

文章编号: 1000-7598 (2011) 09-2603-06

平面装药条件下洞室受力特征试验研究

陈安敏, 顾金才, 徐景茂, 孔福利, 明治清

(总参工程兵科研三所, 河南 洛阳 471023)

摘 要: 通过抗爆结构模型试验, 研究了洞室围岩与衬砌结构受力变形特征。介绍了模型试验原理及平面装药爆炸模型试验方法, 根据试验实测结果分析了设计爆炸荷载和超载条件下毛洞与衬砌洞室的洞周应力峰值分布特点, 给出了两种工况条件下洞室围岩变形特征, 从拱顶-底板相对位移、洞壁应变峰值、洞壁应变随时间变化等方面进行了对比分析。试验结果表明, 衬砌支护措施可有效提高洞室的抗爆能力, 是提高工程抗力等级的重要技术手段。

关 键 词: 岩土工程; 洞室; 平面装药; 抗爆模型试验; 变形特征

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

Model test study of tunnel mechanical characteristics under plane charge explosion

CHEN An-min, GU Jin-cai, XU Jing-mao, KONG Fu-li, MING Zhi-qing

(The Third Engineering Corps Scientific Research Institute of the Headquarters of General Staff, Luoyang, Henan 471023, China)

Abstract: Through the model test of blast-resistance structure of the tunnel, the deformation behaviour of the surrounding rock and lining structure of the tunnel is studied. The principle and method of plane charge explosion model test is introduced. Based on the test results, the stress peak value distribution characteristics around the tunnel under the design load and overload conditions are analyzed. The deformation behaviours of surrounding rock under the above two conditions are put forward. Contrast analysis is carried out in several aspects, including relative displacement between arch crown and tunnel floor, strain peak value around the tunnel wall, variation of strain on the tunnel wall with time, etc. Test results show that the supporting structure of lining can improve the blast-resistance ability of the tunnel efficiently. It is an important technical method to improve the resistance grade of the tunnel.

Key words: geotechnical engineering; tunnel; plane charge; blast-resistance model test; deformation behaviour

1 引 言

地下防护工程是抵御外敌入侵、保障国家安全的有效盾牌, 是国防实力的重要组成部分。构建适应未来高技术战争需求的防护工程体系, 对于保障国家安全和国防发展, 增强国防实力具有十分重要的战略意义。开展地下工程加固技术研究, 进一步提高防护工程抗力等级是应对高技术武器打击的根本途径。Charles、Joachim 等^[1]通过几何比尺为 1:25 的模型试验, 对地下炸药库偶然爆炸产生的爆炸荷载密度和岩体防护层厚度及强度对洞室外部破坏程度的影响、爆炸引起的空气冲击波和碎片的危害程度进行了研究。Rajmeny 等^[2]通过爆破试验研究了临

近采场高应力区洞室围岩破坏的预测方法, 并得到爆破导致洞室围岩产生剥离和崩塌的现象。Singh^[3]对地下煤矿洞室破坏问题进行了研究, 指出决定洞室围岩产生裂缝和剥离程度的主要因素是爆炸造成围岩振动幅值增加。曾宪明等^[4]对黄土洞室喷锚支护的抗爆性能和土钉抗动载性能进行研究, 取得黄土洞室喷锚支护的受力特性及围压分布形态以及土钉支护的临界抗力。王承树^[5]在诸多试验基础上, 根据洞室锚喷支护受力破坏特点, 将其从受力机制上划分为 5 种类型, 即“结构力学型”破坏、受压破坏、剪切破坏、拉伸剥离破坏和横向断裂破坏, 并指出准静态效应下, 洞室支护破坏形态与静态下的相仿, 而拉伸剥离破坏和横向断裂破坏是动态效应

特有破坏型式。一些学者^[6-8]还通过模型试验和数值模拟研究了爆炸荷载作用下洞室锚索的受力和变形特征、锚杆对洞室围岩的加固效果等。从上述研究情况看,多数学者较为关注爆破震动对洞室的宏观破坏特征的影响,但对爆炸荷载下洞室的受力和变形特征研究较少。受工程设计部门委托,笔者开展了平面装药爆炸条件下洞室围岩稳定性模型试验研究工作。课题组经过一年多的努力,解决了一系列模拟试验技术难题,包括介质和支护相似模拟技术、平面波加载技术、模型边界的消波技术、锚喷与衬砌支护模拟技术等,分别对毛洞与衬砌洞室进行了抗爆结构模型试验,测得了模拟平面装药爆炸条件下岩体自由场应力、加速度,毛洞及衬砌(喷锚衬砌)洞室的相对位移、洞壁应变、加速度、围岩应力等大量波形数据;给出了模型自由场中峰值应力波衰减规律、设计荷载和超载条件下毛洞与衬砌洞室的抗爆性能对比试验成果。在此基础上,给出了洞室的设计安全系数,为实际工程设计提供参考依据。限于篇幅,本文主要介绍洞室在模拟平面波荷载作用下的围岩受力变形特点。

2 试验方案设计

2.1 试验目的、内容

采用模型试验研究方法,对平面装药爆炸条件下的洞室围岩的稳定性进行对比研究,给出洞室围岩受力变形状态,为工程设计提供依据。共完成 3 个模型试验,详见表 1。

表 1 试验模型概况
Table 1 Summary of test models

模型编号	模型名称	原型特点	模型特点	测量内容
M1	自由场模型	均匀介质,无洞室,钻地爆炸。	均匀介质,无洞室,埋置爆炸。	自由场中应力、加速度分布及洞室拱顶所在部位应力场均匀性
M2	毛洞模型	原型洞室净跨 $D=5.5$ m,覆盖层厚度 $H=100$ m。	模型洞室净跨 $D=16$ cm,拱顶至爆心距离 $H=138$ cm。	洞壁应变、相对位移、加速度及洞室破坏形态
M3	衬砌洞室模型	原型洞室净跨 $D=5.5$ m,覆盖层厚度 $H=100$ m,衬砌厚度为 $\delta=1.0$ m。	模型洞室净跨 $D=16$ cm,拱顶至爆心距离 $H=138$ cm,衬砌厚度为 $\delta=2.91$ cm。	洞壁应变、相对位移、加速度及洞室破坏形态

2.2 岩类及洞室几何尺寸

(1) 岩体特征:岩体条件按Ⅲ类均质围岩考虑;

(2) 洞室型式及几何尺寸:原型洞室为直墙拱顶型,毛洞净跨度 $D=5.5$ m, C30 钢筋混凝土衬砌,

覆盖层厚度 $H=100$ m。

2.3 相似原理

本试验要求在模型洞室顶部产生平面应力波荷载作用。做法是:首先按现有的规范^[9]计算出实际工程受到爆炸荷载时在洞室部位产生的应力波参数,其中包括应力峰值、上升时间、作用时间等;然后按 Froude 相似理论确定的应力比尺、时间比尺换算出模型洞室部位的应力波峰值、上升时间、作用时间等;最后,选择合适的爆炸方式和炸药量在模型介质内爆炸,使其在洞室部位产生所需要的应力波参数。

由 Froude 相似理论可知,在同一个试验中要同时满足冲量和应力比尺的要求是不可能的。一般地,如果系统的最大反应发生较早,则峰值应力应完全满足相似比尺关系;如果系统的最大反应在超压已经充分衰减之后出现,则冲量应完全满足相似比尺关系^[10]。本次试验以洞室拱顶-底板相对位移最大值作为系统最大反应的判断指标,实测结果表明,拱顶-底板相对位移最大值发生在压应力充分衰减之前,即系统的最大反应发生较早。因此,本试验是按峰值应力满足相似要求来考虑的。在 Froude 比例法中,进行模型试验需要满足的重要比尺因数关系是 $K_\sigma = K_\rho K_l$,由于 σ, ρ 都是材料本身的性质,因而几何比尺 K_l 不能任意选取,应由模型材料和原型介质性质来决定。最后确定各变量及比例系数值见表 2。

表 2 各变量的比例因数
Table 2 Scale factors of each variable

变量	Froude 因数	变量	Froude 因数
长度	$K_l=0.029$	摩擦角	$K_\phi=1$
密度	$K_\rho=0.857$	速度	$K_v=\sqrt{K_l}=0.170$
加速度	$K_a=1$	力	$K_F=K_\rho K_l^3=2.09\times 10^{-5}$
时间	$K_t=\sqrt{K_l}=0.170$	重度	$K_\gamma=K_\rho=0.857$
应力	$K_\sigma=K_\rho K_l=0.025$	冲量	$K_i=K_\rho\sqrt{K_l^3}=4.23\times 10^{-3}$
应变	$K_\epsilon=1$	能量	$K_w=K_\rho K_l^4=6.06\times 10^{-7}$
泊松比	$K_\mu=1$		

2.4 模型材料选择

(1) 介质材料

本试验是在我部研制的“岩土工程抗爆结构模

型试验装置”上进行的^[11]，模型尺寸为 2 400 cm×1 500 cm×2 300 cm。由于模型几何尺寸较大，所需模拟材料较多，故模型材料的选择应在满足相似比尺 $K_\sigma = K_\rho K_1$ 的前提下，尽量选择造价较低、制作工艺简单、且能重复使用的材料为宜。本课题模拟

的工程岩体类型为Ⅲ类岩体，经过多种材料的比较，最终确定模拟材料为型砂掺入 30% 的河沙及其他材料的混合料。模型介质与原型介质的物理力学参数见表 3，由该表可见，模型材料基本满足相似比尺要求。

表 3 原型和模型介质物理力学参数

Table 3 Physico-mechanical parameters of prototype and model medium

介质	抗压强度 R_c/MPa	抗拉强度 R_t/MPa	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	变形模量 E_m/GPa	泊松比 μ	密度 $\rho/(\text{g/cm}^3)$
原型Ⅲ类岩体对参数	15~25	0.83~1.40	0.40~1.20	35~45	4.0~15	0.25~0.30	2.30~2.60
要求模型材料参数	0.375~0.625	0.021~0.035	0.01~0.030	35~45	0.100~0.375	0.25~0.30	1.97~2.23
实际模型材料参数	0.51	0.04	0.03	44.3	0.26	0.28	2.02

(2) 钢筋混凝土衬砌模拟材料

原型洞室中 C30 钢筋混凝土衬砌采用石膏配铜丝网模拟，原型和模型物理力学参数见表 4。这里喷层网的模拟是按变形相似考虑的，即原型中钢筋的应变等于模型中铜丝的应变 ($K_\varepsilon = 1$)，可根据相似比尺与原型中的配筋率算出模型中铜丝的面积，从而确定铜丝网的布置。这样处理，可基本保证模型洞室的受力及变形特征与原型相似，模拟精度符合工程要求。

表 4 洞室衬砌原型材料和模拟材料物理力学参数

Table 4 Physico-mechanical parameters of the prototype and model material of the tunnel lining

洞室衬砌材料	抗压强度 R_c/MPa	抗拉强度 R_t/MPa	变形模量 E/GPa	泊松比 μ
C30 混凝土(原型)	20.1	2.01	30	0.18
石膏(模型)	0.49	0.06	0.78	0.20

2.5 量测内容

(1) 自由场中地冲击应力场测量，测点为 P1~P16，其中 P1~P12 为垂直应力测点、P13~P16 为水平应力测点，测点布置见图 1；

(2) 加速度测量，包括自由场加速度测量(测点为 a1~a4，见图 1)和洞壁加速度测量(测点为 a5~a8，见图 2)；

(3) 洞壁应变测量：毛洞和衬砌洞室洞壁应变测点为 $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_7$ ，见图 2；

(4) 洞壁位移测量：测量拱顶与底板间相对位移，测点为 U1~U4，见图 2；

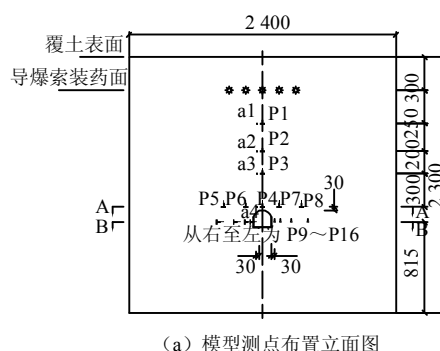
(5) 对毛洞和衬砌洞室破坏形态进行宏观描述。

3 毛洞与衬砌洞室的受力特点

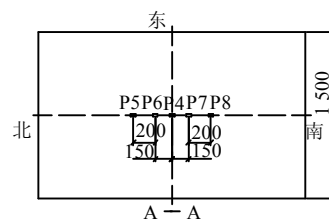
3.1 设计荷载下毛洞与衬砌洞室的受力特点

根据试验结果绘出在设计荷载下(装药量 $W_m =$

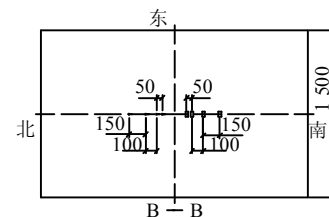
184.8 g/m²TNT，拱顶至爆心距离 $R=138$ cm，下同)毛洞与衬砌洞室洞周的应力峰值分布情况，见图 3 (图中 r 表示测点至洞壁表面的距离， D 为毛洞跨度)。由该图可见，两种洞室洞周应力分布形态无论是拱顶垂向应力、侧墙垂向应力，还是侧墙水平应力都基本一致，但数值大小不同。从拱顶 P4 点应力看，毛洞为 0.10 MPa，衬砌洞室为 0.13 MPa，略



(a) 模型测点布置立面图



(b) A-A 剖面图



(c) B-B 剖面图

图 1 模型介质自由场参数测量测点布置 (单位: mm)

Fig.1 Survey points for the free field parameters measurement in the model medium (unit: mm)

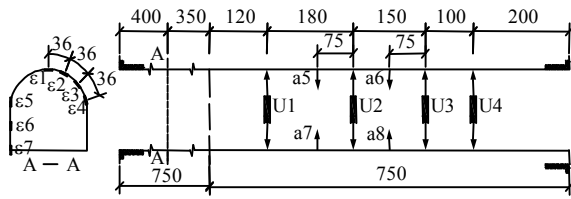


图2 洞室拱顶加速度、位移、洞壁应变测点布置(单位: mm)
Fig.2 Measured points for accelerates, displacements and strains of the tunnel wall (unit: mm)

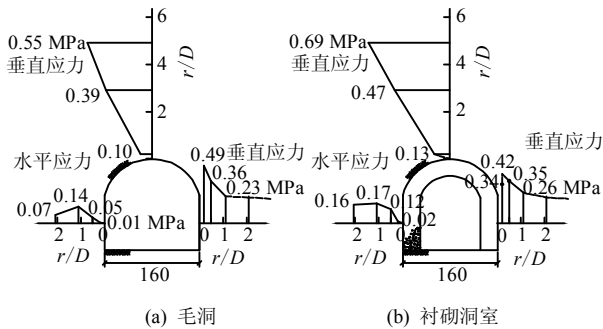


图3 设计荷载下毛洞与衬砌洞室洞周应力峰值分布比较
Fig.3 Comparison of the stress peak values around the tunnel between unlined and lined tunnel under design load condition

大些。从侧墙垂向应力 P12 看, 毛洞受到垂向应力较衬砌洞室大 17% 左右。从侧墙水平应力 P15 看, 衬砌洞室受到的水平应力比毛洞大 21% 左右。原因在于拱顶爆炸产生的压应力波由爆心向四周传播, 并引起周围介质的变形, 由于毛洞围岩向洞内的变形不受任何约束, 无论是拱顶, 还是侧墙均可以向洞内产生较大变形, 但衬砌洞室的围岩变形却受到了来自衬砌的限制作用, 导致其围岩内产生的应力较毛洞的大。

3.2 超载条件下毛洞与衬砌洞室围岩的受力特点

图 4 给出了超载条件下 ($W_m=368.3 \text{ g/m}^2 \text{ TNT}$, $R=88 \text{ cm}$), 毛洞与衬砌洞室洞周应力峰值分布情况。这里, “超载”是相对于设计工况而言。由该图可见, 拱顶垂直应力和侧墙垂直应力二者分布形态相似, 但数值不同, 后者数值略小。从侧墙水平应力看, 二者分布形态不同。造成上述差别的原因在于毛洞围岩向洞内的变形不受约束, 无论是拱顶, 还是侧墙均可以向洞内产生较大变形, 其变形大小仅受材料自身性质影响, 没有来自洞内的外力约束作用, 故其侧墙靠近洞壁的测点水平变形较大, 应力相应较小 (其变形值见下一节)。但衬砌洞室的围岩变形却受到了来自洞内的衬砌的限制作用, 因洞壁围岩变形受侧墙衬砌制约, 其水平应力较毛洞的略大。

另外, 对比图 3 和图 4 可见, 超载条件下的洞室围岩应力要比设计荷载下大 2 倍以上, 这是由于二者装药量和比例距离不同, 产生的动荷载也不同所致。

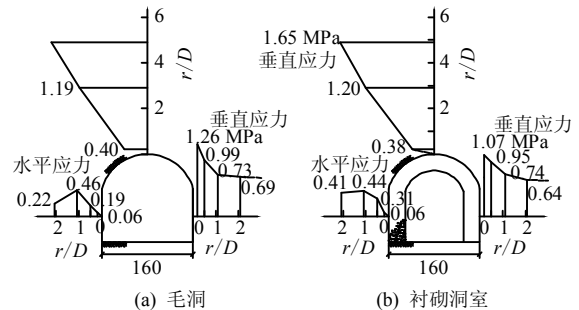


图4 超载条件下毛洞与衬砌洞室洞周应力峰值分布比较
Fig.4 Comparison of the stress peak values around the tunnel between unlined and lined tunnel under overload condition

4 毛洞与衬砌洞室的变形特征

4.1 拱顶—底板相对位移比较

由表 5、6 可知, 在设计荷载条件下, 实测毛洞与衬砌洞室的拱顶—底板相对位移分别为 1.07 mm 和 0.51 mm, 可见毛洞的相对位移值是衬砌洞室的 2 倍多。

表5 设计荷载下毛洞拱顶—底板相对位移特征值
Table 5 Characteristic values of relative displacement between arch crown and tunnel floor under design load condition in the unlined tunnel

测点号	峰值位移/mm	到达时间 t_a /ms	上升时间 t_r /ms
u1	0.97	2.56	6.20
u2	1.10	2.56	6.48
u3	1.07	2.64	6.80
u4	1.13	2.64	6.08
平均	1.07	2.60	6.39

表6 设计荷载下衬砌洞室拱顶—底板相对位移特征值
Table 6 Characteristic values of the relative displacement between arch crown and tunnel floor under design load condition in the lined tunnel

测点号	峰值位移/mm	到达时间 t_a /ms	上升时间 t_r /ms
u1	0.55	2.72	5.72
u2	0.46	2.72	5.68
u3	0.53	2.64	5.44
u4	0.60	2.64	5.48
平均	0.51	2.68	5.58

在超载条件下实测毛洞和衬砌洞室的拱顶—底板相对位移平均值分别为 3.61 mm 和 2.68 mm, 前者是后者的近 1.35 倍。毛洞残余变形平均为 0.58 mm, 而衬砌洞室的残余变形为 0.39 mm, 前者是后者的近 1.5 倍。

4.2 洞壁应变比较

(1) 设计工况条件下

在设计工况 ($W_m=184.8 \text{ g/m}^2 \text{ TNT}$, $R=138 \text{ cm}$) 时, 毛洞与衬砌洞室洞壁各点应变峰值变化如图 5 所示。图中“+”表示拉应变, “-”表示压应变。显而易见, 二者在形态上迥然不同, 且从数值上看, 衬砌洞室洞壁应变峰值要比毛洞小得多。毛洞拱脚应变达 $4\,054 \times 10^{-6}$, 已超出弹性范围。

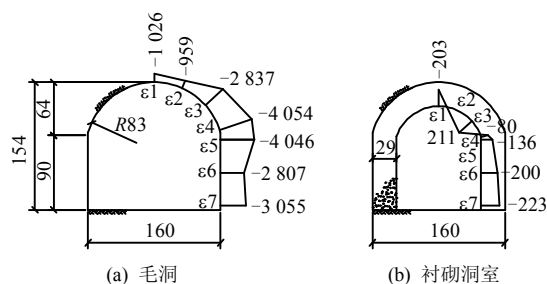


图5 设计荷载下毛洞与衬砌洞室洞壁各点应变峰值变化比较 (单位: mm)

Fig.5 Comparison of the peak values of strain on tunnel wall between unlined and lined tunnel under design load condition(unit: mm)

毛洞和衬砌洞室在设计工况时洞壁应变随时间变化见图 6。由图可知, 在设计工况下, 毛洞与衬砌洞室洞壁各点应变随时间变化情况是不同的。从数值上看, 毛洞洞壁应变要比衬砌洞室大得多, 在 6 ms 时, 毛洞拱脚测点ε4 的应变为 $-3\,211.4 \times 10^{-6}$, 而衬砌洞室拱脚测点ε4 的应变为 -67.0×10^{-6} , 前者是后者的 48 倍。从洞壁环向变形看, 毛洞洞壁应变均为负值, 表明洞壁环向均受压, 而衬砌洞室除拱顶、拱脚及边墙环向应变为负值受压外, 在拱部测点ε3 处还出现了应变为正情形, 表明此处洞壁环向受拉。

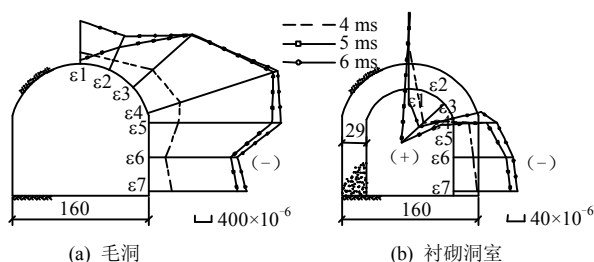


图6 设计荷载下毛洞与衬砌洞室洞壁应变随时间变化比较 (单位: mm)

Fig.6 Comparison of the variation of strain on tunnel wall with time between unlined and lined tunnel under design load condition(unit: mm)

(2) 超载条件下

在超载条件下 ($W_m=368.3 \text{ g/m}^2$, $R=88 \text{ cm}$), 毛洞与衬砌洞室洞壁各点应变峰值变化情况, 见图 7。由图可以看出, 在超载条件下, 毛洞洞壁应变已

相当大, 拱顶达到 $-5\,085 \times 10^{-6}$, 拱脚压应变达到 $-13\,618 \times 10^{-6}$, 侧墙顶和侧墙脚处压应变也达 $-10\,000 \times 10^{-6}$ 以上, 均已进入材料塑性阶段。而衬砌洞室拱顶压应变也有 $-1\,612 \times 10^{-6}$, 侧墙上压应变也在 $1\,900 \times 10^{-6}$ 左右, 已超过弹性应变峰值^[12](《混凝土结构设计规范》GB50010—2002 给出 C30 砼峰值应变约 $-1\,640 \times 10^{-6}$)。由此可知, 钢筋混凝土衬砌对洞室围岩具有相当强的加固作用, 可大大提高洞室的承载力, 但在超载工况下, 衬砌洞室也已接近破坏状态。

在超载条件下, 毛洞和衬砌洞室的洞壁应变随时间变化见图 8。由图可以看出, 在超载条件下, 毛洞与衬砌洞室洞壁各点应变随时间变化情况明显不同。从数值上看, 毛洞洞壁应变要比衬砌洞室大得多, 在 3 ms 时, 毛洞拱脚测点ε4 的应变为 $-10\,908.0 \times 10^{-6}$, 而衬砌洞室拱脚测点ε4 的应变为 147.0×10^{-6} , 前者为压应变, 后者为拉应变, 且从绝对数值看前者是后者的 74 倍。从洞壁环向受力看, 毛洞洞壁应变均为负值, 表明洞壁环向均受压, 而衬砌洞室在拱部测点ε3 处还出现了应变为正情形, 表明此处洞壁环向受拉。另外, 比较设计工况和超载工况的洞壁应变值可知, 无论是毛洞, 还是衬砌洞室, 后者均比前者大得多, 这也是由于二者装药量不同, 导致产生的动荷载不同造成的。

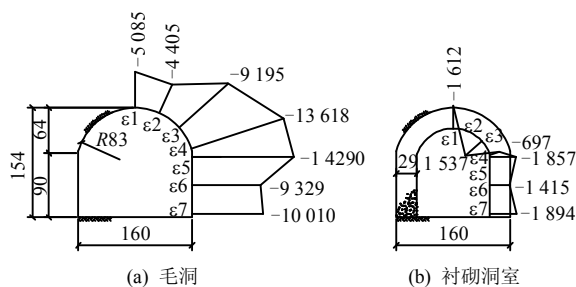


图7 超载条件下毛洞与衬砌洞室洞壁峰值应变比较 (单位: mm)

Fig.7 Comparison of the variation of strain on tunnel wall with time between unlined and lined tunnel under overload condition(unit: mm)

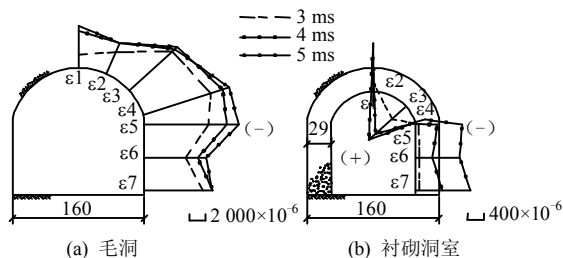


图8 超载条件下洞室头部毛洞和衬砌洞室洞壁应变随时间变化比较

Fig.8 Comparison of the variation of strain on tunnel wall with time between unlined and lined tunnel under overload condition

5 结 论

(1) 在设计荷载下, 毛洞拱顶受到的垂向应力较小, 约为衬砌洞室的 80%, 而毛洞直墙受到的垂向应力较衬砌洞室大 44% 左右; 毛洞的拱顶-底板相对位移是衬砌洞室的 2 倍多; 毛洞的拱脚部位洞壁应变已超出了材料的弹性阶段, 而衬砌洞室的洞壁压应变最大只有 -223×10^{-6} , 尚在弹性范围内。由此可见, 即便在设计荷载下, 毛洞也会发生破坏, 也就是说原型洞室在设计当量爆炸荷载作用下, 毛洞将发生破坏, 而经过钢筋混凝土衬砌支护的洞室, 则是比较安全的。

(2) 在超载条件下, 毛洞洞周应力、拱顶-底板相对位移、洞壁应变数值均有显著增加。从宏观上看, 毛洞拱脚有裂纹发生, 且有挤压带出现, 说明此时洞室已发生严重破坏。而衬砌洞室的上述几个参数数值也有较大增加, 虽从宏观上看不到有裂纹或掉块等破坏现象发生, 但从衬砌洞室洞壁应变值看, 已接近或超过了混凝土静载条件下弹性极限应变值, 由此可知, 在超载条件下毛洞已发生严重破坏, 而衬砌洞室也已处于初始破坏状态。因此, 可把这一工况视作衬砌洞室的初始破坏荷载工况。

(3) 从实测洞室围岩应力、毛洞和衬砌洞室洞壁位移及应变变化分析结果来看, 采取可靠的支护措施可有效提高洞室的抗爆能力。试验结果对改进工程设计, 提高工程抗力等级具有一定的参考价值。

参 考 文 献

- [1] JOACHIM C E, GEORGE S. RUBIN DE LA B. Brick model tests of shallow underground magazines[M]. [S. l.]: Department of the Army Waterways Experiment Station Corps of Engineers, 1992.
- [2] RAJMENY P K, SINGH B U K, SINHA B K P. Predicting rock failure around boreholes and drives adjacent to stopes in Indian mines in high stress regions[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 2002, 39(2): 151—164.
- [3] SINGH P K. Blast vibration damage to underground coal mines from adjacent open-pit blasting[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 2002, 39(8): 959—973.
- [4] 曾宪明, 杜云鹤, 李世民. 土钉支护抗动载原型与模型对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(11): 1892—1897.
ZENG Xian-ming, DU Yun-he, LI Shi-min. Testing study of prototype and model comparison on resisting dynamical load with soil nail supporting[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(11): 1892—1897.
- [5] 王承树. 爆炸荷载作用下坑道喷锚支护的破坏形态[J]. 岩石力学与工程学报, 1989, 8(1): 72—91.
WANG Cheng-shu. The failure modes of shotcrete lining of tunnel under blast loading[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1989, 8(1): 72—91.
- [6] 杨苏杭, 梁斌, 顾金才, 等. 锚固洞室抗爆模型试验锚索预应力变化特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(2): 3749—3756.
YANG Su-hang, LIANG Bin, GU Jin-cai, et al. Research on characteristics of prestress change of anchorage cable in anti-explosion model test of anchored tunnel[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(2): 3749—3756.
- [7] 杨自友, 顾金才, 杨本水, 等. 锚杆对围岩的加固效果和动载响应的数值分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(9): 2805—2809.
YANG Zi-you, GU Jin-cai, YANG Ben-shui, et al. Numerical analysis of reinforcement effects and response to dynamic loads characteristics of rock bolts[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(9): 2805—2809.
- [8] 杨自友, 杨本水, 顾金才, 等. 爆炸荷载下不同锚固参数围岩的加速度响应分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(1): 146—150.
YANG Zi-you, YANG Ben-shui, GU Jin-cai, et al. Acceleration response analysis of surrounding rock with different anchorage parameters subjected to explosive loads[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(1): 146—150.
- [9] U.S. Naval Facilities Engineering Command. Structures to resist the effects of accidental explosions (TM5-1300)[S]. Alexandria, VA: NAVFAC P-397 Design Manual, 1991.
- [10] ZAHRAH T F, MERKLE D H, AULD H E. Gravity effect in small-scale structural modeling[S]. [S. l.]: [s. n.]: 1988.
- [11] 沈俊, 顾金才, 陈安敏, 等. 岩土工程抗爆结构模型试验装置研制及应用[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(6): 1077—1080.
SHEN Jun, GU Jin-cai, CHEN An-min, et al. Development and applications of the model test apparatus on anti-explosion structures in geotechnical engineering[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2007, 3(6): 1077—1080.
- [12] 中华人民共和国建设部, 国家质量监督检验检疫总局. GB50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.