

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**

**Факультет транспортных коммуникаций
Кафедра “Мосты и тоннели”**

**ПРОЕКТОВАНИЕ ТОННЕЛЕЙ,
СООРУЖАЕМЫХ ГОРНЫМ СПОСОБОМ**

Учебно-методическое пособие
по Курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности 1-70 03 02
“Мосты транспортные тоннели и метрополитены”

Минск 2005

УДК 624.19 (07)

Учебно-методическое пособие разработано в соответствии с программой дисциплины “Тоннели и подземные сооружения” с учетом новых нормативных документов и современного опыта проектирования и строительства горных транспортных тоннелей. В нем изложены основные принципы трассирования участка транспортной линии и проектирования конструкций железнодорожных и автодорожных тоннелей.

Учебно-методическое пособие рассмотрено и утверждено к печати на заседании кафедры “Мосты и тоннели” БНТУ.

Составили: Г.П. Пастушков, В.А. Кузьмицкий, В.Г. Пастушков, В.Ю. Оляк,
Д.В. Кузьмицкий./ Под.ред. Г.П. Пастушкова.

Рецензенты:

Чеканов Валерий Владимирович, директор открытого акционерного общества «Минскметропроект»;

Пецольд Тимофей Максимович, заведующий кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции» БНТУ, доктор технических наук, профессор.

Белорусский национальный
технический университет
2004 г.

СОДЕРЖАНИЕ

Общие положения	4
1 Проектирование плана и продольного профиля	5
2 Проектирование тоннельных конструкций	14
2.1 Основные положения по проектированию обделок	14
2.2 Габариты	15
2.3 Материалы тоннельных конструкций	18
2.4 Конструктивные формы тоннельных обделок	18
2.5 Защита тоннелей от подземных вод	30
2.6 Конструирование обделки	34
2.7 Верхнее строение пути и проезжая часть	40
3 Ниши, камеры и другие обустройства безопасности	40
4. Порталы транспортных тоннелей	42
5. Расчет тоннельных обделок на заданные нагрузки	46
5.1. Общие положения	46
5.2 Определение нагрузок	48
5.2.1 Горное давление на обделки, сооружаемые подземным способом	48
5.2.2 Гидростатическое давление	51
5.2.3 Нагрузка от собственного веса конструкции	52
5.2.4 Определение расчетных значений нагрузок	52
5.3 Схема нагрузок	54
5.4 Расчетная схема и основная система	54
5.5 Определение перемещений основной системы	58
Рекомендуемая литература	70
Приложение 1	71
Приложение 2	79
Приложение 3	83
Приложение 4	88
Приложение 5	93
Приложение 6	94

Общие положения

Цель настоящего учебно-методического пособия — оказать помощь студентам в выполнении курсовых и дипломных проектов железнодорожных и автодорожных тоннелей, сооружаемых горным способом.

Для выполнения проекта студентам выдается задание, составленное руководителем проектирования, в котором указывается тема проекта и необходимые для проектирования исходные данные: вариант плана местности, инженерно-геологические условия на трассе тоннеля, категория транспортной линии, руководящий уклон и др. Задание может выдаваться в виде шифра, пример которого приведен в приложении 1. Варианты плана местности приведены на рис. 1, 2 и 3 приложения 1. Возможные типы горных пород и их основные геотехнические характеристики приведены в табл. 1 приложения 1.

Выполнению проекта должно предшествовать изучение основной литературы (см. «Рекомендуемая литература») и дополнительной по указанию руководителя. При выполнении проекта следует критически анализировать известные технические решения и творчески применять их для заданных условий строительства тоннеля, руководствуясь рекомендациями нормативных документов.

Представляются студентами к защите проектные материалы в виде: графической части (чертежей) и расчетно-пояснительной записки. Содержание представляемых к защите материалов курсового проекта изложено в приложении 1.

1 Проектирование плана и продольного профиля

Задачей проектирования плана и продольного профиля (трассирования) является соединение заданных точек пути сообщения А и В, расположенных по обе стороны от водораздела, линией наименьшей длины с уклонами не превышающими допустимых и возможно меньшей длине тоннеля.

Трассирование выполняется по плану тоннельного пересечения в горизонталях, где указаны исходные пункты А и В участка линия и отметка одного из них (напр. пункта А). Прежде всего на этом плане необходимо нанести отметки горизонталей, используя заданную отметку пункта А и заданный шаг сечения горизонталей (рис. 1.1).

Наименьшая длина проектируемого участка трассы может быть получена, если использовать предельно допустимые уклоны продольного профиля.

Трассирование участка железнодорожной линии начинают с пункта, имеющего понижение отметку, сначала по склону с подъемом на высоту перевала напряженным ходом и выполняют на плане “раствором циркуля”, величина которого определяется по формуле

$$a_n = \frac{h}{i_p - i_{\text{эк}}} M \cdot 10^5 \text{ см} , \quad (1.1)$$

где h — интервал сечения горизонталями, м; i_p — руководящий уклон железнодорожной линии, ‰ (величину руководящего уклона i_p можно принимать не превышающей для железных дорог I категории 18‰; II - 20‰; III - 30‰; IV - 40‰) [5];

$i_{\text{эк}}$ — смягчение руководящего уклона, учитывающее дополнительное сопротивление движению поезда на кривых, ‰ (для горной местности принимают ориентировочно $i_{\text{эк}} = 0,5 — 1,0$ ‰);

M — масштаб плана местности (напр.: для масштаба 1: 50000 в расчет вводят

$$M = \frac{1}{50000}).$$

Развитие трассы напряженным ходом по склону производится до той точки, где возможности трассирования по склону исчерпаны, т.е. дальнейший подъем не уменьшает расстояния между одноименными горизонталями, расположенными по обе стороны перевала. В этой точке (точка С рис. 1.1) трасса направляется перпендикулярно к водоразделу и переходит в тоннельный участок. На противоположной стороне перевала необходимо установить вторую характерную точку D. Для этого предварительно назначается продольный профиль тоннеля.

В зависимости от протяженности перевала и характера рельефа местности тоннель может быть двускатным или односкатным. В случае двускатного тоннеля можно принять отметки точек С и D одинаковыми и продольный уклон тоннеля

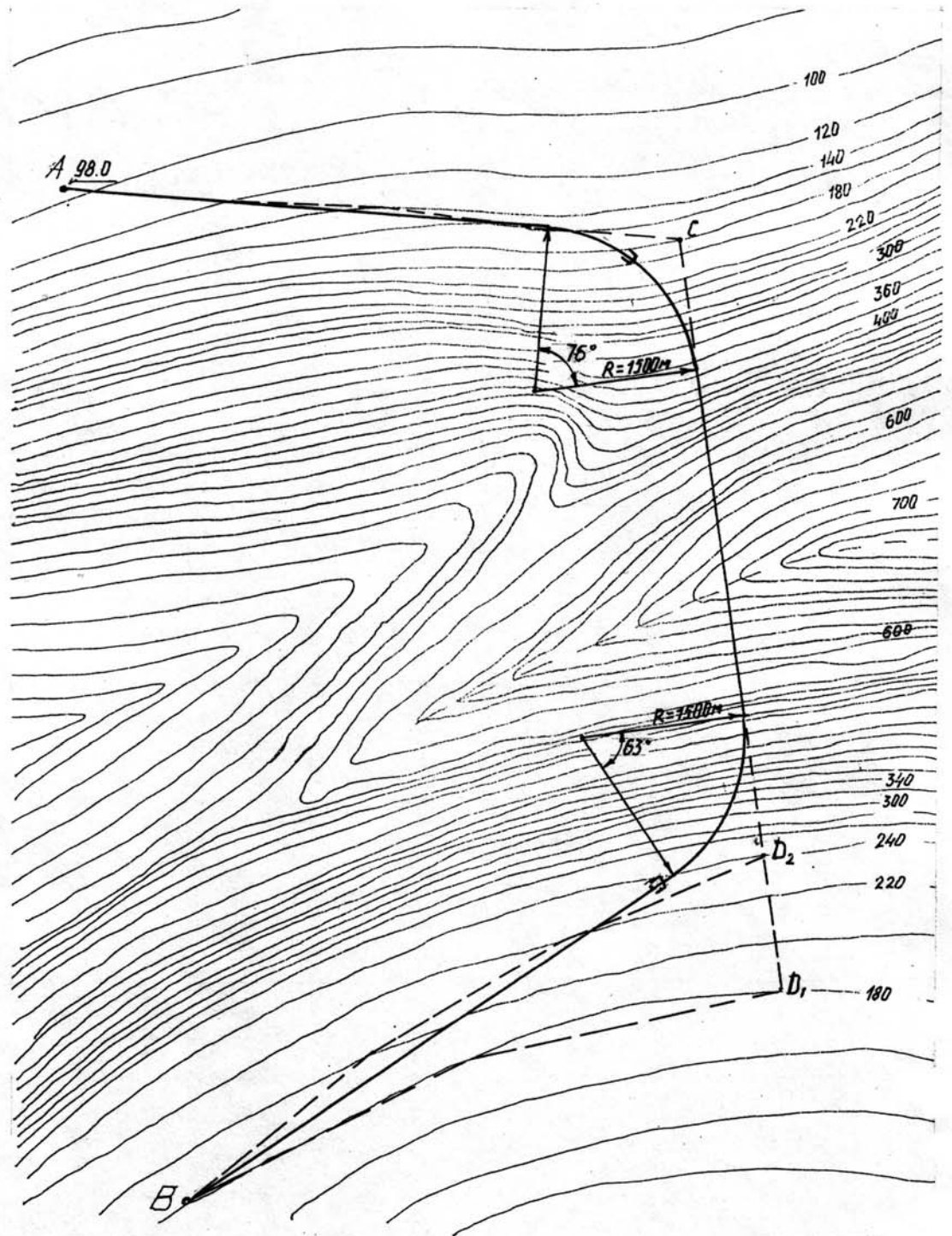


Рис. 1.1. Трассирование по плану местности:
 масштаб 1:50000; сечение горизонтали через 20 м;
 ---- линия нулевых работ; ——— принятая трасса

на подъеме минимальным. При односкатном тоннеле точка D располагается выше точки C, а продольный уклон в тоннеле ориентировочно определяется по формуле

$$i_T = m i_p - i_{\text{эк}} \text{ ‰} , \quad (1.2)$$

где m — коэффициент смягчения уклона в тоннеле и на подходах в связи с уменьшением коэффициента сцепления в тоннеле, а следовательно и силы тяги локомотива. Значение m зависит от длины тоннеля и принимается по табл. 6 приложения 2; величины i_p и $i_{\text{эк}}$ соответствуют принятым в формуле (1.1).

Зная разность отметок точки D, соответствующей началу спуска со стороны вольного хода, и точки B, а также примерное расстояние между ними (с учетом отклонения от прямолинейного направления), можно найти раствор циркуля для стороны вольного хода и протрассировать ломаную (или прямую) DB.

Полученная ломаная линия ACDB является линией нулевых работ и ее заменяют плавной линией трассы, состоящей из прямых и кривых участков. Плавная линия не должна значительно отклоняться от линии нулевых работ. Целесообразно, чтобы выемки чередовались с насыпями, что позволит рационально использовать грунт выемок.

Радиусы кривых рекомендуется назначать стандартными в зависимости от категории линии и местных условий в соответствии с табл. 4 приложения 2. Стандартные радиусы кривых равны 4000, 3000, 2500, 2000, 1800, 1500, 1200, 1000, 800, 700, 600, 500, 400, 350, 250 метров [5].

Прямые и кривые участки пути сопрягаются переходными кривыми. В случае близкого расположения двух круговых кривых (рис. 1.2, а) необходимо, чтобы расстояние между тангенсами смежных кривых было не менее двух половин переходных кривых и прямой вставки длиной не менее 150 м на линии I категории и 100 м на линиях II - IV категорий.

После этого приступают к проектированию продольного профиля трассы между точками A и B, высотное положение которых уже определено. Основой для построения проектной линии продольного профиля служит намеченный план трассы с данными об углах поворота, радиусах и длинах кривых, а также вычерченный вертикальный геологический разрез вдоль плавной линии трассы (рис.1.3). Вертикальный и горизонтальный масштабы геологического разреза обычно принимают разными.

Продольный профиль трассы следует проектировать из элементов постоянного уклона длиной не менее половины расчетной длины поезда при алгебраической разности уклонов смежных элементов, не превышающих величин, указанных в табл.7 приложения 2.

На прямых в плане участках линии по склону уклон продольного профиля может быть принят не более i_p (или равным i_p), а уклон участков этой линии, расположенных на кривых смягчается на величину $i_{\text{эк}}$, определяемую в

зависимости от соотношения длин кривой K и расчетного поезда l_n . Длина кривой K , м, может быть определена по формуле

$$K = R\omega, \quad (1.3)$$

где R - радиус кривой, м;

ω - величина угла поворота, рад., сопрягаемых прямолинейных участков линии.

Расчетная длина поезда l_n обычно принимается равной полезной длине приемо-отправочных путей станции, которая для курсового проектирования может быть принята равной: при $i_p \leq 8 \text{ ‰}$ — 1250 м; при $8 \text{ ‰} < i_p \leq 12 \text{ ‰}$ 1050— м; при $i_p > 12 \text{ ‰}$ — 850 м.

Возможны три случая соотношения длин K и l_n при определении величины $i_{\text{ЭК}}$:

1. В пределах элемента профиля расположена одна кривая длиной $K \geq l_n$, тогда

$$i_{\text{ЭК}} = \frac{700}{R} \text{ ‰}; \quad (1.4)$$

2. В пределах элемента профиля располагается одна кривая длиной $K < l_n$, тогда

$$i_{\text{ЭК}} = 12.2 \times \alpha^\circ / l_n \text{ ‰}; \quad (1.5)$$

3. В пределах элемента профиля располагается несколько кривых небольшой длины, тогда

$$i_{\text{ЭК}} = 12.2 \times \sum \alpha^\circ / l_n \text{ ‰}, \quad (1.6)$$

здесь α и $\Sigma\alpha$ - соответственно угол поворота кривой или сумма углов поворота кривых, град., располагающихся под поездом.

Проектирование продольного профиля ведут со стороны напряженного хода. Перед входом в железнодорожный тоннель, имеющий длину более 300 м, со стороны подъема необходимо дополнительное смягчение уклона на длине l_n . Смягченный уклон определяется по формуле (1.2), в которой значение $i_{\text{ЭК}}$ вычисляется по формулам (1.4 - 1.6). При этом необходимо приблизительно наметить, какая часть кривой попадает на подходной элемент профиля и определить соответствующий ей угол α° .

На прямых участках подхода значение $i_{\text{ЭК}} = 0$.

Место расположения портала назначается с использованием шаблона вырезанного из плотной бумаги в масштабах продольного профиля (рис. 1.2, б). Глубина предпортальной выемки $h_{\text{п}}$ (рис. 1.2, б) принимается: для глинистых грунтов не более 12-15 м, для скальных—не более 20-30 м.

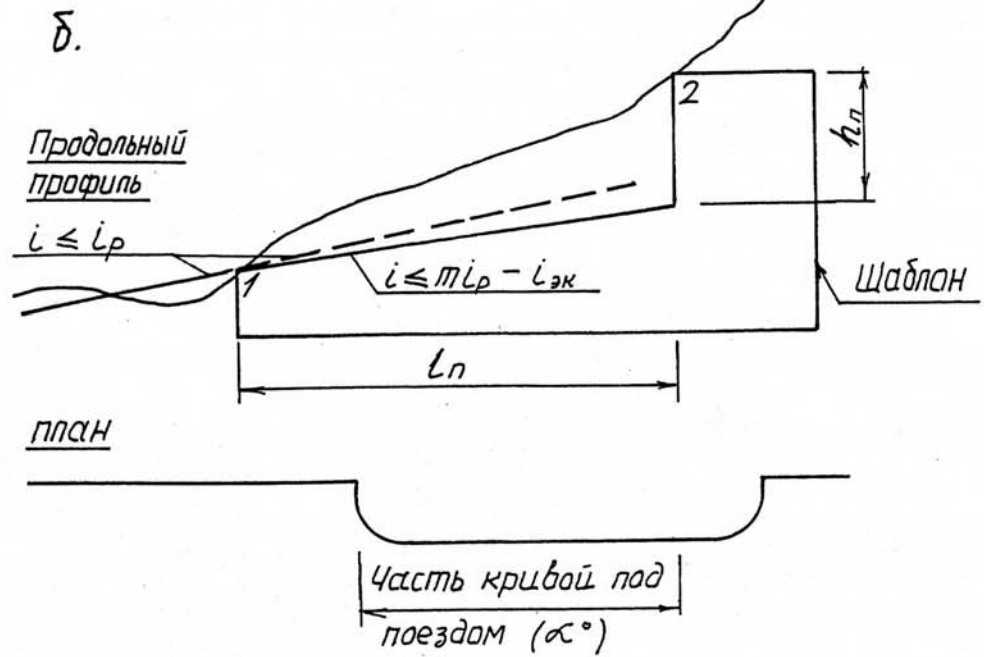
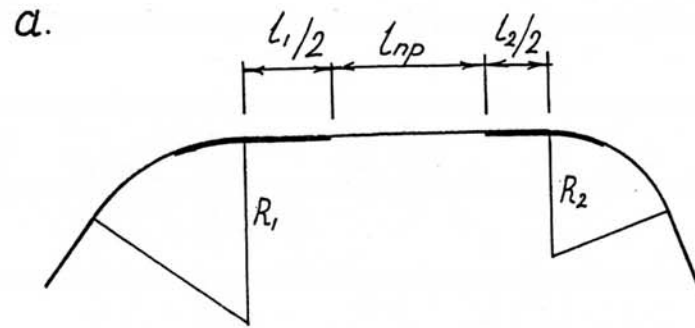


Рис. 1.2. Проектирование участков железнодорожных линий:
 а – сопряжение круговых кривых;
 б – проектирование подходов к тоннелю

Перемещая шаблон в вертикальном направлении до совмещения точки 1 с проектной линией предыдущего элемента профиля и точки 2 с поверхностью рельефа, получают предпортальную выемку. После этого можно уточнить протяжение кривой на подходном элементе, исправить смягчающий уклон и положение портала.

Положение портала со стороны вольного хода в случае двускатного продольного профиля может быть принято на той же отметке, что и со стороны напряженного хода. В этом случае уклоны профиля в тоннеле назначаются ($i_m=3\%$) из условия стока воды от середины тоннеля к порталам.

В случае односкатного профиля уклон в тоннеле i_m не должен превышать величины $i_{pt} - i_{эк}$. При этом необходимо обеспечить отвод воды из верхней предпортальной выемки в сторону вольного хода, приняв уклон вводимого переходного участка равный 3% [1].

Во избежание недопустимой алгебраической разности уклонов в месте перелома продольного профиля в тоннеле необходимо предусмотреть разделительную площадку.

Проектирование плана и продольного профиля автодорожного тоннеля ведется так же, как и железнодорожного с учетом следующих особенностей:

- минимальный радиус кривых в тоннеле ограничивается величинами, указанными в табл. 5 приложения 2, и зависит от расчетной скорости движения;
- в тоннелях и на подходах к ним не предусматривается смягчение уклона на кривых;
- продольный уклон в тоннеле принимается в пределах от 3 ‰ до 40 ‰;
- тоннели длиной до 300 м проектируют односкатными.

Пример трассирования железнодорожной линии между точками А и В по плану местности в горизонталях, приведенному на рис. 1.1. Масштаб плана местности 1:50000, сечение горизонталей через 20 м ($h = 20$ м) отметка точки А линии задана равной 98.00 м. Железнодорожная линия II – категории.

Трассирование начинается с пониженной точки А (отметка 98.00). Шаг напряженного хода a_n (раствор циркуля) определяется по формуле (1.1)

$$a_n = \frac{h}{i_p - i_{эк}} M \times 10^5 = \frac{20}{15 - 0,5} \frac{1 \times 10^5}{50000} = 2,75 \text{ см}$$

Здесь $h = 20$ м; руководящий уклон i_p принят равным 15 ‰; смягчение уклона на возможных кривых принимаем $i_{эк} = 0,5$ ‰; $M = 1/50000$.

При подъеме по склону раствором циркуля $a_n = 2,75$ см выявилась точка С, расположенная на отметке 180. Продление участка напряженного хода за пределы точки С не сокращает длины тоннельного участка, а лишь приводит к удлинению линии. Поэтому принимается трасса с поворотом на тоннельный участок в точке

С. Поскольку конечная точка В трассирования имеет отметку 180.00, то возможны два варианта продольного профиля тоннеля:

вариант I – продольный профиль тоннеля двускатный (точки поворота D_1), с вольным ходом вдоль склона с минимально допустимым уклоном ($i=3\text{‰}$);

вариант II- продольный профиль тоннеля односкатный с поворотом линии в точке D_2 .

Для обоснования отметки точки D_2 определяется предварительный продольный уклон в тоннеле по формуле (1.2), в которой коэффициент смягчения уклона m принимается равным 0.75, как для тоннеля длиной более 3 км (табл.6 приложения 2). Эквивалентный уклон может быть принят равным $i_{\text{эк}}=0.6\text{‰}$.

Предварительный продольный уклон в тоннеле:

$$i_T=15 \cdot 0.75 - 0.6 = 10.6 \text{ ‰}.$$

С учетом подъема профиля на ориентировочной длине тоннеля ($L_{T.0}=5700\text{м}$) отметка точки D_2 будет :

$$180 + 5700 \cdot 0.0106 = 240.42\text{м} \approx 240.00\text{м}.$$

Принимается расположение точки D_2 на пересечении оси тоннеля с горизонталью равной 240,00м.

По плану расстояние между точками В и D_2 равно 6200 м, разность отметок этих точек составляет 60 м. Средний уклон вольного хода $i = 60/6200 = 0.0097$ или 9.7‰.

Шаг вольного хода:

$$a_g = \frac{20 \times 10^3}{9.7 \times 50000} = 4.10\text{см}.$$

Проектирование плана плавной линии и продольного профиля окончательной трассы. В пределах напряженного хода ломаной линии трассы углы поворота прямолинейных участков не более 6 – 7°, поэтому целесообразно линию трассы на этом участке спрямить, приближая объем выемки грунта к объему насыпи. Участок $D_2В$ линии также спрямляется. Сопряжение линейных участков, примыкающих к точкам С и D_2 осуществляется кривыми радиусом $R=1500$ м. Угол поворота кривой в т. С равен $\alpha_c=76^\circ$, в т. D_2 – равен $\alpha_d=63^\circ$.

После этого вычерчивается вертикальный геологический разрез вдоль плавной линии трассы (рис.1.3).

Уточненный продольный уклон трассы на открытом участке напряженного хода линии соответствует принятой величине руководящего уклона $i_p=15\text{‰}$, как для прямолинейного участка.

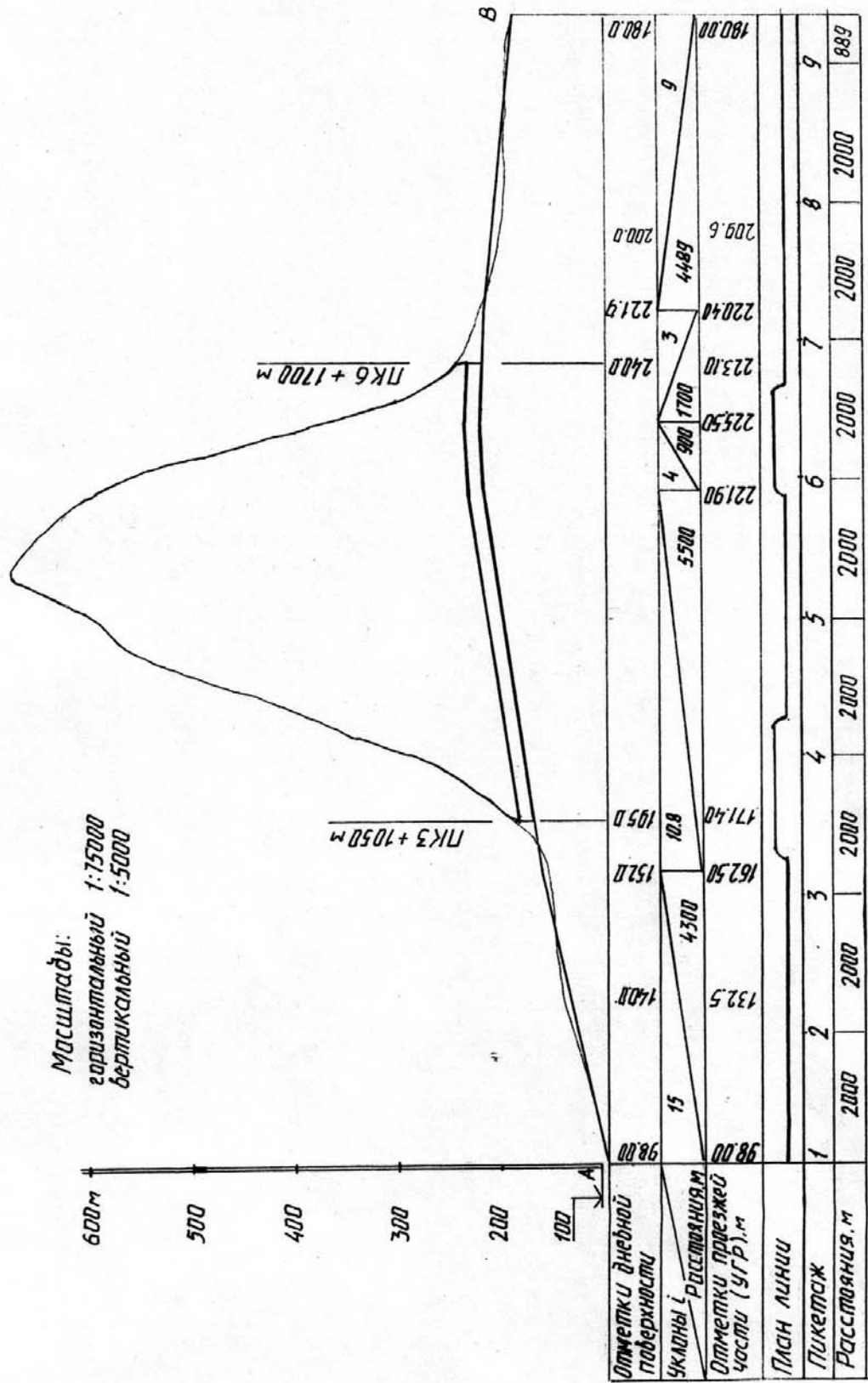


Рис. 13. Продольный профиль участка линии.

Место расположения портала определяется с помощью шаблона (рис.1.2,б), имеющего принятую глубину предпортальной выемки ($h_n=23$ м) и смягченный уклон профиля на подходном участке длиной l_n и в тоннеле. Смягченный уклон i_T равен

$$i_T = m \cdot i_p - i_{\text{эк}}$$

где $m=0.75$ для тоннеля длиной более 3 км.

Для определения величины $i_{\text{эк}}$ сначала вычисляется длина кривой K при $R=1500$ м и $\alpha_c=76^\circ$ по формуле (1.3)

$$K = R \cdot \omega = 1500 \cdot 1/326 = 1989 \text{ м} > 850 = l_n$$

Поэтому по (1.4)

$$i_{\text{эк}} = 700/1500 = 0.47\text{‰}$$

Таким образом

$$i_T = 0.75 \cdot 15 - 0.47 = 10.8\text{‰}.$$

У портала со стороны вольного хода вводится переходной участок длиной 900 м с уклоном $i_T = 4\text{‰}$, а затем принимается уклон $i_T = 3\text{‰}$ вольного хода на длине 1700 метров. Отметка профиля на конечной точке этого участка будет $98.00 + 4300 \cdot 0.015 + 5500 \cdot 0.0108 + 900 \cdot 0.004 - 1700 \cdot 0.003 = 220.4$ м.

Продольный профиль на остальном участке линии вольного хода оказывается равными

$$i_{\text{в.х.}} = (220.4 - 180) / 4489 = 0.008999 \approx 0.009 = 9\text{‰}.$$

Место расположения портала со стороны вольного хода устанавливается вторым шаблоном с соответствующими параметрами ($h_n = 16.9$ м; $i_T = 3\text{‰}$).

Общая длина тоннеля $i_T = 6600$ м.

Продольный профиль участка линии АВ графически оформляется в соответствии с представленном на рис. 1.3.

2 Проектирование тоннельных конструкций

2.1 Основные положения по проектированию обделок

Тоннельная обделка - конструкция, предназначенная для постоянного закрепления контура тоннельной выработки (стабилизации деформаций контура), восприятия горного давления и предотвращения неорганизованного проникновения в тоннель подземных вод, а также для защиты примыкающего к тоннелю грунтового массива от выветривания. Обделки должны удовлетворять эксплуатационным, строительным и экономическим требованиям.

Эксплуатационные требования выражаются в необходимости соблюдения габаритных размеров внутреннего очертания тоннеля, чтобы за пределами габарита приближения строения разместились осветительное, регулировочное, сигнальное оборудование; а также вентиляционные каналы и водоотводные устройства; инженерные конструкции и т.д. Используемые строительные материалы должны обеспечить долговечность эксплуатации тоннелей.

Строительные требования определяются технологичностью возведения обделки в разнообразных инженерно-геологических условиях, а также соображениями целесообразности формы поперечного сечения с точки зрения рациональной статической работы обделки. С этой целью внутреннее очертание и размеры монолитной обделки целесообразно сохранять неизменным по всей длине тоннеля, чтобы не менять горно-проходческое оборудование и комплект опалубки. Однако, на участках резкого изменения устойчивости пород (участках тектонических нарушений) приходится изменять форму поперечного сечения и технологию ведения горно-проходческих работ. Целесообразна стандартизация поперечных сечений железнодорожных и автодорожных тоннелей. Необходимо предусматривать мероприятия для исключения проникновения подземных вод в тоннели, особенно агрессивных, вызывающих разрушение самого материала конструкции.

Экономические требования учитываются при выборе формы и размеров поперечного сечения тоннельной выработки, материала обделки и технологии строительства тоннеля. Необходимо, чтобы площадь пространства между габаритом приближения строения и внутренним контуром обделки была минимальной, однако обеспечивала возможность расположения в нем эксплуатационных обустройств. При выборе конструктивно-технологических решений необходимо стремиться к тому, чтобы площадь сечения выработки и расход материалов на устройство обделки были минимальными. В связи с этим весьма экономичными являются многослойные конструкции обделок с применением набрызгбетона.

2.2 Габариты

Основой для построения внутреннего очертания тоннельной обделки является габарит приближения строений. Для железнодорожных горных тоннелей используется габарит С по ГОСТ 9238-83 [8], принятый как основной на сети дорог колеи 1520 мм (рис. 2.1). Размеры габарита С установлены с учетом размещения внутри него габарита подвижного состава и конструкции подвески контактного провода с несущим тросом. В скобках указаны соответствующие размеры для конструкции подвески без несущего троса.

На кривых участках пути габарит приближения строений однопутных тоннелей должен быть увеличен с учетом выноса концов и середины стандартного вагона с базой 17 м и длиной кузова 24 м от оси пути и его наклона, обусловленного возвышением h наружного рельса. Величина возвышения зависит от скорости движения, допускаемой на кривой данного радиуса,

$$h = \frac{12.5V_{cp}^2}{R} K, \text{ мм,}$$

где V_{cp} — средневзвешенная скорость в месте расположения кривой, км/ч;

R — радиус круговой кривой, км;

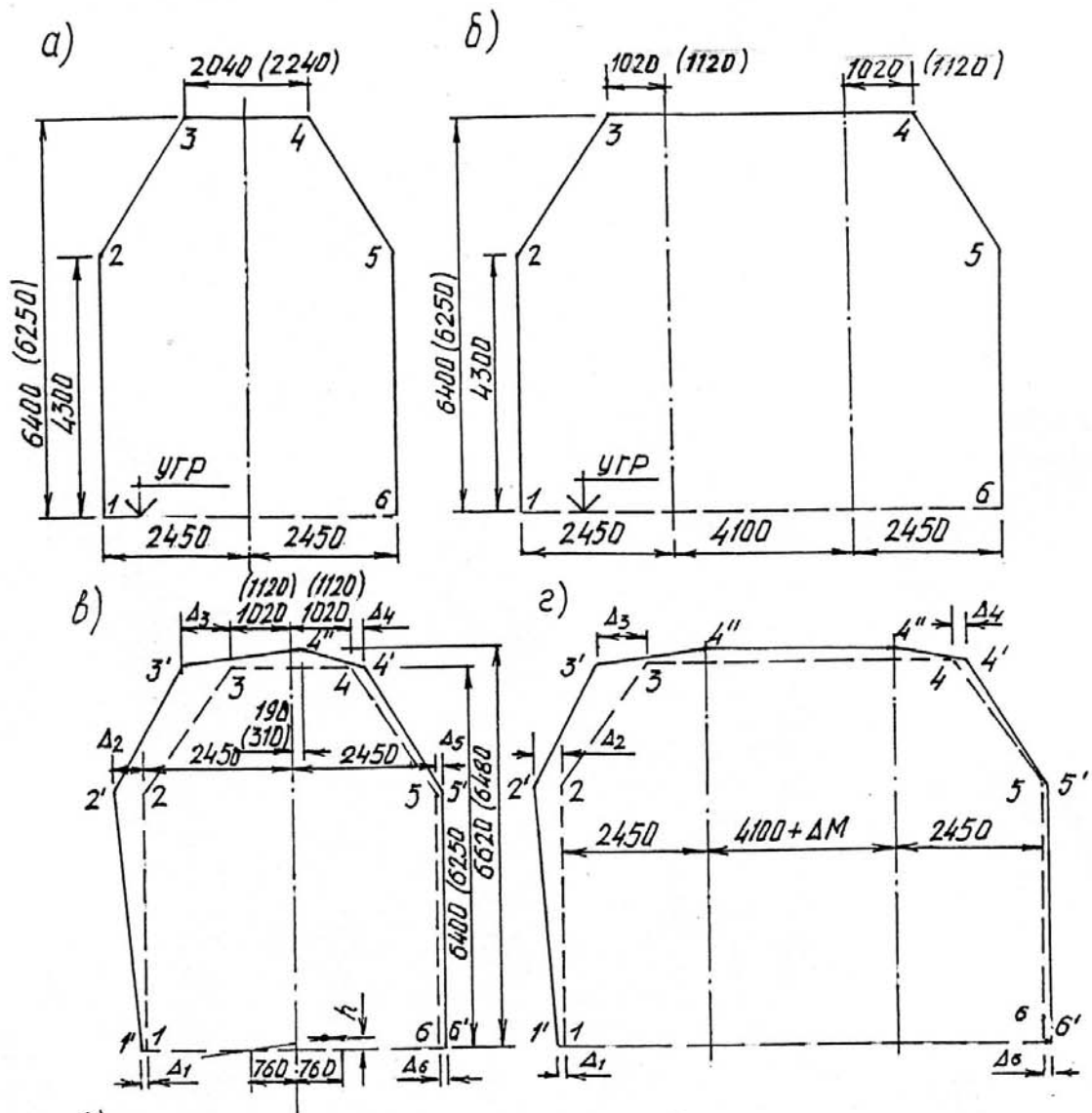
K — коэффициент учета смещения центра тяжести вагона, принимается равным 1,2.

Угловые точки 1 - 6 габарита на кривых смещаются наружу от оси пути в положение 1' - 6' (рис. 2.1, в). Кроме того, на контуре увеличенного габарита возникает дополнительная точка 4'', координаты которой указаны на рис. 2.1, в. Смещение точек Δ_i ($i = 1, 2, 3, 4, 5$ и 6) для кривых радиусов от 200 м до 1500 м приведены в табл. (рис. 2.1, д).

Для двухпутных тоннелей на кривой габарит приближения строений получается уширением габаритов однопутных тоннелей и увеличением междупутья в зависимости от соотношения возвышений наружных рельсов внешнего и внутреннего путей. Для наиболее неблагоприятного случая возвышения наружного рельса внешнего пути и отсутствия возвышения наружного рельса внутреннего пути уширение междупутья M приведено в табл. рис. 2.1, е.

Автомобильные тоннели должны удовлетворять габариту приближения строений по ГОСТ 24451-80 [9] показанному на рис. 2.2. Внутреннее очертание тоннеля следует по возможности приближать к габариту, оставляя зазор в характерных точках габарита равным 100-150 мм.

В зависимости от категории дороги и длины тоннеля ширина проезжей части Γ для двухполосного движения принимается по данным рис. 2.2.



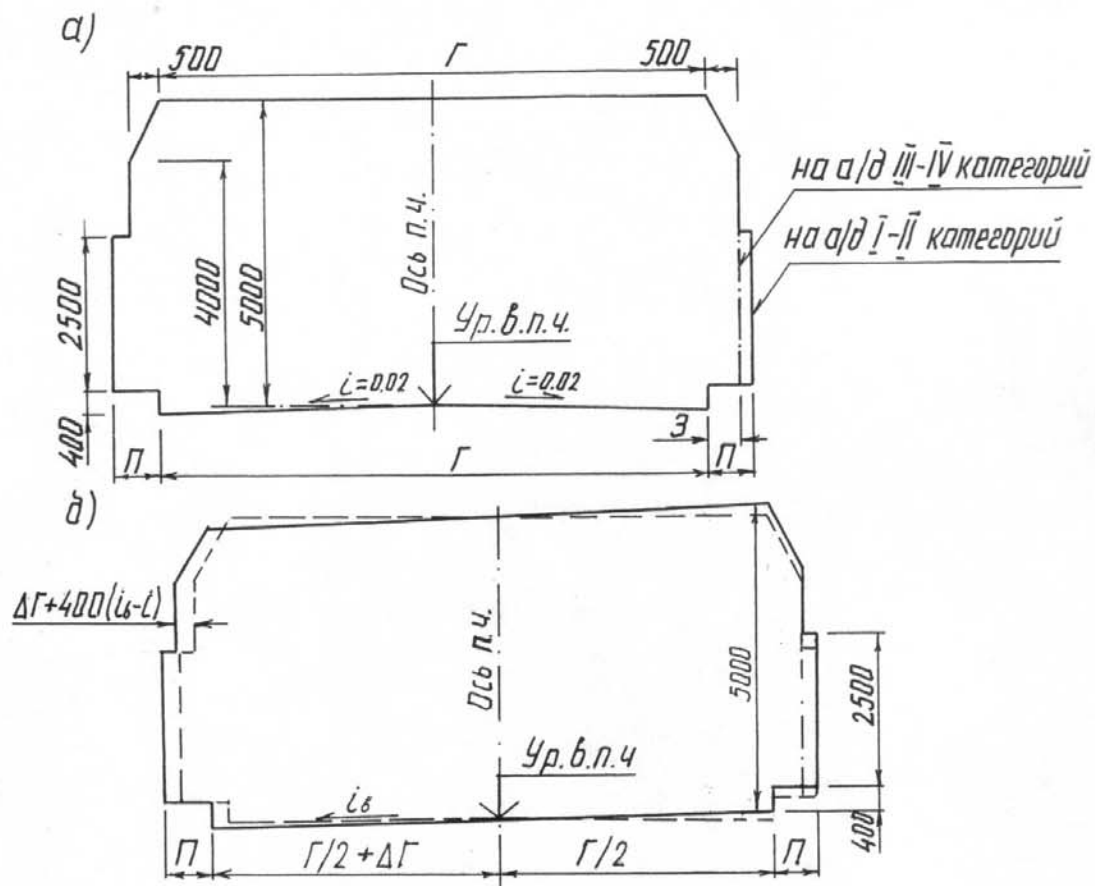
д) смещение точек габарита С на кривых

R, м	Δ_1	Δ_2	Δ_3	Δ_4	Δ_5	Δ_6
200-1500	60	470	810	170	60	60

е) Уширение междупутья ΔM на кривых

R, м	1500	1000	800	700	600	500	400	350
ΔM , мм	580	600	630	650	680	680	710	740

Рис. 2.1. Габарит С (приближения строений) железнодорожных тоннелей по ГОСТ 9238-83 на прямой (а, б) и кривой $R \leq 1500$ м (в, 2)



Размеры Г, П, З (мм)

Категория автодороги	Ширина проезжей части Г при длине тоннелей		Служебный проход П	Защитная полоса З
	до 300 м	св. 300 м		
I - II	9000	8500	2 × 750	—
III	8500	8000	750	500
IV	8000	7000	750	500

Рис. 2.2. Габарит приближения строений для автодорожных тоннелей на прямой и на кривых радиусом $R > 1000$ м (а), на кривых радиусом $R \leq 1000$ м (б) по ГОСТ 24451-80

В двухполосных тоннелях для встречного движения на дорогах I категории необходимо устройство разделительной полосы шириной не менее 1500мм.

При размещении тоннелей на криволинейных участках в плане радиусом $R \leq 1000$ м требуется уширение проезжей части с внутренней стороны кривой на величину, указанную в табл. 10 приложения 2. На кривых радиусом $R \leq 3000$ м на дорогах I категории и $R \leq 2000$ м на дорогах II категории проезжей части придают односторонний поперечный уклон (табл. 9 приложения 2).

2.3 Материалы тоннельных конструкций

Материалы для тоннельных обделок, порталов, а также внутренних конструкций и устройств должны отвечать требованиям долговечности, прочности, морозостойкости, стойкости против агрессивных воздействий внешней и внутренней среды, несгораемости и не выделять токсичных соединений в условиях строительства и эксплуатации при нормальных и аварийных температурных режимах.

В курсовом проекте следует принимать конструкции из монолитного бетона, железобетона и набрызгбетона. В соответствии с требованиями [7] назначаются следующие классы по прочности на сжатие:

для монолитных бетонных и железобетонных обделок - от В20 до В30;

для покрытий из набрызгбетона от В25 до В40;

для сборных железобетонных обделок — не ниже В30;

для порталов из монолитного бетона и железобетона - В25 или В30;

бетонное основание пути, бетон для водоотводных и кабельных лотков- В7,5.

Расчетные характеристики бетонов и набрызгбетонов, а также назначаемые марки бетонов по морозостойкости и водонепроницаемости приведены в табл. 1 и 2 приложения 3.

2.4 Конструктивные формы тоннельных обделок

Форма поперечного сечения тоннельной обделки выбирается с учетом степени устойчивости грунтов, величины и характера проявления горного давления, обводненности вмещающего тоннель горного массива и способов производства тоннельных работ.

В монолитных, неветривающихся, неразмываемых породах выработка транспортного тоннеля может быть оставлена без обделки или при необходимости кровлю выработки закрепляют стойкими против коррозии железобетонными анкерами.

В крепких, но выветривающихся скальных грунтах горное давление отсутствует, поэтому в таких случаях устраивают облицовку контура выработки для защиты грунтов от выветривания и сохранения их несущей способности.

Облицовочная обделка в кровле выполняется из набрызгбетона толщиной до 10-15 см, нанесенного по стальной сетке, прикрепляемой к коротким анкерам временного типа. Бока выработки облицовываются слоем набрызгбетона толщиной 5-7 см.

В указанных случаях входные участки тоннелей на длину не менее 6 м закрепляются несущей обделкой, способной воспринять также продольную составляющую горного давления, возникающую у порталов в выветренных грунтах.

В монолитных скальных грунтах ($f = 6 - 8$), оказывающих только вертикальное горное давление и обладающих достаточной прочностью в стенах выработки, тоннельная обделка может быть выполнена в виде монолитного бетонного свода, опирающегося на уступы стен, которым задают запасы 20-30 см (рис. 2.3, а). Запасы уступов исключают возможные ослабления опор свода при взрывании штроссы. При этом необходимо, чтобы пролет свода не превышал его высоту более чем в 4 раза.

При более пологом своде резко возрастает изгибающий момент в замке, что требует значительного увеличения толщины обделки. Поэтому в таких грунтах более совершенной конструкцией, упрощающей технологию строительства тоннеля, является многослойный свод из набрызгбетона общей толщиной 15-20 см с анкерами, армированный стальными сетками или фибрами. Бока выработки защищают от выветривания слоем набрызгбетона толщиной 5-7 см.

В закрепленных таким образом выработках подошву выравнивают слоем бетона класса по прочности В7,5 толщиной 15-20 см, который служит основанием для щебеночного балласта в железнодорожных и проезжей части в автодорожных тоннелях (рис. 2.3).

В слаботрещиноватых и трещиноватых скальных грунтах с коэффициентом крепости $f < 6$, оказывающих горное давление, устраивают несущие обделки, форма и конструкция которых зависят от величины и характера распределения горного давления.

Форме поперечного сечения обделок тоннелей, сооружаемых горным способом, придают подковообразное очертание в виде подъемистого свода, опирающегося на грунт или обратный свод. Такая обделка плавно огибает габарит приближения строений, а ее толщина, как правило, постепенно увеличивается от свода к пятам.

При отсутствии или небольшой величине бокового давления и отсутствии гидростатического давления стены обделки могут быть вертикальными с постоянной толщиной по высоте (рис. 2.3, в) или с некоторым утолщением в нижней части (рис. 2.4) для лучшего опирания на подошву выработки.

В более слабых грунтах ($f < 3 \div 4$), оказывающих наряду с вертикальным значительное горизонтальное давление на конструкцию, а также в грунтах, где проявляется давление набухания, направленное снизу вверх, обделка должна

иметь обратный свод (рис. 2.6, в, г), исключая возможность сдвига стен внутрь выработки и воспринимающий возможное давление со стороны подошвы выработки. Обратный свод распределяет также нагрузки с проезжей части на грунт. Вместо традиционного кругового более рациональна конструкция обратного свода с плоским очертанием со стороны подошвы выработки (рис. 2.4, а – г; рис. 2.5, а, б). Такая конструкция обратного свода хотя и приводит к некоторому перерасходу бетона, однако она упрощает технологию ведения горных и бетонных работ.

В грунтах, развивающих значительное горизонтальное давление, стенам обделки целесообразно придать криволинейное внутреннее очертание (рис. 2.6, в, г).

Институтом Ленметрогипротранс разработаны типовые конструкции обделок сводчатого очертания из монолитного бетона и железобетона, рекомендуемые к применению для железнодорожных и автодорожных тоннелей в различных инженерно-геологических условиях, характеризующихся коэффициентом крепости f и средним расстоянием между трещинами b_m .

Принципиальные решения конструкций типовых обделок однопутных железнодорожных тоннелей на прямых участках (типы I, II и III) и на кривых (типы I_к, II_к и III_к) приведены на рис. 2.4. Основные характеристики этих обделок даны в табл. 4 приложения 3.

Конструкции обделок двухпутных железнодорожных тоннелей (рис. 2.5) разработаны также для скальных грунтов различной прочности и устойчивости.

На рис. 2.6, а, б приведена типовая обделка автодорожных тоннелей с габаритом Г-9 для двухполосного движения транспортных средств в одном направлении. Тип обделки I_n разработан для случая продольно-поперечной вентиляции (над габаритом приближения строений возможно размещение продольных вентиляционных каналов), а тип I_c — для тоннелей с продольно-струйной и естественной вентиляцией. Запроектированы три типа таких обделок для различных инженерно-геологических условий. Все типы имеют одинаковое внутреннее очертание.

Область применения и основные характеристики обделок автодорожных тоннелей Ленметрогипротранса приведены в табл. 5 приложения 3.

Обделки сводчатого очертания из монолитного бетона могут иметь иные конструктивные формы. Так при строительстве четырехполосного автодорожного тоннеля с разделительной полосой будет эффективной двухсводчатая конструкция (рис. 2.6. в), состоящая из двух спаренных сводчатых обделок с общей системой колонн и прогонов. На рис. 2.6, г приведена конструкция обделки двухъярусного тоннеля в виде подъемистого свода, высота которого превышает пролет.

В мировой практике тоннелестроения широкое распространение получили облегченные обделки из набрызгбетона, особенно при строительстве

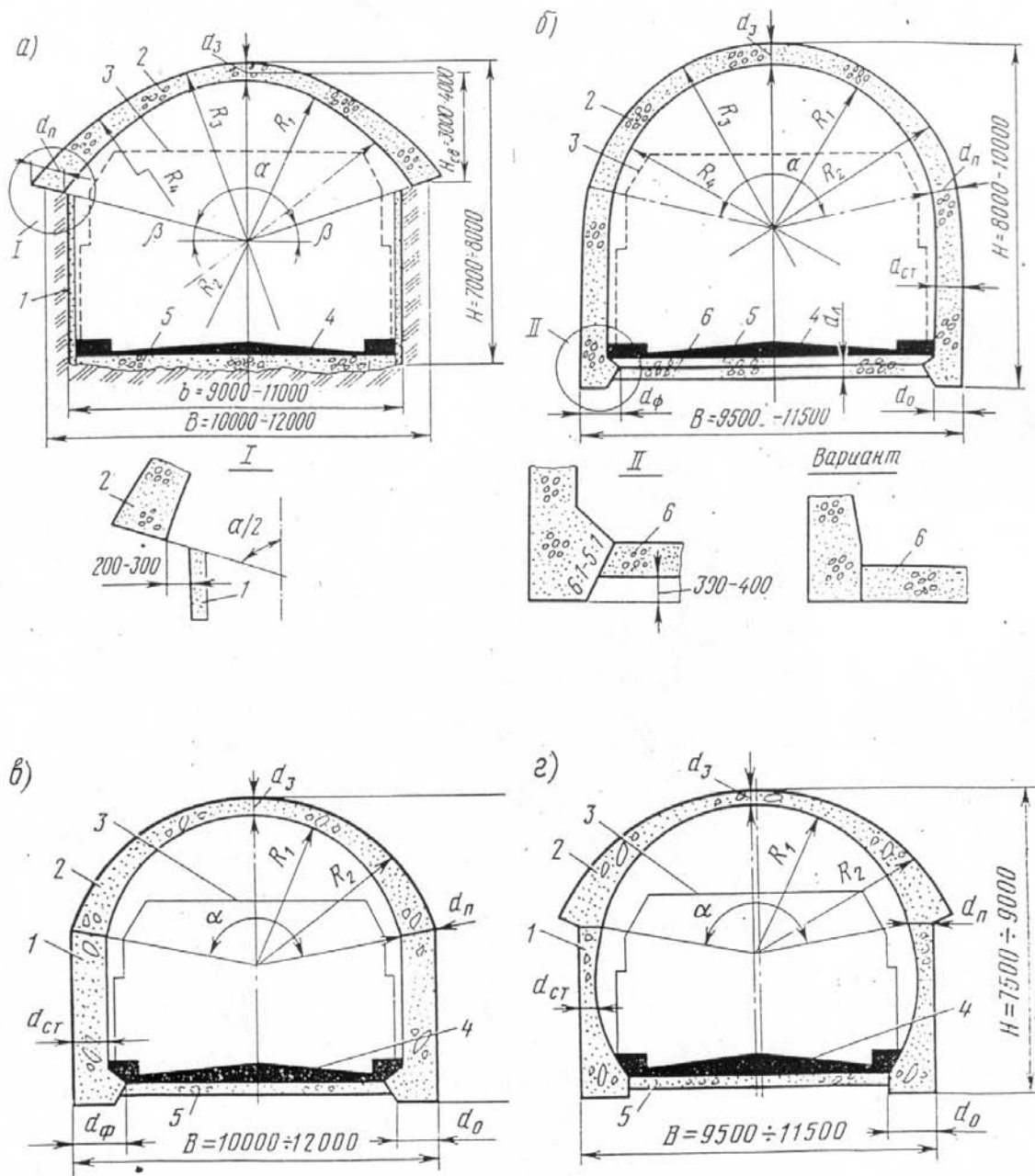


Рис. 2.3. Конструкции монолитных бетонных обделок автодорожных тоннелей:
 1- стена; 2- свод; 3- контур габарита; 4- проезжая часть;
 5- бетонное основание; 6- лоток

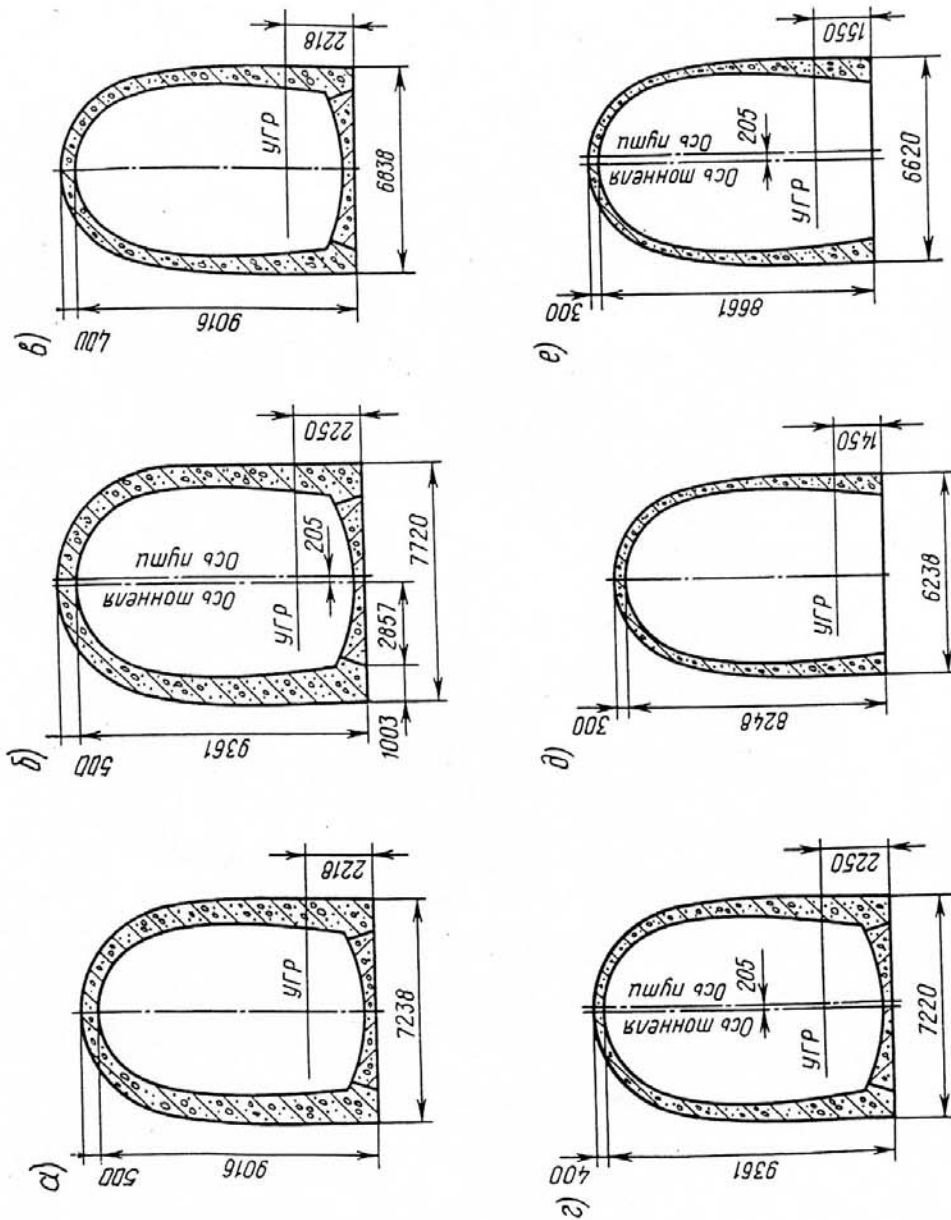
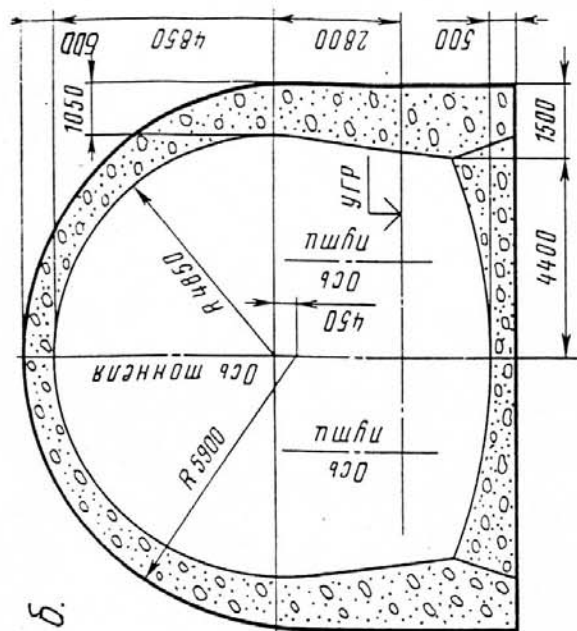
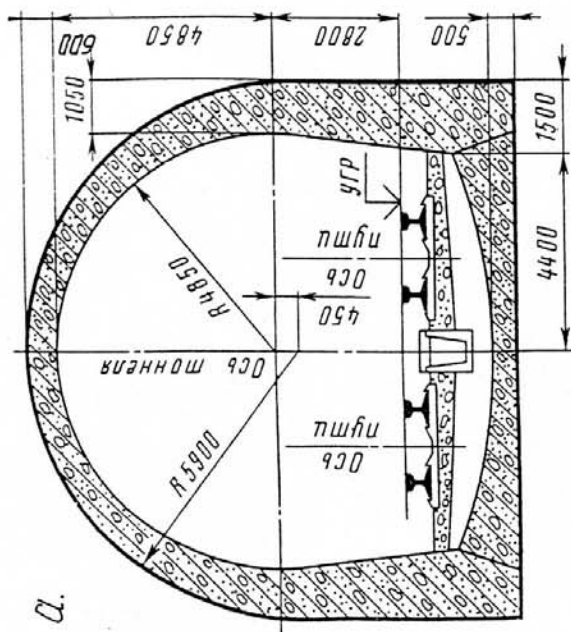


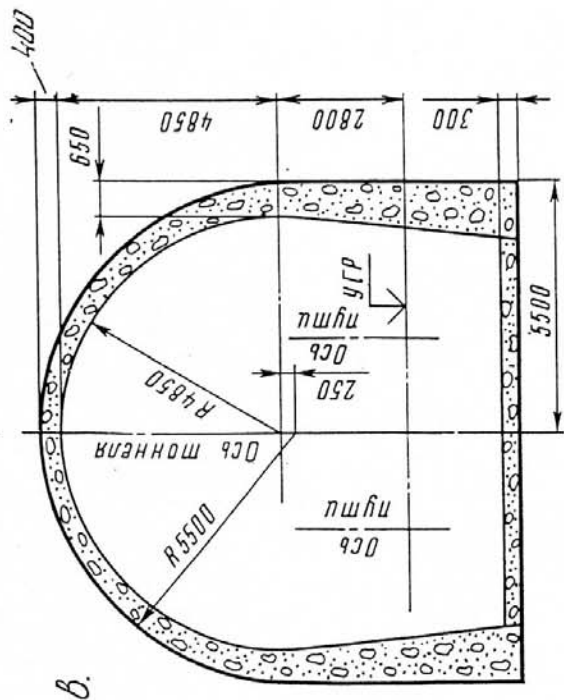
Рис. 2.4. Монолитные обделки однопутных железнодорожных тоннелей:
 а, б, д - соответственно обделки типов I, II, III; в, г, е - соответственно I-к; ж - III-к.



б.



а.



в.

Рис. 2.5. Монолитные обделки двухпутных железнодорожных тоннелей:
 а, б, в-соответственно обделки типов
 I-A, II-A, III-A.

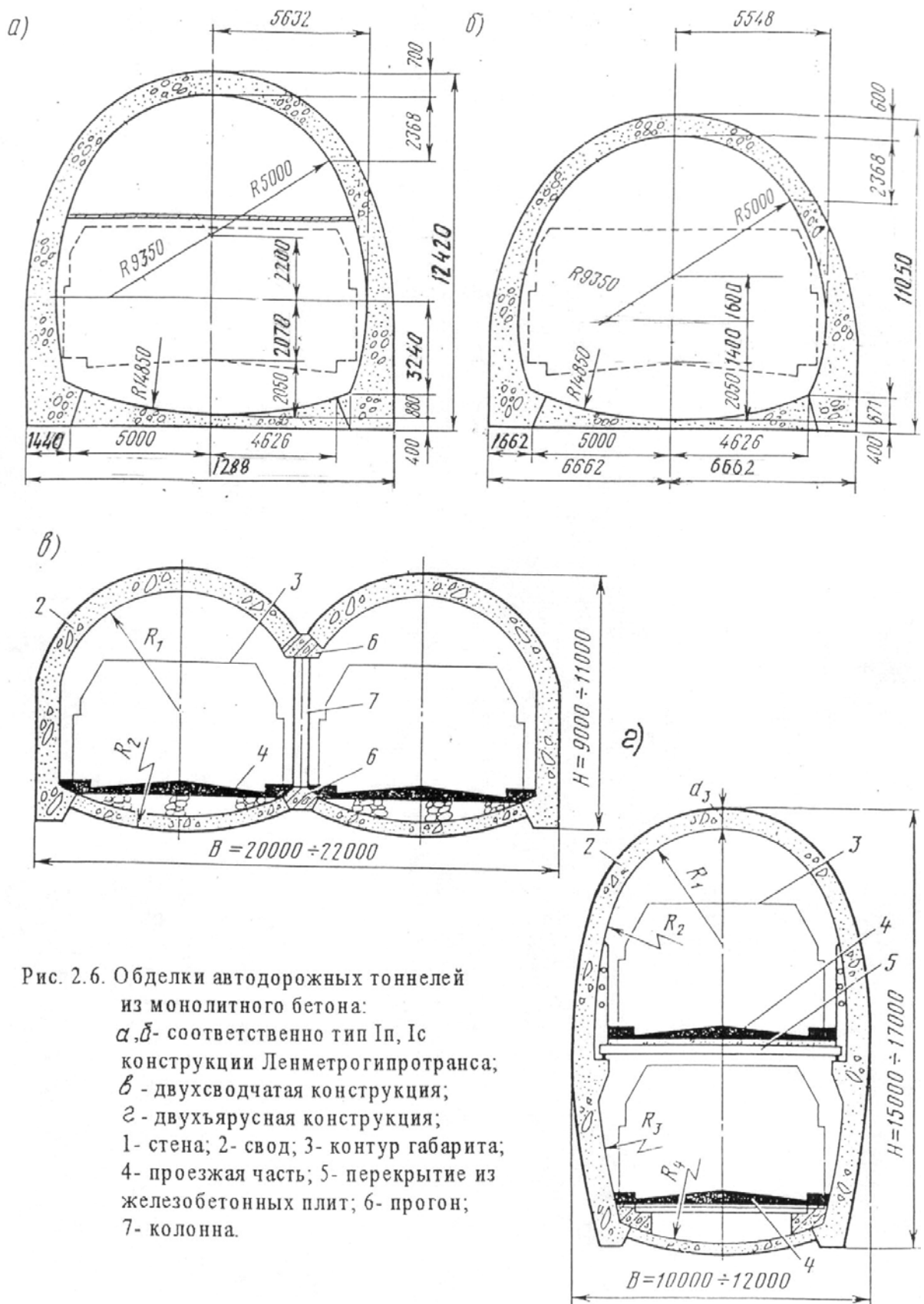


Рис. 2.6. Обделки автодорожных тоннелей из монолитного бетона:
 а, б - соответственно тип Iп, Iс конструкции Ленметрогипротранса;
 в - двухсводчатая конструкция;
 г - двухъярусная конструкция;
 1 - стена; 2 - свод; 3 - контур габарита;
 4 - проезжая часть; 5 - перекрытие из железобетонных плит; 6 - прогон;
 7 - колонна.

транспортных тоннелей новоавстрийским методом (NATM) в трещиноватых скальных и нескальных грунтах. Набрызгбетонная обделка обычно состоит из двух слоев: первичной и вторичной обделок. Слоистость конструкции обусловлена специальной технологией строительства тоннелей.

Первичная обделка — податливое крепление контура выработки, состоящее из анкеров 3 или арок (рис. 2.7, а, б) и слоя набрызгбетона 1 толщиной 10-20 см по стальной сетке, закрепленной на анкерах или арках. Способная деформироваться без обрушения за счет ползучести набрызгбетона замкнутая по контуру первичная обделка позволяет включить в работу окружающий горный массив, образуя совместно работающую систему «порода-крепь». Замечательная особенность нанесенного на поверхность выработки слоя набрызгбетона состоит в том, что набрызгбетон способен быстро набирать прочность и одновременно податливо сопротивляться перемещениям грунта внутрь выработки. Омоноличивая приконтурный слой трещиноватого грунта, армированный набрызгбетон способствует упрочнению его и препятствует образованию вывалов.

После затухания упругих деформаций приконтурного грунтового массива производят усиление первичной обделки путем нанесения последующих стабилизирующих слоев набрызгбетона или возведения стабилизирующей части обделки из монолитного бетона 2 (рис. 2.7) Вторичная, стабилизирующая обделка совместно с первичной образуют конструкцию, воспринимающую горное давление.

На рис. 2.7,а представлена конструкция облегченной многослойной обделки однопутного железнодорожного тоннеля в трещиноватых прочных скальных грунтах с $f = 4 - 6$. В нарушенных скальных и полускальных грунтах ($f = 3 - 4$), когда раскрытие полного сечения тоннеля производят по частям, может быть применена замкнутая по контуру конструкция облегченной многослойной обделки, показанной на рис. 2.7, б.

При строительстве тоннелей способом NATM применяют также ребристые обделки из набрызгбетона, усиленные решетчатыми арками (рис. 2.8). При этом вместо дорогостоящей прокатной стали в качестве арок используют сварные арматурные каркасы различного поперечного сечения (рис. 2.8, б, г), соединяемые на болтах (рис. 2.8, в).

При разработке скальных грунтов способом гладкого взрывания или с помощью тоннелепроходческих комбайнов обеспечивается достаточно ровный соответствующий проектному контур выработки. В таких случаях при наличии индустриальной базы ЖБИ вблизи района строительства тоннелей имеется возможность для применения сборных железобетонных или сборно-монолитных обделок различного очертания (рис. 2.9). Конструктивные формы сборных обделок также как и монолитных. В зависимости от свойств грунтов и способов строительства тоннеля обделки устраивают в виде пологого свода, опирающегося на породные стены (рис. 2.9, а) или подъемистого свода с плоским лотком (рис. 2.9, б). Пологий свод может опираться на монолитные бетонные или

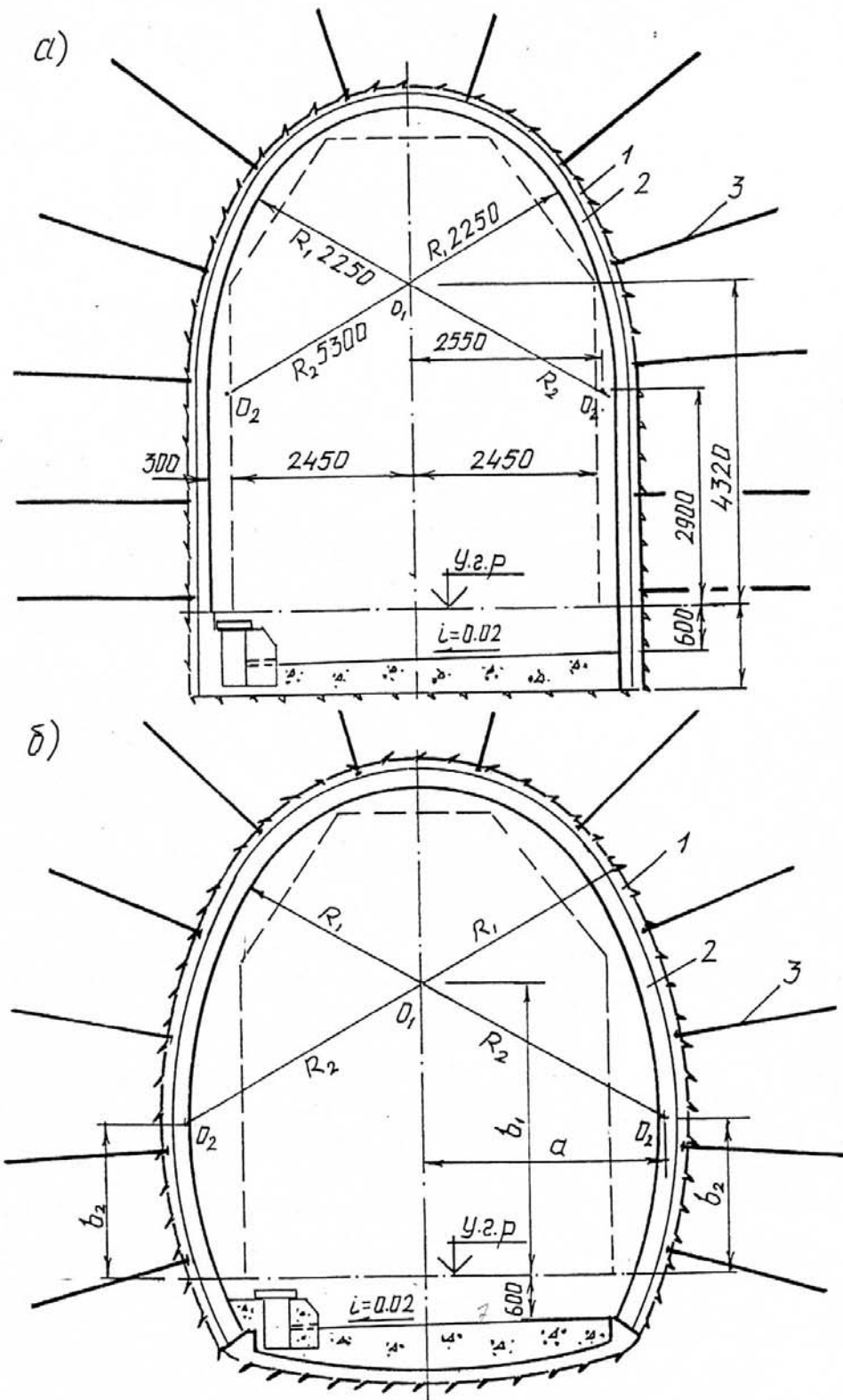


Рис. 2.7. Облегченные обделки железнодорожных тоннелей:
 α - в слаботрещиноватых устойчивых грунтах; δ - в слабоустойчивых грунтах;

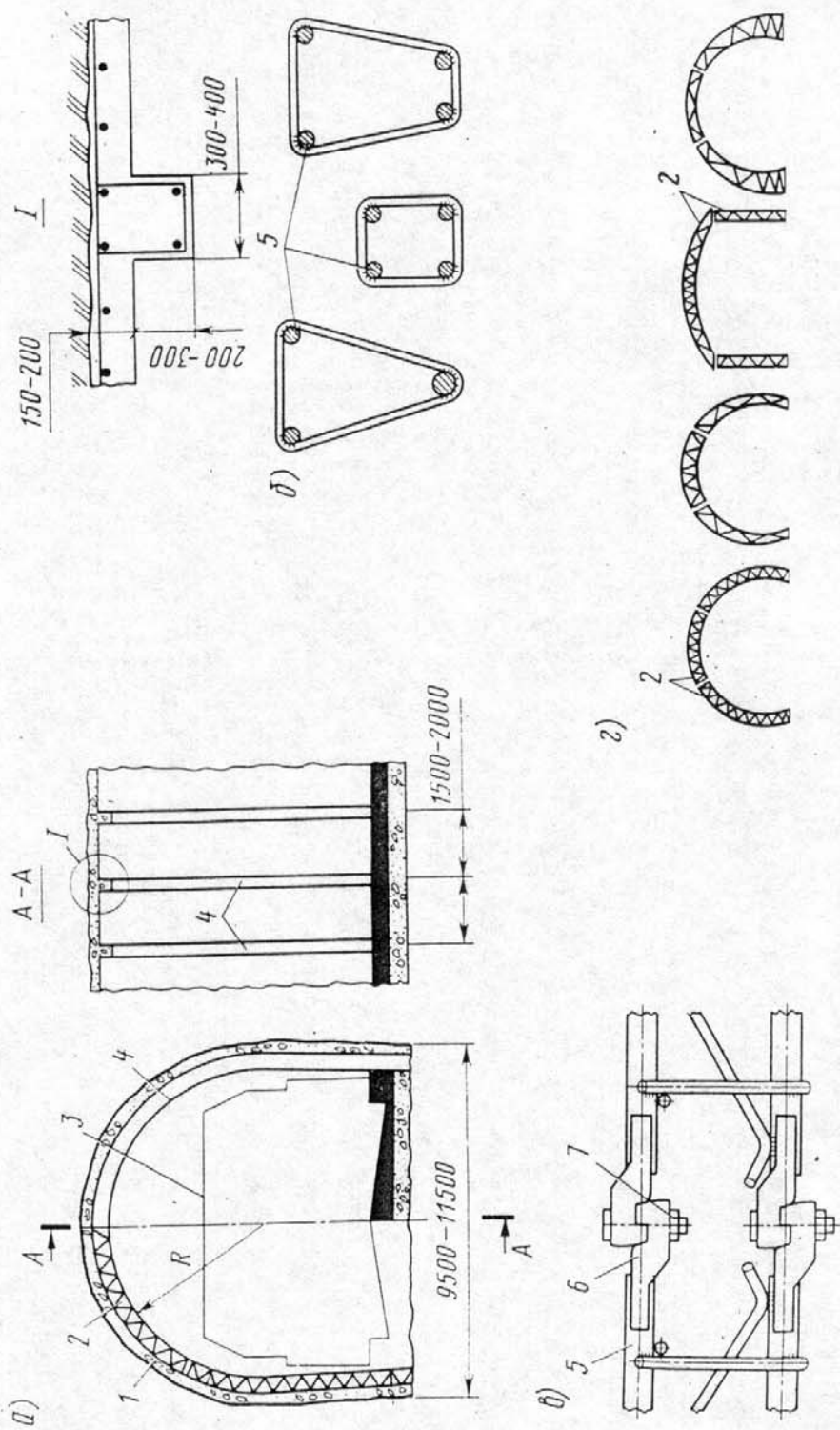


Рис. 2.8. Ребристая обделка автодорожного тоннеля из набрызгбетона с решетчатыми арками и конструкции арок:
 1- слой набрызгбетона; 2 - решетчатые арки; 3 - контур габарита; 4- внутренние ребра; 5- арматурные стержни арки; 6- соединительные накладки; 7- болты.

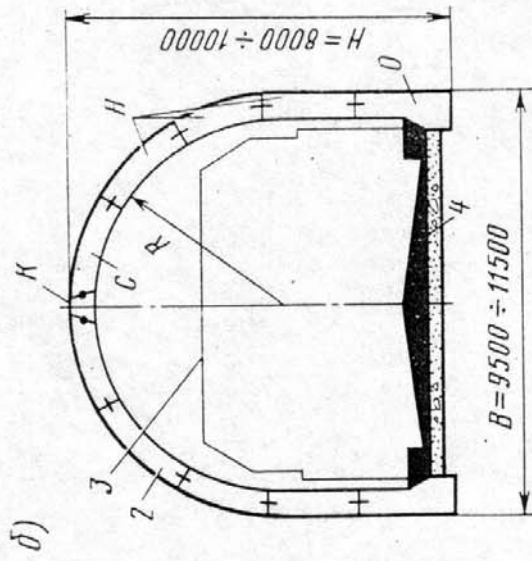
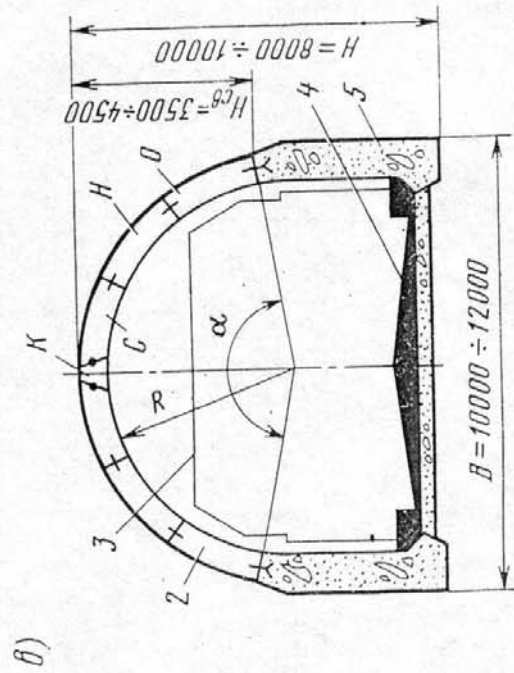
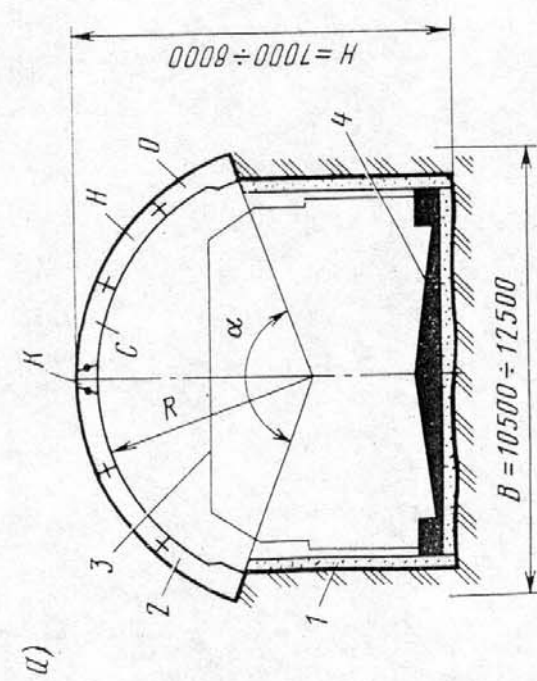


Рис. 2.9. Конструкции сборных обделок

Сводчатого очертания:

- 1- набрызгбетонная облицовка;
- 2- железобетонный блок (К- ключевой, С- смежный, Н- нормальный, О- опорный);
- 3- контур габарита; 4- проезжая часть;
- 5- стена из монолитного бетона.

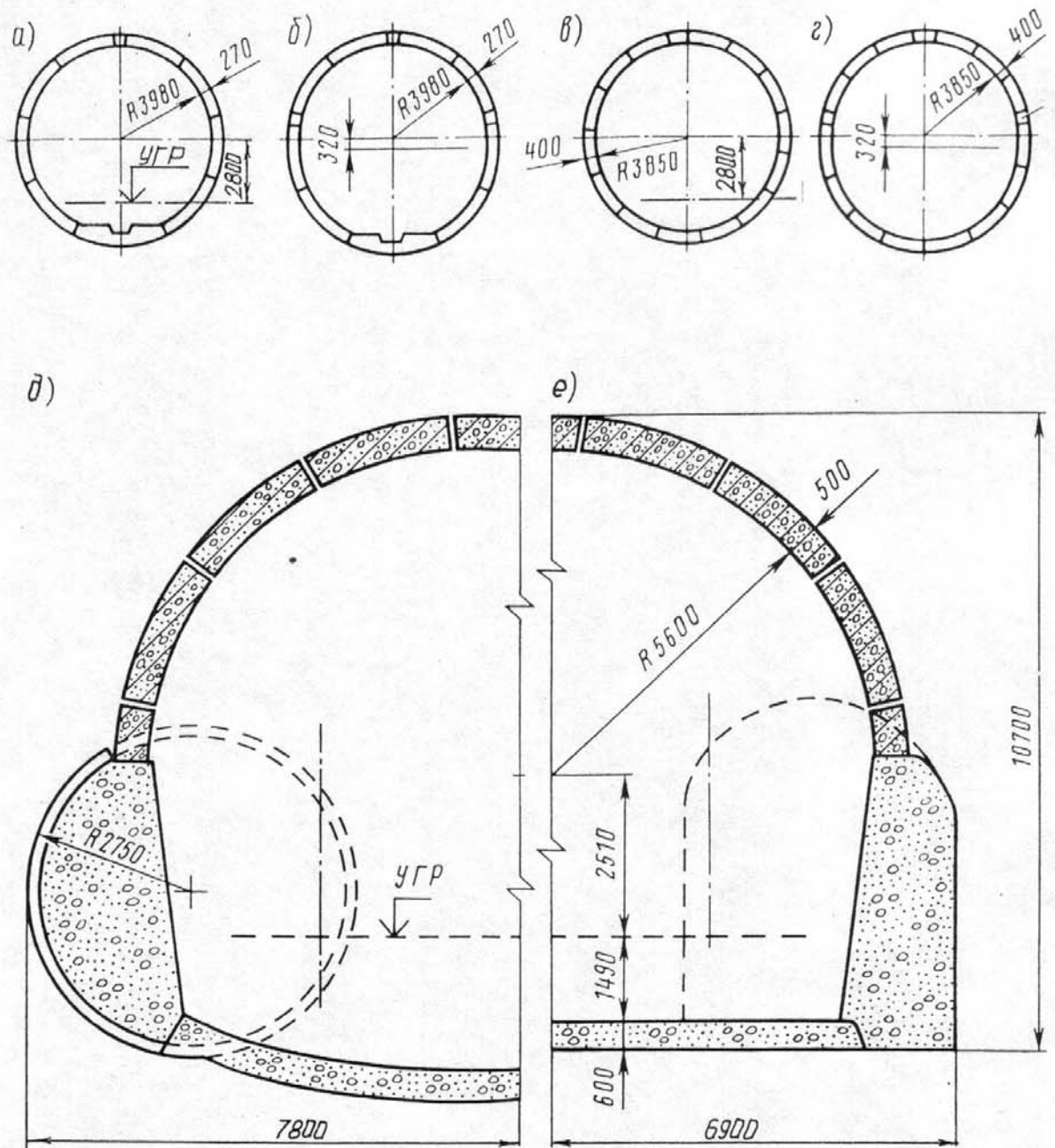


Рис. 2.10. Сборные и сборно-монолитные обделки железнодорожных тоннелей:
а, б - обделки однопутных тоннелей из железобетонных блоков соответственно на прямых и кривых участках пути; *б, з* - то же из железобетонных тюбингов; *д, е* сборно-монолитные железобетонные обделки с предварительно пройденными соответственно опорными тоннелями и опорными штольнями.

железобетонные стены с уширенной пятой, возведенные в предварительно пройденных опорных выработках малого поперечного сечения (рис. 2.9, в).

Конструкции и размеры блоков, типы стыков между ними, гидроизоляцию обделок принимают с учетом принципов проектирования сборных обделок кругового очертания, сооружаемых щитовым способом.

При строительстве тоннелей щитовым способом в грунтах с коэффициентом крепости $f < 2$ и с малой устойчивостью применяют сборные кругового очертания обделки из железобетонных блоков или тюбингов (рис. 2.10, а, б, в, г).

При строительстве железнодорожных и автодорожных тоннелей в раздробленных неустойчивых скальных грунтах может быть эффективной конструкция сборно-монолитной обделки (рис. 2.10, д, е), состоящей из сборного железобетонного блочного кругового свода, опирающегося на возведенные в предварительно пройденных тоннелях или штольнях монолитные бетонные опоры, и монолитного бетонного или железобетонного обратного свода.

2.5 Защита тоннелей от подземных вод

Для обеспечения нормальной и долговечной эксплуатации тоннелей необходима защита их от подземных вод. Фильтрация подземных и поверхностных вод через обделку приводит к выщелачиванию цементного камня и снижению прочности конструкции, коррозии закладных деталей и оборудования, а также к утечке токов из контактной сети и увеличению блуждающих токов в элементах конструкции; к образованию наледей на обделке и на проезжей части в условиях с суровым климатом, которые разрушают конструкцию и создают опасность движению транспорта.

Защиту тоннелей от подземных и поверхностных вод можно решить двумя принципиально различными способами: осушением прилегающего к тоннелю обводненного горного массива или герметизацией обделки тоннеля. Способы защиты тоннелей от обводненности приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1. Мероприятия по защите тоннелей от обводненности [15]

Мероприятия	Способ осуществления
Упорядочение стока поверхностных вод над тоннелем	Осушение части поверхности над тоннелем нагорными канавами и дренажами; увеличение водонепроницаемости ложа водотоков, пересекающих трассу тоннеля
Отвод грунтовых вод от обделки тоннеля	Заполнение трещин и искусственное упрочнение окружающих тоннель грунтов тампонажными растворами; отвод воды от тоннеля с помощью дренажных выработок
Организованный прием грунтовых вод внутрь тоннеля	Применение специальных устройств (дренажных поперечных прорезей в грунте за обделкой, дренажных камер и др.) по приему воды внутрь на коротких участках тоннеля в сочетании с усилением водонепроницаемости обделки по всей длине тоннеля
Усиление водонепроницаемости обделки тоннеля	Правильный подбор состава бетона обделки и растворов для нагнетания за обделку с применением специальных цементов и добавок; устройство рулонной полимерной изоляции по первичной (временной) крепи из набрызгбетона или “чернового” бетона; устройство внутреннего торкрет-покрытия.

Осушение поверхности над тоннелем выполняется для предупреждения инфильтрации в горный массив атмосферных осадков и вод ручьев и водотоков, расположенных в надтоннельной зоне. Осушение поверхности осуществляется организацией поверхностного водостока путем устройства нагорных канав и отвода атмосферных вод в кюветы предпортальной выемки или по склону за пределы надтоннельной поверхности. В водопроницаемых грунтах ложе канав и водотоков над тоннелем облицовывают водонепроницаемым бетоном или асфальтобетоном.

Отвод подземных вод или понижение их уровня в зоне расположения тоннеля методом дренажа допускается в грунтах не подверженных суффозии (в невыщелачиваемых, невымываемых и нерастворимых скальных и полускальных грунтах). Если такие грунты с коэффициентом фильтрации более 2 м/сутки окружают тоннельную выработку на протяжении нескольких сотен метров или по всей длине, то для осушения тоннеля устраивают дренажные штольни. Для улучшения дренирующих свойств в обделке штольни оставляют открытые

отверстия, а также бурят водоулавливающие шпуров длиной 1.5 – 3.5 метров в кровле, стенах и нисходящие в подошве штольни. Основание штольни располагают на такой глубине, чтобы расстояние от подошвы тоннеля до кривой депрессии было не менее 100 см. Дренажные штольни следует проходить на расстоянии 10-15 метров от тоннеля, чтобы исключить возможность тампонирувания грунта цементным раствором контрольного нагнетания за обделку тоннеля.

В скальных неразмываемых грунтах при сосредоточенном притоке подземных вод осушение тоннеля можно выполнять путем устройства поперечных и продольных прорезей в грунтах непосредственно за обделкой, заполняемых бутовым камнем, щебнем или галькой в виде обратного фильтра с организованным отводом воды в водоотводные (дренажные) лотки тоннеля. Дренажные прорези устраивают в тоннелях с постоянной расчетной положительной температурой воздуха.

В местностях с суровым климатом для перехвата подземных вод на ограниченных участках тоннеля целесообразно устраивать камеры за пределами сезонного замерзания грунтов (в скальных грунтах на расстоянии 4 - 6 м от обделки тоннеля), из которых бурят скважины диаметром 75 - 120 мм и длиной до 50 м, расположенные веером над тоннелем таким образом, чтобы они пересекали все водоносные пласты над тоннелем и находились вне зоны сезонного промерзания грунтов.

Вода из камер по перепускам стекает в дренажные лотки тоннеля. В таких условиях водоотводные лотки перепусков и тоннеля защищают от промерзания, а в перепусках устраивают утепленный тамбур. Конструкция утепления водоотводных лотков приведена на рис. 2.11.

Для предупреждения замерзания воды в водоотводных лотках тоннелей в суровых климатических условиях устраивают также систему автоматического подогрева воды, работающую только в зимний период. Эта система состоит из греющего кабеля типа КНКРВ 85-47/380, сигнализаторов уровня воды и термометров.

Водоотводные лотки в тоннеле предназначены для отвода в сторону порталов воды, попадающей в тоннель при его мытье, конденсирующейся на обделке или проникающей в тоннель. Лотки обычно собирают из железобетонных коробчатых элементов с боковыми прорезями размером 200x70 мм и перекрывают их железобетонными крышками. Вода стекает к лоткам по бетонному основанию с поперечным уклоном $i = 20\%$. Не реже чем через 40 м устраивают смотровые колодцы для чистки лотков. С целью исключения распространения нефтепродуктов по тоннелю смотровые колодцы должны иметь гидрозатворы (перепуски сифонного типа) с отстойниками. Подобные затворы устраивают в местах сброса воды в сервисную штольню.

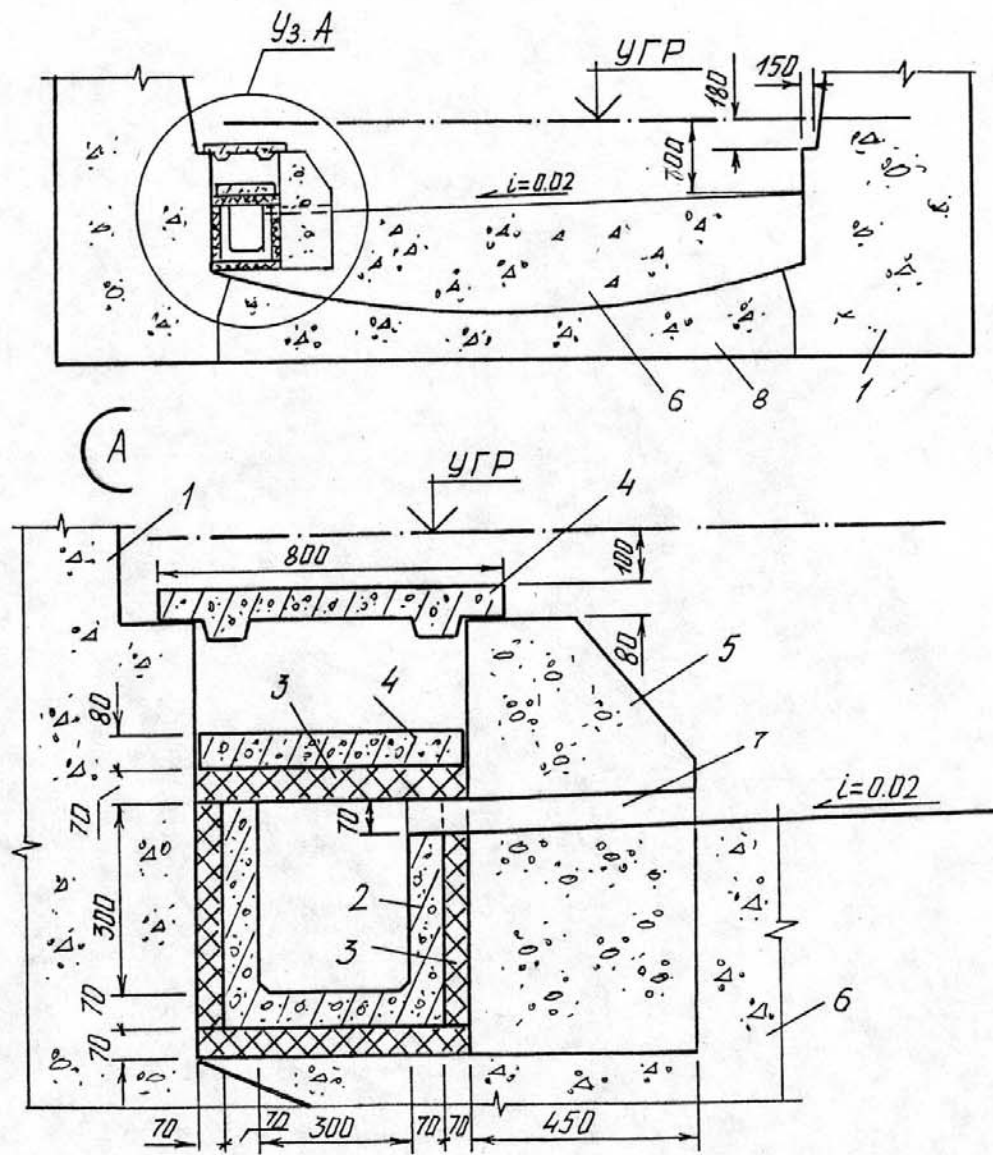


Рис. 2.14. Конструкция утепленного водоотводного лотка:
 1- обделка; 2- лотковый блок; 3- плиты пенопласта;
 4- железобетонные крышки; 5- керамзитобетонный блок;
 6- бетонное основание; 7- отверстие 200 x 70 мм; 8- обратный свод.

В выщелачивающихся водоносных грунтах дренажное осушение не применяют во избежание выноса с грунтовой водой мелких частиц, разуплотнения грунта у тоннеля и ухудшения статической работы обделки. В таких случаях усиливают водонепроницаемость обделки путем правильного подбора состава бетона и раствора для нагнетания за обделку с применением специальных цементов и добавок, устройства рулонной полимерной изоляции по временной крепи из набрызгбетона или «чернового» бетона, устройства внутреннего торкрет-покрытия. Гидроизоляция обделок горных тоннелей изложена в [2] с. 239 — 241 и в [1] с. 43 — 45. Однако предпочтение отдается усилению водонепроницаемости самой бетонной обделки.

Монолитные обделки тоннелей, заложенных в устойчивых скальных и полускальных грунтах при гидростатическом давлении более 0.5 МПа, защищают от воды наружной гибкой оклеечной или пленочной гидроизоляцией, которая устраивается по выравнивающей поверхности выработки торкретбетону слоем толщиной 8 — 10 см. После этого бетонируют обделку, воспринимающую горное и гидростатическое давление.

В слабых водонасыщенных грунтах, где монолитную бетонную обделку обычно возводят по частям и наружную гидроизоляцию выполнить невозможно, гидроизоляционным слоем покрывают внутреннюю поверхность обделки, возведенной на полный профиль с обратным сводом. В этих случаях при гидростатическом давлении более 0.5 МПа используют гибкую рулонную гидроизоляцию, поддерживаемую железобетонной рубашкой толщиной 150-200 мм, которая воспринимает только гидростатическое давление. Горное давление передается на бетонную обделку. В этом случае увеличивается сечение выработки.

В монолитных скальных и полускальных грунтах, не вызывающих неравномерные осадки обделки, при гидростатическом давлении менее 0.5 МПа устраивают внутреннюю жесткую гидроизоляцию в виде слоя толщиной 30-40 мм из набрызгбетона с добавками.

При строительстве железнодорожных тоннелей целесообразно сочетание торкретирования внутренней поверхности обделки с мероприятиями по повышению водонепроницаемости бетона и нагнетанием за обделку цементного раствора с добавками.

2.6 Конструирование обделки

В курсовом проекте необходимо разработать конструкцию обделки тоннеля, удовлетворяющую установленным требованиям (п.2.1) и обеспечивающую защиту тоннеля от подземных вод. До проектирования внутреннего очертания обделки следует обосновать мероприятия по обеспечению сухости тоннеля (п.2.5).

В первую очередь нужно сделать выбор между герметизацией тоннеля, требующей обделки замкнутого очертания и увеличения поперечного сечения выработки, и дренажем, допустимым в грунтах, которые не могут быть ослаблены непрерывным потоком подземных вод. Принятые гидроизоляционные, дренажные и водоотводные мероприятия и устройства должны быть кратко обоснованы в пояснительной записке и изображены на чертеже с деталями, дающими полное представление о конструкции.

После обоснования типа обделки, соответствующей заданным инженерно-геологическим условиям на линии (или участке), приступают к построению внутреннего очертания ее. Контур внутреннего очертания сводчатой обделки следует проектировать в виде трех или пятицентрковой кривой ([1] с. 38), описанной вокруг габарита приближения строений. При правильно построенном внутреннем очертании расстояние от «критических» (угловых) точек габарита до контура в сводчатой части должно составлять 100-150 мм. В области стен расстояние между габаритом и контуром внутренней поверхности обделки должно быть увеличено до 300-350 мм. Для автодорожных тоннелей с поперечной и продольно-поперечной системой вентиляции необходимо над габаритом приближения строений обеспечить размещение продольных вентиляционных каналов расчетного сечения (при $L_T = 1200$ м сечение канала 12 м^2).

На кривых участках тоннеля внутреннее очертание обделки следует проектировать так, чтобы оно получилось из очертания обделки для прямого участка путем раздвижки его половин на величину уширения габарита (напр.: для однопутного железнодорожного тоннеля уширение габарита равно $\Delta = \Delta_2 + \Delta_5$) и введения между ними прямой вставки в замке.

В курсовом проектировании рекомендуется студенту самостоятельно построить внутреннее очертание, используя в качестве образцов обделки, приведенные в [1] с. 26-42, и в настоящем пособии. После нанесения на чертеже габарита приближения строений (в заданном масштабе) приступают к построению внутреннего очертания конструкции обделки (или очертания железобетонной рубашки в случае внутренней гибкой гидроизоляции). Построение контура очертания начинают с вычерчивания сводовой части радиусом R_1 с центра O_1 (рис. 2.12). Величину радиуса R_1 и расположение точки O_1 назначают, используя имеющиеся образцы обделок.

При проектировании монолитной бетонной обделки однопутного железнодорожного тоннеля на прямой центр O_1 располагают на оси тоннеля (оси ГПС) на высоте 4650 м над уровнем головки рельсов. Из центра O_1 радиусом R_1 , подобранным таким образом, чтобы зазор между верхней угловой точкой габарита и поверхностью обделки по вертикали составлял 100 мм, вычерчивают дугу с центральным углом 120° . С концевых точек этой дуги радиусы продлевают за пределы центра O_1 до пересечения с горизонтальной линией, проведенной на высоте 2500 мм над УГР. Полученные точки пересечения являются центрами O_2 ,

из которых радиусом R_2 вычерчивают контур стен обделки. Чтобы обделка в нижней части стен не выступала внутрь ГПС ее внутреннее очертание ниже центра O_2 выполняют следующим образом: при отсутствии бокового и гидростатического давлений ($f > 4$) можно принять вертикальные стены; в грунтах, оказывающих боковое горное давление ($f \leq 4$), применяют обделки с криволинейными стенами, а криволинейное внутреннее очертание обделки спрямляют путем проведения касательных в точках на высоте 1400 – 1500 мм над УГР (рис. 2.12, 2.13). Линии внутреннего очертания заводят на 200 мм ниже УГР.

Проектирование наружного контура обделки начинают с определения толщины конструкции в характерных точках (см. рис. 1 приложения 3): в замке $h_з$, в условной пяте h_n , в стене h_{cm} и по подошве стены h_{ϕ} . Значения этих толщин могут быть приняты по табл. 3 приложения 3 в зависимости от коэффициента крепости грунта f . Значение толщины обделки в указанных сечениях откладывают с наружной стороны от вычерченного внутреннего контура в принятом масштабе (при наличии поддерживающей гидроизоляцию рубашки или слоя торкретбетона значение толщин корректируют).

Для вычерчивания наружного контура обделки выбирают положение центра O'_1 , который смещают вниз относительно точки O_1 на 200 мм при необходимости плавного увеличения жесткости обделки по направлению от замка к фундаменту. Затем выполняют такие же операции, как при вычерчивании внутреннего контура. В стенах дуги радиусов R'_2 на уровне центров O'_2 сопрягают с вертикальными прямыми, доводимыми до уровня подошвы фундамента.

Расстояние от УГР до подошвы фундамента определяется из условия размещения верхнего строения пути (конструкции проезжей части для автодорожных тоннелей) водоотводных устройств и бетонного основания минимальной толщины. Для обделок замкнутого очертания глубину подошвы назначают с учетом также и толщины обратного свода, принимаемой по табл. 3 приложения 3.

Конструирование обделок однопутных железнодорожных тоннелей на кривых начинают с вычерчивания уширенного ГПС. При этом для кривых радиусом $R=250-1500$ м ось тоннеля смещается в сторону центра кривой на 205 мм, а центры O_1 и O'_1 – на 265 мм в обе стороны от оси тоннеля. Последовательность конструирования обделок на кривых аналогична вышеизложенной.

Принцип конструирования обделок автодорожных тоннелей отличается от конструирования обделок железнодорожных тоннелей лишь тем, что расстояние от уровня верха проезжей части (УПР) до точки O_1 (центра внутреннего очертания сводовой части обделки) назначается в зависимости от принятой системы вентиляции тоннеля (рис. 2.6, а, б). При поперечной или продольно-поперечной системах вентиляции центр O_1 возвышается над УПЧ на 3.8 – 4.2 м, при продольной вентиляции на 2.6 – 3.0 м.

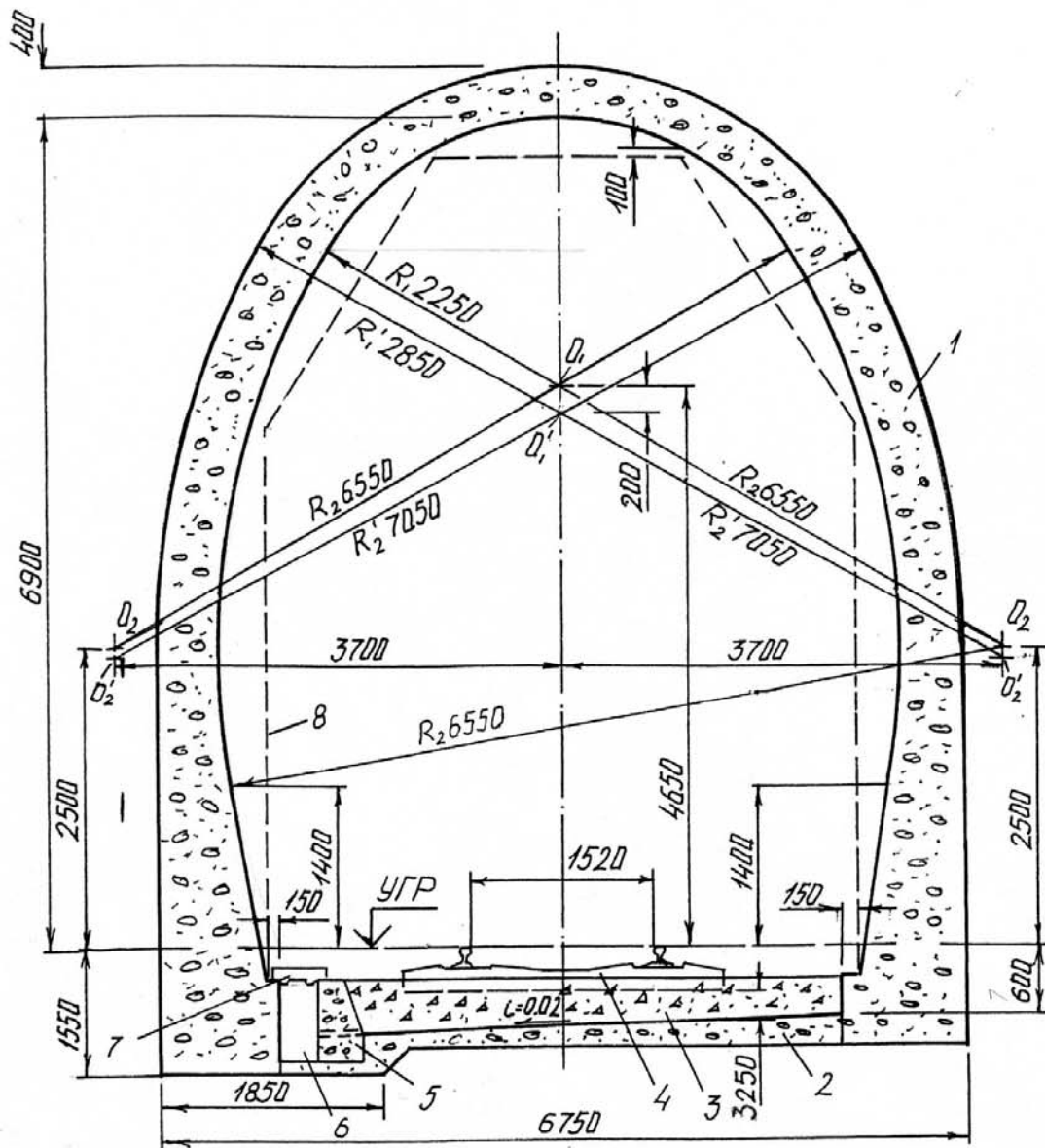


Рис. 2.12. Обделка однопутного железнодорожного тоннеля:

- 1- монолитная бетонная обделка; 2- бетонное основание (бетон В 7,5); 3- щебеночный балласт; 4- железобетонная шпала; 5- блок из легкого бетона; 6- водоотводной лоток; 7- железобетонная крышка; 8- габарит приближения строений.

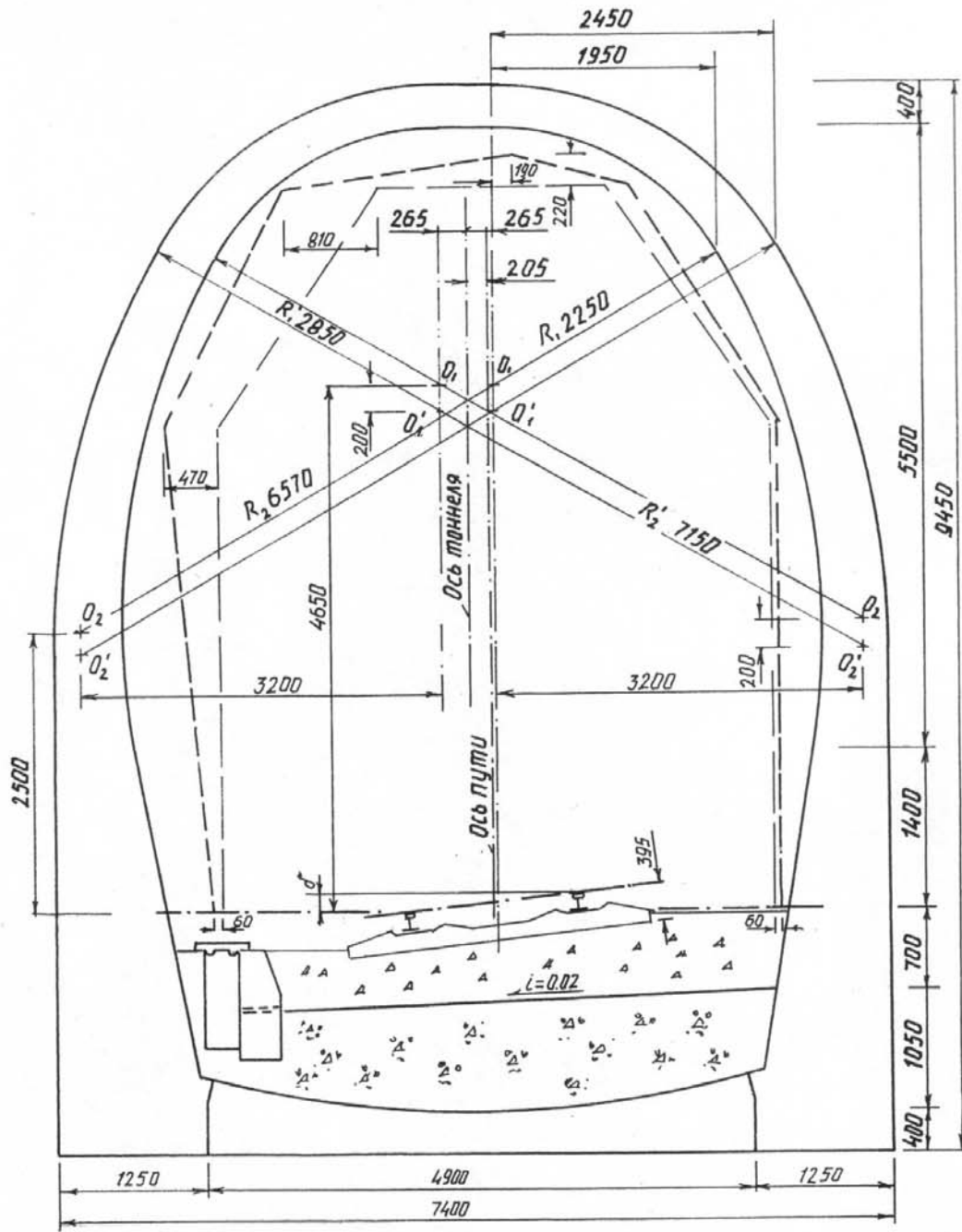


Рис. 2.13. Монолитная бетонная обделка железнодорожного однопутного тоннеля на кривом участке пути радиусом от 250 до 1500 м в грунтах с $f = 4$

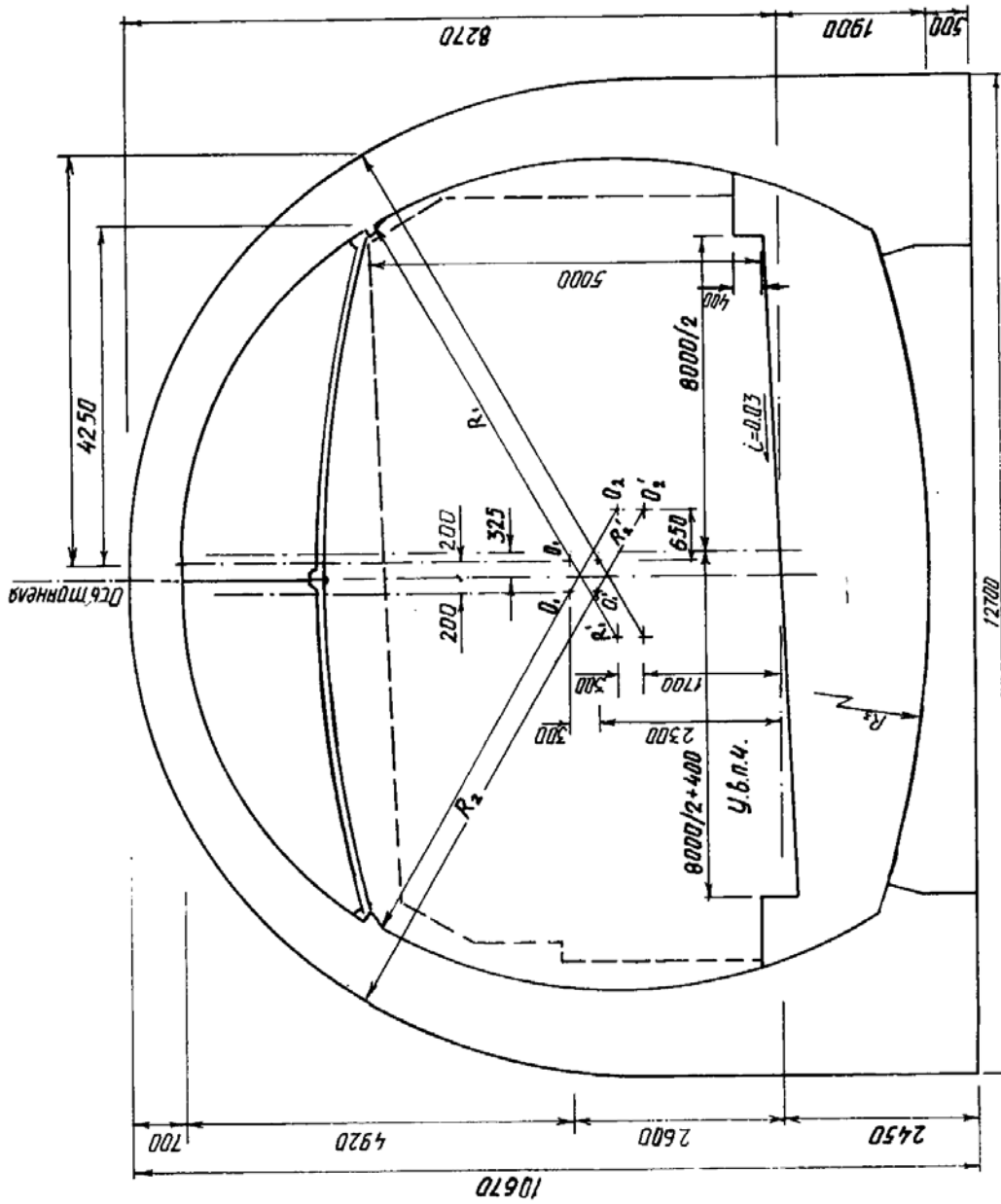


Рис. 2.14. Обделка из монолитного бетона автодорожного тоннеля длиной более 300 м на кривой $R = 800$ м в грунтах с $f = 3$

Ось тоннеля, на которой располагается центр O_1 , на дорогах III и IV категорий смещается в сторону служебного тротуара на 125 мм. Для автодорожных тоннелей на кривых радиусом 1000 м и менее, где требуется уширение проезжей части, центры O_1 смещаются в обе стороны от оси тоннеля на величину, равную половине уширения проезжей части (рис. 2.14).

Конструирование обделки завершается составлением таблицы технико-экономических показателей вариантов обделки, образец которой приведен в табл.6 приложения 3.

2.7 Верхнее строение пути и проезжая часть

В соответствии с требованиями норм проектирования [7] в железнодорожных тоннелях верхнее строение пути балластной конструкции должно выполняться с применением щебеночного балласта толщиной слоя под шпалами не менее 0,35 м. Верхнее строение пути укладывают на бетонное основание имеющее односкатный или двускатный поперечный уклон в сторону водоотводных лотков не менее 0,02.

Покрытие проезжей части в автодорожных тоннелях проектируют двускатным с поперечными уклонами 0,02 на прямых участках трассы и кривых радиусом 3000 м и более для дорог I категории и радиусом 2000 м и более для дорог других категорий. На кривых меньших радиусов следует устраивать виражи с односторонним поперечным уклоном в сторону центра кривой. Величины уклонов на виражах даны в табл. 9 приложения 2.

Покрытие проезжей части автодорожных тоннелей чаще всего устраивают двухслойное, асфальтобетонное толщиной 12 см, укладываемое на подготовку из фракционированного щебня толщиной 15 — 20 см. Нижний слой покрытия толщиной 8 см состоит из щебеночного пористого крупнозернистого асфальтобетона, а верхний слой толщиной 4 см — из мелкозернистого асфальтобетона с повышенным содержанием щебня.

В тоннелях с обделкой без обратного свода основанием дорожного покрытия служит подошва выработки выровненная слоем бетона класса В 7,5 — В 15, а в тоннелях с обратным сводом основанием служит заполнение из бетона класса В 7,5, в котором устраиваются водоотводные лотки.

Дорожная одежда автодорожных тоннелей должна иметь деформационные швы в местах деформационных швов обделки и на выходах у порталов.

3 Ниши, камеры и другие обустройства безопасности

Железнодорожные и автодорожные тоннели должны иметь камеры для размещения необходимого оборудования (в том числе пожарных постов),

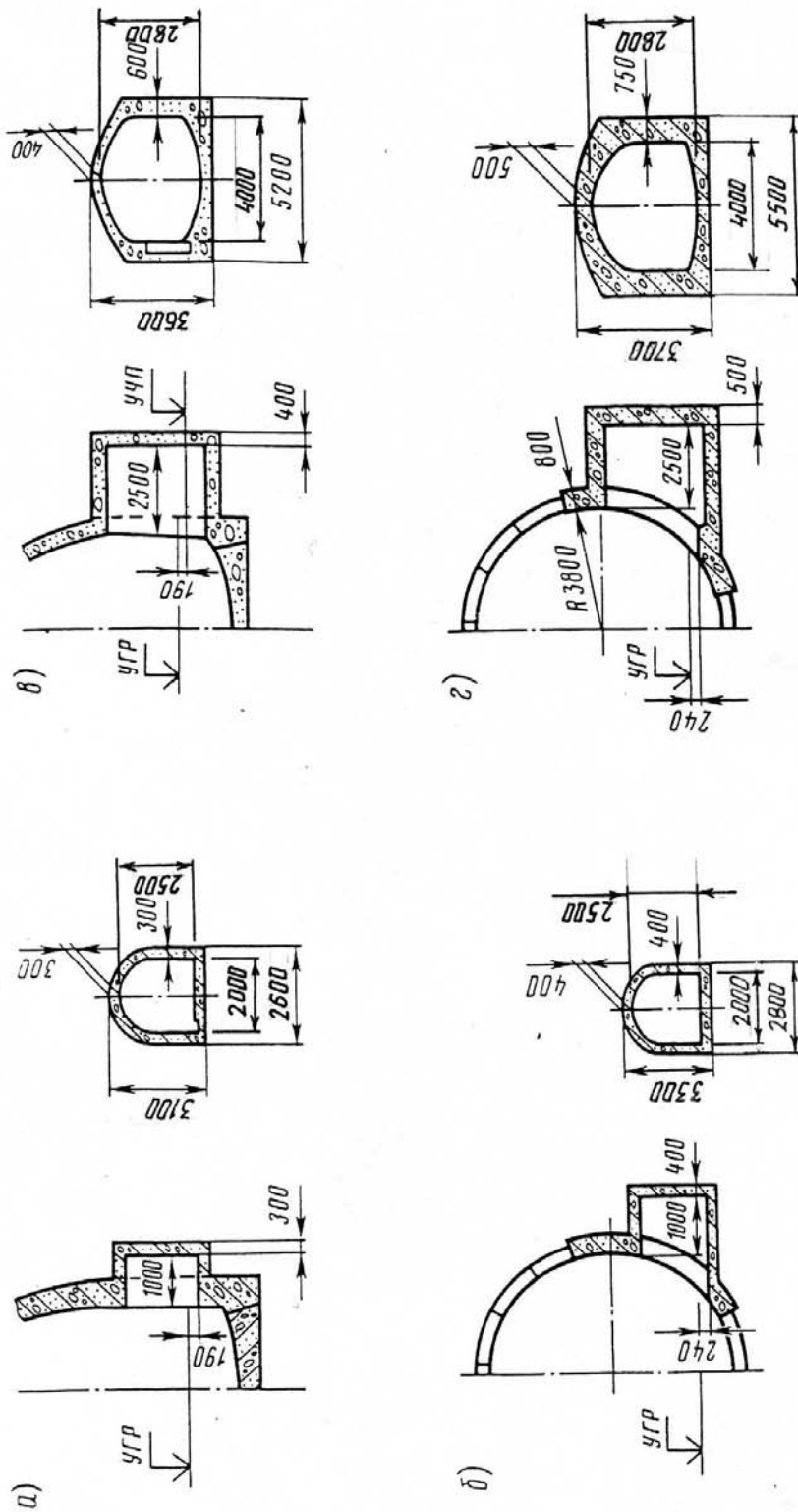


Рис. 3.1. Ниши (а, б) и камеры (1, 2) в железнодорожных тоннелях.

хранения ремонтных материалов и укрытия людей. Камеры устраивают с каждой стороны тоннеля через 300 м и располагают их в шахматном порядке.

Для укрытия обслуживающего персонала при прохождении поезда в железнодорожных и размещения пожарных постов в автодорожных тоннелях устраивают ниши и располагают их между камерами в шахматном порядке через 60 м с каждой стороны. При длине тоннеля до 400 м устраивают одну камеру в середине тоннеля [7].

Для улучшения видимости мест укрытия наружные углы камер и ниш окрашивают люминесцентной краской светлого цвета на высоту 50 см от уровня головки рельсов (или уровня покрытия служебного тротуара).

Размеры камер и ниш должны быть не менее указанных в табл. 7 приложения 3. Примеры конструкций ниш и камер приведены в [3] с 101 – 102 и на рис. 3.1 данного пособия.

Железнодорожные тоннели протяженностью более 3000 м и автодорожные более 1500 м должны иметь дополнительные эвакуационные выходы в рядом расположенные тоннели или штольню безопасности (сервисную штольню), имеющую выход на поверхность, или иметь камеры безопасности, оборудованные герметичными затворами и местной вентиляцией. Между тоннелем и сервисной штольней необходимо предусматривать сбойки через 250-300 м.

В автодорожных тоннелях длиной более 1000 м следует предусматривать через 750 м площади кратковременной остановки транспортных средств. Длина площадки должна быть не менее 50 м, ширина — не менее 2.75 м. При двухстороннем движении площадки должны быть с каждой стороны тоннеля. Перед порталами автодорожных тоннелей предусматривается площадка для разворота транспортных средств.

В автодорожных тоннелях для обеспечения плавного светового перехода во въездной зоне на протяжении не менее 100 м от портала устраивают осветленное асфальтобетонное дорожное покрытие, применяют белую плитку для облицовки или белую окраску стен на высоту не менее 1.4 м от уровня служебного прохода [7]. Для облицовки лобовой поверхности порталов и подпорных стен боковых откосов применяются материалы темного цвета.

4. Порталы транспортных тоннелей

В местах перехода железной или автомобильной дороги от открытой выемки к тоннелю возводят портал, который предназначен для обеспечения устойчивости лобового откоса выемки, отвода воды, стекающей по склону массива, защиты пути или проезжей части от скатывающихся по склону отельных обломков породы, а также для архитектурного оформления входа в тоннель.

В зависимости от крутизны склонов горного массива и состояния грунтов на склонах устраивают порталы в виде наклонных оголовков, порталы с врезной или выносной порталной стенкой.

Оголовок, представляющий собой выступающее из плоскости откоса усиленное армированием утолщенное кольцо тоннельной обделки с парапетом, устраивают в случае крепких скальных грунтов склонах, имеющих значительную крутизну. Врезные прямые порталы применяют в сравнительно устойчивых склонах, когда переход к тоннелю осуществляется с устройством предпортальной выемки. Глубину предпортальной выемки принимают исходя из минимальных нарушений естественного равновесия горных склонов. Опыт проектирования показывает, что в глинистых грунтах глубина выемки не должна превосходить 12 – 15 м, в скальных грунтах 20 м [1]. Минимальную глубину предпортальной выемки назначают так, чтобы над обделкой первых колец оставался слой грунта (около 2 – 3 м), обеспечивающий возможность проходки закрытым способом.

При наличии неустойчивых оползневых склонов портал выносят за пределы оползневых участков, а склон и обделку покрывают грунтовой засыпкой, уполаживая лобовой откос выемки и укрепляя его мощением. Вынос порталного звена обделки за пределы лобового откоса предусматривают также в том случае, когда порталное вентиляционное строение располагается под обделкой.

В состав портала входят: торцевая порталная стена, водоотводная поперечная канава за порталной стеной и первое кольцо обделки.

Портальная стена с проемом для пропуска транспорта связывается с первым кольцом обделки с помощью арматуры или отрезков из прокатных профилей ([N16), устанавливаемых по периметру обделки, и опирается на боковые откосы предпортальной выемки, в которые заделывается на глубину 0.8 – 1.0 м. В неустойчивых грунтах она опирается на боковые подпорные стены, закрепляющие боковые откосы выемки. Стена портала имеет возвышение над грунтовой засыпкой первого кольца обделки на 1.1 м, которое называют парапетом. Парапет предназначен для задержания камней, осыпающихся с лобового откоса.

Портальная стена и первое кольцо обделки в наибольшей степени подвергаются атмосферным (а в сейсмически активных районных сейсмическим) воздействиям. Поэтому их выполняют из железобетона. Толщина стены обычно 0.8 – 1.2 м.

Для сбора осыпающихся с откоса камней и грунта за парапетом предусматривается горизонтальная площадка длиной не менее 2.5 м из плотной грунтовой засыпки, в которой устраивается поперечный водоотводный лоток с уклоном 3‰ в обе стороны для отвода воды в продольные канавы на боковых откосах. Толщина грунтовой засыпки за парапетом должна быть не менее 1.5 м до низа водоотводного лотка, чтобы обеспечить амортизацию возможных ударов скальвающих камней. Откосы и дно водоотводного лотка защищают от разрыва бетонным покрытием.

Глубина заложения подошвы фундаментов порталной стены и подпорных стен предпортальной выемки в скальных грунтах должна быть не менее 0.25 – 0.30 м, в нескальных непучинистых грунтах не менее 1.0 м, а в остальных случаях

должна быть не менее чем на 0.25 м превышать расчетную глубину промерзания грунта.

При совмещении портала с порталным вентиляционным зданием предусматривают вынос первого (портального) звена обделки за пределы лобового откоса и порталной стены (рис. 4.1).

В этом случае в состав порталного сооружения входят: порталная стена с парапетом 1, надпортальное вентиляционное помещение 2 на два вентилятора, входное звено обделки 3 со щелью 4 по внутреннему контуру, камера 5 длиной 2.5 м шириной 1.0 м, охватывающая по периметру входное звено обделки, и водоотводный лоток 6. Вентиляционное помещение имеет проемы с жалюзийными решетками для забора воздуха вентиляторами и комнату обслуживающего персонала.

Предпортальную выемку обычно разрабатывают с откосами, крутизна которых приведена в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Крутизна незакрепленных откосов предпортальной выемки

Вид откоса	Крутизна откосов при значении коэффициента крепости грунта f				
	1.0	1.5	2.0	3.0	≥ 4
боковой 1: m	1: 1.5	1: 1.0	1: 0.8	1: 0.5	1: 0.3
лобовой 1: m	1: 1.75	1: 1.5	1: 1.0	1: 0.8	1: 0.5

В устойчивых неветриваемых скальных грунтах лобовой и боковые откосы оставляют без крепления.

В случае устойчивых, но трещиноватых и ветриваемых грунтов, откосы защищают облицовочным покрытием из набрызгбетона толщиной 8 – 10 см. Облицовочные стены не являются несущими конструкциями и им придают уклон 1 : 0.2 – 1 : 0.1 в сторону откоса.

В слабоустойчивых и трещиноватых скальных, а также мягких грунтах для закрепления боковых откосов применяют подпорные стены, которые могут выполняться массивными из бетона или естественного камня. Эффективными являются тонкостенные подпорные конструкции из монолитного или сборного железобетона постоянной или переменной по высоте толщины. Тонкоэлементные подпорные стены состоят из подпорной и фундаментной плит, жестко соединенных между собой. Устойчивость подпорных стен этого типа зависит в основном от веса грунта, находящегося над фундаментной плитой, ширину которой развивают в сторону грунта. Толщину вертикальной плиты вверху назначают 150 – 200 мм, а внизу – $(1/10 - 1/12) H$, где H – высота стены. При

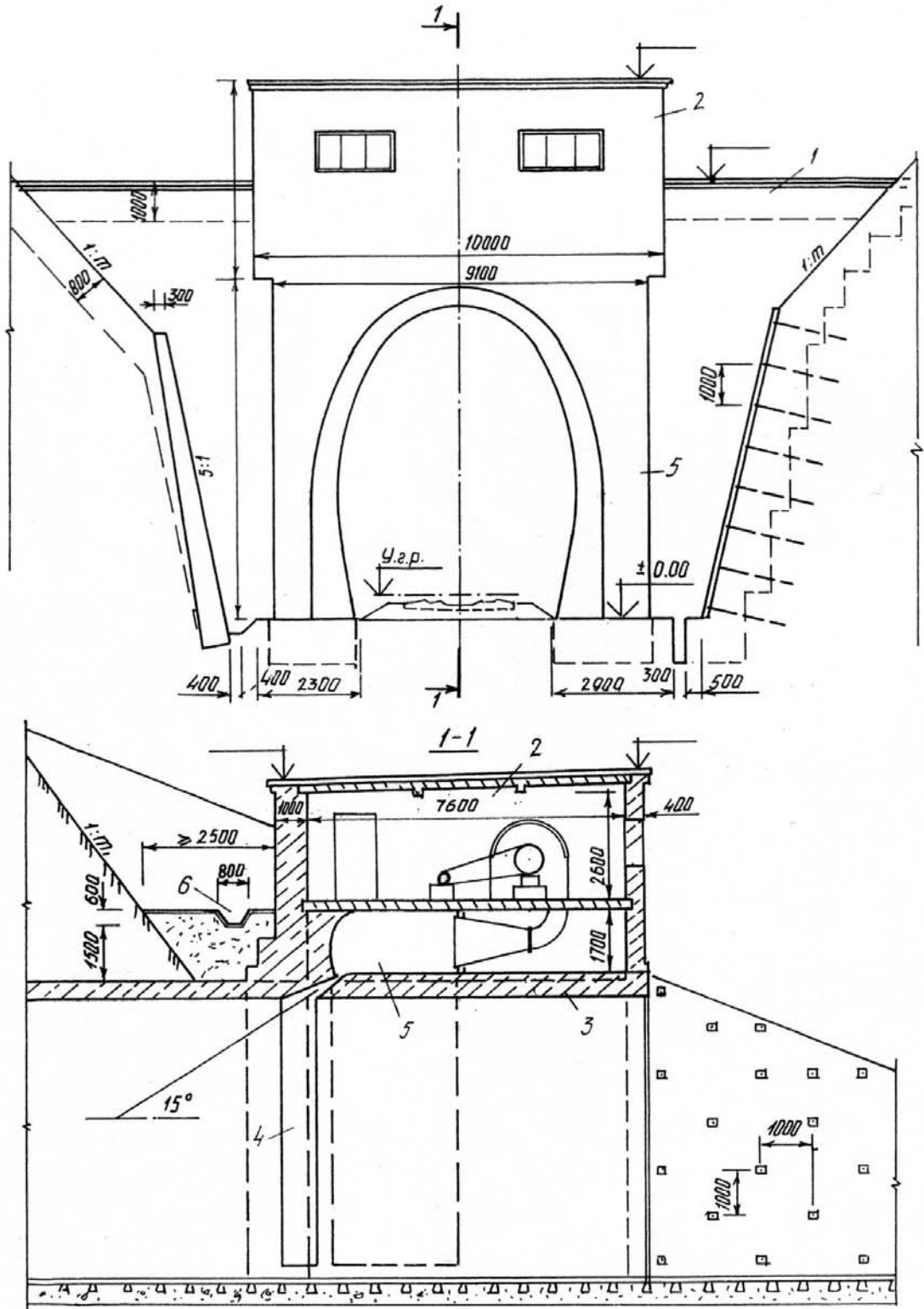


Рис. 4.1. Портал железнодорожного тоннеля с вентиляционным зданием

высоте стены более 6 – 8 м устраивают поперечные ребра жесткости – контрфорсы или горизонтальные разгрузочные площадки.

Припортальные подпорные стены следует разделять по длине сквозными вертикальными швами на секции длиной не более 15 м, а в районах сейсмичностью 8 и 9 баллов – длиной до 10 м. Их располагают так, чтобы подошва каждой секции опиралась на однородный грунт.

В мягких грунтах боковые откосы предпортальной выемки могут быть закреплены нагельной крепью.

5. Расчет тоннельных обделок на заданные нагрузки

5.1. Общие положения

После обоснования формы поперечного сечения тоннеля и конструирования обделки способом, изложенным в разделе 2, производят расчет обделок. Цель расчета — исключить наступление предельных состояний конструкции, недопустимых при эксплуатации подземных сооружений.

Различают две группы предельных состояний: первая — по несущей способности; вторая — по деформациям, по трещиностойкости.

Предельным состоянием тоннельной конструкции по несущей способности считается такое, при котором в одном или нескольких ее поперечных сечениях усилия (нормальная сила N , изгибающий момент M) достигают предельных значений по прочности, по местным разрушениям стыков между сборными элементами. Нагрузка, вызывающая такое состояние, а в некоторых случаях потерю устойчивости формы или положения конструкции, называется предельной по несущей способности.

Предельным состоянием по деформациям является такое, при котором деформации конструкции (прогибы, смещения, а также осадки опорных частей) достигают предельно допустимых значений (например, отдельные элементы конструкции под нагрузкой могут деформироваться и выступить внутрь габарита приближения строений). Предельным состоянием по трещиностойкости или по раскрытию трещин является такое, при котором возникают трещины в конструкции или же возникшие трещины раскрываются сверх нормативных значений. Нагрузка, вызывающая хотя бы одно из указанных состояний, является предельной по деформациям.

Необходимо, чтобы значения расчетных нагрузок не превышали предельных значений.

Все тоннельные конструкции рассчитывают по несущей способности от воздействия основных и особых сочетаний расчетных значений нагрузок с применением коэффициентов условий работы конструкции и расчетных сопротивлений ее материалов.

По предельным состояниям второй группы расчеты должны производиться на основное сочетание нормативных нагрузок с применением нормативных характеристик материалов конструкции.

В основные сочетания включают постоянные нагрузки и временные от транспортных средств, а также временные строительные и эксплуатационные нагрузки.

Особые сочетания складываются из постоянных и некоторых временных нагрузок основного сочетания и особых воздействий.

К постоянным нагрузкам, действующим на обделки, относятся горное давление, давление от засыпки грунта, собственный вес тоннельных конструкций, гидростатическое давление, давление грунта от веса наземных и подземных сооружений, усилия предварительного напряжения конструкций.

К временным нагрузкам относятся вес транспорта в тоннеле (если проезжая часть расположена не на бетонном или ином сплошном основании), нагрузки от наземного транспорта, строительно-монтажные нагрузки (давление щитовых домкратов, вес подъемно-транспортного оборудования, давление нагнетаемого за обделки раствора и давление воздуха при кессонных работах).

К особым нагрузкам относятся сейсмические и взрывные воздействия, а также неравномерные деформации оснований.

Нагрузки делят на нормативные и расчетные. Нормативные нагрузки определяют в соответствии с указаниями СНиП II-40 -80 и СНиП 2.05.03-84.

При курсовом проектировании тоннелей глубокого заложения, сооружаемых горным и щитовым способами в сейсмически неактивных районах или при расчетной сейсмичности тоннелей менее 7 баллов, можно ограничиться расчетом на основное сочетание нагрузок, включающее горное давление, собственный вес обделки и при необходимости гидростатическое давление.

При курсовом проектировании статический расчет обделок, возводимых в устойчивых грунтах, допускается выполнять на заданные нагрузки с учетом упругого отпора грунта [1], [2], [3], [15].

Основная предпосылка этого метода расчета состоит в том, что после возведения конструкции и выполнения нагнетания цементно-песчаного раствора за обделку достигается плотный контакт ее с грунтом. Тоннельная обделка становится конструкцией распорного типа, работающей совместно с окружающим грунтом.

Под действием внешних активных нагрузок обделка деформируется. В верхней части на участке так называемого “отлипания” она свободно перемещается в сторону выработки и характеризуется возникновением значительных изгибающих моментов. На остальной части контура, называемой отпорными участками, обделка перемещается в сторону массива, встречая противодействие грунта — упругий отпор, который ограничивает деформации конструкции и возникающие в ней изгибающие моменты. Чем больше упругий

отпор, т.е. чем больше значение модуля деформации грунта, тем меньше будут изгибающие моменты в тоннельной конструкции.

Взаимодействие обделки с грунтом в статических расчетах учитывается зависимостью между напряжениями и деформациями грунта, аналитическое выражение которой соответствует принятой расчетной модели грунта. Имеется несколько моделей грунта: упругая модель (модель линейно деформируемой среды), пластические модели, реологические модели и др.

В практике проектирования применяют достаточно простой инженерный метод статического расчета обделок на заданные нагрузки с использованием модели местных деформаций, основанной на предложенной Винклером гипотезе о прямой пропорциональности между давлением и местным перемещением грунта.

По этому методу расчета вначале определяют все действующие на обделку нагрузки, а затем рассчитывают ее на эти нагрузки как стержневую систему методом сил или перемещений строительной механики. Статический расчет обделок методом сил получил название метода Метропроекта. Этот метод является достаточно универсальным, позволяющим рассчитывать как монолитные, так и сборные обделки постоянной и переменной по контуру жесткости в грунтах, обладающих упругими свойствами.

5.2 Определение нагрузок

5.2.1 Горное давление на обделки, сооружаемые подземным способом

Способ определения горного давления на обделки тоннелей сооружаемых горным и щитовым способами, зависит от возможности сводообразования в грунте над горной выработкой. Поэтому сначала необходимо вычертить возможный контур обрушения в соответствии с гипотезой сводообразования проф. М.М. Протодьяконова (рис. 5.1, а), а затем определить высоту свода обрушения h_1 .

Высота свода обрушения грунта

$$h_1 = \frac{B}{2f}, \quad (5.1)$$

где B - пролет свода обрушения, м;

f - расчетный коэффициент крепости грунта, зависящий от прочности, степени трещиноватости и трещинной пустотности грунта. Метод определения величины f приведен в приложении 4.

Пролет свода обрушения в случае выработок сводчатого очертания

$$B = b + 2htg(45^\circ - \frac{\varphi}{2}), \quad (5.2)$$

где b и h — ширина и высота тоннельной выработки, м;

φ — значение кажущегося угла внутреннего трения грунта, град.

Если расстояние от обделки до поверхности земли H (рис. 5.1, а) или до контакта со слабым неустойчивым грунтом H_1 (рис. 5.1, б) более $2h_1$, то способ определения горного давления зависит от расчетной величины коэффициента крепости грунта f .

При коэффициенте крепости $f < 4$ сводообразование над обделкой возможно и горное давление в этом случае обуславливается весом грунта в пределах контура обрушения.

Нормативная равномерно распределенная вертикальная нагрузка q_n , кН/м², от горного давления согласно [15]

$$q_n = \gamma h_1, \quad (5.3)$$

где γ — удельный вес грунта, кН/м³.

Нормативная равномерно распределенная по высоте горизонтальная нагрузка

$$p_n = \gamma(h_1 + 0,5h) \cdot \xi_a, \quad (5.4)$$

где ξ_a — коэффициент активного бокового давления грунта, который определяется по формуле

$$\xi_a = tg^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (5.5)$$

При коэффициенте крепости грунта $f \geq 4$ нормативная вертикальная нагрузка q_n , кН/м², определяется от отдельного вывала грунта по формуле (5.3), как равномерно распределенная на четверти пролета выработки в наиболее невыгодном для обделки положении (рис. 5.1, в). Горизонтальная нагрузка в этом случае не учитывается. Нормативные значения нагрузки от давления глинистых грунтов в условиях сводообразования для тоннелей, сооружаемых на глубине $H=45 - 100$ м, определяются по формулам (5.3) и (5.4) с коэффициентом, равным $H/45$.

Расчетные значения нагрузок определяются путем умножения нормативных значений нагрузок на коэффициент надежности по нагрузкам γ_f , значение которого принимается по табл. 5.1 в зависимости от способа формирования нормативных нагрузок.

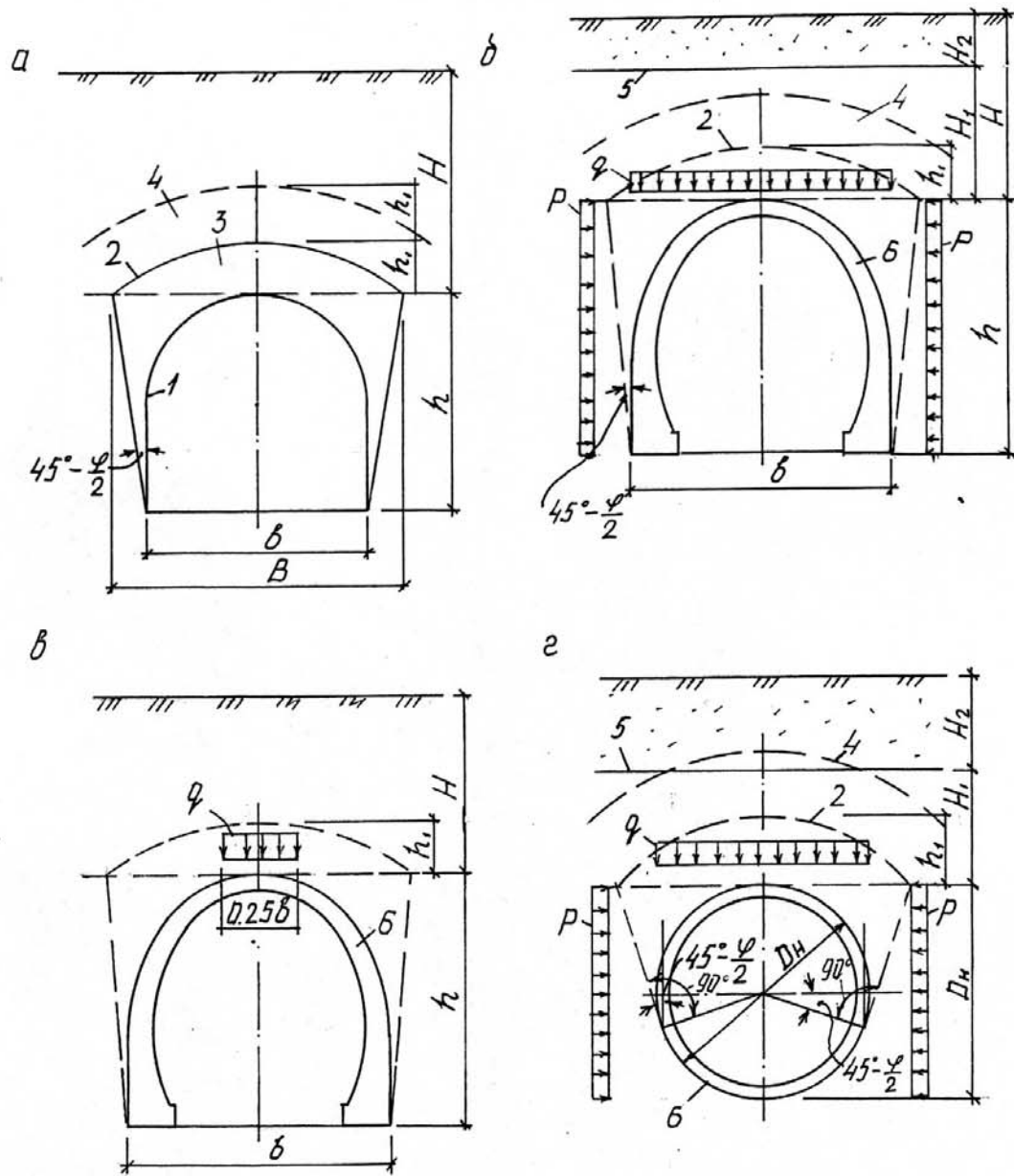


Рис. 5.1. Схемы для определения горного давления по гипотезе проф. М.М. Протодьяконова при сводообразовании (а) и (б), от отдельного вывала грунта (в) и при невозможности сводообразования (г):

- 1- контур выработки; 2- свод давления; 3- свод обрушения; 4- несущий свод; 5- граница слоя слабого неустойчивого грунта; 6- обделка тоннеля.

Если расстояние от обделки до поверхности земли H или до контакта со слабым неустойчивым грунтом H_1 (рис. 5. 1, г) менее $2h_l$, то сводообразование в грунте невозможно. В этом случае вертикальная нормативная равномерно-распределенная нагрузка обусловлена весом всей толщи грунта над тоннелем и равна

$$q_n = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i, \quad (5.6)$$

где γ_i , и H_i — удельный вес, кН/м^3 , и мощность, м, i -го слоя грунта над обделкой.

Горизонтальная нормативная нагрузка определяется на уровне середины высоты обделки и принимается равномерно распределенной по высоте. Величина

$$p_n = (q_n + 0,5h\gamma) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (5.7)$$

где γ и φ — удельный вес и угол внутреннего трения грунта в пределах высоты тоннеля.

5.2.2 Гидростатическое давление

Нагрузка от гидростатического давления учитывается при расчете тоннельных конструкций, расположенных ниже уровня грунтовых вод. Она действует по нормали к нагруженной поверхности водонепроницаемой обделки или к поверхности водонепроницаемого слоя многослойной (комбинированной) обделки. Интенсивность нагрузки от гидростатического давления зависит лишь от положения точек обделки по отношению к уровню воды (h_w), но не зависит от направления действия.

Нормативная нагрузка от гидростатического давления

$$q_w = p_w = \gamma_w h_w, \quad (5.8)$$

где γ_w — удельный вес воды, который может быть принят равным $\gamma_w \equiv 10 \text{ кН/м}^3$.

При учете гидростатического давления определение нагрузок на обделки необходимо производить с учетом удельного веса водоносного слоя, взвешенного в воде состояния:

$$\gamma_{зв} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + \varepsilon), \quad (5.9)$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта;

γ_w — удельный вес воды, принимается $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^2$;

ε — коэффициент пористости водоносного грунта.

При отсутствия результатов лабораторных анализов значение удельного веса частиц грунта можно принимать

для песков $\gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3$;

для супеси $\gamma_s = 27,0 \text{ кН/м}^3$;

для суглинка $\gamma_s = 27,1 \text{ кН/м}^3$;

для глины $\gamma_s = 27,4 \text{ кН/м}^3$.

5.2.3 Нагрузка от собственного веса конструкции

Нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса тоннельной конструкции определяют по проектным размерам элементов конструкции и удельному весу конструкционных материалов.

Для монолитных обделок сводчатого очертания интенсивность нормативной нагрузки от собственного веса сводовой части обделки (безотпорного участка расчетной схемы в пределах точек 1-0-1') определяют по формуле

$$g_n = G / (2x_1), \quad (5.10)$$

где G — вес 1 м длины сводовой части обделки в пределах участка 1-0-1', кН/м, равный $G = V_\delta \gamma_\delta$.

Здесь V_δ — объем бетона указанной части обделки, м³,

γ_δ — удельный вес бетона, равный $\gamma_\delta = 24 \text{ кН/м}^3$.

x_1 — половина горизонтальной проекции участка 1 - 0 - 1'.

Собственный вес стен обделки приводят к равнодействующим отдельным участкам, приложенным в вершинах многоугольника расчетной схемы.

5.2.4 Определение расчетных значений нагрузок

При расчете тоннельных обделок по первой группе предельных состояний (на прочность и устойчивость обделки и прочность стыков сборных обделок) расчетные нагрузки определяют путем умножения нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке

$$q = q_n \cdot \gamma_f; \quad p = p_n \cdot \gamma_f, \quad (5.11)$$

где f - коэффициенты надежности по нагрузке, которые принимаются по табл. 5.1 для соответствующего вида нагрузки.

Коэффициенты надежности по нагрузке

Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента, надежности по нагрузке
Вертикальная нагрузка от горного давления при сводообразовании для грунтов:	
• скальных	1,6
• глинистых	1,5
• крупнообломочных	1,4
• песков	1,3
Вертикальная нагрузка от веса грунта при вывалах	1,8
Вертикальная нагрузка от веса всей толщи грунта над тоннелем	1,1 (0,9)
Горизонтальная нагрузка от давления грунта	1,2(0,7)
Собственный вес конструкций:	
• сборных	1,1(0,9)
• монолитных	1.2 (0,8)
Вес наземных сооружений	1,1(0,9)
Гидростатическое давление	1,1 (0,9)
Давление от веса дорожного покрытия	1,5 (0,9)
Нагрузка автомобильная АХ вертикальная:	
• тележка	1,5
• равномерно распределенная	1,2
Нагрузка железнодорожная С14 вертикальная	1,3
Нагрузка колесная НК - 80	1,0
От поездов метрополитена и трамвая	1,3 (1- $\lambda / 10^3$) но не менее 1,1
Воздействие морозного пучения грунта	1,3
Строительные нагрузки	1,3
Воздействие усадки и ползучести бетона	1,1 (0,6)
Воздействие усадки грунта	1,5 (0,5)
Температурные воздействия	1,2

Значения коэффициентов надежности, указанные в скобках, следует принимать в случаях, когда уменьшение нагрузки приводит к невыгодному загрузению обделки тоннеля или определенного расчетного элемента ее. Например, максимальный изгибающий момент в верхнем замковом сечении бесшарнирной круговой или подковообразного очертания обделки возникает при максимальном вертикальном давлении и наименьшем горизонтальном.

При расчетах по второй группе предельных состояний коэффициенты надежности принимают равными единице.

5.3 Схема нагрузок

Тоннельное сооружение представляют собой конструкцию, длина которой значительно превышает размеры поперечного сечения, поэтому обычно для расчета выделяют плоскую систему размером по длине, равным 1м. Если тоннельная конструкция состоит из сборных элементов, то длину выделяемой плоской системы принимают равной размеру типовой секции-кольца, ширины сборного элемента.

Схема нагрузок представляет собой сочетание конструктивной схемы и внешних нагрузок. Конструктивная схема изображается в виде контура нейтральной оси обделки с обозначенными на нем конструктивными или технологическими шарнирами (при их наличии) и их координатами. На конструктивной схеме указывается вид заделки опорных элементов (рис.5.2, а).

Величина угла $2\varphi_0$ назначается в зависимости от коэффициента крепости грунта и жесткости обделки. По данным практических расчетов [1] для монолитных бетонных обделок подковообразного очертания угол $2\varphi_0$ равен $90^\circ \div 150^\circ$ при коэффициенте крепости $f = 6 \div 3$. Для чугунных тубинговых обделок и бетонных монолитно-прессованных $2\varphi_0 = 67,5^\circ$ при $\varepsilon = 0 \div 0,2$ и $2\varphi_0 = 112,5^\circ$ при $\varepsilon = 0,2 \div 0,5$. Здесь $\varepsilon = p/q$, где p — горизонтальная, q — вертикальная нагрузки на обделку.

Для железобетонных сборных обделок кругового очертания без связей растяжения в продольных стыках в качестве безотпорного участка можно принимать длину двух верхних смежных блоков.

5.4 Расчетная схема и основная система

В грунтах, обладающих упругим отпором (коэффициент удельного упругого отпора $K_0 > 0,35 \cdot 10^5$ кН/м³), тоннельная обделка работает совместно с окружающим грунтом и представляет собой сложную многократно статически неопределимую конструкцию. Статический расчет такой конструкция методом

заданных нагрузок целесообразно выполнять методом сил строительной механики, который дает наименьшее количество неизвестных. Назначение расчетной схемы состоит в преобразовании схемы нагрузок в стержневую систему путем принятия ряда допущений, обеспечивающих требуемый запас прочности.

Наиболее широко используемый способ расчета основан на введении следующих допущений (рис.5.2, б):

- плавное очертание обделки (конструктивной схемы) заменяют ломаным (вписанным многоугольником);
- непрерывное изменение жесткости обделки заменяется ступенчатым, причем на длине каждой стороны многоугольника принимается жесткость постоянной;
- распределенные активные нагрузки, действующие на обделку, заменяют сосредоточенными силами, приложенными в вершинах многоугольника;
- сплошную упругую среду на отпорных участках заменяют отдельными упругими опорами, помещенными в вершинах многоугольника и направленными перпендикулярно наружной поверхности обделки. При учете сил трения между обделкой и грунтом опоры отклоняются вниз на угол трения.

Для обделок подковообразного очертания в скальных грунтах преобладающие вертикальные нагрузки вызывают силы трения в подошве обделки, которые обычно превышают усилия, стремящиеся сместить стены в горизонтальном направлении. Невозможность этого смещения учитывается в расчетной схеме введением горизонтальной жесткой опоры в уровне подошвы пят (рис. 5.2, б). Учитывается упругий поворот пяты обделки относительно оси, проходящей через центр тяжести пяты, т.е. обделка в пятах имеет упругую заделку с горизонтальной жесткой опорой.

Преобразование схемы нагрузок в расчетную схему целесообразно выполнять в определенной последовательности.

Схема нагрузок обычно симметрична относительно вертикальной оси, поэтому выделяют расчетную схему половины обделки. Сначала вычерчивают конструкцию, затем конструктивную схему обделки в масштабе 1:25, на которой выделяют безотпорную зону с центральным углом φ_0 . Для построения вписанного многоугольника отпорную зону схемы нагрузок графически делят на 3.5 части, начиная от пяты обделки, а безотпорную зону полусвода, включая дробную часть отпорной зоны, - на четыре равные части. Точки деления образуют вершины многоугольника (рис. 5.2, б).

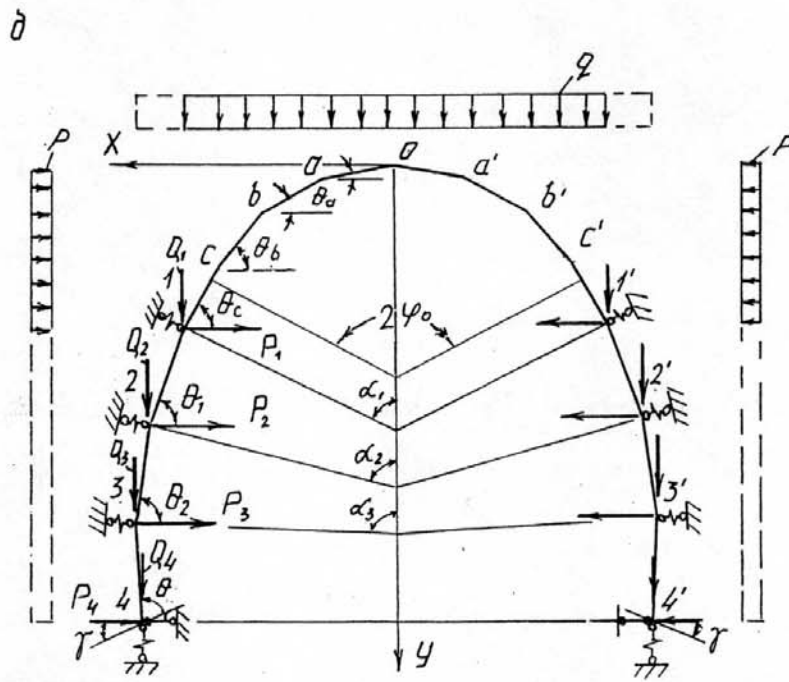
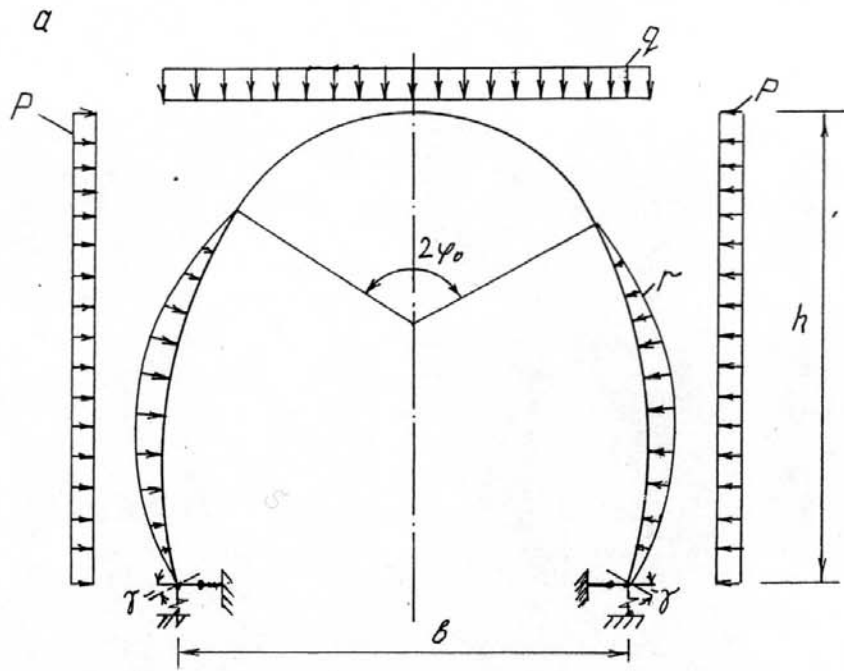


Рис. 5.2. Схема нагрузок (а) и расчетная схема (б) обделки подковообразного очертания

Графически по чертежу, выполненному в масштабе 1:25, определяют координаты вершин многоугольника x_n и y_n , толщину обделки h_n в средних точках сторон многоугольника и по формулам (5.12) вычисляют основные геометрические характеристики расчетной схемы a_n , θ_n и S_n .

При этом обозначения стержней соответствуют обозначению примыкающих сверху вершин многоугольника.

Таким образом,

$$a_n = \sqrt{(\Delta x_n)^2 + (\Delta y_n)^2} \quad ; \quad \theta_n = \arctg \frac{\Delta y_n}{\Delta x_n} . \quad (5.12)$$

здесь $\Delta y_n = y_{n+1} - y_n$; $\Delta x_n = x_{n+1} - x_n$.

Результаты вычислений целесообразно представлять в виде таблицы геометрических характеристик расчетной схемы, форма которой приведена в приложении 5. Для дальнейшего расчета принимаются средние значения длин сторон для безотпорной a_b и отпорной a_n зон обделки.

Сосредоточенные силы, заменяющие распределенную нагрузку на отпорной части обделки и приложенные в вершинах многоугольника, вычисляются как произведение интенсивности распределенной нагрузки на величины проекций на горизонтальную (для Q_n) и вертикальную (для P_n) координатные оси примыкающих к углу половин сторон многоугольника отпорной части расчетной схемы.

Характеристики жесткости упругих опор D_n , заменяющих непрерывный контакт обделки с грунтом на отпорной части, вычисляются по формуле

$$D_n = K b S_n , \quad (5.13)$$

где K - коэффициент упругого отпора грунта, кН/м^3 ;

b - ширина выделенного кольца обделки, м, принимается $b = 1$ м;

S_n - длина постели опоры, м, равная полусумме примыкающих к опоре n сторон треугольника т.е. длина стороны многоугольника на отпорном участке.

Характеристика жесткости вертикальной упругой опоры, заменяющей контакт с грунтом по подошве стен,

$$D_n = K_{\Pi} b_{\Pi} b , \quad (5.14)$$

где K_{Π} - коэффициент упругого отпора под пятнами обделки, кН/м^3 ;

b - ширина пяты, м.

Коэффициенты K и K_{Π} , определяются согласно рекомендациям приложения 4.

Основная система представляет собой трехшарнирную ломаную арку, которая опирается на шарнирно-стержневую цепь, на упругих опорах (рис. 5.8, а). Основную систему получают из расчетной схемы путем введения шарниров в вершинах с упругими опорами и в замковом сечении обделки и заменой нарушенных при этом связей парными изгибающими моментами, принимаемыми в качестве лишних неизвестных M_0, M_1, M_2, M_3 и M_4 .

Неизвестные определяют решением канонических уравнений, каждое из которых отрицает возможность перемещений по направлению удаленной связи (равенство нулю угла взаимного поворота стержней, сходящихся в шарнире).

Канонические уравнения имеют вид

$$\left. \begin{aligned} M_0 \delta_{00} + M_1 \delta_{01} + M_2 \delta_{02} + M_3 \delta_{03} + M_4 \delta_{04} + \Delta_{0p} &= 0 \\ \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots \\ M_0 \delta_{40} + M_1 \delta_{41} + M_2 \delta_{42} + M_3 \delta_{43} + M_4 (\delta_{44} + \gamma_{\text{п}}) + \Delta_{4p} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.15)$$

где δ_{ik} и Δ_{ip} - перемещения основной системы по направлению неизвестных M_i , от действия единичных парных моментов, приложенных в точках k , и от внешних нагрузок; $\gamma_{\text{п}} = 1/(K_{\text{п}} I_{\text{п}})$ — угол поворота подошвы стены от действия единичного момента; $I_{\text{п}} = (bh_{\text{п}}^3) / 12$ — момент инерции подошвы стены; $K_{\text{п}}$ — коэффициент упругого отпора грунта по подошве стены, кН/м³.

5.5 Определение перемещений основной системы

Перемещения основной системы определяют по общей формуле строительной механики, преобразованной для стержневой системы на упругих опорах. При этом вычисляют перемещения, увеличенные в E раз (E - модуль упругости материала обделки кПа). Формула для вычисления перемещений имеет вид:

$$E \delta_k = \sum \int \frac{M_i \cdot M_k}{I_n} dS + \sum_n \frac{N_i \cdot N_k}{A_n} a_n + \sum_n \frac{R_i \cdot R_k \cdot E}{D_n} \quad (5.16)$$

где $M_i, M_k, N_i, N_k, R_i, R_k$ — усилия в элементах основной системы от действия парных единичных моментов и внешней нагрузки;

I_n, A_n, D_n и a_n — соответственно момент инерции, площадь сечения, характеристика жесткости и длина n -го элемента основной системы;

n — номера элементов основной системы.

Для обделок подковообразного очертания при коэффициенте упругого отпора грунта $K < 1 \cdot 10^5$ кН/м³ влияние обжатия стержней (второе слагаемое формулы (5.16)) можно не учитывать. Пренебрежение влиянием обжатия стержней вызывает некоторое уменьшение изгибающего момента в замковом сечении. Однако неучет сил трения между грунтом и обделкой производит противоположное действие. Поэтому в результате запас прочности конструкции не уменьшается [1].

Усилия в основной системе определяют известными методами строительной механики, основную систему при этом условно разделяют на трехшарнирную арку и стержневую цепь на упругих опорах. Определяют усилия сначала от действия внешней нагрузки (“состояние Р”), а затем поочередно от действия единичных парных моментов, приложенных в точке О (“состояние О”), в точке 1 (состояние 1) и т. д.

При этом нумерация стержней соответствует номеру их верхнего конца. Усилия обозначают двумя индексами: первый индекс обозначает номер узла или стержня, в котором возникает усилие; второй индекс — причину (внешнюю нагрузку единичные парные моменты в соответствующих узлах) вызвавшую усилие.

Обделка в виде подъемистого свода

“Состояние Р” Усилия в трехшарнирной арке (рис. 5.3, б) находят, начиная с определения распора в замке арки H_{op} путем составления уравнения суммы моментов сил, действующих на полуарку, относительно точки 1, т.е.

$$\sum_{MOM_1} = H_{op}y_1 - q \frac{x_1^2}{2} - p \frac{y_1^2}{2} = 0, \quad (5.17)$$

где x_1 и y_1 – координаты узла N_1 .

$$\text{Из (5.17)} \quad H_{op} = \frac{1}{y_1} \cdot \left(q \frac{x_1^2}{2} + p \frac{y_1^2}{2} \right). \quad (5.18)$$

Распор в пяте H_{1p} и вертикальную реакцию V_{1p} , арки определяют составлением уравнений суммы проекций сил на оси X и Y , из которых

$$H_{1p} = H_{op} - py_1; \quad V_{1p} = qx_1. \quad (5.19)$$

Изгибающие моменты в узлах арки

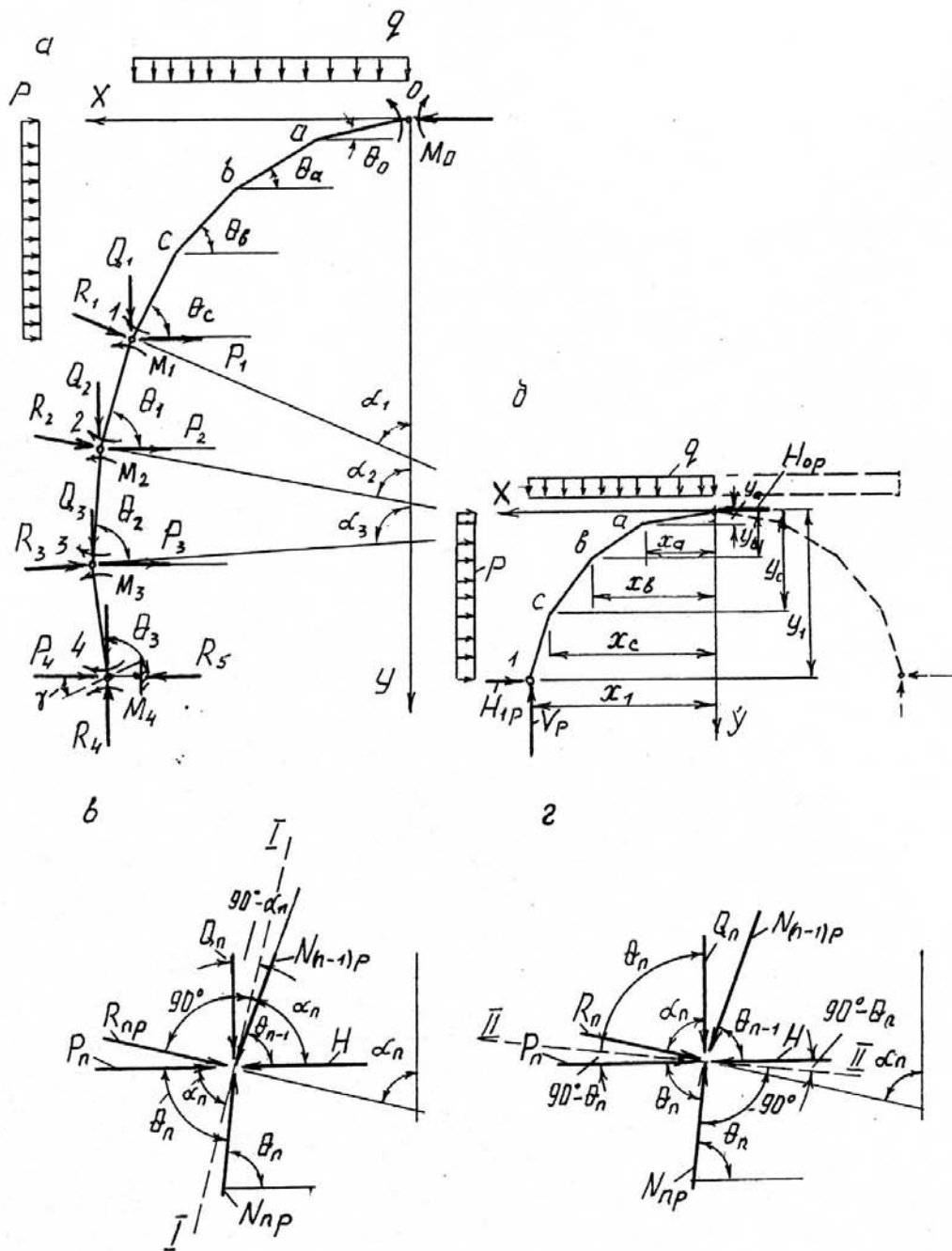


Рис. 5.3. Основная система симметричной обделки (а); схемы к определению усилий в основной системе от внешних нагрузок (б, в, з).

$$M_{np} = H_{op}y_n - q\frac{x_n^2}{2} - p\frac{y_n^2}{2}, \quad (5.20)$$

где n — номер узла арки, $n = a, b, c$.

Нормальные силы в стержнях арки

$$N_{np} = H_{op} \cos \theta_n + qx_{n+1} \sin \theta_n - py_{n+1} \cos \theta_n, \quad (5.21)$$

где n - номер стержня арки;

x_{n+1}, y_{n+1} — координаты точек арки;

θ_n — угол наклона к горизонтали n -го стержня.

Усилия в отпорной цепи (нормальные силы в стержнях N_{np} , реакции в узлах R_{np}) определяют последовательным вырезанием узлов с рассмотрением условий их равновесия. При этом вычерчиваются выделяемые узлы со всеми действующими в них силами, начиная с верхнего узла отпорной цепи.

Так для некоторого n -го узла (рис. 5.3,в) нормальная сила в n -ом стержне N_{np} определяется составлением уравнения суммы проекций сил на направление, перпендикулярное реакции R_{np} (направление I-I). Из этого уравнения

$$N_{np} = \frac{1}{\cos(\theta_n - \alpha_n)} [Q_n \sin \alpha_n - P_n \cos \alpha_n + N_{n-1} \cos(\alpha_n - \theta_{n-1})]. \quad (5.22)$$

Реакция R_{np} (рис. 5.3, г) определяется из уравнения суммы проекции сил на направление, перпендикулярное силе N_{np} (направление II-II).

$$R_{np} = \frac{1}{\cos(\theta_n - \alpha_n)} [-Q_n \cos \theta_n - P_n \sin \theta_n + N_{n-1} \sin(\theta_n - \theta_{n-1})]. \quad (5.23)$$

Для узла 1 сила $Q_n = Q_1 + V$; $P_n = P_1 - H_{1p}$; $N_{n-1} = 0$. Для остальных узлов Q_n и P_n — силы, приложенные в соответствующих узлах основной системы.

Правильность определения усилий в основной системе проверяется путем составления суммы проекций сил, действующих на выделенную половину обделки, на ось X и ось Y и приравнивания их нулю. Так, сумма проекций сил на ось X

$$\sum_{np} X = -py_1 - \sum P_n - \sum R_{np} \sin \alpha_n + R_{5p} + H_{op} = 0 \quad (5.24)$$

где n —номера узлов ($n = 1, 2, 3$)

При этом ошибка не должна превышать 3%

$$\Delta = \frac{(|A_1| - |A_2|) \cdot 2}{|A_1| + |A_2|} \cdot 100\% \leq 3\%,$$

где A_1 и A_2 — суммы слагаемых одного знака.

Аналогично

$$\sum_{np} Y = qx_1 + \sum Q_n + \sum R_{np} \cos \alpha_n - R_{4p} = 0 \quad (5.25)$$

Усилия в основной системе от единичных моментов.

“Состояние 0”. Усилия в трехшарнирной арке (рис. 5.4,а) от единичного момента, приложенного в точке 0

$$H_{00} = -\frac{1}{y_1}; \quad M_{n0} = 1 - \frac{y_n}{y_1}; \quad N_{n0} = -\frac{1}{y_1} \cos \theta_n. \quad (5.26)$$

Усилия в отпорной цепи определяют по формулам (5.22) и (5.23), при этом в узле $M1$ действует

$$P_n = P_1 - H_{10} = 0 - \left(-\frac{1}{y_1}\right) = \frac{1}{y_1}.$$

“Состояние 1 “. Усилия в трехшарнирной арке (рис. 5.4,б):

$$H_{10} = H_{11} = \frac{1}{y_1}; \quad M_{n1} = \frac{y_n}{y_1}; \quad N_{n1} = \frac{1}{y_1} \cos \theta_n$$

В узле $M1$ отпорной цепи приложен распор арки $H_{11} = \frac{1}{y_1}$ и вторая половина парного момента $M_1 = 1$, который представляется в виде пары сил, действующих по концам стержня $M1$. Каждая составляющая пары равна $\frac{1}{\alpha_n}$.

Искомые усилия (N_n, R_n) в отпорной цепи основной системы состояний «1» и состояний «2» и «3» можно определить по обобщенным формулам (5.27) и (5.28). При этом в каждом случае следует вычерчивать вырезаемый узел и указывать все силы, действующие в нем, как показано на рис. 5.4.

Для некоторого n – го узла неизвестные N_n и R_n будут равны:

$$N_n = \frac{1}{\cos(\theta_n - \alpha_n)} \left[-H_{11} \cos \alpha_n + N_{n-1} \cos(\alpha_n - \theta_{n-1}) - \frac{1}{a_{n-1}} \sin(\alpha_n - \theta_{n-1}) + \frac{1}{a_n} \sin(\alpha_n - \theta_{n-1}) \right]; \quad (5.27)$$

$$R_n = \frac{1}{\cos(\theta_n - \alpha_n)} \left[-H_{11} \sin \theta_n + N_{n-1} \sin(\theta_n - \theta_{n-1}) + \frac{1}{a_{n-1}} \cos(\theta_n - \theta_{n-1}) + \frac{1}{a_n} \right]. \quad (5.28)$$

При пользовании формулами (5.27) и (5.28) следует иметь в виду следующее:

- если в рассматриваемом узле отсутствуют какие-либо силы, содержащиеся в обобщенных формулах, то при вычислении неизвестных они не учитываются (например, распор арки H будет только в узле №1 «состояния 1»; в узле №1 усилие N_{n-1} отсутствует);
- влияние единичных парных моментов («состояние 2» и «состояние 3») ограничивается лишь узлами, примыкающими к нагруженному таким моментом;
- условно принято, что $\frac{1}{\alpha_{n-1}}$ - составляющая пары сил верхнего стержня, а $\frac{1}{\alpha}$ - нижнего стержня, сходящихся в выделенном узле. При этом, если направление действия какой-либо из них совпадает с направлением ее, обозначенном на рис. 5.4 (узел “n”), то в формулах (5.27) и (5.28) она учитывается с обратным знаком;
- величины реакций R_4 и R_5 любого состояния основной системы вычисляются путем составления суммы проекций сил в вырезанном узле №4 на ось X и на ось Y и приравниванием их нулю;

Для облегчения выполнения дальнейших вычислительных операций полученные значения усилий в основной системе (M_{nk} , N_{nk} и R_{nk}) целесообразно изобразить графически на горизонтальной развертке полуоси обделки по состояниям, включая и суммарное, как показано на рис.5.5, а).

Используя данные таблицы 5.5, а, следует выполнить проверки правильности определения усилий в основной системе от единичных состояний путем суммирования значений M_{nk} , N_{nk} и R_{nk} для каждого узла или стержня по единичным состояниям.

При этом должны соблюдаться равенства:

$$\left. \begin{aligned} \sum \bar{M}_{nk} &= 1; \\ \sum \bar{N}_{nk} &= 0; \\ \sum \bar{R}_{nk} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (5.29)$$

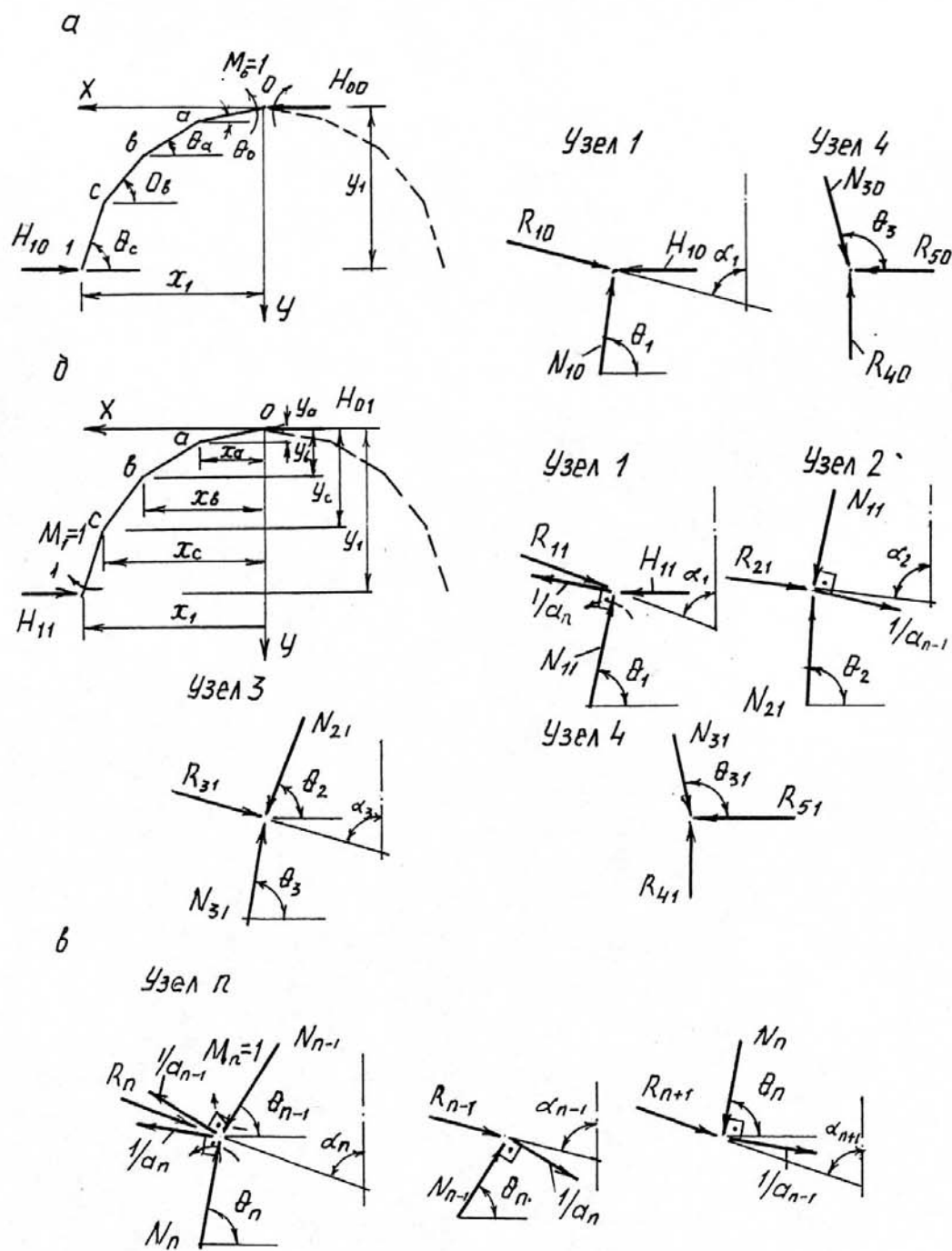


Рис. 5.4. Схемы для определения усилий в основной системе от единичных парных моментов: а – состояние 0; б – состояние 1; в – n-ое состояние ($n=2, 3, 4$).

где индекс n – номер узла или стержня;

индекс k – означает единичное состояние, вызывающее усилие в данном узле или стержне.

Вычисляемые по известной формуле Мора (5.16) перемещения основной системы, увеличенные в E раз ($E \delta_{ik}$), состоят из перемещений от изгиба стержней ($E \delta_{ik}^M$), обжатия стержней ($E \delta_{ik}^N$) и осадки упругих опор ($E \delta_{ik}^R$). Компоненты перемещений основной системы удобно вычислять отдельно. При определении перемещений от изгиба стержней можно пользоваться формулой, которая, например, для стержня № a при сопряжении эпюр состояний «О» и «41» имеет вид:

$$E \delta_{01}^{M(a)} = \int \frac{M_0 \cdot M_1}{I_a} ds = \frac{a_a}{6I_a} \{M_{a1} \cdot M_{e0} + M_{a0} \cdot M_{e1} + 2[M_{a0} \cdot M_{a1} + M_{e0} \cdot M_{e1}]\}, \quad (5.30)$$

где a – длина стержня № a ; J_a – момент инерции рабочего сечения стержня № a .

С целью упрощения вычислительных операций и меньшей вероятности допустить ошибку при определении перемещений рекомендуется расчетные характеристики элементов системы вычислить заранее и свести в таблицу, форма которой приведена в приложении 5 (таблица 2).

Проверку правильности вычисления перемещений от изгиба стержней производят с использованием суммарной эпюры усилий (эпюра S) путем вычисления контрольных перемещений $E \delta_{ss}^b$ и $E \Delta_{sp}^M$, получаемых сопряжением суммарного состояния S с самим собой и с состоянием «P». При проверке должны выполняться следующие условия:

$$E \delta_{ss}^M = \sum_n \frac{a_n}{J_n} = E \delta_{ii}^M + 2 \sum E \delta_{ik}^M \quad (5.31)$$

$$E \Delta_{sp} = \sum \frac{\omega_{np}}{J_n} = \sum \Delta_{ip} \quad (5.32)$$

где ω_{np} – площадь эпюры моментов состояния «P» на стержне n основной системы;

$\sum E \delta_{ii}^M$, $2 \sum E \delta_{ik}^M$ и $\sum \Delta_{ip}$ - вычисленные ранее перемещения, правильность определения которых проверяется.

Вычисление перемещений от обжатия стержней и осадки упругих опор в соответствии с (5.16) производится по формулам:

для единичных перемещений

$$\left. \begin{aligned} E\delta_{ik}^M &= \sum_n \frac{a_n}{A_n} N_i \cdot N_k \\ E\delta_{ik}^R &= \sum_n \frac{E}{D} R_i \cdot R_k \end{aligned} \right\} \quad (5.33)$$

для грузовых перемещений

$$\left. \begin{aligned} E\Delta_{ip}^N &= \sum_n \frac{a_n}{A_n} N_i \cdot N_p \\ E\Delta_{ip}^R &= \sum_n \frac{E}{D} R_i \cdot R_p \end{aligned} \right\} \quad (5.34)$$

Проверкой правильности определения перемещений, вызванных обжатием стержней и осадкой опор, служит равенство:

$$\sum E\delta_{ik}^N = \sum E\delta_{ik}^R = \sum E\delta_{ip}^N = \sum E\delta_{ip}^R = 0; \quad (5.35)$$

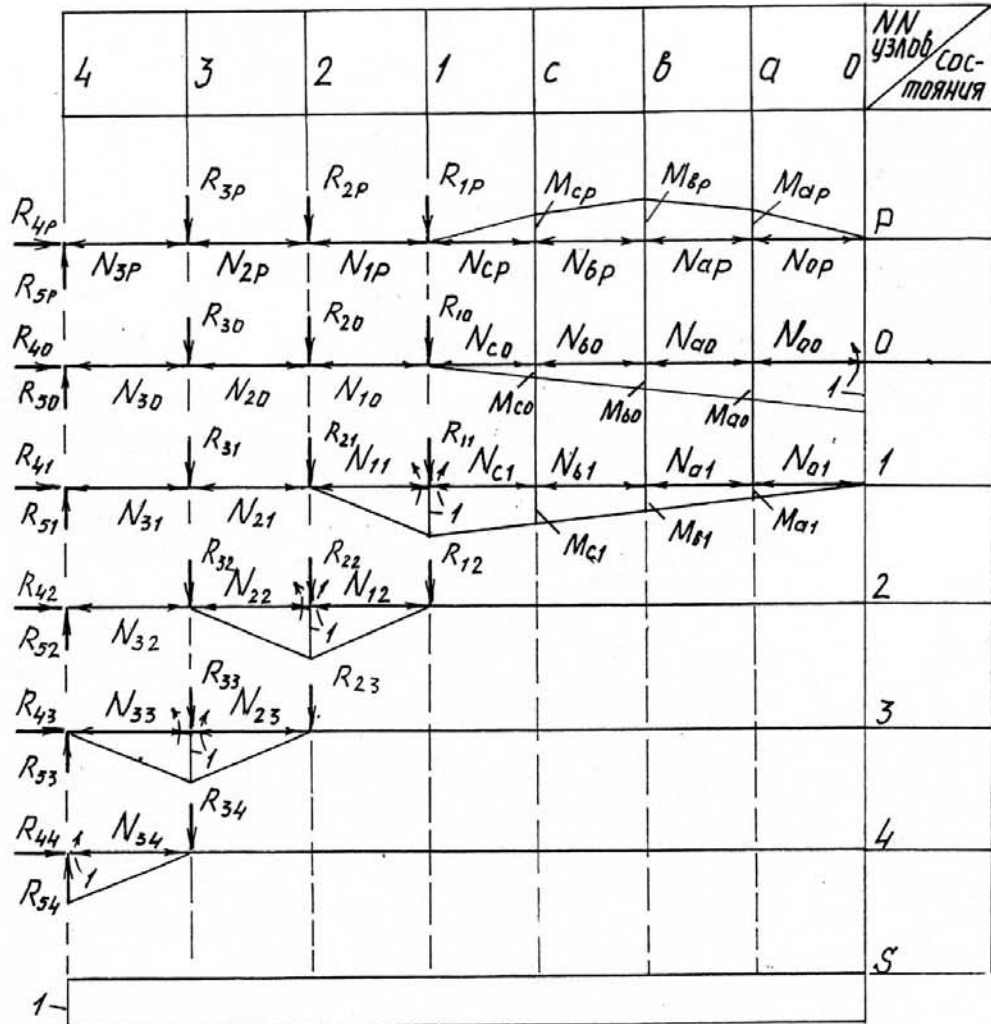
Поскольку все перемещения вычисляются увеличенными в E раз, то и единичное угловое перемещение пятой стены обделки тоже увеличивается в E раз, т.е. $E\gamma_n = \frac{E}{Kn \cdot Jn}$.

Полученные и проверенные перемещения основной системы представляются в систему канонических уравнений (5.15) и выполняется их решение по алгоритму Гаусса или на ЭВМ по стандартной программе обращения матрицы.

Изгибающие моменты в замковом сечении обделки и в местах упругих опор получают непосредственно из решения канонических уравнений. Моменты в сечениях трехшарнирной арки, реакции опор и нормальные силы в стержнях обделки определяют путем суммирования усилий грузового состояния («состояние P ») и усилий от единичных состояний, умноженных на моменты в шарнирах, которые были получены в результате решения системы канонических уравнений, по формулам:

$$\begin{aligned} M_n &= M_{np} + \sum \bar{M}_{nk} \cdot M_k; \\ N_n &= N_{np} + \sum \bar{N}_{nk} \cdot M_k; \\ R_n &= R_{np} + \sum \bar{R}_{nk} \cdot M_k; \end{aligned} \quad (5.36)$$

а



б

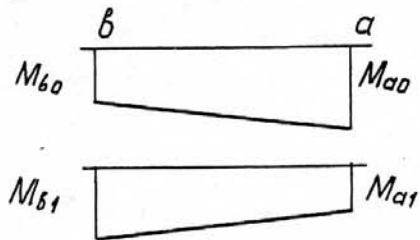


Рис. 5.5. Эпюры усилий в грузовом и единичных состояниях основной системы (а), сопряжение эпюр моментов в стержне а (б).

Полученные усилия в обделке представляются в виде эпюр М и N и эпюры напряжений σ в породе на отпорных участках контура обделки (рис.5.6). Ординаты эпюры изгибающих моментов откладываются со стороны растянутого волокна. Эпюра N имеет ступенчатую форму с увеличивающейся интенсивностью по мере приближения к пяте. Эпюра σ имеет ступенчатую форму с постоянной интенсивностью на длине “постели” каждой опоры. Значение σ определяется по формуле

$$\sigma_n = \frac{R_n}{S_n \cdot b} . \quad (5.37)$$

Правильность статического расчета проверяется в соответствии с [1, стр. 69].

В завершение статического расчета по эпюрам М и N выделяются сечения с наибольшими значениями изгибающего момента, в которых производится проверка прочности как внецентренно сжатых элементов.

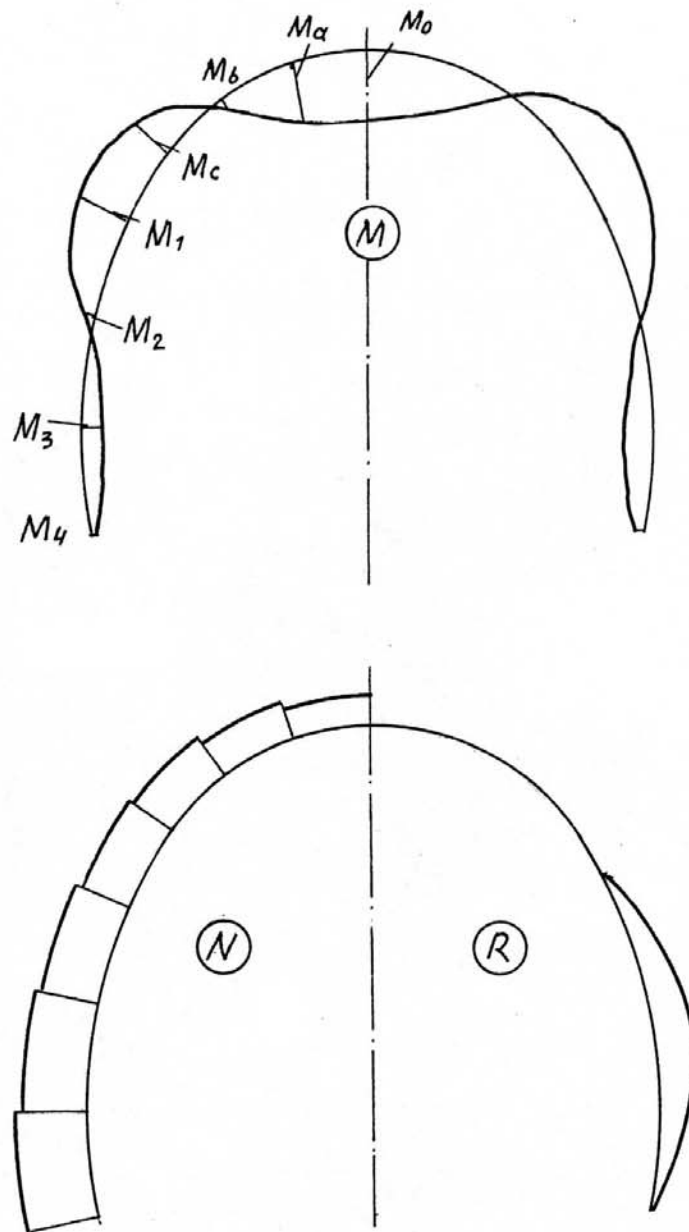


Рис. 5.6. Эпюры усилий в обделке подковообразного очертания.

Рекомендуемая литература

1. Тоннели и метрополитены/ В.Г.Храпов, Е.А.Демешко, С.Н.Наумов и др. Под ред. В.Г. Храпова. М.: Транспорт, 1989. 383 с.
2. Маковский Л.В. Проектирование автодорожных и городских тоннелей: Учеб. для вузов. —М.: Транспорт. 1993. 352 с.
3. Компаниец С.А., Поправко А.К., Богородецкий А.А. Проектирование тоннелей. —М.: Транспорт, 1973. 320с.
4. Проектирование тоннелей, сооружаемых горным способом: Методические указания по курсовому проектированию для студентов факультета “Мосты и тоннели”. Ч. 1. Ч.П. Новосибирск, НИИЖТ, 1989.
5. СНБ 3.03.01-98. Железные дороги колеи 1520 мм. —Минск,1998.
6. СНиП 2.05.02-85. Нормы проектирования. Автомобильные дороги. М.,1987. 71 с.
7. СНБ3.03.07-98. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Минск, 1998. 22 с.
8. ГОСТ 9238-83. Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520 (1524) мм М., 1983. 27 с.
9. ГОСТ 24451-80. Тоннели автодорожные. Габариты приближения строений и оборудования. М. 1981. 4 с.
10. СНиП III-44-78. Правила производства и приемки работ. Тоннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены.
11. Наумов С.Н. Проектирование тоннелей, сооружаемых горным способом. Методическое пособие. —М.: МИИТ, 1969. 76с.
12. Проектирование и строительство тоннелей. Учебное пособие по одноименному курсу. Минск, БПИ, 1990. 86 с.
13. Подземные гидротехнические сооружения. Под ред. проф. В.М.Мосткова. Учебн. для вузов. — М.: Высшая школа, 1986. 464 с.
14. Правила безопасности при строительстве метрополитенов и подземных сооружений. ТИМР, 1992. 204 с.
15. Справочник инженера-тоннельщика. Под ред. В.Е. Меркина, С.Н. Власова, О.Н. Макарова. — М.: Транспорт, 1993. 390 с.
16. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. — М.:1988. 199 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

1. Задание на проектирование

По дисциплине «Тоннели и подземные сооружения» выполняется курсовой проект на тему: «Железнодорожный (автодорожный) тоннель, сооружаемый горным способом».

Студенту выдается задание на стандартном бланке, в котором руководителем курсового проектирования указывается название темы, определяется шифр задания (напр.: 1а-А.0,1L.2-В.015L. 10-3) и категория железнодорожной или автомобильной дороги. К заданию прикладывается топографический план тоннельного пересечения.

Указанный шифр задания означает:

1 - вариант топографического плана тоннельного пересечения;

а - вариант масштаба плана и интервала сечения горизонтальной;

А .0,1L.2 — на порталном участке со стороны пункта А длиной 0,15L протяженности тоннеля массив сложен 2-м типом геологических условий (см. табл. 1);

В.0,15L.10 — на порталном участке тоннеля со стороны пункта В длиной 0,15L протяженности тоннеля массив сложен типом № 10 геологических условий;

3 — на остальной длине тоннеля массив сложен 3-им типом геологических условий.

Типы инженерно-геологических условий и основные характеристики грунтов даны в табл. 1.

Заданные планы тоннельного пересечения даны на рис. 1, 2, 3.

2. Содержание пояснительной записки

СОДЕРЖАНИЕ

2.1. Задание на проектирование, исходные данные.

2.2. Трасса тоннеля

План трассы: по плану местности в горизонталях выполнить трассирование линии между заданными точками с тоннелем наименьшей длины.

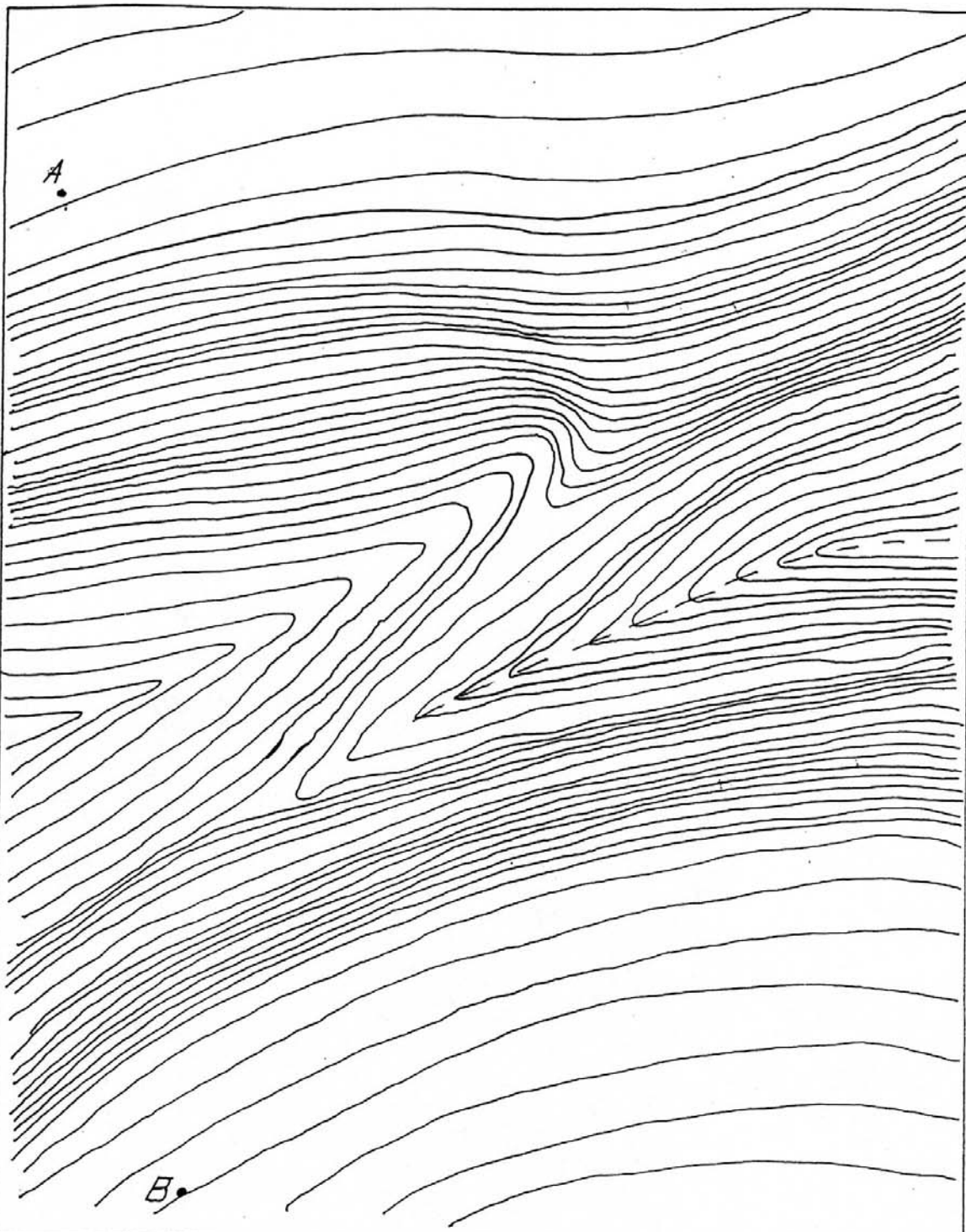


Рис. 1 План тоннельного пересечения. Вариант I

Масштаб		a	b	c	d	e
		1:50000	1:50000	1:25000	1:10000	1:5000
Сечение горы зонтиками через, м	ж/дорожн.	20	10	10	—	—
	д/дорожн.	—	—	20	10	10

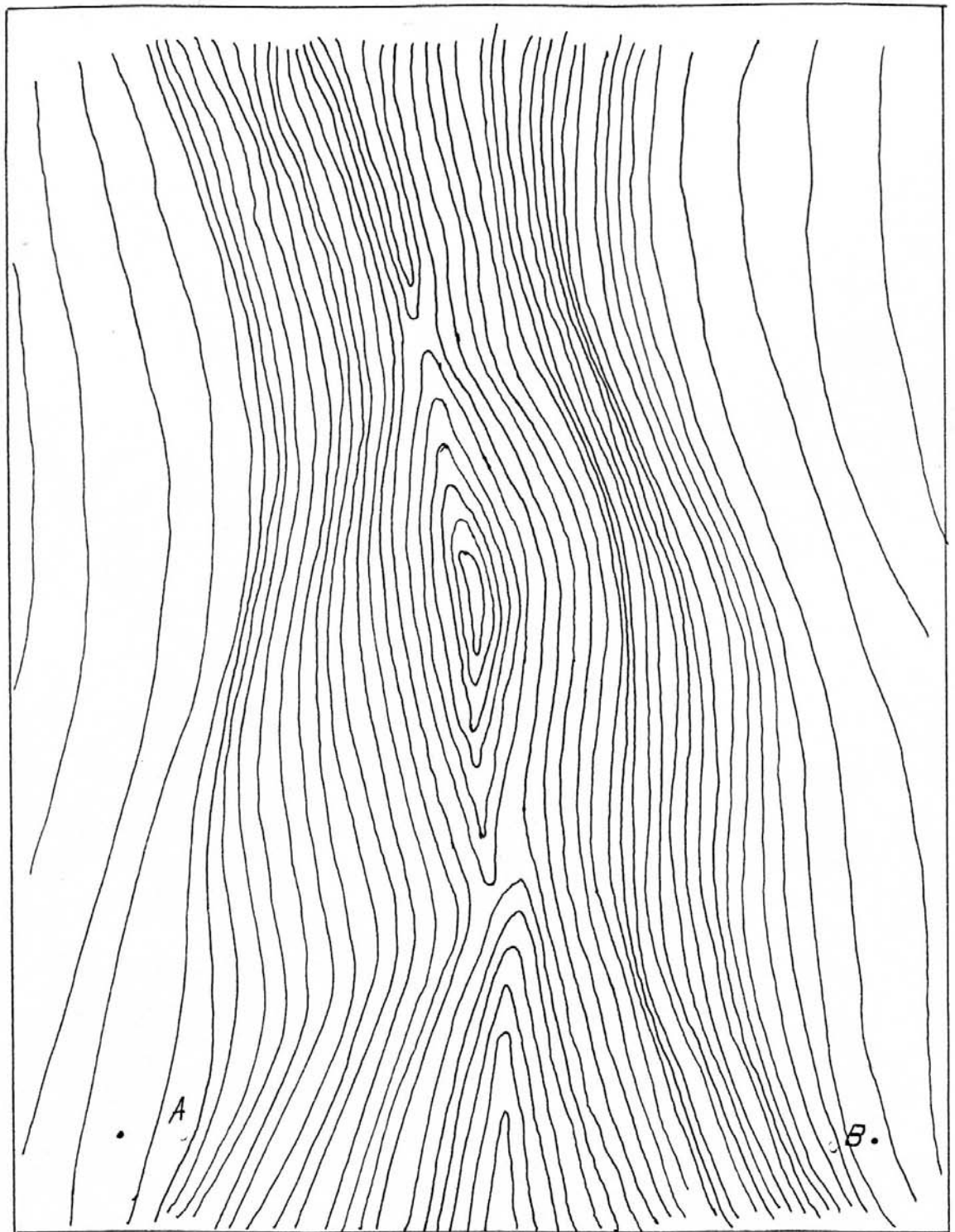


Рис.2. План тоннельного пересечения. Вариант II

Варианты масштаба		а	б	с	д	е
Масштаб		1:50000	1:50000	1:30000	1:20000	1:10000
Сечение горч. зонтиками через, м	тон- нель	ж/дорожн	10	10		
		а/дорожн.		20	15	15

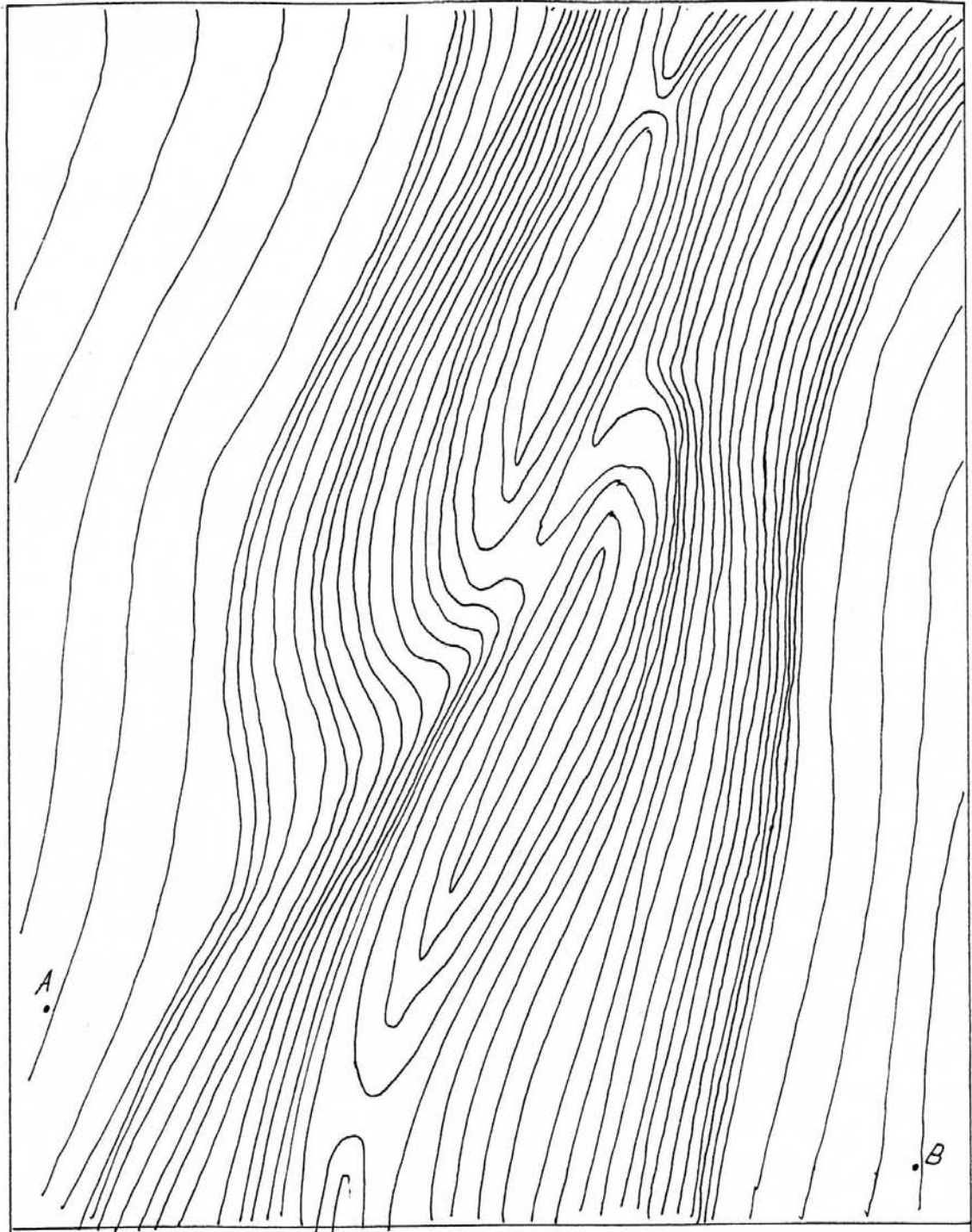


Рис. 3. План тоннельного пересечения. Вариант III

Варианты масштаба		а	б	с	д	е
Масштаб		1:50000	1:50000	1:30000	1:25000	1:10000
Сечение горизонтальными через, м	тон- нель	ж/дорожный	10	10		
		а/дорожный	20		15	15

Таблица 1. Типы инженерно-геологических условий

Тип пород	Наименование и характеристика горных пород	f	γ	Вт	$K \cdot 10^5$	φ	h_w	k_{ϕ}
1.	Песчаник плотный	6,0	27	1,1	16	76	-	
2.	Мергель крепкий	6,0	26	1,2	15	74	-	
3.	Песчаник глинистый	5,6	25	0,9	11	70	-	
4.	Известняк мергелистый	5,4	23	0,8	10	68	-	
5.	Сланцы крепкие	4,8	25	0,7	9	66	-	
6.	Песчаник на известковом цементе	4,4	24	0,7	8	66	-	
7.	Конгломераты из осадочных пород	4,0	25	0,6	7	64	-	
8.	Гранит крупнозернистый выветрившийся	3,8	25	0,6	6	60	12	1÷20
9.	Среднезернистые выветрившиеся граниты	6,6	26	0,7	9	60	8	0,5÷2,0
10.	Мергель средней плотности	3,2	23	0,5	6	60	10	0,5÷2,0
11.	Песчаник выветрившийся	2,8	22	0,3	6	60	12	0,8÷3,0
12.	Сланцы средней крепости слабо выветрившиеся	2,8	26	0,5	6	62	8	0,5÷1,0
13.	Сланцы выветрившиеся	2,6	25	0,3	5	60	11	0,2÷3,0
14.	Диориты крупнозернистые выветрившиеся	3,0	25	0,25	6	62	15	1,0÷2,0
15.	Доломит выветрившийся	4,2	26	0,25	4	62	16	0,2÷2,0
16.	Гнейсы крупнозернистые выветрившиеся	3,2	25	0,20	4	60	20	0,5÷1,0
17.	Змеевик выветрившийся	3,0	24	0,25	5	60	16	0,5÷1,0
18.	Граниты выветрившиеся	3,8	25	0,30	5	60	12	1,0÷3,0

Примечание: В таблице приняты обозначения: f – коэффициент крепости породы по шкале проф. М.М. Протоdjяконова; γ – удельный вес породы, кН/м³, Вт — расстояние между трещинами, м; K — коэффициент постели породы, кН/м³, φ – кажущийся угол внутреннего трения породы, град.; h_w - уровень грунтовых вод выше УГР или ВПЧ, м; k_{ϕ} — коэффициент фильтрации, м/сутки.

Продольный профиль тоннеля: составить продольный профиль тоннельного участка линии с учетом необходимого смягчения уклона и обоснованием выбора мест расположения порталов. (Вычерчивается продольный профиль тоннеля).

2.3 Тоннельные конструкции

Обделка на прямом участке: в соответствии с габаритом и гидрогеологическими условиями задать внутреннее очертание обделки и назначить размеры поперечных сечений ее.

Обделка на кривой: определить смещение угловых точек габарита приближения строений на кривой, построить уширенный габарит.

Камеры, ниши; вентиляция: общая характеристика порталов, камер, ниш. Обоснование принятой системы вентиляции, определение объемов проветривания.

2.4 Расчет обделки.

Нагрузки: определить нагрузки, действующие на обделку, для каждого из характерных в геологическом отношении участков.

Расчетная схема обделки: для одного из типов обделки (по согласованию с руководителем курсового проектирования) выбрать расчетную схему.

Статический расчет обделки: построить основную систему и выполнить статический расчет обделки.

Проверка прочности сечений: на основе полученных эпюр изгибающих моментов и продольных сил выполнить проверку прочности не менее двух наиболее нагруженных сечений.

2.5. Производство работ по сооружению тоннеля.

Способы производства работ наметить возможные варианты способа работ по сооружению тоннеля и обосновать выбор одного из них для каждого участка.

Способ разработки грунта: для одного из характерных в геологическом отношении участков (по указанию руководителя курсового проектирования) составить паспорт буровзрывных работ с необходимыми расчетными обоснованиями. Выбрать погрузочные и транспортные средства.

Временная крепь выработки: выбрать тип временной крепи для заданного участка выработки, выполнить расчет ее и составить паспорт временной крепи.

Уточнение глубины заходки: определить производительность буровзрывных машин, погрузочных средств, задать время проходческого цикла, проверить принятую глубину заходки и дать рекомендации по ее корректировке.

Циклограмма проходки: определить необходимые технологические параметры проходческого цикла и составить циклограмму на проходку передового забоя.

Бетонирование обделки в соответствии с принятой скоростью продвижения передового забоя наметить способ возведения обделки и подобрать необходимое оборудование бетоноукладочного комплекса.

Нагнетание за обделку: наметить схему и порядок нагнетания растворов за обделку и подобрать необходимое оборудование.

График производства работ: составить график производства работ по сооружению тоннеля совмещенный с графиком движения рабочей силы на основные подземные работы.

Проходческая вентиляция: выбрать схему вентиляции выработки, определить необходимый объем проветривания и подобрать вентиляционное оборудование.

Водоотвод в тоннеле: определять необходимое сечение водоотводного лотка, а при мокром забое рассчитать водоотлив с подбором насосов и нагнетательных труб.

Освещение: необходимо выбрать средства призабойного и постоянного освещения.

2.6. Охрана окружающей среды.

Предусмотреть мероприятия с целью охраны окружающей природной среды и сооружений от вредного влияния горных работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Рекомендации: 1. В пояснительной записке не следует пересказывать известные положения нормативных документов и учебных пособий, не имеющие прямого отношения к принятому техническому решению.

2. Записка должна быть иллюстрирована соответствующими схемами и эскизами, выполненными в карандаше (схема нагрузок, расчетная схема обделки, основная система, эпюры моментов, нормальных сил и упругих реакций и др.).

3. Справочные данные для составления плана и продольного профиля тоннеля, а также данные для конструирования монолитной обделки, приведены в таблицах приложения 2.

3. Графическая часть проекта

3.1. Конструкция обделки и портала тоннеля (один лист формата А1)

Поперечное сечение обделки на порталном участке и средней части тоннеля в масштабе 1:50 с нанесением габарита приближения строений, верхнего строения пути или проезжей части с тротуарами, вентиляционных каналов, дренажных и водоотводных устройств.

Уширенный габарит приближения строений на кривой в масштабе 1:50.

Детали конструкции тоннеля в масштабе 1:25 — 1:20.

Фасад, продольный разрез и план портала тоннеля в масштабе 1:100 с откосами или подпорными стенами предпортальной выемки, нагорные канавы и водоотводные устройства.

Таблица объемов работ на 1 м длины тоннеля.

3.2. Проект производства работ по сооружению тоннеля (1 лист А1).

Продольный разрез выработки в масштабе 1: 100 с нанесением принятых средств механизаций, транспортных и вспомогательных устройств, а также временной крепи.

Схематический план выработки с нанесением откаточных путей, обменных устройств и взаимного расположения оборудования.

Поперечные сечения выработки, соответствующие выполнению основных процессов, в масштабе 1:100 — 1:50.

Паспорт буровзрывных работ, М 1:100.

Паспорт временной крепи выработки, М 1:100.

Циклограмма на проходку передового забоя.

График производства работ.

Таблица основного оборудования с наиболее важными характеристиками.

Рекомендации: 1. На продольном технологическом разрезе изображается рабочий участок выработки с принятыми средствами механизации тоннельных работ (от бурения шпуров до нагнетания за обделку). Машины и различные установки вычерчиваются в масштабе с необходимыми габаритными размерами, но без излишней детализации. Временная крепь изображается у забоя. Указываются расстояния между отдельными рабочими местами. Машины и установки снабжаются номерами, соответствующими номерам в таблице оборудования.

Приложение 2

Таблица 1. Категории железных дорог [5]

Категория линии	Размеры пассажирских поездов, пар в сутки, кроме пригородных
I	Свыше 12
II	5-12
III	менее 5

Таблица 2. Категория автомобильных дорог [6]

Категория дороги	Расчетные интенсивности движения, авт./сутки	
	Приведенные к легковому автомобилю	В транспортных единицах
Ia	Более 14000	Более 7000
Iб	Более 14000	Более 7000
II	Свыше 6000 до 14000	Свыше 3000 до 7000
III	Свыше 2000 до 6000	Свыше 1000 до 3000
IV	Свыше 200 до 2000	Свыше 100 до 1000
V	До 200	До 100

Таблица 3. Расчетные скорости движения на автомобильных дорогах для проектирования элементов плана, продольного профиля [6]

Категория автодороги	Расчетные скорости, км/ч		
	основные	Допускаемые на трудных участках местности	
		пересеченной	горной
Ia	150	120	80
Iб	120	100	60
II	120	100	60
III	100	80	60
IV	80	60	40
V	60	40	30

Таблица 4. Радиусы кривых в железнодорожных тоннелях [5]

Рекомендуемые	Радиусы в плане, м			
	рекомендуемые	в трудных условиях	Допускается в особо трудных условиях	
			при технико-эк. обосновании	По согласованию с МПС
I, при скорости движения более 120 км/ч	4000-2500	2000	800	400
I, при скорости движения не более 120 км/ч	4000-1500	1200	600	300
II, то же	4000-1200	1000	600	250
III, то же	2000-1200	800	400	250
VI, то же	2000-1200	500	300	250

Таблица 5. Наименьшие радиусы кривых в автодорожных тоннелях [6]

Расчетная скорость, км/ч	150	120	100	80
Радиусы в плане, м	1000	600	400	250

Таблица 6. Коэффициент смягчения продольного уклона m в железнодорожных тоннелях [7]

Длина тоннеля	m
Не более 300 м	1
От 300 м до 1 км	0,9
От 1 км до 3 км	0,85
Более 3км (в зависимости от длины тоннеля)	0,8 — 0,75

Таблица 7. Допустимая алгебраическая разность сопрягаемых уклонов продольного профиля на железных дорогах, % [5]

Категория линии	Длина приемо-отправочных путей, м		
	1250	1050	850
I, II	5 (макс. 8)	6 (макс. 12)	8 (макс. 13)
III	6 (макс. 10)	8 (макс. 15)	10 (макс. 20)
IV	8 (макс. 16)	10 (макс. 16)	12 (макс. 20)

Таблица 8. Наименьшие радиусы кривых в продольном профиле автодорожных тоннелей

Расчетная скорость, км/ч	Радиусы кривых, м		
	Выпуклых	Вогнутых	
		Основные	В исключительных случаях
150	25000	8000	4000
120	15000	5000	2500
100	10000	3000	1500
80	5000	2000	1000
60	25000	1500	600
40	1000	1000	300

Таблица 9. Поперечный уклон проезжей части на виражах

Радиусы кривых в плане, м	Поперечный уклон проезжей части, ‰	
	Основной на дорогах I-IV категорий	В районах с частым гололедом
От 3000 до 1000 для дорог I категории	20-30	20-30
От 2000 до 1000 для дорог II-IV категории	20-30	20-30
От 1000 до 800	30-40	30-40
От 800 до 700	30-40	30-40
От 700 до 650	40-50	40
От 650 до 600 и менее	60	40

Таблица 10. Нормы уширения двухполосной проезжей части автодорог [6]

Радиусы кривых в плане, м	Уширение, м, при расстоянии от переднего бампера до задней оси автомобиля или автопоезда, м			
	Автомобилей – 7 м и менее	13	15	18
1000	-	-	-	0,4
850	-	0,4	0,4	0,5
650	0,4	0,5	0,5	0,7
575	0,5	0,6	0,6	0,8
425	0,5	0,7	0,7	0,9
325	0,6	0,8	0,9	1,1
225	0,8	1,0	1,1	1,5

Приложение 3

Таблица 1. Классы и расчетные характеристики тяжелых бетонов (СНиП 2.05.03-84)

Показатели	Обозначения и числовые значения				
1. Класс по прочности на сжатие	B20	B25	B30	B35	B40
2. Бетон, расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы, МПа:					
осевому сжатию, R_b	10,5	13,0	15,5	17,5	20,0
осевому растяжению, R_{bt}	0,85	0,92	1,10	1,15	1,25
3. Бетон, расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы, МПа:					
осевому сжатию, $R_{b,ser}$	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0
осевому растяжению, $R_{bt, ser}$	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10
4. Набрызгбетон, расчетные сопротивления осевому сжатию, R_b МПа, в конструкциях:					
армированных	-	14	16,5	19	21
неармированных	-	12,4	14,5	17	19,3
5. Набрызгбетон, расчетные сопротивления осевому растяжению R_{bt} МПа, в конструкциях:					
армированных	-	1,26	1,4	1,5	1,6
неармированных	-	1,16	1,2	1,3	1,4
6. Бетон, начальные модули упругости при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	27	30	32,5	34,5	36
7. Набрызгбетон, начальные модули упругости при сжатии и растяжении, $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	-	24	27	28,5	30

Таблица 2. Минимальные проектные марки бетона

Расчетная температура воздуха	зимняя наружного	Марки	
		по морозостойкости	по водонепроницаемости
Менее минус 40° С		F300	W6
Минус 20-минус 40°С		F200	W4
Минус 5- минус 20°С		F150	W2

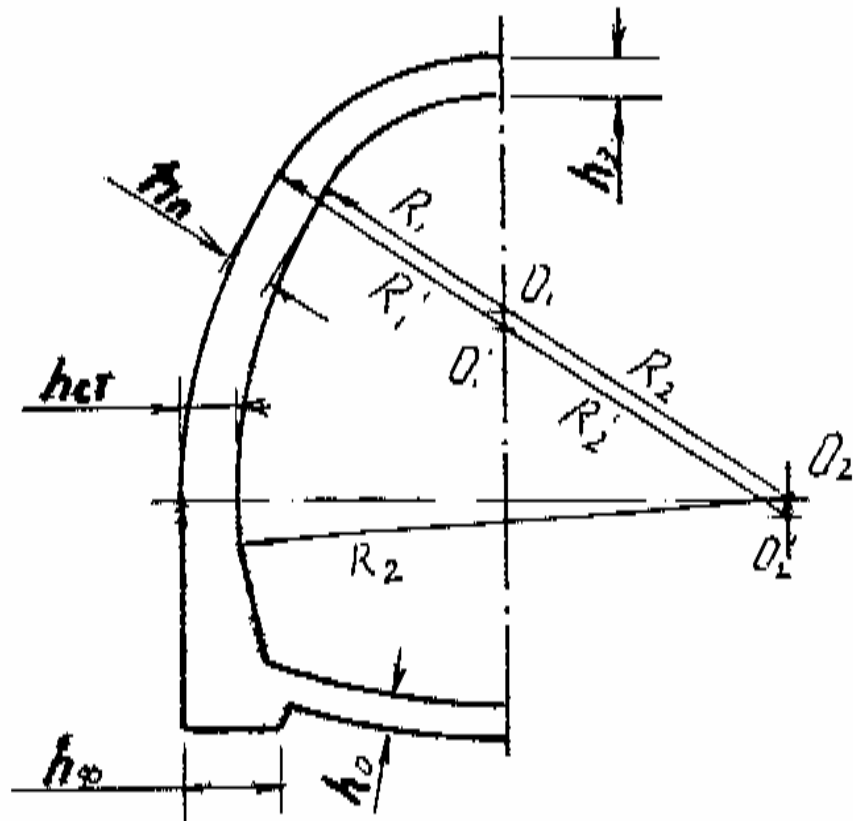


Рис.4

Таблица 3. Ориентировочная толщина обделки в характерных сечениях, см (бетон класса В20)

Тип тоннеля	Сечение обделки см.рис.1	Толщина сечений при коэффициенте крепости грунтов по М.М. Протоdjяконову					
		$f=1$	$f=2$	$f=3$	$f=4$	$f=5$	$f=6$
Однопутный железнодорожный	Замковое h_3	55	50	45	40	35	30
Двухпутный железнодорожный		85	75	65	60	50	40
Автоморожный I и II категории		90-85	80-75	75-70	65-60	60-55	50-45
Автоморожный III категории		85-80	75-70	70-60	60-55	55-50	45
Автоморожный IV категории		80-75	70-65	60-55	55-50	50-45	40

Для тоннелей Условная пята свода

всех типов

$$h_n = (1,4 \dots 1,3)h_3; \quad h_n = (1,3 \dots 1,1)h_3$$

Стена $h_{cm} = (1,6 \dots 1,5)h_3$

Подошва фундамента

$$h_\phi = (2 \dots 1,8)h_3; \quad h_\phi = (1,8 \dots 1,6)h_3$$

Обратный свод $h_0 = (0,8 \dots 0,7)h_3$

Таблица 4. Характеристики монолитных обделок однопутных железнодорожных тоннелей

Тип обделки	Область применения	Расход бетона на 1м длины тоннеля, м ³	Площадь сечения выработки, м ²
I	Слабоустойчивые скальные	20,8	62,0
I-к	грунты при $b_T \leq 0,3$ м, крупнообломочные, глинистые грунты с $2 \leq f < 4$	22,6	68,5
II	Трещиноватые скальные	16,8	58
II-к	грунты при $b_T > 0,3$ и $4 \leq f < 6$	17,8	63,7
III	Слабоустойчивые скальные	8,2	47,5
III-к	грунты с $f \geq 6$	8,8	53,4

Примечания. 1. Типы обделок приведены на рис. 2.4.

2. f — условный коэффициент крепости грунта.

3. b_T — среднее расстояние между трещинами в массиве скальных грунтов.

4. Тип обделок с индексом «к» предназначен для применения на кривых участках пути радиусом 600-1000м.

Таблица 5. Характеристики обделок автодорожных тоннелей

Тип обделки	Область применения	$S_1, \text{м}^2$	$S_2, \text{м}^2$	$d_3, \text{см}$	V_b	$V_{жб}$
I-с	Слабоустойчивые	122,2	89,8	60	-	32,4
I-п	трещиноватые скальные с $2 \leq f < 4, b_T \leq 0,5$ м	146,6	108,4	70	-	38,2
II-с	Трещиноватые скальные при наличии в массиве трещин в одной плоскости $4 \leq f < 6, 0,5 < b_T$	122,2	89,8	60	32,4	
II-п		146,6	108,4	70	38,2	
III-с	Крепкие слаботрещиноватые выветривающиеся скальные с $f \geq 6$	109,5	89,2	50	20,3	
III-п		129,4	107,7	50	21,7	

Примечания. 1. Типы обделок I-п, I-с приведены на рис. 2.6, а,б. Геометрические размеры сечения обделок типа II-п, II-с аналогичные типу I-п, I-с.

2. S_1, S_2 — площадь поперечного сечения соответственно выработки и по внутреннему очертанию обделки.

3. d_3 — толщина обделки в замке.

4. $V_b, V_{жб}$ — расход на 1 м длины тоннеля соответственно бетона и железобетона

Таблица 6. Технико-экономические показатели тоннельных обделок (образец)

Показатели	Варианты	
	I	II
Габаритные размеры поперечного сечения, м: ширина высота Площадь поперечного сечения выработки, м ² Периметр по наружному очертанию выработки, м объем бетона, м ³ /м: свод и стены обратный свод основные пути Стоимость сооружения тоннеля, руб/м: разработка грунта возведение обделки возведение проезжей части и водоотвода		

Таблица 7. Размеры камер и ниш [7]

Устройства	Размеры, мм		
	ширина	Высота по середине камеры, ниши	глубина
Камеры в тоннелях:			
железнодорожных	4000	2800	2500
автодорожных	2000	2500	2000
Ниши в тоннелях:			
железнодорожных	2000	2500	1000
автодорожных	2000	2500	500

Расчетные характеристики грунтов массива

Коэффициент крепости грунта

При определении горного давления по схеме сводообразования основной характеристикой грунтов является коэффициент крепости по М.М.Протоdjаконову. В курсовом проектировании при отсутствии результатов инженерных изысканий расчетную величину коэффициента крепости f для нескальных грунтов можно принимать по таблице 1.

Таблица 1. Коэффициент крепости нескальных грунтов /15/

Вид грунта и его состояние	Коэффициент крепости f
Глины твердые литифицированные (сланцевые, мергелистые, аргиллитовые)	1,0
Глины твердые переуплотненные типа верхнекаменноугольных или протерозойских	0,9
Крупнообломочные грунты с супесчано-песчаным заполнением, глины и суглинки твердые	0,8
Пески плотные маловлажные или супесчано-суглинистые грунты	0,7
Глины и суглинки полутвердой консистенции	0,6

Для скальных грунтов расчетное значение коэффициента крепости определяется с учетом степени трещиноватости и трещинной пористости грунтов в массиве по формуле [15]:

$$f = f_n \cdot \alpha \cdot k,$$

где f_n — нормативное значение коэффициента крепости;

α - коэффициент учета трещиноватости массива;

k - коэффициент учета водопритока, расположения трещин и способа проходки.

Если нормативное значение коэффициента крепости не указано в задании, то его определяют по формуле:

$$f_n = 0,1 R_c,$$

где R_c временное сопротивление одноосному сжатию образца, МПа. При отсутствии опытных данных величину R_c , можно принимать по табл. 2.

Коэффициент α зависит от степени трещиноватости и трещинной пустотности грунта в массиве. Значения коэффициента α приведены в табл.3 в

Таблица 2. Значения характеристик грунтов

Категории по СНиП	Степень крепости	Грунты	Козфф. крепости f	Удельный вес γ , кНм/м ³	Козфф. удельного отпора $K_0 \cdot 10^{-5}$, кНм/м ³	Кажущийся угол внутреннего трения φ	Козфф. Пауссона ν	Сопротивление одноосному сжатию R_c , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
XI	Высшей степени крепкие	Плотные и вязкие кварциты и бальзамиты	20-25	28-30	>10	87	0,09-0,14	>150
X	Очень крепкие	Очень крепкие граниты, кремнистый сланец, самые крепкие известняки, крепкий конгломерат	15	26-27	10	85	0,10-0,20	130-150
IX	Крепкие	Гранит (плотный), очень крепкие песчаники и известняки, крепкий конгломерат	10	25-26	5-6	82	0,14-0,20	90-120
VIII	Крепкие	Некрепкий гранит, известняки крепкие, крепкие песчаники и мрамор, доломит	8	25	4-5	80	0,18-0,27	70-80

1	2	3	4	5	6	7	8	9
VII	Довольно крепкие	Обыкновенный песчаник, алевролиты	6	24	3-4	75	0,18-0,30	60-70
VII	Довольно крепкие	Песчаные сланцы, сланцевые песчаники	5	25	2,5-3	72	0,25-0,30	50-60
VI	Средние	Крепкий глинистый сланец, некрепкий песчаник и известняк	4	28	2-2,5	70	0,27-0,32	40-50
V	Средние	Сланцы некрепкие, плотный мергель	3	25	3,0	70	0,27-0,30	30-40
V	Довольно мягкие	Мягкий сланец, мягкий известняк, обыкновенный мергель	2	24	2,5	65	0,27	20-30
V-VI	Довольно мягкие	Щебенистый грунт, отвердевшая глина	1,5	18-26	2,5	60	0,25-0,27	15-20
IV-II	Мягкие	Глина плотная, глинистый грунт	1,0	18	1,5-2,0	45	0,40	10-15
II-I	Мягкие	Легкая песчаная глина, гравий	0,8	16	1,0-1,5	40	0,30-0,35	-
I	Сыпучие	Крупнообломочные грунты, пески	0,5	17	0,7-1,0	27	-	-

зависимости от сопротивления грунта одноосному сжатию R_c и категории скального грунта по трещиноватости (табл. 4).

Таблица 3. Коэффициент учета трещиноватости массива

Категория скального массива по трещиноватости	Значение коэффициента α при R_c , МПа				
	10	20	40	80	100
I Практически нетрещиноватый	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0
II Малотрещиноватый	1,4	1,2	0,9	0,9	0,8
III Среднетрещиноватый	1,2	0,9	0,6	0,6	0,5
IV Сильнотрещиноватый	0,9	0,7	0,4	0,4	0,3
V Раздробленный	0,7	0,4	0,2	0,2	0,1

Таблица 4. Категории скальных грунтов по трещиноватости

Трещинная пустотность	Категория скального массива при густоте(шаге) трещин b_T , м			
	>1,0	1-0,3	0,3-0,1	<0.1
Малая (<0,3%)	I	II	III	IV
Средняя (0,3-1,0%)	II	III	IV	V
Большая (1,0-3,0%)	III	IV	V	V
Очень большая (>3,0%)	IV	V	V	V

Значения коэффициента учета дополнительных факторов (k) приведены в табл. 5.

Таблица 5. Значения коэффициента k

Факторы, влияющие на величину коэффициента крепости грунта	Значение коэффициента k
Трещины заполнены рыхлым или глиноподобным материалом	0,8
Расположение трещин под углом к оси тоннеля менее 45°	0,9
Проходка выработки без буровзрывных работ	1,2
В остальных случаях	1,0

Коэффициент упругого отпора грунта.

При расчете обделок методом Метропроекта взаимодействие обделок с грунтом учитывается по гипотезе Винклера, при этом характеристикой упругого отпора грунта является коэффициент K , определяемый опытным путем (например, штамповым испытанием, с помощью парных камер).

Значение коэффициента упругого отпора для выработки радиусом 1 м или штампа площадью 1 м^2 называют коэффициентом удельного упругого отпора или коэффициентом постели и обозначают K_0 , кН/м^3 .

При отсутствии опытных данных в курсовом и дипломном проектировании коэффициент удельного упругого отпора может быть принят по табл. 2.

Расчетный коэффициент отпора, кН/м^3 ,

$$K = K_0 / R_{cp},$$

где - $R_{cp} = \sqrt{A/\pi}$ - средний радиус выработки, м;

A — площадь поперечного сечения выработки, м^2 .

Для определения коэффициента отпора под пятами разомкнутой обделки K_n , кН/м^3 , применяется эмпирическая формула:

$$K_n = \frac{K_0}{1.34(1 - \nu)B_n},$$

где B — ширина пяты, м

ν — коэффициент Пуассона грунта, принимаемый по табл. 2.

Приложение 5

Таблица 1. Геометрические характеристики расчетной схемы

№№ точек	x_n , м	y_n , м	№№ стержней	Δx_n	Δy_n	Длины стержней, м		$\frac{\Delta y_n}{\Delta x_n}$	θ_n	№№ реакции	S_n	
						α_n	α_{cp}					
0			0									
a												
b				a								
c				b								
				c								
1			1							1		
2											2	
3				2								
4				3							3	

Примечание: Угол θ_n стержней в случае $\Delta x_n < 0$ будет $\theta_n = 180 - \arctg(\frac{\Delta y_n}{\Delta x_n})$

Таблица 2. Расчетные характеристики элементов основной системы

№№ стержней	$h_n = A_n$	h_n^3 , м	a_n , м	$\frac{a_n}{A_n}$	$\frac{a_n}{6I_n}$	S_n , м	$D_n \cdot 10^{-5}$, м	$\frac{E}{D_n^2}$, м ⁻¹
0								
a								
b								
c								
1								
2								
3								
4								

Приложение 6

Таблица 1. Соответствие значений классов арматуры

Обозначение по ранее действовавшей НТД	Обозначение согласно изменению №4 к СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.05.03-84*	Класс арматуры по СНБ 5.03.01-02	Документ, регламентирующий качество арматуры
A-I	A240	A240	S240	ГОСТ 5781 ГОСТ 380
A-II	-	A300	-	ГОСТ 5781 ГОСТ 380 ТУ РБ 04778771-001
Ac-II	-	Ac300	-	ГОСТ 5781 ГОСТ 380
A-III	A400	A400	S400	ГОСТ 5781 ГОСТ 380 ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.001 ТУ РБ 190266671.001
-	-	At400C		ТУ РБ 04778771-001
-	A500	-	S500	ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.001 ТУ РБ 400074854.047 ТУ РБ 400074854.025 ТУ РБ 190266671.001
Bp-I -	B500	-		ГОСТ 6727 СТБ 1341
-	-	At500C		ТУ РБ 04778771-001
A-IV	-	A600	-	
At-IVC	-	At600C	-	ТУ РБ 04778771-001
A-V	A800	A800	S800	ГОСТ 5781 ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.001 ТУ РБ 400074854.025 ТУ РБ 400074854.037
Ø7, Ø8 B-II	Ø7, Ø8 B-II	Ø7, Ø8 B-II		ГОСТ 7348
Ø6, Ø7, Ø8 B-II	Ø6, Ø7, Ø8 B-II	Ø6, Ø7, Ø8 B-II		
A-VI	A1000	A1000	-	ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.025 ТУ РБ 400074854.037
Ø5, Ø6 B-II	Ø5, Ø6 B-II	Ø5, Ø6 B-II	S1200	ГОСТ 7348
Ø4, Ø5 Bp-II	Ø4, Ø5 Bp-II	Ø4, Ø5 Bp-II		
Ø9, Ø12, Ø15 K-7	Ø9, Ø12, Ø15 K-7	Ø9, Ø12, Ø15 K-7		ГОСТ 13840
Ø3, Ø4 B-II	Ø3, Ø4 B-II	Ø3, Ø4 B-II	S1400	ГОСТ 7348
Ø3 Bp-II	Ø3 Bp-II	Ø3 Bp-II		
Ø6 K-7	Ø6 K-7	Ø6 K-7		ГОСТ 13840
K-19	K-19			

Таблица 2 Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелко зернистых бетонов
(СНБ 5.03.01-02)

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ / ₁₀	C ¹² / ₁₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅	C ⁴⁰ / ₅₀	C ⁴⁵ / ₅₅	C ⁵⁰ / ₆₀	C ⁵⁵ / ₆₇	C ⁶⁰ / ₇₅	C ⁷⁰ / ₈₅	C ⁸⁰ / ₉₅	C ⁹⁰ / ₁₀₅
f_{ck} , МПа	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_c^G , cube, МПа	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$, МПа	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$, МПа	1,55	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
ε_{C1} , ‰	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ε_{CU1} , ‰	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ε_{C2} , ‰	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ε_{CU2} , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ε_{C3} , ‰	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ε_{CU3} , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
Примечание – для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и не менее (группа Б), значения прочностных характеристик $f_{ctk,0,05}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^G$ cube.															

Таблица 3 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов (СНБ 5.03.01-02)

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие														
	$C^8/10$	$C^{12}/15$	$C^{16}/20$	$C^{20}/25$	$C^{25}/30$	$C^{30}/37$	$C^{35}/45$	$C^{40}/50$	$C^{45}/55$	$C^{50}/60$	$C^{55}/67$	$C^{60}/75$	$C^{70}/85$	$C^{80}/95$	$C^{90}/105$
ЖЗ, Ж4 СЖ1 – СЖЗ	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
Ж1, Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
П1, П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
ПЗ – П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–
П5-Л1 – П5-Л5	19	22	25	26	28	29	32	35	–	–	–	–	–	–	–

Примечания

1. При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.01.09 с учетом СТБ1035.
2. Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.
3. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножать на коэффициент 0,85.
4. Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm} , указанные в таблице 6.2, следует умножать на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:
 - ниже минус 20 до минус 40 С включ. – 0,85;
 - ниже минус 5 до минус 20 С включ. – 0,90;
 - минус 5 С и выше – 0,95.

При повышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно таблице 5.3 приведенные выше коэффициенты могут быть увеличены на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако, не могут быть больше единицы.