

文章编号: 1008-2786(2000)02-0156-05

# 洞室顶部软弱夹层和层状岩体的稳定性分析

李树森, 符文熹, 聂德新

(成都理工学院 工程地质研究所 四川 成都 610059)

**摘要:** 针对地下工程顶部层状砂岩中存在顺层发育软弱夹层的情况, 分别对开挖后可能出现的层间滑动破坏范围、岩板的沉降、折断和临界长度进行计算, 并分析其稳定性。

**关键词:** 软弱夹层; 稳定性

中图分类号: P642; TU45

文献标识码: A

山区地形地貌特征决定了水工、交通等工程中必须出现大量的隧道、地下洞室, 而山区地质构造、岩性较为复杂, 隧道、洞室的开挖往往引发人为地质灾害。为此本文对砂岩中存在顺层发育的软弱夹层进行了研究。软弱夹层对地下工程洞室顶部的稳定性具有明显的控制作用。因为工程开挖后, 洞室周围围岩应力将重新分布、出现卸荷和松弛。当软弱夹层出现在洞顶或与洞室相遇时, 由于洞周各点处应力集中程度不同, 有的软弱夹层必然在洞室周边出现滑动破坏, 从而使砂岩在洞室周边沿滑动破坏的软弱夹层“剥离”成厚薄不等的悬臂状板梁, 洞顶的砂岩, 由于上方存在软弱夹层, 形成类似两端固定受均布载荷的跨洞板梁。本文根据某大型工程实例, 对上述两种情况进行了分析计算, 对于第一种情况, 根据不同厚度、不同抗拉强度的砂岩, 预报出最大的悬臂长度; 对于第二种情况, 确定了砂岩厚度与洞跨的关系, 从而为工程设计和施工提供了一定的依据。

## 1 软弱夹层与洞室顶部相遇破坏范围的确定

根据现场地质调查, 该地下工程主厂房洞轴线方向为 SW200°, 长 300m, 全部建筑物均座落在新鲜砂岩之中, 地层岩性均为上三叠统须家河组河流相沉积砂岩, 地下厂房顶部的岩层主要为厚层砂岩, 但在距洞口 30 m 位置附近处于  $T_3^{2-6-2}$  层位上存在软弱夹层, 该软弱夹层顺层发育, 产状为  $170^\circ \angle 25^\circ$ , 软弱夹层走向与洞轴线方向有一定夹角(约  $60^\circ$ ), 除软弱夹层外, 其它岩石饱和抗压强度均在 80 MPa~90 MPa, 均为坚硬岩, 平均完整系数  $K_v=0.86$  RQD<sup>[1]</sup> 加权平均为 86.3%。为获得这些岩体质量评价, 对该地下工程主厂房地段的探测平洞及支洞进行了详细的实测, 特别对节理、裂隙出现的频度、迹长、分布、性状、规模、组合等情况按有关规范<sup>[2]</sup> 进行统计分析, 地下厂房地段围岩的随机裂隙间距均  $> 1.5$  m, 裂隙长度均  $< 1$  m, 裂隙闭合, 表面粗糙、干燥、无充填物。岩体结构几乎全为厚层状或整体巨厚层状, 沉积岩的层面效应基本没有出现。根据中国科学院地质研究所的分类, 至少应定为完整较好的层状岩体, 洞室开挖后围岩稳定性主要受层面和软弱夹层制约。作为一次近似, 采用连续介质力学方法是基于: 一是该工程洞室尺寸与厚层砂岩的尺寸相对比小于  $1/3$ , 二是该工程所处岩体是新鲜完整岩体, 有裂隙, 不连续, 相互不切割, 岩石及岩相特征为主, 微裂隙亦起一定作用, 用连续介质力学方法分析是合适

收稿日期: 1999-08-20; 改回日期: 1999-11-12

基金项目: 国家自然科学基金项目(49672166)

作者简介: 李树森(1946-), 男(汉族), 重庆涪陵人。成都理工学院工程力学教研室, 副教授, 从事力学及岩土工程的教学和科研

的<sup>[4]</sup>, 围岩稳定性的进一步分析应充分考虑随机裂隙的影响。限于篇幅本文只讨论了软弱夹层及随机裂隙对洞顶围岩稳定性的影响。考虑到掘进时采取及时支护, 因此沿洞轴线方向取单位长度, 把问题简化为一个平面应变问题, 参见图 1。剖面垂直于洞轴线, 洞室顶部为半椭圆形, 软弱夹层与洞顶或相切于 C 点, 或相交于 D 点, 关于 D 点的应力分析示意图见图 2。α 为软弱夹层在剖面上的视倾角(约 15°)。

根据下式可求出  $\theta_D$

$$\operatorname{ctg} \beta_D = -\frac{a}{b} \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

$$\theta_D = \beta_D - 90^\circ \quad (2)$$

式中  $\theta_D$  为 Y 轴与 OD 之夹角, α 为椭圆长半轴, b 为椭圆短半轴, φ 为 D 点的切线方向与水平方向之夹角(从 X 轴逆时针转为正)。将洞室顶部各点之 θ 代入椭圆封闭解<sup>[5]</sup>

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_\gamma \frac{\sin^2 \theta (1+2k) - k^2 \cos^2 \theta}{\sin^2 \theta + k^2 \cos^2 \theta} + \lambda \sigma_\gamma \frac{\cos^2 \theta (1 + \frac{2}{k}) - \frac{1}{k^2} \sin^2 \theta}{\cos^2 \theta + \frac{1}{k^2} \sin^2 \theta} \quad (3)$$

式中  $\sigma_\gamma$  为 rH; γ 为容重; H 为上覆岩体厚度; θ 为从 Y 轴逆时针转为正;  $k = \frac{a}{b} = \frac{\text{椭圆长半轴}}{\text{椭圆短半轴}}$ ; μ 为岩体泊松比;  $\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}$  (讨论地应力时 λ 分别取 0.4, 0.5, 1)。

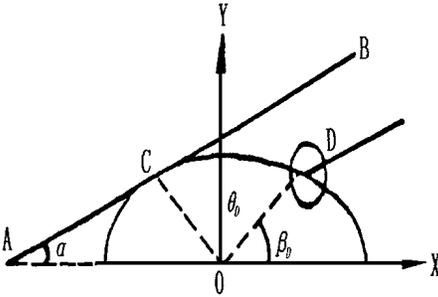


图 1 软弱夹层与洞顶相切相交示意图

Fig. 1 Schematic drawing of weak intercalation contacted with cavity top

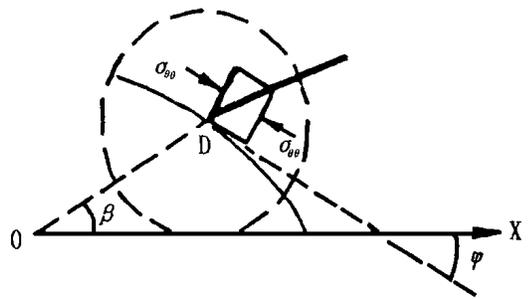


图 2 软弱夹层与洞顶交点的应力分析图

Fig. 2 The stress analysis of the point of weak intercalation intersected with cavity top

关于 D 点处微元体应力, 设  $\sigma_n$  为软弱夹层面上正应力, τ 为软弱夹层面上剪应力:

$$\sigma_n = \sigma_{\theta\theta} \sin^2(\alpha - \phi) \quad (4)$$

$$\tau = -\sigma_{\theta\theta} \sin(\alpha - \phi) \cos(\alpha - \phi) \quad (5)$$

设 τ 为软弱夹层抗剪强度  $\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg} \phi$ , 则失稳条件为

$$|\sigma_{\theta\theta} \sin(\alpha - \phi) \cos(\alpha - \phi)| > |C + \sigma_n \operatorname{tg} \phi| \quad (6)$$

若某点处应力满足上式, 则软弱夹层将从该点处滑动破坏, 若给定软弱夹层的力学参数, 则可用(6)式确定软弱夹层在洞顶可能出现滑动失稳的范围, 其计算成果参见表 1。

由表 1 可看出: 1. 软弱夹层与洞顶相遇是否稳定, 取决于软弱夹层的 C、φ 值, C、φ 值越大, 洞顶周边稳定范围越大; 2. 侧压系数 λ 越大稳定范围也越大; 3. 由于软弱夹层有一定倾角造成了稳定周边范围的不对称性。因此先从上游方(图 1 右边)开挖要比先从下游方开挖安全。

## 2 软弱夹层破坏范围内围岩的稳定性分析

根据上述计算确定了顺层发育的软弱夹层在洞室周的破坏范围, 在此范围内这些受破坏的软弱夹层, 必然将洞室周边的砂岩“剥离”成一定厚度的悬臂状板以及横跨洞顶的板梁, 它们的稳定性对工程、

人身安全危害极大, 研究洞顶层状岩破坏的临界厚度、稳定性, 可以为支护和安全预报提供定量数据。下面对这两种情况分别进行分析。

表 1 软弱夹层与洞顶相遇出现滑动范围的判定

Table 1 The sliding scale decision of weak intercalation intersected with cavity top

力学参数			椭圆洞顶角度(°)																			
$\lambda$	$C$	$\tan\phi$	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	
0.299	0.01	0.3	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○
	0.2	0.3	○	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○
	0.24	0.4	○	○	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	○	○
	0.34	0.72	○	○	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○
	0.37	0.75	○	○	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○
	0.42	0.81	○	○	×	×	×	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○
	0.44	0.84	○	○	×	×	×	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○
0.499	0.01	0.3	○	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○
	0.2	0.3	○	×	×	×	×	○	○	○	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	○	○
	0.24	0.4	○	×	×	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○	×	×	×	×	×	○	○
	0.34	0.72	○	○	×	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○	○	×	○	○	○	○	○
	0.37	0.75	○	○	×	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○	○	×	○	○	○	○	○
	0.42	0.81	○	○	×	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.44	0.84	○	○	×	×	×	○	○	○	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○

注: ①表中计算涉及的容重  $\gamma = 0.0252 \times 10^6 \text{N/m}^3$ ; 上覆岩层厚  $H = 100 \text{m}$ ; ②软弱夹层在剖面上视倾角  $\alpha = 15^\circ$ , 自重场情况  $\lambda = 0.2999$ , 构造应力情况  $\lambda = 0.499$ ; ③符号  $\bigcirc$  表示软弱夹层与洞顶交点处稳定; 符号  $\times$  表示软弱夹层与洞顶交点处滑动失稳, 仅示意  $\pm 10^\circ$  步长的结果。

2.1 软弱夹层使砂岩成悬臂状板梁时围岩的稳定性

对于已经滑动破坏了的软弱夹层只能作为岩体中的“剥离层”考虑, 不计其粘聚力和摩擦力, 参见图 3。DE 为软弱夹层, CF 为砂岩层面, 斜线部分为砂岩。三角形 CDG 为砂岩悬臂板梁。

由于该地下洞室半长轴  $a = 15.5 \text{m}$ , 因此洞室顶部半椭圆弧长远大于悬臂板梁的层厚, 所以三角形 CDG 所示悬臂梁, 在自重情况下最大弯矩和最大应力为

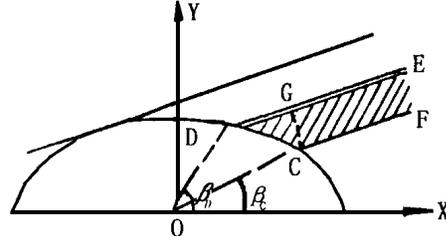


图 3 洞顶软弱夹层

Fig. 3 The weak intercalations near cavity top

$$M_{\max} = \frac{1}{6}(\overline{DG})^2 \cdot h \cdot \gamma \tag{7}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{(\overline{DG})^2 \cdot \gamma}{h} \tag{8}$$

式中  $\gamma$  为砂岩容重。

根据(8)式与砂岩抗拉强度相比较, 可以确定悬板梁拉断长度。砂岩抗拉强度通过平洞取样试验获得, 这样获得的抗压强度, 由于尺寸效应, 普遍较高, 没有反映出随机裂隙的影响, 另外一个流变效应也看不出。试样越大, 试验时间越长, 越接近真实, 但这要受到诸多条件的制约, 也是不现实的。为此, 对探测平洞口附近与软弱夹层同层位露头中出现的砂岩悬板逐一进行实测反算, 因为这些砂岩悬板有的是十多年前修公路时, 开山放炮暴露出来的, 围压解除了, 且长期日晒雨淋, 充分卸荷, 其流变特性, 随机裂隙的影响充分展现。最后, 综合考虑其抗拉强度, 取值范围为  $0.6 \text{MPa} \sim 1.5 \text{MPa}$ , 据此可以求得砂岩发生拉破坏的最大长度, 计算结果见表 2。

讨论: (1)砂岩悬臂长度, 随厚度增大及抗拉强度的提高而增长。当砂岩悬臂长度, 接近临界长度

$\overline{DG}_{\max}$  时应考虑支护, 超过  $\overline{DG}_{\max}$  时不稳定。

(2) 设砂岩悬臂长度与厚度之比为  $\alpha$ ,  $\alpha$  随厚度增加而减小。根据板梁理论只有当  $\alpha \geq 5$  时, 使用(8)式所得结果才比较可靠。因此, 上述所列  $\alpha$  低于 5 之值, 应根据其他计算方法校核。抗拉强度在 0.5 MPa ~ 1.5 MPa 间, 砂岩悬臂厚度在 2 m 以内, 上表所得结果是合理的, 可以作为预报和支护的依据。

2.2 横跨洞室顶部的砂岩上部

存在软弱夹层时围岩的稳定性

由(6)式可确定滑动破坏起始角  $\beta_D$ 、 $\beta_E$ , 由(8)式与抗拉强度

$\sigma_t$  比较可确定悬板是否折断, 在极端不利的情况下如图 4 所示, 阴影部分全部折断垮掉(实际上往往不会是完全垮掉, 垮掉或者折断部分形成阶梯状拱桥形)。可根据抗拉强度  $\sigma_t$ 、板厚, 求出板梁  $\overline{AB}$  长度,  $\overline{AB}$  与水平轴夹角  $15^\circ$  左右, 因此,  $\overline{AB}$  所代表的砂岩可以近似作为水平梁, 其自重部分沿梁轴向的分量略去不计。软弱夹层位于砂岩上方, 对于软弱夹层由下向上从 1 层到  $n$  层, 逐层按  $|\tau_s|$  是否大于  $\sigma_n \text{tg} \psi + C$  验核, 若某层  $|\tau_s| > \sigma_n \text{tg} \psi + C$  则  $\overline{AB}$  板与上层错动脱离, 此时板  $\overline{AB}$  必须单独承担自身的重量, 成为两端固定, 自重形成均布载荷之梁<sup>[6]</sup>。

其最大变距  $M_{\max} = qL^2/12$ , 最大正应力  $\sigma_{\max} = qL^2/2bh^2$ , 当最大抗拉强度  $\sigma_t$  给出, 则  $\overline{AB}$  的极限长度为

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{2\sigma_t \cdot h}{\gamma}} \tag{9}$$

若考虑地应力  $\sigma^*$  则  $\overline{AB}$  的极限长度值为

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{2(\sigma_t + \sigma^*) \cdot h}{\gamma}} \tag{10}$$

式中  $\sigma_t$  为砂岩抗拉强度;  $\gamma$  为砂岩容重;  $h$  为砂岩板厚。

根据(9)式、(10)式计算结果见表 3。

根据图 4  $\overline{AB} = (a \cos \beta_E - \cos \beta_D) / \cos \alpha$  (11)

式中  $\beta_E$ 、 $\beta_D$  为滑动破坏起始角;  $\alpha$  为软弱夹层在剖面上的视倾角;  $a = 15.5 \text{ m}$ 。

$\overline{AB} < L_{\max}$  为稳定,  $\overline{AB} \geq L_{\max}$  为不稳定, 此时应考虑支护提高稳定性。在本工程中给出的工程地质条件下, 表 3 列出了相应的洞跨与砂岩

厚度比, 若  $\sigma_t = 0.9 \text{ MPa}$ , 计算结果分别达到 8.45 ~ 12.8, 由此可知本工程所在地段若不考虑地应力, 当 1 m 厚砂岩为洞顶时, 洞跨可达 8.45 m; 同样 1 m 厚砂岩, 出现在洞顶, 考虑存在垂直于洞轴方向的水平地应力  $\sigma^* = 1 \text{ MPa}$  时, 洞跨可达 12.28 m。这种砂岩厚度洞跨之比的结论, 不仅为本工程的设计、施工提供了大致的依据, 也对类似地下工程具有一定的参考价值。

表 2 悬臂状砂岩的临界长度

Table 2 Critical length of sandstone cantilever beam

抗拉强度 $\sigma_t$ (MPa)	砂岩厚度 $h$ (m)	悬臂长度 $\overline{DG}_{\max}$ (m)	悬臂长度/厚度= $\alpha$	备注
0.6	0.5	3.45	6.9	根据(8)式 $\overline{DG}_{\max} = \sqrt{\frac{\sigma_t \cdot h}{\gamma}}$ 式中, $\sigma_t$ —砂岩抗拉强度; $\gamma$ —容重, 取 0.0252 N/m <sup>3</sup> × 10 <sup>6</sup> N/m <sup>3</sup> .
	1	4.88	4.88	
	2	4.90	3.45	
	3	8.45	2.8	
	0.5	4.45	8.9	
	1	6.30	6.30	
1	2	8.91	4.46	
	3	10.91	3.64	
	0.5	5.45	10.91	
	1	7.72	7.72	
	1.5	10.91	4.46	
	3	13.36	4.45	

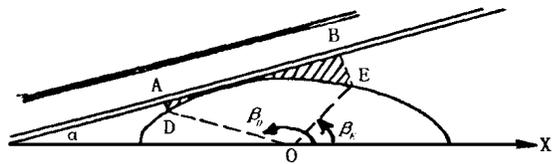


图 4 砂岩板最大长度示意图

Fig. 4 Schematic drawing of maximum length of sandstone plate

表 3 跨洞砂岩的临界长度

Table 3 Critical length valve of sandstone plate

$\sigma_t$ /MPa	$h$ /m	$\gamma/10^6\text{N/m}^3$	$L_{\max}/\text{m}$	$\alpha$	$\sigma^*/\text{MPa}$	$L_{\max}/\text{m}$	$\bar{\alpha}$	备 注
0.60	0.5	0.0252	4.88	9.76	1	7.97	15.94	$\sigma_t = 0.6\text{MPa}$ 现场试验值。 $\sigma^*$ 为水平向地应力。 $L_{\max}$ 考虑水平向地应力时板梁的极限长度。 $\alpha = \frac{\text{洞跨长度}(L_{\max})}{\text{砂岩厚度}(h)}$
					2	10.16	20.32	
0.60	1.0	0.0252	6.90	6.90	1	11.26	11.26	
					2	14.36	14.36	
0.90	0.5	0.0252	5.80	11.60	1	8.68	17.36	
					2	10.73	21.46	
0.90	1.0	0.0252	8.45	8.45	1	12.28	12.28	
					2	15.00	15.00	
2.60	0.5	0.0252	10.16	20.32	1	11.95	23.90	
2.60	1.0	0.0252	14.36	14.36	1	16.9	16.90	

## 参考文献:

- [1] Deere D. U. et al. Design of Tunnel Support Systemes[ J]. *Highway Research Records*, 1970, 339
- [2] 王思敬, 杨志法, 刘竹华. 地下工程岩体稳定分析[ M]. 北京: 科学出版社, 1984, 28~35
- [3] 朱维申, 何满潮. 复杂条件下围岩稳定性与岩体力学动态施工力学[ M]. 北京: 科学出版社, 1996, 20~21
- [4] 陶振宇. 岩石力学的理论与实践[ M]. 北京: 水利出版社, 1979, 195~197
- [5] 徐志英. 岩石力学[ M]. 北京: 水利电力出版社, 1993, 第三版, 114
- [6] 张志文. 采场上覆岩层平衡条件的模型研究[ J]. 中国矿业学院学报, 1983, (4), 41~42

## THE STABILITY ANALYSIS ON WEAK INTERCALATION AND STRATIFIED ROCK MASS NEAR THE TOP OF UNDERGROUND CAVITY

LI Shu-sen, FU Wen-xi, NIE De-xin

(*Institute of Engineering Geology, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059 PRC*)

**Abstract:** Based on the bedding features of weak intercalations in sandstone plates near the top of underground cavity, the probable failure scale of bedding sliding, the probable settlement, the folding places and the critical length of sandstone beams are computed separately, then the stability of underground cavity is analysed.

**Keywords:** weak intercalation; stability