

考虑围岩松动圈支护体影响的深埋圆形隧道衬砌优化设计

杨 凯^{1,2)}, 吴顺川¹⁾✉, 吴庆良¹⁾, 高永涛¹⁾, 王运庆²⁾

1) 北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083 2) 中电建路桥集团有限公司, 北京 100048

✉ 通信作者, E-mail: wushunchuan@ustb.edu.cn

摘 要 首先考虑围岩松动圈支护体的影响, 在完全接触条件下, 根据弹塑性力学理论, 推导出深埋圆形隧道每层衬砌切向应力和径向应力分量的解析解; 然后根据混凝土和围岩材料受力状态的不同, 选用不同的破坏准则, 引入功能梯度材料思想, 构建了不同弹性模量双层混凝土圆形衬砌优化设计的目标函数, 即当目标函数为最小值时, I、II 和 III 层结构同时接近或达到预设破坏状态, 在设计上才最为合理; 最后对衬砌材料的弹性模量和衬砌厚度分别进行了优化设计. 算例分析表明: (1) 随着围岩应力的增大, E_2/E_1 和 E_2/E_3 都减小. 在相同大小的围岩应力作用下, 总有 $E_2/E_1 < E_2/E_3$, 故而建议设计时 I 层衬砌的弹性模量应大于围岩松动圈支护体的弹性模量. (2) 随着围岩应力的增大, I 层衬砌的厚度增大. 在相同大小的围岩应力作用下, 当 $E_2/E_1 > E_2/E_3$ 时所求得的 I 层衬砌最优厚度总是小于 $E_2/E_1 < E_2/E_3$ 时所求得的 I 层衬砌厚度, 故而可通过改变 I 层衬砌和围岩松动圈支护体的弹性模量相对大小来调整 I、II 层衬砌的厚度.

关键词 隧道; 支护体; 衬砌; 弹性模量; 厚度; 优化设计

分类号 TU312

Lining support optimization design of a deep-buried tunnel in consideration of the broken rock zone support

YANG Kai^{1,2)}, WU Shun-chuan¹⁾✉, WU Qing-liang¹⁾, GAO Yong-tao¹⁾, WANG Yun-qing²⁾

1) School of Civil and Environmental Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China

2) PowerChina Road Bridge Group Co., Ltd., Beijing 100048, China

✉ Corresponding author, E-mail: wushunchuan@ustb.edu.cn

ABSTRACT Considering the broken rock zone support, tangential and radial stress component analytical solutions of each layer in full contact conditions are deduced in a deep circular tunnel based on the elastoplastic theory. Then an optimization objective function of circular concrete lining layers with different elastic moduli is constructed by choosing different failure criteria and different stress states of concrete and rock materials and by introducing the idea of functionally graded materials, that is, when the objective function is minimum, the most reasonable design is that the I, II and III layer structures destroy at the same time. Finally, the elastic modulus and thickness of the lining is designed separately. The analysis of examples shows the following. (1) With the increase of surrounding rock stress, E_2/E_1 and E_2/E_3 both decrease. Under the same stress, there is always $E_2/E_1 < E_2/E_3$, therefore it is suggested that the elastic modulus of the I layer should be greater than the broken rock zone supporting's. (2) With the increase of surrounding rock stress, the thickness of the I layer increases. Under the same stress, when $E_2/E_1 > E_2/E_3$, the thickness of the I layer is always less than that obtained when $E_2/E_1 < E_2/E_3$, therefore the thicknesses of the I and II layers can be adjusted by changing the elastic moduli of the I layer and the broken rock zone support.

KEY WORDS tunnels; supports; lining; elastic modulus; thickness; optimization design

收稿日期: 2014-03-18

基金项目: 科技北京百名领军人才培养工程(Z151100000315014); 国家自然科学基金资助项目(51074014, 51174014)

隧道是广泛应用于矿山、交通、水电及军事工程领域的重要地下结构. 为了保证隧道的安全使用, 常在隧道内设置混凝土衬砌支护. 20 世纪 80 年代以后, 在我国隧道工程中, 以喷射混凝土为初期支护, 然后再施作模筑混凝土衬砌的“复合式衬砌”作为一种主要的支护形式被广泛使用^[1-2]. 此后随着隧道施工技术的不断进步以及设计理念的日益更新, 单层衬砌施工技术逐渐被提上日程^[3-4], 并在昆石高速公路的小团山隧道^[5]、渝宜高速公路的摩天岭隧道^[6]、重庆市省道 S103 线的关长山隧道^[7]等工程中成功应用.

一般来说, 复合衬砌中的锚喷初期支护为主要承载结构, 二次衬砌作为安全储备, 虽然在设计上最有利于体现新奥法的原理, 但并未充分利用二次衬砌的强度, 故在经济上是不合理的. 单层衬砌通过各混凝土层间径向和纵向的抗滑移性, 使得各混凝土层形成共同承载体系. 在相同荷载条件下, 单层衬砌比同样厚度的复合式衬砌产生的内力要小, 一定程度上已经是一种优化. 然而在地应力状态下, 为了保证隧道衬砌处于正常工作状态, 传统做法是增加衬砌厚度或提高混凝土标号, 但对于由同一种材料组成的结构, 当衬砌已经较厚或者已采用高强混凝土时, 传统做法不会明显改善其应力状态, 即不能明显减小衬砌内缘的应力集中^[8-10], 远离衬砌内边缘的材料仍然没有得到充分的利用.

此外, 在很多隧道或井巷工程中, 衬砌设计虽然会考虑到围岩松动圈支护体的影响, 甚至在部分工程中运用松动圈支护理论对衬砌支护进行修正设计, 将隧道支护设计向准定量水平推进了一步, 提高了设计的准确性, 但目前大多数研究和设计都从工程经验出发, 缺乏理论上的进一步探讨.

本文考虑围岩松动圈支护体的影响, 推导出深埋圆形隧道衬砌应力解析解, 引入功能梯度材料思想, 讨论了不同弹性模量双层混凝土圆形衬砌的优化设计, 相关研究方法和结论希望能为类似工程的衬砌优化设计提供一定的借鉴和参考.

1 考虑松动圈支护体影响的衬砌应力分析

深埋条件下可近似认为岩体各项同性, 围岩应力为各向等压的均布压力, 所讨论问题可视为轴对称无限域平面应变问题. 如图 1 所示, III 层为围岩松动圈支护体, 对于复合式衬砌, I、II 层分别为二衬和初衬, 对于单层衬砌, I 和 II 层分别为内、外混凝土层. I、II 和 III 层从内到外半径依次为 R_0 、 R_1 、 R_2 和 R_3 , 弹性模量依次为 E_1 、 E_2 和 E_3 , 泊松比依次为 μ_1 、 μ_2 和 μ_3 , 假设松动圈和衬砌支护作业规范, 时机恰到好处, 使得支护处理后的松动圈围岩和隧道衬砌各层间都完全接触, 并且共同承受围岩应力 P 的作用.

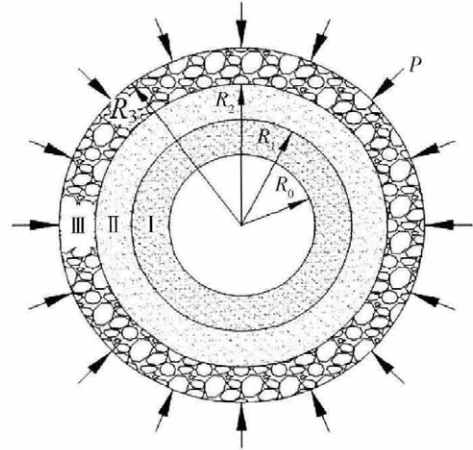


图 1 松动圈支护体和隧道衬砌共同承受围岩应力 P 的作用
Fig. 1 Both broken rock zone supporting body and tunnel lining to bear the surrounding rock stress P

在完全接触条件下, 根据弹塑性力学理论^[11], 考虑衬砌内边界 ($\rho = R_0$) 和松动圈围岩外边界 ($\rho = R_3$) 上的应力边界条件, 以及 I 和 II 层接触面 ($\rho = R_1$)、II 和 III 层接触面 ($\rho = R_2$) 的径向应力和位移连续条件, 可得每层的应力分量如下.

第 I 层:

$$\sigma_{\rho 1} = -\frac{R_0^2 R_1^2 P_1}{R_1^2 - R_0^2} \cdot \frac{1}{\rho^2} + \frac{R_1^2 P_1}{R_1^2 - R_0^2}, \quad (1)$$

$$\sigma_{\theta 1} = \frac{R_0^2 R_1^2 P_1}{R_1^2 - R_0^2} \cdot \frac{1}{\rho^2} + \frac{R_1^2 P_1}{R_1^2 - R_0^2}, \quad (2)$$

第 II 层:

$$\sigma_{\rho 2} = \frac{R_1^2 R_2^2 (P_1 - P_2)}{R_2^2 - R_1^2} \cdot \frac{1}{\rho^2} + \frac{R_2^2 P_2 - R_1^2 P_1}{R_2^2 - R_1^2}, \quad (3)$$

$$\sigma_{\theta 2} = -\frac{R_1^2 R_2^2 (P_1 - P_2)}{R_2^2 - R_1^2} \cdot \frac{1}{\rho^2} + \frac{R_2^2 P_2 - R_1^2 P_1}{R_2^2 - R_1^2}. \quad (4)$$

第 III 层:

$$\sigma_{\rho 3} = \frac{R_2^2 R_3^2 (P_2 - P)}{R_3^2 - R_2^2} \cdot \frac{1}{\rho^2} + \frac{R_3^2 P - R_2^2 P_2}{R_3^2 - R_2^2}, \quad (5)$$

$$\sigma_{\theta 3} = -\frac{R_2^2 R_3^2 (P_2 - P)}{R_3^2 - R_2^2} \cdot \frac{1}{\rho^2} + \frac{R_3^2 P - R_2^2 P_2}{R_3^2 - R_2^2}. \quad (6)$$

其中,

$$P_1 = 4\Delta_2 R_2^2 R_3^2 P / (A_1 A_2 - 4R_1^2 R_2^2), \quad (7)$$

$$P_2 = 2\Delta_2 R_3^2 P A_1 / (A_1 A_2 - 4R_1^2 R_2^2), \quad (8)$$

$$A_1 = (1 + \Delta_1 - \mu_2 - \mu_1 \Delta_1) R_1^2 + R_0^2 \Delta_1 (1 + \mu_1) + R_2^2 (1 + \mu_2), \quad (9)$$

$$A_2 = (1 + \Delta_2 - \mu_2 - \mu_3 \Delta_2) R_2^2 + R_3^2 \Delta_2 (1 + \mu_3) + R_1^2 (1 + \mu_2), \quad (10)$$

$$\Delta_1 = E_2 (R_2^2 - R_1^2) / [E_1 (R_1^2 - R_0^2)], \quad (11)$$

$$\Delta_2 = E_2 (R_2^2 - R_1^2) / [E_3 (R_3^2 - R_2^2)]. \quad (12)$$

式中, $\sigma_{\rho i}$ 和 $\sigma_{\theta i}$ ($i = 1, 2, 3$) 分别为 I、II、III 层的径向应力和切向应力, P_1 和 P_2 分别为 I、II 层间和 II、III 层

间的径向相互作用力。由式(1)~(12)可知,在围岩应力、松动圈和衬砌尺寸已知的情况下,若泊松比为近似相等的常数时,Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ层结构的应力分量均为 E_1 、 E_2 和 E_3 (确切地说是 E_2/E_1 和 E_2/E_3)的非线性函数。对于每一层结构,切向应力 $\sigma_{\theta i}$ 为最大主应力,径向应力 $\sigma_{\rho i}$ 为最小主应力,并且在每层的内壁处切向应力都达到最大值,出现了切向应力集中。

2 衬砌优化设计的目标函数构建

由第1节分析可知,在各层衬砌的内边界,切向应力 σ_{θ} 都产生了应力集中。根据强度理论可知,即使Ⅰ层混凝土的单轴抗压强度 f_{c1} 与Ⅱ层混凝土的单轴抗压强度 f_{c2} 相同,也无法判断衬砌的破坏首先是哪一层开始的,这是因为在Ⅰ层内边界衬砌处于两向受压状态,而在Ⅱ层内边界衬砌处于三向受压状态(存在轴向应力 σ_z),混凝土处于三向应力状态相对不易破坏。最终结构的破坏是从Ⅰ层内边界开始还是从Ⅱ层内边界开始,主要取决于具体的应力大小,也就是说在围岩应力已知的条件下,取决于 E_1/E_2 、 E_2/E_3 的比值和三层结构的厚度。

Ⅰ层——混凝土衬砌:在内边界 $\rho=R_0$ 处,为二向应力状态,根据过镇海—王传志混凝土破坏准则(以下简称过—王准则)^[12-13]可知,孔边 σ_{θ} 所能承受的最大设计应力 $\sigma_{\theta\max}^1=1.2f_{c1}$ 。

Ⅱ层——混凝土衬砌:在内边界 $\rho=R_1$ 处,为三向应力状态,其破坏不但取决于 σ_{θ} 的大小,也与 σ_{ρ} 的大小有关,当 $\sigma_z/\sigma_{\theta}\approx\mu$ 时(平面应变可满足此要求,并假设混凝土泊松比 $\mu=0.2$),则由过—王准则的试验结果^[10, 12-13],可推出 $\rho=R_1$ 处 σ_{θ} 所能承受的最大应力 $\sigma_{\theta\max}^2$ 与 σ_{ρ} 的关系如下。

当 $0\leq\sigma_r/\sigma_{\theta}<0.05$ 时,

$$\sigma_{\theta\max}^2=1.2f_{c2}+16f_{c2}(\sigma_r/\sigma_{\theta}). \quad (13)$$

当 $0.5\leq\sigma_r/\sigma_{\theta}<0.1$ 时,

$$\sigma_{\theta\max}^2=2.0f_{c2}+10f_{c2}(\sigma_r/\sigma_{\theta}-0.05). \quad (14)$$

当 $0.1\leq\sigma_r/\sigma_{\theta}<0.2$ 时,

$$\sigma_{\theta\max}^2=2.5f_{c2}+30f_{c2}(\sigma_r/\sigma_{\theta}-0.1). \quad (15)$$

当 $0.2\leq\sigma_r/\sigma_{\theta}<0.3$ 时,

$$\sigma_{\theta\max}^2=5.5f_{c2}+30f_{c2}(\sigma_r/\sigma_{\theta}-0.2). \quad (16)$$

Ⅲ层——围岩松动圈支护体:当地应力 P 一定时,若衬砌的厚度较薄,或衬砌的弹性模量较小,或岩石的强度较低,则Ⅲ层支护体的有害变形程度也可能接近或达到一个预设状态,本文将此处的预设状态的评判标准定为岩石摩尔库伦破坏准则,由第1节可知,支护体若达到这个预设破坏状态一定是从 $\rho=R_2$ 的内边界开始。假定支护体的内聚力和摩擦角分别为 c 和 φ ,则在 $\rho=R_2$ 岩石的所能承受的最大切向应力为

$$\sigma_{\theta\max}^3=(1+\sin\varphi)\sigma_{\rho3}(R_2)/(1-\sin\varphi)+2ccos\varphi/(1-\sin\varphi). \quad (17)$$

式中, $\sigma_{\rho3}(R_2)$ 表示在 $\rho=R_2$ 处径向应力 $\sigma_{\rho3}$ 的取值。为充分利用Ⅰ、Ⅱ两层混凝土衬砌和Ⅲ层围岩松动圈支护体的强度,根据功能梯度材料思想,极限状态下,Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ层应同时接近或达到预设破坏状态,在设计上才最为合理。

因此构造目标函数

$$F=(\sigma_{\theta1}(R_0)-\sigma_{\theta\max}^1)^2+(\sigma_{\theta2}(R_1)-\sigma_{\theta\max}^2)^2+(\sigma_{\theta3}(R_2)-\sigma_{\theta\max}^3)^2. \quad (18)$$

显然,当目标函数为最小值时,Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ层同时接近或达到预设破坏状态(当 $F=0$ 时,三层结构同时达到预设破坏状态,此时为最优设计,但现实中很难到达)。下面以具体算例进行详细讨论。

3 算例求解与分析

3.1 衬砌材料弹性模量的优化设计

假定围岩松动圈支护体和衬砌的尺寸分别为 $R_0=3\text{ m}$, $R_1=3.6\text{ m}$, $R_2=4\text{ m}$, $R_3=5\text{ m}$,取混凝土泊松比为常数, $\mu_1=\mu_2=0.2$,围岩松动圈支护体的泊松比 $\mu_3=0.25$,内聚力 $c=6\text{ MPa}$,内摩擦角 $\varphi=30^\circ$,围岩应力 P 和混凝土抗压强度 f_{c1} 、 f_{c2} 均为已知。

为充分利用Ⅰ、Ⅱ两层混凝土衬砌和Ⅲ层围岩松动圈支护体的强度,根据第1节和第2节分析可求出最合理的衬砌弹性模量值。

待求变量: $x_1=E_2/E_1$, $x_2=E_2/E_3$ 。因为Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ层结构的应力分量均与 E_2/E_1 和 E_2/E_3 有关,为不失一般性讨论,此处把 E_2/E_1 和 E_2/E_3 定为待求变量,当围岩松动圈支护体的弹性模量 E_3 已知时,衬砌的弹性模量 E_1 和 E_2 即可相应求解。

目标函数:

$$F(E_2/E_1, E_2/E_3)=(\sigma_{\theta1}(R_0)-\sigma_{\theta\max}^1)^2+(\sigma_{\theta2}(R_1)-\sigma_{\theta\max}^2)^2+(\sigma_{\theta3}(R_2)-\sigma_{\theta\max}^3)^2. \quad (19)$$

约束条件:

$$\begin{cases} x_1\geq 0, \\ x_2\geq 0. \end{cases} \quad (20)$$

图2中给出了不同的围岩压力 P 作用下,两层衬砌混凝土抗压强度相等($f_{c1}=f_{c2}=35\text{ MPa}$)和抗压强度不等($f_{c1}=35\text{ MPa}$, $f_{c2}=30\text{ MPa}$)两种情况,三层结构弹性模量比值 E_2/E_1 和 E_2/E_3 的最优设计值。

从图2可以看出:无论Ⅰ和Ⅱ层混凝土的抗压强度是否相等,在相同大小的围岩应力作用下,总有 $E_2/E_1<E_2/E_3$,故而为达到最优的衬砌弹性模量设计,建议Ⅰ层衬砌的弹性模量应大于围岩松动圈支护体的弹性模量;随着围岩应力的增大, E_2/E_1 和 E_2/E_3 均减小,其中 E_2/E_1 变化相对平缓,如当围岩应力从15 MPa

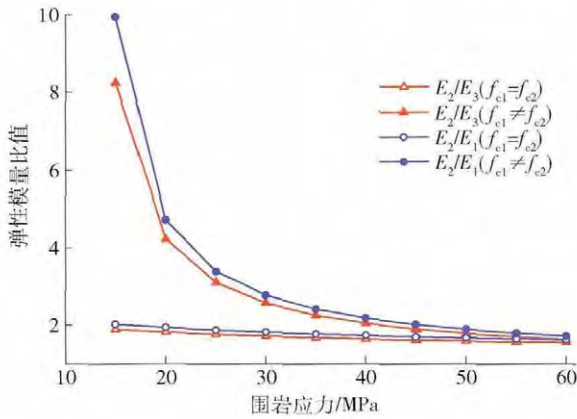


图2 不同围岩应力下三层结构弹性模量比值的最优设计

Fig.2 Three-tier structure of elastic modulus ratio optimal design under different rock stresses

增至 60 MPa 时, E_2/E_1 由 1.8838 减小到 1.5422; E_2/E_3 在开始阶段急剧减小, 然后随着围岩应力的继续增大, E_2/E_3 变化也趋于平缓, 如当围岩应力从 15 MPa 增至 45 MPa 时, E_2/E_3 从 8.2411 迅速减小至 1.8913, 而当围岩应力从 45 MPa 增至 60 MPa 时, E_2/E_3 从 1.8913 平缓减至 1.6229.

此外, 在同等大小的围岩压力作用下, 两层衬砌的抗压强度相等时两个弹性模量比值 (E_2/E_1 和 E_2/E_3) 均大于两层衬砌抗压强度不等时的相应弹性模量比值, 即 II 层混凝土衬砌的弹性模量 E_2 同比增大, 分析认为这是算例中 f_{c2} 取值增大造成的.

3.2 衬砌厚度的优化设计

假定围岩松动圈支护体的泊松比 $\mu_3 = 0.25$, 内聚力 $c = 6$ MPa, 内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$, 两层混凝土衬砌的泊松比相等, $\mu_1 = \mu_2 = 0.2$, 隧道净空和围岩松动圈支护体尺寸分别为 $R_0 = 3$ m, $R_2 = 4$ m, $R_3 = 5$ m. 围岩应力 P , 混凝土抗压强度 f_{c1} 、 f_{c2} 和弹性模量比值 E_2/E_1 、 E_2/E_3 均为已知.

为充分利用 I 和 II 两层混凝土衬砌和 III 层围岩松动圈支护体的强度, 根据第 1 节和第 2 节分析可求出最合理的 I 和 II 层衬砌厚度.

待求变量: $x = R_1$. 因隧道净空和围岩松动圈支护体尺寸固定, 故此处把 R_1 定为待求变量, $x - R_0$ 和 $R_2 - x$ 即为 I 和 II 两层混凝土衬砌的厚度.

目标函数:

$$F(E_2/E_1, E_2/E_3) = (\sigma_{\theta 1}(R_0) - \sigma_{\theta \max}^1)^2 + (\sigma_{\theta 2}(R_1) - \sigma_{\theta \max}^2)^2 + (\sigma_{\theta 3}(R_2) - \sigma_{\theta \max}^3)^2. \quad (21)$$

约束条件:

$$\begin{cases} x - R_0 \geq 0, \\ R_2 - x \geq 0. \end{cases} \quad (22)$$

图 2 给出了两层衬砌混凝土抗压强度相等 ($f_{c1} = f_{c2} = 35$ MPa) 和抗压强度不等 ($f_{c1} = 35$ MPa, $f_{c2} = 30$ MPa) 两种情况, 不同的围岩压力 P 作用下, 三层结构

弹性模量比值分别为 $E_2/E_1 = 1.6$ 、 $E_2/E_3 = 1.4$ 和 $E_2/E_1 = 1.6$ 、 $E_2/E_3 = 1.8$ 时 R_1 的最优设计值.

从图 3 可以看出: 无论 I、II 层混凝土的抗压强度是否相等, 在相同大小的围岩应力作用下, 当 $E_2/E_1 > E_2/E_3$ 时所求得的 I 层衬砌最优厚度总是小于 $E_2/E_1 < E_2/E_3$ 时所求得的 I 层衬砌厚度, 故而可通过改变 I 层衬砌和围岩松动圈支护体的弹性模量相对大小来调整 I、II 层衬砌的厚度; 无论三层结构弹性模量比值如何变化, 随着围岩应力的增大, I 层衬砌的厚度均增大, 只是当 $E_2/E_1 < E_2/E_3$ 时, I 层衬砌厚度增大的幅度稍大一些. 如当围岩应力从 10 MPa 增至 60 MPa、 $f_{c1} = 35$ MPa、 $f_{c2} = 30$ MPa、 $E_2/E_1 = 1.6$ 和 $E_2/E_3 = 1.4$ 时, R_1 由 3.2712 增大到 3.5761, 增量为 0.3049 m; 而相应的 $E_2/E_1 = 1.6$ 和 $E_2/E_3 = 1.8$ 时, R_1 由 3.2919 增大到 3.6868, 增量为 0.3949 m. 当 $f_{c1} = f_{c2} = 35$ MPa、 $E_2/E_1 = 1.6$ 和 $E_2/E_3 = 1.4$ 时, R_1 由 3.244 增大到 3.5118, 增量为 0.2678 m; 而相应的 $E_2/E_1 = 1.6$ 和 $E_2/E_3 = 1.8$ 时, R_1 由 3.2615 增大到 3.6067, 增量为 0.3452 m.

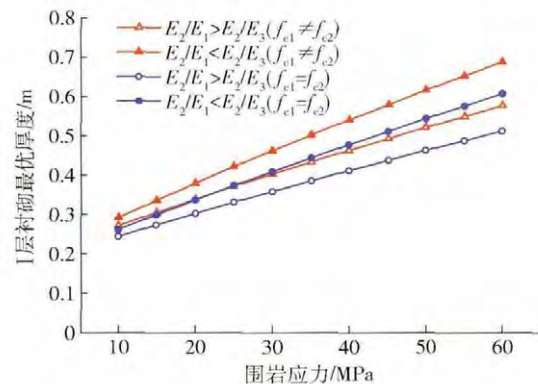


图3 不同围岩应力下 I 层衬砌的最优设计值

Fig.3 Optimal design values of the I layer lining under different rock stresses

此外, 在同等大小的围岩压力作用下, 两层衬砌的抗压强度相等时所求得的 II 层衬砌最优厚度 $R_2 - R_1$ 总是大于强度不等时求得的 II 层衬砌厚度, 分析认为这是算例中 f_{c2} 取值增大造成的.

4 结论

(1) 考虑围岩松动圈支护体的影响, 在完全接触条件下, 推导出深埋圆形隧道每层衬砌切向应力和径向应力分量的解析解, 在围岩应力、松动圈支护体和衬砌尺寸已知情况下, 若泊松比为近似相等的常数时, I、II 和 III 层结构的应力分量均为 E_1 、 E_2 和 E_3 (E_2/E_1 、 E_2/E_3) 的非线性函数.

(2) 为充分利用 I 和 II 两层混凝土衬砌和 III 层围岩松动圈支护体的强度, 根据混凝土和围岩材料和受力状态的不同, 选用不同的破坏准则, 引入功能梯度材料思想, 构建了不同弹性模量双层混凝土圆形衬砌优

化设计的目标函数.

(3) 在衬砌材料弹性模量的优化设计时, 无论 I 和 II 层混凝土的抗压强度是否相等, 结构弹性模量比值 E_2/E_1 和 E_2/E_3 随着围岩应力的增大均减小, 且在相同大小的围岩应力作用下, 总有 $E_2/E_1 < E_2/E_3$. 因此为达到最优的衬砌弹性模量设计, 建议 I 层衬砌的弹性模量应大于围岩松动圈支护体的弹性模量.

(4) 在衬砌厚度的优化设计时, 无论 I 和 II 层混凝土的抗压强度是否相等, 三层结构弹性模量比值如何变化, I 层衬砌的厚度随着围岩应力的增大均增大. 在相同大小的围岩应力作用下, 当 $E_2/E_1 > E_2/E_3$ 时所求得的 I 层衬砌最优厚度总是小于 $E_2/E_1 < E_2/E_3$ 时所求得的 I 层衬砌厚度, 因此可通过改变 I 层衬砌和围岩松动圈支护体的弹性模量相对大小来调整 I 和 II 层衬砌的厚度.

参 考 文 献

- [1] Zhao Z R, Zhang Y Q, Ji L J, et al. The test study of the surrounding rock pressure acting on the composite lining in weak rock of Nanling double track railway tunnel. *J Hydraul Eng*, 1985, 16(10): 29
(赵子荣, 张玉琴, 季良杰, 等. 南岭双线铁路隧道软岩复合式衬砌围岩压力的试验研究. *水利学报*, 1985, 16(10): 29)
- [2] Xie L C. Experiments and research of the multilayer lining of the Dayao mountain tunnel: the influence of overbreak back-filling layer on the bearing capacity of the multilayer lining structure. *J Railw Sci Eng*, 1987, 5(2): 77
(谢连城. 大瑶山隧道复合式衬砌模型试验研究: 超挖回填层对复合式衬砌承载能力的影响. *铁道科学与工程学报*, 1987, 5(2): 77)
- [3] Franzen T. Shotcrete for underground support: a state of the art report with focus on steel-fibre reinforcement. *Tunnelling Underground Space Technol*, 1992, 7(4): 381
- [4] Craig R. A 1994 update of study in progress. *Tunnels Tunnelling*, 1994, 26(12): 37
- [5] He S H, Ma W Q, Cao D S, et al. Permanent single-layer tunnel lining by fibre-reinforced high performance shotcrete and wet-mix method. *Chin J Rock Mech Eng*, 2004, 23(20): 3509
(贺少辉, 马万权, 曹德胜, 等. 隧道湿喷纤维高性能混凝土单层永久衬砌研究. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(20): 3509)
- [6] Du G P, Liu X R, Zhu Y H, et al. Performance examination of steel fiber reinforced shotcrete in tunnel and its engineering application. *Chin J Rock Mech Eng*, 2008, 27(7): 1448
(杜国平, 刘新荣, 祝云华, 等. 隧道钢纤维喷射混凝土性能试验及其工程应用. *岩石力学与工程学报*, 2008, 27(7): 1448)
- [7] Du G P. *Research on Stability of Fiber Reinforced Concrete among Single Layer Tunneling Lining* [Dissertation]. Chongqing: Chongqing University, 2013
(杜国平. 纤维混凝土单层衬砌隧道稳定性研究 [学位论文]. 重庆: 重庆大学, 2013)
- [8] Lü A Z, Zhang L Q. Inversion of the functionally graded material for subvertical to improve its elastic limit bearing capacity // *Proceedings of the Tenth National Symposium on Rock Mechanics and Engineering*. Beijing, 2008: 131
(吕爱钟, 张路青. 用于提高立井井壁弹性极限承载力的梯度功能材料反演 // 第十届全国岩石力学与工程学术大会论文集. 北京, 2008: 131)
- [9] Lü A Z, Zhang N. Inversion of functionally graded materials to improve the elastic ultimate bearing capacity of thick-walled hollow cylinder. *Adv Mater Res*, 2012, 378-379: 116
- [10] Lü A Z, Xu G S, Zhang L Q, et al. Optimum design method for double-layer thick-walled concrete cylinder with different modulus. *Mater Struct*, 2011, 44(5): 923
- [11] Yang G T. *Introduction to Elasticity and Plasticity*. 2nd Ed. Beijing: Tsinghua University Press, 2013
(杨桂通. 弹塑性力学引论. 2 版. 北京: 清华大学出版社, 2013)
- [12] Guo Z H, Wang C Z. Investigation of strength and failure criterion of concrete under multi-axial stresses. *China Civ Eng J*, 1991, 24(3): 1
(过镇海, 王传志. 多轴应力下砼的强度和破坏准则研究. *土木工程学报*, 1991, 24(3): 1)
- [13] Guo Z H. Introduction of multiaxial strength of concrete. *J Build Struct*, 1991, 15(6): 72
(过镇海. 砼的多轴强度介绍. *建筑结构学报*, 1994, 15(6): 72)