку нижнего уступа. Свод туннеля длиной более 300 м бетонизируют с определенным отставанием от забоя верхней части. Стены и лоток бетонизируют после разработки нижнего уступа или на некотором расстоянии от забоя. Имеются примеры, когда бетонную крепь свода и стен туннелей высотой до 10 м возводят после окончания проходки нижнего уступа.

По условиям техники безопасности в подземных выработках высота нижнего уступа не должна превышать более чем в 1,5 раза максимальную высоту копания экскаватора. Кроме того, ввиду возможности сколов породы даже в самых благоприятных условиях при работе экскаватора угол наклона уступа к горизонту не должен превышать 80°. При использовании крупных отечественных экскаваторов предельная высота уступов составляет примерно 15 м,

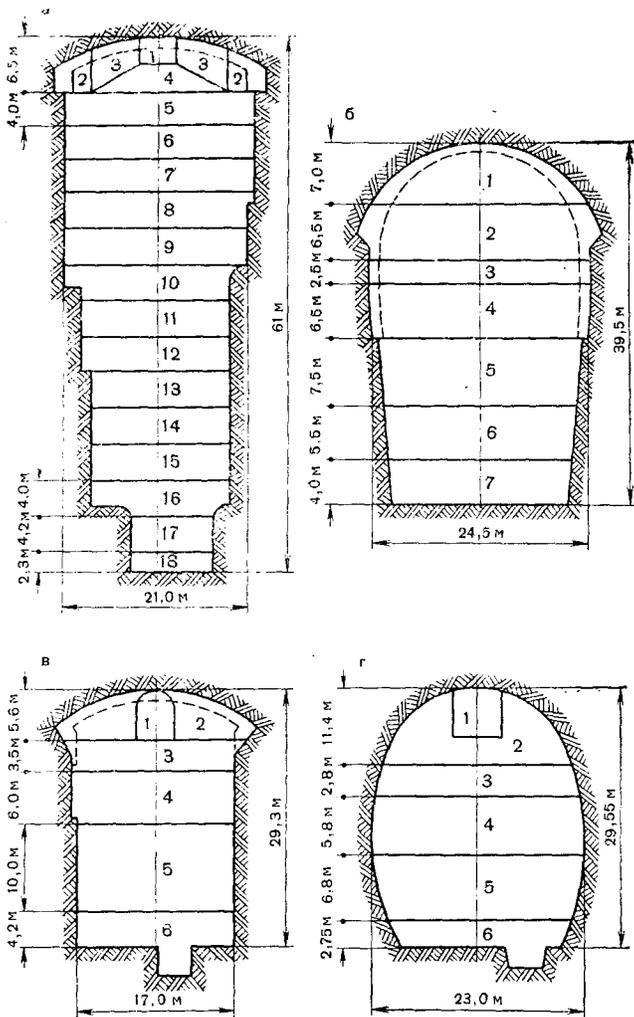


Рис. 72. Очередность разработки крупных выработок уступами:

а — камера Ронковальгранде, Италия; б — камера Эль-Торо, Чили; в — камера Вианден, Люксембург; г — камера Зекинген, ФРГ; 1—18 — этапы разработки

интенсивность работ при этом значительно возрастает и, как показывает практика, доходит до 20 тыс. м³ породы в месяц.

Тем не менее, при высоте уступа больше 10 м наиболее целесообразно разработку его вести послойно. В этом случае уступ, представляющий собой породный массив, разрабатывают отдельными горизонтальными слоями на всю длину выработки. Примеры разделения массива на слои показаны на рис. 72. Высота слоев зависит

от инженерно-геологических условий, при которых обеспечивается устойчивость забоя и стен выработки, а в камерных выработках — также от типа и месторасположения строительных подходов. В крепких малотрециноватых породах высота слоев задается 8—10 м, при этом для каждого слоя может быть самостоятельный горизонтальный подход или ответвление от основного строительного подхода.

В отдельных случаях вместо подходных выработок к каждому слою можно использовать породоспускные вертикальные или наклонные выработки, соединяющие верхний и нижний (транспортный) горизонты. В трещиноватых породах и при шахтных подходах высота слоев ограничивается 3—6 м. В зависимости от состояния породы каждый слой можно разрабатывать на всю ширину выработки или же по частям, например, с первоочередной проходкой средней части, а затем боковых. Можно также применить следующий способ. В пределах каждого слоя вначале на длину 1—2 заходок разрабатывают одну из сторон с менее благоприятными инженерно-геологическими условиями, шириной примерно $2/3$ пролета выработки. Боковую поверхность уступа закрепляют анкерами и набрызгбетоном, после чего разрабатывают оставшуюся часть уступа. Как показал опыт, в нарушенных породах подобная последовательность, принимаемая в пределах каждого слоя уступа, обеспечивает меньшие смещения боковых сторон выработки по сравнению с разработкой слоя сразу на всю ширину [110].

В длинных камерах (примерно 100 м и более) можно взамен подходов к каждому горизонту применить наклонные съезды в самой камере. На рис. 73 показана схема разработки подземного машинного зала станции Круахан (Англия, 1965 г.), причем на этапах 7 и 8 породу вывозят по наклонному съезду.

Размеры верхней части сечения выработки должны обеспечить безпрепятственную работу не только погрузочного и транспортного оборудования, но и пропуск транспорта и вентиляционных труб под опалубочными агрегатами. Поскольку нижний уступ разрабатывают значительно быстрее, чем верхнюю часть выработки, высота последней обычно назначается минимальной в зависимости от габаритов указанного оборудования (6—8 м).

Способом нижнего уступа построены почти все туннели в Советском Союзе с площадью поперечного сечения более 100 м²: строительные туннели Нурекской, Чарвакской, Ингурской, Хантайской ГЭС, напорный туннель Ингурской ГЭС, крупные транспортные туннели, а также большинство камерных выработок для подземных помещений.

К достоинствам метода относятся: возможность быстрого закрепления кровли на нарушенных участках и сравнительная простота перехода к другим способам проходки туннеля при пересечении зон залегания слабых пород; небольшие размеры буровых установок; высокие темпы работ при проходке нижнего уступа благодаря возможности совмещения во времени процессов бурения и погрузки; существенное снижение стоимости буровзрывных работ в уступе,

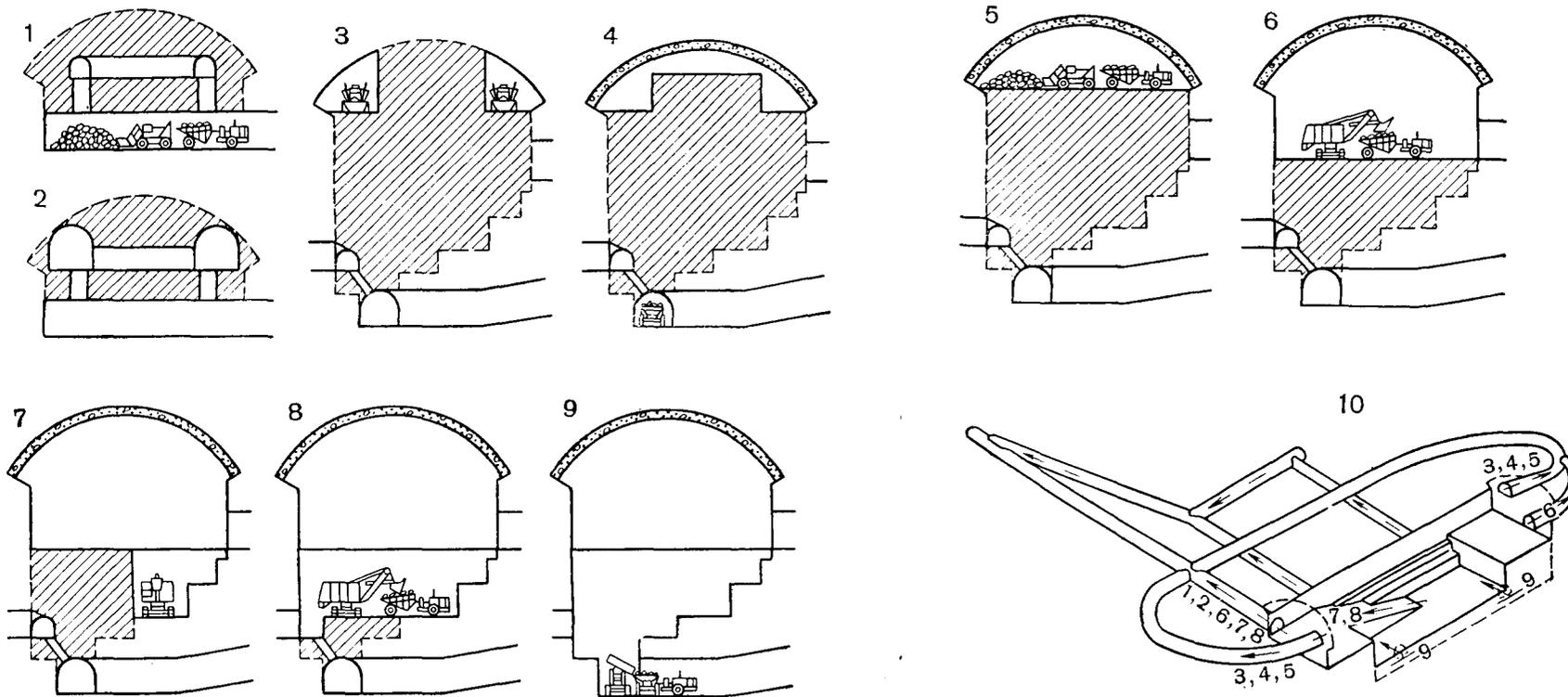


Рис. 73. Схема разработки подземного машинного зала станции Крухан:
1—9 — этапы разработки; 10 — общий вид

поскольку подвигание забоя за взрыв может быть практически неограничено и имеется вторая плоскость обнажения; безопасность работ в уступе, проводимых под закрепленной кровлей.

Основным недостатком проходки туннеля способом нижнего уступа по сравнению с проходкой туннеля сплошным забоем является повышение сроков строительства туннеля в целом. Если обозначить скорость проходки верхней части туннеля и бетонирования свода через v_1 , скорость разработки уступа и бетонирования стен — через v_2 , а скорость сооружения готового туннеля — через v , то снижение общих темпов работ по сравнению со скоростью проходки верхней части туннеля можно выразить следующими данными:

$\frac{v_2}{v_1}$	1,0	1,4	2,0	2,5	3,3	4,0
$\frac{v_1 - v}{v_1} 100, \%$	50	42	33	28	23	20

Таким образом, если, например, задано $v_1 = 50$ м/мес и $v_2 = 100$ м/мес, то приведенная скорость проходки туннеля v окажется на одну треть ниже скорости проходки его верхней части, т. е. продолжительность сооружения готового туннеля резко возрастает.

Одновременное ведение работ по проходке верхней части с разработкой нижнего уступа позволило бы избежать снижения темпов. Примеры такого совмещения для туннелей среднего сечения имеются в работе [10]. Также решен вопрос совмещения для уступов шириной более 20 м. Схема для этих условий разработана и осуществлена трестом Гидроспецстрой и институтом Гидроспецпроект. Работы при этом начинаются с проходки центральной верхней части выработки. Верхние боковые части проходят с отставанием 20—30 м, а уступ разрабатывают с отставанием около 100 м от центральной части забоя. При этом пока разрабатывают левую часть уступа, взорванную в правой части породу не убирают, а из нее устраивают наклонный съезд между горизонтами. Через 50—100 м проходку

левой части уступа останавливают, взорванную породу выравнивают для съезда и начинают проходку правой части уступа и т. д.

Сложнее решить проблему совмещения разработки верхней части сечения и нижнего уступа в туннелях пролетом от 6 до 20 м. Это вызывается сложностью узла перегрузки, подачи бетона и материалов на верхний горизонт, трудностью выполнения взрывных работ на двух горизонтах, проветривания верхнего забоя и др. Вероятно, по этой причине аналогов применения совмещенного способа ни в отечественной, ни в зарубежной практике строительства туннелей большого сечения не имеется.

Разработанная в институте Оргэнергострой схема совмещения работ применительно к конкретному туннелю с сечением площадью 100 м² в породах VI—VIII категории по СНиП позволяет решить перечисленные вопросы при специальной механизации работ.

Верхнюю часть туннеля проходят обычным способом с применением погрузочной машины ПНБ-Зк и буровых установок СБУ-2, с той лишь разницей, что взамен автотранспорта применяют самоходные вагоны ВСД-20 емкостью 20 т с челночным ходом. На расстоянии 200—250 м от забоя бетонировать свод с помощью бетоноукладочного агрегата на пневмоходу, передвигаемого вперед перед взрывом зарядов в устье. Нижний уступ разрабатывают на расстоянии 250—300 м от забоя. Работа узла перегрузки обеспечивается применением как самоходных вагонов в верхней части, так и передвижных бетонных узлов и тельферов для подачи материалов в нижней части туннеля.

Описываемая совмещенная схема может быть применена в тех же условиях, что и способ проходки нижним уступом, но лишь в забоях длиной более 1 км, поскольку при коротких забоях не удастся обеспечить требуемые длины участков, на которых выполняются отдельные процессы и освоить новые технологические приемы. Эффективность совмещенного способа повышается с увеличением высоты туннеля.

Продолжительность цикла для верхней части туннеля предусмотрена 24 ч, для нижней части — 6 суток. В воскресные дни производится необходимый ремонт, потягивание коммуникаций и завоз основных материалов в верхний забой на неделю. Такая продолжительность циклов принята из следующих соображений. Верхнюю часть туннеля проходят заходками по 2 м, а подвигание забоя нижней части за взрыв составляет 12 м. Взрывание зарядов в скважинах нижней части туннеля один раз в неделю позволяет значительно упростить организацию работ в верхней части туннеля. С отставанием 30 м от верхнего забоя бурят скважины предварительного откола, взрывание зарядов в этих скважинах производят одновременно со взрывом в верхнем забое.

Как показывают расчеты, предлагаемое решение позволяет примерно на 30% сократить срок строительства туннеля.

Рассмотрим сооружение строительного туннеля *Хантайской ГЭС* в 1967 г. Туннель протяженностью около 300 м и сечением площадью

100 м² проходит в крепких долеритах со столбчатой структурой. Породы по трассе находятся в многолетнемерзлом состоянии.

Верхнее сечение высотой 7,25 м и площадью 66 м² проходили сплошным забоем. Шпуры бурили с буровой рамы на базе автотягача МАЗ-502, которая переставлялась на другую сторону плоскости забоя. На раме установлено девять ручных перфораторов ПР-24Л с пневмоподдержками. Глубина шпуров 4 м, подвигание забоя за взрыв 3,6 м. В забое располагали 122 шпура. Одновременно с обустройством забоя со второй рамы на пневмоходу бурили шпуры под анкера и вели их установку. Металлическую сетку навешивали с подмостей, смонтированных на автопогрузчике (рис. 74, а).

Уступ начали разрабатывать после окончания проходки верхней части. Схема разработки нижнего уступа показана на рис. 74, б. Была достигнута скорость проходки туннеля 80 м/мес.

Интересен также пример проходки транспортного туннеля *Страйт-Крик* в Колорадо (США) длиной 2485 м со сводчатой кровлей шириной 12,5 м, высотой 11,6 м и общей площадью 130 м², который разрабатывали на высоте 3600 м над уровнем моря двумя встречными забоями [101].

От западного портала на длину 1,2 км проходку вели способом нижнего уступа. По трассе туннеля залегают граниты и гнейсы различной крепости и степени трещиноватости. Качество породы было детально изучено при проходке штольни размерами 3,4 × 3,4 м, пройденной параллельно туннелю на расстоянии 80 м от него. Высота верхней части 6,2 м, площадь 62 м². Шпуры бурили с двухъярусной рамы шириной 9,3 м, высотой 4,5 м, длиной 12,4 м и массой 86 т. На ней устанавливали 12 тяжелых колонковых перфораторов. В забое располагали 120 шпуров глубиной 3,0—3,2 м. Подвигание забоя за взрыв в среднем составляло 2,6—2,7 м. Проветривание осуществляли двумя вентиляторами производительностью 50 м³/с по воздуховоду диаметром 1,5 м.

Уборку породы выполняли погрузчиком с ковшем емкостью 3 м³ в полуприцепы грузоподъемностью 28 т на тягачах. Автомшины были оборудованы нейтрализаторами выхлопных газов.

Крепление осуществляли металлическими арками из двух секций, масса их на 1 м туннеля составляла 316 кг. Секции устанавливали на металлические плиты, уложенные на двутавровые балки вдоль пят свода, и стыковали в замке. Монтаж секций крепи производили с буровой рамы.

Проходческий цикл составлял в среднем 9 ч, в том числе: 120 мин бурение; 70 мин зарядание и взрывание; 10 мин проветривание; 150 мин уборка и транспортирование породы; 190 мин крепление. В смене работало 25 человек. За сутки проходили примерно 7 м, наибольшая скорость составила 9 м/сут. Работы по проходке верхней части были начаты в марте 1968 г. и закончены в сентябре того же года, т. е. участок туннеля длиной 1,2 км был пройден за 7 месяцев при средней скорости 175 м/мес.

часть арок бетонировали на высоту 1,2 м, толщина стены от 0,5 до 1,5 м (с учетом переборов породы). При разработке уступа с обеих сторон стен оставляли целики шириной по 1,8 м. Одновременно с проходкой уступа эти целики удалялись и под горизонтальную балку, на которую опирались арки, подводили стойки; их устанавливали на готовые железобетонные плиты размером 80 × 100 см при толщине 35 см. Однако в процессе проходки обнаружилась подвижка опорных плит, поэтому для повышения устойчивости стен пришлось дополнительно установить в них через каждые 1,5 м анкера глубиной по 3 м.

Вопрос обеспечения устойчивости арочной крепи при разработке нижнего уступа в том случае, если до начала этой разработки не был возведен бетонный свод, является достаточно сложным.

Решение, примерно аналогичное описанному выше (уступ разрабатывали без оставления боковых целиков) по обеспечению устойчивости арочной крепи в своде в процессе разработки нижнего уступа, было принято в 1970—1971 гг. при проходке *двух туннелей* подковообразного очертания размером 11 × 11 м, длиной по 1,7 км, расположенных на расстоянии всего 12 м один от другого на автомагистрали в штате *Виргиния*, США. Туннель разрабатывали в осадочных породах средней крепости, по трассе его есть зоны слабой глинистой породы. Высота верхней части сечения туннеля 5 м а уступа — 6 м.

Иное решение было при строительстве *автодорожного туннеля* в штате *Калифорния*, США, в 1964 г. Туннель длиной 1,1 км, шириной 14,3 м и высотой 12 м проходили в сильнотрещиноватых песчаниках и глинистых сланцах. Работы вели способом нижнего уступа. В первую очередь проходили боковые штольни размерами 1,8 × 2,4 м, в которых устанавливали опоры для металлической арочной крепи. С отставанием от 7 до 23 м с применением буровой рамы разрабатывали верхнюю часть сечения туннеля высотой 6,7 м. Арочную крепь выполняли из широкополочных балок высотой 36 см и устанавливали через каждые 90 см на опоры. Затем по почве туннеля устраивали поперечные траншеи глубиной 1,8 м, из которых специальной установкой пробуривали скважины диаметром 60 см на глубину 3 м. Эти скважины после установки в них арматуры заполняли бетоном. Образовавшиеся сваи соединяли с опорными брусками арочной крепи плитами из монолитного бетона. Расстояние между сваями вдоль туннеля составляло 1,8—2,4 м. После того как арочная крепь верхней части сечения по всей длине была оперта на сваи и плиты, был разработан нижний уступ и забетонированы стены и свод туннеля.

Как отмечалось выше, обычно после проходки верхней части сечения туннеля бетонуют свод (если он предусмотрен) и лишь затем приступают к разработке нижнего уступа. При этом в большинстве случаев еще до бетонирования выносных пят свода бурят вдоль стен вертикальные скважины предварительного откола породы. Чтобы ослабить сейсмическое действие взрыва скважин в уступе

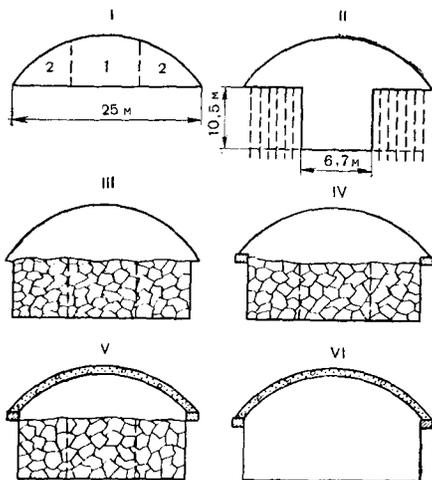


Рис. 75. Схема разработки уступа с оставлением породы в уступе:

I—VI — этапы сооружения камеры

на бетонный свод, в Канаде в 1967 г. была применена оригинальная схема разработки уступа высотой 10,5 м и шириной 25 м (рис. 75). На третьем — пятом этапах взорванную породу в боковых частях уступа частично не убирали до окончания бетонирования свода, а использовали ее в качестве съезда с одного горизонта на другой в процессе ведения бетонных работ.

§ 13. Способ опертого свода

Этот способ применяют в туннелях большого сечения, разрабатываемых в нарушенных трещиноватых породах с коэффициентом крепости $f = 3$ и выше, способных воспринять давление от пят свода обделки с учетом всех нагрузок, действующих на свод.

Практикуют две схемы последовательности выполнения операций при сооружении выработок способом опертого свода (рис. 76). Первая из этих схем (рис. 76, а) рекомендуется преимущественно при сооружении туннелей длиной до 300 м в неводоносных грунтах, вторая (рис. 76, б) — в туннелях длиной более 300 м или в коротких туннелях, расположенных в водоносных грунтах. По второй схеме штольни 1 и 3 соединяют воронками 2 и наклонными сбойками для подачи на верхнюю штольню длинномерных материалов. Расстояния между воронками составляет обычно 10—15 м, между наклонными сбойками 25—30 м.

Калотты 3—5 и 5—7 раскрывают на длину 4—6 м и бетонируют с интервалами в 1—3 участка в зависимости от инженерно-геологических условий, причем смежные участки калотты разрабатывают после достижения бетоном свода не менее 60-процентной проектной прочности. Среднюю часть уступов 7 и 9 необходимо разрабатывать после достижения бетоном свода проектной прочности. Боковые

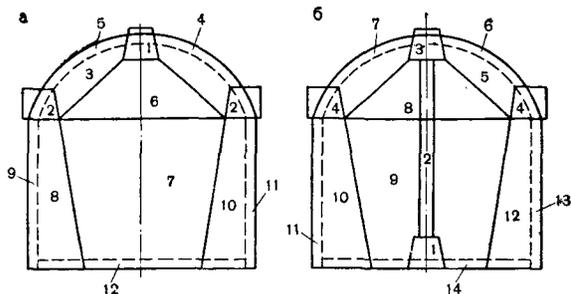


Рис. 76. Схема последовательности операций при сооружении выработок способом опертого свода:

a — одношольневая; *б* — двухшольневая; 1—14 — этапы разработки

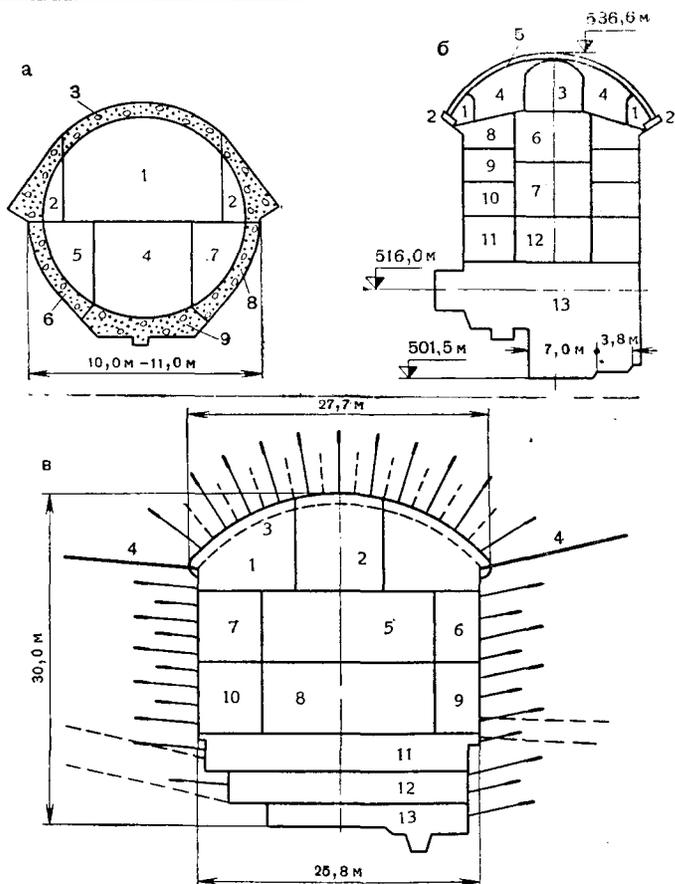


Рис. 77. Схемы разработки выработок по способу опертого свода:

a — туннель Вианден; *б* — машинный зал Чибро; *в* — камера Копс; 1—13 — этапы разработки

целики удаляют по участкам в шахматном порядке и бетонируют стены. При этом не должно быть совпадения вертикальных рабочих швов свода и участков стен. Описанная последовательность работ считается классической и применяется при строительстве туннелей уже около 150 лет.

Последние годы при сооружении выработок большого сечения эти схемы несколько модернизированы, без изменения принципиальной очередности выполнения работ. Это касается главным образом методов раскрытия подсводной части выработок. Например, показанная на рис. 76 последовательность раскрытия и бетонирования калотт (1—6 и 3—8) не является характерной для классического способа опертого свода, по которому расширение подсводной части сечения осуществляют с помощью громоздкой и трудоемкой деревянной веерной крепи (лонгарины, штендера, унтерцуги и др.).

Современная крепь выработок (металлические арки, набрызгбетон, обычные и предварительно-напряженные анкера и др.) позволяют отказаться от деревянной крепи и тем самым видоизменить этапы разработки как подсводной части, так и уступа выработки. В ряде случаев бетонные свод и стены вообще не требуются, кровлю закрепляют глубокими анкерами, в результате чего образуется породно-анкерный свод с пятнами, развитыми в сторону горного массива. При этом, однако, для обеспечения устойчивости выработки последовательность поочередной разработки уступов и крепления стен сравнительно небольшими по высоте участками сохраняется, как и при наличии бетонной крепи. Раскрываемые элементы сечений укрупняются, закрепление их происходит таким образом, чтобы не возникала опасность повреждения крепи при взрыве зарядов в соседних элементах выработки.

В зависимости от прочности и степени устойчивости пород разработка верхней части выработок может быть осуществлена одним из методов, описанных в двух предыдущих параграфах (сплошным забоем, уступным способом).

Рассмотрим несколько современных примеров применения способа опертого свода, в частности с разработкой верхней части выработок уступным способом.

На рис. 77 показана схема разработки выработок по способу опертого свода. На рис. 77, а в туннеле *Вианден* в первую очередь в калотте разрабатывали центральную часть 1, затем боковые части 2. Далее бетонировали свод с выносными пятнами, заглубленными в породу. После окончания бетонирования свода на всю длину туннеля проходили среднюю часть уступа 3 и бетонировали лоток туннеля. Наконец, в шахматном порядке участками разрабатывали боковые части уступа 4 и 5 и в них бетонировали стены.

На рис. 77, б показана схема разработки строящегося в настоящее время подземного *машинного зала Чибро* в Индии. Породы представлены трещиноватыми известняками и сланцами. Зоны тектонических нарушений имеют протяженность до 5 м. Сооружение подсводной части камеры было начато с прохода двух боковых штолен 1 и уста-

новки в них опор 2 для бетонного свода. После этого была пройдена на всю длину камеры штольня 3, проведено поэтапное расширение сечения 4 и осуществлено бетонирование свода 5.

Разработка уступа вначале была выполнена в центральной части на глубину 10 м в два этапа. Затем последовательно с каждой стороны камеры проходили по три боковых уступа (8—10) высотой по 3 м и закрепляли стены набрызгбетоном и предварительно-напряженными анкерами. Далее разрабатывали уступы 12 (в средней части) и 11 (в боковых частях). Работы были закончены проходкой нижнего уступа 13.

Примерно аналогичным методом с середины 1970 г. начали строить подземный *машинный зал Вальдек II* в ФРГ пролетом до 33,5 м, длиной 106 м и наибольшей высотой 54 м (см. рис. 26). Крепление камеры осуществлено анкерами и набрызгбетоном. Расширение подсводовой части (1—2) ведется уступным методом с поэтапным закреплением выработки.

Следует отметить, что в крепких породах бетонные стены могут быть возведены на всю высоту выработки после окончания разработки уступа. В менее крепких, но сравнительно устойчивых породах стены надо бетонировать и анкеровать к породе после снятия каждого слоя уступа по всей ширине и длине выработки. В породах средней крепости после проходки каждого слоя целики вдоль стен разрабатывают отдельными участками в шахматном порядке и на этих участках возводят стены, как это выполнялось в описанных примерах.

В сильнонарушенных породах вдоль стен следует разрабатывать траншеи на высоту слоя (обычно не более 2 м), в которых устанавливают крепь и опалубку, а затем бетонуют участок стены. По достижении расчетной прочности бетона можно осуществлять разработку уступа на высоту слоя.

Представляют интерес подземные работы по сооружению в 1967 г. *камеры Копс* в Австрии способом овертога свода (рис. 77, в). Камера с вертикальными стенами и сводчатой кровлей предназначена для размещения турбоагрегатов, электрооборудования и затворов, имеет длину 70 м, ширину от 25,8 до 27,7 м, высоту 30 м и располагается в амфиболитах.

Разработка камеры была начата со сводчатой ее части. В первую очередь из подходной штольни раскрыли поперечную прорезь длиной 10 м на всю ширину свода камеры. Далее из этой прорези прошли две боковые штольни I площадью по 57 м² вдоль пят свода на всю длину камеры. После каждой заходки кровлю штолен укрепляли анкерами длиной 2—3 м, металлической сеткой и слоем набрызгбетона толщиной 10 см. Особенно тщательно крепили штольню, расположенную со стороны висячего бока. Кроме того, в качестве элемента постоянной крепи устанавливали железобетонные анкера глубиной 5—7 м. Усилие натяжения анкеров до 15 тс.

Буровые работы при проходке вели ручными перфораторами с подмостей, смонтированных на автомашинах.

Следующей стадией явились работы по проходке промежуточного целика 2 площадью 66 м². Кровлю крепили так же, как и в боковых штольнях.

Наибольшая высота разработки подсводовой части камеры была задана 8,5 м, исходя из условия установки в замке свода предварительно напряженного анкера глубиной 7 м.

На расстоянии 20 м от забоя промежуточного целика участками по 5 м возводили железобетонную крепь свода, которую опирали на боковые железобетонные балки. Свод имел толщину 60 см в замке и 80 см в пятах. После заполнительной цементации приступили к разработке уступа.

В первую очередь разрабатывали центральную часть 5, затем боковые части 6 и 7 шириной по 4 м. При разработке боковых частей применяли метод предварительного щелеобразования. Стены крепили набрызгбетоном толщиной 10—15 см с металлической сеткой и устанавливали железобетонные анкера, усилие натяжения которых составляло до 20 тс. Такая система была применена при разработке двух слоев уступа высотой по 6,5 м каждый. Три последующих слоя 11—13 на общую высоту 8,5 м разрабатывали последовательно на всю ширину камеры без оставления боковых целиков. Уборку породы осуществляли гусеничными и колесными погрузчиками в автосамосвалы грузоподъемностью 10 и 14 т.

Все проходческие работы по камере с объемом выломки 40 тыс. м³ были завершены в течение одного года.

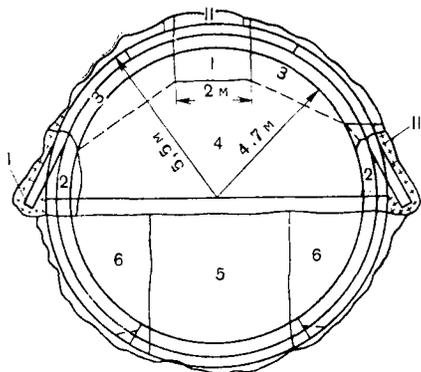
В нарушенных породах, не позволяющих раскрывать верхнюю часть выработки на длину, превышающую 4—10 м, а также в более крепких породах при ширине выше 20 м целесообразно разработку подсводовой части выработки вести с устройством контурной прорези. Работы при этом начинаются с проходки направляющих ходов вдоль выработки. Обычно проходят три хода, из них два по бокам на уровне пят свода и один — в шельге свода. Между верхним и боковыми ходами устраивают наклонные воронки, расширяемые затем до размеров контурных прорезей (3—5 м), в которых осуществляют бетонирование свода. Прорези разрабатывают на длину 6—10 м с оставлением целиков между ними длиной по 5—20 м. При бетонировании свода кружала опирают на уступ породы между направляющими ходами, по окончании бетонирования свода этот уступ разрабатывают. Проходку прорезей и бетонирование свода можно производить на разных участках по длине выработки и совмещать во времени.

Если породы достаточно устойчивы, контурную прорезь выполняют на длину выработки до 100 м без оставления промежуточных целиков. В этом случае проходку прорези ведут вдоль выработки, а высоту прорези выбирают из условия возможности механизации работ по погрузке и транспортированию породы. В процессе проходки кровлю закрепляют (набрызгбетоном, арками, анкерами, армофермами), а затем бетонируют.

Основным достоинством использования контурной прорези при проходке верхней части выработки является относительная безопасность работ и большая устойчивость крепи при минимальной высоте закрепляемого пространства. Следует, однако, отметить, что при разработке отдельных каллот возникает сложность в организации выдачи породы по направляющим ходам с различных одновременно разрабатываемых участков и выдачи бетона на другие участки. Кроме того, наличие большого количества вспомогательных

Рис. 78. Схема разработки туннеля с контурной прорезью:

I — опорная плита;
II — первичный бетон;
1—6 — последовательность работ



выработок малого объема не позволяет механизировать в полной мере процессы до окончания бетонирования всего свода. Сложно также обеспечить проектный контур по своду выработки в процессе производства буровзрывных работ.

Способ опертого свода с применением контурной прорези пр иллюстрируем примером проходки *двух туннелей в Индии* диаметром по 11 м, длиной 555 и 713 м.

Туннели располагались в выветривающихся нарушенных слоистых песчаниках и глинистых сланцах, которые на большей части трассы сохраняли устойчивость после вскрытия забоя на время не более 3—4 ч.

Схема разработки туннеля показана на рис. 78. В первую очередь проходили верхнюю штольню *1* шириной 2,4 м, затем боковые штольни *2* размером 1,8 × 1,8 м. В боковых штольнях устанавливали элементы опорных балок арочной крепи из двутавров высотой 300 мм и шириной 125 мм. Эти элементы укладывали на металлические плиты размером 600 × 600 мм, толщиной 20 мм. Плиты и опорные балки бетонировали. Далее штольни *1* и *2* соединяли между собой прорезями *3*, в которых через каждые 60 см монтировали арочную крепь, соединяя ее с опорными балками. Отставание крепи от забоя прорезей допускали не более 1,2 м, а на благоприятных участках — до 3,6 м. Арки целиком обетонировали, на отдельных участках бетон поднимали на высоту только 2,4 м.

После закрепления кровли на длину 60 м участками по 3 м взрывали заряды в уступе *4*, затем работы по проходке верхней части сечения туннеля продолжали в том же порядке.

Нижний уступ разрабатывали в две стадии. Вначале проходили среднюю часть уступа 5 участками длиной до 15 м, затем разрабатывали боковые штроссы 6 и замыкали арочную крепь. Все соединения элементов крепи обваривали.

Уборку породы на верхнем уступе вели погрузочными машинами «Эймко-630» в думперы, на нижнем уступе был применен погрузчик типа «Катерпиллер» на гусеничном ходу с ковшом емкостью 1,5 м³. Скорость проходки составила 36 м/мес для верхней части сечения и 60 м/мес для нижнего уступа.

После окончания проходческих работ была возведена крепь из монолитного бетона по всему периметру выработки. Для этой цели вначале был забетонирован обратный свод и засыпан породой, которая использовалась как опора для путей передвижной опалубки. Работы по строительству туннелей были закончены в 1970 г.

§ 14. Способ опорного ядра

Выработки по этому способу сооружают в следующем порядке: проходят боковые штольни под стены; возводят стены; проходят верхнюю штольню; раскрывают калотты; возводят свод, опирающийся пятами на готовые стены; разрабатывают породное ядро. В ряде случаев по оси выработки устраивают нижнюю штольню, по которой осуществляют транспортирование породы при разработке боковых и верхней штолен.

Практикой установлено, что боковые штольни для возведения стен следует проходить на всю длину сооружаемого по способу опертого свода участка выработки. В случаях, когда для устройства стен предусматривается несколько ярусов боковых штолен, проходку очередного верхнего яруса начинают только после окончания бетонирования нижележащей части стены и достижения бетоном определенной прочности. Пазухи между бетонной стеной и крепью штольни плотно забучивают.

Раскрытие калотты осуществляют кольцами по 4 м с интервалами в 2—3 кольца. В более благоприятных породах длину колец увеличивают до 10—15 м. После проходки такого кольца на этом участке возводят бетонный свод, а затем возобновляют проходку (без оставления целиков).

Разработку опорного ядра (уступа) начинают после достижения бетоном свода проектной прочности.

Характерный пример применения способа опорного ядра при проходе в туннеле большого сечения показан на рис. 79. Способ опорного ядра с успехом применен в Японии на участках слабых пород при строительстве двухпутного железнодорожного туннеля, сданного в эксплуатацию в 1971 г. Этот туннель длиной 17 км, проходит в обводненных гранитах различной крепости, вплоть до раздробленных, пересеченных многочисленными тектоническими сбросами. Сечение туннеля подковообразное, в проходке имеет

размер $9,3 \times 9,5$ м. Скорость сооружения готового туннеля с бетонной крепью составила в среднем около 700 м в год с каждого из 11 забоев.

Способ опорного ядра по описанной классической схеме весьма трудоемкий и дорогой, поэтому его применение целесообразно ограничивать в первую очередь короткими выработками или их участками (длиной до 300 м). В туннелях большого сечения этот способ обычно применяют в слабых породах ($f = 1 \div 2$), оказывающих горное давление и не способных воспринять нагрузку от свода выработки.

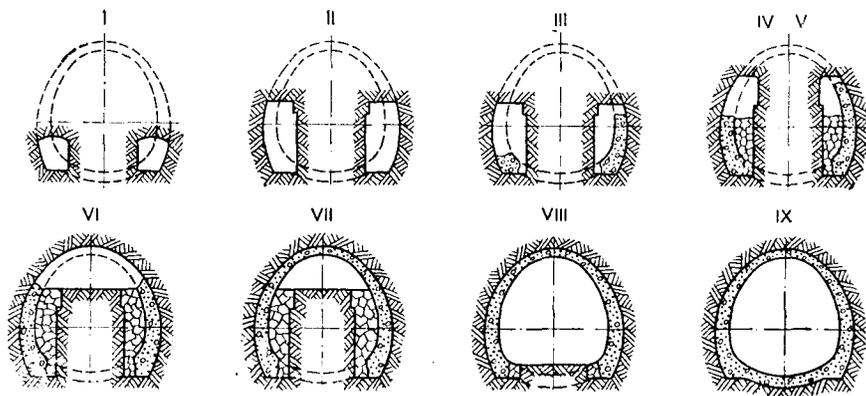


Рис. 79. Применение способа опорного ядра при проходке туннеля:

I—IX — этапы разработки

Вместе с тем проходка туннелей по способу опорного ядра в сложных инженерно-геологических условиях является наиболее надежной по сравнению со всеми другими способами. При этом способе обеспечивается непрерывность бетонирования крепи в направлении снизу вверх и достигается минимальная осадка кружал, опирающихся на центральное ядро.

Указанное выше ограничение по инженерно геологическим условиям для применения способа опорного ядра не является очевидным для камерных выработок пролетом более 20 м. Для таких выработок, расположенных в сравнительно устойчивых породах средней крепости, способ опорного ядра оказывается конкурентоспособным с другими способами не только по обеспечению устойчивости выработки в процессе ее строительства, но и по технико-экономическим показателям. Это вызвано тем, что способ опорного ядра, обеспечивая безопасность подземных работ в сложных условиях, позволяет осуществить разработку ядра — основного объема породы в камере — с помощью высокопроизводительных средств механизации буровзрывных и погрузочно-транспортных работ.

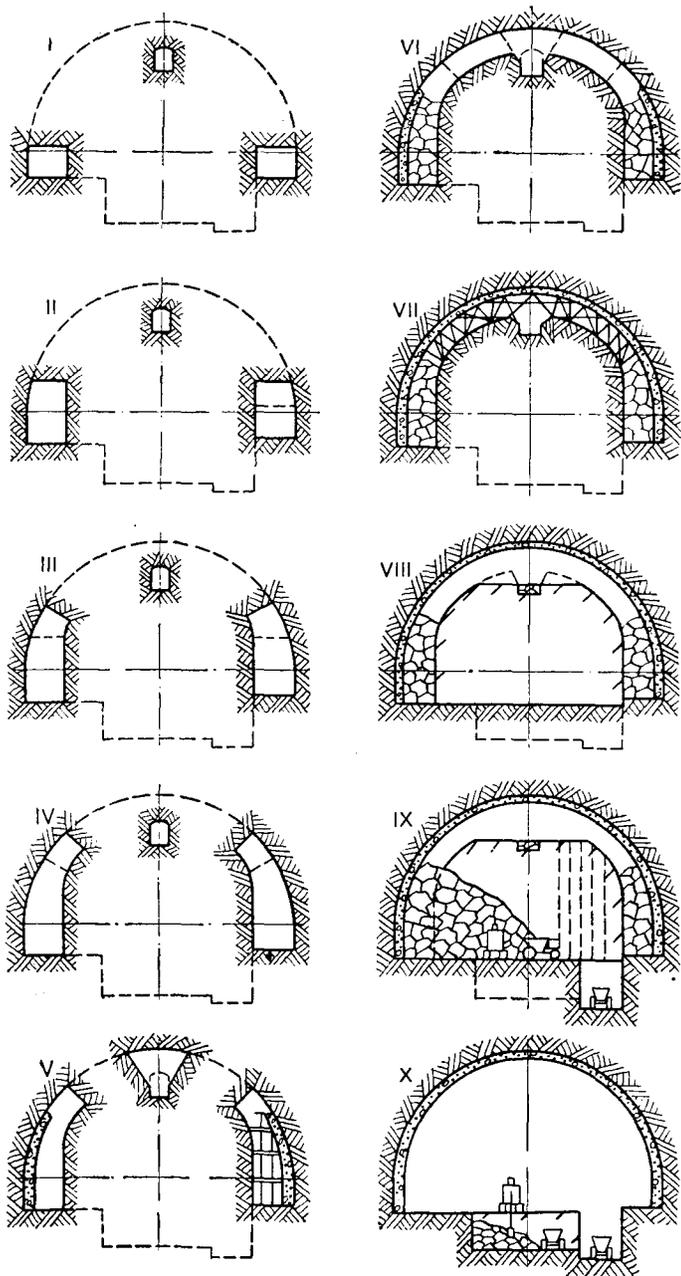
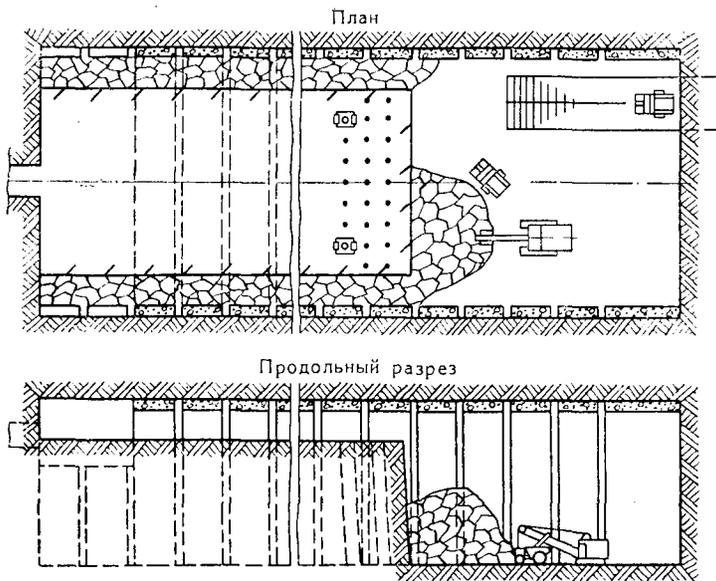


Рис. 80. Последовательность выполнения работ по строительству камеры в Италии способом опорного ядра:
 I—X — этапы сооружения камеры



На рис. 80 показана последовательность выполнения работ по строительству *камеры в Италии* способом опорного ядра. Высота этой камеры 27 м, ширина 30 м, длина 122 м, площадь поперечного сечения около 500 м^2 , объем скальной выломки 60 тыс. м^3 , а бетонной крепи — 2,2 тыс. м^3 .

Еще в процессе изысканий в шельге свода камеры была пройдена разведочная штольня, позволившая детально оценить состояние породы. Разработку камеры начали с проходки двух нижних боковых штолен площадью по $15\text{--}20 \text{ м}^2$ (этап I). Затем отдельными кольцами с оставлением целиков из этих штолен вверх проходили выработки вдоль обеих стен (этапы II—IV). С определенной высоты было начато бетонирование стен (этап V). Боковые кольцевые выработки смыкали в вершине свода, причем породу при этом размещали между бетонными стенами и основным ядром (этап VI) с тем, чтобы позднее ее можно было убрать при разработке ядра. На этапе VII показан процесс бетонирования верхней части свода в пределах кольцевой выработки с применением переставной опалубки.

После окончания возведения постоянной крепи из бетона по всей длине камеры (этап VIII) приступали к разработке опорного ядра высотой около 20 м скважинным методом (этапы IX и X). Разработка камеры и возведение постоянной крепи из бетона заняли примерно один год.

Описанный способ весьма характерен для подобных камерных выработок в Италии. Практикой установлено, что при больших пролетах в породах средней крепости этот способ обеспечивает полную безопасность подземных работ.

Разработка основного массива породы при способе опорного ядра производится методами, описанными выше. Кроме того, практикуется отработка ядра отдельными воронками. В этом случае блоки вокруг вертикальных воронок, соединяющих между собой горизонты подходов выработок, разрабатывают постепенным расширением воронок в виде ступенчатого конуса, направленного вершиной вниз. Размеры блоков в плане 15×15 или 20×20 м, а по высоте 15—20 м. В нижней части воронок устраивают затворы с тем, чтобы обеспечить magazинирование породы и организованный выпуск ее в вагонетки или автомашины, передвигающиеся по нижнему горизонту. Такая разработка оказывается целесообразной преимущественно при наличии вертикальных или наклонных подходов, препятствующих применению крупногабаритных погрузочных средств. Наличие целиков между воронками у их основания требует осторожного ведения буровзрывных работ при расширении нижних частей воронок, а также при обрушении нижних слоев на откаточные горизонты. Повышается также трудоемкость работ при устройстве воронок, их оборудовании затворами и расширении.

Разработку слоев породы можно осуществлять не только через центральные, но и через боковые воронки, которые устраивают для сооружения колонн подкрановых балок вдоль стен камеры. После бетонирования колонн такие воронки используют для сбрасывания породы, как это было сделано в подземных машинных залах Севанской ГЭС в Советском Союзе и Ампеццо в Италии.

Рассмотрим современные модификации способа опорного ядра на отдельных примерах.

Для строительства односводчатых станций полуциркульного очертания на метрополитене обычно применяют способ опорного ядра. В первую очередь проходят выработки для опор свода и бетонируют. Вслед за этим начинают разработку прорези для свода и возведение сборной напряженной крепи свода. После окончания работ по своду, экскаватором срабатывает основной уступ между опорами.

Таким образом была построена станция парижского метрополитена «Этуаль» длиной 225 м, которую проходили в мергелях и галечниках. Породу в прорези разрабатывали отбойными молотками заходками по 0,8 м. Кровля поддерживалась продольными металлическими балками при расстоянии между ними 1 м. Одним концом балки опирались на последнюю уложенную арку, другим — заглублялись в породу. Скорость проходки прорези, устройства свода и его напряжения составила 20 м/мес. Примерно аналогичным образом также на парижском метрополитене возводили станцию «Обер».

Примером применения сквозной кольцевой щели вокруг выработки для установки постоянной крепи до начала разработки основного массива может служить строительство подземного машинного зала гидроаккумулирующей станции Онгрэн (Вейто) в Швейцарии [118]. Породы представлены слоистыми известняками и сланцами с гли-

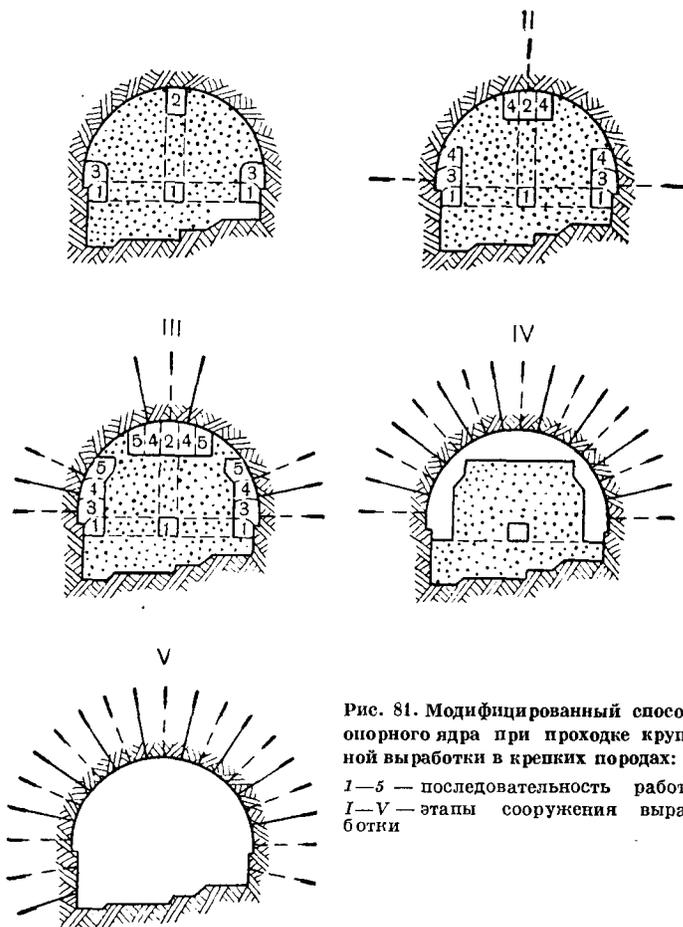


Рис. 81. Модифицированный способ опорного ядра при проходке крупной выработки в крепких породах:

I-5 — последовательность работ;
I-V — этапы сооружения выработки

нистыми прослоями. На стадии изысканий было установлено, что при пролете выработки более 3,5 м породы переходят в неустойчивое состояние, и необходимо применять крепь. Камера машинного зала имеет полуциркулярное очертание, ширина 30 м, наибольшая высота 27 м, длина 138 м, объем скальной выломки с походами 82 тыс. м³.

Вначале предполагали применить новоавстрийский метод проходки камеры, от этого варианта отказались из-за большого пролета выработки и неоднородности пород. По принятой схеме работы вели в следующем порядке (рис. 81). В первую очередь были пройдены на всю длину камеры три галереи — штольни *I* на уровне горизонта подземных вод. Из этих штолен произвели цементацию породы под камерой для создания противодиффузионной завесы. Размеры штолен для облегчения конструкции крепи выбирали минимальными

по габаритным условиям пропуска буровых станков для создания цементационных и анкерных скважин диаметром 100—115 мм.

Из центральной штольни 1 были пройдены три восстающие выработки, из которых разработали штольню 2 на уровне замка свода. Из боковых штолен 1 снизу вверх начали расширять щель (этапы III и IV), при этом взорванную породу не убирали, а она служила основанием для разработки щели и установки предварительно-напряженных анкеров глубиной 4 и 13 м, а также для покрытия породы набрызгбетоном толщиной до 15 см. В верхней части

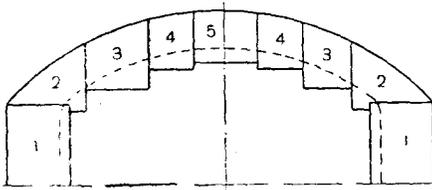


Рис. 82. Модифицированный способ опорного ядра (штутгартский способ): 1—5 — последовательность работ [при проходке штолен по контуру выработки]

свода расширение штольни 2 в обе стороны (этапы IV) также сопровождалось установкой предварительно-напряженных анкеров и нанесением набрызгбетона. Таким образом произошла сбойка щелей, сооружаемых снизу и сверху (этапы V и VI).

Ядро камеры пройдено в два этапа. На первом этапе ядро разработали до уровня почвы нижних штолен 1, а затем — нижнюю часть камеры.

Этот метод разработки и крепления камеры оказался весьма экономичным, основные работы по строительству камеры заняли всего 8 месяцев, т. е. значительно меньше, чем при обычном способе опорного ядра, описанном выше для аналогичной выработки в Италии.

В Штутгарте (ФРГ) разработан и применен модифицированный способ опорного ядра, предназначенный для проходки выработок большого пролета в неустойчивых породах. Способ предложен для камерных выработок длиной до 100 м и представляет собой последовательную проходку примыкающих друг к другу штолен, расположенных по контуру выработки (рис. 82). Штольни по очереди заполняют бетоном, в результате чего образуется постоянная крепь, под защитой которой производят затем разработку ядра камеры.

Достоинством этого метода являются сравнительно незначительные осадки породы. Вместе с тем, очевидны трудоемкость работ, необходимость точного соблюдения направления штолен, а также сложность обеспечения в условиях частых стыков замкнутого арматурного каркаса в процессе бетонирования.

Примером применения подобного метода может служить проходка зоны неустойчивых разрушенных скальных пород на длине 570 м в описанном выше туннеле Страйт-Крик. Штольни, закрепленные обетонированной рамной металлической крепью, усиленной подкосами, находятся за пределами проектного сечения туннеля.

Метод был принят к производству лишь после того, как при проходке верхней части туннеля начали образовываться вывалы породы и забой пришлось остановить на целый год.

§ 15. Механизированные и специальные способы

Механизированные способы проходки. Последние 10 лет подземное строительство характеризуется значительным развитием механизированного способа проходки выработок и расширением области его применения. Если общая длина туннелей, пройденных во всем мире в 1964 г. механизированными щитами и комбайнами, составила 6—7 км, то уже через 5 лет она достигла 30—35 км в год, в настоящее время возросла до 50 км в год. Конструкции туннелепроходческих машин (комбайнов и механизированных щитов) постоянно совершенствуются, улучшаются управление машинами и контроль за их продвижением, возрастают возможная крепость породы, диаметры машин, скорость проходки [29, 33, 82, 120].

Тенденция к постепенному переходу к механизированному способу проходки туннелей объясняется тем, что по сравнению с буровзрывным механизированный способ проходки позволяет:

организовать непрерывную работу в забое и при определенных условиях достичь скорости 100 м/сут;

значительно уменьшить (на 20—40%) затраты труда на проходку туннеля и добиться полной механизации и автоматизации проходческих работ в забое на базе самой современной техники;

резко снизить степень нарушения окружающего скального массива и смещение пород кровли и благодаря этому облегчить конструкцию крепи и повысить уровень безопасности работ, а также приблизить трассу туннеля к поверхности земли;

практически ликвидировать переборы породы и переклады бетона и тем самым уменьшить стоимость работ и конструкций.

К недостаткам механизированного способа следует отнести в первую очередь высокую стоимость туннелепроходческих машин и их резов, требуемые значительные установленные мощности электродвигателей и расход электроэнергии на 1 м³ породы, особые сложности при работе в обводненных и переслаивающихся породах различной крепости.

По данным работы [78] стоимость туннелепроходческой машины в долларах примерно в 4,3 раза превышает квадрат диаметра туннеля в сантиметрах, а длина туннеля, оправдывающая применение машины, должна быть более 1,6 км. По другим данным стоимость машины составляет $5D \cdot 10^4$ долларов, где D — диаметр туннеля в футах.

Вместе с тем вышеприведенные достоинства механизированного способа столь существенны, что ряд фирм-изготовителей машин считает механизированный способ оптимальным при длине туннеля уже более 0,5 км и при стоимости резов до 70 долл. на 1 м³ породы.

Таблица 33

Выработка (страна)	Годы строительства	Размер выработки		Порода, прочность на сжатие, кг/см ²	Характеристика машины		
		Диаметр в проход-ке, м	длина, пройденная машиной, км		модель	установленная мощность, кВт	масса, т
Туннели гидроузла на р. Скачеван (Канада)	1959—1961	7,8	Пять туннелей общей длиной 5,5	Сланец, до 140	261	660	175
Туннели гидроузла Оахе (США): водосбросные	1954—1956	7,8	Шесть туннелей общей длиной: 4,7	Мягкий трещиноватый сланец	910 и 930	330	125
напорные	1958—1959	9,0	2,3	То же, 30	351	600	175
Туннели парижского метрополитена (Франция)	1965—1968	10,3	2,4	Переслаивающиеся песчанники, известняки, глина	Механизированный щит	735	500
Железнодорожный туннель Хайгерсберг (Швейцария)	1970—1971	10,7	2,9	Сланец, 550—850	341/111 352/128	735	333
Туннели гидроузла Мангла (Пакистан)	1963—1964	11,2	2,6	Песчаник, глинистый сланец, 70—550	371/110	735	320
Автомобильные туннели в Ливерпуле (Англия)	1968—1970	11,2	Два туннеля длиной по 2,1	Мягкий песчаник, 200—350	371/110	735	320

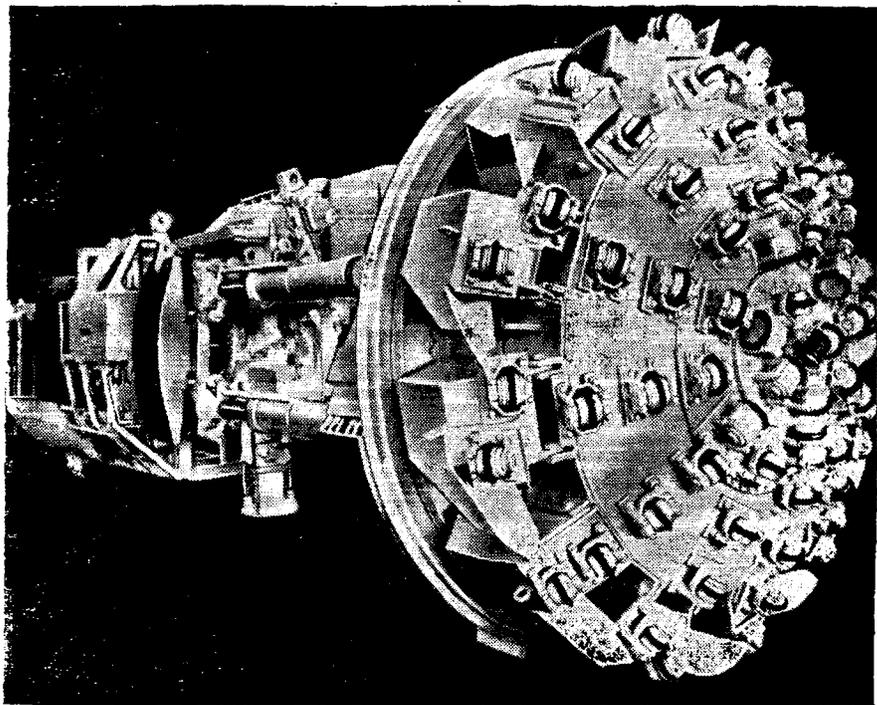


Рис. 83. Туннелепроходческая машина фирмы Роббинс

Механизированная проходка туннелей большого сечения на полный профиль в настоящее время ограничена размерами машин и крепостью породы. В табл. 33 приведены некоторые примеры применения туннелепроходческих машин диаметром около 8 м и более фирмы Роббинс. В США имеются также отдельные подобные машины не только фирмы Роббинс, но и других фирм (Ярва, Алкрик, Калвелд и др.). На рис. 83 показана туннелепроходческая машина большого диаметра. В Советском Союзе при сооружении Лысогорского железнодорожного туннеля на линии Краснодар — Туапсе с 1972 г. применяют механизированный щит Московского механического завода Главтоннельметростроя. Щит диаметром 8,7 м предназначен для механической разработки пород с пределом прочности на сжатие до 300 кгс/см², общая мощность двигателей 575 кВт, масса щита 365 т.

В целом машин большого диаметра (8—11 м) относительно мало (10—15% общего числа туннелепроходческих машин). Проходят они туннели кругового очертания в малоабразивных породах преимущественно средней крепости и мягких (прочность породы на сжатие примерно до 600 кгс/см²), лишь с отдельными включениями более твердых пород. Это вызвано технико-экономическими соображениями,

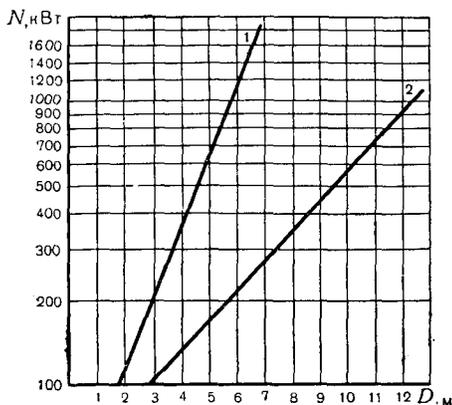


Рис. 84. Зависимость установленной мощности двигателей N от диаметра машины D для пород:

1 — очень крепких и крепких; 2 — средней и ниже средней крепости

поскольку стоимость режущего инструмента увеличивается пропорционально прочности (абразивности) породы и площади поперечного сечения туннеля. Кроме того, с увеличением диаметра машины резко повышается установленная мощность двигателей (рис. 84), расход электроэнергии на разработку 1 м^3 крепкой породы возрастает в 10—20 раз по сравнению с расходом в мягких породах и превышает $200 \text{ кВт} \cdot \text{ч}$ на 1 м^3 . Чистая скорость бурения при больших диаметрах машин значительно уменьшается (по сравнению с породами средней крепости скорость бурения в крепких и очень крепких породах уменьшается в 10—15 раз). Среднемесячная скорость, как правило не выше, чем при буровзрывном способе, хотя по сравнению с этим способом суточная скорость проходки достаточно велика и при диаметре 8 м достигает 20—30 м/сут.

Туннель Навайо в США, упоминаемый выше, разрабатывали туннелепроходческой машиной с очень высокими суточными скоростями. В частности, 16 июня 1972 г. скорость проходки достигла 66 м, 21 июня — 72 м, 5 июля — 79 м. Вместе с тем средняя скорость за весь период строительства была значительно ниже и составила 14 м/сут.

Стоимость туннелепроходческих машин диаметром 8 м и более чрезвычайно высока (примерно 1,5—3 млн. долл). Следует отметить, что за рубежом ряд фирм-изготовителей предоставляет строителям на прокат туннелепроходческие машины (в большинстве случаев месячный прокат машины стоит 8% ее полной стоимости).

Стремление снизить стоимость и поднять эффективность механизированной проходки выработок большого сечения привело к поискам различных новых решений. В частности, как отмечалось выше, при разработке туннелей большого сечения широко используют комбайны диаметром 3—4 м для проходки передовых выработок (параллельно трассе основного туннеля или по его трассе). Такие выработки, проведенные практически независимо от крепости пород с высокими скоростями (поскольку при малых диаметрах имеются значительные возможности выбора оптимального типа туннелепро-

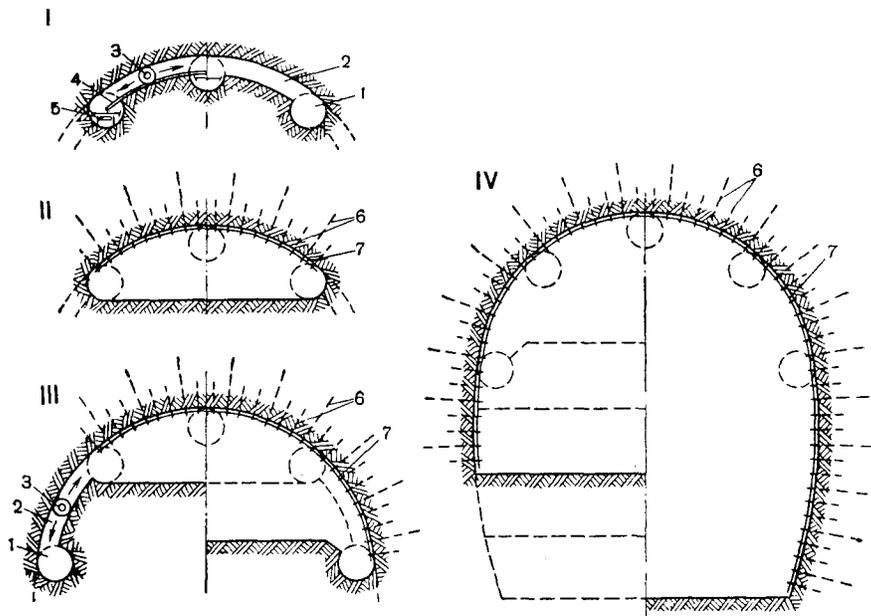


Рис. 85. Разработка крупной выработки с предварительным созданием контурной щели механизированным способом:

I—IV — этапы разработки выработки; 1 — штольня; 2 — контурная щель (прорезь) между штольнями; 3 — специальный комбайн; 4 — направляющие балки; 5 — конвейер; 6 — анкеры; 7 — набрызгбетон по сетке

ходческой машины), позволяют установить в деталях инженерно-геологические условия, а также облегчить вентиляцию и транспорт при проходке основных туннелей.

Фирмой А. Кунц в ФРГ предложен метод разработки крупных подземных сооружений в сравнительно устойчивых породах с предварительным созданием комбайнами контурной щели по периметру выработки и последующей выемкой ядра с применением буровзрывных работ (рис. 85). Экспериментальное опробование отдельных элементов предложенного метода было проведено в 1972 г.

Оригинальное решение поэтапной проходки двух туннелей применено в Швейцарии. Эти автодорожные туннели диаметром 10,5 м, длиной по 1,5 км расположены параллельно друг другу в слоистых песчаниках и мергелях. В первую очередь по трассе туннелей были пройдены передовые штольни диаметром 3,5 м. Проходку вели в течение 9 месяцев машиной фирмы Роббинс тип 411/417, затем в 1971 г. начали разработку туннеля с помощью двух последовательно соединенных расширительных туннелепроходческих машин фирмы Вирт (тип ТБЕ IV и ТБЕ VII) диаметром 7,7 и 10,5 м. К преимуществу описанного способа относится повышение уровня безопасности работ и меньшие расходы электроэнергии и резов по сравнению с проходкой туннеля сразу на полное сечение.

Расширение возможности механизированной проходки выработок некругового очертания достигается применением комбайнов со стреловидным исполнительным органом. Исполнительный орган такого комбайна (коническая режущая головка) установлен на конце поворотной стрелы-рукоятки, имеющей телескопическое устройство, позволяющее удлинять ее в процессе работы. Перемещение стрелы осуществляется гидроцилиндрами.

Подобные машины выполнены применительно к устойчивым породам средней крепости ($300-400 \text{ кгс/см}^2$) с отдельными включениями более крепких пород (до 700 кгс/см^2). Эти прочностные значения значительно ниже, чем при использовании туннелепроходческих машин, оснащенных шарошками и обрабатывающими забой на полное сечение. Кроме того, одной из наиболее сложных проблем при применении комбайнов со стреловидным исполнительным органом является вентиляция забоя. Системы пылеподавления и пылеотсоса, применяемые в настоящее время, не полностью решают эту проблему и туннельный забой оказывается запыленным. Работы в этом направлении интенсивно ведутся различными организациями и заводами-изготовителями.

Вместе с тем комбайны со стреловидным органом, получившие значительное развитие в СССР (ПК-3м, ПК-9р, 4ПП-2 и др.), ФРГ (фирма Демаг), Англии (фирма Доско) и в других странах, имеют определенные преимущества перед туннелепроходческими машинами, разрабатывающими забой на полное сечение. К таким преимуществам относятся: универсальность формы поперечного сечения выработки; возможность избирательной разработки забоя и постоянного доступа к нему; меньшая мощность двигателей.

Площадь поперечного сечения забоя при использовании подобных комбайнов ограничивается обычно размерами от 5 до 15 м^2 . В конце 60-х годов эти комбайны применяли в Италии при сооружении автодорожных туннелей большого сечения. Первоначально верхнюю часть туннеля разделяли на четыре участка и раскрытие ее вели по этапам. Вначале проходили боковые участки на длину 10—20 м, затем сводчатую часть, а в последнюю очередь — уступ. Такой способ возможен лишь в устойчивых породах, иначе крепление кровли весьма осложнило бы работу. Достигнутая средняя производительность комбайна составила $12-15 \text{ м}^3/\text{ч}$ породы при чистой производительности около $35 \text{ м}^3/\text{ч}$. По сравнению с буровзрывным способом в данном случае достигалось соблюдение требуемого контура, и отсутствие нарушения окружающего массива породы.

Примерно аналогичным образом разрабатывали туннель размером $9 \times 6,6 \text{ м}$ участка трассы метрополитена в Париже. Породы, представляющие собой аллювиальные отложения, предварительно закрепляли путем инъекции силикагеля, создавая вокруг туннеля слой укрепленной породы толщиной от 4 м в стенах до 2 м в кровле. Разработку забоя осуществляли комбайном F6-A (Австрия) со стреловидным органом. Вначале разрабатывали среднюю часть забоя на глубину 1,6 м, затем боковые части. Временную крепь выполняли

из металлических арок, а через каждые 30 м проходку останавливали и возводили постоянную крепь из бетона.

На рис. 86 показана схема разработки крупного туннеля, построенного в 1969—1970 гг. с использованием комбайна ЕУ—II (ФРГ). Вначале поочередно проходят боковые штольни 1 и 2 и бетонизируют стены, затем разрабатывают верхнюю часть туннеля 3 и бетонизируют свод. В последнюю очередь проходят опорное ядро туннеля 4 с применением буровзрывных работ [81].

ЦНИИПодземмаш по заданию института Гидропроект запроектировал и в 1972 г. изготовил опытный образец туннелепроходческой машины ТК-1с для разработки туннелей шириной 5,3 м, представляющий собой комплекс из двух машин (установленных одна над другой), в которых использованы узлы и агрегаты серийно выпускаемого комбайна ПК-9р со стреловидным органом [32].

Верхняя машина установлена неподвижно на платформе самоходного портала, а нижняя — размещена под порталом на собственном гусеничном ходу. Самоходный портал оборудован в верхней части козырьком для обеспечения безопасности работ. На платформе портала установлено оборудование и механизмы для монтажа арочной или анкерной крепи. По расчету средняя производительность машины ТК-1с составит 20—30 м³/ч породы.

Использование комбайнов со стреловидным исполнительным органом в выработках большого сечения осуществлено в 1971 г. фирмой Паурат в ФРГ [47]. На ходовой части экскаватора с гидравлическим управлением массой до 100 т размещена стрела с одной или двумя рукоятками, оснащенными фрезерными головками мощностью по 55 кВт каждая (рис. 87). Принятое расположение головок по данным фирмы позволяет значительно повысить производительность разработки забоя благодаря образованию борозд по горизонтальному направлению на определенном расстоянии друг от друга и последующего откалывания породы между бороздами. Порода грувится ковшовым погрузчиком, который попеременно перемещается по обоим сторонам машины в выработке шириной около 12 м. Наибольшая высота выработки, разрабатываемой машиной, составляет 10—11 м. Крепление забоя ведется с рабочей платформы, телескопически выдвигающейся над опорной частью машины.

Специальные способы разработки камерных выработок. Камеры-емкости, предназначенные для хранения воды, нефтяных топлив и жидких углеводородных газов, а также для других целей, при условии, что как во время строительства, так и при эксплуатации таких хранилищ в них не потребуется присутствие человека, могут сооружаться высокопроизводительными методами, применяемыми при разработке мощных залежей крепких руд [46] и специальными методами, описанными ниже.

Метод выщелачивания. Для сооружения хранилищ нефтепродуктов и сжиженных газов в месторождениях каменной соли применяют главным образом метод выщелачивания [17, 18]. Сущность этого метода состоит в бурении скважин диаметром 200—500 мм до

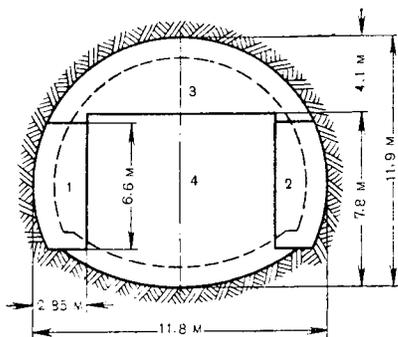


Рис. 86. Схема разработки туннеля с использованием комбайна:

1—4 — этапы разработки

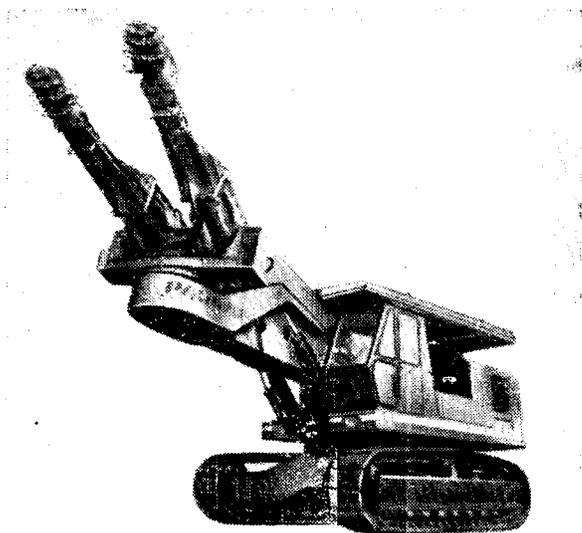


Рис. 87. Комбайн с двумя рукоятками

соляного пласта, опускании в них колонны труб, подачи воды по этим трубам в пласт и выдачи рассола на поверхность по другим трубам. Для управления формообразования емкости в процессе выщелачивания и обеспечения ее устойчивости в емкость через скважину вводят нерастворитель (нефтепродукт). Размыв соляного пласта и образование рассола (выщелачивание соли) происходят в процессе циркуляции воды.

Размеры емкостей (сферической эллипсоидальной или овальной формы), создаваемых методами выщелачивания в отложениях каменной соли, обычно составляют: диаметр до 50 м, высота до 80 м. Наибольшая емкость хранилища, приходящаяся на одну скважину,

в соляном пласте равна 100 тыс. м³. Характерное многокамерное хранилище представляет собой ряд емкостей по 30—50 тыс. м³, между которыми оставлены целики соли.

Размыв камеры происходит с интенсивностью примерно 10—15 м³/ч, эксплуатационная производительность составляет 3—5 тыс. м³/ч. Подготовительная работа по созданию хранилища до начала выщелачивания емкости занимает примерно один-полтора года.

Сооружение подземных хранилищ можно производить различными системами и методами. Одной из наиболее распространенных является камерная система, предусматривающая на каждой скважине создание самостоятельной камеры выщелачивания. Характерная схема камеры, образуемой управляемым ступенчатым методом, показана на рис. 88. Система камерного выщелачивания предусматривает также образование емкостей спаренными камерами из нескольких скважин при применении преимущественно ступенчатого метода размыва. В соляных пластах малой мощности и значительного простирания может быть применен способ захваток (сплошная система выщелачивания). Сущность его заключается в создании скважин по горизонтальному направлению и образовании выщелачиванием емкостей туннельного типа, расположенных вдоль простирания пласта.

Практикуемые методы основаны на постоянном заполнении емкостей, т. е. нефтепродукты закачивают в скважины одновременно с отбором такого же объема рассола. В последнее время применяют также струйный метод выщелачивания. Вначале бурят скважину, затем в нее опускают колонну водоподающих и рассолоподъемных труб. Водоподающие трубы имеют отверстия с насадками, подбирая которые можно создавать емкости диаметром до 20 м заданной формы. Такие емкости при их использовании можно опорожнить полностью с помощью насосов или выдавливая нефть сжатым воздухом.

Метод выщелачивания является одним из основных при создании крупных хранилищ, поскольку при объемах более 20 тыс. м³ стоимость его в 5—7 раз меньше, а срок строительства примерно в 1,5 раза ниже, чем при буровзрывном способе работ. В США, например, этим методом сооружено более 80% всех нефтехранилищ.

Метод внутренних взрывов. При этом методе подземная полость создается под действием внутреннего взрыва (без образования на поверхности видимых деформаций породы) в пластичных глинистых породах влажностью 10—20%. Объем такой емкости обычно не превышает 300 м³, диаметр — 7 м. Вокруг полости образуется зона из пород, упрочненных взрывом [17]. Сущность метода состоит в бурении скважины (шурфа), обсадке ее, цементации затрубного пространства, последовательном взрывании прострелочных зарядов. Затем в образовавшейся камере взрывают основной заряд большой величины, создающий сферическую емкость (рис. 89). Применяется также метод, при котором для создания полости

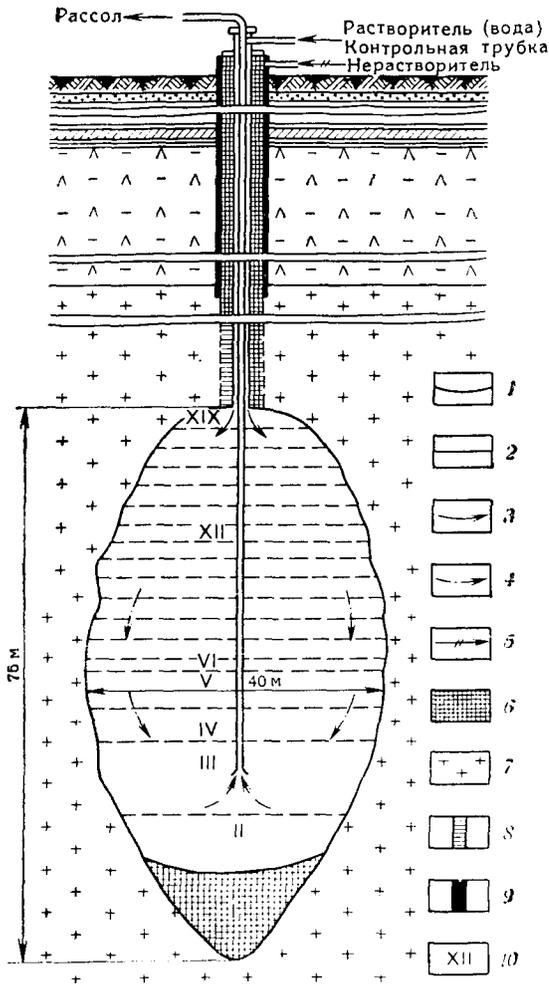


Рис. 88. Схема образования камеры выщелачиванием:
 1 — контуры камеры;
 2 — ступень выщелачивания;
 3 — направление движения воды;
 4 — направление движения рассола;
 5 — движение нерастворителя;
 6 — нерастворимые включения (зона консервации);
 7 — каменная соль;
 8 — нерастворитель;
 9 — цементация обсадной колонны труб;
 I—XIX — ступень выщелачивания

осуществляют камуфлетный взрыв заряда, расположенного на дне шурфа, без использования прострелочных зарядов.

Для возможности образования подземной полости минимальная мощность толщи глинистых пород не должна быть менее трех диаметров этой полости.

Создание подземных емкостей с использованием ядерных взрывов. В области промышленного использования ядерных взрывов ведут значительные исследовательские и экспериментальные работы, одним из направлений которых является создание подземных хранилищ в толще каменной соли, туфах и других породах с незначительной пористостью [45].

Проведенные в США по программе «Плашер» 10—15 экспериментальных ядерных взрывов внутреннего действия мощностью

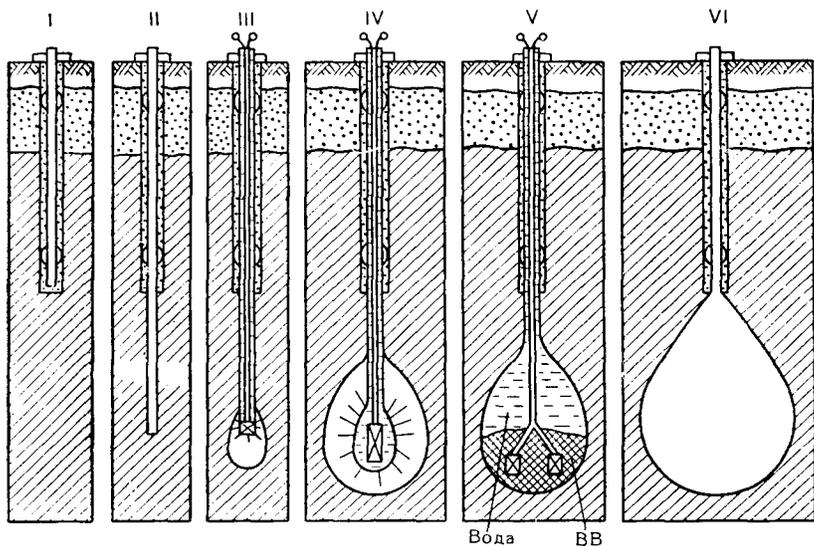


Рис. 89. Последовательность работ при сооружении подземной емкости способом внутренних взрывов:

- I* — бурение скважины начальным диаметром;
II — обсадка скважины, цементация за-
 трубного пространства и бурение
 скважины конечным диаметром;
III — первый прострел скважины;
IV — второй прострел скважины;
V — основной взрыв;
VI — образованная подземная емкость

от 1,7 до 50 кт показали, что в результате взрыва образуется полость в виде эллипсоида, заполненная раздробленной породой. Радиус такой полости R_c оказывается равным [26]

$$R_c = \frac{C \sqrt[3]{Q}}{(\gamma h)^{1/4}}, \text{ м}, \quad (79)$$

где Q — мощность взрыва, кт;
 C — коэффициент, равный 55—75 при средней величине при-
 мерно 70;

γ — средняя плотность налегающих пород, т/м³;

h — глубина залегания заряда, м.

Высоту этой полости определяют по формуле

$$H = k R_c, \text{ м}, \quad (80)$$

где k — коэффициент, равный от 3,2 (доломит) до 6,8 (туф) при сред-
 ней величине примерно 4,5.

Зона влияния ядерного взрыва на развитие деформаций и трещи-
 нообразования породы ограничивается двумя — четырьмя радиу-
 сами полости R_c на горизонте ядерного взрыва. Целик над вершиной
 эллипсоида должен иметь толщину не менее 100—150 м.

Использование ядерных взрывов для образования подземных хранилищ связано с рядом трудностей. В первую очередь это сложные требования защиты продуктов от радиоактивности. Мероприятия по защите включают в себя промывку полости водой под высоким давлением, а также очистку продуктов хранения через систему фильтров при извлечении и в процессе их переработки. Кроме того, необходимо установить допустимый температурный режим, поскольку высокая температура может сохраняться в течение длительного времени.

Одной из главных проблем, требующих своего решения в использовании образовавшейся полости для хранилища нефтепродуктов, является удаление из нее раздробленного материала. Это в принципе может быть достигнуто выщелачиванием материала (в частности, каменной соли) или извлечением его из емкости. В последнем случае под емкостью в принципе может подводиться ряд штреков (откаточных и горизонтов выпуска), от которых проходят пальцевые восстанавливающие к днищу блока.

По мнению специалистов США, использование ядерных взрывов для образования нефтегазохранилищ перспективно, поскольку оно может дать значительную экономию средств по сравнению с обычными способами.

§ 16. Выбор способов проходки

На основании данных предыдущих параграфов главы и анализа опыта строительства выработок большого сечения в табл. 34 даны ориентировочные рекомендации по выбору различных способов проходки в зависимости от крепости породы и пролетов выработки.

Как следует из таблицы, в большинстве случаев может быть предложено несколько вариантов. В каждом конкретном случае, сообразуясь с его специфическими условиями, рекомендуется производить технико-экономическое сравнение различных вариантов проходки. Например, в породах средней крепости и средней трещиноватости выработки пролетом 10—20 м можно проходить уступным способом (нижним уступом), способом опертого свода, способом сплошного забоя (с применением комбинированной крепи) или же механизированным способом (с разработкой забоя по частям). В данных условиях выбор способа зависит от размеров выработки (длина, пролет, высота), а также и от технических возможностей строительства (подъездные пути и др.).

Как показывают проведенные расчеты, туннели, например, длиной более 200 м и площадью поперечного сечения 100—150 м² целесообразно проходить:

в крепких породах — сплошным забоем. В данном случае по сравнению с нижним уступом применение сплошного забоя обеспечивает повышение интенсивности работ примерно на 15%, снижение стоимости — на 10—15%;

Таблица 34

Характеристика пород по крепости	Способ проходки выработок пролетом, м		
	до 10	10—20	более 20
Очень крепкие, весьма устойчивые, $f = 20 \div 15$	Способ сплошного забоя (проходка на полный профиль при высоте до 10 м). Уступный способ (проходка верхним или нижним уступом при высоте более 10 м)	Способ сплошного забоя (проходка на полный профиль при высоте до 10 м). Уступный способ (проходка верхним, боковым или нижним уступом при высоте более 10 м)	Уступный способ (проходка верхним, боковым или нижним уступом при высоте более 10 м)
Крепкие трещиноватые, $f = 10 \div 6$	Способ сплошного забоя (проходка на полный профиль при высоте до 10 м). Уступный способ (проходка нижним уступом при высоте более 10 м)	Способ сплошного забоя (проходка на полный профиль при высоте до 10 м). Уступный способ (проходка нижним уступом при высоте более 10 м)	Уступный способ (проходка боковым или нижним уступом при высоте более 10 м)
Средней крепости, среднетрещиноватые, $f = 5 \div 4$	Способ сплошного забоя (проходка на полный профиль, проходка с применением бетонной крепи). Механизированный способ. Уступный способ (проходка нижним уступом при высоте более 10 м)	Уступный способ (проходка нижним уступом при высоте более 10 м). Механизированный способ (по частям). Способ оперттого свода. Способ сплошного забоя (проходка с применением комбинированной крепи)	Способ оперттого свода. Способ опорного ядра. Контурная прорезь. Механизированный способ (по частям)
Средней крепости, сильнотрещиноватые, $f = 4 \div 3$	Способ сплошного забоя (проходка с применением металлческой арочной крепи, с применением бетонной крепи, с применением податливой крепи). Механизированный способ. Способ оперттого свода	Способ сплошного забоя (проходка с применением комбинированной крепи). Механизированный способ (по частям). Способ оперттого свода. Способ опорного ядра. Контурная прорезь.	Способ оперттого свода. Способ опорного ядра. Контурная прорезь. Механизированный способ (по частям)
Мягкие и раздробленные, $f = 2 \div 1$	Способ сплошного забоя (проходка с применением комбинированной крепи, с применением податливой крепи). Механизированный способ	Механизированный способ (по частям). Способ сплошного забоя (проходка с применением комбинированной крепи). Способ опорного ядра	Механизированный способ (по частям). Способ опорного ядра

в породах крепких, но трещиноватых и породах средней крепости — нижним уступом. Способ нижнего уступа в данных условиях по сравнению с проходкой сплошным забоем обеспечивает снижение затрат труда и стоимости примерно на 15%;

в породах нарушенных и мягких — сравнительные данные по способам производства работ приведены в табл. 35, составленной применительно к слабому участку ($f = 3$) одного из отечественных туннелей площадью 140 м² и длиной примерно 0,5 км.

Таблица 35

Показатели	Способ проходки туннеля		
	сплошной забой (с комбинированной крепью)	опорное ядро	опертый свод с (контурной прорезью)
Скорость проходки верхней части ($S_1 = 90$ м ²), м/мес	30	15	20
Скорость проходки, приведенная к полному сечению ($S = 140$ м ²), м/мес	24	13	16
Стоимость проходки 1 м ³ туннеля (прямые затраты), руб.	7,5	9,1	8,2

В камерных выработках при разработке основного массива породы увеличение высоты слоев позволяет сократить срок строительства. Например, при увеличении высоты слоев вдвое (от 4 до 8 м) продолжительность проходки камеры уменьшается примерно на 10—20%, а стоимость работ — на 5—15%. Разработка массива отдельными блоками через воронки по стоимости примерно равна стоимости отработки массива высокими слоями, но затраты труда при отдельных блоках возрастают, а интенсивность работ снижается.

По данным шведской практики, в табл. 36 приведены соотношения стоимостей проходки различными способами в очень крепких породах [92].

Таблица 36

Способ проходки	Соотношение стоимости проходки туннеля (%) при площади поперечного сечения туннеля, м ²					
	60	80	100	120	140	160
Сплошным забоем	100	100	100	100	100	100
Нижним уступом (верхняя часть сплошным забоем)	117	110	108	105	103	100
Нижним уступом (верхняя часть в 3 этапа — центральная выработка и боковые штроссы)	138	128	120	115	110	107

Найденные (с помощью известных методов программирования) оптимальные значения x_1, x_2, \dots, x_n подставляем в балансовое уравнение (82) и определяем C_i . Таким образом, для каждого способа производства работ, обеспечивающего заданную скорость сооружения выработки, находим факторы (производительность оборудования, затраты и пр.), при которых стоимость сооружения выработки окажется минимальной. Сравнивая полученные значения стоимости, определяем наиболее выгодный способ производства подземных работ для данных условий.

Можно представить, например, что число переменных факторов для оптимизации равно трем: длина туннеля x_1 , площадь его поперечного сечения x_2 и категория породы по СНиП x_3 . Пусть ограничения этих переменных имеют вид неравенств (83). В этом случае при разработке туннеля способом сплошного забоя скорость проходки выражается функцией

$$v = \psi(x_1, x_2, x_3), \quad (84)$$

а стоимость 1 м туннеля C — функцией

$$C = \varphi(x_1, x_2, x_3). \quad (85)$$

Определяем такие x_1, x_2, x_3 , чтобы при выполнении условий $v = v_0$ (где v_0 — заданная скорость проходки) и ограничений (83) стоимость 1 м туннеля $C = \min$. Таким образом, в результате решений уравнений (84) и (85) определяем длину туннеля, площадь его поперечного сечения и категорию породы, при которых для заданного способа производства работ стоимость проходки окажется наименьшей.

Если подобные условия будут найдены для всех практикуемых способов проходки, то можно будет установить наиболее целесообразные области их применения, т. е. получить взамен данных, приведенных в табл. 34, рекомендации по оптимальным способам проходки подземных выработок.

Методы оптимального программирования за последние годы все шире распространяются в народном хозяйстве. Определенное применение они получают и в горном деле благодаря работам ИГД им. А. А. Скочинского, Московского горного института, института Центрогипрошахт и др. Для подземных сооружений большого сечения развитие этих прогрессивных методов пока сдерживается из-за недостатка специальных наблюдений и исследований, позволяющих вывести балансовые уравнения типа (82).

Вместе с тем следует отметить, что оптимальный способ проходки выработок должен определяться с учетом ряда вопросов, связанных со строительством подземного сооружения (выбор количества забоев, оборудования, установление требуемых темпов, решения по организации строительства и пр.). В этой связи решение всей совокупности вопросов должно быть комплексным одним из путей такого решения может явиться создание автоматизированной системы проектирования организации и производства подземных работ. Основные положения подобной системы приведены в § 27.

Параметры и технология подземных работ

§ 17. Буровзрывные работы

В выработках большого сечения определение параметров буровзрывных работ имеет специфику, обусловленную значительной площадью забоев, большим числом шпуров и повышенной их глубиной. Эти факторы существенно влияют на методы расчета и не дают возможности воспользоваться формулами, выведенными для обычных выработок.

Тип вруба. Современное отечественное буровое оборудование обеспечивает надежную глубину бурения (до 4 м). Как показывают расчеты и многочисленные примеры, с увеличением глубины шпуров возрастает скорость проходки, поэтому в принципе целесообразно стремиться к более глубоким шпурам и, используя усовершенствованные бурильные машины, если позволяет ширина выработки, повышать глубину до 5—6 м. В частности, в Канаде в 1971 г. вели работы по строительству туннеля размером $16,8 \times 16,8$ м. При проходке верхней части этого туннеля высотой 9,3 м глубина шпуров составляла 6,5 м.

По данным работы [93], для туннеля площадью поперечного сечения 90 м^2 и шириной 12 м при одном и том же оборудовании изменение скорости проходки в зависимости от глубины шпуров характеризуется следующими данными:

Глубина бурения шпуров, м	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6
Скорость проходки, м/сут	4,3	4,6	4,8	4,9	5,1

Вместе с тем глубина шпуров связана со структурно-геологическими условиями строения массива. В породах, трещиноватых, неоднородных, слоистых при коэффициенте звуковой анизотропии

$$k_a = \frac{v_{\max}}{v_{\min}} \geq 1,3, \quad (86)$$

где v_{\max} и v_{\min} — наибольшие и наименьшие скорости распространения ультразвуковой волны в образцах породы в зависимости от направлений звуковой волны и напластований в породе,

редко удается повысить глубину шпуров более 4 м из-за значительного падения коэффициента их использования (к. и. ш.), а также вследствие усиленного сейсмического действия взрыва на массив, временную или постоянную крепь.

В туннелях большого сечения геометрические размеры их при некоторых типах врубов также могут ограничивать предельную глубину бурения. Например, для клиновых врубов значение наибольшей глубины шпуров не превышает 45—55% ширины туннеля, т. е.

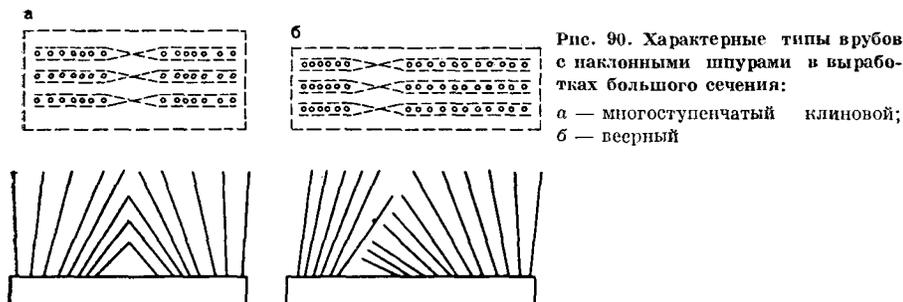


Рис. 90. Характерные типы врубов с наклонными шпурами в выработках большого сечения:

а — многоступенчатый клиновой;
б — веерный

при пролетах выработки 7—8 м применение обычного клинового вруба не обеспечит подвигание более 3 м, и в таких выработках вопрос выбора типа вруба имеет особое значение.

Из многочисленных исследований типов врубов с наклонными шпурами наиболее рациональными являются многоступенчатый клиновой (рис. 90, а) и веерный (рис. 90, б), первый из них целесообразен в трудно взрываемых крепких породах, второй — в легко взрываемых породах средней крепости. Развитием веерного вруба является треугольный вруб, который надежен и в крепких породах. Веерный и треугольный врубы могут быть рекомендованы также при неравномерном падении слоев породы, при концентрации слоистости с одной стороны сечения выработки, или при косых забоях, т. е. когда плоскость забоя не перпендикулярна оси выработки.

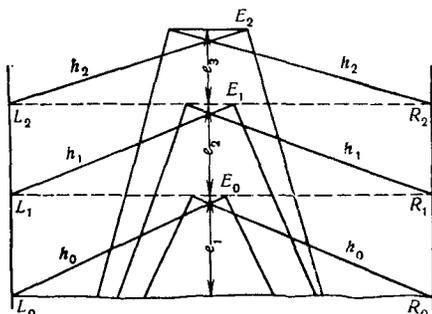
К достоинству врубов с наклонными шпурами можно отнести их универсальность, т. е. применимость в различных геологических условиях, высокий к. и. ш., равный 0,85—0,95 независимо от глубины шпуров, несколько пониженные требования к точности бурения по сравнению с прямыми врубами.

Чтобы обеспечить эффективный взрыв и избежать подсечки соседних шпуров можно рекомендовать следующие положения, основанные на опыте конструирования врубов с наклонными шпурами.

Расстояние между рядами врубовых шпуров по вертикали должно составлять не более $0,8 W_p$, где W_p — расчетная линия наименьшего сопротивления шпуров. Угол наклона врубовых шпуров должен составлять с плоскостью забоя 55—65°, а при веерных врубах угол наклона шпуров ближайших к плоскости забоя — 35—40°. Все шпуры должны располагаться в плоскостях, перпендикулярных

забою. Число врубовых шпуров должно быть подобрано из условия, чтобы расстояние между вершинами смежных шпуров не превышало W_p . Заряды во врубовых шпурах должны взрываться с интервалами замедления, не превышающими 25 мс при условии одновременного взрыва зарядов в двух шпурах, направленных друг к другу от центра к периферии в каждом ряду, а для веерных врубов — последовательность взрывов зарядов в шпурах в направлении от ближайших к плоскости забоя до располагаемых в глубине массива.

Рис. 91. Схема к определению параметров шпуров при многоступенчатом клиновом врубе (перпендикуляры h_0 , h_1 и h_2 к врубовым шпурам E_0 , E_1 и E_2 должны пересечь плоскости забоя L_0R_0 , L_1R_1 и L_2R_2 , определяющие глубины уходки e_1 , e_2 и e_3)



Глубину врубовых шпуров необходимо определять из условия, чтобы перпендикуляры, восстановленные из конца шпуров, доходили до свободной плоскости забоя, поскольку если они упираются в целик породы, вруб оторвется не полностью. Если имеются промежуточные врубовые шпуры, то глубину их необходимо назначать в соответствии с этим условием (рис. 91). Кроме того, расстояние от устья врубовых шпуров до стенки выработки, измеренное по направлению бурения, не должно быть менее 0,8 глубины шпура.

Место расположения вруба по высоте сечения выработки имеет определенное значение. При высоком расположении вруба порода дробится лучше, так как под врубом куски породы оказываются мельче, чем над врубом, но расстояние разлета кусков увеличивается. Обычно вруб располагают по высоте в середине сечения, поскольку в этом случае не нарушается симметрия шпуров, что позволяет уменьшить число интервалов при взрыве зарядов. На место расположения вруба может оказать влияние трещиноватость породы по плоскости забоя, так как врубовые шпуры должны размещаться таким образом, чтобы их направление совпадало с плоскостями напластования в толстослоистых породах и было бы перпендикулярно им в тонкослоистых породах. Если при бурении шпуров используются подмости, имеющиеся в наличии, то размещение вруба по высоте будет определяться местоположением ярусов, рабочих площадок.

Широкое применение в отечественных туннелях самоходных буровых установок типа СБУ выявило ряд недостатков врубов с наклонными шпурами. Даже при к. и. ш. 0,9 примерно 15% глубины шпуров не могло быть использовано только из-за наклона

шпуров к плоскости забоя. Кроме того, отсутствие на буровых установках специальных устройств, позволяющих определять и фиксировать требуемые углы наклона машин, приводит к неточному бурению и снижению к. и. ш. Большие величины зарядов мощных ВВ во врубовых шпурах и отсутствие в ряде случаев качественных электродетонаторов, позволяющих гарантированно обеспечивать замедление каждой серии при малых интервалах, приводит к значительным сейсмическим и ударным воздействиям на крепь и массив породы.

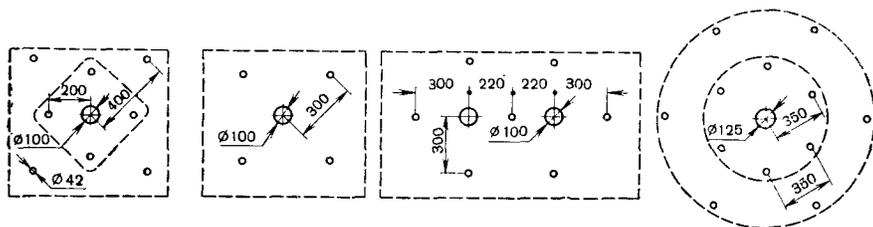


Рис. 92. Характерные типы параллельных врубов

Все эти положения обусловили необходимость дальнейших поисков эффективных врубов для выработок большого сечения. Начиная с конца 1963 г. по рекомендации института Оргэнергострой, особенно при работе с установками СБУ-2м, стали переходить на врубы со шпурами, перпендикулярными плоскости забоя (параллельные врубы). Ранее параллельные врубы широко применяли лишь в горных выработках малого сечения. Благодаря работам У. Лангефорса и других с 1962 г. эти врубы получили определенное развитие и в туннелях большого сечения.

По сравнению с врубами из наклонных шпуров параллельные врубы сравнительно просто выполняются всеми видами бурового оборудования, их можно легко приспособить для автоматизации процесса бурения и к требуемой по условиям цикла величине подвигания забоя, кроме того, прямые врубы резко снижают сейсмическое и ударное действие вруба на окружающий скальный массив и крепь выработки. К достоинствам параллельных врубов относится также некоторое повышение глубины подвигания на взрыв (примерно на 20 см) по сравнению с отрывающими врубами при глубине шпуров до 3—3,5 м.

Из многочисленных типов параллельных врубов было выбрано и исследовано большое количество различных врубов, показанных на рис. 92.

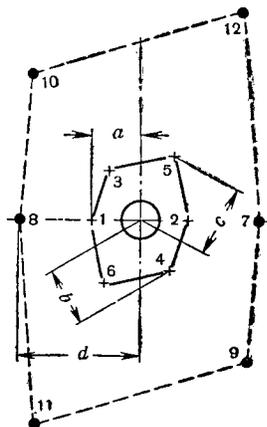
В результате экспериментов в туннелях площадью 50—90 м² на строительствах Токтогульской, Нурекской, Чарвакской и Ингульской ГЭС было установлено, что в породах средней крепости центральный шпур, как правило, заряжать не следует, в крепких же породах в центральный шпур рекомендуется помещать заряд ВВ, равный 0,3—0,4 массы заряда ВВ в остальных врубовых шпурах.

В последнем случае заряд в центральном шпуре должен взрываться одновременно с зарядами в остальных шпурах вруба. При использовании шпуров глубиной 3,7—4,0 м заряд в центральном шпуре целесообразно взрывать спустя 25 мс после взрыва первой серии вруба.

Наиболее эффективно центральный шпур заменять скважиной диаметром 100 мм и более и глубиной, превышающей на 10—15% остальные шпуры. Расстояние от центральной скважины до врубовых шпуров в зависимости от структурно-геологических условий

Рис. 93. Двойной спиральный вруб:

1—12 — порядок взрывания. При диаметре центральной незаряженной скважины 100 мм величины $a = 130$ мм; $e = 160$ мм; $c = 195$ мм; $d = 325$ мм; $Q_{1-6} = 0,4$ кг/м и $Q_{7-12} = 0,85$ кг/м



и диаметра центрального шпура составляет от 10 до 30 см. Особое внимание должно быть обращено на выбор степени замедления между отдельными сериями зарядов в шпурах. В массивных или слабо-трещиноватых крепких породах величина замедления между сериями должна быть 25 мс, в трещиноватых породах — 50 мс. Рекомендации института Оргэнергострой по параметрам параллельных врубов более подробно изложены в работе [63].

Использование параллельных врубов при проходке отечественных туннелей большого сечения позволило получить коэффициент использования шпуров 0,90—0,92 при глубине бурения примерно до 3 м и 0,83—0,85 при глубине от 3 до 4 м.

К недостаткам параллельных врубов следует отнести повышенные требования к качеству бурения. Отклонение расстояния между шпурами, изменение их направления и другие неточности, возникающие в процессе бурения, сказываются на результатах взрыва более значительно, чем во врубах с наклонными шпурами, а количество шпуров на забой повышается на 5—10%. Бурение шпуров должно вестись с помощью специальных шаблонов.

Применение параллельных врубов может быть рекомендовано для выработок большого сечения, а особенно для туннелей пролетом до 8 м, проходящих в крепких однородных слаботрещиноватых скальных породах, преимущественно при глубине бурения до 4 м.

В этих условиях параллельные врубы конкурентноспособны с врубами с наклонными шпурами. В более слабых породах эффективность параллельных врубов снижается из-за падения к. и. ш. с глубиной шпуров, а также из-за осыпания шпуров при бурении соседних шпуров.

Подробные исследования типов врубов, проведенные за рубежом, в принципе подтверждают указанные выше рекомендации, хотя при проведении экспериментов имеется различие в геологических условиях, типе ВВ и диаметре шпуров. В частности, на основании многочисленных исследований в крепких породах У. Лангефорс рекомендует к применению в качестве оптимального параллельного вруба двойной спиральный вруб, показанный на рис. 93. Этот вруб обеспечивает к. и. ш. 1—0,95 при глубине шпуров до 4,7 м и диаметре центральной скважины 100 мм и к. и. ш. 0,95—0,85 при глубине шпуров от 4,7 до 6 м и диаметре центральной скважины до 200 мм [31].

Линия наименьшего сопротивления. Размещение шпуров в забое выработки большого сечения при выбранном типе вруба и определение числа шпуров могут быть выполнены после определения расчетной линии сопротивления (линии наименьшего сопротивления). Существующие формулы определения линии наименьшего сопротивления (л. н. с.) относятся к взрывным работам, проводимым на поверхности земли. Для горизонтальных шпуров, располагаемых в вертикальном забое с одной плоскостью обнажения, определение л. н. с. имеет ряд особенностей. Предлагаемый метод определения л. н. с. излагается в работе [41]. В качестве исходной предпосылки принимается, что в выработках большого сечения, в которых весьма мало влияние зажима, можно использовать основные результаты по расчету зарядов на открытых работах. При этом вводится условие, что после взрыва врубовых зарядов, а также последующих серий образовывается свободная плоскость, в сторону которой отбивается порода.

В результате решения задачи приходим к кубическому уравнению для определения л. н. с. [41]

$$W^3 + a_1 W^2 + a_2 W = a_3, \quad (87)$$

где

$$a_1 = \frac{0,07}{q_0} + 0,835 h_0; \quad (88)$$

$$a_2 = b' + 0,0583 \frac{h_0}{q_0}; \quad (89)$$

$$a_3 = h_0 b'; \quad (90)$$

$$b' = \frac{e_0 \Delta}{0,6 q_0 m} \left(\frac{d_{\pi}}{32} \right)^2; \quad (91)$$

W — линия наименьшего сопротивления, м;

q_0 — показатель взрываемости, кг/м³;

e_0 — коэффициент, учитывающий тип ВВ, равный 1 для скального аммонита и детонита, 0,9 для аммонита № 6, 0,85 для аммонита В-3;

m — относительное расстояние между шпурами ($m = \frac{a}{W}$), равное обычно 0,9—1,3, нижний предел относится к более крепким породам, верхний — к более слабым;

h_0 — средняя глубина шпуров в комплекте,

$$h_0 = \frac{l_{ц}}{k_{н. ш}}, \text{ м};$$

$l_{ц}$ — подвигание забоя за цикл (взрыв), м;

$k_{н. ш}$ — коэффициент использования шпуров, равный при оптимальном паспорте буровзрывных работ для выработок большого сечения 0,95—0,85;

Δ — плотность ВВ в патроне, кг/дм³; для патронированных ВВ $\Delta = 0,95 \div 1,1$ кг/дм³, для прессованных ВВ $\Delta = 1,4 \div 1,6$ кг/дм³;

$d_{п}$ — диаметр патрона ВВ, мм.

Показатель взрываемости q_0 в зависимости от коэффициента крепости пород по шкале проф. М. М. Протодыяконова имеет следующие значения:

f	Более 20	20—15	15—10	10—8
q_0	0,6—0,5	0,5—0,4	0,4—0,3	0,3—0,25

Величина q_0 представляет собой расход ВВ, требуемый для раздробления уступа породы высотой 0,5 м зарядом в вертикальном шпуре, расположенном от края уступа на расстоянии 0,5 м ($W = 0,5$). В неоднородных трудновзрываемых породах рекомендуется для q_0 принимать большее значение из приведенных в соответствующей группе коэффициентов крепости. При неблагоприятном падении пластов целесообразно также повышать q_0 на 10—20%.

При использовании в одном забое различных типов ВВ в формулы (88)—(91) вводят средние значения e_0 , Δ и $d_{п}$.

Учитывая, что W находится обычно в пределах 1—2 м, уравнение (87) легче всего решать подбором, причем достаточно двух-трех попыток, чтобы получить искомое W с точностью до 0,01 м.

Расчетная линия наименьшего сопротивления (р. л. н. с.) будет несколько меньше, чем W , полученное по уравнению (87). Это объясняется неточностью при забурировании, а также отклонением шпура от заданного направления в процессе бурения.

Если предположить, что на каждый 1 м шпура приведенное отклонение составит s , то получим выражение для определения расчетной линии сопротивления

$$W_p = W - ch_0, \text{ м}. \quad (92)$$

Опыт показал, что с учетом неточности при забурировании при практикуемых у нас буровых установках величину s следует принимать равной 0,05—0,10 м/м длины шпура.

Величина W_p является расчетной при построении паспорта буровзрывных работ, в частности, по этому значению р. л. н. с. можно располагать шпуры в забое. В том случае, если нет твердой уверенности в правильности выбора величины q_0 , а также при площади забоя до 60 м², когда еще сказывается влияние зажима, целесообразно полученное значение W_p уменьшить на 5—10%.

Расстояние между шпурами. Обработка статистических данных различных паспортов буровзрывных работ показывает, что расстояния между шпурами и между рядами шпуров зависят от величины расчетной линии наименьшего сопротивления. Рекомендуемые на основании практических данных приближенные значения расстояний между рядами шпуров и между шпурами при одной плоскости обнажения приведены в табл. 37, а при двух плоскостях обнажения — в табл. 38.

Таблица 37

Шпуры	Расстояние, доли от W_p	
	между рядами шпуров	между шпурами
Врубовые, отбойные шпуры непосредственно над врубовыми, вспомогательные в центре и сбоку забоя	0,8—1	0,9—1,2
Контурные в стенах и своде	0,75—0,85	0,60—0,85*; 0,9—1
Шпуры, пробуренные в почве	0,7—0,8	0,8—0,9

* При контурном взрывании.

Таблица 38

Шпуры	Расстояние, доли от W_p	
	между рядами шпуров	между шпурами
Отбойные первого ряда (ближайшие к свободной поверхности)	0,8—0,9	1—1,3
Отбойные остальных рядов	1	1—1,3
Контурные и шпуры, пробуренные в почве	0,75—0,85	0,6—0,75*; 0,9—1

* При контурном взрывании.

Число шпуров. Для предварительных расчетов (с точностью 10%) числа шпуров в горизонтальных выработках большого сечения с одной плоскостью обнажения предлагается следующая формула, выведенная из геометрических соотношений,

$$N = \frac{S}{(kW_p)^2} + \frac{P}{0,8W_p}, \quad (93)$$

где N — общее число шпуров в забое (включая врубовые);

S — площадь поперечного сечения выработки, м²;

P — периметр выработки, м;

W_p — расчетная л. н. с., м;

k — поправочный коэффициент, принимаемый на основании статистической обработки данных по паспортам буровзрывных работ в отечественных туннелях.

Поправочный коэффициент k в зависимости от расчетной линии наименьшего сопротивления имеет следующие значения:

W_p , м	<1,1	1,1—1,2	1,2—1,3	1,3—1,4	1,4—1,5	>1,5
k	1,0	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

По данным зарубежного и передового отечественного опыта можно установить зависимость числа шпуров N от площади поперечного сечения туннеля S . Для крепких скальных пород в результате статистической обработки по методу средних искомая зависимость выражается в виде:

$$N = 12 \sqrt{S}, \quad (94)$$

где $50 \leq S \leq 150$, м².

При этом средняя относительная погрешность расчетного значения по сравнению с фактическим

$$\hat{s} = \frac{1}{n} \sum \frac{|N_i - N_p|}{N_i} 100\% \quad (95)$$

составляет $\hat{s} = 11\%$.

При контурном взрывании величину N следует увеличить на 10%.

За последние годы различными авторами предложено несколько формул для определения числа шпуров в туннелях большого сечения [10]. В частности, сравнительно близко отвечает практике приближенная формула Зибера [100]

$$N = \alpha_1 + \alpha_2 S, \quad (96)$$

где N — число шпуров;

S — площадь поперечного сечения туннеля, м²;

α_1 и α_2 — коэффициенты, определяемые в зависимости от характеристики взрываемости породы по данным табл. 39.

Таблица 39

Породы	Коэффициент	
	α_1	α_2
Легковзрываемые	25,1	0,67
Средневзрываемые	30,9	1,00
Трудновзрываемые	37,6	1,36

С наибольшим основанием для крупных туннелей может быть применена формула Н. М. Покровского [51]

$$N = k \sqrt{S}, \quad (97)$$

где S — площадь поперечного сечения туннеля, м^2 .

Коэффициент k зависит от свойств породы, типа ВВ и диаметра патронов. Для крепких пород он меняется в широких пределах — от 8 до 23. В частности, при $f = 10$, скальном аммоните в стандартных патронах $k = 11,2$, т. е. близок к значению в формуле (94).

Число шпуров при горизонтальном бурении и при двух плоскостях обнажения может быть подсчитано с точностью до 10% по формуле типа (93)

$$N = \frac{S}{W_p^2} + \frac{P'}{0,8W_p}, \quad (98)$$

где P' — периметр части выработки, заземленной в породе, м.

Число шпуров в забое рекомендуется уточнять после решения вопроса о наиболее эффективном диаметре шпуров. Для каждого конкретного случая проходки существует определенный оптимальный диаметр шпура (патрона ВВ), который целесообразно учитывать при составлении паспортов буровзрывных работ.

Удельные расходы ВВ и бурения. Для проверки полученных величин можно рекомендовать зависимости удельных расходов бурения q_6 и взрывчатых веществ $q_{ВВ}$ от площади поперечного сечения туннеля S (или его верхней части) для крепких скальных пород (IX и выше категории по СНиП).

Статистическая обработка данных практики, проведенная аналогично описанной выше при выводе формулы (94), позволила получить следующие эмпирические зависимости:

удельный расход бурения (при относительной погрешности 12%)

$$q_6 = \frac{13}{\sqrt{S}}, \text{ м/м}^3; \quad (99)$$

удельный расход ВВ (при относительной погрешности 15%)

$$q_{ВВ} = \frac{8,5}{\sqrt{S}}, \text{ кг/м}^3. \quad (100)$$

Как и для формулы (94) $50 \leq S \leq 150$, м^2 .

В большинстве отечественных туннелей большого сечения число шпуров и удельные показатели за счет применения менее мощных взрывчатых веществ оказываются несколько выше (примерно на 10—15%), чем определенные по формулам (94), (99), (100), поэтому при пользовании этими формулами целесообразно пока увеличивать получаемые показатели, вводя коэффициент, равный 1,1—1,15.

Для двух плоскостей обнажения полученные по формулам удельные расходы следует умножить на коэффициент 0,55—0,65 (при трех плоскостях обнажения этот коэффициент равен 0,40—0,47). Площадь выработки надо вычислять по вертикальному сечению забоя.

Рекомендуемые формулы позволяют сократить удельный расход взрывчатых веществ по сравнению с регламентированным СНиП III-Б. 8—68, по которому для туннелей площадью более 20 м^2 в породах IX—XI категорий удельный расход ВВ в пересчете на скальный аммонит $q_{\text{ВВ}} = 1,6 \text{ кг/м}^3$.

Имеется ряд примеров проходки туннелей с резко повышенным расходом числа шпуров, удельных расходов шпурометров и ВВ по сравнению с вычисленными по вышеприведенным формулам. Это, как правило, относится к тем случаям, когда для погрузки породы применяют ковшовые погрузочные машины, а не подземные экскаваторы.

Следует отметить, что для выработок большого сечения, в которых работают экскаваторы, при значительном перерасходе взрывчатых веществ и шпурометров против необходимого (обеспечивающего отсутствие негабаритов) эксплуатационная производительность экскаваторов повышается сравнительно мало, особенно при емкости ковша 1 м^3 и более. Нецелесообразность чрезмерного повышения расхода ВВ и шпурометров при экскаваторной погрузке видна из следующих данных, полученных на основе анализа влияния расхода ВВ на измельчение породы и последней на производительность экскаватора:

Емкость ковша экскаватора, м^3	0,25	0,50	0,65	1,0	2,0	3,0
Повышение производительности экскаватора при двойном расходе ВВ и шпурометров по сравнению с необходимым, %	30	22	18	15	10	7

Параметры буровзрывных работ в уступах и целиках. На рис. 94 показан график для приближенного определения линии наименьшего сопротивления W , расстояния между скважинами a , длины скважин l , диаметра скважин $d_{\text{ск}}$ и величины заряда Q в зависимости от высоты нижнего уступа H_y . Этот график предназначен для вертикальных скважин, рассчитан по формулам Технических правил ведения взрывных работ на дневной поверхности и подтверждается практикой взрывных зарядов в уступах ряда туннелей и камер. В расчетах для составления графика принималось, что относительное расстояние между скважинами m линейно меняется от 1,3 (при $l = 2 \text{ м}$) до 0,9 (при $l = 15 \text{ м}$). В верхней части графика показаны рекомендуемые диаметры шпуров или скважин $d_{\text{ск}}$ и патронов $d_{\text{п}}$. В качестве ВВ принят аммонит № 6, удельный расход которого $0,55 \text{ кг/м}^3$.

Для ориентировочных расчетов величину W можно также принимать равной:

для легковзрываемых пород

$$W = (45 \div 50) d_{\text{п}}, \text{ м}; \quad (101)$$

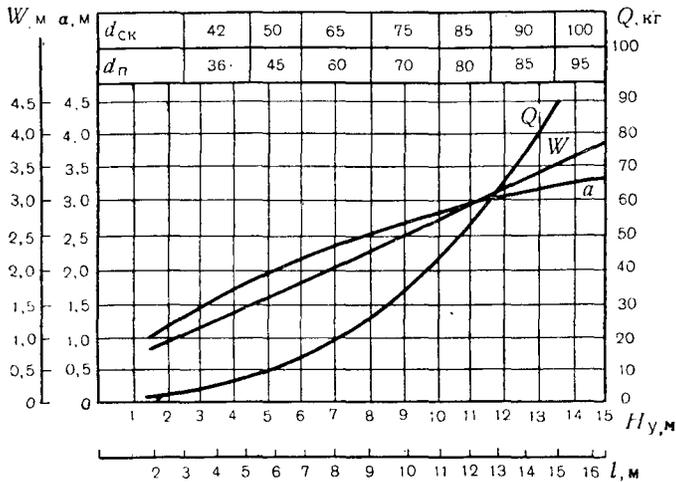


Рис. 94. Зависимость параметров буровзрывных работ от высоты уступа

для средневзрываемых пород

$$W = (35 \div 40) d_{п}, \text{ м}; \tag{102}$$

для трудно взрываемых пород

$$W = (30 \div 35) d_{п}, \text{ м}. \tag{103}$$

Для наклонных скважин на основании аналитических расчетов получены поправочные коэффициенты k_n и β_n , которые следует вводить в величины, найденные по графику, приведенному на рис. 94. С учетом этих коэффициентов параметры взрывных работ при наклонных скважинах определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} W_n &= k_n W; & a_n &= k_n a; \\ l_n &= l + H_y \beta_n; & Q_n &= k_n^2 Q, \end{aligned} \right\} \tag{104}$$

где W_n, a_n, l_n и Q_n — величины для наклонных скважин;
 W, a, l и $H_y Q$ — величины для вертикальных скважин, найденные по графику, показанному на рис. 94.

Поправочные коэффициенты β_n и k_n зависят от угла откоса уступа α и могут быть приняты следующими:

Уклон откоса уступа α , градус	90	80	75	70	65
Коэффициент β_n	0	0,015	0,035	0,065	0,104
Коэффициент k_n	1,0	1,01	1,02	1,03	1,05

Уклон уступа обычно равен 3 : 1, 4 : 1 и 5 : 1, или соответственно $71^\circ 30'$, 76° и $78^\circ 40'$. Оптимальными можно считать углы между 70 и 80° .

Скважины в уступе размещают по рядам, причем расстояние первых одного или двух рядов от границы уступа следует принимать равным W . Расстояние между последующими рядами скважин должно быть равно $(0,85 \div 0,95)W$ при сохранении в этих скважинах той же величины заряда, которая принималась для первых рядов. Расстояние между скважинами в ряду a может быть принято по графику, приведенному на рис. 94, в зависимости от высоты уступа, причем это расстояние справедливо лишь для скважин, находящихся в центральной по ширине части уступа. Вблизи стен расстояние между скважинами целесообразно уменьшить, а по контуру стен расположить дополнительные скважины для обеспечения требуемой поверхности стен.

Очередность взрывания в уступе целесообразно устанавливать таким образом, чтобы при взрывах образовались боковые поверхности в форме клина или трапеции, так как это уменьшает разброс породы. Величина заходки за цикл составляет 10—15 м.

В процессе строительства гидротехнических и ряда других туннелей возникают случаи разработки целика между порталом туннеля и водоемом. Параметры взрыва таких целиков определяются по индивидуальным проектам в зависимости от конкретных условий.

Интересен пример разработки целика между туннелем и морем. При проходке туннеля в Финляндии шириной 9,5 м от атомной электростанции к морю для сброса охлаждающей воды (см. § 2) был оставлен целик на выходном портале. Этот целик было решено разработать одним взрывом со сбросом породы в углубление объемом 100 м^3 специально образуемом для этого в туннеле. Работы выполняли в 1972 г. в три этапа (рис. 95).

На I этапе туннель проходят до отметки, отстоящей от поверхности моря на 5 м. Пробурируют горизонтальные шпурсы, заряжают их динамитом (общая масса заряда 1 т) и герметизируют воском со стороны устья.

На II этапе подошву туннеля понижают для образования углубления и осуществляют осторожную проходку вперед нижней части туннеля до отметки, отстоящей на этом горизонте

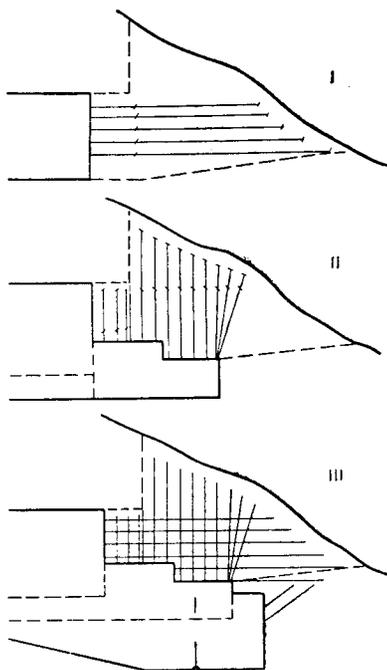


Рис. 95. Этапы разработки целика между туннелем и морем

от моря также на 5 м. Шпурь пробуривают вертикально вверх.

На III этапе продолжают работу по созданию углубления. Заряжают вертикальные шпурь. Все взрывные коммуникации выводят через шурф, устраиваемый у портала с поверхности. Сверху шурф перекрывают сеткой для амортизации ударной волны.

После взрыва зарядов во всех шпурах большая часть породы обрушивается в выполненное углубление и вода заполняет туннель.

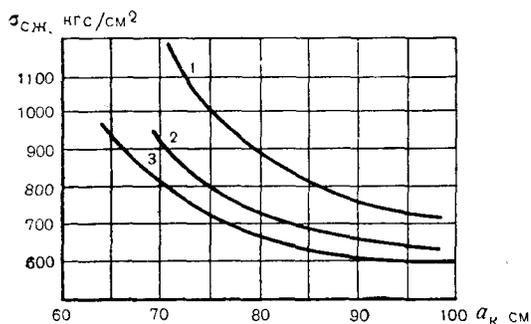


Рис. 96. Зависимость расстояния a_k между контурными шпурами от прочности породы при применении:

1 — аммонита № 6; 2 — аммонита ПЖВ-20; 3 — дестонита 10А в патронах диаметром 20 мм

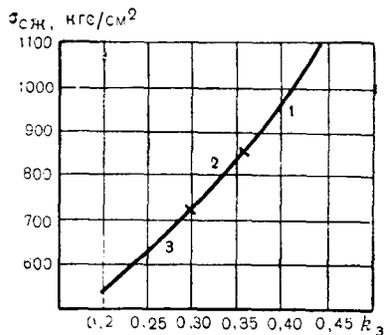


Рис. 97. Зависимость коэффициента заряжения контурных шпуров от прочности породы при применении:

1 — аммонита № 6; 2 — аммонита ПЖВ-20; 3 — дестонита 10А в патронах диаметром 20 мм.

Контурное взрывание. За последние годы контурное (гладкое) взрывание как в Советском Союзе, так и за рубежом получило весьма широкое распространение. Это вызвано тем, что контурное взрывание в конкретных инженерно-геологических условиях обеспечивает наибольшее приближение профиля выработки к проектному, а следовательно, наименьшие переборы породы и переклады бетона, кроме того, оно позволяет существенно уменьшить сейсмическое действие взрыва на массив, что снижает трещиноватость породы, увеличивает устойчивость выработки и уменьшает нагрузки на крепь.

В области разработки и исследования параметров контурного взрывания имеется ряд серьезных и успешных работ треста Гидроспецстрой, института Гидроспецпроект, Московского горного института, Горнометаллургического института Кольского филиала АН СССР, ряда подразделений Главтопнельмостроя и других организаций. Основные результаты экспериментальных работ института Оргэнергострой по отработке контурного взрывания, главным образом методом сближенных зарядов, на отечественных подземных сооружениях большого сечения различного назначения за последние 10 лет изложены в работах [63, 64].

Метод сближенных зарядов. Этот метод, при котором контурные заряды взрываются в последнюю очередь, наиболее целесообразно использовать в крепких ($f > 6$) малотрециноватых однородных породах, а также в выработках, проводимых вкрест или по простиранию мощных пластов пород. Расстояние между контурными шпурами a_k в зависимости от типа ВВ и прочностной характеристики породного массива можно определить по графику (рис. 96), а коэффициент заряжения, т. е. отношение объема заряда к объему заряженной части шпура, — по графику (рис. 97). Для сплошных удлиненных зарядов

$$k_3 = (d_n/d_{ш})^2, \quad (105)$$

где d_n — диаметр патрона ВВ;

$d_{ш}$ — диаметр шпура.

Для рассредоточенных зарядов с инертными прокладками

$$k_3 = \alpha_k (d_n/d_{ш})^2, \quad (106)$$

где

$$\alpha_k = \frac{1 + l_{пр}/L_{зар}}{1 + l_{пр}/l_0}; \quad (107)$$

$L_{зар}$ — длина заряженной части шпура;

$l_{пр}$ — длина прокладки;

l_0 — длина патрона ВВ.

Для длинных шпуров

$$\alpha_k \approx \frac{l_0}{l_0 + l_{пр}}. \quad (108)$$

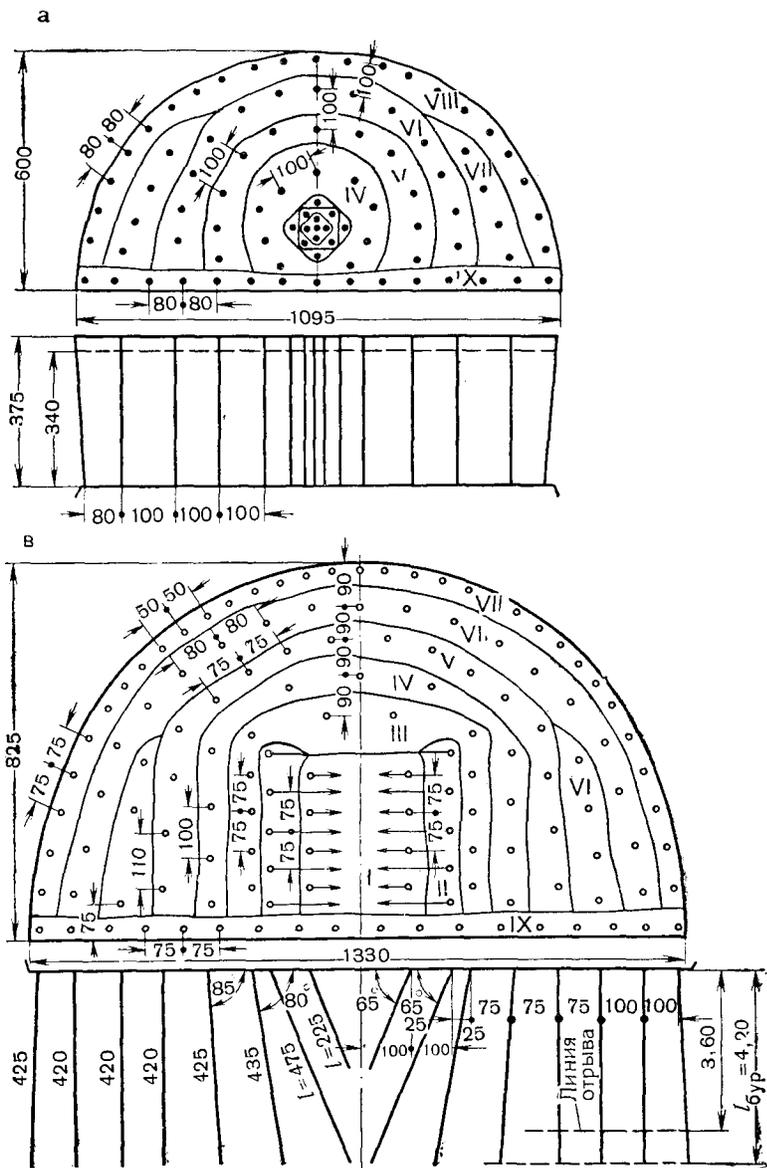
Линия наименьшего сопротивления до предконтурного ряда шпуров W_k с учетом значения a_k в зависимости от крепости породы имеет следующие значения:

Прочность породы кгс/см ²	$\sigma_{сж}$, 600—800	800—900	1000 и более
Отношение a_k/W_k	1,1	1,0	0,8—0,7

Установлено, что для уменьшения разброса по времени замедление электродетонаторов для контурных зарядов не должно превышать 1,5 с. Увеличение времени замедления приводит к несвоевременному взрыву на контуре, т. е. к возникновению местных воздействий на породу, от отдельных зарядов, вызывающих выколы породы и повышение переборов.

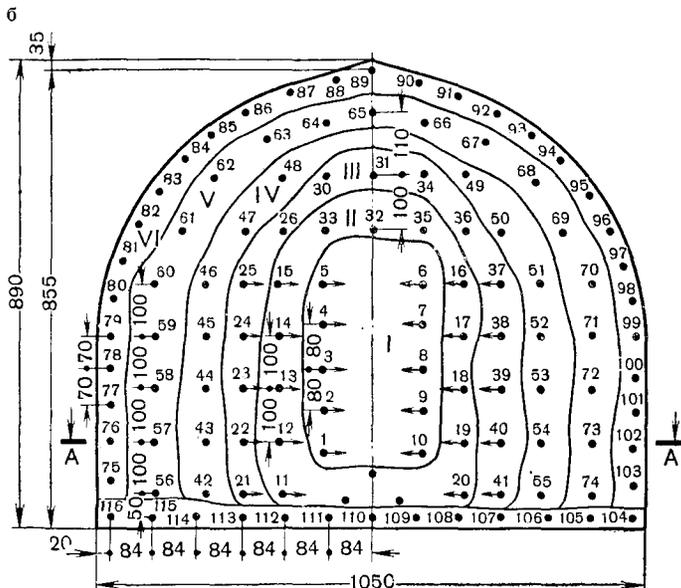
Расстояние от контурных шпуров до проектного контура выработки должно составлять не более 5—6 см, а в сильнотрециноватых породах и в нависающих пластах 15—20 см.

Метод предварительного щелеобразования. Этот метод, при котором контурные заряды взрываются в первую очередь, целесообразно применять для оконтуривания стен подземных выработок при разработке нижних уступов и сложных фигурных выемок, для защиты породного массива (в частности, при малой ширине



целиков между туннелями) и бетонной крепи от сейсмического действия взрыва, а также наряду с методом сближенных зарядов в сильно трещиноватых и нарушенных породах.

Применение метода предварительного щелеобразования для оконтуривания сводов выработок требует специального технико-экономического обоснования из-за значительных расходов бурения.



A - A

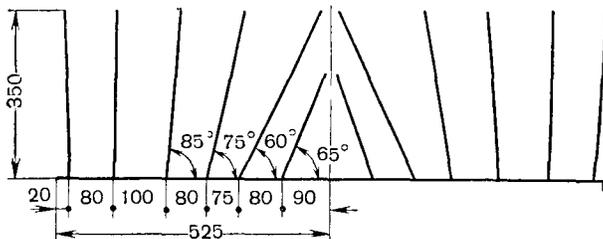


Рис. 98. Характерные паспорта буровзрывных работ:

a — туннель площадью 54 м^2 в песчаниках; *б* — туннель площадью 78 м^2 в известняках; *в* — туннель площадью 87 м^2 в песчаниках; I—IX — порядок взрывания

Ориентировочно можно указать, что расстояние между контурными шпурами должно быть при этом $a_k = 30 \div 40 \text{ см}$, линия наименьшего сопротивления $W_k = 40 \div 50 \text{ см}$, а коэффициент заряжения $k_z = 0,2 \div 0,3$. Величина заряда в шпуре составляет $0,3\text{--}0,4 \text{ кг/м}$ шпура.

Метод предварительного щелеобразования должен быть в наибольшей степени использован для оконтуривания стен в нижних уступах выработок с применением скважин диаметром 75 мм и более. При этом расстояние между вертикальными скважинами в уступе («строчка») диаметром $100\text{--}110 \text{ мм}$ составляет $60\text{--}80 \text{ см}$, наиболее часто применяемые ВВ — аммониты № 6 ЖВ, ПЖВ-20, диаметр

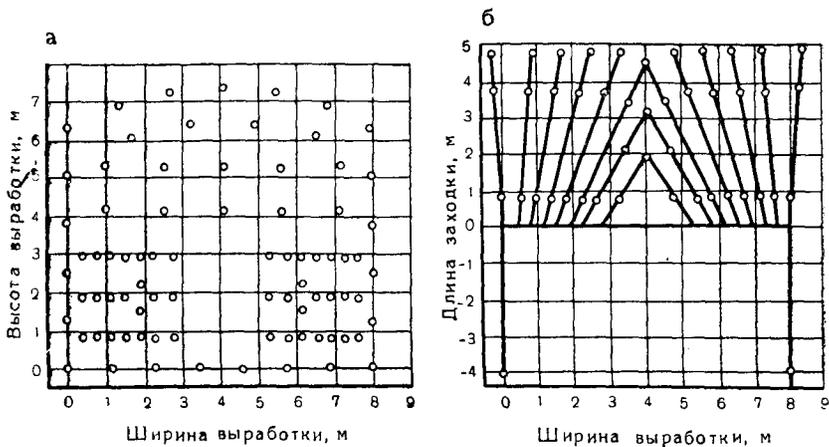


Рис. 99. Определение паспорта буровзрывных работ с использованием ЭВМ:

а — поперечное сечение туннеля; б — план туннеля

скважины должен превышать диаметр заряда не менее чем в 1,5—2 раза. Плотность заряда в крепких породах 0,4—0,6 кг/м, в нарушенных и мягких породах — 0,3—0,4 кг/м.

Паспорт буровзрывных работ. При проектировании паспорта буровзрывных работ в выработках большого сечения шпурсы целесообразно размещать в соответствии с рекомендациями, приведенными в табл. 37 и 38. Очередность взрывания обычно устанавливают в следующем порядке: вруб, последовательное расширение вруба участками по ширине и высоте, стены, почва, контур. Возможны некоторые изменения очередности взрывания серии зарядов.

Необходимо отметить, что вследствие неоднородности породы и ряда неучтенных факторов фактический паспорт буровзрывных работ как в забоях горизонтальных выработок, так и в уступах может отличаться от проектного. Однако приведенные выше рекомендации по определению параметров буровзрывных работ позволяют в наибольшей степени приблизиться к реальным данным и требуемым величинам и сократить тем самым число обязательных пробных взрывов. Следует отметить, что каждый опытный взрыв в условиях строящейся выработки большого сечения представляет собой серьезную помеху производству.

Утвержденный паспорт буровзрывных работ целесообразно корректировать только в сильно меняющихся инженерно-геологических условиях, а не от заходки к заходке, как это иногда практикуют. Описание характерной экспериментальной работы, проведенной институтом Оргэнергострой и трестом Гидроспецстрой по оптимизации и типизации паспортов буровзрывных работ при проходке туннелей большого сечения, дано в работе [59]. Проведенная работа

позволила значительно повысить эффективность буровзрывных работ на этом объекте.

Опыт показывает, что результаты взрывных работ могут считаться удовлетворительными, если фактический коэффициент использования шпуров будет не ниже 0,85, а удельные расходы ВВ и бурения не превысят величин, определенных по формулам (99) и (100) или по графику (см. рис. 94), более чем на 20%.

На рис. 98 показаны некоторые фактические паспорта буровзрывных работ в отечественных туннелях большого сечения, полученные в последние годы.

В Швеции фирмы Атлас-Копко и Нобель-Нитро совместно в 1970 г. закончили разработку программы расчета паспортов буровзрывных работ на ЭВМ при проходке подземных выработок [86]. Для составления программы были использованы предпосылки расчета паспортов, изложенные в работе [31]. В программу закладывались данные по размерам и форме выработки, характеристика пород и тип ВВ, диаметр патронов, тип вруба, глубина бурения. В результате расчета на машине для каждого шпура определяли его координаты x и y , направление, длину, массу заряда и его длину (рис. 99). К преимуществам использования ЭВМ для расчета паспортов относятся не только механизация расчета и его ускорение, а повышенная точность и возможность проверки любого числа вариантов.

§ 18. Погрузочно-транспортные работы

Для обеспечения эффективности погрузочно-транспортных работ необходимо правильно выбрать тип экскаватора, вычислить его эксплуатационную производительность, подобрать оптимальную грузоподъемность автосамосвала, а также определить число автомашин для обслуживания экскаватора.

Вопрос выбора типа экскаватора имеет первостепенное значение. Например, как показывают расчеты, для выработок сечением 80 м² повышение емкости ковша экскаватора с 1,0 до 1,35 м³ позволяет увеличить скорость проходки на 25%, для выработок сечением 100—110 м² применение экскаватора с ковшом емкостью 2,3 м³ вместо 1,35 м³ повышает скорость проходки на 35%, а для выработок сечением 150 м² при экскаваторе с ковшом емкостью 3 м³ вместо 2,3 м³ скорость проходки увеличивается примерно на 25%. Таким образом, повышение емкости ковша экскаватора приводит к резкому увеличению скорости проходки.

Выбор типа экскаватора связан с габаритными размерами выработок. Следует сравнить варианты применения экскаваторов с ковшом большой емкости, для которого заданные размеры выработки являются минимальными, и экскаватора с ковшом несколько меньшей емкостью при условии более свободного размещения в этой выработке.

Например, если выработка имеет ширину 12 м и высоту 10 м, то надлежит сравнивать экскаватор Э-1251 с ковшом емкостью 1,25 м³ и экскаватор ЭП-1 с ковшом емкостью 1 м³. Минимальные размеры выработки для первого экскаватора совпадают с заданными, а для второго экскаватора минимально необходимые размеры меньше (ширина 10 м и высота 7 м), и он будет работать в более свободных условиях. В данном случае скорость проходки выработки с экскаватором Э-1251 окажется несколько ниже, чем скорость проходки выработки с экскаватором ЭП-1. Это положение объясняется следующим. Минимальные размеры выработок относятся к условиям размещения автосамосвала сзади экскаватора, что увеличивает угол поворота стрелы и удлиняет продолжительность цикла работы экскаватора. В более свободных выработках автосамосвал можно устанавливать сбоку от экскаватора, в результате чего продолжительность цикла окажется наименьшей. Влияние угла поворота стрелы на продолжительность цикла работы экскаватора в подземных условиях и скорость проходки выработок видно из данных, приведенных в табл. 40.

Таблица 40

Угол поворота стрелы экскаватора, градус	90	120	150	180
Относительная продолжительность цикла работы экскаватора	1,0	1,15—1,25	1,3—1,4	1,4—1,7
Относительная скорость проходки выработки	1,0	0,95—0,90	0,90—0,85	0,85—0,80

Следовательно, при применении экскаватора Э-1251 в выработке, имеющей минимальный для него размер, скорость проходки может снизиться на 20% по сравнению с работой этого экскаватора в более просторной выработке. С другой стороны, уменьшение емкости ковша с 1,25 до 1 м³ снизит скорость проходки не более чем на 15%, и экскаватор ЭП-1 в данной выработке окажется эффективнее.

При расчете проходческого цикла необходимо знать часовую эксплуатационную производительность экскаватора за рабочее время погрузки, а также его среднесменную часовую производительность в течение всей смены погрузки.

Средняя эксплуатационная производительность экскаватора за период рабочего времени может быть определена по формуле

$$P = \frac{1}{\frac{1}{P_T} + \frac{t_1}{W_K} + t_2}, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (109)$$

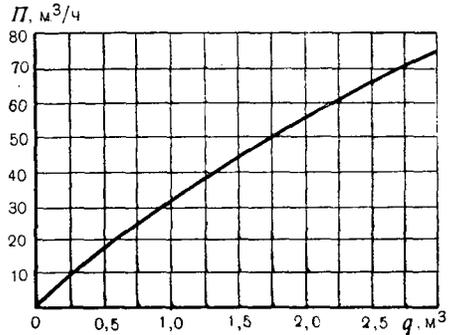
где P_T — техническая производительность за чистое время погрузки, м³/ч;

W_K — емкость кузова автомашины, м³;

- t_1 — продолжительность простоя экскаватора при обмене автомашины, в забое, ч;
 t_2 — различные потери рабочего времени, отнесенные к 1 м³ породы, ч.

В знаменатель формулы (109) входит время погрузки 1 м³ породы. Это время складывается из продолжительности чистой погрузки, потерь времени на 1 м³ при обмене машин и прочих неизбежных потерь времени на 1 м³.

Рис. 100. Зависимость эксплуатационной производительности экскаваторной погрузки в подземных условиях от емкости ковша экскаватора



Среднесменная эксплуатационная производительность погрузки может быть подсчитана по формуле

$$P_c = \frac{p_0}{100} P, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (110)$$

где p_0 — процент рабочего времени от всей продолжительности погрузки в смене, принимается 65—75%.

Среднее распределение рабочего времени внутри смены погрузки составляет: 70% погрузка; 10% ожидание порожняка и неизбежные простои; 10% вспомогательные работы; непредвиденные простои, отдых, сдача и прием смены 10%.

Эксплуатационная часовая производительность экскаватора для осредненных условий может быть определена по графику (рис. 100), построенному с учетом опыта строительства подземных сооружений и отвечающему средним показателям. Следует отметить, что при научной организации труда, высокой квалификации машиниста и надлежащей кусковатости взорванной породы производительность погрузки может превышать приведенные на графике средние цифры примерно на 30—50%.

Значительное влияние на производительность погрузки оказывает квалификация машиниста. В забое № 6 туннеля Ингури ГЭС (площадь поперечного сечения 82 м²) в одних и тех же условиях при работе разных машинистов экскаватора ЭП-1 продолжительность погрузки автосамосвала БелАЗ-540 составила от 8 до 11 мин, т. е. разница оказалась равной до 40%.

Основными резервами повышения производительности экскаваторной погрузки являются увеличение грузоподъемности автосамосвалов и сокращение времени их обмена.

В первую очередь необходимо решить вопрос выбора грузоподъемности автосамосвала. Неправильный выбор этой величины может привести к чрезмерным простоям автомашины или к понижению производительности экскаватора, поломки рессор и кузова автомашины в результате удара породы при разгрузке ковша экскаватора.

Оптимальная величина емкости (грузоподъемности) кузова автомашины может быть найдена из условия получения минимальной себестоимости 1 м³ породы при ее экскавации и транспортировании.

Стоимость 1 м³ погрузки и транспортировании породы

$$C = \frac{s_3}{\Pi_{\text{см}}} + \frac{s_a}{A}, \quad (111)$$

где s_3 — стоимость одной машино-смены экскаватора при заданной его производительности;

s_a — стоимость одной машино-смены автомашины заданной грузоподъемности;

$\Pi_{\text{см}}$ — сменная производительность экскаватора,

$$\Pi_{\text{см}} = \Pi T_{\text{см}}, \text{ м}^3; \quad (112)$$

$T_{\text{см}}$ — продолжительность смены, ч;

A — выработка автомашины за смену;

$$A = \frac{W_{\text{к}} T_{\text{см}}}{T_{\text{об}}}, \text{ м}^3; \quad (113)$$

$T_{\text{об}}$ — продолжительность оборота автомашины,

$$T_{\text{об}} = t_3 + t_4, \text{ ч}; \quad (114)$$

t_3 — продолжительность рейса автомашины без учета времени стоянки машины под погрузкой, ч;

t_4 — продолжительность погрузки автомашины, включая подборку и подчистку отвала породы у забоя, ч.

Значения t_3 и t_4 определяют по формулам:

$$t_3 = \frac{2L}{v} + t_5, \text{ ч}; \quad (115)$$

$$t_4 = \frac{W_{\text{к}}}{m\Pi_{\text{т}}}, \text{ ч}, \quad (116)$$

где v — средняя скорость движения автомашин по туннелю длиной L , км/ч;

t_5 — время, затрачиваемое на разгрузку автомашины и ее разворот у забоя, обычно равное 0,03—0,1 ч;

$\Pi_{\text{т}}$ — техническая производительность экскаватора,

$$\Pi_{\text{т}} = (1,3 \div 1,4) \Pi, \text{ м}^3/\text{ч};$$

m — коэффициент, учитывающий степень использования технической производительности экскаватора (влияние granulometрии породы, вида отвала и др.), $m = 0,8$.

Зависимость s_a от W_k может быть выражена эмпирической формулой

$$s_a = \alpha W_k^n, \text{ руб/смену}, \quad (117)$$

где $\alpha = 5,8$ и $n = 0,8$.

Подставляя все найденные выше значения в выражение (111) и учитывая коэффициент m , получаем

$$C = \frac{s_a}{T_{cm}} \left(\frac{1}{m\Pi_T} + t_2 + \frac{t_1}{W_k} \right) + \frac{\alpha W_k^{n-1}}{T_{cm}} \left(t_3 + \frac{W_k}{m\Pi_T} \right). \quad (118)$$

Дифференцируя C по W_k и приравнявая первую производную нулю, получаем уравнение

$$W_k^n \left[\frac{nW_k}{m\Pi_T} - (1-n)t_3 \right] = \frac{s_a t_1}{\alpha}. \quad (119)$$

Поскольку вторая производная уравнения (118) оказывается положительной, значение емкости кузова автосамосвала W_k , найденное по формуле (119), будет соответствовать минимальной себестоимости погрузочно-транспортных работ.

Величина грузоподъемности автосамосвала W_r по уравнению (119) может быть определена по следующей приближенной формуле:

$$W_r = 0,15\gamma t_3 \Pi \left[1 + \sqrt{1 + \frac{12s_a t_1}{\Pi^2 t_3^2}} \right], \quad (120)$$

где γ — плотность породы, т/м^3 .

По формуле (115) находим $t_3 = 0,133 L + 0,03$, ч; $v = 15$ км/ч, а $t_5 = 0,03$ ч.

Подставляя в формулу (120) $t_1 = 1$ мин = $0,0166$ ч и $\gamma = 2,7$ т/м^3 , получаем оптимальное значение грузоподъемности автосамосвала

$$W_r = 0,4\Pi (0,133L + 0,03) \left[1 + \sqrt{1 + \frac{s_a}{\Pi} \cdot \frac{0,2}{(0,133L + 0,03)^2}} \right]. \quad (121)$$

Величина s_a в зависимости от емкости ковша экскаватора имеет следующие значения:

Емкость ковша экскаватора, м^3	0,5	1,0	2,0	3,0
Стоимость машино-смены экскаватора, руб.	19,4	36,7	56,3	83,0

По формуле (121) построен график определения оптимальной грузоподъемности W_r , приведенный на рис. 101, в зависимости от производительности погрузки Π и дальности транспортирования породы L .

Переходя от производительности к емкости ковша экскаватора в среднем можно принять следующие соотношения по данным рис. 100

и практических наблюдений (как отмечалось в ряде случаев производительность может быть выше на 30—50%, чем по рис. 100):

Емкость ковша экскаватора, м ³ . . .	0,5	0,75	1,0	2,0	3,0
Производительность погрузки, м ³ /ч . .	15—25	25—35	35—45	55—65	75—85

Тогда, пользуясь графиком (рис. 101), приходим к укрупненной итоговой табл. 41 по выбору оптимальной грузоподъемности автосамосвалов.

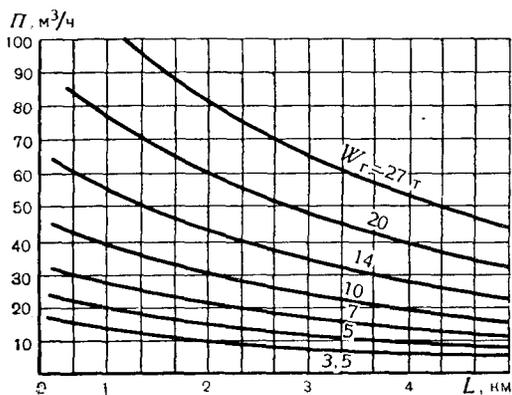


Рис. 101. Зависимость оптимальной грузоподъемности автосамосвала от производительности погрузки и дальности транспортирования породы

При двух значениях грузоподъемностей в табл. 41 следует выбирать большее, если это позволяет сечение выработки. Выбор целесообразно производить для наибольшей длины забоя с тем, чтобы в процессе производства работ не менять оборудование.

Как показывают подсчеты по формуле (118) применение автосамосвалов оптимальной грузоподъемности по табл. 41 позволяет сократить стоимость погрузочно-транспортных работ на 10—20%.

С увеличением грузоподъемности автосамосвалов производительность погрузки растет. Хронометражные наблюдения показывают, что в определенных условиях для экскаватора ЭП-1 с автосамосвалами грузоподъемностью 5—7 т эксплуатационная производитель-

Таблица 41

Емкость ковша экскаватора, м ³	Рекомендуемая грузоподъемность автосамосвала (т) при дальности транспортирования породы, км		
	до 1	до 3	более 3
0,5	3,5—5	7—10	10
0,75	5—7	7—10	14
1,0	7—10	10—14	14—20
2,0	14	20—27	27
3,0	20	27	>27

ность составляет $35 \text{ м}^3/\text{ч}$, с автосамосвалами 10 т — возрастает до $40 \text{ м}^3/\text{ч}$, т. е. на 14% , а с автосамосвалами 27 т — до $47 \text{ м}^3/\text{ч}$, т. е. на 34% . С повышением грузоподъемности машин увеличивается и коэффициент использования технической производительности экскаватора. Если для МАЗ-205 он составляет $0,57$, то для КРАЗ-256 он повышается до $0,67$, а для БелАЗ-540 этот коэффициент доходит до $0,78$, т. е. приближается к оптимальному значению $0,8—0,85$.

При выборе типа автосамосвала рекомендуется учесть следующие положения. В выработках шириной $b_0 \geq 1,8 l_m$, где l_m — длина машины, порожний автосамосвал целесообразно разворачивать своим ходом. В более узких выработках для разворота автомашин необходимо принимать специальные меры или использовать близлежащие выработки или ниши. Наиболее простым средством для разворота автомашин является металлический лист длиной $4—6 \text{ м}$, шириной $2—3 \text{ м}$ толщиной до 15 мм , укладываемый на выровненную песком почву выработки на расстоянии примерно $20—30 \text{ м}$ от экскаватора. Переднюю часть машины, находящуюся на листе, оттаскивают от забоя лебедкой грузоподъемностью $1,5—2,5 \text{ т}$. Продолжительность этой операции составляет $2—4 \text{ мин}$. Такое решение рекомендуется при ширине выработки $1,8 l_m \geq b_0 \geq 1,4 l_m$.

В более узких выработках для транспортирования породы целесообразно использовать думперы и самоходные вагоны челночного типа, причем последние из-за низкой скорости передвижения рекомендуются лишь при малой дальности возки.

Следует отметить, что у автосамосвалов, состоящих из двух частей—одноосного тягача и самосвального полуприцепа, шарнирно-соединенных между собой (МАЗ-6401, «Кируна» и др.), радиус разворота минимальный, что позволяет применять их в узких выработках. На рис. 102 показан разворот автомашины «Кируна» К-250 грузоподъемностью 40 т в туннеле шириной всего около 10 м .

На графике (рис. 103), составленном на основании расчетов по формуле (109) и хронометражных данных при технической производительности погрузки $60 \text{ м}^3/\text{ч}$, показано влияние грузоподъемности автосамосвала на производительность погрузки при различной продолжительности t_1 простоя экскаватора при обмене самосвалов. Как следует из графика, повышение грузоподъемности наиболее эффективно при недостатке машин и в связи с этим при длительном простое экскаватора во время обмена самосвалов. Если при простое $t_1 = 0,5 \text{ мин}$ производительность погрузки при переходе от МАЗ-205 к БелАЗ-540 повышается примерно на 20% , то при $t_1 = 2 \text{ мин}$ это повышение составляет уже 67% .

Продолжительность обмена автосамосвалов во многом зависит от числа их в процессе погрузки породы. Обычно в туннелях используют не более двух-пяти машин на один экскаватор. Тем не менее, как показывают расчеты, требуемое число машин оказывается во многих случаях выше.

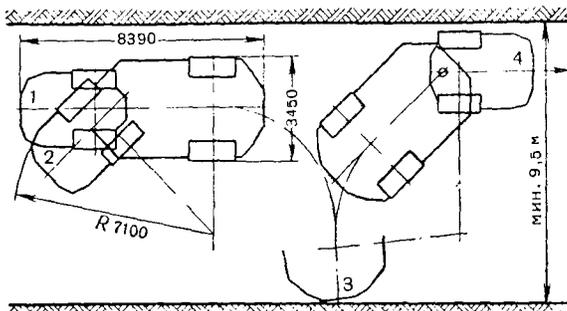


Рис. 102. Схема разворота самосвального полуприцепа в туннеле

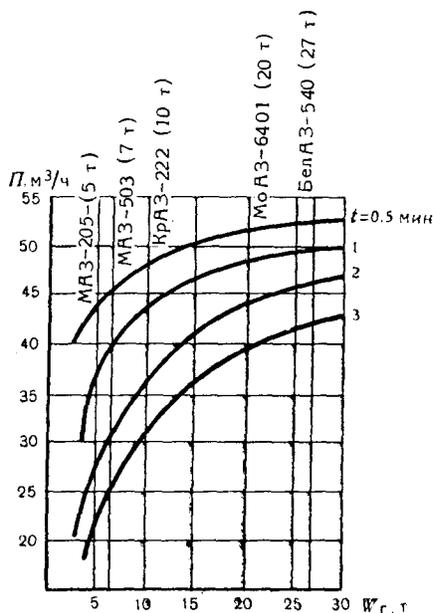


Рис. 103. Зависимость производительности погрузки породы экскаватором от грузоподъемности автосамосвалов и продолжительности простоя экскаватора при обмене автосамосвалов

Для расчета потребного числа автомашин рекомендуются графики. По графику (рис. 104, а), в зависимости от емкости ковша экскаватора q и грузоподъемности автомашины W_r находят продолжительность погрузки автомашины t . Зная длину туннеля L и значение t , по графику (рис. 104, б) определяют необходимое число автомашин N_a .

Число автомашин при известных параметрах погрузочно-транспортных работ можно определить по диаграмме путь—время (рис. 105). Расчет сделан для конкретного туннеля шириной 10 м, площадью поперечного сечения 68 м^2 с забоем длиной 6,8 км [104]. Предусмотрено, что погрузка осуществляется одной из самых

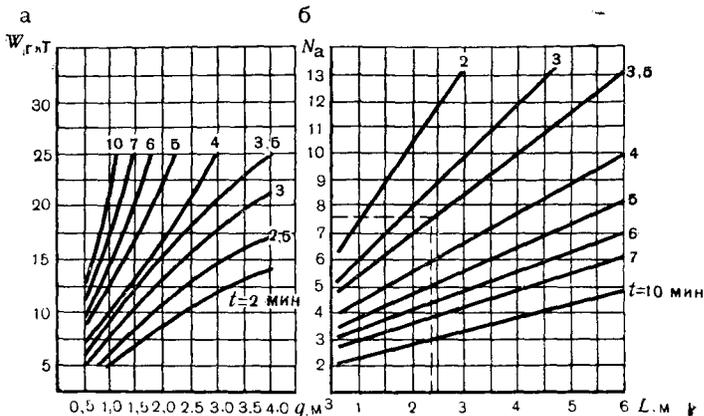


Рис. 104. Номограмма для определения числа автомашин N_a , обеспечивающего бесперебойную работу экскаватора в подземной выработке

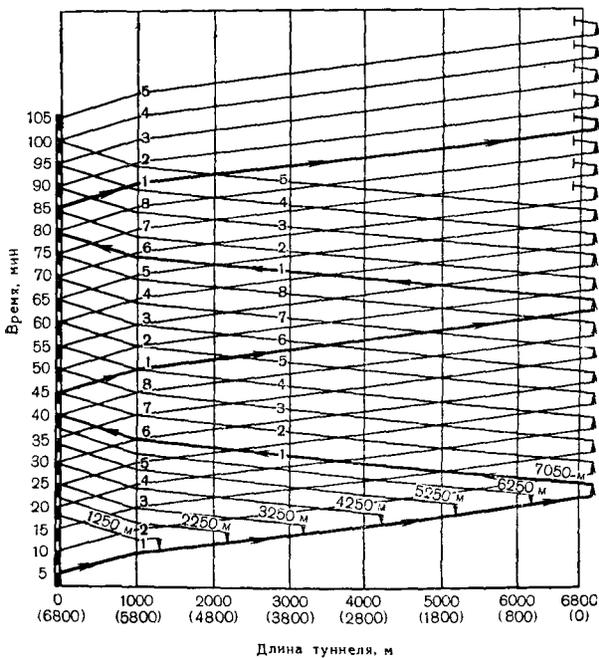


Рис. 105. Диаграмма путь — время для определения числа автомашин

мощных современных машин с нагребающими рычагами — «Самсон» МС-6 английской фирмы Мэйвор энд Коулсон с технической производительностью до 20 т/мин в шведские автосамосвалы «Кируна» К-250 грузоподъемностью 40 т (20 м³). Скорость движения автосамосвалов в призабойной зоне составляет 12 км/ч, а по длине туннеля с забетонированной почвой — 30 км/ч с наполненным кузовом и 40 км/ч порожняком. Как следует из диаграммы, при максимальной длине забоя необходимо восемь самосвалов. Производительность погрузочно-транспортных работ при этом по расчету достигает 120 м³/ч породы в массиве.

При применении отечественной погрузочной машины с нагребающими рычагами ПНБ-3к следует иметь в виду, что работа этой машины в значительной степени зависит от грузоподъемности транспортных средств, а также от характеристики породы и степени ее кусковатости. Как показывают наблюдения, проведенные в крупных туннелях Ингурской и Нурекской ГЭС за погрузкой породы (известняки и песчаники плотностью 2,7 т/м³), техническая производительность машины ПНБ-3к в автосамосвалы МАЗ-503 не превышает 40 м³/ч, что значительно ниже паспортной. Существенное повышение технической производительности можно ожидать при условии уменьшения среднего куска породы (не более 300 мм) и использования большегрузного транспорта типа самоходных вагонов или автосамосвала МоАЗ-6401. Эти положения, однако, требуют дополнительного изучения.

Если применить формулу (120) для самоходных вагонов ВС-20 в сочетании с машиной ПНБ-3к, то можно определить экономичную максимальную длину откатки по формуле (115)

$$L = \frac{v}{2} (t_3 - t_5), \quad (122)$$

где из формулы (120)

$$t_3 = \frac{W_r^2 - 0,27\gamma^2\Pi s_3 t_1}{0,3\Pi W_r \gamma} \quad (123)$$

Задавая $W_r = 20$ т и $\gamma = 2,7$ т/м³ и по практическим данным имея $v = 7$ км/ч, $\Pi = 40$ м³/ч, $s_3 = 45$ руб. и $t_1 = 0,1$, $t_5 = 0,2$ ч, находим длину откатки $L = 0,5$ км, что примерно отвечает рекомендациями института Гипроникель [67].

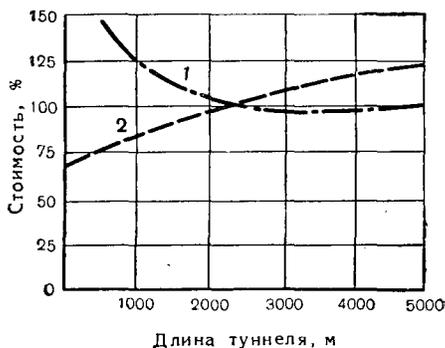
В длинных туннелях большого сечения из-за сложности обеспечения надлежащего проветривания при применении двигателей внутреннего сгорания возможен переход на рельсовый транспорт. На рис. 106 показана зависимость, характеризующая целесообразные условия применения рельсового транспорта взамен автомобильного, применительно к условиям одного из туннелей в Норвегии [92].

Имеется ряд примеров такого решения. Это автодорожный туннель Сан-Бернардино в Швейцарии длиной 6,6 км, шириной 10,4 м и высотой 10,2 м, законченный в 1966 г., туннель Манапури в Новой Зеландии длиной 9,6 км, диаметром 9,8 м, начатый в 1965 г.

и др. В этих туннелях проложены два пути, на каждом из которых в забое размещаются вагонетки большой емкостью (до 7—10 м³). Грузят породу в эти вагоны независимо одна от другой две погрузочные машины (в большинстве случаев мощные машины «Конвей-100» с ковшами емкостью по 0,7—0,9 м³). Во многих туннелях применен так называемый скользящий настил [113], представляющий собой металлическую плиту шириной 6 м, длиной 130—150 м с деревянной обшивкой, по которой уложены рельсы и стрелочные переводы.

Рис. 106. Зависимость стоимости различного типа транспорта от длины туннели большого сечения:

1 — рельсовый транспорт;
2 — безрельсовый транспорт



Настил состоит из участков длиной по 9 м, соединенных между собой, и разделен на четыре секции: две крайние по 20 м и две средние по 50 м. Между секциями помещены гидравлические домкраты, обеспечивающие скольжение настила вперед по мере продвижения забоя после окончания уборки породы в каждом цикле. Общая производительность погрузки в этом случае составляет 50—60 м³/ч породы в массиве.

§ 19. Параметры цикла проходческих работ

Для обеспечения высоких скоростей проходки туннелей работы необходимо проводить по заранее установленной циклограмме при обязательном контроле за выполнением отдельных процессов путем хронометражных наблюдений.

Сплошное сечение (верхняя часть сечения). Для туннелей, разрабатываемых сплошным забоем или для верхней части туннелей, проходимых способом нижнего уступа, построение циклограмм может быть выполнено на основе методики, предложенной Н. М. Покровским, которая развита применительно к туннелям большого сечения.

Определение общей продолжительности цикла. На основании обобщения опыта проходок туннелей большого сечения можно установить, что рациональная продолжительность цикла составляет 12—24 ч и кратна продолжительности рабочей смены.

При шести- или восьмичасовой смене наиболее эффективным распределением времени в цикле являются: бурение, зарядание

и взрывание — в одну смену, проветривание и погрузочно-транспортные работы — в две смены. При двухсменной работе и продолжительности смены 8 ч время распределяется следующим образом: бурение, зарядание, взрывание и проветривание в одну смену, погрузочно-транспортные работы — в другую смену.

Таким образом,

$$T_{ц} = T_{см} m_{см}; \quad \text{ч}, \quad (124)$$

где $T_{ц}$ — продолжительность цикла, ч;

$T_{см}$ — продолжительность смены, равная 6—8 ч;

$m_{см}$ — число смен в проходческом цикле, принимаемое 2—4.

Определение продолжительности основных проходческих операций в цикле. Исходя из приведенного выше распределения времени внутри цикла между операциями, продолжительность цикла и основных проходческих процессов можно определить по формулам:

$$T_{ц} = T_{б} + T_{п} + T_{всп}; \quad (125)$$

$$T_{б} = T_{см} - T_{п}; \quad (126)$$

$$T_{п} = T_{см} (m_{см} - 1) - T_{2}; \quad (127)$$

$$T_{всп} = T_{1} + T_{2}, \quad (128)$$

где $T_{б}$, $T_{п}$ и $T_{всп}$ — продолжительность соответственно бурения шпуров, погрузочно-транспортных и вспомогательных работ, ч.

При трех- или четырехсменной работе величина T_{1} складывается из продолжительности подготовительно-заключительных операций при бурении (подкатка, установка и откатка буровых установок и др.), разметки и зарядания шпуров, взрывании зарядов. В величину T_{2} входит время на проветривание забоя, оборку профиля, подгребку породы к отвалу перед началом погрузки, подъезд экскаватора к забою и отъезд его после окончания погрузки.

При двухсменной работе в величину T_{1} входит также проветривание забоя (полностью или частично).

При трех- или четырехсменной работе можно принять $T_{1} = 1,5$ ч, а $T_{2} = 2,5$ ч, при двухсменной работе $T_{1} = T_{2} = 2$ ч.

Предусмотрено, что крепление совмещено во времени с процессом бурения.

Продолжительность бурения и погрузки можно определить по формулам:

$$T_{б} = \frac{Nl}{\Phi_{1\beta} m_{1} v_{б}}, \quad \text{ч}; \quad (129)$$

$$T_{п} = \frac{\eta l k_{пер} S \sin \alpha}{P_{п}}, \quad \text{ч}, \quad (130)$$

где N — число шпуров в забое;

l — средняя длина шпуров, м;

φ_1 — коэффициент использования перфораторов или бурильных машин во времени, равный 0,75—0,90;

β_1 — коэффициент одновременности работы перфораторов (бурильных машин), равный 0,7—0,9;

m_1 — число перфораторов или бурильных машин, работающих в забое;

v_6 — чистая скорость бурения, м/ч;

η — коэффициент использования шпура, равный 0,8—0,9;

$k_{\text{пер}}$ — коэффициент переборов профиля (в соответствии со СНиП III-Б. 8—68);

S — площадь поперечного сечения туннеля, м²;

α — угол наклона шпуров к забою, равный (75—85°);

$P_{\text{п}} = \Pi$ — эксплуатационная производительность погрузки, м³/ч.

Продолжительность бурения и погрузки вычисляют по формулам (126) и (127), а формулы (129) и (130) используют для подбора характеристик основного оборудования.

Подбор характеристик основного оборудования. В формулы (129) и (130) входит длина шпуров l , которая должна удовлетворять выражениям (126) и (127). Для этой цели из выражения (129) определяем значение l и вместо продолжительности бурения T_6 подставляем ее значение, определенное по формуле (126), а из формулы (130) находим также длину шпуров l , но вместо продолжительности погрузки $T_{\text{п}}$ принимаем ее значение, определенное по формуле (127). Приравнявая полученные выражения для определения l , получаем

$$\delta_0 = \frac{m_{\text{см}} - (1 + T_2/T_{\text{см}})}{1 - T_1/T_{\text{см}}}, \quad (131)$$

где δ_0 — критерий, определяемый по формуле

$$\delta_0 = \frac{S}{N} \cdot \frac{v_6 m_1}{P_{\text{п}}} \psi; \quad (132)$$

$$\psi = \eta \varphi_1 \beta_1 k_{\text{пер}} \sin \alpha; \quad (133)$$

ψ — коэффициент, равный 0,45—0,65.

Для подбора характеристик оборудования в первую очередь определяем δ_0 по формуле (131), далее при известном S находим значения ψ и N . В формуле (132) остаются неизвестными три параметра v_6 , m_1 и $P_{\text{п}}$. Чтобы значения δ_0 по формулам (132) и (131) совпали, вычисляем два параметра и подбираем третий. Целесообразно, например, определить v_6 и $P_{\text{п}}$ в соответствии с принятым оборудованием и подобрать число перфораторов m_1 . При этих условиях выражения (126) и (127) будут удовлетворены, что обеспечит наиболее выгодное распределение людей по сменам и ритмичную работу. Тем не менее, удовлетворение выражений (126) и (127) приводит, естественно, к некоторому уменьшению скорости проходки, максимально возможной в данных условиях. Поэтому, если ставится задача добиться предельных скоростей проходки, то не

следует стремиться к удовлетворению условия кратности смен и, в частности, вводить критерий δ_0 .

Для вычисления величин N , m_1 и P_{Π} рекомендуется пользоваться данными, приведенными в главе V.

Длину шпуров, удовлетворяющую выражению (125), определяют по формуле

$$l = \frac{T_{\Pi} - T_{\text{всп}}}{\frac{\eta_{\text{кпер}} S \sin \alpha}{P_{\Pi}} + \frac{N}{\Phi_1 \beta_1 m_1 v_6}}. \quad (134)$$

Длина шпуров, определенная по формуле (134), удовлетворит и выражениям (126) и (127) при условии выполнения равенств (131) и (132).

После определения длины шпуров следует по формулам (129) и (130) проверить продолжительность бурения и погрузки, которые предварительно были приняты по формулам (126) и (127).

Определение подвигания забоя за цикл и точной скорости проходки. Глубину шпуров находят по выражению

$$l_1 = l \sin \alpha, \text{ м.} \quad (135)$$

Подвигание забоя за цикл

$$l_{\Pi} = l_1 \eta, \text{ м.} \quad (136)$$

Скорость проходки

$$v_c = \frac{24 l_{\Pi}}{T_{\Pi}}, \text{ м/сут.} \quad (137)$$

При недостаточной скорости проходки необходимо сделать пересчет цикла, принимая более производительное оборудование или увеличивая его число.

Приведенные выше данные позволяют составить циклограмму проходки туннеля. Глубина шпуров и циклограмма уточняются в процессе строительства.

Алгоритм вычисления максимальной скорости проходки. Рассмотрим более общий подход к расчету цикличности, позволяющий получить алгоритм вычисления максимальной скорости проходки для заданных условий при оптимальном распределении смен между бурением и погрузкой.

Используя формулы (125), (128)—(130), (135)—(137) и учитывая, что эксплуатационная производительность бурения

$$P_6 = \Phi_1 \beta_1 m_1 v_6 \text{ м/ч,} \quad (138)$$

а в соответствии с формулой (94) число шпуров в забое в среднем равно

$$N = 12 \sqrt{S},$$

перепишем выражение (137) для скорости проходки туннеля, разрабатываемого сплошным забоем (или для верхней части сечения при проходке способом нижнего уступа), в виде:

$$v_0 = \frac{a_1 l}{\frac{l}{P_6} 12 \sqrt{S} + \frac{l}{P_n} \cdot \frac{a_1 S k_{\text{пер}}}{24} + (T_1 + T_2)}, \text{ м/сут,} \quad (139)$$

или

$$v_c = \frac{a_1 l}{(\alpha^0 + \beta^0) l + (T_1 + T_2)}, \text{ м/сут,} \quad (140)$$

где

$$a_1^0 = 24 \eta \sin \alpha; \quad (141)$$

$$\alpha = \frac{1}{P_6} 12 \sqrt{S}, \quad (142)$$

$$\beta^0 = \frac{1}{P_n} \cdot \frac{a_1 S k_{\text{пер}}}{24}, \quad (143)$$

$$k_{\text{пер}} = 1 + \frac{1}{1,4 \sqrt{S}}. \quad (144)$$

Выражение (144) представляет собой приближенное значение нормативного коэффициента переборов профиля, т. е. отношение фактической площади поперечного сечения выработки, проходящей в крепких породах, к проектной площади поперечного сечения.

Первый член суммы в знаменателе формулы (139) означает продолжительность бурения T_6 в цикле, второй — погрузки T_n , третий — продолжительность вспомогательных работ.

В выражении (139) переменными являются P_6 , P_n , l , T_1 и T_2 . Исходя из технологических соображений эти переменные могут принимать различные значения в некоторых пределах. Ограничения, накладываемые на диапазон их изменений, представляют собой неравенства

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{\min}^0 &\leq \alpha^0 \leq \alpha_{\max}^0; \\ \beta_{\min}^0 &\leq \beta^0 \leq \beta_{\max}^0; \\ l_{\min} &\leq l \leq l_{\max}; \\ T_{1 \min} &\leq T_1 \leq T_{1 \max}; \\ T_{2 \min} &\leq T_2 \leq T_{2 \max}. \end{aligned} \right\} \quad (145)$$

Помимо ограничений (145), имеются еще два дополнительных ограничения, связанные с кратностью времен $(T_1 + T_6)$ и $(T_2 + T_n)$ продолжительности смены $T_{\text{см}}$ [см. условия (126) и (127)], т. е.

$$T_1 + T_6 = k_1 T_{\text{см}}; \quad (146)$$

$$T_2 + T_n = k_2 T_{\text{см}}, \quad (147)$$

при этом

$$\left. \begin{aligned} T_6 &= \alpha^0 l; \\ T_n &= \beta^0 l. \end{aligned} \right\} \quad (148)$$

Из выражений (146) и (147) следует, что продолжительность цикла

$$T_{ц} = m_{см} T_{см}, \text{ ч}, \quad (124)$$

где $m_{см}$ — число смен в цикле,

$$m_{см} = k_1 + k_2; \quad (149)$$

k_1 и k_2 — целые положительные числа, неравные нулю.

Поставим задачу следующим образом: при фиксированных значениях S , a_1 , $T_{см}$ и наибольшем числе смен в цикле M (обычно $M \geq m_{см}$, но не более 6) найти такие значения переменных $P_б$, $P_{п}$, l , T_1 и T_2 , а также k_1 и k_2 , чтобы при выполнении условий (145)–(147) выражение (139) достигало максимума: $v_c = v_{max}$.

Блок-схема алгоритма вычисления v_{max} показана на рис. 107. При помощи этого алгоритма выполнены многочисленные расчеты для различных сечений выработок, разных M , $T_{см}$, и условий (145). В частности, в результате работы программы для исходных данных по табл. 42 получены оптимальные циклы, обеспечивающие максимальные скорости проходки при условии кратности времени бурения и погрузки продолжительности смен (при $T_{см} = 6$ ч $a_1 = 0,83$). Параметры этих циклов приведены в табл. 43.

Остальные варианты циклов не являются оптимальными, так как они приводят к более низким скоростям проходки. Приняв значения производительностей бурения $P_б$ и погрузки $P_{п}$ по данным табл. 43, можно приступить к подбору необходимого оборудования и определению его числа.

Таблица 42

Исходные данные для расчетов цикличности															
$S, \text{ м}^2$	$l'_{min}, \text{ м}$	$l'_{max}, \text{ м}$	$T_1 \text{ min}, \text{ ч}$	$T_1 \text{ max}, \text{ ч}$	$T_2 \text{ min}, \text{ ч}$	$T_2 \text{ max}, \text{ ч}$	M	$P_б \text{ min}, \text{ м}^3/\text{ч}$	$P_б \text{ max}, \text{ м}^3/\text{ч}$	$P_{п} \text{ min}, \text{ м}^3/\text{ч}$	$P_{п} \text{ max}, \text{ м}^3/\text{ч}$	$\alpha_б^{min}$	$\alpha_б^{max}$	$\beta_б^{min}$	$\beta_б^{max}$
50	2	6	1,5	5,0	1,5	5,0	4	30	70	20	50	1,21	2,83	0,91	2,28
75	2	6	1,5	5,0	2,0	5,0	4	40	100	30	60	1,04	2,60	1,12	2,24
100	2	6	1,5	5,0	2,0	5,0	4	70	120	30	60	1,00	1,72	1,48	2,96

Таблица 43

$S, \text{ м}^2$	$l, \text{ м}$	$T_{ц}, \text{ ч}$	$P_б, \text{ м}^3/\text{ч}$	$P_{п}, \text{ м}^3/\text{ч}$	$T_б, \text{ ч}$	$T_{п}, \text{ ч}$	$T_1, \text{ ч}$	$T_2, \text{ ч}$	$v_{max}, \text{ м}/\text{сут}$
50	3,7	12	70	40	4,5	4,5	1,5	1,5	6,2
75	3,6	12	80	60	4,5	4,0	1,5	2,0	6,0
100	4,5	18	120	40	4,5	10,0	1,5	2,0	5,0

Нижний уступ. При разработке уступа, в котором бурят вертикальные или наклонные скважины, величину подвигания забоя за цикл определяют обычно из условия равенства продолжительности операций по бурению скважин и погрузке породы. В отдельных случаях в зависимости от используемого оборудования и местных условий бурение уступа значительно опережает погрузку породы.

Продолжительность погрузки и бурения в цикле находят по формулам:

$$T_{\text{п}} = \frac{l_{\text{ц}} S_2 k_{\text{пер}}}{P_{\text{п}}}, \text{ ч}; \quad (150)$$

$$T_{\text{б}} = \frac{H_{\text{у}} N_{\text{р}} z_0 \alpha_1}{\beta_1 \varphi_1 m_1 v_6 \sin \alpha}, \text{ ч}, \quad (151)$$

где S_2 — площадь забоя уступа, м²;

$H_{\text{у}}$ — высота уступа, м;

α_1 — коэффициент перебура скважины;

$N_{\text{р}}$ — число скважин в ряду;

z_0 — число рядов скважин, пробуриваемых в каждом цикле;

α — угол наклона скважин к горизонтали, градус.

Величина z_0 зависит от расчетной линии сопротивления W и определяется по данным, приведенным в § 17. Приближенно можно считать

$$z_0 = \frac{l_{\text{ц}}}{W}. \quad (152)$$

Значение W может быть определено по графику (см. рис. 94), из которого можно также найти расстояние между скважинами a , позволяющее перейти к значению $N_{\text{р}}$ по выражению

$$N_{\text{р}} = \frac{b}{a} + 1, \quad (153)$$

где b — ширина уступа.

Если исходить из условия $T_{\text{п}} = T_{\text{б}}$, то, приравняв формулы (150) и (151) с учетом выражения (152) и исключая $l_{\text{ц}}$, получаем равенство

$$\frac{v_6 m_1}{P_{\text{п}}} = \frac{H_{\text{у}} N_{\text{р}}}{W S_2 \psi_1 \sin \alpha}, \quad (154)$$

где ψ_1 — коэффициент, равный 0,5—0,65,

$$\psi_1 = \frac{\varphi_1 \beta_1 k_{\text{пер}}}{\alpha_1}. \quad (155)$$

Выражение (154) позволяет подобрать параметры оборудования, обеспечивающего равенство продолжительности процессов бурения и погрузки при разработке уступа. Правая часть этого выражения зависит от местных условий, а величины, входящие в левую часть, связаны с применяемым оборудованием и могут подбираться.

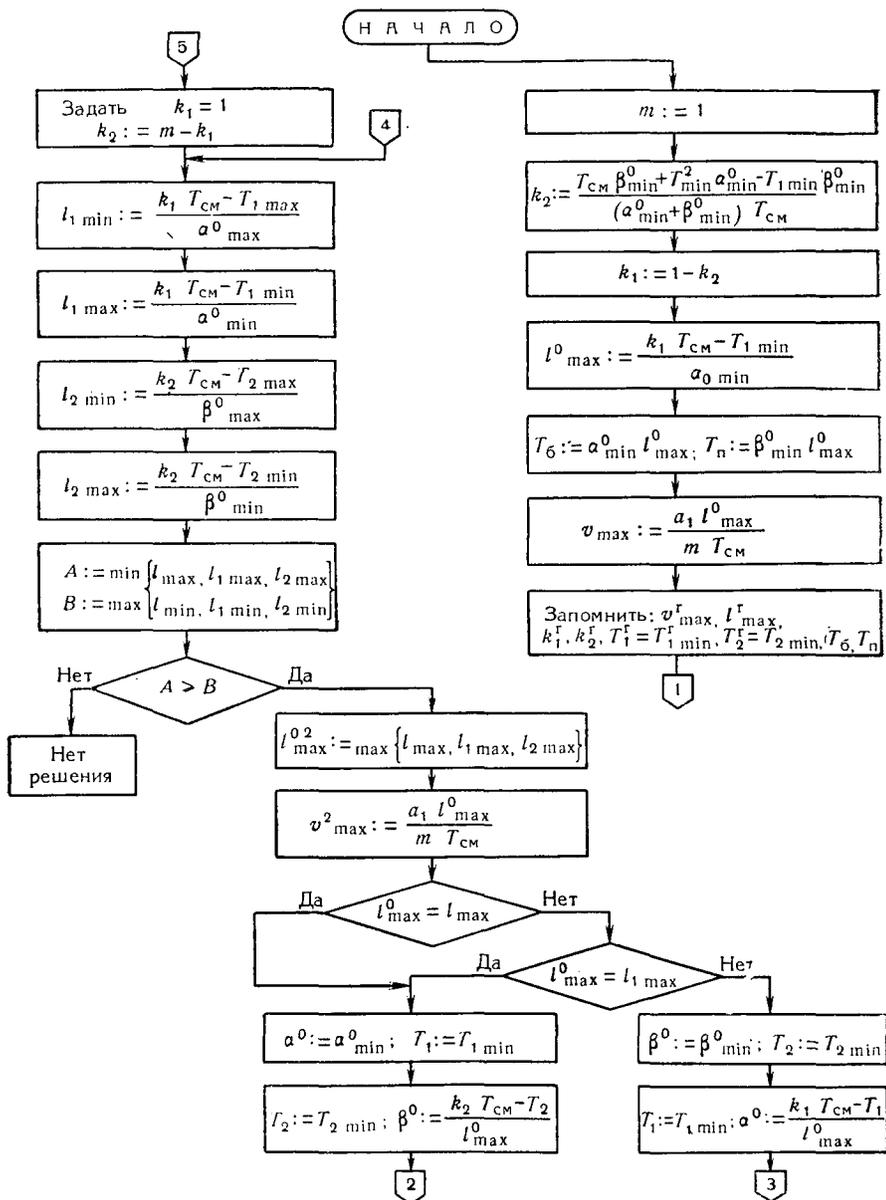
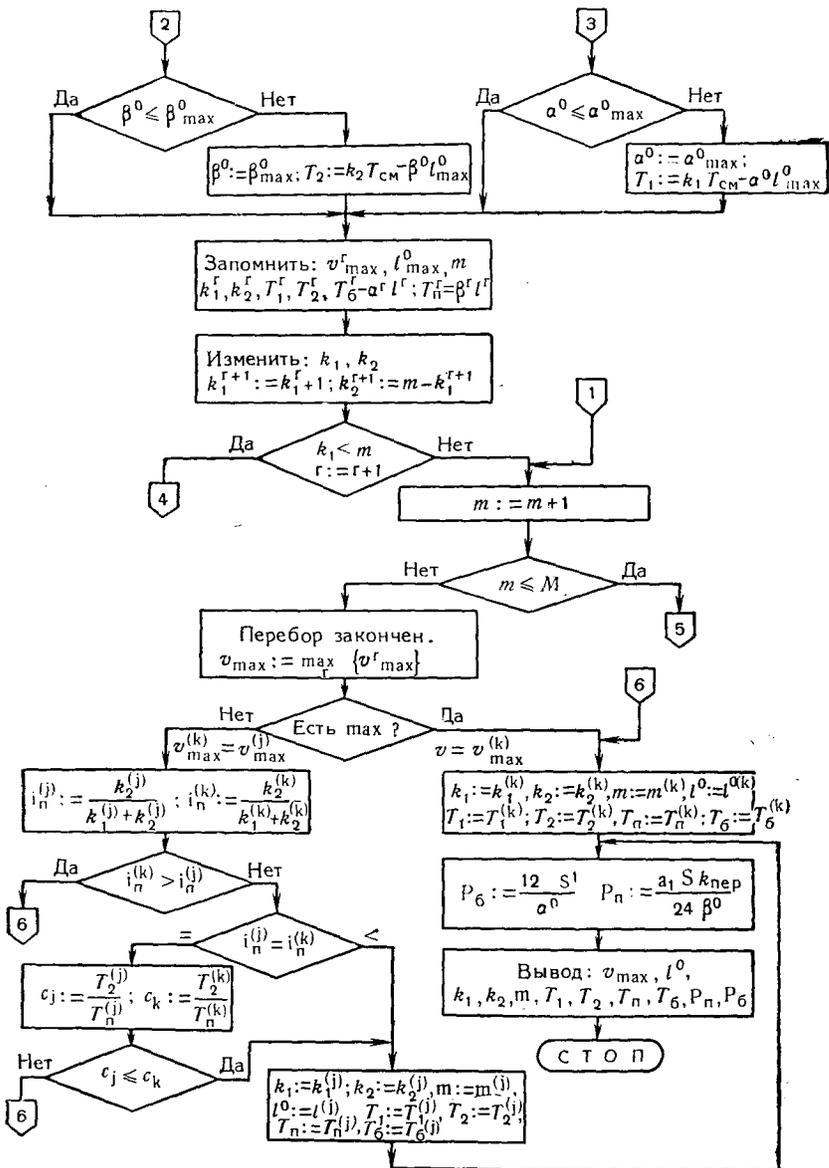


Рис. 107. Блок-схема алгоритма вычисления максимальной скорости прохода



Следует отметить, что удовлетворить равенство (154) не всегда удается, и операции по погрузке и бурению занимают разное время. Если принимается условие, чтобы за цикл было погружено такое количество породы, которое образовалось в результате взрыва зарядов в скважинах, пробуренных в течение этого же цикла, то несовпадение продолжительности буровых и погрузочных работ не должно превышать 10% общего времени цикла.

После того как параметры оборудования будут установлены, определяют подвигание забоя за цикл. Продолжительность цикла обычно равна 24—48 ч и кратна целому числу смен. Продолжительность вспомогательных работ изменяется от 4 до 8 ч.

По формуле (150) определяем

$$l_{\text{ц}} = \frac{P_{\text{п}}}{S_2 k_{\text{пер}}} T_{\text{п}} = \frac{P_{\text{п}}}{S_2 k_{\text{пер}}} (T_{\text{см}} m_{\text{см}} - T_{\text{всп}}) \text{ м.} \quad (156)$$

При этом учитывают, что $T_{\text{п}} = T_{\text{с}} = T_{\text{ц}} = T_{\text{всп}}$, а $T_{\text{ц}}$ определяют по формуле (124).

Величина $l_{\text{ц}}$ может быть определена и по формуле (151). Полученное значение $l_{\text{ц}}$ следует уточнить с учетом формулы (152), поскольку z_0 должно быть выражено целым числом рядов скважин. По новому значению $l_{\text{ц}}$ можно уточнить продолжительность вспомогательных процессов. Для этой цели воспользуемся формулой (156) с учетом выражения (152), т. е.

$$T_{\text{всп}} = T_{\text{см}} m_{\text{см}} - \frac{z_0 W S_2 k_{\text{пер}}}{P_{\text{п}}}. \quad (157)$$

Все полученные величины должны быть уточнены в результате детального проектирования и при построении фактической сетки расположения скважин.

Суточная скорость проходки уступа определяют по выражению (137).

При проходке туннеля в два последовательных этапа (например, при проходке нижним уступом) и скоростях подвигания забоя на каждом этапе v_1 и v_2 приведенную ко всему сечению среднюю скорость проходки туннеля находят по формуле

$$v = \frac{v_1 v_2}{v_1 + v_2} \quad (158)$$

При встрече с участками слабых пород среднюю скорость проходки туннеля, приведенную ко всей длине трассы, находят по выражению

$$v = \frac{v_1 v_2}{v_1 p + v_2 (1 - p)}, \quad (159)$$

где v_1 и v_2 — скорости проходки соответственно в крепких и слабых породах;

p — отношение длины участков слабых пород к общей длине туннеля.

Среднемесячная скорость проходки может быть определена по формуле

$$v_m = vtk, \quad (160)$$

где t — число рабочих дней в месяце, принимаемое равным 25;
 k — коэффициент использования рабочего времени, составляющий, по данным передового опыта, 0,8.

При подсчете календарной среднемесячной скорости проходки за весь период строительства значение скорости, полученной по формуле (160), рекомендуется умножить на коэффициент 0,85—0,9, учитывающий неравномерность скорости проходки в течение ряда месяцев строительства туннеля.

Коэффициентами использования рабочего времени и неравномерности скорости проходки учитывается процесс освоения рабочими производственного цикла, нового оборудования, отдельных элементов организации и механизации работ. Кроме того, этими коэффициентами учитывается замедление темпов проходки на непредвиденных участках слабых пород, из-за прорыва воды в туннель, при случайных перерывах в подаче энергии и в снабжении материалами и оборудованием.

Если рассматриваемый строительный объект представляет собой комплекс подземных сооружений с заданными сроками начала и окончания работ, то определение оптимальных темпов проходки выработок может быть выполнено по методике, разработанной применительно к шахтному строительству и изложенной в работе [23]. По этой методике математическая постановка задачи оптимизации скоростей проведения горных выработок в упрощенном виде заключается в минимизации нелинейной формы

$$K = \sum_{i=1}^{i=n} l_i K_i^c \left(a_i + \frac{b_i}{v_i} + c_i \frac{v_i}{v_{ni}} \right) \quad (161)$$

при следующих условиях:

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{l_i}{v_i} = T; \quad (162)$$

$$v_i \geq \varphi_{ni} v_{ni}; \quad (163)$$

$$v_i \leq \varphi_{vi} v_{ni}, \quad (164)$$

где l_i — длина i -той выработки, расположенной на критическом пути сетевого графика, м;

K_i^c — сметная стоимость 1 м выработки, расположенной на критическом пути, руб.;

a , b и c — постоянные коэффициенты;

n — число выработок, расположенных на критическом пути;

v_i и v_{ni} — оптимизируемые и нормативные скорости проведения i -той выработки, расположенной на критическом пути, м/мес;

Φ_{vi} и Φ_{ni} — коэффициенты, ограничивающие оптимальные скорости проведения i -той выработки сверху и снизу.

Выражение (161) означает минимизируемую сумму капитальных затрат K на проведение всех выработок, расположенных на критическом пути. Условие (162) показывает обеспечение необходимого минимального срока осуществления горнопроходческих работ, а условие (163) и (164) — ограничения соответственно снизу и сверху по скоростям проведения выработок, обусловленные технологией ведения горнопроходческих работ. Данная задача решается методом динамического программирования.

§ 20. Параметры цикла бетонных работ

Существуют две принципиальные схемы очередности выполнения проходческих и бетонных работ: параллельная и последовательная. По первой схеме постоянную крепь из бетона возводят вслед за проходкой на определенном расстоянии от забоя, по второй схеме — после завершения всех проходческих работ.

При параллельной схеме процессы проходки и возведения постоянной крепи совмещаются во времени, вследствие чего сроки строительства уменьшаются, особенно при длинных выработках.

Последовательная схема, в свою очередь, позволяет сократить одновременно требуемые ресурсы строительства и получить более высокие скорости как проходческих, так и бетонных работ. Вместе с тем, как показала практика строительства отечественных туннелей, общая продолжительность сооружения туннеля при этом повышается.

В выработках больших сечений обычно имеется возможность организовать работы как по одной, так и по другой схеме. Можно рекомендовать следующие области применения каждой из них.

Параллельная схема выработки длиной более 300 м; выработки любой длины в трещиноватых и нарушенных породах, требующих несущей бетонной крепи; выработки любой длины пролетом более 20 м, раскрываемые отдельными участками с оставлением целиков породы.

Последовательная схема: выработки длиной менее 300 м, проходящие в крепких породах; выработки длиной до 100 м, проходящие в трещиноватых породах, при условии закрепления выработки крепью (арочная, анкерная, из набрызгбетона) на всю длину.

Очередность бетонирования выработки по поперечному сечению во многом зависит от методов производства проходческих работ.

При проходке сплошным забоем или нижним уступом бетонирование можно выполнять в два-три этапа: вначале свод, стены, а затем лоток (рис. 108). В некоторых напорных гидротехнических

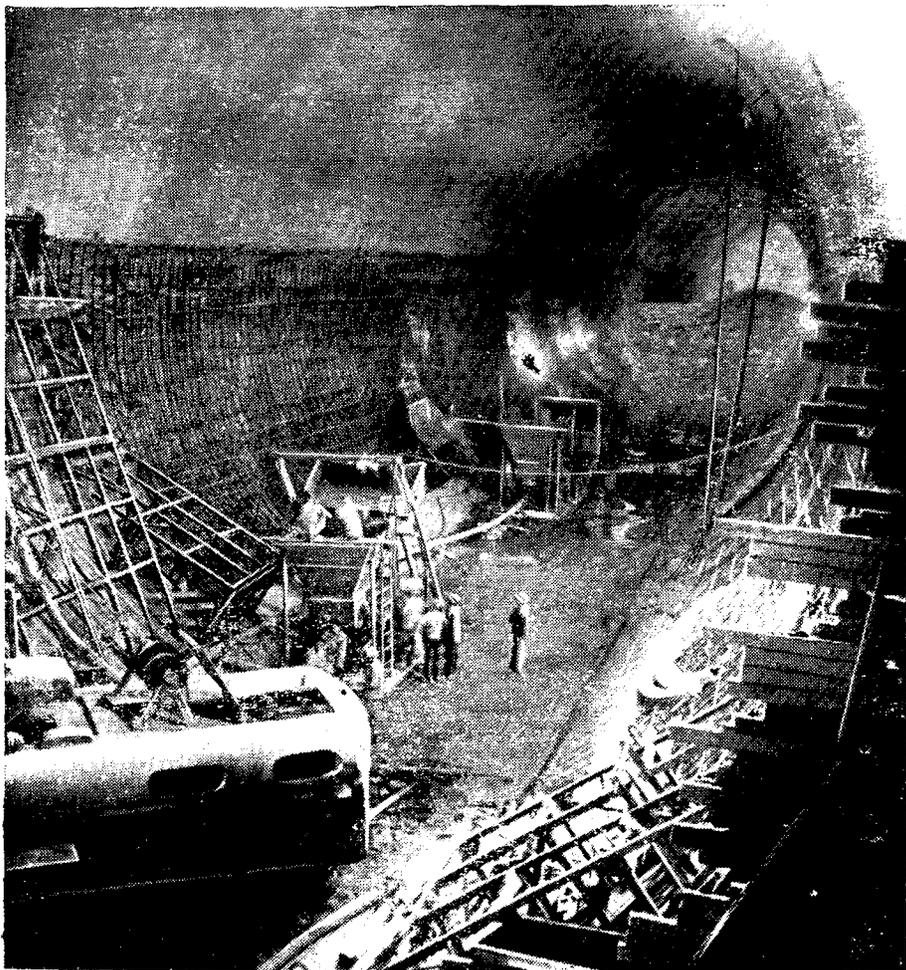


Рис. 108. Бетонирование стен туннеля Асуанского гидроузла

туннелях с крепью (обделкой) из монолитного железобетона в первую очередь бетонирует лоток с оставлением выпусков арматуры, а затем свод и стены. При необходимости возвести бетонную крепь по условиям эксплуатации в высоких выработках, проходимых сплошным сечением в крепких породах, последовательность можно несколько изменить. В этом случае стены целесообразно бетонировать в первую очередь по всей длине выработки с применением передвижной опалубки простой конструкции, а свод — с помощью облегченной катушек опалубки небольшой высоты, перемещающейся на выносных консолях стен.

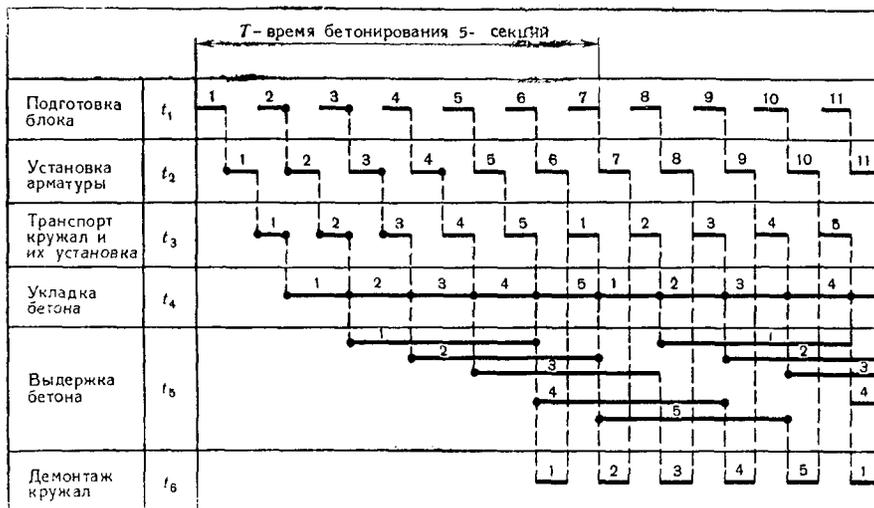


Рис. 109. Циклограмма бетонирования туннеля большого сечения:

1—11 — номера блоков бетонирования

Для удобства передвижения опалубки в выработках больших пролетов, особенно при наличии слабых пород, до начала бетонирования верхнего свода рекомендуется возводить бетонные пяты — бордюры, по которым перемещается опалубка свода.

На многих подземных сооружениях большого сечения основная причина недостаточных скоростей бетонирования заключается в несвоевременной подготовке фронта работ и, как следствие этого, в чрезмерно растянутом цикле бетонирования. Это может быть устранено только в случае совмещения отдельных операций по времени и сокращения сроков на их выполнение. Цикл бетонирования должен обеспечивать непрерывность укладки бетона от одного блока к другому с параллельным выполнением всех остальных работ. Рекомендуемая циклограмма показана на рис. 109.

Для организации *поточного процесса бетонирования и непрерывности укладки* отдельные операции технологического цикла должны быть увязаны друг с другом по производительности, времени и выражаться через одни и те же заданные параметры. Исходя из этих условий ниже приводится методика определения продолжительности отдельных видов работ цикла бетонирования¹.

Чтобы появилась возможность перестановки опалубки одной забетонированной секции длиной l_c на новое место, уложенный

¹ Определение оптимальных параметров бетонирования туннелей большого сечения может быть выполнено и по другому принципу. В частности, определение параметров, при которых достигается наименьшая стоимость 1 м крепи для заданной скорости бетонирования, приведено в работе [14].

бетон должен набрать определенную прочность, которая достигается через время выдержки бетона t_5 .

Из условия непрерывности бетонирования за время t_5 должен быть забетонирован участок туннеля длиной $t_5 v_{\text{бет}}$, где $v_{\text{бет}}$ — заданная скорость бетонирования. Суммарная длина забетонированного участка туннеля

$$L_G = l_c + t_5 v_{\text{бет}}, \quad (165)$$

а число требуемых секций опалубки

$$n = L_G / l_c. \quad (166)$$

Тогда получаем

$$n = 1 + \frac{v_{\text{бет}}}{l_c} t_5. \quad (167)$$

Вводя параметр

$$a = v_{\text{бет}} / l_c, \quad (168)$$

записываем условие I, т. е.

$$t_5 = \frac{n-1}{a}. \quad (169)$$

Продолжительность бетонирования одной секции опалубки длиной l_c складывается из продолжительностей монтажа этой секции t_3 , демонтажа и транспортирования опалубки, а также продолжительности укладки бетона в секцию t_4 . По хронометражным наблюдениям продолжительность демонтажа и транспортирования опалубки составляет около 30% времени монтажа t_3 . Поэтому скорость бетонирования

$$v_{\text{бет}} = \frac{l_c}{t_4 + 1,3t_3}, \quad (170)$$

откуда получаем условие II

$$a = \frac{1}{t_4 + 1,3t_3}. \quad (171)$$

Продолжительность цикла бетонирования участка туннеля длиной $l_c n$, равная

$$T = n/a, \quad (172)$$

может быть записана в виде суммы последовательных продолжительностей: укладки бетона в n секций — nt_4 , подготовки основания одного опережающего блока к бетонированию t_1 , установки на нем арматуры t_2 и монтажа опалубки на этом блоке t_3 , т. е. $t_1 + t_2 + t_3$. Тогда условие III примет вид

$$T = \frac{n}{a} = nt_4 + (t_1 + t_2 + t_3). \quad (173)$$

Для обеспечения непрерывности бетонирования и требуемого для этого опережения операций по армированию блока и монтажу опалубки продолжительность укладки бетона t_4 в n секций должна

быть равна сумме времени, затрачиваемого на армирование и монтаж опалубки t_3 в $(n + 1)$ секций, т. е. получаем условие IV в виде

$$nt_4 = (n + 1)(t_2 + t_3). \quad (174)$$

Для обеспечения непрерывности бетонирования и поточного выполнения работ продолжительность укладки бетона t_4 в n секций должна быть, в свою очередь, равна продолжительности подготовки блока t_1 с опережением не менее чем на две секции. Тогда условие V примет вид

$$nt_4 = (n + 2)t_1. \quad (175)$$

Записанные условия (169), (171), (173), (174) и (175), естественно, не являются всеобъемлющими и могут быть уточнены и дополнены дальнейшими проработками на основе описываемой методики.

Решая совместно все пять условий, находим требуемые значения продолжительностей отдельных процессов t_{1-5} , обеспечивающие поточное выполнение работ и непрерывность укладки бетона.

Все значения продолжительностей выражены через число секций опалубки n и параметр a и показаны на графиках (рис. 110). Полученные графики позволяют при заданных значениях скорости бетонирования $v_{бет}$, числе опалубочных секций n и длине каждой секции l_c определить требуемые продолжительности выполнения основных работ. После этого можно подобрать необходимое оборудование и определить затраты труда.

Например, для заданной скорости бетонирования $v_{бет} = 6$ м/сут, длине опалубочной секции $l_c = 6$ м и числе секций $n = 4$ по графикам находим $T = 4$ сут; $t_1 = 12$ ч; $t_2 = 9$ ч; $t_3 = 5$ ч; $t_4 = 18$ ч и $t_5 = 3$ сут, после чего строим циклограмму бетонирования по типу, показанному на рис. 109, и приступаем к подбору оборудования.

Для скорости бетонирования $v_{бет} = 6$ м/сут приведенный вариант не является единственным. Меняя l_c и n , можно подобрать другие значения продолжительностей работ. В частности, после определения по графику требуемой продолжительности укладки бетона в блок t_4 необходимо проверить возможность обеспечения этой продолжительности, исходя из производительности существующих бетоноукладочных средств $P_{бет}$,

$$P_{бет} \geq \frac{wl_c}{t_4}, \quad (176)$$

где w — объем бетона (с учетом переключений) на 1 м туннеля.

Если полученная по графикам величина t_4 приводит к чрезмерно большим производительностям, то при заданной скорости $v_{бет}$ следует принять вариант с другими значениями l_c и n .

Выбор варианта распределения процессов по времени и организации бетонных работ необходимо производить из условия возможности обеспечения выполнения процессов в заданные продолжительности, исходя из конкретных условий строительства.

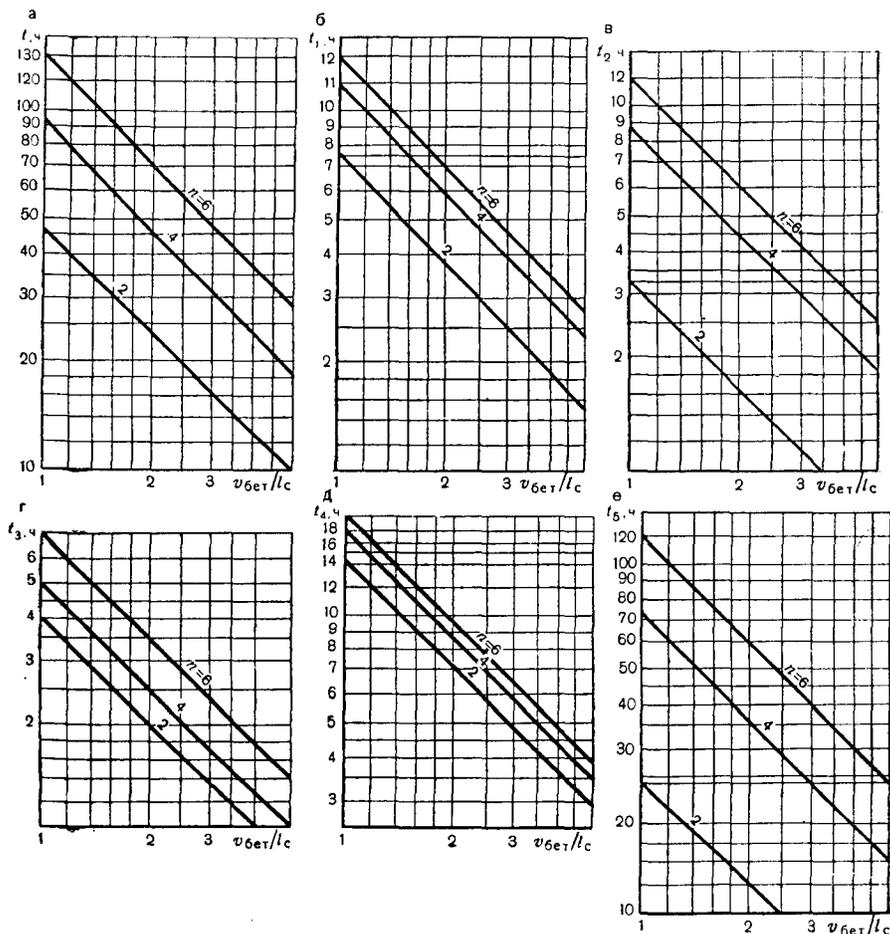


Рис. 110. Зависимость продолжительности отдельных процессов, обеспечивающих поточное бетонирование выработок большого сечения от параметра a и числа опалубочных секций n :

- а — продолжительность цикла бетонирования T участка длиной $n l_c$;
 б — продолжительность работ t_1 по подготовке основного блока длиной l_c ;
 в — продолжительность работ t_2 по установке арматуры в блоке длиной l_c ;
 г — продолжительность работ t_3 по тран-

- спорту опалубки и ее установке (одна секция длиной l_c);
 д — продолжительность работ t_4 по укладке бетона в блок длиной l_c ;
 е — продолжительность выстойки бетона t_5 в блоке длиной l_c до раскруживания

Возможность сокращения продолжительностей отдельных видов работ (t_1, \dots, t_5) обеспечивается применением передвижных опалубок, комплексной механизации бетонных работ как непосредственно на укладке, так и на подготовительных операциях (подготовка основания блока и установка арматуры).

Определенный интерес представляет вопрос о продолжительности t_5 выдерживания бетона в опалубке. Даже в породах, не оказывающих горного давления, по техническим условиям, принятым в практике Советского Союза, раскружаливание допускается производить лишь после достижения бетоном 75-процентной проектной прочности. Это обычно составляет 4—7 суток. Однако имеются примеры, когда раскружаливание в таких условиях производят уже через 1—2 суток. Проведенное в ЛИИЖТ исследование показало, что бетон упрочняется под механическим воздействием и что имеется возможность значительно уменьшить срок раскружаливания.

Исследования, проведенные в ЦНИИС Минтрансстроя, основанные на вероятностных методах оценки прочности и деформируемости бетона раннего возраста, показали, что, например, для условий железнодорожных туннелей линии Абакан—Тайшет с применением передвижных или тюбинговых опалубок распалубочная прочность бетона может быть допущена в размере 35% проектной марки, а не 75%, как это требуют нормы.

Согласно формуле (167) при заданной скорости бетонирования $v_{бет}$ и длине одной секции опалубки l_c сокращение продолжительности выдержки бетона в опалубке t_5 позволяет уменьшить необходимое число секций n .

В институте Оргэнергострой были проведены исследования по установлению возможности раннего распалубливания сводов и стен гидротехнических туннелей большого сечения. Эксперименты проводили на моделях из оптически активных материалов методом фотоупругости и на крупноразмерных стендах, выполненных из бетона. Сопоставление результатов позволило рекомендовать срок распалубливания бетонных сводов по условию, чтобы предел прочности бетона на осевое растяжение в этом возрасте равнялся численно половине пролета свода в осях конструкции. Аналогичные исследования проведены и для стен туннеля.

Полученные результаты были проверены в натуральных условиях в нескольких крупных гидротехнических туннелях, в которых сроки снятия опалубки крепи из бетона М250 и М300 (в зависимости от пролета свода, высоты стен, их толщины и степени армирования конструкции) для сводов туннелей составили 2—3 суток, для стен туннелей — 1—2 суток.

Комплексная механизация подземных работ

§ 21. Схемы комплексной механизации проходческих работ

На основании обобщения и анализа отечественного опыта проходок выработок большого сечения в скальных породах можно прийти к определенным рекомендациям по рациональным комплексам оборудования, большинство которого серийно изготавливается в Советском Союзе¹.

В зависимости от размеров выработок, а также от способа их проходки могут быть рекомендованы семь комплексов самоходного оборудования при безрельсовом транспорте (табл. 44). На рис. 111 показаны характерные схемы проходки выработок с использованием комплексов 2, 4 и 5, а на рис. 112 — схема проходки уступа с применением комплекса 7. Рекомендуемые проходческие комплексы в большей части разработаны, проверены и освоены при проходке выработок большого сечения Министерством энергетики и электрификации СССР (Всесоюзный трест Гидроспецстрой, Ингуригэсстрой и др.) и Министерством транспортного строительства (Главтоннельмострострой — тоннельный отряд № 1, Тбилмострострой и др.).

Для определения эффективности предложенных комплексов и их рациональной области применения институтами Оргэнергострой и Гидроспецпроект проведен расчет вариантов для различных поперечных сечений туннеля и методов их проходки по формулам, изложенным в главе V. Для расчета скорости проходки, а также стоимости и затрат труда на 1 м³ породы выбран характерный туннель с разделением его на ряд сечений (табл. 45).

Кроме того, для площади туннеля 105 м² подсчитаны варианты при проходке его сплошным забоем и результаты сопоставлены с проходкой верхней части площадью 45 м² и нижнего уступа площадью 60 м². Расчет вели для туннеля длиной 1 км, причем отдельно рассматривали данные проходки верхней части, нижнего уступа и

¹ Комплексная механизация работ при применении комбайнов (туннелепроходческих машин) и механизированных щитов подробно изложена в работах [11, 32, 82 и др.] и в настоящей главе не приводится.

Таблица 44

Лит. ком- Литса	Основное оборудование				Наибольшая производи- тельность, тис. м³/мес.	Наибольшая производи- тельность, тис. м³/мес.	Наибольшая производи- тельность, тис. м³/мес.
	буровое	погрузочное	транспортное	вспомогательное			
1	Две установки СБУ-2к	Одна-две машины ЛНБ-3к (ЛНБ-4)	Думлеры ДР-60, самосвалы МАЗ-503	Бульдозер Д-492, подмости на базе трелевочного трак- тора	5,4	8,0	Наибольшая производи- тельность одинично и в забое м³/смену
2	То же	То же	Самосходные вагоны ВС-20м (1ВС-20АРВ)	Бульдозер Д-492, подмости на базе трелевочного трак- тора, монтажный гидроподъемник МШТС-2ТII	5,8 7,9 7,5	8,4 12,6 12,2	
3	Две установки СБУ-2к или СБУ-4	Экскаватор ЭП-1 (КЛ-250)	Самосвалы МАЗ-503, МоАЗ-6401	То же	9,7	13,8	
4	Две установки СБУ-4 или рама на 8-10 машин вра- щательно-ударного действия	Экскаватор ЭП-1* (КЛ-250)	Самосвалы МАЗ-503*, МоАЗ-6401	Бульдозер Д-492, монтажный гидро- подъемник МШТС-2ТII	10,5	13,9	
5	Две буровые под- мости на 8-12 пер- фораторов ПР-25 каждая	То же	То же	То же	14,0 13,7 15,4 15,7	20,0 30,0 30,0 30,0	
6	Установки СБУ-70у (на каждые 3-5 м) ширины уступа)**	Одна-две машины ЛНБ-3к (ЛНБ-4)	Думлеры ДР-60, самосвалы МАЗ-503	»			
7	То же	Экскаватор ЭП-1* (КЛ-250)	Самосвалы МАЗ-503*, МоАЗ-6401	»			

* При ширине выработки более 13 м рекомендуется автосамосвал БетАЗ-540 и экскаватор Э-2005 (ширина выработки 18 м).

** При высоте уступа более 10 м можно применять установки СБМК-5 или станки НКР-100 м.

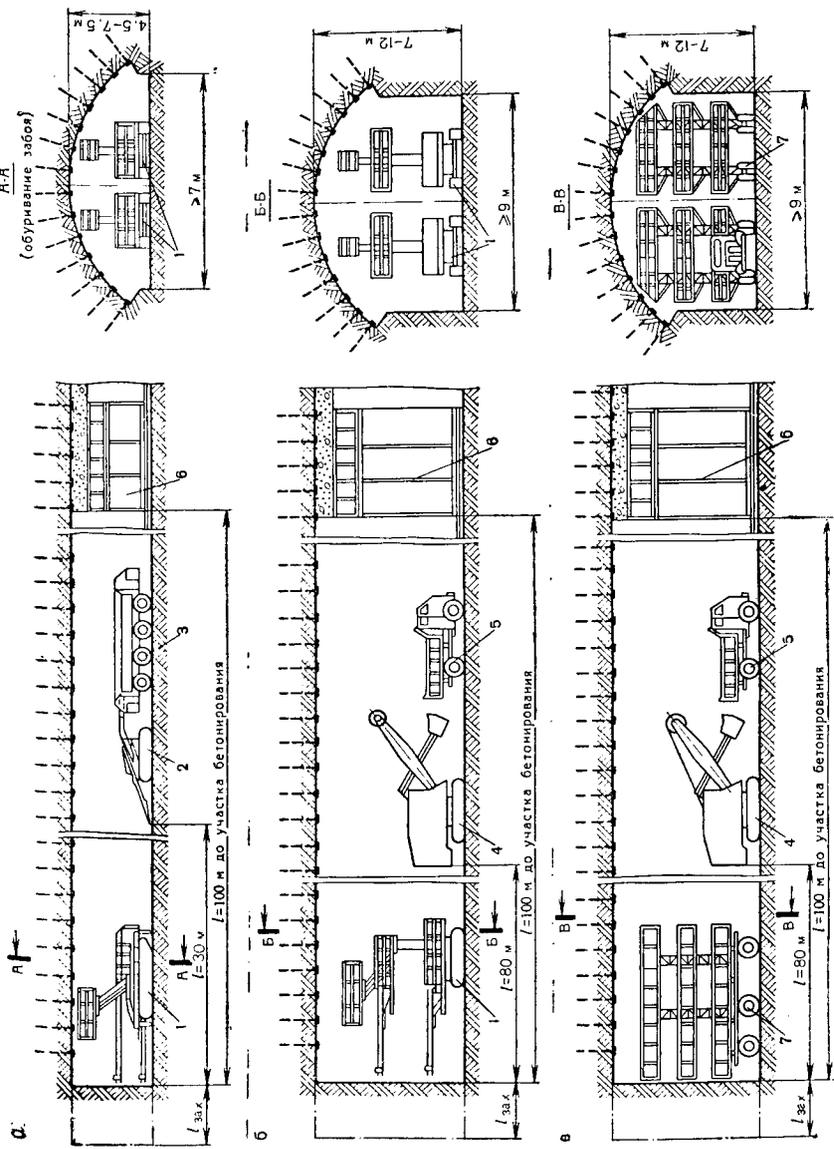


Рис. 111. Схемы комплексной механизации проходки выработок большого сечения:
 а — комплекс 2, б — комплекс 4; 1 — самоходная буровая установка; 2 — погрузочная машина непрерывного действия; 3 — самоходный вагон; 4 — экскаватор; 5 — автосамосвалы; 6 — опалубка; 7 — буровые подмости

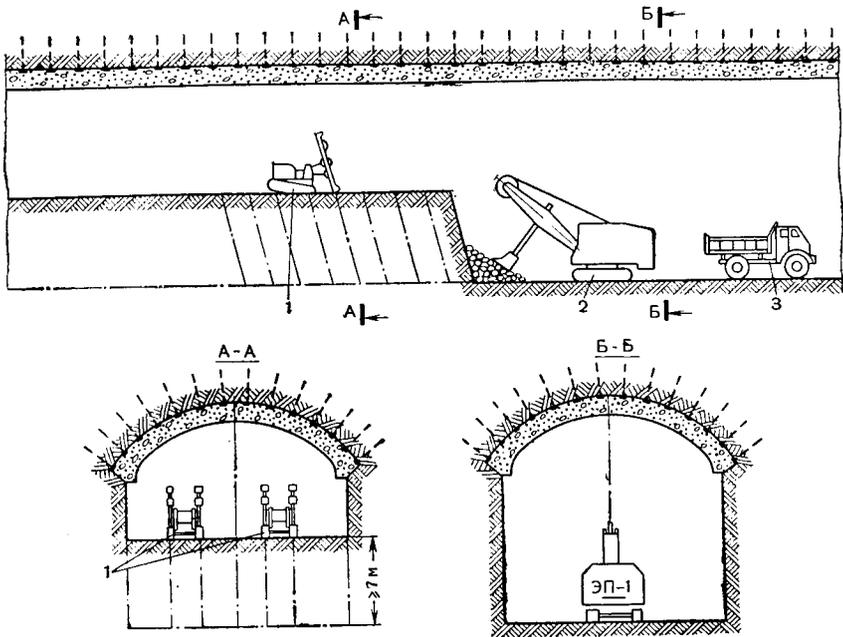


Рис. 112. Схема комплексной механизации работ при проходке нижнего уступа:
 1 — буровой станок; 2 — экскаватор; 3 — автосамосвалы

по туннелю в целом. В последнем случае подсчитывали показатели, приведенные ко всему сечению.

По результатам расчетов построены графики (рис. 113 и 114). Заштрихованные области определяют пределы изменения показателей, кривая *I* ограничивает область со стороны наиболее выгодных, а кривая *II* — наименее выгодных показателей. Номера на графиках соответствуют типу проходческого комплекса, приведенного в табл. 44.

Оценивая варианты, за основу принимаем стоимость 1 м³ как синтетический показатель. Если разница в стоимости вариантов находится в пределах 10-процентной ошибки в определении стоимости машино-смен, материалов, рабочей силы, накладных расходов

Таблица 45

Площадь сечения туннеля, м ²	135	135	135	135
В том числе:				
площадь сечения верхней части (верхнего уступа) $S_{в, ч}$	45	75	90	135
площадь нижнего уступа $S_{н, у}$	90	60	45	—

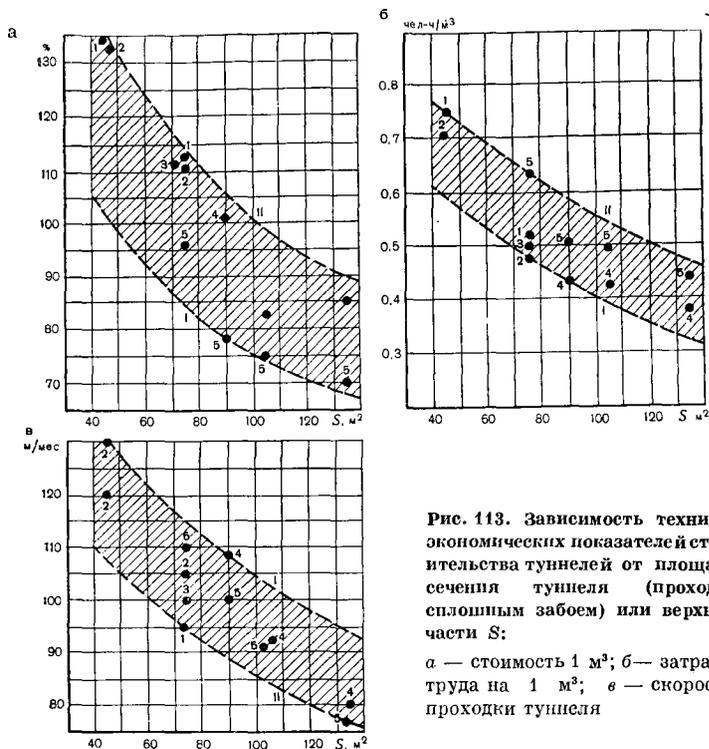


Рис. 113. Зависимость технико-экономических показателей строительства туннелей от площади сечения туннеля (проходка сплошным забоем) или верхней части S :

a — стоимость 1 m^3 ; $б$ — затраты труда на 1 m^3 ; $в$ — скорость проходки туннеля

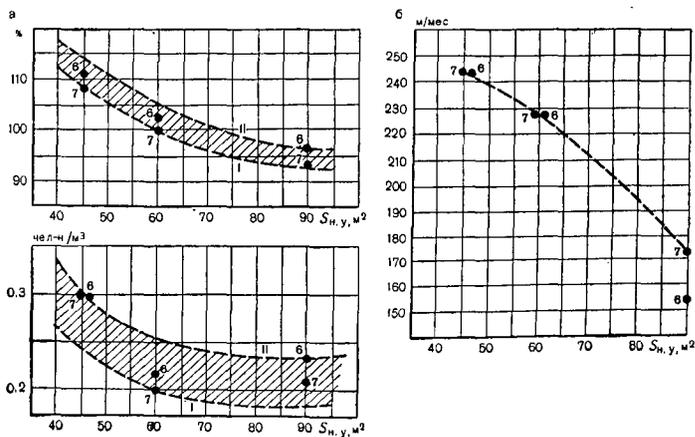


Рис. 114. Зависимость технико-экономических показателей разработки нижнего уступа туннеля от площади сечения уступа $S_{н,y}$:

a — стоимость 1 m^3 ; $б$ — затраты труда на 1 m^3 ; $в$ — скорость проходки нижнего уступа

и стоимости вспомогательных работ, то варианты можно считать равноценными. При равноценных вариантах вводят дополнительные показатели. В частности, для отдаленных от городов районов, где строительство сложно обеспечить рабочей силой и жильем, предпочтение следует отдавать варианту, при котором затраты труда, а следовательно, и число рабочих меньше (также в пределах разницы, превышающей 10%). В том случае, если строительство данного туннеля лимитирует пуск всего объекта в эксплуатацию, то, есте-

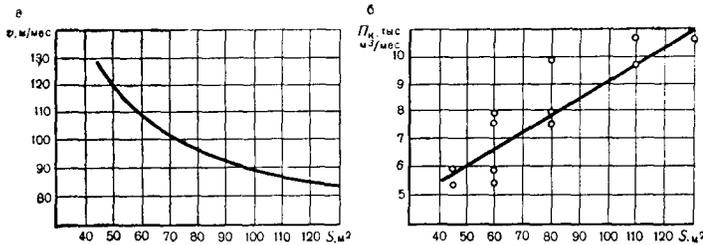


Рис. 115. Зависимость производительности (а) и скорости проходки (б) за месяц при рекомендуемых комплексах (для полного сечения туннеля)

ственно, предпочтение должно быть отдано варианту с наименьшим сроком, т. е. с наивысшими скоростями проходки (в пределах тех же 10%). Исходя из этой позиции в оценке комплексов и анализируя графики, приходим к следующим выводам.

При проходке туннеля сплошным забоем (или верхней части выработки) рекомендуются:

для площади 45—60 м² — комплексы 1 и 2 (для коротких забоев);

для площади 60—80 м² — комплексы 3 и 2 (для коротких забоев);

для площади 80—110 м² — комплекс 4, поскольку он по скорости и затратам труда на 10—15% выгоднее комплекса 5;

для площади 110 м² и выше — комплекс 5, поскольку при почти одинаковых с комплексом 4 скорости проходки и затратах труда он дает экономию стоимости порядка 20%.

Комплекс 5 для площади 60—80 м² по сравнению с комплексами 3 и 2 более экономичен (разница составляет 15%), однако по затратам труда он уступает выбранным вариантам примерно на 30% и по скорости проходки — на 5—10%.

При разработке нижнего уступа туннеля рекомендуются:

высотой до 7 м — комплексы 6 и 7 как практически равноценные;

высотой более 7 м — комплекс 7 как по условиям безопасности работ, так и по условиям повышения скорости проходки по сравнению с комплексом 6 примерно на 15%.

Проведя статическую обработку по способу наименьших квадратов значений производительностей комплексов Π_k , приведенных в табл. 44 при различных площадях поперечного сечения туннеля (или его верхней части), находим, что зависимость производитель-

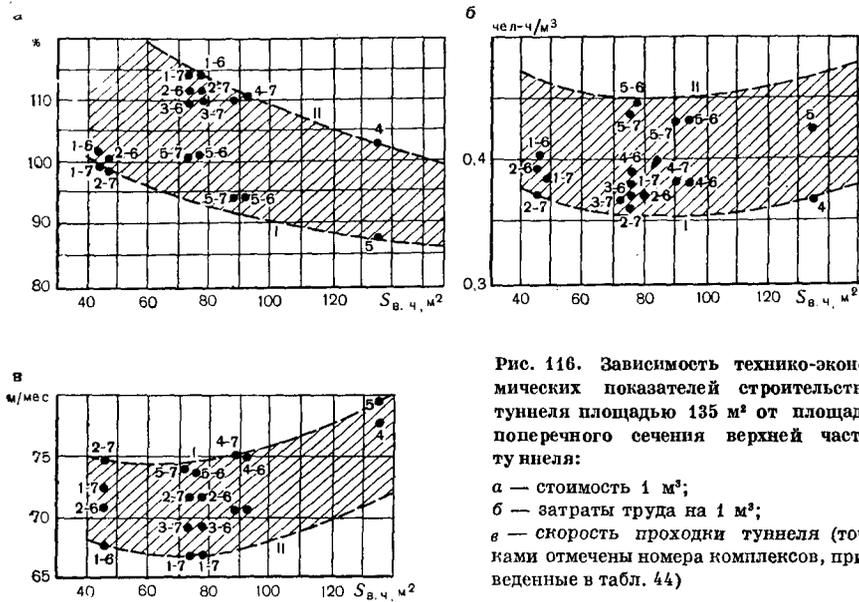


Рис. 116. Зависимость технико-экономических показателей строительства туннеля площадью 135 м² от площади поперечного сечения верхней части туннеля:
 а — стоимость 1 м³;
 б — затраты труда на 1 м³;
 в — скорость проходки туннеля (точками отмечены номера комплексов, приведенные в табл. 44)

ности от площади может быть представлена в виде (рис. 115, б)

$$P_k = 3 \left(1 + \frac{2S}{100} \right), \text{ тыс. м}^3/\text{мес.} \quad (177)$$

Средняя относительная погрешность табличных значений производительности P_{ki} (см. точки на графике на рис. 115, б) от рассчитанной по предыдущей формуле $P_{k \text{ i p}}$

$$\hat{s} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|P_{ki} - P_{k \text{ i p}}|}{P_{ki}} 100 = 8\%. \quad (178)$$

Переходя от производительности к скорости проходки туннеля, из формулы (177) находим приближенную зависимость (рис. 115, а)

$$v = 60 \left(1 + \frac{50}{S} \right), \text{ м/мес.} \quad (179)$$

В формулах (177) и (179) площадь поперечного сечения туннеля (или его верхней части) находится в пределах $45 \leq S \leq 130, \text{ м}^2$.

Эти формулы целесообразно использовать при предварительной стадии проектирования туннеля, разрабатываемого с применением рекомендуемых проходческих комплексов.

На графике (рис. 116) показаны результаты расчетов проходки туннеля площадью 135 м² способом нижнего уступа. Площади верхней части сечения и нижнего уступа приняты в соответствии с данными, приведенными в табл. 45. Учитывая выбранные проходческие

комплексы и анализируя приведенные графики, приходим к следующему выводу.

Проходка туннелей больших размеров сплошным забоем оказывается выгоднее способа проходки нижним уступом, однако она целесообразна лишь в сравнительно благоприятных инженерно-геологических условиях. При площади туннеля 100 м² и более, проходящего целиком в породах VIII и ниже категории по СНиП, рекомендуется переходить на способ проходки нижним уступом (см. также § 16). В этом случае (см. рис. 116), оптимальная площадь сечения верхней части расширения (верхнего уступа) равна 45—60 м². Сочетание комплексов при этом должно быть следующим: для верхней части — комплекс 1 или 2 (для коротких забоев), для нижнего уступа — комплекс 7.

Сравнение показателей, приведенных в табл. 46 для туннеля площадью 105 и 135 м², показывает, что переход на способ проходки нижним уступом при площади верхней части 45—60 м² по сравнению с проходкой на полное сечение уменьшает скорость проходки и увеличивает стоимость примерно на 10—15%, в то время как при других сочетаниях площадей эта разница увеличивается. Следует отметить, что при учете бетонных работ, а также необходимости устройства съездов на нижний горизонт после окончания бетонирования свода разница в приведенной скорости проходки повышается и доходит примерно до 20%. Это подтверждает ранее сделанные выводы о нецелесообразности перехода на способ проходки нижним уступом в породах, позволяющих осуществить проходку полным сечением.

Таблица 46

Показатели	Способ проходки туннеля площадью 105 м ²		Способ проходки туннеля площадью 135 м ²	
	нижним уступом	сплошным сечением (комплекс 4)	нижним уступом	сплошным сечением (комплекс 5)
Скорость проходки, м/мес	80	92	70	80
Затраты труда, чел-ч/м ³	0,44	0,42	0,38	0,43
Стоимость 1 м ³ в прямых затратах, руб.	4,03	3,65	3,44	3,07

Примечания: Для способа проходки нижним уступом при площади поперечного сечения туннеля 105 м² для верхней части сечения (площадью 45 м²) принимается комплекс 1, для нижнего уступа — комплекс 6 или 7. При площади поперечного сечения туннеля 135 м² для верхней части сечения (площадью 45—60 м²) принимается комплекс 1, для нижнего уступа — комплекс 7.

2. Для верхней части сечения при коротких забоях более целесообразен комплекс 2, который обеспечивает повышение скорости проходки туннеля в целом до 7% по сравнению с комплексом 1.

При проходке туннелей с применением комплексов 1—5 проветривание осуществляется по одной из схем, приведенных на рис. 117.

Схема *a* — проветривание происходит по нагнетательному способу свободной струей с ограниченным потоком. Схема рекомендуется в выработках длиной до 500 м.

Схема б — проветривание происходит с использованием скважин, пробуренных с поверхности через определенное расстояние друг от друга. Схема рекомендуется в выработках мелкого заложения.

Схема в — проветривание происходит по комбинированной схеме. Между концами трубопроводов устраивают с помощью туманообразователей воздушно-водяные завесы. На период погрузки породы оба трубопровода работают на нагнетание. Схема рекомендуется в туннелях длиной более 500 м.

Схема г является модификацией схемы а. В трубопроводе устраивают перекрываемые шиберами вентиляционные окна, через которые свежий воздух распределяется по длине туннеля. Схема рекомендуется в длинных туннелях при использовании большого числа двигателей внутреннего сгорания.

При проходке нижних уступов с применением комплексов 6 и 7 проветривание осуществляется по схеме д. По этой схеме для создания надежного проветривания в сквозных выработках устанавливают вентилятор-эжектор, работающий в направлении действия естественной тяги воздуха вдоль туннеля.

Расчет этих схем и подбор вентиляционного оборудования для них разработан в институтах Оргэнергострой совместно с институтом Гидроспецпроект [2], а также в ЦНИИС Министерства транспортного строительства.

Возвращаясь к вопросу основного оборудования, применяемого в рекомендуемых комплексах 1—7, следует заметить, что горное оборудование непрерывно совершенствуется, ежегодно появляются новые машины и установки. В проходческих комплексах (см. табл. 44) применено лучшее отечественное оборудование, освоенное в производстве.

Буровое оборудование. В качестве основного серийно изготавливаемого бурового оборудования при горизонтальном бурении приняты самоходные установки СБУ-2к (на две машины) и СБУ-4 (на четыре машины).

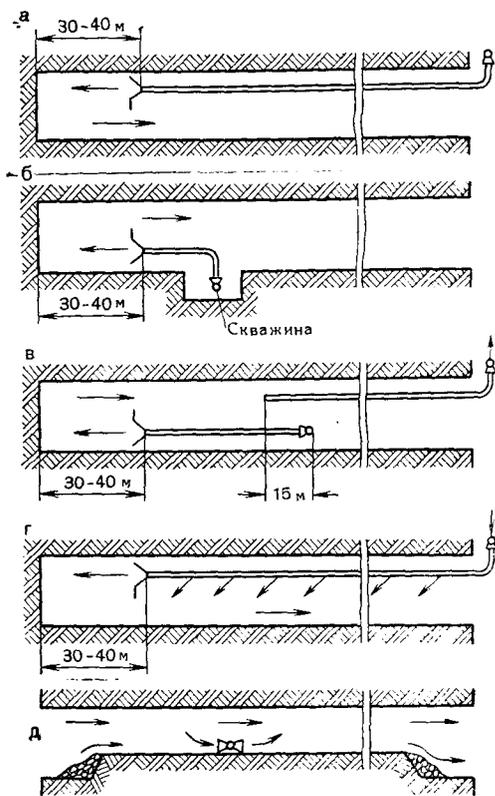


Рис. 117. Схемы проветривания туннелей большого сечения

Опыт показывает, что в выработках большого сечения одна мощная бурильная машина БГА на манипуляторе должна обслуживать забой площадью 10—15 м², поэтому в выработках сечением 80 м² и более экономически выгоднее взамен двух установок СБУ-4 применить нестандартную порталную буровую раму, оснащенную 8—10 тяжелыми бурильными машинами.

Подобная рама на восемь машин вращательно-ударного действия была применена на забое № 10 туннеля Ингури ГЭС площадью 82 м², где были получены скорости проходки до 125 м/мес (см. табл. 5). Имеются примеры применения аналогичных рам при проходке автодорожных туннелей в Альпах. В Тауэрнском туннеле площадью поперечного сечения 92—105 м² и шириной 11,6 м применена трехъярусная самоходная буровая рама на рельсовом ходу массой 70 т и длиной 12 м рассчитана на 11 тяжелых бурильных машин, смонтированных на манипуляторах. Стоимость этой рамы финской фирмы Тамрок составила 240 тыс. долл. В одном из забоев Сен-Готардского туннеля высотой 7,5 м и шириной 10,6 м установлена самоходная буровая рама, изготовленная американской фирмой Ингерсолл-Ранд [88]. Рама состоит из двух частей каждая длиной 15 м и массой по 52 т, соединяемых между собой платформами. На каждой части рамы смонтировано по пять тяжелых бурильных машин на манипуляторах, снабженных автоматическим устройством. Это устройство обеспечивает соблюдение заданного направления бурения. Кроме того, на раме установлен станок для бурения центральной врубовой скважины диаметром 100 мм. На верхней платформе рамы смонтированы перфораторы для бурения шуров под анкера. Вся рама перекрывается сверху конструкцией, обеспечивающей безопасность бурильщиков. На рис. 118 показана буровая рама на семь тяжелых перфораторов в туннеле диаметром 11 м.

В швейцарском автодорожном туннеле Зелисберг высотой 20 м и шириной 12,5 м применена самоходная буровая рама с семью бурильными машинами ударного действия массой по 4,5 т с гидравлическим приводом. Общая мощность электродвигателей, установленных на буровой раме, составляет 270 кВт. Высота рамы 7 м, длина 17 м, масса 95 т (для проходки верхней части туннеля).

Как видно из этих примеров, для больших размеров туннелей буровые рамы с мощными бурильными машинами оказываются весьма тяжелыми и дорогостоящими. В условиях, когда площадь поперечного сечения выработки равна 100 м² и более, можно рекомендовать к применению сравнительно дешевые буровые подмости с ручными перфораторами, смонтированными на лестничных направляющих, хотя по затратам труда это и не оправдывается.

Такие подмости на пневматическом ходу, перемещаемые бульдозером, имеют массу примерно 20 т. В забое устанавливают две подмости (более мобильных и удобных, чем одна установка порталного типа), на каждой из которых размещают 8—12 перфораторов ПР-25Л. Подобные подмости (БР-6), изготовленные Главтоннель-

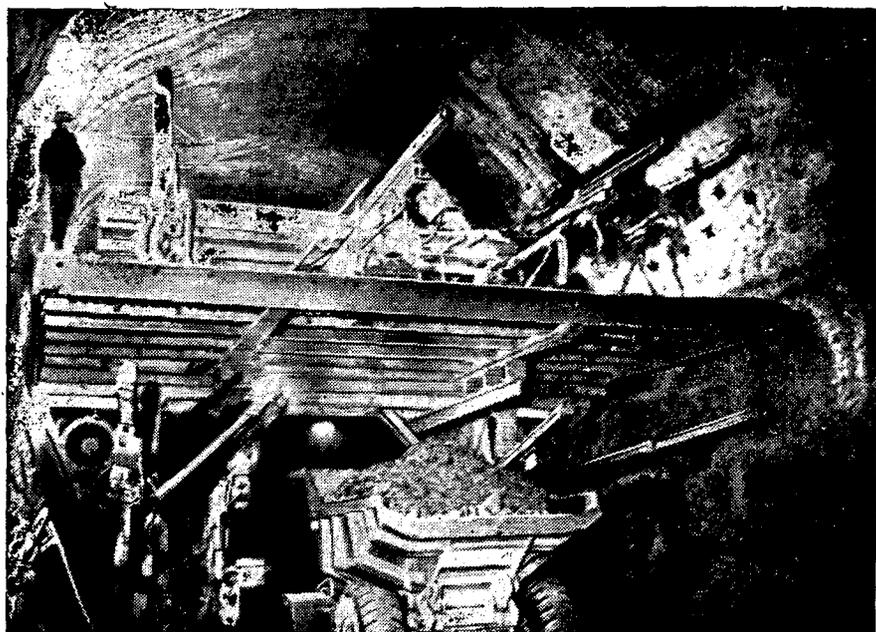


Рис. 118. Буровая рама на семь тяжелых бурильных машин в туннеле диаметром 11 м

метростроем, были применены, в частности, в забоях площадью 90—110 м² при проходке туннелей Асуанского гидроузла и строительных туннелей Чиркейской ГЭС. Подмости порталного типа на 10—14 перфораторов использовали в крупных туннелях Ингурской и Усть-Хантайской ГЭС. Представляют интерес трехъярусные буровые подмости на рельсовом ходу при проходке Бернардинского автомобильного туннеля в Швейцарии высотой 9,2 м. На подмостях размещали 18 перфораторов, установленных на лестничных направляющих. Подмости были применены и в туннеле Дворшак в США диаметром 13 м, туннеле Маник в Канаде шириной 16,8 м и высотой 9,3 м и др. В туннеле гидроузла Инфернильо (Мексика) пролетом 13,7 м в забое были применены три трехъярусные буровые подмости с перфораторами на лестничных направляющих — центральные подмости на 18 перфораторов и две боковые по 6 перфораторов каждая. Боковые подмости перемещали на определенном расстоянии от центральных, с помощью которых сооружали опережающий забой; с боковых подмостей обуривали левую и правую части забоев.

При проектировании буровых рам или подмостей следует стремиться, чтобы на одну бурильную машину или перфоратор в каждом цикле приходилось 10—12 шпуров глубиной 3,5—4 м.

Нестандартные рамы целесообразны не только при горизонтальном, но и при вертикальном и наклонном бурении скважин в уступах,

в частности, станками НКР-100м. Такие рамы выполняются для использования как поперек выработки, так и вдоль стен для бурения скважин предварительного откола.

Погрузочно-транспортное оборудование. Как следует из табл. 44, в качестве погрузочного оборудования рекомендуются главным образом машина ПНБ-3к и экскаватор ЭП-1 с ковшом емкостью 1 м³. Погрузочная машина ПНБ-4 еще не получила достаточной апробации, а шведским экскаватором «Ландсверк» KL-250 (L-77) с обычной или телескопической стрелой и ковшом емкостью 1 м³ обеспечены не все наши объекты. Заводами-изготовителями проведена работа по совершенствованию машины ПНБ-3к (Ясногорский машиностроительный завод) и экскаватора ЭП-1 (Костромской экскаваторный завод «Рабочий металлист») с учетом опыта работы в различных условиях. В частности, с 1972 г. Ясногорский машиностроительный завод начал выпускать взамен машины ПНБ-3к машину ПНБ-3Д. Эта модель по сравнению с ПНБ-3к имеет большие техническую производительность (на 0,5 м³/мин), ширину заборной части (на 0,5 м) и массу (на 3 т).

В комплексе 1, по-видимому, может найти применение также экскаватор ЭО-5114 с ковшом емкостью 1 м³, предназначенный для погрузки скальной породы в выработках сечением от 35 м². Первая малая промышленная партия этих экскаваторов выпущена в 1972 г. Костромским экскаваторным заводом «Рабочий металлист». Для выработки шириной 18 м и высотой не менее 14 м может быть рекомендован экскаватор Э-2005 с ковшом емкостью 2 м³, усовершенствованный Воронежским машиностроительным заводом.

Транспортное оборудование для заданного типа экскаватора подбирается с учетом рекомендаций, приведенных в табл. 44. Основным освоенным в подземных условиях транспортным средством являются автосамосвалы МАЗ-503 (грузоподъемность 7 т) и БелАЗ-540 (грузоподъемность 27 т). Самосвальный автопоезд Могилевского автомобильного завода МоАЗ-6401-9585 (грузоподъемность 20 т), успешно прошедший государственные испытания в 1970 г., рекомендуется для проходческих комплексов 3—5 и 7, однако число этих автосамосвалов пока еще ограничено.

При применении погрузочной машины ПНБ-3к, наряду с автосамосвалами МАЗ-503, рекомендуются венгерские думперы ДР-60 грузоподъемностью 6 т с поворотным управлением («Дутра»), поскольку на строительствах подземных сооружений у нас имеется достаточное число этих машин. Также рекомендуются самоходные вагоны грузоподъемностью 20 т типа ВС-20 м (1ВС-20АРВ) с электроприводом, выпускаемые Воронежским заводом горно-обогатительного оборудования. Трест Гидроспецстрой по чертежам Карагандинского института Гипроуглемаш изготовил опытный образец дизель-электрического варианта этого вагона (ВСДЭ-20). По результатам промышленных испытаний в 1968 г. в туннелях большого сечения была проведена корректировка чертежей для серийного производства.

Предусматривается, что двигатели внутреннего сгорания должны быть оборудованы газоочистителями. Например, самосвальный автопоезд МоАЗ-6401-9585 оснащен уже на заводе комбинированной системой очистки выхлопных газов, состоящей из каталитического нейтрализатора КНД-240 и блока жидкостной очистки. Результаты испытаний показали, что эта система по эффективности не уступает известным французским газоочистителям.

§ 22. Схемы комплексной механизации бетонных работ

В настоящее время при бетонировании отечественных туннелей большого сечения применяют несколько комплексов, отличающихся друг от друга в основном типом загрузочного устройства и опалубкой. В табл. 47 приведена характеристика рекомендуемых комплексов для бетонирования и определена их расчетная производительность. На рис. 119 показаны схемы механизации бетонных работ с применением комплекса I, а на рис. 120 — загрузочное устройство комплексов II и III. Эти комплексы разработаны проектными и строительными организациями Министерства энергетики и электрификации СССР и апробированы (кроме комплекса III) при бетонировании ряда крупных туннелей Ингурской, Нурекской ГЭС и других в 1968—1969 гг. Комплексы II и III могут быть рекомендованы и при бетонировании коротких камерных выработок большого пролета при соответствующей корректировке конструкции опалубки.

Доставка бетонной смеси по выработке к месту укладки осуществляется автосамосвалами МАЗ-503, ЗИЛ-ММЗ-555, ДР-60 и другими грузоподъемностью 4,5—7 т. При дальности возки более 3 км могут быть рекомендованы автобетоносмесители Славянского завода строительных машин С-1036 с объемом готового замеса 2,5 м³ на шасси автосамосвала МАЗ-503 или смесители С-942 с объемом готового замеса 3,2 м³ на шасси автомашины КраЗ-258. При большой дальности возки и отсутствии автобетоносмесителей в бетонную смесь надлежит вводить воздухововлекающую добавку (мылонафт и др.) для замедления процесса схватывания и улучшения удобоукладываемости. При неглубоком залегании выработки бетонную смесь к месту укладки можно доставлять по скважинам.

Загрузочное устройство представляет собой бункер емкостью примерно 3 м³, который наклоняется с помощью гидравлических домкратов или лебедки и перегружает бетонную смесь порциями по 0,5 м³ в скип или непосредственно в бетоноукладчик. В последнем случае автосамосвал въезжает по наклонному пандусу для разгрузки смеси в бункер.

Имеются примеры, когда автосамосвалы с бетонной смесью из подходов туннелей въезжают в камерные выработки не с нижних горизонтов на пандус, а на металлическую эстакаду высотой до 20 м и пролетом до 8 м, заанкеренную к стене выработки. Вдоль эстакады установлены бады емкостью 3 м³ для бетона, в которые

Таблица 47

Тип комплекса	Основное оборудование				Область применения комплекса для бетонирования	Производительность комплекса, тыс. м ³ /мес (м/мес)	Производительность одного бетонного комплекса в забое, м ³ /смену
	доставка	загрузочное устройство	укладка	опалубка			
I	Автосамосвал МАЗ-503	Скиповый подъемник, бункер-перегружатель	Пневмобетоноукладчик ПБУ-500 (2 шт.), ресивер, вибраторы	Три секции по 8 м и переставщик опалубки	Бетонирование свода и стен туннеля сечением 50—60 м ²	4,3 (130)	1,6
II	То же	Пандус въездной, бункер-перегружатель	То же	Две секции по 10 м и переставщик опалубки	Бетонирование свода и стен туннеля сечением 60—100 м ²	2,4 (100)	1,9
III	Автомобетонсмеситель С-1036 или С-942 (автосамосвал МАЗ-503)	Пандус въездной	Бетононасос СБ-85, СБ-95, вибраторы	Одна секция 15 м с переставщиком ее	Бетонирование свода и стен туннеля сечением 60 м ² и более	3,3 (150)	2,4
IV	Автосамосвал МАЗ-503	Пандус въездной, передвижная платформа для автосамосвала	Вибраторы	Три секции по 10 м с переставщиком опалубки	Бетонирование обратного свода туннеля	2,8 (до 400)	2,6

разгружаются автосамосвалы. Далее бады краном транспортируются к загрузочному устройству бетоноукладчика. Подобное решение было применено, в частности, при бетонировании подземного машинного зала ГЭС Оровилл в США в 1966—1967 гг.

Укладку бетонной смеси в отечественных крупных выработках производят в основном пневмобетоноукладчиками ПБУ-500 емкостью 0,5 м³ конструкции Главтоннельмостроя или модернизированными пневмобетоноукладчиками конструкции ДонУГИ емкостью

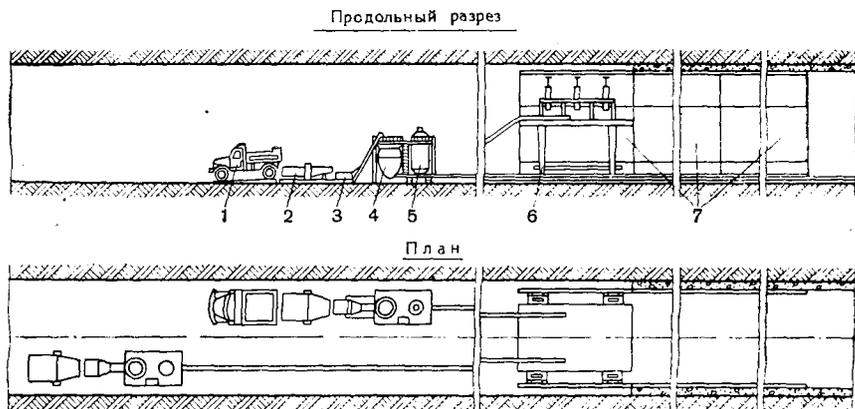


Рис. 119. Схема механизации бетонных работ с применением комплекса I:

1 — автосамосвалы; 2 — бункер-перегрузатель; 3 — скиповый подъемник; 4 — пневмобетоноукладчик; 5 — ресивер; 6 — перестановщик опалубки; 7 — секции опалубки

до 0,8 м³. Вместе с тем, как показал опыт, насосная подача бетона в выработках большого сечения является более целесообразной из-за отсутствия расслаивания смеси. Из серийно выпускаемых бетононасосов в подземных условиях проверен лишь насос С-296 производительностью до 10 м³/ч. В 1971 г. Нязепетровским заводом изготовлены опытные образцы бетононасосов СБ-85 и СБ-95 с регулируемой производительностью соответственно до 20 и 30 м³/ч. Эти насосы после их доводки и серийного выпуска рекомендуются для комплекса III.

При бетонировании туннелей пролетом 8 м и более и длиной более 300 м целесообразно применять механизированную крупносекционную опалубку. При строительстве гидротехнических туннелей большого сечения с 1968 г. положительно зарекомендовала себя передвижная опалубка для бетонирования свода туннеля площадью 52—55 м², запроектированная институтом Оргэнергострой и изготовленная трестом Грузгидроэнергострой, а также ряд передвижных опалубок конструкции ПКБ Главэнергостроймеханизации, изготовленных на Челябинском механическом заводе [7, 15, 69].

Характерные схемы этих опалубок для сводов туннелей площадью 52—55 м² показаны на рис. 121, а, а для туннелей площадью 80—82 м² — на рис. 121, б.

Каждый комплект опалубок для сводов туннелей (см. рис. 121) состоит из четырех металлических секций длиной по 5 м, соединяемых между собой на болтах. Каждая секция, в свою очередь, состоит из верхней части опалубки и двух боковых частей. Перемещение опалубки на новое место осуществляется самоходной тележкой,

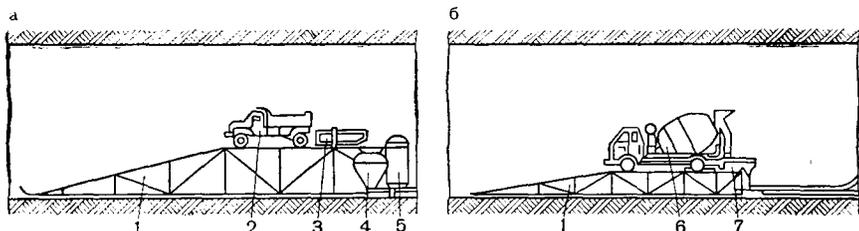


Рис. 120. Загрузочные устройства:

а — для комплекса II; б — для комплекса III; 1 — пандус въездной; 2 — автосамосвал; 3 — бункер-перезагрузатель; 4 — пневмобетонукладчик; 5 — ресивер; 6 — автобетоносмеситель; 7 — бетононасос

оборудованной гидравлическими и ручными домкратами для отрыва, демонтажа и монтажа опалубки. Масса одного комплекта опалубки 75 т, масса тележки 15 т.

Комплект опалубки ОМТ-1 Челябинского завода для туннелей сечением 80—82 м² (см. рис. 121, б) состоит из 12 или 6 типовых тубинговых секций общей длиной 24 м. Каждая секция состоит из шести тубингов длиной по 2 или 4 м соединяемых между собой на болтах.

Масса одного комплекта опалубки 183 т, масса тележки 17,7 т.

Перед бетонированием поверхность опалубок тщательно очищают и смазывают тонким слоем солярового масла. Подачу бетонной смеси и ее проработку осуществляют через люки, имеющиеся в опалубке на разных горизонтах. Замок бетонируют с торца опалубки, который закрывают сеткой. Для этого по периметру через 50—70 см разбуривают шпуров глубиной 20 см, в которых закрепляют скобы, удерживающие по периметру выработки проволоку диаметром 6 мм. На проволоку навешивают сетку диаметром 1,5 мм с ячейками размером 20 × 10 мм. Второй конец сетки закрепляют на торцовом фланце опалубки.

В камерных выработках небольшой длины взамен практикуемых деревянных кружал с подкружальной крепью можно применять подвесную металлическую опалубку на анкерах глубиной 3,5 м, установленных через 1 м, как это сделано в ряде камерных выработок.

В камерных выработках большого пролета (20 м и более) можно применять подвесную сетчатую опалубку, закрепленную на армокаркасах железобетонной крепи свода. Элементы армокаркасов, соединяющиеся между собой болтами, опираются своими пятнами на почву выработки и дополнительно подвешиваются к кровле анкерами. Такая конструкция опалубки не загромождает сечение выработки, и позволяет совместить бетонные работы с проходческими.

На рис. 122 показана передвижная механизированная опалубка Челябинского механического завода для бетонирования стен туннеля шириной в свету 10 м. Опалубка сварная листовая с ребрами

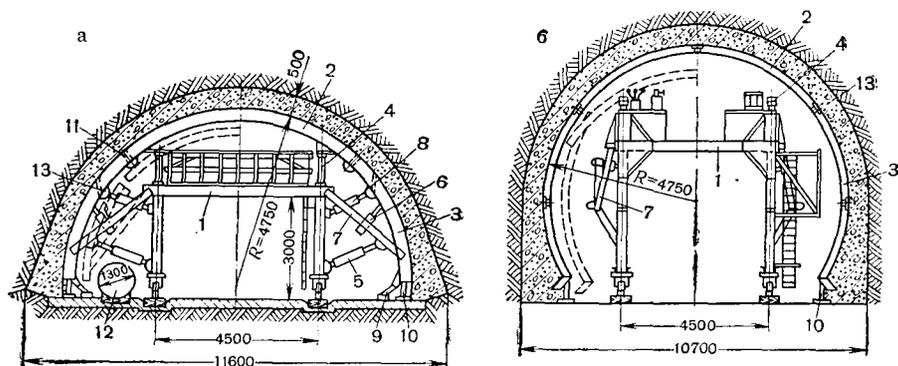


Рис. 121. Характерные схемы опалубок для сводов туннелей:

a — площадь туннеля 52—55 м²; *б* — площадь туннеля 80—82 м²;
 1 — тележка; 2 — верхняя часть опалубки; 3 — боковая часть; 4—6 — пневмоцилиндры;
 7 — боковые манипуляторы; 8—10 — винтовые домкраты; 11 — шарнирные соединения;
 12 — вентиляционная труба; 13 — болтовое соединение

жесткости состоит из восьми типовых секций (длиной по 6 м) и самоходного агрегата. Каждая секция выполняется из двух частей, в которых расположено по 12 окон для подачи бетонной смеси за опалубку и ее уплотнения. Подобная конструкция опалубки может быть применена при послойной разработке высоких стен (более 10 м).

При использовании опалубки для стен может представить интерес эмпирическая формула, применяемая в ФРГ для определения давления бетонной смеси p на 1 м² поверхности опалубки [89],

$$p = 2,5 + \frac{v_6}{2}, \text{ тс/м}^2, \quad (180)$$

где v_6 — скорость подъема уровня бетонной смеси, м/ч.

Если, например, стена высотой 3 м заполняется за 1 ч, то $p = 4 \text{ тс/м}^2$. При проработке бетонной смеси вибраторами с применением воздухововлекающих добавок, при низких температурах в туннеле и при больших значениях $B : Ц$ величина p возрастает

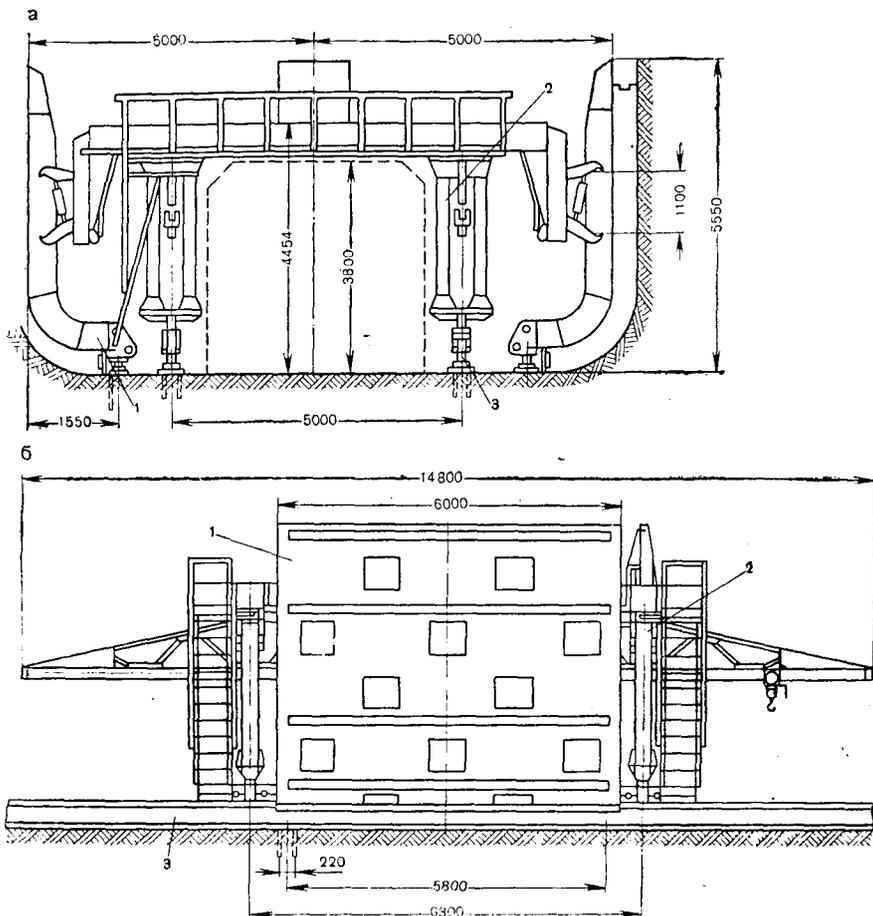


Рис. 122. Характерная схема опалубки для стен туннеля:

a — вид спереди; *b* — вид сбоку; 1 — секция опалубки; 2 — самоходный агрегат; 3 — путевая балка

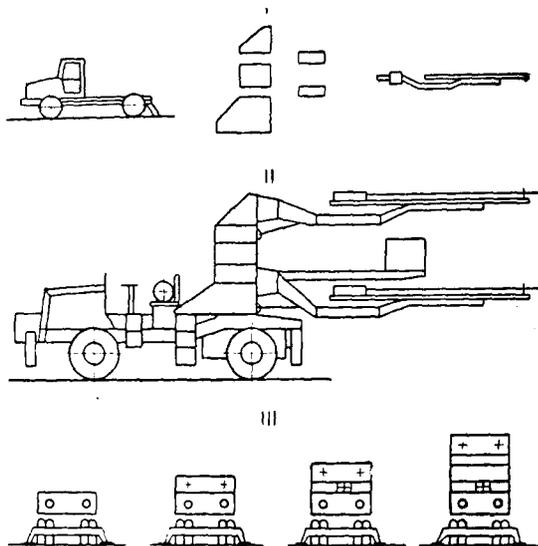
на 20% (при действии каждого из этих факторов). Давление это, которое иногда доходит до 8 тс/м^2 , должно восприниматься опалубкой при прогибах ее не более 2 мм. В ФРГ практикуют применение анкеров для закрепления опалубки к породе, считая, что 1 кг работающего на растяжение анкеров заменяет 25 кг металла для усиления опалубки, воспринимающей давление бетона.

§ 23. Совершенствование механизации подземных работ

Для возможности повышения эффективности подземных работ по сравнению с рассмотренной в § 21 и 22 схемах комплексной механизации необходимо, наряду с определенными организационными

Рис. 123. Буровой агрегат системы «Промек»:

I—III — этапы сборки системы



мероприятиями, осуществить переход на более совершенное оборудование и применить средства автоматизации технологических процессов. Излагаемые ниже пути совершенствования механизации подземных работ, специфичные для выработок большого сечения, основаны как на проводимых в настоящее время исследованиях в Советском Союзе и за рубежом, так и на опыте применения в отдельных странах машин и механизмов, обеспечивающих производительность большую, чем в рекомендованных выше комплексах.

Буровые работы. Заслуживают серьезного внимания и изучения последние работы шведской фирмы Атлас-Копко по созданию экономичной и эффективной системы «Промек», комплектующей стандартную серию буровых агрегатов. Система представляет собой шасси, установленное на раме модульного размера (в частности, на раме автосамосвала «Эвклид» грузоподъемностью 20 т или на тележке с гусеничным или рельсовым ходом), на которую монтируются от одного до семи гидравлических стреловидных манипуляторов с бурильными машинами, а также платформа для зарядки шпуров (рис. 123). Система «Промек» позволяет оперативно приспособлять буровое оборудование для различных условий и проходить подземные выработки площадью поперечного сечения от 15 до 115 м². Навесные гидравлические манипуляторы, оснащенные тяжелыми бурильными машинами, выпускаются различных типоразмеров.

На рис. 124 показана установка «Промек» с четырьмя навесными стреловидными манипуляторами массой до 1,9 т типа ВУТ-14, оснащенными мощными бурильными машинами при глубине бурения 4 м. Штангу можно наращивать для повышения глубины шпуров. Манипулятор ВУТ-14 имеет телескопическое устройство, позволяющее удлинять его на 1,6 м.



Рис. 124. Буровой агрегат системы «Промек» в забое

Установки «Промек» с подобными съемными стрелами-манипуляторами применены на многих подземных объектах. Фирмой Атлас-Копко к 1972 г. было изготовлено более 1000 таких стрел. Аналогичные навесные стрелы-манипуляторы изготавливают финская фирма Тамрок (MR-500, RP-625), французская фирма Секома и др.

Фирмами Тамрок, Атлас-Копко, Секома и другими разработаны и применяются на ряде буровых установок со стреловидными манипуляторами автоматизированные системы, обеспечивающие необходимое направление бурения при переходе от шпура к шпуру, а также при достижении заданной глубины шпура — остановку бурильной машины, замену промывки продувкой шпура и возвращение бурильной машины в исходное положение.

В Криворожском горнорудном институте ведут работы по созданию устройства программного управления бурильных машин

на установках СБУ и др. [37]. Это устройство позволяет автоматически выполнить следующие операции:

- подачу автоподатчика до упора в поверхность забоя;
- подачу бурильной машины к забою с автоматическим включением ее в работу в режиме забуривания;
- переключение бурильной машины по окончании забуривания на оптимальный режим бурения;
- реверсирование подачи бурильной машины после пробуривания шпура на заданную глубину с одновременным переключением автоподатчика на уменьшенную скорость обратного хода;
- выключение автоподатчика и бурильной машины при возвращении ее в исходное положение;
- выдачу сигнала об окончании цикла бурения шпура и серии команд по перестановке манипулятора с бурильной машиной на шпур с другими координатами.

По подсчетам авторов устройства перевод буровой установки СБУ-2м на автоматическое управление сократит время вспомогательных операций по манипулированию и управлению бурильными машинами на 35—40%, позволит строго выдерживать паспорт буровзрывных работ и свести труд бурильщика к обязанностям оператора самоходной буровой установки. Испытание устройства было проведено в 1969 г.

В Новочеркасском политехническом институте решена с применением ЭВМ задача расчета оптимальной последовательности бурения шпуров установкой со стреловидными манипуляторами, характеризующейся минимальными затратами времени на перестановку бурильных машин от шпура к шпуру [20]. Это решение позволяет в принципе заложить в устройство по программному управлению бурильных машин оптимальный путь обхода всех шпуров в процессе обуривания забоя. В области автоматизации бурения при проходке подземных выработок работают институты Гипрорудмаш, Автоматгормаш, Гипромашобогатение и др. В 1973 г. создана буровая каретка БК-5, которая снабжена системами автоматики и блокировки.

Над автоматизацией процесса бурения и повышения его точности работает также ряд организаций в Швеции и ФРГ [94].

Проведенные работы позволяют, на наш взгляд, перейти к этапу создания полностью автоматизированной системы бурения шпуров в выработках большого поперечного сечения. Эта система должна включать программу составления паспортов буровзрывных работ на ЭВМ (см. рис. 99) с выдачей перфорированной карты-шаблона, которую в том или ином виде необходимо закладывать в устройство программного управления бурением. В результате процесс обуривания забоя с использованием самоходной установки со стреловидными манипуляторами должен совершаться в основном без участия человека. Оператор при этом будет находиться в звукопроницаемой кабине с кондиционированным климатом, в которую будет вынесен пульт управления буровой установкой.

Обратная связь — информация о результатах буровзрывных работ для оперативной корректировки паспортов — может быть получена автоматически с помощью устройства по типу, сконструированному в США в 1969 г. Это передвижное устройство позволяет фотографировать поперечное сечение туннеля и результаты передавать на ЭВМ, которая сопоставляет фактические данные по сечению с проектными и определяет площадь выработки. При использовании подобного устройства результаты обработки на ЭВМ могут быть переданы в соответствующие блоки основной программы для составления паспортов буровзрывных работ с тем, чтобы в эту программу были внесены соответствующие исправления и откорректированный паспорт был применен для программного управления процессом обуривания забоя выработки.

Погрузочно-транспортные работы. Для отечественных выработок большого сечения наиболее перспективным направлением повышения производительности погрузочно-транспортных работ на данном этапе является изготовление более мощного оборудования, чем применяемое в настоящее время. В частности, необходимо создать подземные экскаваторы с ковшами емкостью 2—3 м³. Целесообразно освоить изготовление тракторных погрузчиков с ковшами емкостью 2—4 м³ для работы на скальных грунтах. Необходим также выпуск более мощных, чем ПНБ-3к, погрузочных машин непрерывного действия с нагребающими лапами, имеющих техническую производительность 6—10 м³/мин. Заслуживает внимания разработанная в Московском геологоразведочном институте конструкция машины для скальных пород с нагребающими лапами, в которой погрузочный орган имеет возможность обрабатывать навал породы по высоте с тем, чтобы ликвидировать образующиеся над машиной навесы горной массы.

Весьма перспективным представляется выпуск выносных пультов управления погрузочными машинами, что значительно повышает безопасность работ в забое и в местах различных пересечений крупных выработок с примыкающими к ним туннелями. В Советском Союзе Криворожский завод горнорудного оборудования «Коммунист» с 1972 г. начал выпускать разработанную институтом Гипрорудмаш (г. Кривой Рог) погрузочную машину ПНБ-2к с парными нагребающими лапами с выносным пультом массой 4,7 кг, позволяющим осуществлять дистанционное управление погрузкой. Институтом Гипрорудмаш также разработана система дистанционного управления погрузочной машиной ПНБ-3Д. Подобные выносные пульты серийно освоены для ряда доставочных и погрузочных машин и за рубежом, в частности фирмой Атлас-Копко в Швеции (рис. 125).

Учитывая возможное значительное повышение производительности погрузки породы, необходим выпуск более емких машин, чем самосвальный автопоезд МоАЗ-6401—9585 грузоподъемностью 20 т. Примером таких машин может служить шведский одноосный тягач с самосвальным полуприцепом «Кируна» К-250 грузоподъемностью 40 т, который по габаритам и условию разворота вполне подходит

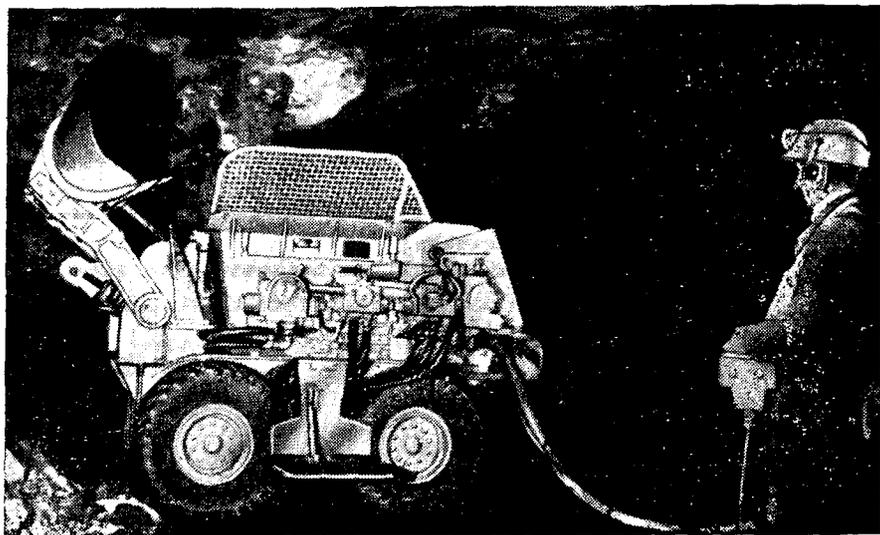


Рис. 125. Погрузочная машина с выносным пультом управления

для строительства подземных сооружений. Мощность двигателя этого самосвала 250 л. с.

Необходимо также полностью решить вопрос газоочистителей выхлопных газов. В настоящее время наиболее отработаны каталитические нейтрализаторы КНД-180 (для автосамосвалов МАЗ-503), КНД-240, КНДЦ-1000 (для автосамосвалов КраЗ-256), 2ХКНДЦ-1000Б (для автосамосвалов БелАЗ-540), а также КН-150 (для автосамосвалов ЗИЛ-ММЗ-555). Однако и эти типы нейтрализаторов, кроме КНД-240, еще не вышли из стадии промышленного внедрения отдельных серий, степень нейтрализации их составляет в среднем 40—60%.

Крепежные работы. Одной из самых трудоемких и опасных ручных работ при проходке туннелей и камер большого сечения является оборка профиля выработки от отслаивающейся породы перед началом погрузочных и крепежных работ. В настоящее время эта работа в большинстве случаев производится квалифицированным проходчиком с оборочным ломиком, стоящим на отвале породы или на площадке монтажного гидроподъемника МШТС-2ТП.

Создание оборочной машины является неотложной задачей. В принципе подобная машина может быть выполнена на базе манипулятора с установленным на его конце механизмом вибрационного действия со скалывающим органом или в виде отбойной коронки (типа применяемой на комбайне ПК-9р и др.), оснащенной твердосплавными резами (см. § 15). Вылет оборочной машины должен быть достаточным для работы ее над навалом породы после взрыва

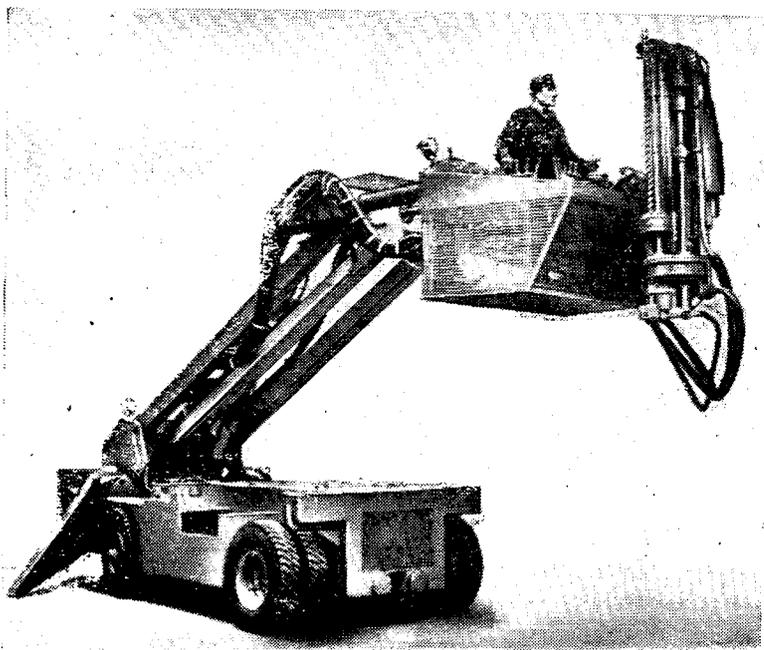


Рис. 126. Установка для возведения анкерной крепи.

в забое. Возможно совмещение оборочной машины с агрегатом для нанесения набрызгбетона (см. ниже). Применение оборочной машины позволит произвести без использования ручного труда всю оборку профиля или, по крайней мере, основную ее часть от отслаивающихся кусков породы с тем, чтобы человек, стоящий на платформе, укрепленной к манипулятору этой машины, мог бы проверить качество машинной оборки и при необходимости завершить работу на отдельных участках кровли.

Также пока не механизированы работы по установке анкерной крепи в отечественных выработках большого сечения. В Советском Союзе нет серийного выпуска самоходных машин для возведения металлических и железобетонных штанг в породах различной крепости, хотя уже разработаны и переданы в производство установки для механизации возведения анкерной крепи в горных выработках небольшого сечения (агрегат САКК-3, каретка БУА-2, комплекс ПН-1 и др.).

Значительные работы в этом направлении проведены, в частности, французской фирмой Секома, которая создала серию механизированных агрегатов, обеспечивающих бурение шпуров диаметром 20—50 мм, глубиной 1,2—2,5 м под анкера с сухим улавливанием пыли, установку анкеров на полимерных смолах и с распорной головкой и их закрепление. За смену один-два человека могут установить от 70 до 90 анкеров (рис. 126).

Представляется необходимым разработать и изготовить механизированные агрегаты со стреловидными манипуляторами и оборудованием, обеспечивающим без использования ручного труда бурение шпуров и установку в них анкеров глубиной до 4 м. Подобные манипуляторы с оборудованием, сконструированные с учетом отечественных и зарубежных проработок в этой области, могут быть съёмными, закрепляемыми на существующих буровых установках (тележках или рамах) или же на самоходных установках индивидуального использования на гусеничном или колесном ходу.

Имеется возможность полностью механизировать и работы по нанесению набрызгбетона. ЦНИИПодземмашем в 1968 г. создана современная машина для набрызга бетона БМ-68 [58] с максимальной крупностью заполнителя для набрызга 25 мм. Машина отличается от предыдущей модели БМ-60 повышенной производительностью (5—6 м³/ч по сухой смеси), дальностью подачи (по горизонтали до 250 м и по вертикали до 100 м), меньшими габаритными размерами (длина 1450 мм, ширина 850 мм и высота 1680 мм) и меньшей грузочной высотой (1400 мм). Главное же отличие — это роторный дозирующий орган, обеспечивающий непрерывность работы машины и возможность кроме набрызга осуществить укладку бетона с крупностью заполнителя до 40 мм за опалубку. Машина БМ-68 успешно прошла промышленные испытания на строительстве подземных сооружений Нурекской ГЭС. В 1970 г. ЦНИИПодземмашем разработана на базе БМ-68 новая модель машины с загрузкой БМ-70.

Возможные схемы механизации работ по набрызгу бетона на поверхность выработок большого сечения показаны на рис. 127 [77]. Во всех этих схемах предусмотрено применение автосопловщика (системы «Робот»), разработанного в Швеции. Управление соплом вынесено в подвесную платформу у основания стрелы-манипулятора, что облегчает работы по набрызгу и повышает их безопасность. В настоящее время несколько зарубежных фирм изготавливают подобные автосопловщики. На рис. 128 показана стрела, изготавливаемая американской фирмой Эймко (с отделениями в различных странах). Телескопическая стрела с дистанционным управлением устанавливается на самоходной тележке с гусеничным или колесным ходом. Зубчатая рейка на стреле позволяет продвинуть сопло вперед на 3,6 м, а выдвижное телескопическое устройство удлиняет стрелу на 3 м.

Бетонные работы. Для повышения производительности бетонных работ необходим серийный выпуск отечественных гидравлических бетононасосов СБ-85 и СБ-95.

Следует отметить, что бетононасосы наиболее целесообразно применять при возведении крепи с высокими требованиями к качеству бетона и необходимости получения интенсивности укладки (подача бетонной смеси и уплотнение ее за опалубкой) 20—40 м³/ч.

Как показывает практический опыт бетонирования крупных подземных сооружений, современные поршневые бетононасосы для

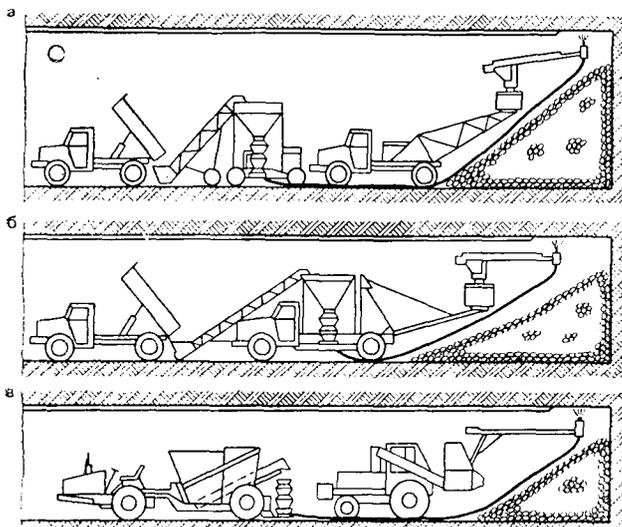


Рис. 127. Возможные схемы механизации работ по набрызгбетону в выработках большого сечения:

a — сухая смесь из автомашины по конвейеру загружается в бетон-шприцмашину, все установки раздельные; *b* — все оборудование для набрызга смонтировано на одной установке; *c* — установка для приготовления смеси непосредственно у места нанесения набрызгбетона

выработок большого сечения должны отвечать следующим требованиям: возможность изменения производительности подачи (плавно или ступенями); производительность укладки от 20 до 40 м³/ч при дальности подачи по горизонтали до 300 м и по вертикали до 80 м; обеспечение высокого качества бетонной смеси, подаваемой за опалубку (однородность, удобоукладываемость), а также обеспечение соотношения размера максимальной фракции к диаметру бетоновода не менее 1 : 3; сравнительно небольшая масса и малая энергоемкость, главным образом вследствие применения гидропривода; мобильность при условии установки бетононасоса на автоприцепе или полуприцепе.

Всем этим требованиям в наибольшей степени отвечают модели «Швинг» (например, ВРА 24/30 RT производительностью 30 м³/ч, мощностью двигателя 45 кВт, массой 3,2 т) и «Торкрет» (например, 011 и 012 производительностью 40 м³/ч, мощностью 55 кВт, массой 4,5 т), выпускаемые в ФРГ, а также модели «Томсон» и «Шампит» (производительностью 45—55 м³/ч, мощностью 110—120 кВт, массой около 5 т и осадкой конуса 3—5 см), выпускаемые в США.

В подземных условиях при бетонировании густо армированных конструкций высокопластичной смесью с фракциями крупностью до 20 мм могут найти применение весьма эффективные насосы типа «Сквизинг». Эти насосы, выпускаемые в ФРГ, США и ряде других

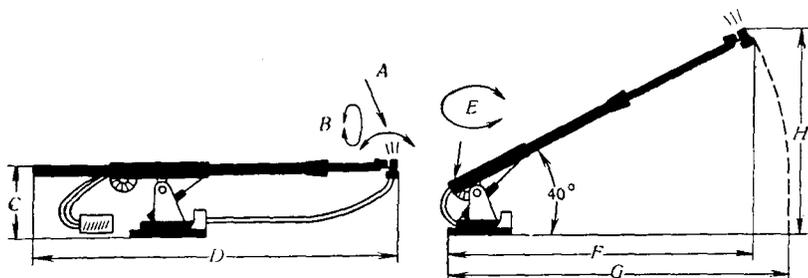


Рис. 128. Стрела-манипулятор для автосплащика набрызгбетона

Характеристика	Обозначение на рис. 128	Величина	Характеристика	Обозначение на рис. 128	Величина
Зона действия сопла, градус . .	A	130	Наибольшая длина стрелы, мм	G	7000
Угол поворота сопла, градус . .	B	230	Наибольшая высота стрелы, мм	H	5800
Наименьшая высота стрелы, мм	C	800	Мощность пневмодвигателя, л. с.	—	3
Наименьшая длина стрелы, мм	D	4000	Масса стрелы, кг	—	350
Угол поворота стрелы, градус	E	360			
Вылет стрелы в раздвинутом положении, мм	F	4500			

стран, работают по принципу продавливания бетонной смеси в эластичной трубе вращающимися упругими роликами.

При бетонировании сооружений, к качеству которых не предъявляется высоких требований по водонепроницаемости, морозостойкости, а требуемая производительность укладки не превышает 30 м³/ч, могут быть использованы современные пневмобетонукладчики по типу выпускаемых фирмами Швинг (ФРГ), Блау Нокс (Англия), Рансом (США) и др. Эти укладчики обеспечивают высокую производительность и регулирование ее путем подачи смеси из рабочей камеры в бетоновод специальным шнеком или другими устройствами, ускоряющими выход смеси. Дальность подачи достигает по горизонтали до 300 м, по вертикали 60 м.

Доставку бетонной смеси в подземную выработку при дальности транспортирования более 3 км целесообразно осуществлять в автобетоносмесителях емкостью 3—5 м³ со временем разгрузки от 3 до 5 мин. Подобные автобетоносмесители выпускаются главным образом в ФРГ (фирмы Вйбау-Челендж, Фёгель и др.).

Применяемые в настоящее время механизированные опалубки для бетонирования туннелей чрезвычайно металлоемки и стоят очень дорого. На 1 м² наружной поверхности комплекта опалубок приходится 300—350 кг металла, причем для этих опалубок 1 кг металла в деле обходится 0,9—1 руб.

Полезно изучить опыт применения передвижных опалубок, выполненных из легких сплавов. Например, в Сан-Бернардинском автодорожном туннеле через Альпы длиной 6 км и пролетом 9,7 м были применены передвижные кружала из алюминиевых арок, выполненных из профиля шириной 250 мм. Длина секций этой опалубки 10 м. Каждая секция состоит из четырех сегментов, которые при демонтаже складывают на тележке с гидравлическим управлением, провозят через ранее установленные секции и монтируют на новом месте. Бетоносмесительную установку располагали при этом на расстоянии 500 м от опалубки, бетон к насосу перед опалубкой подавали по конвейеру. Чтобы поверхность алюминиевой опалубки не корродировала при схватывании бетона, ее покрывали специальным составом.

Организация подземных работ

§ 24. Выбор числа забоев

Рекомендации, изложенные в § 19—22, позволяют для каждого конкретного случая выбрать комплексную механизацию проходческих и бетонных работ и рассчитать скорости сооружения туннеля с одного забоя. Имея заданный срок строительства туннеля или камеры, установленный на основании сетевого графика сооружения объекта с учетом данных практики, можно определить требуемое число забоев.

Наиболее целесообразно вести проходку туннеля через порталы, однако это по топографическим и геологическим условиям не всегда возможно и приходится открывать забои из вспомогательных подходных выработок. Вместе с тем устройство подземных подходов требует больших затрат в связи со значительными дополнительными объемами открытых и подземных работ, с постройкой подъездных дорог и организацией строительных площадок. Поэтому возможность увеличения числа подходных выработок ограничена. Такие выработки сооружаются в виде горизонтальных или слабонаклонных туннелей, вертикальных или наклонных стволов; возможно также сочетание туннелей и стволов.

Горизонтальные туннели, наиболее дешевые и удобные для проезда крупногабаритного оборудования, рекомендуется сооружать в горной местности, когда боковая врезка позволяет сократить длину подхода. При применении экскаваторов и автосамосвалов площадь подходных туннелей при длине их более 300 м должна быть достаточной для двухпутного движения автотранспорта, а трассу целесообразно устраивать слабонаклонной (уклон 1 : 10). Длина такого туннеля по сравнению с горизонтальным сокращается примерно на 7—12%.

Если подземное сооружение представляет собой комплекс параллельно расположенных туннелей или камер, то каждый строительный подход необходимо в наибольшей степени использовать для разработки всех туннелей. Это достигается, например, устройством подходного туннеля перпендикулярно осям основных туннелей

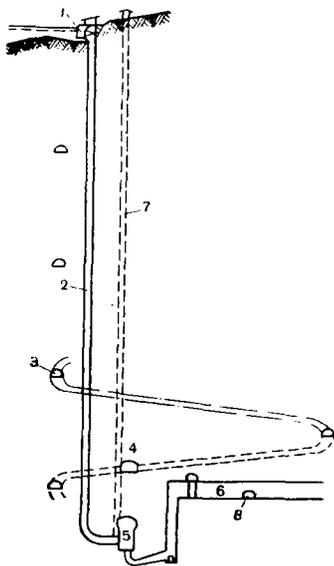


Рис. 129. Применение спирального подходного туннеля при строительстве подземной ГАЗС глубокого залегания:

- 1 — водоприемник;
- 2 — шахтный трубопровод;
- 3 — спиральный подходный туннель;
- 4 — трансформаторное помещение;
- 5 — подземный машинный зал;
- 6 — туннели нижнего резервуара;
- 7 — шинная шахта;
- 8 — соединительный туннель

(например, как это имело место при строительстве туннелей Асуанского гидроузла).

Подходы в виде вертикальных или наклонных стволов следует устраивать лишь там, где применение туннелей нецелесообразно по ряду причин. Соотношение трудоемкости проходки стволов и туннелей составляет 1 : 5—1 : 4, т. е. выгоднее пройти туннель длиной 100 м, чем ствол глубиной 20—25 м. Кроме того, применение шахтных подходов ограничивает возможности механизации производственных процессов. Для использования экскаваторов и автосамосвалов требуется проходить стволы очень большого сечения, также затрачивается много времени на монтаж крупного оборудования, спущенного в разобранном виде по стволу. Имеются примеры, когда кроме ствола шахт устраивают спиральный туннель, используемый в качестве строительного подхода (рис. 129).

За последние несколько лет в Советском Союзе на крупных подземных объектах сооружены десятки километров подходных туннелей. Общая длина таких туннелей достигает 40—60% длины основных сооружений. Длина подходных выработок колеблется от 50 до 1000 м, уклоны — от 3 до 10%. Большинство построенных подходных туннелей рассчитано на двухпутное движение автотранспорта. Площадь поперечного сечения выработок составляет от 46 до 82 м², т. е. отличается почти в 2 раза. Форма сечения выработок обычно корытообразная с пологим или подъемистым сводом.

Такое разнообразие решений не вынуждается ни производственными, ни конструктивными условиями. Институты Гидроспецпроект и Оргэнергострой в 1966 г. составили альбом типовых сечений под-

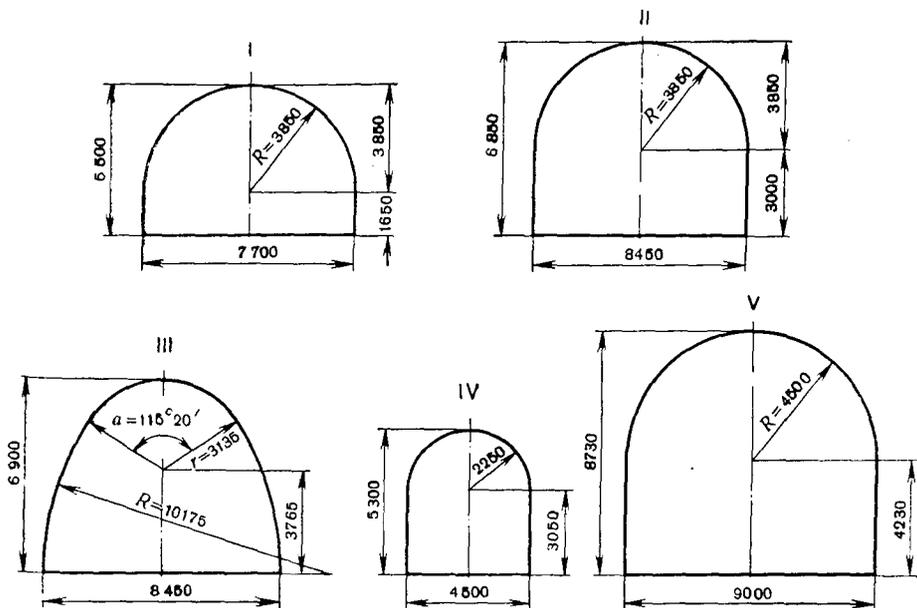


Рис. 130. Типовые сечения подходных выработок

ходных выработок к основным подземным сооружениям при безрельсовом транспорте.

Разработано пять типовых сечений — четыре для двухпутного движения и одно — для однопутного. Форма поперечного сечения подходных выработок принята на основании положений, изложенных в § 7 и с учетом специальных исследований, проведенных на моделях методом фотоупругости.

Основными типовыми сечениями позволяющими пропустить крупное оборудование (гидроподъемник МШТС-2ТП, экскаватор ЭП-1, самоходные буровые установки СБУ-4, автосамосвалы БелАЗ-540, автопогрузчик 4006, пневмоколенный кран К-102 и др.), являются I и IV (рис. 130), рассчитаны они на проходку с применением погрузочной машины ПНБ-Зк. Тип I предусматривает двухпутное движение автотранспорта, тип IV — однопутное. Площадь поперечного сечения выработки по внутреннему контуру контура крепи составляет для типа I $34,4 \text{ м}^2$, для типа IV — $20,8 \text{ м}^2$. Коэффициент использования площади поперечного сечения $0,90-0,92$.

Остальные три типа сечений рассчитаны на применение экскаваторной погрузки при проходке подходных выработок и допускаются к применению только в особых случаях, например при необходимости пропуска в основное сооружение крупногабаритного оборудования и деталей.

Выполненная типизация проектов подходных выработок, как показывают подсчеты, позволяет получить значительную экономию

(100 тыс. руб. в год) из-за более полного использования площади поперечного сечения, широкого внедрения облегченных временных крепей и сокращения объема проектных работ.

Тем не менее, высокая стоимость подходных выработок требует разработки таких решений, при которых число их было бы минимальным (1—2 выработки) для обеспечения заданного срока строительства.

Опыт показывает, что подземные работы в отличие от иногда практикуемых решений следует начинать лишь после готовности жилых поселков, мастерских, материальных складов, душевых комбинатов, компрессорных станций, линий электропередач и трансформаторных подстанций, подъездных дорог и других временных сооружений на строительных площадках.

Раскрытие каждого забоя целесообразно производить только после завершения плана организационно-технической подготовки (наличие проходчиков требуемой квалификации, проектной документации, комплексов оборудования для проходческих и бетонных работ, запасных частей, строительных материалов, двух надежных независимых источников энергии, а также технического водоснабжения непосредственно у порталов подземных сооружений или подходных выработок). Все эти мероприятия, естественно, требуют на каждом строительном участке определенных затрат времени и средств, что также подтверждает необходимость сохранения минимального числа подходных выработок.

Требуемое число забоев в туннеле установим на основании данных практики и расчетных предположений. Анализ передового опыта проходки туннелей большого сечения позволяет определить фактические сроки строительства, а также принимаемое на практике число забоев и их длины в зависимости от протяженности туннелей (табл. 48) при условии обеспечения достаточно высоких темпов проходческих и бетонных работ. Отсутствие этих условий и необходимость выдержать заданные сроки строительства привели к большому числу забоев в некоторых отечественных туннелях различного

Таблица 48

Показатели	Значение показателей для туннелей протяженностью, км				
	до 0,5	0,5—2,0	2,0—4,0	4,0—7,0	7 и более
Число забоев	1	1—2	2—3	2—4	4 и более
Длина забоя, км	до 0,5	0,4—1,4	1,0—1,7	1,5—2,5	1,5 и более
Продолжительность строительства туннеля при проходке:					
сплошным забоем (без обделки), год	0,5—1,0	1,0—2,0	1,5—2,5	2,0—3,0	2,5—4,0
нижним уступом (с обделкой), год	1,0—1,5	1,5—3,0	2,5—4,0	3,5—5,0	4,0—7,0

назначения, что существенно повысило стоимость объекта. Так, например, в туннеле I яруса Нурекской ГЭС стоимость подходов составила 9%, а в строительном туннеле Токтогульской ГЭС — 18% общей стоимости туннеля.

Определим потребное число забоев при заданном сроке строительства и длине туннеля. В первую очередь рассмотрим туннель, проходимый сплошным забоем без возведения постоянной крепи. Анализ календарных графиков показывает, что продолжительность проходки туннеля

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + \frac{1}{v} \left[\frac{L}{n} - \left(T_2 \frac{v}{2} + T_3 \frac{v}{2} \right) \right], \text{ мес.} \quad (181)$$

где T — продолжительность строительства туннеля, мес;

L — длина туннеля, м;

n — число забоев;

v — проектная скорость проходки туннеля с одного забоя, м/мес;

T_1 — продолжительность подготовительных работ до выхода на трассу, мес;

T_2 — продолжительность проходки начальных участков туннеля (от порталов или рассечек) с замедленными скоростями, вызванная раскрытием забоев и освоением технологии, мес;

T_3 — продолжительность проходки с замедленными скоростями, вызванная осуществлением сбойки между забоями или выходом к порталу, мес.

Практика показывает, что в течение продолжительностей T_2 и T_3 скорость проходки составляет 0,5 v .

Из выражения (181) для n забоев получим

$$T = \sum T_i + \frac{T_0}{n}, \text{ мес.} \quad (182)$$

а для одного забоя ($n = 1$)

$$T = \sum T_i + T_0, \text{ мес.} \quad (183)$$

где T_0 — продолжительность проходки туннеля с одного забоя,

$$T_0 = \frac{L}{v}, \text{ мес.} \quad (184)$$

$$\sum T_i = T_1 + \frac{1}{2} (T_2 + T_3), \text{ мес.} \quad (185)$$

При проходке туннеля способом нижнего уступа с возведением постоянной крепи из бетона формулы (182)—(184) остаются неизменными, а формула (185) приобретает вид:

$$\sum T_i = T_1 + T_2 + T_3 + 3T_4 + T_5, \text{ мес.} \quad (186)$$

где T_4 — продолжительность бетонирования после окончания проходческих работ (свод, стены, лоток), мес;

T_5 — продолжительность работ, требуемых после окончания проходки верхней части сечения на переход к разработке нижнего уступа (вывоз оборудования, перекладка ряда коммуникаций, понижение подошвы подходной выработки и др.), мес.

Для этого же случая в формуле (184) приведенную скорость проходки следует определять по выражению (158)

$$v = \frac{v_1 v_2}{v_1 + v_2}, \text{ м/мес.}$$

При наличии на трассе туннеля участков со слабыми породами скорость v определяют по формуле (159), в которой v_1 — скорость проходки верхней части сечения туннеля, а v_2 — скорость проходки нижнего уступа туннеля. В выражении (186) принято, что

$$T_2 + T_3 = T_6 + T_7,$$

где T_6 и T_7 — продолжительность работ с замедленными скоростями (проходка уступа и бетонирование стен и лотка), вызванная теми же причинами, что и продолжительность T_2 и T_3 .

Кроме того, при сооружении туннеля нижним уступом принято, что скорости бетонирования равны скоростям проходки и что эти процессы осуществляются параллельно и с отставанием друг от друга (проходка верхней части и бетонирование свода, проходка уступа и бетонирование стен и лотка).

Из формул (182) и (183) получаем искомое выражение для определения требуемого числа забоев

$$n = \frac{T_0}{T - \sum T_i} \quad (187)$$

и формулу для вычисления величины уменьшения срока строительства туннеля в зависимости от числа забоев

$$\psi = \left(1 - \frac{T_n}{T_{n-1}}\right) 100, \% \quad (188)$$

где $T_n = T$ — продолжительность строительства туннеля при числе забоев, равном n .

По формулам (187) и (188) построены графики (рис. 131 и 132) для проходки туннеля сплошным забоем (без обделки) и нижним уступом (с обделкой). Для графиков были приняты следующие значения продолжительностей, соответствующие данным практики: $T_1 = 6$ мес; $T_2 = 2$ мес; $T_3 = 1$ мес; $T_4 = 2$ мес; $T_5 = 1$ мес. Графиками рекомендуется пользоваться на предварительных стадиях проектирования.

Из анализа графиков следует, что для достижения заданного срока строительства туннеля длиной L требуемое число забоев при проходке нижним уступом, как правило, больше, чем при проходке

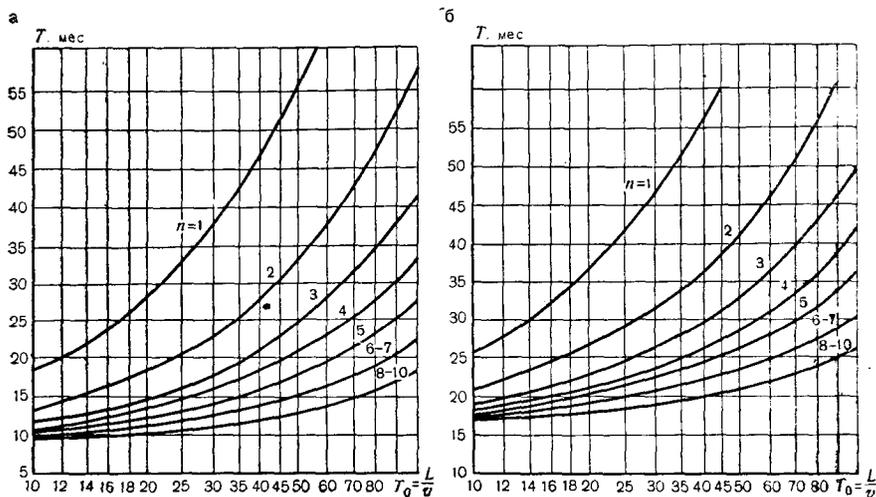


Рис. 131. Зависимость продолжительности строительства туннеля от числа забоев n и параметра T_0 :

a — проходка туннеля сплошным сечением (без обделки); *б* — проходка туннеля нижним уступом (с обделкой)

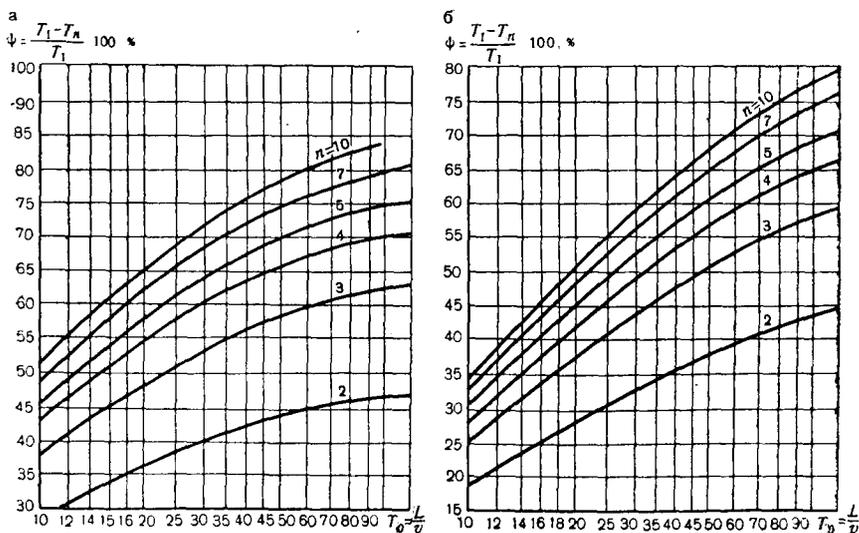


Рис. 132. Зависимость сокращения срока строительства туннеля от числа забоев n и параметра $T_0 = \frac{L}{v}$:

a — проходка туннеля сплошным сечением (без обделки); *б* — проходка туннеля нижним уступом (с обделкой)

сплошным забоем. Кроме того, независимо от способа производства работ повышение числа забоев сверх $n = 3$ при малых значениях T_0 дает сравнительно небольшое сокращение сроков строительства, при больших значениях T_0 это наблюдается при $n \geq 4$, причем ввод в работу даже третьего и четвертого забоев не на много сокращает срок строительства.

Необходимо заметить, что организация каждого нового забоя вызывает необходимость подключения большого числа рабочих. Из опыта строительства отечественных туннелей большого сечения установлено, что на один забой приходится 100—200 человек, в том числе на работы, связанные с проходкой, 70—130 человек. Стоимость каждого нового забоя, как это уже отмечалось выше, с учетом увеличения объемов работ оказывается весьма значительной.

Если в процессе проектирования число забоев по формуле (187) составит более 4, то целесообразно остановиться на $n = 4$, приняв меры к повышению скорости проходки и к уменьшению продолжительности отдельных работ, в частности к сокращению срока подготовительных работ T_1 .

При решении вопросов типа и числа подходов при сооружении крупных камерных выработок следует иметь в виду, что каждая подземная камера имеет определенное число подходных выработок, обеспечивающее нормальную эксплуатацию сооружения. Для условий строительства в первую очередь проверяется, можно ли ограничиться только этими выработками.

Необходимость проходки дополнительных строительных подходов может возникнуть, если число эксплуатационных подходов или продолжительность их проходки не обеспечивает заданного срока окончания строительства камеры, если место примыкания подходов к подземному сооружению не позволяет организовать разработку и вывозку породы из всех участков камеры или если размеры постоянных подходных выработок недостаточны для пропуска по ним строительного оборудования.

При выборе числа строительных подходов для камерных выработок рекомендуется учитывать следующие положения:

один подход применяется по согласованию с Госгортехнадзором, когда сооружение залегает глубоко под землей и имеется возможность подвести подход к нижней части камеры, в случаях, если срок строительства камеры не лимитирует пуска всего объекта в эксплуатацию, а также при сложности подведения к подходам подъездных дорог на поверхности земли;

два подхода являются наиболее практикуемым решением по условиям компоновки сооружения и при необходимости наличия второго выхода из камеры;

три и более подходов могут быть применены при необходимости форсировать строительство камеры и когда длины третьего и последующих подходов соизмеримы с первыми двумя, а объем разрабатываемой в камере породы и вывозимой по каждому дополнительному строительному подходу составляет не менее 20 тыс. м³.

От каждого основного строительного подхода целесообразно устраивать ответвления к различным горизонтам камеры в виде коротких вспомогательных выработок. Такое увеличение числа дополнительных подходов является рациональным решением.

Можно рекомендовать ориентировочные сроки сооружения подземных камер (включая подходные выработки и монтаж оборудования): при объеме камеры до 30 тыс. м³, от 30 тыс. до 60 тыс. м³ и 60—90 тыс. м³ продолжительность строительства будет составлять соответственно до 1,5, до 2 и до 3 лет. Монтаж и наладка оборудования занимают обычно 0,5—1 год, но частично могут быть совмещены во времени со строительными работами.

§ 25. Пример расчета организации и технологии подземных работ

Расчет проводим на основании данных, приведенных в предыдущих параграфах настоящей работы.

Основные исходные данные

Туннель корытообразной формы сечения, длиной 800 м, шириной $b_0 = 15,4$ м и высотой $h_0 = 16$ м; радиус свода $R_0 = 7,76$ м, стрела свода $h_1 = 7,15$ м, центральный угол свода $\alpha_0 = 170^\circ$. Стены туннеля прямые, лоток плоский. Площадь поперечного сечения туннеля $S = 220$ м². Объем бетона на 1 м равен 45 м³, толщина постоянной бетонной крепи в замке свода 1 м и в пятах 1,6 м, в стенах и лотке — 1 м. Угол наклона пят свода к горизонту 30° .

Туннель залегает от поверхности в среднем на глубине $H = 200$ м в крепких трещиноватых известняках VIII—IX категорий по СНиП ($f = 8 \div 10$), отдельные короткие участки туннеля длиной по 10—20 м проходят в известняках с прослоями из брекчии трения (VII категория по СНиП, $f = 5 \div 6$). Угол наклона пластов породы к горизонту 60° . Плотность породы $\gamma = 2,65$ т/м³. Обводненность горного массива слабая. Предел прочности породы на сжатие $R_{сж} = 900$ кгс/см², число Пуассона $\frac{1}{\mu} = 4,5$. Дальность возки породы в отвал 2 км. Директивный срок строительства туннеля, установленный по сетевому графику сооружения объекта, 33 мес.

Выбор способа проходки туннеля

В соответствии с данными табл. 34 для сечения туннеля более 100 м² в породах VIII—IX категорий выбираем способ проходки туннеля нижним уступом. Совмещенный способ в связи с недостаточной длиной туннеля в данных условиях не оправдан. Верхнюю часть туннеля необходимо разрабатывать сплошным сечением, высоту ее по геометрическим условиям опирания пят свода выбираем равной 7,5 м. Тогда площадь верхней части сечения $S_1 = 89$ м², площадь нижнего уступа $S_2 = 131$ м². Объем бетона по верхней части 20 м³, по уступу — 25 м³ на 1 м туннеля.

Верхняя часть сечения туннеля. Проходка и бетонирование

Параметры буровзрывных работ. В соответствии с рекомендациями § 17 выбираем многоступенчатый клиновидный вруб, который может обеспечить глубину заходки (0,4—0,5) $15,4 = 6 \div 7$ м и более, универсален в условиях трещиноватых пород по сравнению с другими типами вруба.

Определяем расчетную л. н. с., предварительно задавая глубину шпуров $l_0 = 4$ м. Последовательность расчета параметров принимаем согласно рекомендациям § 17.

По формуле (87) находим $W = 1,9$ м. Принято, что взрывание производят с применением аммонита № 1 (скального) с патроном диаметром $d_{\text{п}} = 36$ мм и плотностью $\Delta = 1,4$ кг/дм³, коэффициенты $e_0 = m = 1$; показатель взрываемости $q_0 = 0,3$.

Расчетная линия сопротивления W_p , найденная по формуле (92), равна 1,5 м.

Число шпуров определяем предварительно по формуле (93): $N = 95$ шпуров (здесь $S = 89$ м², периметр сводовой части $P = 39,1$ м и коэффициент $k = 0,8$). Это число уточняем за счет применения технологии контурного взрывания. Согласно рекомендациям § 17, принимая в контурных шпурах заряды диаметром 20 мм из детонита 10А, по графику, приведенному на рис. 96, находим расстояние между контурными шпурами $a = 0,7$ м. Это увеличит число шпуров по контуру свода на 13 и, таким образом, общее число шпуров принимаем равным 108. По формуле (94) $N = 113$ шпуров.

Паспорт буровзрывных работ строим согласно данным табл. 37 и рекомендациям § 17. Удельные расходы подсчитываем по паспорту и проверяем по формулам (99) и (100).

Параметры погрузочно-транспортных работ. В соответствии с рекомендациями § 18 принимаем, что при проходке верхней части туннеля работает экскаватор с ковшом емкостью 1 м³. По данным табл. 41 для дальности возки породы 2 км определяем оптимальную грузоподъемность автосамосвалов 10 т. Задавая предварительно продолжительность обмена машин в забое $t_1 = 1,0 \div 3,0$ мин, по графику (см. рис. 103) находим эксплуатационную производительность погрузки $P_{\text{п}} = 32 \div 43$ м³/ч. По графику (см. рис. 104, а) при ковше емкостью $q = 1$ м³ получаем продолжительность погрузки одного автосамосвала $t = 4$ мин. При дальности возки 2 км по графику (см. рис. 104, б) определяем необходимое число автомашин ($N_a = 6$).

Глубина зоны нарушенных пород и нагрузка на крепь. Глубину нарушенной зоны определяем по формуле (17), коэффициент k — по данным табл. 15. Находим этот коэффициент по всем трем рекомендуемым способам.

Используя решения упругопластической задачи величину x найдем по рис. 14. Для этой цели, принимая по аналогам угол $\varphi = 55^\circ$, по формуле (16) определяем сцепление $c = 20$ тс/м². Пара-

метр $c/\gamma H = 0,038$, тогда $x = 1,24$. По данным стр. 40 для $h_1/b_0 = 0,465$ определим $k_\phi = 0,97$, а по формуле (18) находим $k = 0,124$.

Для определения коэффициента k исходя из упругой задачи с учетом действия взрыва [см. формулу (19)] в первую очередь находим по графику (см. рис. 13) при $1/\mu = 4,5$ параметр $\alpha = 0,95$. Величину α_0 , входящую в формулу (19), найдем по формуле (8): $\alpha_0 = 1,15$, здесь $l = 4$ м и $\lambda = 34,6$. Тогда $k = 0,105$.

Определяем коэффициент k по возможному вывалу. По данным табл. 11 находим $m = 0,125$, а по данным табл. 13 для $\alpha_0 = \pi$ получаем $k = n_1 = 0,11$.

Из всех трех значений k , значение, вычисленное по условиям упругоэластической задачи, оказалось наибольшим, поэтому остановимся на нем, т. е. принимаем $k = 0,124$. По данным табл. 16 значение k для пород VIII—IX категорий крепости по СНиП равно в среднем 0,1. С учетом же поправочного коэффициента на трещиноватость породы, равного примерно 1,25, получаем $k = 0,125$, т. е. совпадение с принятым значением. По формулам (17) и (20) находим глубину нарушенной зоны $h_n = 1,9$ м.

По формуле (24) определяем нагрузку на крепь $q = 4,5$ тс/м², в этом случае коэффициент $\beta \approx 0,9$.

На участках трассы с породами VII категории по СНиП нагрузку определим по условию образования вывалов. По формуле (27) $q = 5,3$ тс/м², причем по данным табл. 11 коэффициент $m = 0,25$, а по данным табл. 18 $n = 0,13$.

Выбор типа временной крепи. По графику (см. рис. 19) для туннеля пролетом 15,4 м и пород VIII—IX категорий по СНиП находим, что в данных условиях можно применить анкерную крепь. Предварительно для этих условий принимаем анкерную временную крепь при длине анкеров 2—3 м с шагом 1—1,5 м, а на участках пород VII категории крепости по СНиП — набрызгбетон толщиной 6—12 см по сетке в сочетании с анкерной крепью. По формулам (29) определяем отставание временной крепи от забоя (4—7 м). По рекомендациям § 4 принимаем железобетонную анкерную крепь.

Параметры временной крепи. По формулам (17), (31) и (30) находим длину анкера $l_a = 2,4$ м. Расстояние между анкерами a определяем по следующим условиям. По условию формирования породного свода по формуле (35) находим $a = 1,25$ м. В этом случае $k_b = 0,25 \times 1,15 = 0,29$; $c = 20$ тс/м²; $q = 4,5$ тс/м², а по формуле (36) $Z = 0,48$. По условию сохранения устойчивости породы между анкерами, поскольку $q > \frac{4}{9} \gamma l_a$, определяем по формуле (37) $a = 1,7$ м. По условию несущей способности по формуле (39) находим $a = 1,3$ м, где несущая способность анкера по формуле (32) $N = 8,5$ тс (для $d_a = 20$ мм). Таким образом, принимаем для паспорта крепи шаг анкеров $a = 1,25$ м.

По формуле (40) находим требуемый диаметр анкера (с округлением до сортамента) $d_a = 20$ мм. Необходимый диаметр шпура под анкер найдем по формуле (42) $d_{ш} \geq 40$ мм. Принимаем $d_{ш} = 42$ мм.

Толщину покрытия из набрызгбетона по сетке в сочетании с анкерной крепью определяем по формуле (64) $\Delta_0 = 8$ см. При этом $k' = 0,25$; $m = 0,75$; $a = 1,25$ м; $q = 5,3$ тс/м² и $R_p = 100$ тс/м².

Расчет проходческого цикла и скорость проходки. Для расчета цикла используем алгоритм, выведенный в § 19. Задаем значения $T_{см} = 6$ ч; $M = 4$; $\eta = 0,85$; $\alpha = 80^\circ$, тогда по формуле (141) $a_1 = 20$. С учетом определившихся параметров буровзрывных работ по формулам (142) и (143) имеем $\alpha^0 = 108/P_6$ и $\beta^0 = 80/P_n$, причем в соответствии с изложенным выше $P_{n\ min} = 32$ м³/ч и $P_{n\ max} = 43$ м³/ч. Для площади сечения 89 м² в зависимости от типа применяемой установки производительность бурения может быть $P_{6\ min} = 60$ м/ч и $P_{6\ max} = 115$ м/ч. Тогда $\alpha_{min}^0 = 0,94$; $\alpha_{max}^0 = 1,75$; $\beta_{min}^0 = 1,86$ и $\beta_{max}^0 = 2,50$. Принимаем $l_{min} = 2$ м; $l_{max} = 4,5$ м; $T_{1\ min} = 2$ ч; $T_{1\ max} = 5$ ч; $T_{2\ min} = 3$ ч; $T_{2\ max} = 5$ ч.

Проводя расчеты по алгоритму, блок-схема которого показана на рис. 107, находим оптимальный цикл, состоящий из следующих показателей: $l = 4,25$ м; $k_1 = 1$; $k_2 = 2$; $T_n = 18$ ч; $T_6 = 4$ ч; $T_n = 9$ ч; $T_1 = 2$ ч; $T_2 = 3$ ч; $P_6 = 110$ м/ч; $P_n = 37$ м³/ч. При этих показателях цикла скорость проходки верхней части сечения туннеля составит $v_{max} = v_c = 4,7$ м/сут, а скорость проходки, определяемая по формуле (160), составит $v_{мес} \approx 90$ м/мес.

Параметры бетонных работ. В соответствии с рекомендациями § 20 принимаем параллельную схему выполнения проходческих и бетонных работ с отставанием от забоя на 150 м. Доставку смеси в туннель от бетонного завода, расположенного на поверхности, осуществляем автосамосвалами. Принимаем передвижные кружала, конструкция которых предусматривает отсоединение ходовой тележки от кружальной части после окончания бетонирования секции. Длину каждой секции блока бетонирования принимаем равной 4 м. Принимая скорость бетонирования 4 м/сут и число кружальных секций, обслуживаемых одной тележкой, $n = 4$, по графикам (см. рис. 110) определяем требуемую продолжительность цикла бетонирования участка длиной 16 м. Она составляет $T = 4$ сут. Продолжительности отдельных процессов для обеспечения поточности бетонирования находим с помощью графика (см. рис. 110): подготовка основания одного блока — 2 смены, установка арматуры в один блок — 1,5 смены, транспортирование одной секции опалубки и ее установка — 1 смена, укладка бетона в блок — 3 смены, продолжительность выдержки бетона в опалубке — 3 сут.

При объеме бетона для крепления верхней части туннеля с учетом переборков породы 25—30 м³ на 1 м производительность одного укладчика составляет по формуле (176) 30—40 м³/смену, или 5—6 м³/ч.

Механизация работ. По табл. 44 рекомендуемые проходческие комплексы для туннелей площадью 90 м² состоят из следующего основного оборудования, выпускаемого отечественными заводами серийно: экскаватора ЭП-1, автосамосвалов МАЗ-503 или

МоАЗ-6401-9685, двух установок СБУ-4м или передвижной буровой рамы с машинами ударно-вращательного действия.

Рассмотрим передвижную буровую раму (комплекс 4). При площади поперечного сечения забоя 89 м^2 и площади забоя на одну машину $10\text{--}15 \text{ м}^2$ принимаем, что на раме можно располагать шесть — девять машин. Принимаем восемь машин БГА. По габаритным условиям размещение двух установок СБУ-4 в выработке высотой 7,5 м при данной конфигурации представляется целесообразным.

При определении параметров погрузочно-транспортных работ были рекомендованы шесть автосамосвалов грузоподъемностью 10 т. Если на строительстве отсутствуют усовершенствованные самосвалы грузоподъемностью 10 т, то можно использовать автосамосвалы МоАЗ-6401-9585 грузоподъемностью 20 т.

Требуемую среднюю производительность погрузки $37 \text{ м}^3/\text{ч}$ можно обеспечить, как это следует из графика (см. рис. 104), при продолжительности погрузки $t = 10$ мин машин грузоподъемностью 20 т. Число потребных таких автосамосвалов по графику равно трем.

Производительность выбранного проходческого комплекса составляет 8 тыс. $\text{м}^3/\text{мес}$.

По рекомендациям § 22 комплекс для бетонирования сводовой части туннеля, кроме указанной выше передвижной опалубки, состоит из передвижного бетоноукладочного агрегата, включающего пневмобетоноукладчик ПБУ-500, ресивер для сжатого воздуха, бункер-перегрузочный емкостью $2,5\text{--}3 \text{ м}^3$, оборудованный гидравлическими домкратами, обеспечивающими разгрузку бетонной смеси из бункера в ковш скипового подъемника, который разгружается в пневмобетоноукладчик.

Нижний уступ. Проходка и бетонирование

Параметры буровзрывных работ. В соответствии с рекомендациями § 17 принимаем, что уступ высотой 8,5 м обуривают наклонными скважинами под углом к горизонту 70° . По графику (см. рис. 94) определяем требуемые параметры: линию наименьшего сопротивления $W = 2,3 \text{ м}$, расстояние между скважинами $a = 2,6 \text{ м}$, диаметр скважины $d_{\text{ск}} = 75 \text{ мм}$, величину заряда ВВ на скважину $Q = 28 \text{ кг}$. Вводя поправочные коэффициенты на угол наклона скважин $\beta_n = 0,035$ и $k_n = 1,03$, получаем уточненные параметры $W_n = 2,37 \text{ м}$; $a_n = 2,68 \text{ м}$; $Q_n = 30 \text{ кг}$ с учетом перебура $l_n = 9,7 \text{ м}$. По контуру стен применяем скважины предварительного щелеобразования диаметром 100 мм через $0,5\text{--}0,6 \text{ м}$.

Параметры погрузочно-транспортных работ. Чтобы не менять и не добавлять оборудование, установленное для верхней части сечения, принимаем в уступе экскаватор ЭП-1 и автосамосвалы МоАЗ-6401-9585. Для нижнего уступа, как и для верхней части туннеля, число автосамосвалов МоАЗ-6401-9585 по графику (см. рис. 104) остается равным трем.

Параметры временной крепи. Высота стены 8,85 м, угол падения пластов породы $\beta = 60^\circ$, угол внутреннего трения породы поперек пластов $\varphi_{\text{тр}} = 55^\circ$ и по поверхности пластов $\varphi_{\text{тр}} = 30^\circ$. Сцепление поперек пластов 150 тс/м², по пластам — 20 тс/м².

Стена со стороны лежащих пластов. Угол наклона плоскости скольжения $\theta = 45 + \varphi_{\text{тр}}/2 = 72^\circ 30'$. Тогда по формуле (45) определяем $G = 32,8$ тс/м, по формуле (47) находим $P_{\text{выб}} = 145$ тс/м (при $b^* = 21$ м), $P_{\text{св}} = 75$ тс/м и по формуле (46) $P = 110$ тс/м. Коэффициент $k_1 = 1$ (при $k_y = 1,5$). По формуле (49) определяем $C_0 = 960$ тс/м. Здесь и далее не учитываем в запас распор бетонного свода. При этих значениях по формуле (44) $T < 0$, следовательно, крепить эту стену не требуется, параметры крепи оставляем такими же, как в своде.

Стена со стороны нависающих пластов. Здесь $\theta = \beta = 60^\circ$. В этом случае по формуле (44) находим $T = = 205 - 143 = 62$ тс/м.

При применении обычных железобетонных анкеров, задаем их диаметр, равным 32 мм, сталь класса А-IV с $R_a = 5100$ кгс/см². Несущая способность таких анкеров составляет $N = 40$ тс. По формуле (56) определяем $n = 4$ анкера в сечении при шаге вдоль выработки $a_0 = 2,5$ м, т. е. на один анкер приходится 5,5 м² поверхности выработки. Верхний анкер расположен на высоте 8,85 м от почвы выработки, нижний — на высоте 2 м. По формуле (59) находим длину заделки $l_3 = 1,4$ м. Принимаем $l_3 = 1,5$ м. По формуле (58) определяем активную длину анкеров: верхнего $l = 5,1$ м, нижнего $l = 1,2$ м. С учетом зоны нарушенных пород получаем полную длину анкеров: верхнего 6,6 м, нижнего 3,5 м. Длину промежуточных анкеров определяем по формулам (58) и (59). Принимаем, что предварительно напряженные анкера устанавливаются горизонтально (см. рис. 29), усилие предварительного натяжения $Q_0 = 100$ тс, шаг анкеров вдоль выработки $a_0 = 3$ м, диаметр скважины под анкер 105 мм.

При этих параметрах по формуле (62) находим число анкеров в сечении $n = 2$ (при угле трения по пластам $\varphi_{\text{тр}} = 30^\circ$). Один из анкеров устанавливаем на высоте 8,85 м, другой — на высоте 3 м от почвы выработки. Площадь стены, приходящаяся на один анкер, составляет 13,2 м² (т. е. в 2,4 раза больше, чем при обычных анкерах). При изготовлении анкеров из высокопрочной проволоки с $R_a = = 15\ 000$ кгс/см² диаметром 10 мм необходимое число проволок, рассчитанное по формуле (63), $m_0 = 9$. Длина заделки анкеров по формуле (59) равна 120 и 170 см. Принимаем $l_3 = 200$ см. Полная длина анкеров составит: верхнего 7,1 м, нижнего 4 м. Толщина покрытия из набрызгбетона остается такой же, как в своде (8 см).

Расчеты проходческого цикла и скорость проходки. В соответствии с рекомендациями § 19 по формуле (153) определяем число скважин в ряду $N_p = 7$, где исходя из геометрических условий, расстояние между скважинами $a = 2,56$ м вместо $a = 2,68$ м, полученного выше. Для примерного равенства продолжительностей бурения

и погрузки в цикле по формуле (155) определяем коэффициент $\psi_1 = 0,61$, где $\beta'_1 = 0,8$; $\alpha_1 = 1,1$ и $k_{пер} = 1,05$, а по формуле (154) приходим к соотношению $\frac{v_6 m_1}{P_n} = 0,335$. Поскольку $v_6 m_1 = P_6$, а $P_n = 37 \text{ м}^3/\text{ч}$, то $P_6 = 12,4 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Если принять, что шпурь бурят установками СБУ-70у, эксплуатационная производительность каждой из которых равна 3—3,5 м/ч, то для обеспечения требуемой производительности бурения понадобятся четыре установки СБУ-70у.

Задавая продолжительность цикла 48 ч ($T_{см} = 6 \text{ ч}$; $m = 8$) и предварительно принимая продолжительность вспомогательных работ $T_{всп} = 6 \text{ ч}$, находим по формуле (156) подвигание забоя за цикл $l_{ц} = 11,2 \text{ м}$. Уточняя эту величину по формуле (152), определяем, что $z_0 = 4,7$. Округляя полученное значение до ближайшего целого числа $z_0 = 5$, находим окончательно подвигание забоя за цикл $l_{ц} = 12 \text{ м}$. По формулам (150) и (151) определяем продолжительности погрузки $T_n = 45 \text{ ч}$ и бурения $T_6 = 42 \text{ ч}$. Тогда по формуле (157) $T_{всп} = 3 \text{ ч}$, причем после окончания бурения остается время для взрыва, равное 6 ч.

Скорость проходки уступа составит 6 м/сут, или 120 м/мес.

Параметры бетонных работ. Бетонирование стен согласно рекомендациям § 22 ведем с применением передвижной опалубки, состоящей из секции длиной по 6 м. Принимая, как и для свода, производительность укладчика $6 \text{ м}^3/\text{ч}$ и зная длину одной секции и объем бетона с учетом переключков на 1 м стен $w = 15 \text{ м}^3$, находим по формуле (176) продолжительность укладки бетона в секцию $t_4 = 15 \text{ ч}$.

Определяя по аналогии с расчетом бетонирования свода время на транспортирование и монтаж опалубки 8 ч, находим по формуле (170) скорость бетонирования — 6 м/сут. Число секций определяем по формуле (167) $n = 2$, задавая при этом по рекомендациям § 20 продолжительность выдержки бетона в стенах $t_5 = 1 \text{ сутки}$.

Бетонирование стен ведем параллельно с проходкой уступа на расстоянии 200 м от забоя. Скорость бетонирования стен составляет 120 м/мес.

Механизация работ. На основании проведенных выше расчетов проходческий комплекс состоит из следующего оборудования: экскаватора ЭП-1, автосамосвалов МоАЗ-6401-9585, четырех установок СБУ-70у. Это соответствует рекомендованному в табл. 44 комплексу типа 7 при высоте уступа более 7 м. Производительность выбранного комплекса составляет около 16 тыс. $\text{м}^3/\text{мес}$. Для бурения скважин контурного взрывания в уступе (предварительное целеобразование) принимаем станки НКР-100. Для бетонирования стен, а также для нанесения набрызгбетона применяем комплексы, рекомендуемые в § 22 и 23.

Продолжительность строительства

Согласно рекомендациям § 24 (см. рис. 131, б) при $T_0 = \frac{L}{v} = 15,6 \text{ мес}$ и $T = 33 \text{ мес}$) устанавливаем, что туннель необходимо

построить из одного забоя (со стороны одного из порталов). Календарный график строительства определяет общий срок в 33 мес, т. е. в соответствии с заданным, из них 5 мес на подготовительные работы по устройству подъездной дороги в пределах строительной площадки и открытые скальные работы, 28 мес на подземные работы.

В рассмотренном примере при необходимости сокращения директивного срока строительства имеется возможность за счет сооружения одной подходной выработки к верхней части сечения туннеля и оставления ее для разработки уступа (понижением почвы этой выработки) и организации работ по проходке с двух забоев (взамен одного порталного забоя) общий срок строительства туннеля, как это следует из графика (см. рис. 132, б), уменьшить на 25%, т. е. на 8 мес (здесь $T_0 = \frac{L}{v} = 15,6$ мес). При этом, однако, численность работающих и потребное оборудование возрастут почти в 2 раза.

§ 26. Система управления производством подземных работ

Объект любого назначения с подземными работами представляет собой обычно комплекс сооружений различного поперечного сечения и конструкций, проходящих в породах разной крепости и трещиноватости. На рис. 133 показан сложный подземный узел развилки трубопроводов Нурекской ГЭС. В подобных условиях вопросы научной организации производства работ и труда приобретают особую актуальность. Необходимо разработать и внедрить такую систему организации и управления производством туннельных работ, которая бы обеспечивала оперативное планирование и управление, т. е. возможность выделять в любой момент из общей массы связей те, которые являются лимитирующими, и сосредоточить на них основное внимание, а также оптимизацию строительства, т. е. возможность выполнять туннельные работы в заданный срок с минимальными средствами или с заданными средствами в минимальный срок.

Поставленную задачу целесообразно решать применением системы сетевого планирования и управления (СПУ) в сочетании с научной организацией труда на всех стадиях и процессах производства.

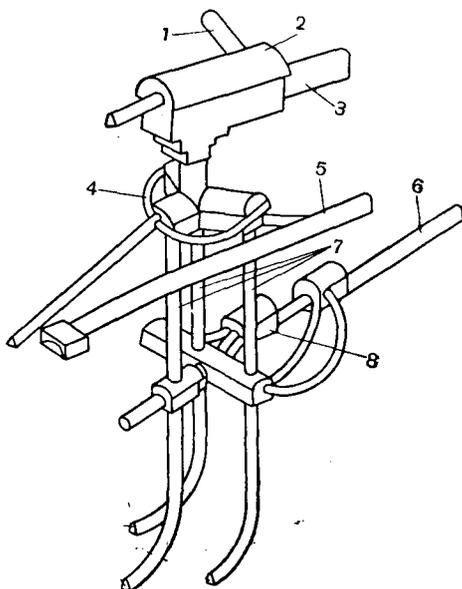
Схема модели рациональной системы управления производством подземных работ показана на рис. 134.

Рассмотрим отдельные звенья этой системы и определим их функции.

Организация производства работ по строительству туннеля (подземного сооружения) (элемент I). Этот элемент является основным в системе, вся система управления производством подземных работ создается для его нормального функционирования. Функция элемента I — непрерывный процесс строительства туннеля, состоящий из различных производственных операций, выполняемых комплексными бригадами проходчиков.

Рис. 133. Подземный узел развилок трубопроводов Нурекской ГЭС:

- 1 — подходный туннель;
- 2 — монтажная камера;
- 3 — левый подводящий туннель;
- 4 — смотровая галерея;
- 5 — транспортный туннель;
- 6 — промежуточный водоподводящий туннель;
- 7 — шахтные трубопроводы;
- 8 — комплекс горизонтальной развилки



Структурная схема элемента I со всеми службами приведена на рис. 135.

Руководство строительством туннеля (элемент II). Функция этого элемента — осуществление управления строительством туннеля и разработка мероприятия по выполнению работ. При приведении сетевого графика в соответствие с заданными сроками предыдущего задания, основное внимание обращается на пересмотр технологии работ, расположенных на критическом пути сетевого графика, изменение топологии сети, расчленение работ, совмещение их во времени и т. п.

После принятия решения оно доводится до сведения всех исполнителей, которые организуют производство (элемент I).

Контроль за выполнением работы, координация (элемент III) и сбор оперативной информации о ходе выполнения работ (элемент IV). Функции элементов III и IV — непрерывный контроль за выполнением подземных работ с принятием оперативных решений по координации отдельных звеньев и по ликвидации причин отклонения от плановых заданий. Осуществление этих функций может взять на себя диспетчерская служба (в составе главного диспетчера и сменных диспетчеров) строительных управлений, выполняющих подземные работы.

Представляется целесообразным организовать во всех крупных туннельных строительных управлениях эффективную службу диспетчерского контроля по схеме, показанной на рис. 136. Такая служба должна явиться частью общей системы диспетчеризации на строительстве объекта с подземными работами (ГЭС, дорога и др.).

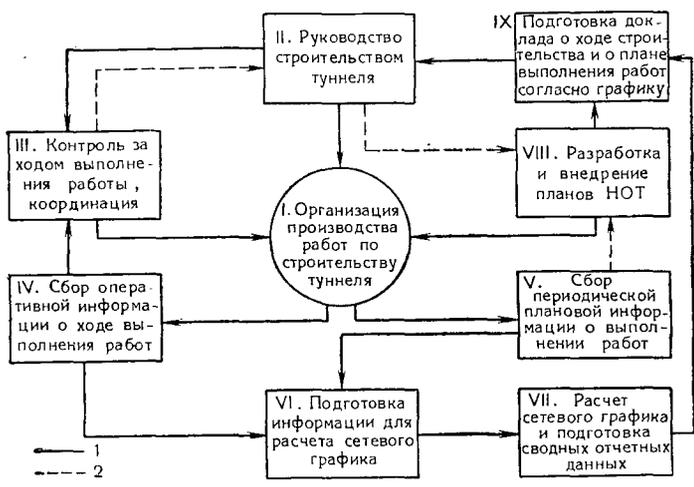


Рис. 134. Схема системы управления производством подземных работ:
 1 — непрерывный поток информации, 2 — периодическая информация

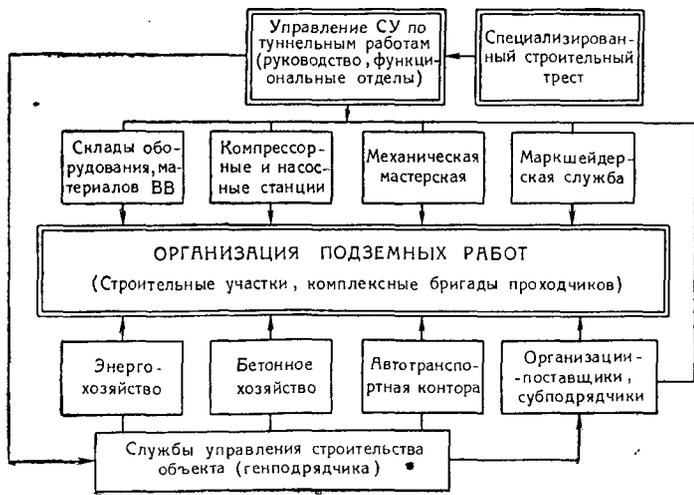


Рис. 135. Структурная схема элемента I со всеми службами

Диспетчерская служба должна обеспечивать непрерывный учет и текущую информацию о фактическом ходе выполнения работ, выявлять причины отклонений от плановых заданий с принятием оперативных мер, осуществлять координацию отдельных звеньев, контролировать обеспечение транспортом и материалами в соответствии с потребностями и сроками их поступления. В этой связи заслуживает внимания и изучения успешная работа диспетчерской службы в системе Главмосстроя.

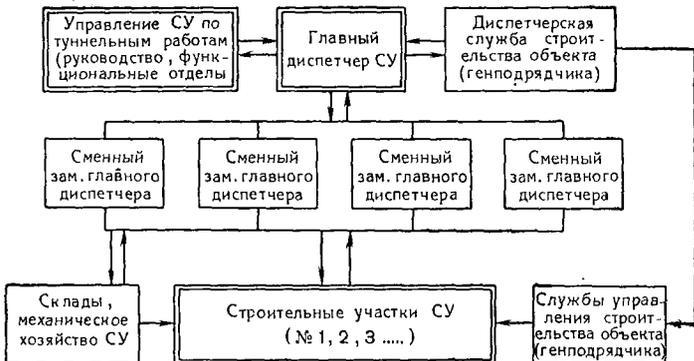


Рис. 136. Схема диспетчерской службы строительного управления по подземным работам

Диспетчерский контроль должен осуществляться при помощи современных технических средств связи, автоматики и телемеханики (телефон, селектор, громкоговорители, двусторонняя громкоговорящая связь через коммутаторы, радиосвязь на ультракоротких волнах, дистанционный и автоматизированный учет и контроль за работой в туннеле и на поверхности машин и установок с помощью средств телемеханики и др.), установленных в диспетчерской и в каждом подразделении и участке места производства работ. Вся информация, передаваемая от датчиков о работе машин и механизмов в туннелях, должна отображаться на диспетчерских панелях и световых табло.

Оперативная информация фиксируется в специальных формах-карточках и передается в пункт сбора информации (элемент VI).

Сбор периодической плановой информации о выполнении работ (элемент V). Функции элемента V — сбор периодической плановой информации о выполнении работ, состоящей из суточных, декадных, месячных, квартальных и годовых отчетных данных по объемам работ, стоимости затрат труда и материалов и другим установленным показателям. Информация обеспечивается маркшейдерской службой и функциональными отделами управления СУ. Она также фиксируется в специальных формах-карточках и передается в пункт сбора информации (элемент VI).

Подготовка информации для расчета сетевого графика (элемент VI), расчет сетевого графика и подготовка сводных отчетных

данных (элемент VII). Функции элементов VI и VII — обеспечение элемента IX (см. ниже) периодической информацией о ходе строительства с выделением критических участков. В Советском Союзе сетевые графики были внедрены во многих областях, в том числе при сооружении некоторых объектов подземного транспортного строительства, а также при подземных работах в угольной и горнорудной промышленности. Имеются примеры успешного опыта строительства по сетевому графику подземного перехода в Киеве, нефтепроводного туннеля в Новороссийске, участков радиуса Днепр — Дарница метрополитена в Киеве, отдельных участков трассы московского и других метрополитенов. В угольной и горнорудной промышленности система СПУ применена уже на строительстве ряда шахт, отдельных рудников и карьеров. Первый опыт строительства туннелей и шахт с применением сетевых графиков показал возможность сокращения сроков выполнения работ и улучшения использования материальных ресурсов, позволив в то же время обнаружить имеющиеся недостатки планирования и управления строительством, которые могут и должны быть устранены с помощью сетевых графиков.

Сетевой график строительства туннеля, являющийся частью общего сетевого графика строительства объекта, представляет собой технологический макет, позволяющий детализировать каждый вид работы, точно определить начало и конец ее и установить объективную продолжительность строительства туннеля или подземного комплекса в целом. Сроки строительства, определяемые сетевым графиком после его оптимизации, научно обоснованы. Именно эти сроки должны учитываться при установлении времени ввода туннеля в эксплуатацию. После утверждения сетевой график должен быть основным документом по выполнению сроков для строителей и организаций-поставщиков.

По сравнению с обычными методами планирования и управления система СПУ наиболее полно учитывает связи между различными работами, содействует правильному и оперативному перераспределению людских и материальных ресурсов для сокращения продолжительности или стоимости работ, позволяет в каждый момент времени сосредоточить внимание на критических работах, составляющих всего 10—15% всех работ, дает возможность проверить различные варианты решения и выбрать оптимальный вариант еще до его реализации.

С 1967 г. институты Оргэнергострой и Гидроспецпроект совместно с трестом Гидроспецстрой и Нурекгэстроём ведут работы по внедрению сетевого планирования в практику строительства подземных гидротехнических сооружений Нурекской ГЭС [12].

Опыт показывает, что выполнение работ по сбору оперативной информации от диспетчеров (элемент IV), плановой информации (элемент V), подготовка этой информации для расчета сетевого графика (элемент VI), расчет графика и подготовка сводных отчетных

данных (элемент VII) должны быть поручены группе сетевого планирования и управления (СПУ) при строительстве объекта.

Разработка и внедрение планов научной организации труда (элемент VIII). Функцией элемента VIII является обеспечение непрерывного роста производительности труда и экономической эффективности строительства, воспитание коммунистического отношения к труду. Под научной организацией труда здесь следует понимать усовершенствование технологии всех элементов и процессов, встречающихся в системе, путем улучшения организации и культуры производства и техники.

Группа НОТ в составе трех-четырех инженеров-технологов периодически подготавливает материал о результатах своей работы для сводного доклада о ходе строительства и о плане мероприятий (элемент IX), получая задания от руководства строительного управления.

Подготовка доклада о ходе строительства и о плане мероприятий по выполнению работ согласно графику (элемент IX). Функция элемента IX — комплексная систематизация поступающей информации и подготовка решения по ведению работ. На основании расчета сетевого графика группа СПУ подготавливает сводные отчетные данные (элемент VII), которые представляет заместителю главного инженера строительного управления и под его руководством разрабатывает доклад о ходе строительства и о плане мероприятий по выполнению работ согласно сетевому графику, главным образом работ, лежащих на критическом пути.

Доклад представляется на рассмотрение начальника (главного инженера) управления, и цикл системы повторяется. Наиболее рациональная периодичность такого цикла составляет 10 дней.

По мере внедрения подобной системы управления производством подземных работ она может быть развита и усовершенствована.

Для перехода к полностью автоматизированной системе управления необходимо, наряду с предлагаемым применением современных средств связи для контроля и информации о ходе работ, осуществляемой диспетчерской службой, разработать мероприятия по использованию вспомогательного оборудования, позволяющего автоматизировать процесс обработки информации. На строительстве крупных подземных объектов (типа Нурекской ГЭС) целесообразно иметь ЭВМ для оптимизации общего планирования работ, обчета сетевых графиков (отдельно по объектам и общего — сводного), разработки рациональных схем размещения и перевозки материалов и других работ с созданием местного вычислительного центра.

В текущем пятилетии на ряде угольных бассейнов страны будут построены и введены в действие автоматизированные системы планирования, учета, управления и обработки информации, осуществляющие механизацию и автоматизацию инженерно-технических и управленческих работ. Изучение и использование опыта работы этих и уже действующих систем поможет внедрить новейшие методы управления и в подземном строительстве.

§ 27. Автоматизированная система проектирования организации и производства подземных работ (основные положения)

С развитием вычислительной техники и прикладных математических методов встает вопрос о механизации проектных работ на всех стадиях на базе ЭВМ, что, в свою очередь, позволяет выдвинуть задачу оптимального проектирования организации подземных работ.

Предпосылкой для постановки такой задачи является ряд исследований, в частности и приведенных выше, в которых рассматривались математические модели параметров проходческого цикла, цикла бетонирования и т. д., на основе которых определяли значения аргументов, оптимизирующих искомый параметр. Однако определение оптимума для одного из параметров по одному критерию не гарантирует оптимальной организации работ при строительстве всего подземного объекта.

Только комплексное решение всех проблем позволяет организовать выполнение работ в директивные сроки при рациональном использовании имеющихся ресурсов. Это возможно при построении системы моделей, являющихся нормативной базой для оптимальной технологии работ. Такая система моделей, правила их комплексной обработки и выявления на основе оптимизации технико-экономических параметров подземных работ, реализация этих правил на ЭВМ представляют собой автоматизированную систему проектирования организации и производства работ при строительстве туннелей (АСПТ) [19].

Цель работы АСПТ — получение такого варианта проекта организации работ, который был бы с достаточными деталями пригоден для его применения в реальных условиях и оптимален по какому-то общему критерию (например, стоимости).

АСПТ должна выполнять следующие функции:

на основе нормативных материалов, характеризующих детали, части и проект в целом, получать количественные (расчетные), если возможно оптимальные показатели и указывать стандартные элементы, которые могут быть использованы в данном проекте;

указывать области, проектирование которых при данном уровне развития системы не может быть автоматическим и должно быть проведено традиционными методами, но исходные данные должны быть получены на ЭВМ (например, выбор дополнительных подходов, некоторые графические работы и т. д.);

накапливать и систематизировать нормативные материалы, вносить в них коррективы по мере изменения технологии проектирования, развития вычислительной техники и появления новых технических решений в области туннелестроения.

В системе можно выделить три основные подсистемы:

подсистема 1 — оптимальная организация проходческих и бетонных работ с учетом бурового и погрузочного оборудования, транспортной схемы, бетонного оборудования;

подсистема 2 — запись, хранение и извлечение архивных данных, а также организация вычислительных работ типа «диспетчер»;

подсистема 3 — расчет данных в соответствии с номенклатурой проекта на основе результатов оптимизации определяющих параметров, полученных в подсистеме 1 графического отображения и печати результатов.

Подсистемы не полностью автоматические. В подсистемах 1 и 3 возможна работа инженера-проектировщика, а в подсистеме 2 — инженера-математика в режиме диалога с ЭВМ. То есть существуют специальные блокировки, означающие, что на данном этапе принимать решение должен человек.

При разработке системы особое внимание уделяется ее иерархической структуре, что дает возможность постепенно углублять и расширять ее. На первом этапе система должна выдавать результаты приблизительно на уровне проектного задания, а по мере ее расширения — на уровне рабочего проекта.

Общий порядок функционирования системы приведен на укрупненной блок-схеме (рис. 137). В блоке 1 происходит обработка исходных данных, к которым относятся гидрогеологические условия на трассе туннеля (подземного сооружения), топография трассы, конструкция сооружения (характеристики сечения, типы обделок и др.), директивные сроки строительства объекта, ограничения по людским и энергетическим ресурсам, имеющиеся и перспективное оборудование, возможное число и расположение вспомогательных забоев.

В блоке 2 определяются места расположения подходных выработок. Как правило, на этом этапе в работе системы участвует проектировщик. В принципе все данные по подходным выработкам можно получить, рассматривая их как самостоятельный туннель, к проектированию которого применима вся система. Поэтому для подробного анализа каждого подхода можно представить работу всей системы как рекурсивную процедуру (т. е. процедуру, одним из аргументов которой является такая же процедура других аргументов). На первом этапе развития системы такая ее работа не организуется.

В блоке 3 туннель разбивается на участки со встречными забоями. В дальнейшем подробный анализ и оптимизация будут производиться для каждого такого участка.

Характеристики каждого участка туннеля готовятся в блоке 4.

В блоке 5 выбирается допустимое множество способов проходки. Анализ проходческого цикла начинается с выявления факторов, определяющих способ, а следовательно, и скорость проходки. Предполагается, что все прочие зависимые переменные, такие как стоимость, время проходки, количество потребляемых ресурсов, являются функциями скорости. Факторы, определяющие способ проходки, приведены в табл. 49

Для каждого способа проходки можно перечислить все возможные условия применения (т. е. привести все геологические пачки, которые возможно пройти данным способом, все виды оборудования и т. д.). Очевидно, что такой простой перечень не будет достаточен,

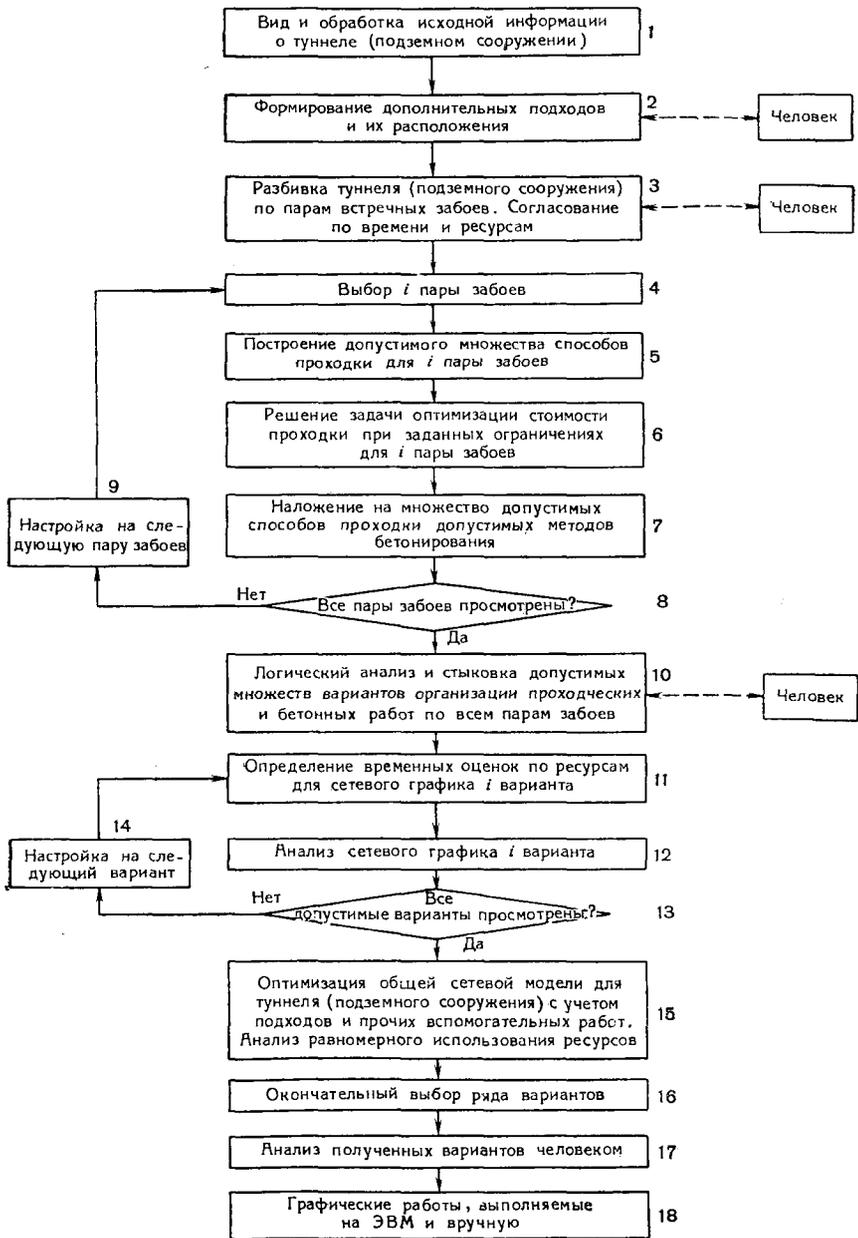


Рис. 137. Функциональная блок-схема автоматизированной системы проектирования организации и производства работ при строительстве туннеля (подземного сооружения)

Таблица 49

Способ проходки	Гидрогеологические условия трассы туннеля	Характеристика сечения туннеля	Оборудование				Транспортирование		
			буровое	погрузочное	вспомогательное призабойное	прочее	вид транспорта	транспортные сосуды	тип электровоза
M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}

так как однозначный выбор элементов из столбцов таблицы невозможен без указания связей между факторами (например, для каких сечений возможно использовать то или иное оборудование). Но данная таблица является основанием для перечисления всех способов проходки, гидрогеологических условий, видов бурового оборудования транспортных сосудов и т. д., что можно представить в виде множества соответствующих элементов:

M_1 — множество способов проходки (см. главу IV);

M_2 — множество геологических условий, причем элемент m_2 , принадлежащий M_2 ($m_2 \in M_2$), есть конкретная геологическая пачка, которая может встретиться при проходке туннеля;

M_3 — множество характеристик площадей поперечного сечения выработок (интервалы возможных сечений представляются в дискретном виде с подробностью, допустимой при проектировании; для общности задачи сечения приводятся в широком диапазоне);

M_4 — множество типов бурового оборудования;

M_5 — множество типов погрузочного оборудования;

M_6 — множество типов вспомогательного призабойного оборудования;

M_7 — множество типов прочего оборудования;

M_8 — множество видов транспорта в забое;

M_9 — множество типов транспортных сосудов;

M_{10} — множество типов электровозов и т. д.

Каждое множество может быть описано в произвольном порядке, единственное условие — это полнота описания, необходимая для проектирования.

Некоторым из этих множеств поставлен в соответствие (однозначно) ряд множеств M'_i, M''_i, \dots (стоимость, производительность, численность обслуживающего персонала и другие технологические параметры), дополнительно характеризующих основное множество M_i .

Следующий этап — определение связей между элементами каждого из множеств. Для этого составляют таблицы отношений (например, табл. 50 и 51), где по вертикали записывают все элементы одного из множеств, по горизонтали — все элементы другого множества. Если при каком-то сочетании всех прочих факторов

Таблица 50

Коэффициент крепости пород по шкале проф. М. М. Протогьяконова $f (M_2)$	Способ проходки (M_1)													
	сплошного забоя					уступный		опертый свод	опорное ядро	контурная прорезь	щитовой	механизированный	механизированный по частям сечения	с искусственным закреплением грунтов
	на полный профиль	с применением механической арокной крепи	с применением бетонной крепи	с применением комбинированной крепи	с применением податливой крепи	с боковыми или верхними уступами	с нижним уступом							
До 1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	1
1	0	0	0	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	1
1,5	0	0	0	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	1
2	0	1	0	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	1
3	0	1	1	1	1	0	0	1	0	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	0
5	1	0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	1	1	0
6	1	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	1	1	0
8	1	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	1	0
10	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0
15	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
20	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0

соответствующие элементы совместимы, на пересечении ставится единица, если несовместимы — ноль. Конечно, в представленных таблицах перечислены не все элементы множеств, но они даются только как иллюстративный материал. Всего таких таблиц должно быть C_n^2 (где C — число сочетаний).

Очевидно, многие из этих таблиц, например таблица, составленная из элементов множества M_2 и M_3 , допускают любое сочетание элементов. Такие таблицы обозначим через $E_{M_i M_j}$, таблицы типа табл. 50 и 51 — через $J_{M_i M_j}$ (индексы указывают множества, которые связывает данная таблица).

Набор таблиц $J_{M_i M_j}$ дает возможность определить допустимое множество способов проходки на основе следующих соображений.

Рассмотрим множества M_1, M_2, \dots, M_n .

Пусть задан входной набор элементов этих множеств t_1, t_2, \dots, t_n . Рассмотрим всевозможные пары $t_i t_j$. Если на пересечении i строки и j столбца в таблице $J_{M_i M_j}$ стоит единица, то назовем такую пару элементов связанной. Для выявления будет ли связанным весь набор t_1, \dots, t_n , следует просмотреть все пары, для которых таблица отношений не является таблицей типа $E_{M_i M_j}$. Если все пары, образуемые из t_1, \dots, t_n , связаны, то связана и вся входная последовательность. Это несложное правило и является основой алгоритма выбора множества допустимых способов проходки.

Таблица 51

Площадь поперечного сечения выработки (M ₂), м ²	Способ проходки (M ₁)													
	сплошной забой					уступный		опертый свод	опорное ядро	контурная прорезь	щитовой	механизированный	механизированный по частям сечения	с искусственным закреплением грунтов
	на полный профиль	с применением металлческой арочной крепи	с применением бетонной крепи	с применением комбинированной крепи	с применением податливой крепи	с боковым или верхним уступом	с нижним уступом							
До 10	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
10	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1	1	0	0
20	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	0	1
30	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	1	1
40	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	1	1	1	1
50	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	1	1	1	1
75	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1	1	1	1
100	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1
150	1	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1
200	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1
500	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1
Более 500	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1

Конечно, не все полученные таким образом способы в действительности допустимы. Действительно, нетрудно представить ситуацию, когда, например, три элемента попарно связаны, а вместе они физически не могут существовать. Так, бурильная установка СБУ-2к и породопогрузочная машина ПНБ-3к с рельсовым транспортом попарно совместимы, но вместе это оборудование при рельсовом транспорте не используется. Чтобы учесть такие нестандартные случаи, должен быть разработан список ограничений, в котором перечислены все случаи несовместимости трех и более элементов. Обычно такой список составляется экспертным методом и по мере развития системы непрерывно пополняется.

Окончательные допустимые способы проходки формируются из всех связанных входных последовательностей, за исключением тех, элементы которых находятся в списке ограничений.

Далее для каждого допустимого способа проходки определяются скорости проходки в пределах каждой геологической пачки. Результатом будут векторы V_1, V_2, \dots, V_N , где N — число геологических пачек на участке туннеля, который проходит с двух встречных забоев,

$$V_i = \begin{pmatrix} v_{i1} \\ v_{i2} \\ \vdots \\ v_{ik_i} \end{pmatrix}, \quad (189)$$

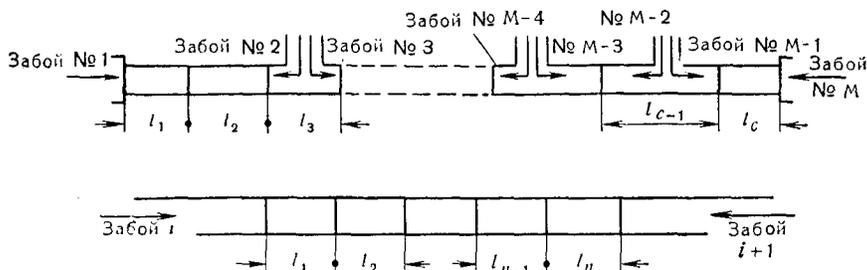


Рис. 138. Направления забоев при проходке туннелей

где v_{ij} — скорость проходки, соответствующая i -той геологической пачке и j -тому допустимому способу проходки;

k_i — число допустимых способов проходки в i -той пачке.

Основанием для определения скорости проходки v_{ij} является циклограмма, построенная на основе нормативных данных, заложенных в СНиП и ЕНиР. Можно составить ряд типовых циклограмм, которые в зависимости от набора оборудования и числа рабочих в забое однозначно определяют время цикла, а следовательно, и скорость проходки. Можно использовать также критерии и методику построения циклограмм, принятые, например, в § 19.

Таким образом, все нормативы, характеризующие каждый вид оборудования (норма времени, численность обслуживающего персонала и т. д.), должны находиться в памяти ЭВМ. Входной информацией для выявления нужных нормативов являются наименование операции, источник нормирования и физические объемы работ.

Выбрав допустимое множество способов проходки в пределах каждой геологической пачки по трассе сооружения, следует установить возможность увязывания этих способов при переходе на соседнюю пачку, для чего удобно ввести понятие — время перестройки проходческого процесса при переходе от одной пачки к другой.

Решение задачи оптимизации производится в блоке 6. Пусть задано M забоев, в некоторых случаях — встречных (рис. 138).

Очевидно, до встречи забоев в различных пачках будет пройдено определенное расстояние.

Рассмотрим i и $i+1$ забой. Плечо каждого из них определяется одной из следующих формул:

$$L_i = \sum_{j=1}^s l_{ij}; \quad L_{i+1} = L - L_i; \quad L = \sum_{j=1}^N l_j, \quad (190)$$

где s — целое число геологических пачек, проходимых из каждого забоя, определяется из уравнения

$$\left\{ \sum_{i=1}^s \left(\frac{l_i}{V_i} + p_{ij} \right) \right\} + t_i = \left\{ \sum_{i=1}^{N-s} \left(\frac{l_{(N-i)+1}}{V_{(N-i)+1}} + p_{N-i, i} \right) \right\} + t_{i+1}; \quad (191)$$

где N — число геологических пачек между забоями;
 t_i и t_{i+1} — соответственно время проходки i и $i + 1$ подходов туннелей либо время сооружения оголовков;
 p_{ij} — время перестройки проходческого процесса при переходе от i к $i + 1$ геологической пачке.

Как видно, для определения s следует фиксировать компоненты в каждом из V_i , исходя из конкретного вида целевой функции. Допустим целевая функция имеет вид:

$$F = \sum_{i=1}^N (c_{ij} + c_{p_{ij}}), \quad j \in \{1, 2, \dots, k_i\}, \quad (192)$$

где k_i — число допустимых способов проходки i -той пачки;
 c_{ij} — стоимость проходки i -тым способом j -той пачки;
 $c_{p_{ij}}$ — стоимость перестройки проходческого процесса при переходе от i к $i + 1$ пачке.

Ограничения имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^N \left(\frac{l_i}{V_i} + p_{ij} \right) + t_i &\leq T; \\ \sum_{i=1}^N r_{ij}^{(k)} &\leq R^{(k)}; \quad i \in \{1, 2, \dots, k_i\}; \\ k &= 0, 1, 2, 3. \end{aligned} \right\} \quad (193)$$

Здесь T — срок проходки туннеля между двумя забоями.

Требуется найти минимум F при ограничениях (193). При решении задачи для каждой пары забоев определяется оптимальный вариант (а также ряд вариантов, близких к оптимальному) способа проходки, типа оборудования, вида транспорта и т. д.

В блоке 7 происходит наложение на допустимые способы проходки, прошедшие блок оптимизации, допустимых методов бетонирования. Этот блок подобен блоку 5. Факторы, от которых в первую очередь зависит выбор метода бетонирования, приведены в табл. 52.

Как и раньше, через M_i обозначены соответствующие множества.

Таблица 52

Метод бетонирования	Способ проходки	Транспортирование			Оборудование для бетонирования		Конструкция крепи (обделки)	Дальность возки бетонной смеси	Вид транспорта для бетонной смеси	Очередность бетонирования элементов крепи
		виды транспорта	транспортные сосуды	тип электровоза	шневобетоноукладчики	бетононасосы				
M_{11}	M_1	M_8	M_9	M_{10}	M_{12}	M_{13}	M_{14}	M_{15}	M_{16}	M_{17}

Таблицы отношений между элементами множеств оформляются аналогично таблицам $J_{M_i M_j}$ для способов проходки. Формулы для определения допустимых элементов $m_{11} \in M_{11}$ аналогичны приведенным выше.

В блоке 8 происходит логическая проверка: все ли участки туннеля просмотрены. Если не все, то в блоке 9 производится настройка системы на следующий участок. Структура последующих блоков системы подобна многократно описанным программам анализа и оптимизации сетевых графиков, программам составления смет и пр.

В блоке 10 проводится логический анализ и увязка допустимых множеств вариантов организации проходческих и бетонных работ по всем участкам туннеля. Очевидно, что на различных участках одного и того же туннеля нет смысла вести работы принципиально различными способами, если, конечно, геологические условия на этих участках относительно схожи. Поэтому проектировщик исключает ряд вариантов для получения более однообразной технологии.

В блоке 11 определяются временные оценки и оценки по ресурсам для сетевого графика каждого участка, а в блоке 12 сетевые графики участков просчитываются с целью определения всех параметров, связанных с критическим путем.

Блоки 13 и 14 аналогичны блокам 8 и 9.

В блоке 15 сетевые графики каждого участка сшиваются в общий, который оптимизируется по ресурсам с учетом сооружения подходов, оголовков и прочих вспомогательных работ.

В блоках 16 и 17 человек анализирует полученные варианты и выбирает из них окончательный для дальнейшей детальной разработки.

В блоке 18 выполняются все работы (как вручную, так и на ЭВМ) для выдачи заказчику проектной документации по следующим реквизитам:

обобщенный сетевой график с расчетом объемов работ, ежемесячных трудовых затрат и всех ресурсов;

сводная ведомость объемов работ по номенклатуре сметных норм и расценок для определения сметной стоимости сооружения;

ведомость обслуживающих процессов.

Система создается по следующим основным разделам:

а) составление иерархических классификаторов (множества), являющихся основой системы (перечень видов работ с учетом многообразия конструктивных решений; список оборудования и средств, с помощью которых может быть выполнена данная работа; характеристики оборудования и средств — трудоемкость, количество обслуживающего персонала, стоимость и т. д.). Все эти материалы есть в справочниках, руководящих нормативах и других пособиях для проектирования и сводятся в списки, которые кодируются на основе единого классификатора, удобного для создания общей математической модели. Особенно большое внимание уделяется полноте разрабатываемых списков и их иерархической структуре с тем,

чтобы дальнейшее пополнение и изменение этих списков не вызвало бы принципиальных затруднений;

б) систематизация зависимостей, используемых для расчета различных параметров проекта, создание таблиц типа $J_{M_i M_j}$, типовых циклограмм и т. д.;

в) построение общих математических моделей в виде блок-схем и логических формул;

г) программирование.

Первые этапы разработки системы в институтах Оргэнергострой и Гидроспецпроект показали, что ЭВМ «Минск-22» или М-220 не могут быть использованы для реализации системы ввиду малого объема оперативной памяти. Систему следует разрабатывать с учетом применения ЭВМ «Минск-32».

Предварительные подсчеты показывают, что автоматизированная система проектирования организации и производства работ при строительстве подземных сооружений в результате выбора оптимального варианта позволит снизить стоимость строительства объекта примерно на 8—10%.

Список литературы

1. Антонов О. За односводчатую станцию. — «Метрострой», 1969, № 3.
2. Барский А. С. Вентиляция при строительстве гидротехнических туннелей. М., изд. Информэнерго, 1972.
3. Модельные исследования подземных гидротехнических сооружений. — «Гидротехническое строительство», 1967, № 4. Авт.: М. Н. Белкин, Ю. Н. Бондарев, М. И. Вишнева и др.
4. Беляев В. Ф., Пястолов А. В. Комбинированный способ упрочнения нарушенных пород. — «Шахтное строительство», 1969, № 6.
5. Боровой А. А., Шейнман Л. Б. Перспективы развития гидроэнергетического строительства до 2000 г. — «Энергетическое строительство», 1970, № 11.
6. Прогрессивный способ проходки камеры пролетом 26 м. — «Энергетическое строительство», 1966, № 7. Авт.: М. И. Бородин, И. И. Гроссман, В. М. Мостков, Д. А. Фурта.
7. Васильев Н. П. Механизированная опалубка для бетонирования стен строительного туннеля. — «Экспресс-информация», серия СГЭС, вып. 3. М., изд. Информэнерго, 1971.
8. Ветров С. В. О параметрах сводов естественного равновесия, пролетах обнажений и устойчивости целиков в трещиноватых горных породах. — В кн.: «Физико-технические горные проблемы». М., «Наука», 1971.
9. Влох Н. П., Сашурин А. Д. Измерение напряжений в массиве крепких горных пород. М., «Недра», 1970.
10. Волков В. П., Наумов С. Н., Пирожкова А. Н. Тоннели и метрополитены. М., «Транспорт», 1964.
11. Волков В. П., Тоннели. М., «Транспорт», 1970.
12. Опыт применения сетевых графиков при строительстве подземных сооружений Нурекской ГЭС. — «Энергетическое строительство», 1970, № 5. Авт.: И. Л. Воллер, В. П. Платонова, Г. В. Сатин, Д. А. Фурта.
13. Воронин В. С., Жулин Л. В. Упрочненный набрызгбетон успешно выдержал испытания. — «Горный журнал», 1973, № 1.
14. Глазунов Е. М. Определение оптимальных параметров бетонирования обделок туннелей. — «Энергетическое строительство», 1969, № 8.

15. Глазунов Е. М., Ситникова Т. Ф., Габуния Л. С. Бетонирование деривационного туннеля Ингури ГЭС. — «Энергетическое строительство», 1969, № 6.

16. Контроль за состоянием скального массива и крепей вокруг подземных выработок ГЭС. — «Энергетическое строительство», 1971, № 3. Авт.: И. И. Гроссман, Н. П. Евстигнеев, В. И. Звягин, В. М. Мостков.

17. Добина А. С., Евстропов Н. А. Сооружение подземных хранилищ. М., изд. Московского горного института, 1967.

18. Дудко П. М. Подземное выщелачивание солей. М., «Недра», 1972.

19. Дукарский О. М., Мостков В. М., Сахаров С. Б. К вопросу создания автоматизированной системы проектирования организации и производства работ при строительстве подземных гидротехнических сооружений. — «Энергетическое строительство», 1971, № 5.

20. Загороднюк В. Т., Павелко В. Л. Приближенный расчет оптимальной схемы обустройства забоя самоходной буровой установкой. Изв. вузов, «Горный журнал», 1971, № 12.

21. Заславский Ю. З. Исследование проявлений горного давления в капитальных выработках глубоких шахт Донецкого бассейна. М., «Недра», 1966.

22. Заславский Ю. З., Зорин А. Н., Черняк И. Л. Расчеты параметров крещи выработок глубоких шахт. Киев, «Техника», 1972.

23. Иванов Н. И. Определение оптимальных темпов проведения горных выработок при заданных сроках горнопроходческих работ. — «Шахтное строительство», 1968, № 1.

24. Илюшин В. Ф. Подземные сооружения Нурекской ГЭС. М., изд. Информэнерго, 1970.

25. Исаков М. Е., Казаченко М. С., Мостков В. М. Определение зоны нарушенных пород в массиве вокруг горных выработок ультразвуковым методом. — «Шахтное строительство», 1967, № 1.

26. Киреев В. В., Ершов Н. Н., Протопопов Д. Д. Промышленные ядерные взрывы. М., Атомиздат, 1971.

27. Комаровский А. Н. Строительство ядерных установок. М., Атомиздат, 1969.

28. Кораблев А. А. Современные методы и приборы для изучения напряженного состояния массива горных пород. М., «Наука», 1969.

29. Кошелев Ю. А. О создании и внедрении механизированных щитов. — «Метрострой», 1972, № 3.

30. Куперман В. Л. Вопросы совершенствования строительства подземных гидротехнических сооружений. — «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.

31. Лангефорс У., Кильстрем Б. Современная техника взрывной отбойки горных пород. М., «Недра», 1968.

32. Лебедев В. Г., Гартштейн Э. А. Сооружение гидротехнических туннелей комбайновым способом. — «Энергетическое строительство», 1971, № 10.

33. Лебедев В. Г., Лычев Г. А. Опыт проходки гидротехнических туннелей машинами (комбайнами) непрерывного действия за рубежом. — «Энергетическое строительство за рубежом», 1970, № 2, 3.

34. Лепоев М., Гырков К., Вылков В. Применение штанго-

вого крепления с терморезактивными смолами на редкометаллических рудниках НРБ. — «Горный журнал», 1970, № 6.

35. Лещенко Н. Экспериментальный метод определения фактической нагрузки на временную крепь в подготовительных забоях. Шахта, 1971. («Труды Шахтинского научно-исследовательского и проектно-конструкторского угольного ин-та», № 9).

36. Лиманов Ю. А. Метрополитены. М., «Транспорт», 1971.

37. Применение программного управления буровыми установками с пневматическим рабочим оборудованием при проходке горных выработок. Киев, 1971. («Сборник научных трудов научно-исследовательского горнорудного института УССР», № 16). Авт.: Ю. И. Лысенко, Ю. Э. Жуковский, В. А. Лось и др.

38. Мазин В. А. Анкерные крепления на синтетических смолах при проходке подземных выработок. — «Энергетическое строительство за рубежом», 1969, № 2.

39. Маслов Н. Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. М., Автотрансиздат, 1961.

40. Мнацаканов Л. Н., Куперман В. Л., Кельми А. М. Опыт сооружения гидротехнических туннелей большого сечения. — «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.

41. Мостков В. М. Строительство подземных сооружений большого сечения. М., Госгортехиздат, 1963.

42. Мостков В. М., Воллер И. Л. Применение набрызгбетона при проведении горных выработок. М., «Недра», 1968.

43. Мюллер Х. Новый способ поддержания подземных горных выработок. — «Глюкауф», 1971, № 25.

44. Научные исследования, проектирование, строительство и эксплуатация гидротехнических туннелей и подземных гидроэлектростанций. Под ред. В. С. Эристова. М., 1970. («Труды института Гидропроект», сб. 18).

45. Подземные ядерные взрывы. М., Атомиздат, 1965. Авт.: Б. И. Нифонтов, Д. Д. Протопопов, И. Е. Ситников, А. В. Куликов.

46. Строительство подземных сооружений. М., «Недра», 1966. Авт.: Б. И. Нифонтов, В. В. Киреев, Е. М. Кисилевич, И. А. Вольфтруб, Я. Ф. Садкович, А. И. Голомолзин, А. А. Петренко.

47. Паурат Ф. Проходка туннелей комбайнами, обрабатывающими забой отдельными участками. — «Глюкауф», 1971, № 12.

48. Пашкин Е. М. Измерение давления горных пород в строительных туннелях Нурекской ГЭС. — «Гидротехническое строительство», 1966, № 10.

49. Пашкин Е. М. Роль трещиноватости и тектонических форм в образовании вывалов при проходке гидротехнических туннелей. — «Энергетическое строительство», 1970, № 8.

50. Покровский Н. М. Проектирование комплексов выработок подземных сооружений. М., «Недра», 1970.

51. Покровский Н. М. Сооружение и реконструкция горных выработок. Ч. I. М., Госгортехиздат, 1962.

52. Проектирование и сооружение гидротехнических туннелей и подземных ГЭС. Под общ. ред. В. С. Эристова. М., Госэнергоиздат, 1963.

53. Проходка туннеля с арочной крепью и выдвижными подхватами. — «Гражданское строительство», 1964, № 2.
54. Рац М. В., Чернышов С. Н. Трещиноватость и свойства трещиноватых горных пород. М., «Недра», 1970.
55. Ржевский В. В., Ямщиков В. С. Акустические методы исследования и контроля горных пород в массиве. М., «Недра», 1973.
56. Самойленко М. Н., Рудак М. Д., Королев И. М. Технико-экономическое сравнение различных видов крепи. — «Горный журнал», 1969, № 1.
57. Сапир И. Л., Семенов В. М. Гидроэлектростанция Черчилл-Фолс в Канаде. — «Гидротехническое строительство», 1971, № 12.
58. Сапунов А. А., Лев М. А., Меркин Р. Д. Машина БМ-68 для безопалубочного бетонирования горных выработок. — «Шахтное строительство», 1969, № 9.
59. Сатин Г. В., Степанов П. Д. Типизация паспортов буровзрывных работ при проходке туннелей Нурекской ГЭС. — «Энергетическое строительство», 1969, № 8.
60. Славин Б. Е. О горном давлении при сооружении тоннелей в трещиноватых скальных породах. — «Метрострой», 1966, № 3.
61. Соренсен К. Перспективы развития гидроаккумулирующих электростанций (ГАЭС). — «Гражданское строительство», 1969, № 3.
62. Справочник строителя транспортных тоннелей. Под общ. ред. П. А. Часовитина. М., «Транспорт», 1965.
63. Степанов П. Д., Кокорев В. И. Производство буровзрывных работ при проходке гидротехнических тоннелей в скальных породах. М., изд. Информэнерго, 1969.
64. Степанов П. Д., Фещенко А. А. Контурное взрывание при строительстве гидротехнических сооружений. М., изд. Информэнерго, 1969.
65. Талобр Ж. Механика горных пород. М., Госгортехиздат, 1960.
66. Турчанинов И. А., Панин В. И., Козырев А. А. Сравнительная оценка методов экспериментального определения размеров нарушенной зоны вокруг горных выработок в скальных породах. В сб.: «Анализ эффективности горных работ и процессов при эксплуатации рудных месторождений». М., «Недра», 1971.
67. Комплексная механизация подземных рудников цветной металлургии. М., «Недра», 1965. Авт.: И. В. Усевич, Я. Б. Кальницкий, М. Е. Гоник и др.
68. Хечиннов Ю. Е. Крепление скальных пород при проходке гидротехнических туннелей. М., изд. Информэнерго, 1970.
69. Чархалашвили Н. Д., Джигаури М. Г., Майсурадзе И. И. Опыт эксплуатации передвижной металлической опалубки при бетонировании верхней части деривационного туннеля Ингури ГЭС. — «Экспресс-информация», серия СГЭС, вып. 6. М., изд. Информэнерго, 1970.
70. Чуйков В. И. Гражданская оборона в ракетно-ядерной войне. М., Атомиздат, 1969.
71. Щетинин В. В. Крепление скальных пород напряженными анкерными тяжами. «Энергетическое строительство за рубежом», 1971, № 6.

72. Эрнстов В. С., Мазур А. М. Подземные работы и улучшение скальных оснований плотин. М. — Л., «Энергия», 1966.
73. Эрнстов В. С., Хечиннов Ю. Е., Юфин С. А. Влияние напряженного состояния скального массива на конструкции подземного здания ГЭС. — «Энергетическое строительство за рубежом», 1970, № 3.
74. Юрченко И. А. Применение энергетической теории к расчету параметров штанговой крепи. — «Горный журнал», 1970, № 10.
75. Юфин С. А. Применение метода конечных элементов для расчета напряженно деформируемого состояния конструкции гидротехнических подземных сооружений и окружающего скального массива. — «Энергетическое строительство за рубежом», 1972, № 3.
76. Agarwala R., Tandon G. Underground Power House of Chibro Supporting System of the Rock along cavity walls. — «Irrigation and Power», 1970, April.
77. Alberts C., Bäckström S. Instant Shotcrete Support in Rock Tunnels. — «Tunnels and Tunnelling», 1971, January.
78. Armstrong E. Development of Tunnelling Methods and Controls. «Journal of the Construction Division. Proceedings of ASCE», 1970, CO-2, October.
79. Barth S. Felsmechanische Probleme beim Entwurf der Kaverne des Pumpspeicherwerkes Waldeck II. — «Die Bautechnik», 1972, Heft 3.
80. Berger H. Das natürliche Gewölbe im Stollen- und Tunnelbau. — «Die Bautechnik», 1968, Heft 4.
81. Berger H. Der Tunnel Hölzern bei Weinsberg. — «Strasse. Brücke. Tunnel», 1972, Nr 6, 7, 8.
82. Berger W. Der Moderne Tunnel- und Stollenvortrieb. Berlin, 1970.
83. Bernold Method-Swiss Tunnel Lining System. — «Tunnels and Tunnelling», 1971, March.
84. Blind H. Excavating the Säckingen Cavern. — «Water Power», 1968, July.
85. Braun W. Urban Tunnels today. — «The Consulting Engineer», 1971, March.
86. Computer-Berechnung Bohrlochanordnung und Sprengstoffmengen im Streckenvortrieb. — «Glückauf», 1970, Nr 26.
87. Corps Tunnel is Shotcrete Lined. — «Western Construction», 1971, February.
88. Die grösste selbstfahrende Bohrmaschine der Welt am Gothard. — «Motorlastwagen», 1970, 15 Dezember.
89. Ditsch K. Schalungen für den Tunnelbau. — «Tiefbau», 1971, Nr 3.
90. Gehring K. Bericht über die Advisory Conference on Tunnelling in Washington on 22—26 June 1970. — «Montan-Rundschau», 1970, Nr 11.
91. Gimm W., Förster W. Geomechanische Probleme beim Bau von Kavernenkraftwerken und Druckstollen. — «Bergakademie», 1969, Heft 4.
92. Herbeck H. Über die Herstellung großer Felshohlräume im Wasserkraftwerks- und Straßentunnelbau. — «Berg- und Hüttenmännische Monatshefte», 1967, Nr 12.

93. Herrmann H. Planung und Durchführung von Tunnelarbeiten in großen Profielen. — «Schweizerische Bauzeitung», 1964, Heft 50.
94. J ä k e l W., Berner J. Möglichkeiten zur Verbesserung der Bohrgenauigkeit. — «Glückauf», 1971, Nr 6.
95. Isaksson G., Nilsson T., Sjöstrand B. Pumped—Storage Power Plants with Underground Lower Reservoir. — «World Power Conference», Moscow, 1968, Paper 160 C₂.
96. Kastner H. Statik des Tunnels- und Stollenbaues auf der Grundlage geomechanischer Erkenntnisse. Berlin, 1962.
97. Lauffer H. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. — «Geologie und Bauwesen», 1958, Heft 1.
98. Lombardi G. Der Einfluss der Felseigenschaften auf Stabilität von Hohlräumen. — «Schweizerische Bauzeitung», 1969, January, 16.
99. Lüthi H., Frankhauser H. Beitrag zur Entwicklung von Kavernenbauten. — «Wasser- und Energiewirtschaft», 1967, Nr 8—9.
100. Maidl B. Die Berechnung von Abschlagstiefe Bohrlochzahl und Bohrzeit im Tunnelbau. — «Schweizerische Bauzeitung», 1972, Heft 7.
101. Minners winning battle at Straight Creek Tunnel. — «Engineering News Record», 1971, April, 22.
102. Moderne Stollen- und Tunnelbautechnik. — «Glausthal», 1968.
103. Mostkow W., Belkin M., Günter G. Probleme der Stand-sicherheit und des Ausbaus großer unterirdischer Hohlräume. — «Freiberger Forschungshefte», 1973, A 520.
104. Müller K. Einsatzmöglichkeiten von Kiruna-Trucks im Tunnelbau. — «Bergakademie», 1970, August.
105. Oberti L. Duvall W. Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. N. Y., 1967.
106. Peck R. Advantages and limitations of the Observational Method. — «Applied Soil Mechanics Geotechnique», 1969, No 2.
107. Petzny H. Über die Stabilität von Felshängen. — «Felsmechanik und Ingenieurgeologie», 1967, Suppl. III.
108. Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics. Beograd, 1970.
109. Rabczewicz L. The New Austrian Tunnelling Methods. — «Water Power», 1965, January.
110. Rabczewicz L., Gosler J., Hackl E. Die Bedeutung der Messung in Hohlraumbau. «Der Bauingenieur», 1972, Heft 8.
111. Rock Tunnelling in Norwegian Hydro-Electric Project. — «International Constr.», 1969, Nr 8.
112. Schlinder G. Praktische Hinweise für die Erstellung von Parkhäusern. — «Schweizerische Bauzeitung», 1970, Heft 46.
113. Slidin Work Floor Speed Wet Tunnel. — «Construction Methods and Equipment», 1967, April.
114. Spang J. Gebirgsdruck beim bergmännischen Tunnel- und Stollenbau. — «Strasse. Brücke. Tunnel», 1970, Nr 6, 7, 1971, Nr 5.
115. Standfestigkeit von Felsböschungen und Untertagebauten. — «Felsmechanik», Wien, 1970, Suppl. I.

116. Стрaшмиров А. Нови видове крeжежи в тунелното строителство. София, 1962.
117. Terzaghi K. Measurment of Stresses in Rock. — «Geotechnique», 1962, June.
118. The Hongrin — Lem an Development. — «Water Power», 1970, July, August.
119. Underground Tunnel on Porvoo Water Circuit. — «Construction News», 1971, March 25.
120. Vollmechanischer Tunnelbau. — «Fördern und Heben», 1971, Nr 12.
121. West Virginia tunnels drilled through with fast and mobil crews. — «Contractors and Engineers Magazine», 1972, March.

Оглавление

Предисловие	3
Глава I. Современный уровень подземного строительства	5
§ 1. Общие сведения	5
§ 2. Подземные сооружения большого сечения (область применения)	14
Глава II. Конструкции выработок большого сечения	32
§ 3. Давление скальных пород на подземные конструкции	32
§ 4. Типы крепи	49
§ 5. Конструкции крепи из предварительно-напряженных анкеров	61
§ 6. Расчет анкерной и набрызгбетонной крепи	70
§ 7. Пути облегчения подземных конструкций	82
Глава III. Исследование работы подземных конструкций и окружающего массива	98
§ 8. Модельные исследования методом фотоупругости и на эквивалентных материалах	100
§ 9. Пример комплексного модельного исследования устойчивости и крепления крушной подземной камеры	114
§ 10. Натурные исследования	129
Глава IV. Способы проходки крупных подземных выработок	150
§ 11. Способ сплошного забоя	151
§ 12. Уступный способ	165
§ 13. Способ опертого свода	178
§ 14. Способ опорного ядра	184
§ 15. Механизированные и специальные способы	191
§ 16. Выбор способов проходки	202
Глава V. Параметры и технология подземных работ	207
§ 17. Буровзрывные работы	207
§ 18. Погрузочно-транспортные работы	225
§ 19. Параметры цикла проходческих работ	235
§ 20. Параметры цикла бетонных работ	246

Глава VI. Комплексная механизация подземных работ	253
§ 21. Схемы комплексной механизации проходческих работ	253
§ 22. Схемы комплексной механизации бетонных работ	265
§ 23. Совершенствование механизации подземных работ	270
Глава VII. Организация подземных работ	281
§ 24. Выбор числа забоев	281
§ 25. Пример расчета организации и технологии подземных работ	289
§ 26. Система управления производством подземных работ	296
§ 27. Автоматизированная система проектирования организации и производства подземных работ (основные положения)	302
Список литературы	312

Владимир Михайлович Мостков

ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ БОЛЬШОГО СЕЧЕНИЯ

Редактор издательства Э. Е. Ненаглядова
Художник В. М. Лукьянов
Художественный редактор О. Н. Зайцева
Технический редактор В. Л. Прозоровская
Корректор В. П. Крымова

Сдано в набор 17/X 1973 г. Подписано в печать 22/III 1974 г. Т-04676.
Формат 60 × 90^{1/16}. Бумага № 1. Печ. л. 20. Уч.-изд. л. 21,86. Тираж 2800 экз.
Заказ № 609/4424-9. Цена 1 р. 43 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19.

Ленинградская типография № 6 «Союзполиграфпрома»
при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательства, полиграфии
и книжной торговли. 196006, г. Ленинград, Московский пр., 91.

525567

KP-3

AK - 7

14

30534