

深埋洞室围岩分层断裂现象模型试验解析

陈 伟^{1,2}, 王明洋¹, 顾雷雨²

(1. 解放军理工大学 工程后兵工程学院, 江苏 南京 210007; 2. 总参工程兵科研三所, 河南 洛阳 471023)

摘要: 对深部围岩分层断裂破坏机制模型试验进行再分析, 研究模型介质断裂形态, 指出模型裂缝存在剪切和拉伸 2 种形式。采用锯齿形岩石模型和极限应变破坏准则, 推导洞室围岩的应力场, 定量分析试验结果。通过与试验对比, 证明解析方法的正确性。研究表明, 在很大的轴向水平压力作用下, 介质会产生间隔的拉伸裂缝, 形成分层断裂现象。拉伸裂缝的几何形状逐渐趋于圆形, 每形成一道拉伸断裂, 模型等效于形成一个受支护作用的洞室, 随着等效洞室半径的增大, 其受到的支护力迅速增大, 使得分层断裂现象局限在一定范围内。该解析方法可为研究不同条件下深部洞室围岩破坏规律奠定理论基础。

关键词: 岩石力学; 深部巷道围岩; 分层断裂; 破坏机制

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2009)增 1 - 2680 - 07

SOLUTION TO MODEL TEST OF LAYERED FAILURE WITHIN ROCK MASS AROUND DEEP-BURIED TUNNEL

CHEN Wei^{1, 2}, WANG Mingyang¹, GU Leiyu²

(1. Engineering Institute of Engineering Corps, PLA University of Science and Technology, Nanjing, Jiangsu 210007, China;

2. The Third Research Institute of Engineering Corps, General Staff of PLA, Luoyang, Henan 471023, China)

Abstract: The model test on mechanism of layered failure within rock mass around deep-buried tunnel is re-analysed. At first, the fracture shape of surrounding rock mass is studied. The failure of the model medium has two patterns: tensile and shear. Stress field of surrounding rock mass is deduced using jagged rock mass model and ultimate strain failure criteria. By comparing with test results, the solution is proved to be correct. It is shown that the interval tension fracture would occur repeatedly under large axial compression stress, which forms the layered failure. The geometry of tension fracture tends to be round gradually. When a new tension fracture takes place, the model is equivalent to a tunnel with support. With the increment of tunnel radial, the supporting force increases rapidly, which makes the layered failure limited to a certain rangeal. The analytical method provides theoretical basis for studying rules of layered failure of rock mass around deep-buried tunnel under different conditions.

Key words: rock mechanics; surrounding rock mass around deep-buried tunnel; multi-layered failure; mechanism of failure

1 引言

对于深部工程而言, 由于地应力大于岩体极限

强度, 会出现一些不同于浅层现象的性质反映, 其中最令人关注的问题是俄罗斯学者发现的深部开挖洞室围岩将产生呈间隔分布的“分区破裂化现象”^[1]。国内外一些学者对此问题作了很多有益的探讨, 各

收稿日期: 2008 - 02 - 02; **修回日期:** 2008 - 03 - 14

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50490270)

作者简介: 陈 伟(1978 -), 男, 博士, 2008 年于解放军理工大学获岩土工程博士学位, 主要从事防护工程、岩石力学方面的研究工作。E-mail: freecia@163.com

自从不同角度分析提出了一些观点看法^[2~11]。

顾金才等^[1]认为, 在深部开挖中洞室围岩发生分区破裂化现象是有一定条件的, 当地应力荷载水平方向较大, 且最大荷载方向与洞室轴线平行时, 洞室围岩就有可能产生分区破坏现象。为了验证上述观点, 进行了圆形洞室和直墙拱顶洞室的加载模型试验, 在国内首次成功模拟出文中所称的“分层断裂破坏现象”。

顾金才等^[1]仅在机制上对深部洞室围岩分层断裂现象进行了解释, 缺乏对模型试验的定量计算。为此, 本文对试验进行了再分析, 采用锯齿形岩石模型和极限应变破坏准则, 推导了洞室围岩的应力场, 揭示了深部巷道围岩分层断裂现象的本质。

2 试验概况

顾金才等^[1]中模型采用圆柱体, 装置如图 1 所示。由于试验目的是为了验证围岩分层断裂机制, 且在高荷载条件下模型开洞较困难, 因此模型试验采用了“先开洞, 后加载”方式。这与实际工程不同, 但并不影响对机制的验证。圆柱体直径 $D = 600$ mm, 高 $H_1 = 300$ mm, 中心为模拟洞室, 用黑色橡胶填充。模拟洞室有 2 种: 圆形洞室和直墙拱顶洞室。圆形洞室直径 d 为 110 和 160 mm; 直墙拱顶洞室跨度 $B = 100$ mm, 高度 $H_2 = 200$ mm。圆柱体的上部作用有均匀分布的轴向应力 σ_z 。周围用 5 mm 厚的钢板圆筒提供侧限压力, 径向应力为 σ_r , 模型材料采用水泥砂浆, 材料 7 d 的单轴抗压强度为 $R_c = 0.76$ MPa, 抗拉强度为 $R_t = 0.16$ MPa。

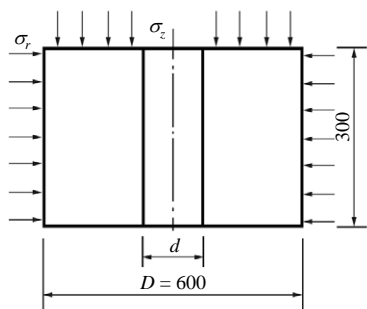
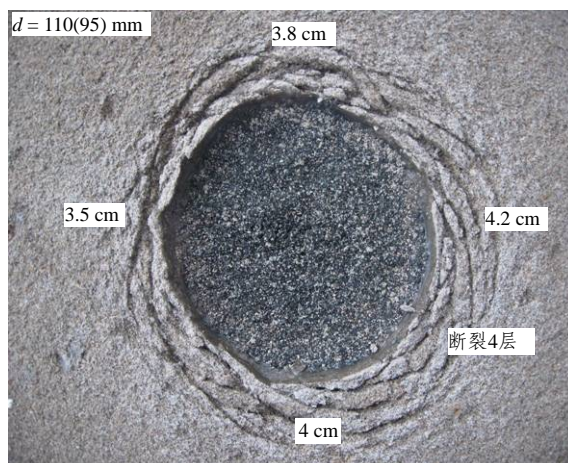


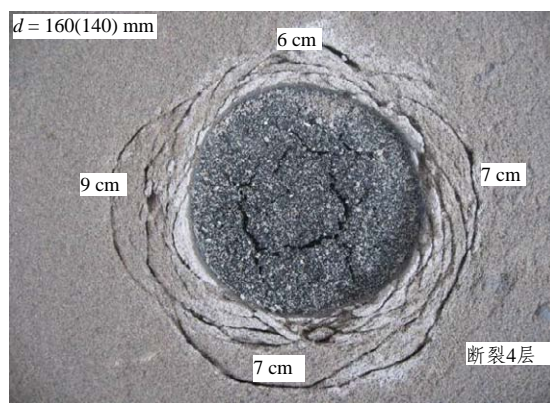
图 1 试验模型示意图(单位: mm)

Fig.1 Sketch of the test model(unit: mm)

模型自然养护 7 d 后, 进行加载试验。试验结束后, 在 1/3 高度处对各模型洞室作了横向解剖, 以观察洞室围岩的破坏形态。各模型洞室的破坏形态见图 2, 3(图中括号内数值表示模型破坏后值,



(a) 洞室 1($d = 110$ mm, $\sigma_z/R_c = 7.47$)



(b) 洞室 2($d = 160$ mm, $\sigma_z/R_c = 6.83$)

图 2 圆形洞室破坏形态

Fig.2 Failure shapes of round tunnel

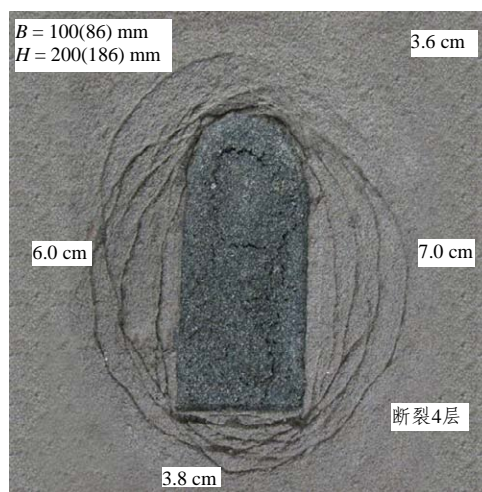


图 3 直墙拱顶洞室破坏形态($B = 100$ mm, $H = 200$ mm, $\sigma_z/R_c = 7.29$)

Fig.3 Failure shape of the upright-arch tunnel($B = 100$ mm, $H = 200$ mm, $\sigma_z/R_c = 7.29$)

如 $d = 110(95)$ mm, 110 表示模型洞室初始直径, 95 mm 表示破坏后洞室直径, 下同)。

3 模型洞室破裂形态分析

王明洋等^[12]指出,深部地应力达到围岩强度极限以后,坑道周围岩体的实际状态与其原始状态之间的变形不协调性开始表现出来,高地应力的影响和峰值后变形的发展如此之大,以至于岩体过渡到一个新的状态,岩体破坏准则宜采用极限变形准则。

在模型试验中,洞室承受很大的轴向压力,洞周材料将产生向洞壁方向的横向膨胀,在洞壁介质内产生径向拉应变 ε_r 。洞周径向应变如图4所示^[11]。

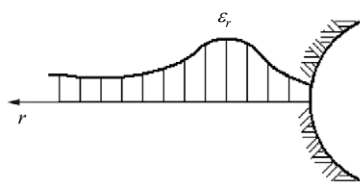


图4 洞周径向应变分布示意图^[11]

Fig.4 Sketch of distribution of radial strain around tunnels^[11]

在距离洞壁一定深度处,介质拉应变最大,径向拉应变可能先期达到材料的拉应变极限,因而造成材料发生拉伸断裂。而在洞壁附近,介质处于环向压应力高,径向应力很小的应力状态,根据莫尔-库仑定律,材料会形成滑移线形破坏。洞周介质产生了拉伸断裂后,相当于在原来的介质内又形成了一个更大的洞室,洞室在大的轴向压应力作用下,上述剪切破坏和拉伸破坏过程有可能不断重复出现,一直进行到洞周介质内由轴向压应力产生的最大径向拉应变值小于材料的极限拉应变时为止,这样就产生了试验中产生的“分层断裂破坏现象”。

从试验洞室的裂缝形态可以看出(见图2(a)),圆形洞室周围材料产生了多条共轭滑移线形破坏,无分层破裂现象;图2(b)中圆形洞室的前三层裂缝是滑移线裂缝,第四层裂缝为较完整的圆弧形拉伸裂缝,若模型洞室等效为直径5m的洞室,则在洞室左侧和下方,拉伸裂缝与剪切破坏带之间的距离分别为0.94, 0.78 m,存在分层断裂现象;图3中直墙拱顶洞室拱顶和底板为滑移线形剪切破坏带,无分层断裂,但在直墙侧边,可以清晰地观察到4层拉伸裂缝,存在分层断裂现象。该结论在下文中洞室围岩应力分析中也能得到证实。

4 围岩开挖引起的次生应力场解析

4.1 开挖后围岩应力的分解

设洞室半径为 a ,原始应力为沿洞室轴向的均匀压力 σ_{z_0} 。由于填充材料提供的反力很小,可不考虑洞室的支护。模型及荷载皆是轴对称的,故认为洞周围岩的应力也呈轴对称分布,因而,把问题看作是一个空间轴对称问题。以压应力正,围岩轴向、径向、环向的应力分别为 $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$;应变分别为 $\varepsilon_z, \varepsilon_r, \varepsilon_\theta$;剪应力只有 $\tau_{rz} = \tau_{rz}$ 存在。

在求解围岩应力时,可将其分解为两部分:一部分是沿洞室轴线方向施加荷载引起的,用上标I来标明;另一部分是模拟材料受到钢板圆筒侧限而产生的附加应力 P ,用上标II来标明。洞室围岩的应力为两部分之和:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_r^I + \sigma_r^{II}, & \sigma_\theta &= \sigma_\theta^I + \sigma_\theta^{II} \\ \sigma_z &= \sigma_z^I + \sigma_z^{II}, & \tau_{rz} &= \tau_{rz}^I + \tau_{rz}^{II} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

其力学模型分解示意图如图5所示:

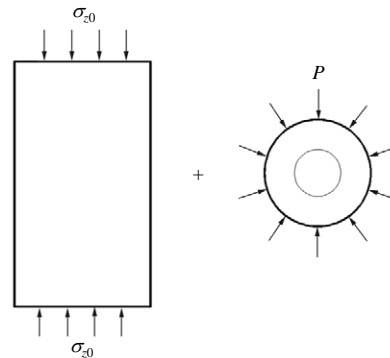


图5 力学模型分解示意图

Fig.5 Sketch of decomposition of mechanical model

根据弹性力学原理,第一部分的应力-应变解为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z^I &= \sigma_{z_0} \\ \sigma_r^I &= \sigma_\theta^I = \tau_{rz}^I = 0 \\ \varepsilon_z^I &= \frac{1-2\mu}{E_0} \sigma_z^I = \text{const} \end{aligned} \right\} \quad (2a)$$

式中: μ 为材料泊松比, E_0 为材料加荷弹性模量。

由于 ε_z^I 为常数,在变形过程中,横截面保持为平面,因此有

$$P = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_{z_0}, \quad \tau_{rz}^{II} = 0 \quad (2b)$$

将式(2b)代入式(1), 可得 $\tau_{rz} = 0$, $\sigma_z = \sigma_{z0}$, $\sigma_r = \sigma_r^{\text{II}}$, $\sigma_\theta = \sigma_\theta^{\text{II}}$ 。

4.2 圆形洞室围岩受力情况分析

洞室开挖引起围岩应力场的重分布, 如果该二次应力场为弹性的, 则有

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta &= P \left(1 \pm \frac{a^2}{r^2} \right) \\ \sigma_r &= P \left(1 \pm \frac{a^2}{r^2} \right) \\ \sigma_z &= \sigma_{z0} \end{aligned} \right\} \quad (3a)$$

由于 $\tau_{rz} = 0$, 所以 σ_z , σ_θ , σ_r 均为主应力方向。对于圆形洞室 1, $a = 55 \text{ mm}$, $\sigma_{z0}/R_c = 7.47$, 取 $\mu = 0.25$, 代入式(2a), (3a), 可得

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 = \sigma_z &= 7.47R_c \\ \sigma_2 = \sigma_\theta &= 2.49R_c \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \\ \sigma_3 = \sigma_r &= 2.49R_c \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3b)$$

在洞室周边处:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta &= 4.98R_c \\ \sigma_r &= 0 \\ \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2G} &> \gamma_{\text{max}}^e \\ \varepsilon_r &< \varepsilon_{\text{tmax}} \end{aligned} \right\} \quad (3c)$$

式中: G 为材料的剪切弹性模量, $G = \frac{E_0}{2(1 + \mu)}$; γ_{max}^e 为材料的弹性极限剪应变; $\varepsilon_{\text{tmax}}$ 为材料的极限拉应变。

因此, 洞壁介质将发生剪切破坏, 产生滑移破坏区。洞室附近的应力分布图如图 6 所示, 这通常能在大量试验中得到的, 用弹塑性介质模型计算^[13], 也能得到同样的应力分布图。

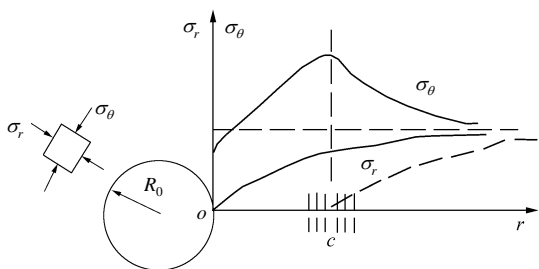


图 6 圆形洞室围岩中的应力状态

Fig.6 Stress state of rocks around deep underground workings

因此, 把坑道周围分为 2 个区域: 第一个区域是变形不可恢复区 ($a \leq r \leq c$), 另一区域为弹性区 ($r > c$)。在变形不可恢复区, 可以观察到围岩滑移现象, 其表面为有规律的网状形式, 这些表面上黏结力降低, 存在的是剩余的摩擦强度, 岩体处于峰值后应力状态。根据董方庭^[14]的研究, 岩石剪应力达到峰值后迅速下降, 随应变的增长趋于稳定, 且在残余应力稳定后产生的滑移变形占到总变形量的 70%~95%, 故岩石本构关系采用锯齿形模型较为合适, 如图 7 所示, 图中 τ_s 为残余剪应力。

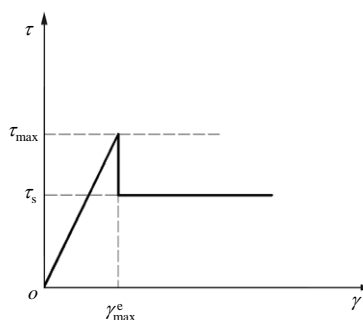


图 7 锯齿形岩石模型

Fig.7 Jagged rock mass model

变形不可恢复区域中, 由平衡方程和本构关系:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (4)$$

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2\tau_s \quad (5)$$

可得

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= 2\tau_s \ln(r/a) \\ \sigma_\theta &= 2\tau_s [\ln(r/a) + 1] \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

在弹性区域 ($r > c$) 的应力分布按弹性规律:

$$\sigma_r = P[1 + (-1 + \sigma_r^c/P)(c^2/r^2)] \quad (7)$$

$$\sigma_\theta = P[1 - (-1 + \sigma_r^c/P)(c^2/r^2)] \quad (8)$$

式中: σ_r^c 为弹性变形和非弹性变形区边界 ($r = c$) 上的径向应力值, $\sigma_r^c = 2\tau_s \ln(r/a)$ 。

由弹、塑性边界关于 σ_θ 相等的条件, 通过下式可得到不可逆变形区的半径:

$$\ln \frac{c}{a} + 1 = \frac{P}{2\tau_s} \quad (9)$$

4.3 圆形洞室计算结果验证

取模型材料参数: $E_0 = 200 \text{ MPa}$, $\mu = 0.25$, $\gamma_{\text{max}}^e = 2.2 \times 10^{-3}$, 残余剪应力 $\tau_s = \frac{1}{3} \tau_{\text{max}}$, 得出围岩

变形不可恢复区半径 $c = 100.51 \text{ mm}$ ，洞周材料产生滑移线形破坏范围 $c - a = 45.51 \text{ mm}$ 。图 2(a)可以看出，滑移破坏范围平均值为 39.25 mm ，与计算基本吻合。

对于圆形洞室 2(b)， $a = 80 \text{ mm}$ ， $\sigma_{z0} / R_c = 6.83$ ，模型材料参数不变，计算出洞周材料产生滑移线形破坏范围 $c - a = 48.50 \text{ mm}$ 。洞室 2 的前 3 层裂缝是共轭的滑移线破坏，滑移破坏范围平均值为 47.75 mm ，与计算符合的很好。

第四层裂缝为较完整的圆弧形断裂缝，其半径 $a_1 \approx 157.5 \text{ mm}$ 。代入式(7)，(8)，得到此处应力：

$$\sigma_z = 6.83R_c$$

$$\sigma_r = 2.28R_c \left(1 + \frac{a^2}{a_1^2} \right) = 1.26R_c$$

$$\sigma_\theta = 2.28R_c \left(1 - \frac{a^2}{a_1^2} \right) = 3.29R_c$$

由于 $\frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{2G} < \gamma_{\max}^e$ ，介质不会产生滑移破坏。

取压应变为正，径向拉应变由下式^[13]计算：

$$\varepsilon_r = \frac{1 - \mu^2}{E_0} \left[\Delta\sigma_r - \frac{\mu}{1 - \mu} (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_\theta) \right] \quad (10)$$

由于模型未加载前应力为 0，所以式中 $\Delta\sigma_r = \sigma_r$ ， $\Delta\sigma_\theta = \sigma_\theta$ ， $\Delta\sigma_z = \sigma_z$ 。计算得此处 $\varepsilon_r \approx -0.003$ 。

根据刘春生等^[15]的研究，普通砂浆的单轴极限拉应变约为 0.4×10^{-3} ，但如果砂浆三向受力，材料进入塑性极限状态，极限拉应变应可达到 $1.5 \times 10^{-3} \sim 2.5 \times 10^{-3}$ ^[16]。由图 4 可知，介质内径向拉应变最大值出现在距洞壁一定距离处，材料三向受力，因此本文取材料极限拉应变 $\varepsilon_{t\max} = 1.5 \times 10^{-3}$ 。在此处 $\varepsilon_r > \varepsilon_{t\max}$ ，介质内的径向拉应变达到了极限，因而该裂缝是拉伸裂缝，证实了前文的判断。

4.4 直墙拱顶洞室围岩受力分析及对比验证

对于直墙拱顶洞室，其平面条件下应力分布，可以用弹性力学的复变函数方法解决。于学馥等^[17]的研究中给出了直墙拱顶洞室周边切向应力的计算公式：

$$\sigma_\theta = \gamma(\alpha + \beta\lambda)(H + Kr_0) \quad (11)$$

式中： γ 为围岩容重(kN/m^3)； λ 为横向荷载与竖向荷载比值； α 、 β 、 K 均为计算系数，可查表获得； H 为洞顶以上覆岩层高度； r_0 为隧道半跨。

对于深部洞室围岩，式(11)可简化为

$$\sigma_\theta = (\alpha + \beta\lambda)P \quad (12)$$

对于图 8 中的点 1(拱顶中点)，2(直墙顶点)，3(直墙中点)，4(直墙底角)，5(底板中点)，计算得其切向应力 σ_θ 分别为： $2.95P$ ， $2.97P$ ， $0.54P$ ， $5.83P$ ， $1.21P$ 。图 8 是采用边界元程序计算出的围岩应力场^[18]，图中实线为最大主应力等值线，虚线为最小主应力等值线，数值为最大主应力与外加应力比值。由图可知，在以上各点处，数值计算结果与式(11)计算结果基本相同。

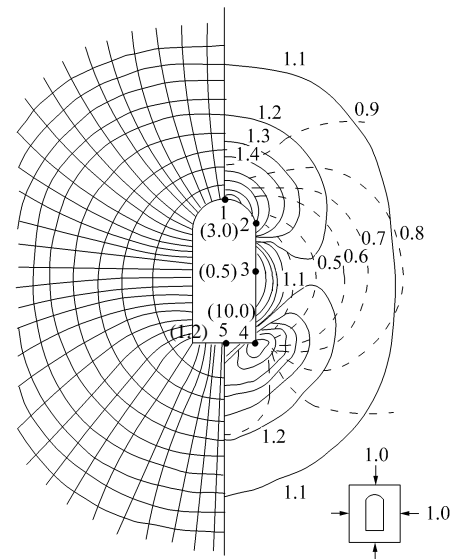


图 8 直墙拱顶洞室围岩应力场

Fig.8 Stress field of enclosing rock mass around upright-arch tunnel

对于点 1 处的介质，应力场为 $\sigma_z = 7.29R_c$ ， $\sigma_\theta = 2.95P$ ， $\sigma_r = 0$ 。此处， $\varepsilon_r < \varepsilon_{t\max}$ ， $(\sigma_\theta - \sigma_r)/2G > \gamma_{\max}^e$ ，所以介质将发生剪切破坏。点 2，4 处，介质也同样发生剪切破坏。因此，在洞室的拱顶和底板产生滑移线形裂缝，这与试验结果吻合。

对于点 3 处的介质，应力场为 $\sigma_z = 7.29R_c$ ， $\sigma_\theta = 0.54P$ ， $\sigma_r = 0$ 。此处， $\varepsilon_r < \varepsilon_{t\max}$ ， $(\sigma_\theta - \sigma_r)/2G < \gamma_{\max}^e$ ，所以介质不会破坏。图 3 中也可以看出，洞室直墙中点处并没有发生破坏。根据图 8 计算结果，介质环向应力 σ_θ 沿径向缓慢增大，在距洞壁 20 mm 处(第一道裂缝处)， $\sigma_\theta \approx 0.8P$ ， $\sigma_r \approx 0.06P$ ，此时 $(\sigma_\theta - \sigma_r)/(2G) < \gamma_{\max}^e$ ，不会发生滑移破坏，而 $\varepsilon_r \approx 0.007 > \varepsilon_{t\max}$ ，会产生拉伸裂缝，形成第一道断裂。断裂面形成后，相当于在原来的介质内又形成了一个更大的洞室，洞室在较大的轴向压应力作用下，上述拉伸破坏过程有可能不断重复出现，形成新的断裂面。由图 8 可知， σ_θ ， σ_r 的等值线逐渐趋于圆弧形，所以 ε_r 等值线也趋于圆弧形，因此

直墙拱顶洞室经充分断裂后, 也趋向成圆形洞室。

不考虑支护反力, 轴对称圆形巷道弹性径向位移计算^[13]:

$$u = \frac{1 + \mu}{E_0} P \frac{a^2}{r} \quad (13)$$

$$u_0 = \frac{1 + \mu}{E_0} P a \quad (14)$$

式中: u 为径向位移; u_0 为洞壁处径向位移。

随着断裂面的形成, 相当于形成一个新的半径增大的洞室。由式(14)可知, 断裂面处介质径向位移较未断裂前增大, 即介质向洞内膨胀, 必然会受到内部介质的阻力。因此, 断裂面处材料的完整变形过程为: 介质首先达到极限拉应变, 产生张拉裂缝, 形成新的半径更大的洞室, 新洞室在洞周压力的作用下, 洞壁介质向内膨胀, 承受内部介质的反力, 张拉裂缝闭合, 等效于形成一有支护作用的洞室。

假设等效支护力是弹性的, 原巷道半径为 a , 新形成巷道半径为 a' , 则支护力 P_1 为

$$P_1 = (1 + \mu)P \left(a' - \frac{a^2}{a'} \right) \quad (15)$$

由上式可知, 每形成一个新断裂面, 新洞室受到的径向支护力就增大一次。上述现象不断产生, 等效洞室受到的支护力迅速增大, 最终使得介质内最大径向拉应变值小于材料的极限拉应变, 拉伸断裂面不再出现, 这样就产生了试验中产生的“分层断裂破坏现象”。

5 结 论

对围岩分层断裂模型试验^[1]重新进行分析, 采用锯齿形岩石模型和极限应变破坏准则, 对模型试验中洞室围岩的应力场进行了求解, 得到以下主要结论:

(1) 本文解析结果与试验结果吻合较好, 证实了计算方法的有效性。

(2) 模型材料的破坏存在剪切和拉伸 2 种模式。在巷道洞壁附近, 由于 σ_θ 较大, σ_r 很小, 且拉应变相对较小, 一般出现由最大剪应变控制的剪切破坏; 在距离洞壁一定距离处, 则出现由最大拉应变控制的拉伸破坏。

(3) 在较大的轴向压应力作用下, 介质拉应变较大, 拉伸破坏不断重复出现, 形成分层断裂现象。

(4) 拉伸裂缝的几何形状逐渐趋于圆形, 每形成一道拉伸断裂, 模型等效于形成一个受支护作用的洞室。随着等效洞室半径的增大, 其受到的支护力迅速增大, 最终使得介质内最大径向拉应变值小于材料的极限拉应变, 拉伸断裂面不再出现, 使得分层断裂现象局限在洞壁一定范围内。

参考文献(References):

- [1] 顾金才, 顾雷雨, 陈安敏, 等. 深部开挖洞室围岩分层断裂破坏机制模型试验与分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(3): 433 - 438.(GU Jincai, GU Leiyu, CHEN Anmin, et al. Model test study on the mechanism of layered failure within surrounding rock of tunnel in deep stratum[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(3): 433 - 438.(in Chinese))
- [2] SHEMYAKIN E I, FISENKO G L, KURLENYA M V. Zonal disintegration of rocks around underground workings, part I: data of in-situ observations[J]. Journal of Mining Science, 1986, 22(3): 157 - 168.
- [3] SHEMYAKIN E I, FISENKO G L, KURLENYA M V. Zonal disintegration of rocks around underground workings, part III: theoretical concepts[J]. Journal of Mining Science, 1987, 23(1): 1 - 5.
- [4] GUZEV M A, PAROSHIN A A. Non-Euclidean model of the zonal disintegration of rocks around an underground working[J]. Journal of Applied Mechanics and Technical Physics, 2001, 42(1): 131 - 139.
- [5] 王明洋, 宋 华, 郑大亮, 等. 深部巷道围岩的分区破裂机制及“深部”界定探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1 771 - 1 776.(WANG Mingyang, SONG Hua, ZHENG Daliang, et al. On mechanics of zonal disintegration within rock mass around deep tunnel and definition of deep rock engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(9): 1 771 - 1 776.(in Chinese))
- [6] 李英杰, 潘一山, 李忠华. 岩体产生分区碎裂化现象机制分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(9): 1 124 - 1 128.(LI Yingjie, PAN Yishan, LI Zhonghua. Analysis of mechanism of zonal disintegration of rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1 124 - 1 128.(in Chinese))
- [7] 周小平, 钱七虎. 深埋巷道分区破裂化机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(5): 877 - 885.(ZHOU Xiaoping, QIAN Qihu. Zonal

- fracturing mechanism in deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(5): 877 - 885.(in Chinese))
- [8] 廖美春. 深部岩体分区破裂化模拟试验研究[硕士学位论文][D]. 南京: 解放军理工大学, 2006.(LIAO Meichun. Experiment study on simulation of zoned fracturing of deep rock mass[M. S. Thesis][D]. Nanjing: PLA University of Science and Technology, 2006.(in Chinese))
- [9] 贺永年, 韩立军, 邵 鹏, 等. 深部巷道稳定的若干岩石力学问题[J]. 中国矿业大学学报, 2006, 35(3): 288 - 295.(HE Yongnian, HAN Lijun, SHAO Peng, et al. Some problems of rock mechanics for roadways stability in depth[J]. Journal of China University of Mining and Technology, 2006, 35(3): 288 - 295.(in Chinese))
- [10] 唐 鑫, 潘一山, 章梦涛. 深部巷道区域化交替破碎现象的机制分析[J]. 地质灾害与环境保护, 2006, 17(4): 80 - 84.(TANG Xin, PAN Yishan, ZHANG Mengtao. Mechanism analysis of zonal disintegration in deep level tunnel[J]. Chinese Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 2006, 17(4): 80 - 84.(in Chinese))
- [11] METLOV L S, MOROZOV A F, ZBORSHCHIK M P. Rock failure physical foundations of mechanism of zonal rock failure in the vicinity of mine working[J]. Journal of Mining Science, 2002, 38(2): 150 - 155.
- [12] 王明洋, 周泽平, 钱七虎. 深部岩体的构造和变形与破坏问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(3): 448 - 455.(WANG Mingyang, ZHOU Zeping, QIAN Qihu. Tectonic, deformation and failure problems of deep rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(3): 448 - 455.(in Chinese))
- [13] 蔡美峰, 何满潮, 刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002.(CAI Meifeng, HE Manchao, LIU Dongyan. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002.(in Chinese))
- [14] 董方庭. 巷道围岩松动圈支护理论及应用技术[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 2001.(DONG Fangting. The supporting theory based on broken rock zone and its application[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 2001.(in Chinese))
- [15] 刘春生, 朱 涵, 李志国, 等. 橡胶细集料水泥砂浆基本性能研究[J]. 混凝土, 2005, 27(7): 38 - 42.(LIU Chunsheng, ZHU Han, LI Zhiguo, et al. Research in the fundamental characteristics of crumb rubber mortar[J]. Chinese Journal of Concrete, 2005, 27(7): 38 - 42.(in Chinese))
- [16] 蒋家奋, 汤关柝. 三向应力混凝土[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988.(JIANG Jiafen, TANG Guanzuo. Concrete in state of triaxial stress[M]. Beijing: China Railway Press, 1988.(in Chinese))
- [17] 于学馥, 郑颖人, 刘怀恒, 等. 地下工程围岩稳定分析[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983.(YU Xuefu, ZHENG Yingren, LIU Huaiheng, et al. Stability analysis of surrounding rockmass around underground engineering[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1983.(in Chinese))
- [18] HOEK E, BROWN E T. 岩石地下工程[M]. 连志升, 田良灿, 王维德译. 北京: 冶金工业出版社, 1986.(HOEK E, BROWN E T. Rock underground engineering[M]. Translated by LIAN Zhisheng, TIAN Liangcan, WANG Weide. Beijing: China Metallurgical Industry Press, 1986.(in Chinese))