

“板裂”结构岩体的力学分析法

倪国荣 叶梅新

(长沙铁道学院)

一、概 述

岩体结构类型的划分方案已提过许多种,主要划分原则是岩体破碎程度。谷德振教授在一九七七年曾提出:破碎带应作为一种岩体结构单元^[1]。他已将“板”作为一种薄层状结构从一般的层状结构中独立出来。之后,孙广忠等在一九八四年第二届全国工程地质大会上正式提出了“板裂”结构的新概念^[2](同期,他还在文献[3]中谈及对劈理带用板裂力学模型进行研究的问题),引起工程地质界和岩体力学工作者的很大兴趣。

岩体结构分类的主要目标是作出比较符合实际的岩体稳定评价,使工程设计臻于经济合理。显然,认识和划定岩体的“板裂”结构,采用特定的力学模型,则有助于针对性地解决具体的工程地质问题。

二、“板裂”结构和层状结构

在提出“板裂”结构新概念之前,对层状结构特征大致是这样描述的^[1-6]:主要由层状岩石组成;结构体呈板状;结构面以原生软弱沉积夹层、层间错动、泥化夹层等为主,延展长,多与层面平行,被节理等其它结构面切割;其主要工程地质特征是:平行层面的软弱结构面对岩体力学性质起控制作用,岩体破坏方式多为沿软弱夹层滑动,岩层产状对岩体稳定性影响很大,岩体各向异性特征明显。

“板裂”结构也具有上述的特征,这些是这两种结构的共性。但也有各自的个性,两者是从量的差别演化为质的差别:

层状结构的结构面以层面、片理、节理为主,亦有原生软弱夹层、层间错动。其延展性较好,层间有结合力,但较差。层理面、片理面多为非开裂式,若开裂,则多为干净无充填或呈薄膜充填的性状。岩体变形受岩石组合(上下岩盘)结构面控制。

“板裂”结构的岩体,其层理、片理发育,原生软弱夹层、层间错动不时出现。结构面多为泥膜、碎屑或泥化物质充填,层间夹泥受水影响大。夹层既是结构面又是独立的岩性力学单元。岩体变形受整体特性,特别是软弱破碎岩层控制。可能出现压缩、挤出、底鼓、整体失稳现象。地下水对软弱破碎岩层的软化和泥化作用影响很大。总之,“裂”是板裂结构的主要特征,除了它被节理、劈理等构造切割成板块外,各板层之间的联系也是松懈的。因此文献[2]认为两者之间最大区别是“板裂”结构层间错动特别显著,这是很有道理的。许多溃屈、

挠折和滑移就发生在软硬岩层相间处,或软弱夹层充填处。这种由软弱结构面分割构成的板状结构体,“板”的特征较为明显。

当然,在一定条件下,层状结构(如千枚岩层间结合力 $c \approx 0$)也会出现“板裂”结构特性。

从总的工程地质条件或岩体力学性质来看,层状结构岩体要比“板裂”结构岩体好些。

下面是定量划分这两种结构的依据:

1. 岩层厚度 T

文献[1]是这样规定的:极薄层 $T < 10\text{cm}$,薄层 $T = 10 \sim 30\text{cm}$,中厚层 $T = 30 \sim 50\text{cm}$,厚层 $T = 50 \sim 100\text{cm}$,极厚层 $T = 100 \sim 150\text{cm}$ 。

一九七二年铁路部门规定:薄层 $T < 10\text{cm}$,中厚层 $T = 10 \sim 50\text{cm}$,厚层 $T > 50\text{cm}$ (至于表土层厚则不予讨论)^[6]。

当然,这种划分是纯地质的,没有特殊的物理力学含义。

因此,笔者建议应结合工程结构尺寸,根据结构体的特征尺寸来确定。板裂结构的结构体则应具有“板”的特征尺寸——其厚度远小于其长度和宽度。

2. 物理力学指标

对“板裂”岩体: $f \leq 0.3, R_c = 10 \sim 30\text{MPa}$

对层状岩体: $f = 0.3 \sim 0.5, R_c > 30\text{MPa}$

3. 岩体质量系数 Z ^[1]

$$Z = I \cdot f \cdot S$$

式中 $I = V_m^2/V_r^2$, $f = \tan\phi$, $S = R_c/100$; V_m, V_r 为弹性波在岩体和岩石中的传播速度, ϕ ——内摩擦角, R_c ——单轴抗压强度。

对“板裂”结构, $Z = 0.08 \sim 3$ (因层间结合力差, I 较小)

对层状结构, $Z = 0.2 \sim 5$

一般判别标准为: $Z < 0.1$,极坏; $Z = 0.1 \sim 0.3$,坏; $Z = 0.3 \sim 2.5$,一般; $Z = 2.5 \sim 4.5$,好; $Z > 4.5$ 特好。总之, Z 越大越好。

但是应注意到两者 Z 值可以相同,故不能单从 Z 值来判断岩体究竟属何种结构,而应综合考虑。

总之,除了在层厚,物理力学指标,岩体质量系数等方面的差异外,“板裂”结构与层次结构之间最明显的区别是前者层间错动发育、含有软弱夹层(或软硬层相间)并赋有板特有的受力破坏特征(例如溃屈失稳及挠折破坏)。

三、“板裂”结构的力学模型

显然,光对岩体结构进行分类和一般的定性评价是不够的。从定性认识过程到定量计算,需要有确切的力学模型和有效的数学手段。

我们通过现场调查,发现“板裂”结构除了常见的滑移、剪切破坏外,还发生易被忽视的溃屈(buckling)破坏和挠折破坏。前者类似于薄板在纵向力作用下的失稳,后者系在横向力作用下的强度破坏。文献[2]把后两种破坏机理归结如图1所示。

图1(a)系在纵向力 P_x 作用下溃屈失稳;(b)系在纵向力 P_x 和自重 q_z 作用下的弯折破坏。

笔者认为图1虽然已包括了这两种破坏机制,但以临空面向上或向下作为划分依据似欠

确切。显然,图中 P_x 已克服了层间阻力(如软弱夹层充填物的 c 、 ϕ 值很小),若纵向力 P_x 超过引起板失稳的临界力 P_{cr} ,则发生如图1(a)的溃屈(失稳)破坏, q_2 的作用是诱发并加剧其失稳趋势;若 $P_x < P_{cr}$,加上 q_2 的作用,会发生如图1(b)的弯折破坏。但当斜坡的板状岩体有初始向下挠度时,即使 $P_x > P_{cr}$,亦会产生弯折破坏。

文献[2]曾给出平衡微分方程作为“板裂”结构的定解方程。实际上这是在各种荷载作用下梁的定解方程。

现在笔者给出下列的梁的定解方程,其计算简图类似于图2。

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EJ \frac{d^2 W}{dx^2} \right) + (P_x \pm q_1 x) \frac{d^2 W}{dx^2} \pm q_1 \frac{dW}{dx} = q - KW \quad (1)$$

式中 E 、 μ 为弹性常数, $J = \frac{T^3}{12}$ 为惯性矩, W 为挠度, K 为垫层系数, q_1 为沿梁 x 方向的分布荷载,按单宽计。

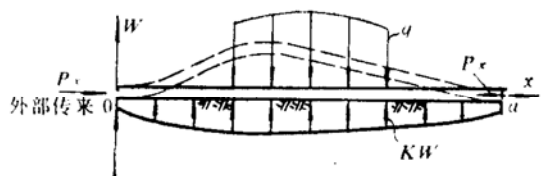


图2 板裂结构计算简图(x 向剖面)

这里要说明的是,等式右边的 KW 项系笔者补充的(其它各项均与文献[2]同),它是软弱夹层对其上的岩石(梁)施加的反力,但在软层被掏空,或岩石因水扬压力而上隆的情况下,不考虑 KW 项。

但是,既然是“板”,就应当考虑板在垂直于 x 方向(即 y 方向)的承载能力,其定解方程是:

$$D \left(\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} \right) + N_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} = q - KW \quad (2)$$

式中 抗弯刚度 $D = ET^3/12(1-\mu^2)$, N_x, N_y, N_{xy} 分别为板计算点的纵向力和剪切力; q 为横向荷载; x, y 方向的体积力由 N_x, N_y 一并考虑而不再列出。

与梁的定解方程相比较发现,若不计 y 方向作用(取单宽),则两式相似,仅差一个乘子

$(1 - \mu^2)$, 即在同样条件下, 板的承载能力较梁的要大10%左右; 但是, 若考虑板的 y 向作用, 则板的承载能力将较梁的大得多。因此, 采用与板裂结构岩体相应的定解方程来进行分析计算, 则可合理地发掘这类结构岩体在强度和稳定性方面的潜力, 这无疑对提高工程效益是有利的。一些具体差别, 下面将结合工程中常见的洞室、边坡和坝基稳定分析来加以阐明。

(一) 地下洞室稳定分析

地下洞室稳定分析是个复杂的问题。地下洞室的破坏形式多为溃屈失稳和挠折破坏, 这要视洞室围压、形状、荷载方向及“板裂”围岩受节理切割和层间错动这种“裂”的因素而定, 我们将在后面的工程实例中详加说明。

(二) 边坡稳定分析

大型矿山边坡坡高达数百米, 据资料统计, 矿山边坡若设计合理, 每加大一度可节省投资达千万元。而边坡失稳或处理不当, 则会造成极大的灾难。湖南省柘溪水库库区(坝址附近)顺层大滑坡, 给施工人员和设备带来灾害性后果; 红阳厂102工房近侧的边坡, 因削坡不当, 排水设施不合理, 在300年一遇的暴雨下引起滑坡, 冲垮半座厂房, 损失190万元, 推迟工期一年多。可见, 边坡处理得当与否对矿山、水电等工程关系极大。但过去对边坡工程的研究多采用工程类比法, 很少做工程地质和岩体力学方面的前期研究工作, 待问题发生之后才应急研究和处理, 造成被动和浪费。

边坡岩体沿结构面滑动, 剪切带内岩块滚动, 是人们常见的岩质边坡破坏形式。近年来, 越来越多的实例证明, 还有另外两种边坡破坏形式, 这就是倾倒和溃屈。前者如湖南省资水赧溪口水库库区岩层反倾的岸坡, 边坡岩体系砂岩、粘土岩互层, 由于夹泥和地下水影响, 岩体层间错动发育, 在重力作用下, 岩体大量存在“点头”、“哈腰”和重力褶皱变形破坏现象。这种倾倒破坏形式可用多层板弯曲理论来加以分析; 后者如雅砻江二滩坝址上游约5km处的霸王山, 山坡岩体是厚层灰岩(夹有薄层粘土岩), 顺坡倾斜, 属“板裂”结构, 坡高900余米, 呈挤压溃屈(失稳)破坏^[2], 这要用“板裂”结构稳定理论才能正确分析。

下面是几个边坡稳定临界力公式(顺层坡)

(1) 坡面仅受板自重 q 的作用, 坡角 β_0 , 板容重 γ , 板厚 T , 坡面节理之间距离为 a , 临界力为

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 D}{a^2} - 0.5qa$$

式中

$$D = ET^3/12(1 - \mu^2), \quad q = \gamma T \sin \beta_0$$

此式可用于分析高边坡、坡脚受水扬压力作用的情况下, 边坡是否可能产生溃屈破坏。

(2) 坡顶自由、坡脚固定、坡长为 a 的变厚度板的边坡, 设坡脚惯性矩为 J_0 , 其它截面处 $J_x = J_0 \left(\frac{a-x}{a} \right)^m$ ($m=0$ 为等截面; $m=1$ 为直线楔形); 并设坡面板上有坡积层, 其重量换算到坡面为 $q_x = q_0 \left(\frac{a-x}{a} \right)^n$ ($n=0$, 均布; $n=1$, 三角形分布; $n=2$, 抛物线分布), 则临界力^[7]为:

$$P_{cr} = \xi \frac{D_0}{a^2}$$

式中 $D_0 = EJ_0/(1 - \mu^2)$ ；系数 ξ 见下表 1。

表 1

m	ξ				
	n = 0	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4
0	7.84	16.1	27.3	41.3	—
1	5.73	13.0	23.1	36.1	52.1

该式适用于变厚度、坡面有坡积层的顺层边坡的稳定分析。

(3) 失稳判据

“板裂”结构究竟是先发生塑性变形还是先溃屈由下式定：

$$a/T = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E^*}{3R_c}}$$

它适用于两端简支情况^[8]

(4) 岩体板层(能干层)周围有软弱介质时的临界应力^[8]，失稳按一个半波计

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E^* / a_0^2 = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{E^* E_0^{*2}}{6}}$$

式中 $a_0 = a/T = 2\pi \sqrt{\frac{E^*}{6E_0^*}}$ ， $E^* = E/(1 - \mu^2)$ ； E_0 为软弱介质弹性模量， $E_0^* = E_0/(1 - \mu_0^2)$ 。

上式亦可在地质力学研究方面用来分析平行于能干层方向有构造应力的情况，此时 a_0 为最容易发生褶皱的半波长。若取 $P_{cr} = 100 \text{ MPa}$ ， $E^* = 1 \text{ GPa}$ ，则 $E_0^* = \frac{6}{E^*} \left(\frac{2}{3} P_{cr} \right)^3 = 1.7778 \times 10^4$ ， $E_0^* = 13.3 \text{ MPa}$ ， $E^*/E_0^* \approx 750$ ，这意味着能干层的 E^* 要比周围介质的 E_0^* 大几百倍才会使能干层发生褶皱。这也启示我们在边坡处理时，适当采用固结灌浆、排水、护坡压重，或加固相邻的能干层等措施来提高 E_0^* ；而在坡脚处设抗滑桩，其效果则不甚理想，因为它不能使失稳波长变小。

若令 $b \rightarrow \infty$ (b ：板的宽度)，用板的临界力公式计算所得的 P_{cr} 要比按梁理论计算的大 $1/(1 - \mu^2)$ 倍，其原理是此时板已变成无限宽，可取单宽按梁考虑，不过应将 E 改为 $E^* = E/(1 - \mu^2)$ ，这在设计中可发掘约 10% 潜力。若在边坡中间或顺坡方向适当锚固，使其在两个方向均有约束，其临界力将大大提高。

(三) 坝基应力和稳定分析

坝基由于在开挖时，一些表层软弱、碎裂基岩已经挖除，加之有接触灌浆等工程措施，故表层或浅层的不良岩体比较容易处理。而深部的软弱夹层(例如泥化夹层)则较难处理。且在水库蓄水后近期看不出什么问题，但运行若干年后，则由于水渗透压力作用会导致机械管涌给大坝造成隐患。在未处理前，对坝体稳定的分析，可按软弱夹层的抗滑稳定来进行核算，

但所揭示的安全系数是很低的。如湖南省双牌坝的坝基下有缓倾的深层软弱夹层, 使该水库多年来只能控制蓄水。最初曾考虑加大下游压重体措施, 但工程费用大且稳定仍过不了关。后来采用予应力锚索等加固措施, 并用有限单元法对之进行稳定分析, 分析时考虑了板裂地基应力分布的异化和非线性现象(给出夹层地基在弹性主轴上的五个常数^[9]), 并在某种程度上将锚索控制区的地基当做坝体的一部分, 解决了坝体抗滑稳定问题。若沿用重力坝极限平衡法进行分析, 是无法解决这一课题的。

四、工程实例

【例1】、碧口水电站左岸泄洪洞

隧洞截面近似圆形, 直径 $D_0 = 1290\text{cm}$ 。隧洞中心原始地压(静水压, 设侧压力系数为1)为 $P_0 = 3\text{MPa}$ 。围岩系高倾角($\theta = 75^\circ$)薄层($T = 3\text{cm}$)千枚岩, 垂直层面方向的 $E_1 = 1\text{GPa}$; $\mu = 0.3$; 平行层面方向的 $E_2 = 3\text{GPa}$, $\mu_2 = 0.16$, 沿层面的 $\phi = 14^\circ$, $c = 0$, $R_c = 12\text{MPa}$, 属正交各向异性软弱围岩, 其典型坍方如图3所示^[10]。

碧口千枚岩属薄层状结构。它在原始地压 P_0 作用下的围岩稳定问题, 原设计是按层状结构、考虑各向异性的力学模型进行计算分析的。

将碧口各参数代入(4)、(5)有关诸式, 得各特征点(参见图4)在 P_0 作用下的极向应力(环向):

A点: $\sigma_{ty} = 5.249(5.791)\text{MPa}$

B点: $\sigma_{tx} = 7.002(6.520)\text{MPa}$

括号内数值系按有限元法计算的^[10]。对均质围岩, 则 $\sigma_{tx} = \sigma_{ty} = 6\text{MPa}$

计算表明, 成层围岩由于各向异性而使应力产生极化现象。从数值上看(包括有限元的计算结果), σ_{tx} 、 σ_{ty} 均小于 $R_c(12\text{MPa})$, 似乎是安全的。因此在设计中仅对洞轴线的选向和洞形作了一般的研究, 并力求改善围岩应力分布, 而对千枚岩板裂结构力学特性未作更深的推敲, 在施工中只作了一般性的喷浆处理。结果发生了多处坍方, 光清除坍方就耽搁了几十天工期。

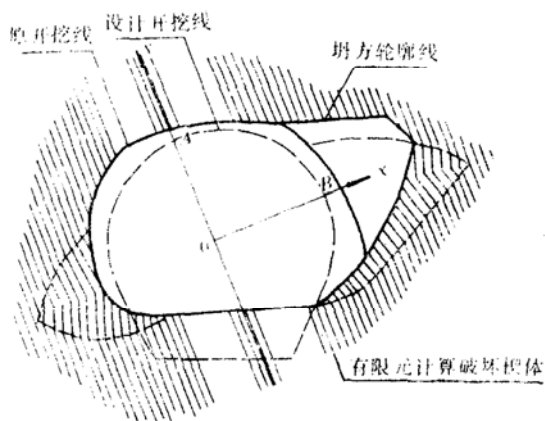


图3 碧口泄洪洞坍方典型断面图

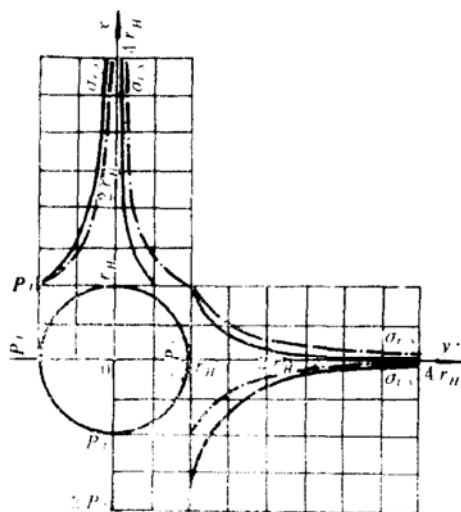


图4 均匀内压下极向围岩应力分布

实线——层状围岩, 点划线——均质围岩

现在,我们仔细研究了这种层状千枚岩,发现它是薄层($T=3\text{cm}$),属变质岩, $R_c=12\text{MPa}$,它的单轴抗压强度值较低,层间虽无错动,但结合力很小(取 $c=0$),而节理切割不多,连续性好,这些特征与本文叙述的“板裂”结构十分相似,并且在地压作用下,掘进后所产生临空面呈薄板受力状态,极易溃屈失稳。故用“板裂”结构溃屈失稳模型,就不难找出其破坏原因。由于破坏突破点处于特征点 B 附近,实测得千枚岩临空面最长溃屈段 $a=700\text{cm}$ (见图3)。在隧洞掘进后,二次应力重新分布,在纵向力 σ_{ty} 作用下,其溃屈临界值按下式计算^[9]:

$$(P_y)_{cr} = \xi \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (3)$$

式中 ξ 为系数,视边界条件而定。

本例计入节理及层间结合力 $c=0$ 等因素,按四边简支,取 $\xi=4$, b 为坍方沿洞轴方向最大长度,取 $b=a=700\text{cm}$,则可从式(3)算得 $(P_y)_{cr}=5.58 \times 10^5 \text{Pa}$,远远小于 R_c ;若 $a=200\text{cm}$, $(P_y)_{cr}=56.24 \times 10^5 \text{Pa}$,仍小于 R_c 。可见千枚岩尽管在抗压强度方面不成问题,但很难抵御并不很大的应力集中而造成溃屈失稳。

应当在围岩失稳前提供的支护抗力 P_t ^[7]:

$$P_t = \frac{\sigma_{ty}(1 - \sin\phi) - 2c\cos\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{70.02 \times 10^5 \times (1 - \sin 14^\circ)}{1 + \sin 14^\circ} \\ = 4.274 \text{MPa}$$

这表明要求提供的支护抗力是极大的。原喷混凝土支护厚度一般均限制在20cm左右,属柔性支护,故其径向位移相当可观,不足以防止薄层千枚岩溃屈失稳。原设计的用机械点锚固的短锚杆,很容易从软弱的千枚岩中拔出。故应采用全长锚固(如水泥砂浆锚杆或新型缝壳式锚杆),以增加其握固力,使薄层千枚岩有效厚度得到保证。此外,要求锚杆间距缩短(例如100cm)以减小板计算跨度,提高临界力 P_{cr} 。正确的力法是采用密集短锚杆、拱肋和穿插长予应力锚索,以它们为骨干,辅予喷混凝土支护;这就是后来碧口泄洪洞坍方所采取的补强措施,并获得了成功。

由上可见,我们在开始进行工程设计时,若能进行多方案比较,给出最切题的工程地质力学模型,进行合理的工程处理,防患于未然,就可能节约因亡羊补牢而化费的几十万元处理费用了。

但是,工程受环境地质的影响是多种多样的,如不同的地应力、不同的荷载类型等,因此要相应地采用不同的岩体力学模型,有时用“板裂”结构研究较符实际,有时用层状结构更能解决问题。例如对碧口围岩应力集中情况按层状各向异性体分析就较为贴切^[10]。

如图5所示,圆洞在内压 P_t (或由衬砌传来的接触反力)和原始地压 P_0 作用下,在平行层面方向(E_2, μ_2)和垂直层面方向(E_1, μ_1)产生应力集中的极化现象。根据列赫尼茨基(С.Г. Ляхницкий)各向异性方程^[9]经数学推导^[11],得出在 x 轴上的围岩应力:

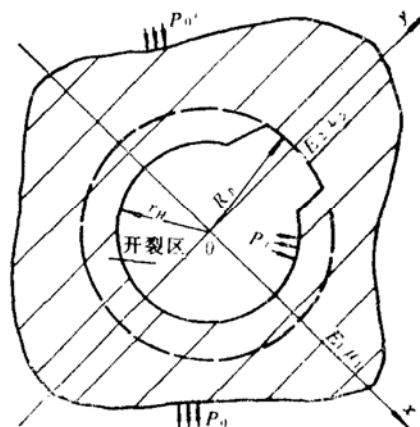


图5 层状围岩计算图

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{rx} &= P_0 [1 - (r_H/r)^\beta] + P_t (r_H/r)^\beta \\ \sigma_{tx} &= P_0 [1 + \eta (r_H/r)^\beta - \eta P_{tx} (r_H/r)^\beta] \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

在 y 轴上的围岩应力:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ry} &= P_0 [1 - (r_H/r)^\alpha] + P_{ty} (r_H/r)^\alpha \\ \sigma_{ty} &= P_0 \left[1 + \frac{1}{\eta} (r_H/r)^\alpha \right] - \frac{1}{\eta} P_{ty} (r_H/r)^\alpha \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中 $\alpha = \sqrt{b_0/c_0} + 1$, $\beta = \sqrt{c_0/b_0} + 1$, $\eta = \frac{a\sqrt{c_0/b_0} - c_0}{a_0 - \sqrt{b_0 c_0}} > 0$,

$$a_0 = n_0 \mu_1 (1 + \mu_2), \quad b_0 = 1 - \mu_2^2, \quad c_0 = n_0 (1 - n_0 \mu_1^2), \quad n_0 = E_2/E_1$$

式(4)、(5)满足 $r = r_H$ 时 $\sigma_{rx} = P_{tx}$, $\sigma_{ry} = P_{ty}$; $r \rightarrow \infty$ 时, $\sigma_{rx} = \sigma_{ry} = P_0$ 的应力边界条件。注意到 α 、 β 一般不等于 2, P_t 也非均布。这是成层围岩与各向同性均质围岩不同之处。当 $E_1 = E_2$, $\mu_1 = \mu_2$ 时, 则 $n_0 = 1$, $\eta = 1$, $\alpha = \beta = 2$, 就变为各向同性的拉梅(G. lame)方程了。图 4 给出了在均匀内压下层状围岩极向应力分布情况($P_{tx} = P_{ty} = P_t$)。

有的文献认为抗力系数按极角 θ 的三角函数形式分布, 例如 $\cos^2 \theta$, $\sin \theta$ 等^[12], 这自然是可行的, 但文献[11, 13]已经证明, 它不一定符合简单的文克勒(E. Winkler)直线假设(即应力 = 位移 $\times$ 抗力系数)。因为抗力系数是一个与洞的几何尺寸、各向异性常数和衬砌刚度、形状有关的“泛函”, 而不再是一个简单的力学参数了。另外, 在隧洞承受以内压为主的荷载时, 其各向异性特性才发挥得出来; 在外压为主时, 应首先考虑板裂受力条件。这是在设计层状或板裂结构隧洞时应当注意的。

【例 2】某煤系地层深埋巷道

某深埋巷道如图 6 所示^[12]: 竖压和侧压属同一量级。煤层呈水平状。层厚 $T = 0.4\text{m}$, 层间有砂土充填, 可当做“板裂”结构考虑。顶板呈水平状, 顶部两侧有节理面切割。在离掌子面 $l = 5\text{m}$ 处的顶板发生突然溃屈, 并发生顶板失稳和弯折破坏。

按两对边简支板分析计算, 其有关参数为: 埋深 $H = 500\text{m}$, 1000m ; $E = 5\text{GPa}$, $\mu = 0.3$; $a = 2 \sim 5\text{m}$; $b \rightarrow \infty$; $\gamma = 25\text{kN/m}^2$ 。按文献[7]的公式, 将荷载、板挠度均展成双重三角级数, 令 x 、 y 向为单波失稳波形, 其最终跨中($x = \frac{a}{2}$)挠度 $W_{\max}$ 为:

$$W_{\max} = \frac{192(1 - \mu^2)a^4}{E\pi^6 T^3 / P_0 + 12\pi^4 a^2 \mu(1 + \mu)T}$$

式中 $P_0 = \gamma H$

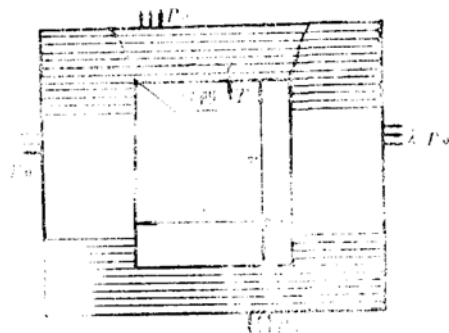


图 6 煤系地层围岩计算图式

由上式可见, $W_{\max}$ 几乎与板的长度(洞跨) a 的四次方成正比(分母中的第二项远小于第一项), E 小则 $W_{\max}$ 大, 与 μ 关系不大; 与板厚 T 的立方成反比, 故控制巷道跨度和用锚杆将几层板串联成组合厚板 T_0 是有效的(见表2)。

计算表明, 在竖向、侧向地压相近时, 煤系地层失稳兼有弯折和溃屈特征, 单用喷混凝土支护的效果是不佳的, 必须用锚杆群把板层锚栓起来以增大层厚, 才能控制围岩变形。故设置了密集锚杆, 适当加设长预应力锚索和隧洞肋才保证了巷道的稳定。

表2

巷道埋深 H (m)		500				1000			
巷道跨度 a (m)		2	3	4	5	2	3	4	5
T_0	控制位移 $W_{\max} = 50 \text{ mm}$	0.53	0.91	1.33	1.79	0.67	1.15	1.68	2.24
(m)	控制位移 $W_{\max} = 25 \text{ mm}$	0.66	1.14	1.67	2.25	0.83	1.44	2.10	2.83

有关锚喷是否要紧跟掌子面的问题。众所周知, 由于空间传力(俗称“跨拱”效应), 一般在掌子面附近是较安全的。对“板裂”结构而言, 虽然它不存在明显的拱效应, 但可从板的边界条件来进行探讨。在掌子面附近, 顶板可按二对边简支的矩形板考虑: 两纵向边是两条节理; 横向的一边是自由的(巷道冒顶后余下的自由边即!), 一边是固定的(掌子面约束)。按平板理论^[7, 14]计算所得的临界力较按梁理论的提高了70%(指巷道跨度与掌子面距离相等时); 其抗挠折破坏能力也较按梁理论分析的要大得多。通过计算分析, 我们就可以得出巷道在离掌子面多少远可以暂不支护。这样, 就可以科学地指导施工、减少掘进和锚喷支护的不必要的互相干扰以及爆破对支护的破坏, 提高经济效益。

五、结 语

1. “板裂”结构在工程地质中经常遇到, 应根据工程特点选用恰当的和它特有的力学模型进行分析。

2. “板裂”结构与层状结构在许多方面是相似的, 最大的区别乃是前者层间错动发育, 岩层软硬相间, 软弱夹层物质的结合力很小, 其破坏形式除通常的滑移和剪切外, 尚有它特有的溃屈失稳和挠折破坏, 而破坏往往是突发的。

3. 喷锚支护、深层锚固、固结灌浆、排水、软基强化等工程措施对“板裂”结构岩体的稳定是十分有效的。

4. 符合实际的“板裂”结构设计无疑有较好的经济效益。

本文成文过程中蒙孙广忠研究员多方面启示, 特致谢意。

参 考 文 献

- [1] 谷德振, 岩体工程地质力学基础, 科学出版社, 1977年。
- [2] 孙广忠、张文彬, 一种常见的岩体结构——板裂结构及其力学模型, 工程地质研究文集(二), 中国科学院地质研究所, 1983年12月。
- [3] 孙广忠, 岩体力学基础, 科学出版社, 1983年4月。
- [4] 陶振宇主编, 岩石力学的理论与实践, 水利出版社, 1981年。

- [5] 华东水利学院, 岩石力学, 水利出版社, 1981年1月。
- [6] 马英明, 倪国荣, 圆柱滑移体竖井地压理论, 煤炭学报, 1985年第2期。
- [7] 铁木辛柯, S., 弹性稳定理论, 科学出版社, 1958年3月。
- [8] 王仁等, 固体力学基础, 地质出版社, 1979年1月。
- [9] 列赫尼茨基, C.Г., 各向异性板, 科学出版社, 1963年。
- [10] 哈秋舫, 正交异性软岩隧洞围岩稳定分析, 水力发电, 1983年12月。
- [11] 倪国荣, 论成层围岩中的压力隧洞弹性抗力和衬砌应力计算, 水电地下工程技术, 1982年1月。
- [12] 董守祯, 各向异性介质隧洞衬砌计算新法, 地下工程, 1980年5月。
- [13] 朱效嘉, 试论煤矿锚喷巷道的破坏形态及初步分析, 煤炭科研资料, 1981年2月。
- [14] 徐芝纶, 弹性力学, 人民教育出版社, 1979年8月。

Mechanical Analysis of Rock Mass with the “Plate Fracture” Structure

Ni Guorong and Ye Meixing

(Changsha Railway Institute)

Abstract

On the basis of the new concept of the “plate fracture” structure Presented by Sun Guangzhong et al., this paper discusses the grounds for differentiating in from the stratified structure, and the differences of their mechanical models used. The engineering practice shows that in stability analysis of underground cavities, slopes and dam foundations the characteristic method of the “plate fracture” structure sometimes leads to better ecomic effects.