

УДК [622.281+622.283]:622.28:624.042

**РАСЧЕТ ВРЕМЕННОЙ КРЕПИ ТОННЕЛЯ,  
ПРОХОДИМОГО В СЕЙСМИЧЕСКИ АКТИВНОЙ ЗОНЕ****Цыганков Д.А.***ФГБОУ ВО Новосибирский государственный технический университет НЭТИ, Новосибирск,  
e-mail: tsygankov@corp.nstu.ru*

В статье приводится расчет крепи тоннеля, проходимого в сложных горно-геологических условиях, включающих сейсмичность района строительства. Проведенная работа обосновывает крепление тоннеля до момента возведения постоянной обделки. Главной целью исследования является апробация программы расчета подземных конструкций РК-6 и метода Метропроекта в отношении горных выработок глубокого заложения. Исследования выполнены расчетным методом на основе использования фактических данных о физико-механических свойствах горных пород. В соответствии с нормативными документами в расчете временной крепи принята модель с заданной нагрузкой, основанная на современных взглядах строительной механики. В качестве расчетной модели принята стержневая система, находящаяся под воздействием предварительно определенных нагрузок и упругого отпора горной породы. Проверка сечений на прочность и расчет армирования проведены по первой группе предельных состояний. Для этого был использован раздел «Железобетон» программного комплекса «Статика 2007», разработанного ООО «Технософт». Проверка прочности и подбор арматуры железобетонной крепи проведены в расчетных сечениях на суммарные усилия от горного давления и собственного веса крепи. Проверка прочности и подбор армирования проведены при коэффициентах надежности по боковой нагрузке 1,2 и 0,7 в расчетных сечениях. В обоих случаях наиболее нагруженным является первое сечение. Согласно проведенному расчету принимаются тяжелый бетон В 25 и арматурная сталь А 240. В результате расчета было определено, что для проходки тоннеля в породах с коэффициентом крепости по Протодьяконову 1,5 и невозможности образования свода обрушения необходима арочно-бетонная крепь, а 4 – набрызг-бетонная.

**Ключевые слова:** горное давление, нагрузки, деформации, свод обрушения, собственный вес, временная крепь, прочность конструкции, сейсмичность

**CALCULATION OF THE TEMPORARY TUNNEL SUPPORT CONSTRUCTED  
IN A SEISMICALLY ACTIVE ZONE****Tsygankov D.A.***Novosibirsk State Technical University NETI, Novosibirsk, e-mail: tsygankov@corp.nstu.ru*

The article provides a calculation of the lining of the tunnel, passable in difficult geological conditions, including the seismicity of the construction area. The work carried out justifies the fastening of the tunnel until the construction of a permanent lining. The main goal of the study is to test the calculation program for underground structures of RK-6 and the Metroproject method in relation to deep mining. The studies were performed by the calculation method based on the use of actual data on the physical and mechanical properties of rocks. In accordance with regulatory documents in the calculation of the temporary lining adopted a model with a given load, based on the modern views of building mechanics. As a calculation model, a rod system is adopted, which is under the influence of predefined loads and elastic resistance of the rock. The cross sections were checked for strength and the reinforcement calculation was performed for the first group of limiting states. For this, the Reinforced Concrete section was used in the Statics 2007 software package developed by Technosoft LLC. Strength check and selection of reinforcement for reinforced concrete lining were carried out in design sections for total efforts from rock pressure and dead weight of the lining. Strength testing and selection of reinforcement were carried out with reliability factors for lateral load of 1.2 and 0.7 in the calculated sections. In both cases, the first section is the most loaded. According to the calculation, heavy concrete B 25 and reinforcing steel A 240 are accepted. As a result of the calculation, it was determined that for tunneling in rocks with a coefficient of strength of Protodyakonov 1.5 and the impossibility of creating a collapse arch, arch-concrete lining, and 4 – spray-concrete.

**Keywords:** mining pressure, load, deformation, arch of collapse, own weight, temporary support, structural strength, seismicity

Опыт проходки тоннелей показывает, что с ростом глубины их заложения и присутствия сейсмичности района расположения горные выработки испытывают значительную интенсивность проявления горного давления, а их крепь – опасные нагрузки и деформации. Данный расчет рассматривает крепление тоннеля на всех этапах его строительства до возведения постоянной обделки в условиях сейсмичности массива горных пород участка железной

дороги, составляющей 6 баллов. Он выполнен на основе сочетания нагрузок, учитывающих горное давление и собственный вес конструкции [1, 2].

Целью исследования является апробация программы статического расчета подземных конструкций РК-6 и метода Метропроекта в отношении тоннелей, проходимых в сложных горно-геологических условиях, включающих сейсмичность массива горных пород.

**Материалы и методы исследования**

Исследования выполнены расчетным методом на основе использования фактических данных о физико-механических характеристиках горных пород в районе проходки горной выработки. В соответствии с нормативным документом [3] в статическом расчете временной крепи принята модель с заданной нагрузкой, основанная на положениях современной строительной механики. В качестве расчетной модели принята стержневая система, находящаяся под воздействием предварительно определенных нагрузок, с учетом упругого отпора горной породы. Расчеты выполнены на основе сочетания нагрузок, учитывающих горное давление и собственный вес конструкции.

**Результаты исследования и их обсуждение**

Расчеты проведены исходя из фактических данных о массиве горных пород, представленных в табл. 1.

Расчетные формулы приняты согласно рекомендациям источников [3, 4].

Высота свода обрушения определяется по формуле:

$$h = \frac{B + 2H \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right)}{2f}. \quad (1)$$

Нормативная вертикальная нагрузка при сводообразовании определяется по формуле:

$$q_n = \gamma h. \quad (2)$$

Расчетная вертикальная нагрузка определяется по формуле:

$$q_r = k_1 q_n. \quad (3)$$

Вертикальная нагрузка от собственного веса определяется по формуле:

$$q_c = k_3 S \gamma_{жб}. \quad (3)$$

Согласно принятым принципам нагрузка от собственного веса конструкции сосредоточена в узлах расчетной схемы. В таком случае нормативная горизонтальная нагрузка определяется по формуле:

$$p_1 = q_n \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right), \quad (4)$$

$$p_2 = (q_n + \gamma H) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi^k}{2} \right). \quad (5)$$

Расчетная горизонтальная нагрузка определяется по формулам:

$$p_{1r} = p_1 k_2, \quad (6)$$

$$p_{2r} = p_2 k_2, \quad (7)$$

где  $k_2$  – коэффициент надежности по горизонтальной нагрузке от горного давления.

Коэффициент упругого отпора определяется по формуле:

$$K = \frac{100k_0}{0,5B}. \quad (8)$$

Результаты расчета указанных в формулах (1–8) величин приведены в табл. 2.

Проведен статический расчет временной крепи от действия собственного веса и горного давления при коэффициенте надежности по боковой нагрузке 1,2. Исходные данные представлены в табл. 3 и 4.

Расчет проведен по схеме, представленной на рис. 1.

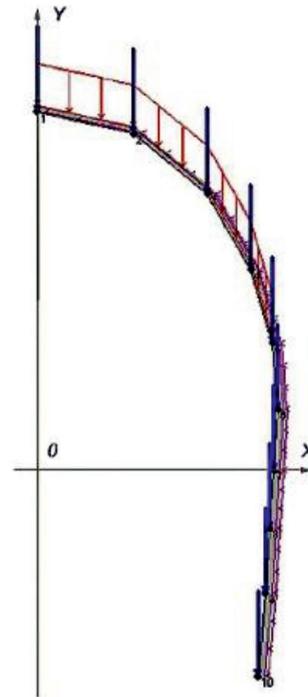


Рис. 1. Расчетная схема при коэффициенте надежности крепи по боковой нагрузке 1,2: X, Y – горизонтальные и вертикальные декартовы координаты узлов

Результаты расчета представлены в табл. 5 и 6.

Эпюры, связанные с возникающими в стержнях и узлах нагрузками, представлены на рис. 2.

Таблица 1

Данные для расчета параметров временной крепи

Коэффициент крепости по Протодьяконову, $f$	Объемный вес горной породы, $\gamma$ , г/см <sup>3</sup>	Кажущийся угол внутреннего трения, $\phi_k$ , град	Коэффициент упругого отпора, $k_0$ , кг/см <sup>3</sup>	Высота выработки, $H$ , м	Ширина выработки, $B$ , м	Коэффициент надежности по вертикальной нагрузке, $k_1$	Коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса, $k_3$	Объемный вес железобетона, $\gamma_{жб}$ , г/см <sup>3</sup>	Площадь поперечного сечения крепи, $S$ , м <sup>2</sup>
4	2,28	76	164	9,94	8	1,6	1,2	2,5	3,56

Таблица 2

Подготовка исходных данных

$h$ , м	$q_n$ , тс/м	$q_r$ , тс/м	$q_c$ , тс/м	$p_1$ , тс/м	$p_2$ , тс/м	При $k_2 = 1,2$		При $k_2 = 0,7$		$K$ , тс/м <sup>3</sup>
						$p_{1r}$ , М	$p_{2r}$ , М	$p_{1r}$ , М	$p_{2r}$ , М	
1,3	2,98	4,76	10,68	0,045	0,386	0,05	0,46	0,03	0,27	41000

Таблица 3

Характеристики узлов

№ узла	Декартовы координаты		Полярные координаты				Сосредоточенные нагрузки		
	$X$ , м	$Y$ , м	Угол			Радиус, м	Нагрузка верт., т	Нагрузка гор., т	Момент, тм
			Град	мин	сек				
1	0	6,162	0	0	0	6,162	0,53	0	0
2	1,550	5,785	15	0	0	5,989	0,53	0	0
3	2,744	4,753	30	0	0	5,488	0,53	0	0
4	3,446	3,446	45	0	0	4,873	0,53	0	0
5	3,791	2,189	60	0	0	4,378	0,53	0	0
6	3,873	1,038	75	0	0	4,010	0,53	0	0
7	3,812	0	90	0	0	3,812	0,53	0	0
8	3,748	-1,004	105	0	0	3,880	0,53	0	0
9	3,676	-2,123	120	0	0	4,245	0,53	0	0
10	3,553	-3,553	135	0	0	5,025	0,53	0	0

Таблица 4

Характеристики стержней

Номера узлов		Распределенные нагрузки		Коэффициент упругого отпора, т/м <sup>3</sup>	Площадь поперечного сечения, м <sup>2</sup>	Момент инерции сечения, м <sup>4</sup>	Модуль деформации материала стержня, т/м <sup>2</sup>
Начало	Конец	Нагрузка верт., т/м <sup>2</sup>	Нагрузка гор., т/м <sup>2</sup>				
1	2	4,76	0,08	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
2	3	4,76	0,12	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
3	4	4,76	0,17	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
4	5	4,76	0,21	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
5	6	0	0,26	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
6	7	0	0,30	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
7	8	0	0,35	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
8	9	0	0,40	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
9	10	0	0,44	41000	0,1500	0,0003	3 000 000

Таблица 5

Результаты расчета стержней

Номера начала и конца стержня	Нормальное давление на грунт, т/м <sup>2</sup>		Момент, тм		Нормальная сила в стержне, т	Поперечная сила от момента, т
	Начало	Конец	В начале	В конце		
1-2	0	0	1,04	0,45	-14,04	-0,93
2-3	0	0	-0,45	0,15	-17,48	0,19
3-4	5,0	0,9	-0,15	-0,06	-20,62	0,14
4-5	4,7	2,3	0,06	-0,02	-23,08	-0,03
5-6	5,0	1,4	0,02	0,29	-24,26	-0,27
6-7	2,8	0	-0,29	-0,10	-24,75	0,37
7-8	0	0	0,10	-0,30	-25,30	0,20
8-9	0	0	0,30	-0,12	-25,86	-0,15
9-10	0	0	0,12	0	-26,44	-0,09

Таблица 6

Результаты расчета узлов

№ узла	Перемещения в системе X, Y		
	Угол поворота, рад	Горизонтальное смещение, м	Вертикальное смещение, м
1	0,00000	0	0,00150
2	-0,00056	-0,00015	0,00069
3	0	-0,00034	0,00037
4	0,00008	-0,00022	0,00036
5	0,00002	-0,00014	0,00031
6	0,00020	-0,00005	0,00026
7	0,00032	0,00026	0,00018
8	0,00008	0,00047	0,00011
9	-0,00020	0,00039	0,00005
10	-0,00030	0	0

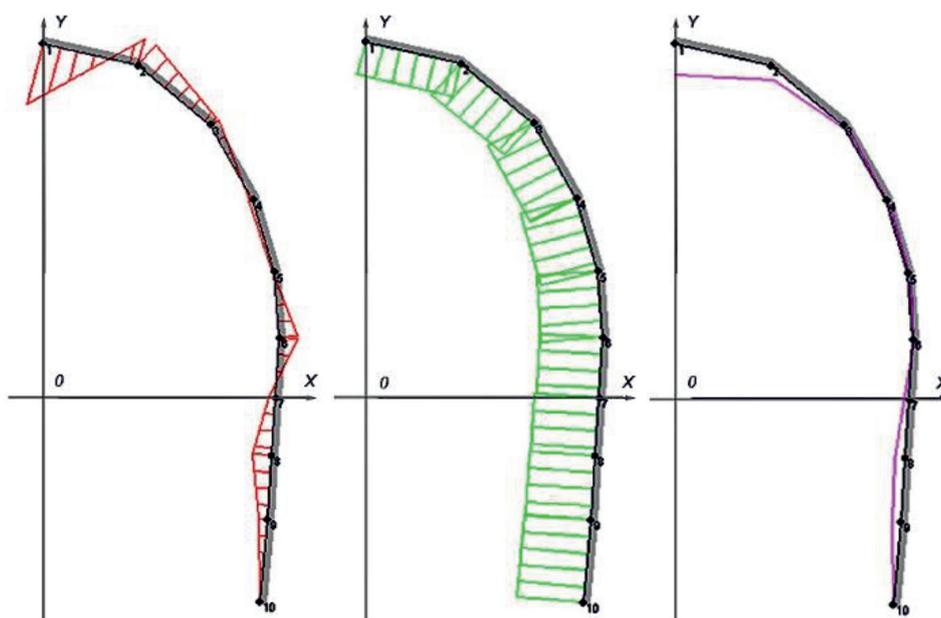


Рис. 2. Эпюры  $M$  ( $M_{max} = 1,04$  тм) таблица 5,  $N$  ( $N_{max} = 26,44$  тм) табл. 5,  $S$  ( $S_{max} = 0,00150$  м) табл. 6. X, Y – горизонтальные и вертикальные перемещения узлов

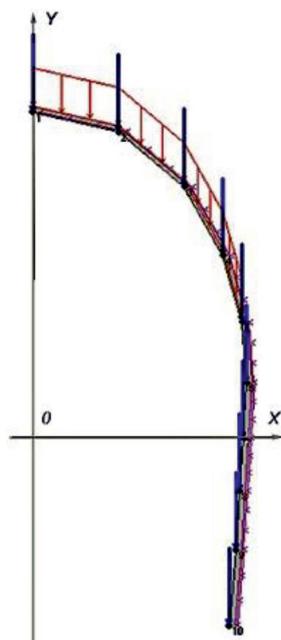


Рис. 3. Расчетная схема при коэффициенте надежности крепи по боковой нагрузке 0,7:  
X, Y – горизонтальные и вертикальные декартовы координаты узлов

Проведен статический расчет временной крепи от действия собственного веса и горного давления при коэффициенте надежности по боковой нагрузке 0,7. Исходные данные представлены в табл. 7 и 8.

Результаты расчета представлены в табл. 9 и 10.

Эпюры, связанные с возникающими в стержнях и узлах нагрузками, представлены на рис. 4.

Проверка сечений временной крепи на прочность и расчет армирования проведены по первой группе предельных состояний на основное сочетание нагрузок. Для расчета был использован комплект «Железобетон» программного комплекса «Статика 2007», разработанный ООО «Технософт». Алгоритм программы основан на положениях [5].

При коэффициенте надежности по боковой нагрузке 1,2 проверка прочности и подбор армирования проведены в расчетных сечениях на суммарные усилия от горного давления и собственного веса. Значения суммарных усилий приведены в табл. 11.

Таблица 7

Характеристики узлов

№ узла	Декартовы координаты		Полярные координаты			Сосредоточенные нагрузки			
	X, м	Y, м	Угол			Радиус м	Нагрузка верт., т	Нагрузка гор., т	Момент, тм
			Град	мин	сек				
1	0	6,162	0	0	0	6,162	0,53	0	0
2	1,550	5,785	15	0	0	5,989	0,53	0	0
3	2,744	4,753	30	0	0	5,488	0,53	0	0
4	3,446	3,446	45	0	0	4,873	0,53	0	0
5	3,791	2,189	60	0	0	4,378	0,53	0	0
6	3,873	1,038	75	0	0	4,010	0,53	0	0
7	3,812	0	90	0	0	3,812	0,53	0	0
8	3,748	-1,004	105	0	0	3,880	0,53	0	0
9	3,676	-2,123	120	0	0	4,245	0,53	0	0
10	3,553	-3,553	135	0	0	5,025	0,53	0	0

Таблица 8

Характеристики стержней

Номера узлов		Распределенные нагрузки		Коэффициент упругого отпора, т/м <sup>3</sup>	Площадь поперечного сечения, м <sup>2</sup>	Момент инерции сечения, м <sup>4</sup>	Модуль деформации материала стержня, т/м <sup>2</sup>
Начало	Конец	Нагрузка верт., т/м <sup>2</sup>	Нагрузка гор., т/м <sup>2</sup>				
1	2	4,76	0,04	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
2	3	4,76	0,07	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
3	4	4,76	0,10	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
4	5	4,76	0,12	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
5	6	0	0,15	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
6	7	0	0,18	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
7	8	0	0,20	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
8	9	0	0,23	41000	0,1500	0,0003	3 000 000
9	10	0	0,26	41000	0,1500	0,0003	3 000 000

Таблица 9

Результаты расчета стержней

Номера начала и конца стержня	Нормальное давление на грунт, т/м <sup>2</sup>		Момент, тм		Нормальная сила в стержне, т	Поперечная сила от момента, т
	Начало	Конец	В начале	В конце		
1–2	0	0	1,05	0,45	-14,01	-0,94
2–3	0	0	-0,45	0,15	-17,48	0,19
3–4	5,1	0,9	-0,15	-0,06	-20,66	0,14
4–5	4,9	2,2	0,06	0,02	-23,14	-0,06
5–6	4,9	2,0	-0,02	0,03	-24,32	-0,01
6–7	3,4	0,0	-0,03	-0,05	-24,81	0,08
7–8	0	0	0,05	-0,09	-25,36	0,04
8–9	0	0	0,09	0,06	-25,90	-0,14
9–10	0,1	0	-0,06	0	-26,46	0,04

Таблица 10

Результаты расчета узлов

№ узла	Перемещения в системе X, Y		
	Угол поворота, рад	Горизонтальное смещение, м	Вертикальное смещение, м
1	0	0	0,00153
2	-0,00057	-0,00015	0,00071
3	0	-0,00035	0,00038
4	0,00008	-0,00023	0,00037
5	0,00005	-0,00014	0,00032
6	0,00008	-0,00007	0,00027
7	0,00007	0,00002	0,00020
8	-0,00001	0,00005	0,00015
9	-0,00003	0	0,00008
10	0,00002	0	0

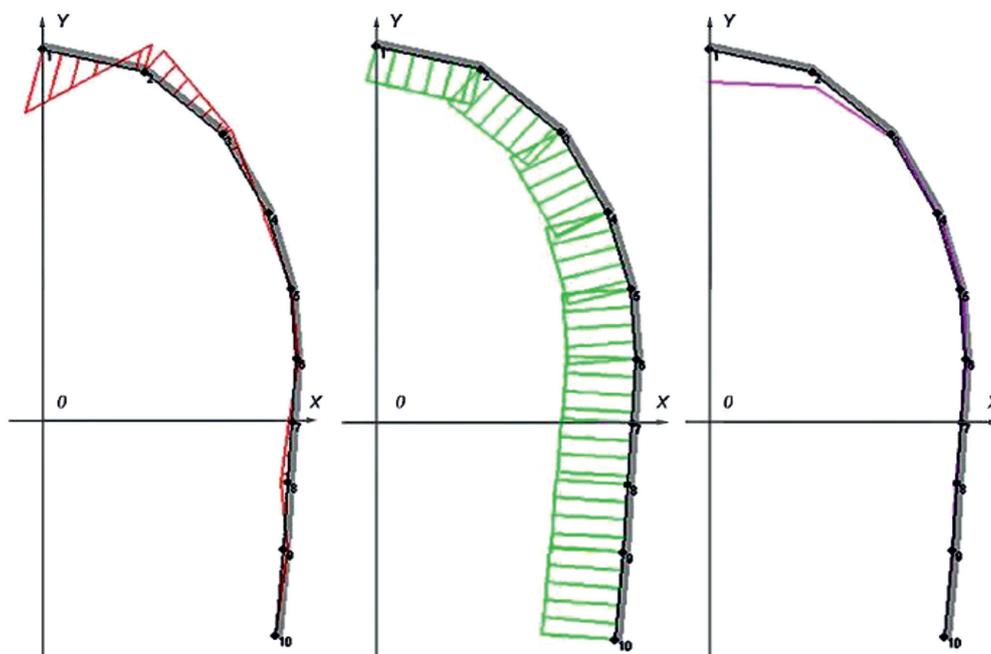


Рис. 4. Эпюры  $M$  ( $M_{max} = 1,05$  тм) таблица 9,  $N$  ( $N_{max} = 26,46$  тм) табл. 9,  $S$  ( $S_{max} = 0,00153$  м) табл. 10. X, Y – горизонтальные и вертикальные перемещения узлов

Таблица 11

Суммарные усилия на временную крепь тоннеля от горного давления и собственного веса конструкции

№ стержня	Горное давление		Суммарные усилия	
	<i>M</i> , тм	<i>N</i> , тс	<i>M</i> , тм	<i>N</i> , тс
1	1,04	-14,04	1,04	-14,04
2	-0,45	-17,48	-0,45	-17,48
3	-0,15	-20,62	-0,15	-20,62
4	0,06	-23,08	0,06	-23,08
5	0,02	-24,26	0,02	-24,26
6	-0,29	-24,75	-0,29	-24,75
7	0,10	-25,30	0,10	-25,30
8	0,30	-25,86	0,30	-25,86
9	0,12	-26,44	0,12	-26,44

Таблица 12

Суммарные усилия на временную крепь тоннеля от горного давления и собственного веса

№ стержня	Горное давление		Суммарные усилия	
	<i>M</i> , тм	<i>N</i> , тс	<i>M</i> , тм	<i>N</i> , тс
1	1,05	-14,01	1,05	-14,01
2	-0,45	-17,48	-0,45	-17,48
3	-0,15	-20,66	-0,15	-20,66
4	0,06	-23,14	0,06	-23,14
5	-0,02	-24,32	-0,02	-24,32
6	-0,03	-24,81	-0,03	-24,81
7	0,05	-25,36	0,05	-25,36
8	0,09	-25,9	0,09	-25,9
9	-0,06	-26,46	-0,06	-26,46

В данном случае наиболее нагруженным сечением является сечение 1. Согласно [5] принимаются тяжелый бетон В 25 и арматурная сталь А 240.

При коэффициенте надежности по боковой нагрузке 0,7 проверка прочности и подбор армирования проведены в расчетных сечениях на суммарные усилия от горного давления и собственного веса. Значения суммарных усилий приведены в табл. 12.

В данном случае также наиболее нагруженным является сечение № 1. Согласно [5] принимаются тяжелый бетон В 25 и арматурная сталь А 240.

Результаты расчета временной крепи тоннеля на основное сочетание нагрузок подтверждают устойчивость принятой набрызг-бетонной крепи толщиной 150 мм с металлической сеткой 100×100×5 мм.

### Выводы

В результате расчета временных крепей для обеспечения прочности конструкций необходимо обеспечить следующее крепление тоннеля:

– в грунтах с коэффициентом крепости по Протодьяконову 1,5 при невозможности образования свода обрушения – арочно-бетонная крепь (двутавр № 30 с шагом 1 м);

– в грунтах с коэффициентом крепости по Протодьяконову 4 – набрызг-бетонная крепь толщиной 150 мм с металлической сеткой 100×100×5 мм, расположенной в сжатой и растянутой зонах.

### Список литературы / References

1. Paraskevopoulou C., Diederichs M. Analysis of time-dependent deformation in tunnels using the convergence-confinement method. *Tunneling and Underground Space Technology*. 2018. vol. 71. no 1. P. 62–80. DOI: 10.1016/j.tust.2017.07.001.
2. Wang J., Huo Q., Song Z., Zhang Y. Study on adaptability of primary support arch cover method for large-span embedded tunnels in the upper-soft lower-hard stratum. *Advances in Mechanical Engineering*. 2019. vol. 11. no. 1. P. 1–15. DOI: 10.1177/1687814018825375.
3. СП 122.13330.2012. Свод правил. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. М.: Минрегион России, 2016. 130 с.
4. СП 102.13330.2012. Свод правил. Тоннели гидротехнические. Актуализированная редакция СНиП 2.06.09-84. М.: Минрегион России, 2012. 156 с.
5. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Минрегион России, 2011. 128 с.