

文章编号: 1000-4750(2011)03-0136-07

深埋圆形巷道围岩和衬砌相互作用解析解

*吴顺川, 潘旦光, 高永涛

(北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083)

摘 要: 围岩采用 Mohr-Coulomb 屈服准则、衬砌采用双线性本构模型, 提出广义荷载作用下深埋圆形巷道中围岩和衬砌相互作用体系弹塑性解的解析表达式。在此基础上, 研究了围岩的位移、位移灵敏度和塑性区等随广义荷载的变化规律。根据参数分析和实例计算得到: 1) 围岩或衬砌由弹性进入塑性, 位移灵敏度将发生突变; 2) 位移灵敏度在弹性区和塑性区的交界面上发生突变; 3) 根据位移灵敏度的变化情况, 可判断围岩和衬砌共同作用体系的稳定状况, 并由临界塑性区半径比判断失稳区域的范围。

关键词: 圆形巷道; 围岩-衬砌相互作用; 弹塑性分析; 解析解; 位移灵敏度

中图分类号: TD350; U451 **文献标识码:** A

ANALYTIC SOLUTION FOR ROCK-LINER INTERACTION OF DEEP CIRCULAR TUNNEL

*WU Shun-chuan, PAN Dan-guang, GAO Yong-tao

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

Abstract: In order to analyze the plastic evolution characteristic of rock-liner interaction for a deep circular tunnel, the elastic-plastic analytic solution for rock-liner interaction is developed under general loadings, in which the constitutive models of surrounding rock and the liner are the Mohr-Coulomb and bilinear model respectively. Based on the analytic expression, displacement, sensitivity of the displacement and plastic zone of surrounding rock varying with general loading are determined. The results of parametric investigation and example computation show that: 1) provided that the surrounding rock or the liner is transformed from an elastic stage to a plastic stage, the sensitivity of displacements will have a significant change; 2) the sensitivity of displacements varying with positions will be discontinuous in the interface of the plastic and elastic zone; 3) according to the sensitivity of displacements, the stability of a rock-liner interaction system can be decided, and the unstable zone can be defined by the ratio of a critical plastic radius.

Key words: circular tunnel; rock-liner interaction; elasto-plastic analysis; analytic solution; sensitivity of displacement

圆形巷道能充分发挥岩石抗拉强度低、抗压强度高的特点, 在水利、公路和矿山等工程中获得广泛的应用^[1-7]。经典弹性力学理论中给出了受均布荷载作用下的解答^[8]。然而岩体本质上是一种非线性材料, 隧道的开挖, 改变了岩体的应力状态。对于深部岩体而言, 岩体的初始应力水平较高, 隧道

开挖易使围岩发生塑性、粘塑性等变化。赵阳升^[9]基于平面应变假定, 采用一般弹塑性本构模型得到了圆形隧道中围岩的塑性区分布的解析解。宋俐等^[10]基于统一强度理论对压力隧洞进行弹塑性分析。为防止围岩的破坏, 一般采用衬砌、锚杆和锚索等方法进行加固。因此, 各国学者对围岩和衬砌

收稿日期: 2009-09-02; 修改日期: 2010-03-22

基金项目: 新世纪优秀人才支持计划项目(NCET-06-0084)

作者简介: *吴顺川(1969—), 男, 安徽无为, 教授, 博士, 从事岩土工程灾害治理的教学与研究工作(E-mail: wushunchuan@ustb.edu.cn);

潘旦光(1974—), 男, 浙江仙居人, 副研究员, 博士, 从事防灾减灾工程研究(E-mail: pandanguang@sohu.com);

高永涛(1962—), 男, 山东乳山人, 教授, 博士, 从事岩土工程研究(E-mail: gaoyongt@vip.sina.com).

等的相互作用展开了广泛的研究。朱维申^[11]建立了粘弹塑性围岩和衬砌的相互作用解析表达式；谷栓成^[12]采用有限元-边界元耦合方法计算了衬砌和巷道的相互作用；较多的学者采用有限单元法进行分析^[7,13]。目前，在圆形巷道的计算理论方面，主要是针对某一特定条件下，研究围岩和衬砌的应力与位移的相互关系，用以指导工程设计和施工。

事实上，巷道施工是分部开挖、逐步掘进的过程，围岩的初始应力在动态施工过程中逐步释放并与衬砌形成共同作用体系^[14]。同时，岩石应力环境处于动态变化中，如地下水位的升降、风化和岩体流变等因素都会对地应力、岩石强度产生影响，由此围岩和衬砌的内力和变形也随之发生变化。因此，围岩和衬砌共同作用体系是一个非常复杂的相互作用过程，全面分析各种因素的影响尚难以实现。

为研究围岩和衬砌之间相互作用力的变化情况，将各种扰动因素统称为广义荷载。以下进行围岩和衬砌相互作用分析时，主要采用3个假定：1) 广义荷载用原岩应力的变化来近似模拟；2) 初始变形处于弹性状态；3) 围岩和衬砌均为弹塑性材料。针对以上3个假设建立围岩-衬砌相互作用的解析解，并研究位移、应力随围岩和衬砌相对刚度比、半径等因素的变化规律，用以指导深埋圆形隧道的设计以及隧道监测中围岩稳定性的判别。

1 轴对称圆形巷道力学模型

1.1 基本假设

围岩为均质、各向同性弹塑性材料，服从 Mohr-Coulomb 屈服准则。原岩应力为各向等压状态。巷道断面为圆形，且巷道长度为无限长。

深埋巷道是指巷道埋深大于或等于 20 倍巷道半径。现有研究表明^[8]，此时可忽略巷道影响范围内岩石的重力，从而可将围岩和衬砌的相互作用问题简化为轴对称平面应变模型进行分析。其计算模型如图 1 所示。

1.2 围岩应力分析

在外部压力 p ，衬砌反力 q 作用下，荷载较小时，围岩处于弹性阶段，此时，距巷道中心 r 处围岩的应力为^[8]：

$$\sigma_r^e = p + (q - p) \frac{R_0^2}{r^2}, \quad \sigma_\theta^e = p - (q - p) \frac{R_0^2}{r^2} \quad (1)$$

式中： σ_r 、 σ_θ 分别为径向和环向正应力；上标 e

表示弹性阶段； R_0 为巷道半径。当荷载较大时，围岩内侧首先进入塑性。当围岩的屈服准则满足 Mohr-Coulomb 本构模型时，塑性区的 σ_r 、 σ_θ 满足以下关系：

$$\sigma_\theta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_r + \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2)$$

式中： c 、 ϕ 分别为围岩的粘聚力和内摩擦角。

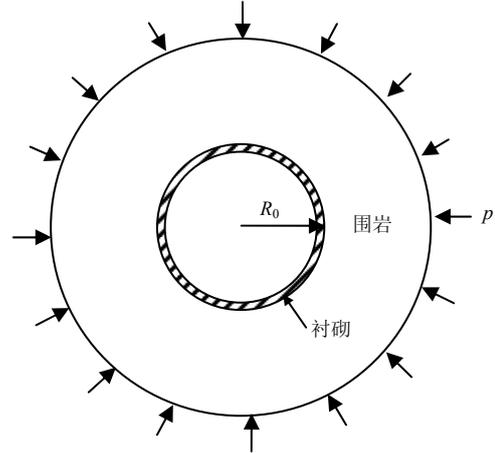


图 1 隧道衬砌相互作用计算模型

Fig.1 Model of tunnel and liner interaction

1.3 围岩变形分析

在隧道开挖过程中，衬砌刚施加时，其初始应力为零。随着隧道开挖的进展，以及其它扰动因素，围岩应力逐步释放形成围岩衬砌相互作用体系。因此，以衬砌反力 $q=0$ 作为围岩-衬砌相互作用体系的初始状态，此时的地应力用 p_0 表示。则由式(1)可得初始状态下的围岩应力为：

$$\sigma_{r0} = p_0 \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right), \quad \sigma_{\theta0} = p_0 \left(1 + \frac{R_0^2}{r^2} \right) \quad (3)$$

当 $p_0 > c \cos \phi / (1 - \sin \phi)$ 时，围岩的环向正应力超过弹性极限而进入塑性，且塑性区在巷道内侧贯通。在无支护条件下，塑性区围岩易自然崩落。为此在下述分析中，假定 $p_0 < c \cos \phi / (1 - \sin \phi)$ ，即围岩支护体系初始状态处于弹性阶段。对于初始状态下围岩已处于塑性的相互作用问题，限于篇幅所限，将另文讨论。

实际工程中，岩石应力环境是变化的，如地面荷载、地下水位升降、风化等都会引起地应力、岩石强度等参数的变化，由此产生新的变形。为简化起见，本文以外围应力 p 的变化来描述环境变化，在此基础上研究衬砌、围岩应力、应变的变化规律。即假定地应力 $p = p_0 \rightarrow \bar{p}_0$ 下，由于衬砌与围岩变形协调，衬砌将产生反力 $q = \bar{p}_1$ 。此时，弹性区的

位移为:

$$u = \frac{1-\mu^2}{E_s} r \left(\Delta\sigma_\theta - \frac{\mu}{1-\mu} \Delta\sigma_r \right) \quad (4)$$

式中: u 为径向位移; E_s 和 ν 分别为围岩的弹性模量和泊松比。 $\Delta\sigma_r$ 和 $\Delta\sigma_\theta$ 分别是因地应力变化引起的径向和环向正应力增量, 可采用下式进行计算:

$$\Delta\sigma_r = \sigma_r^e - \sigma_{r0}, \quad \Delta\sigma_\theta = \sigma_\theta^e - \sigma_{\theta0} \quad (5)$$

当整个体系处于弹性状态时, 式(5)中的 σ_θ^e 和 σ_r^e 由式(1)计算, 当体系部分进入塑性状态, 则弹性区 σ_θ^e 和 σ_r^e 由下式计算:

$$\sigma_r^e = \bar{p}_0 - (c \cos \phi + \bar{p}_0 \sin \phi) \left[\frac{(\bar{p}_0 + c \cot \phi)(1 - \sin \phi)}{\bar{p}_1 + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{\sin \phi}} \left(\frac{R_0}{r} \right)^2 \quad (6a)$$

$$\sigma_\theta^e = \bar{p}_0 + (c \cos \phi + \bar{p}_0 \sin \phi) \left[\frac{(\bar{p}_0 + c \cot \phi)(1 - \sin \phi)}{\bar{p}_1 + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{\sin \phi}} \left(\frac{R_0}{r} \right)^2 \quad (6b)$$

围岩的塑性区半径为:

$$R_p = R_0 \left[\frac{(\bar{p}_0 + c \cot \phi)(1 - \sin \phi)}{\bar{p}_1 + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (7)$$

在塑性区内, 考虑体积不可压缩的条件, 轴对称平面应变问题变形协调方程可表示为:

$$\frac{du}{dr} + \frac{u}{r} = 0 \quad (8)$$

求解得:

$$u = \frac{C_1}{r} \quad (9)$$

式(9)中的 C_1 为积分常数, 由弹塑性交界面的位移连续条件决定。将式(7)代入式(6)可得弹塑性交界面的应力:

$$\sigma_r(R_p) = \bar{p}_0(1 - \sin \phi) - c \cos \phi \quad (10a)$$

$$\sigma_\theta(R_p) = \bar{p}_0(1 + \sin \phi) + c \cos \phi \quad (10b)$$

由式(4)和式(9)在 $r=R_p$ 处相等可得:

$$C_1 = \frac{1-\mu^2}{E_s} R_p^2 \left[\Delta\sigma_\theta(R_p) - \frac{\mu}{1-\mu} \Delta\sigma_r(R_p) \right] \quad (11)$$

式中:

$$\Delta\sigma_r(R_p) = \bar{p}_0(1 - \sin \phi) - c \cos \phi - p_0 \left(1 - \frac{R_0^2}{R_p^2} \right) \quad (12a)$$

$$\Delta\sigma_\theta(R_p) = \bar{p}_0(1 + \sin \phi) + c \cos \phi - p_0 \left(1 + \frac{R_0^2}{R_p^2} \right) \quad (12b)$$

2 衬砌力学模型

通常情况下, 衬砌厚度 h 与巷道半径 R_0 相比为一小量, 因此, 可将衬砌简化为一维结构进行分析, 当衬砌支反力为 q 时, 单位长度内衬砌的轴力 N 为:

$$N = qR_0 \quad (13)$$

通常情况下, 衬砌采用钢筋混凝土材料。在受压条件下, 混凝土的应力-应变曲线常用的有双线性、三折线、多项式和指数式等^[15]。而钢材一般简化为理想弹塑性材料。因此, 在受压条件下衬砌的应力-应变为复杂的非线性关系。但由于钢筋的存在, 在混凝土发生屈服前, 弱化了材料的非线性特点。因此, 本文采用等效截面法将钢筋混凝土材料等效为混凝土材料, 并以混凝土的受压屈服应变作为衬砌的屈服点进行简化分析。从而将衬砌的应力-应变曲线简化为双线性模型, 如图 2 所示。衬砌的应力-应变关系可表示为:

$$\begin{cases} \sigma = E_{c1} \varepsilon, & \varepsilon \leq \varepsilon_c \\ \sigma = E_{c2}(\varepsilon - \varepsilon_c) + \sigma_c, & \varepsilon > \varepsilon_c \end{cases} \quad (14)$$

式中: E_{c1} 和 E_{c2} 分别为衬砌弹性阶段和塑性阶段弹性模量; ε_c 为衬砌的弹性应变极限; σ_c 为对应的弹性应力极限。

衬砌的弹性极限所对应的压应力 q_c 为:

$$q_c = E_{c1} \varepsilon_c h / R_0 \quad (15)$$

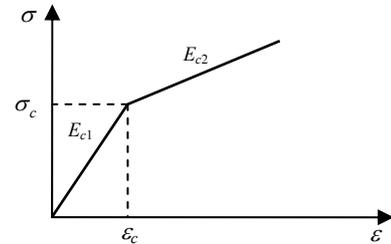


图 2 衬砌强度的双线性模型

Fig.2 Bilinear strength model of liner

衬砌的位移可由虚功原理计算得到:

$$\begin{cases} u = \frac{2qR_0^2}{E_{c1}h}, & q \leq q_c \\ u = 2\varepsilon_c R_0 \left(1 - \frac{E_{c1}}{E_{c2}} \right) + \frac{2qR_0^2}{E_{c2}h}, & q > q_c \end{cases} \quad (16)$$

式中, u 为衬砌的径向位移。

3 巷道-衬砌相互作用

前述分析中, 围岩和衬砌之间的相互作用力为一未知量, 其值可由两者之间的变形协调关系决

定。在不同的荷载条件下，围岩和衬砌可能处于弹性或塑性阶段，不同阶段其求解方法不同，以下针对不同情况分别讨论。

3.1 弹性状态的解

当围岩和衬砌都处于弹性阶段，则巷道围岩内侧的位移为：

$$u(R_0) = \frac{(1-\mu^2)R_0}{E_s} \left[2(\bar{p}_0 - p_0) - \frac{1}{1-\mu} \bar{p}_1 \right] \quad (17)$$

在 \bar{p}_1 作用下，衬砌的位移为：

$$u_c = \frac{2\bar{p}_1 R_0^2}{E_{c1} h} \quad (18)$$

由围岩内侧和衬砌的位移相同可得：

$$\bar{p}_1 = \alpha_1 (\bar{p}_0 - p_0) \quad (19)$$

式中：

$$\alpha_1 = \left[\frac{1}{2(1-\mu)} + \frac{E_s R_0}{E_{c1} h (1-\mu^2)} \right]^{-1} \quad (20)$$

对 α_1 第二项进行变换，即：

$$\lambda = \frac{E_s R_0}{E_{c1} h (1-\mu^2)} = \frac{\frac{E_s}{2R_0(1-\mu^2)}}{\frac{E_{c1} h}{2R_0^2}} \quad (21)$$

由式(16)可知 $E_{c1} h / 2R_0^2$ 就是衬砌的刚度，由式(17)可知 $E_s / 2R_0(1-\mu^2)$ 为没有内部衬砌条件下巷道内侧产生单位位移所需的荷载增量，即围岩的刚度。当 $\mu = 0.5$ 时，即围岩为体积不可压缩材料，此时式(20)表示围岩和衬砌形成两个弹簧并联体系。因此， λ 反映了围岩和衬砌之间的刚度比，式(20)中的 $1/2(1-\mu)$ 表示围岩为可压缩材料情况下对并联弹簧体系的修正量。

式(19)表明衬砌所受的压力增量与外围应力的增量成正比。将式(19)代入式(1)，并求导可得：

$$\left. \frac{d\sigma_\theta}{d\sigma_r} \right|_{r=R_0} = \frac{2}{\alpha_1} - 1 \quad (22)$$

在弹性状态下， $r = R_0$ 处主应力变化规律如图3所示。

定义弹性状态下 $d\sigma_\theta / d\sigma_r$ 与 Mohr-Coulomb 屈服准则下该斜率的差为：

$$\Delta k_1 = \frac{2}{\alpha_1} - 1 - \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2 \left[\frac{E_s R_0}{E_{c1} h (1-\mu^2)} - \frac{1 + \sin \phi - 2\mu}{2(1-\sin \phi)(1-\mu)} \right] \quad (23)$$

当 $\Delta k_1 \leq 0$ 时，表明相对于围岩而言衬砌刚度很

大，在衬砌进入塑性以前，围岩恒处于弹性区。同理可定义：

$$\Delta k_2 = 2 \left[\frac{E_s R_0}{E_{c2} h (1-\mu^2)} - \frac{1 + \sin \phi - 2\mu}{2(1-\sin \phi)(1-\mu)} \right] \quad (24)$$

若 $\Delta k_2 \leq 0$ ，表明衬砌进入塑性后，其刚度依然很大，此时围岩不可能进入塑性。但事实上，衬砌一旦进入塑性，其弹性模量急剧降低，因此 $\Delta k_2 \leq 0$ 情况一般不会发生。

随着应力 \bar{p}_0 的增大，围岩和衬砌将进入塑性状态。在不同荷载阶段，围岩和衬砌进入塑性阶段有先后之分，这与它们的相对力学性质有关。

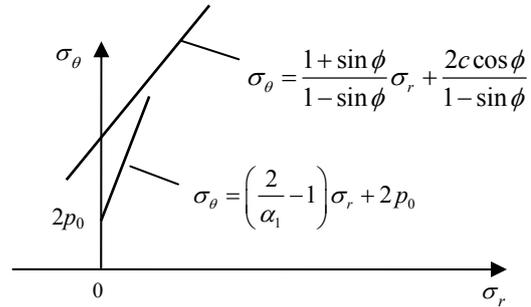


图3 弹性状态下应力变化规律

Fig.3 Curve of σ_θ versus σ_r in $r=R_0$ at the elastic stage

3.2 临界状态的判断

临界状态为一特殊情况，当衬砌强度和围岩的力学性质满足某一特定条件时，围岩和衬砌同时进入塑性状态。即 $R_p = R_0$ 时，衬砌的应变 $\varepsilon = \varepsilon_c$ 。此时，由式(7)可知：

$$\bar{p}_0 (1 - \sin \phi) - c \cos \phi = \bar{p}_1 \quad (25)$$

当衬砌的应变为 ε_c 时，衬砌的位移为：

$$u_c = 2\varepsilon_c R_0 \quad (26)$$

将式(25)代入式(17)并结合式(26)，利用变形协调条件并化简可得：

$$\eta = \frac{E_{c1} \varepsilon_c h}{R_0} - \frac{\frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} - 2p_0}{\Delta k_1} = 0 \quad (27)$$

当衬砌强度、围岩的力学性质和初始状态之间满足式(27)的关系时，则围岩和衬砌同时进入塑性状态。否则围岩和衬砌进入塑性有先后之分。下面针对不同的情况，分别计算围岩和衬砌之间的相互作用力。

3.3 衬砌为塑性和围岩为弹性状态的解

当 $\Delta k_1 \leq 0$ ， $\Delta k_2 > 0$ 或 $\Delta k_1 > 0$ ， $\eta < 0$ 时，若 $\bar{p}_0 > p_0 + q_c / \alpha_1$ ，此时围岩为弹性状态，而衬砌进入塑性，此时变形协调方程可表示为：

$$\frac{(1-\mu^2)R_0}{E_s} \left[2(\bar{p}_0 - p_0) - \frac{1}{1-\mu} \bar{p}_1 \right] = 2\varepsilon_c R_0 \left(1 - \frac{E_{c1}}{E_{c2}} \right) + \frac{2\bar{p}_1 R_0^2}{E_{c2}h} \quad (28)$$

化简可得:

$$\bar{p}_1 = \alpha_2 \left[\bar{p}_0 - p_0 - \frac{E_s \varepsilon_c}{1-\mu^2} \left(1 - \frac{E_{c1}}{E_{c2}} \right) \right] \quad (29)$$

$$\text{式中 } \alpha_2 = \left[\frac{1}{2(1-\mu)} + \frac{E_s R_0}{E_{c2} h (1-\mu^2)} \right]^{-1}.$$

当 $\bar{p}_1 = \bar{p}_0(1 - \sin\phi) - c \cos\phi$ 时, 围岩开始进入塑性。因此式(29)的适用条件为:

$$p_0 + q_c / \alpha_1 \leq \bar{p}_0 \leq \frac{c \cos\phi - \alpha_2 \left[p_0 + \frac{E_s \varepsilon_c}{1-\mu^2} \left(1 - \frac{E_{c1}}{E_{c2}} \right) \right]}{1 - \sin\phi - \alpha_2}$$

3.4 衬砌为弹性和围岩为塑性状态的解

当 $\Delta k_1 > 0, \eta > 0$, 此时当 $\bar{p}_0 > \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi} - 2p_0 + \frac{2p_0}{\alpha_1 \Delta k_1}$ 时, 围岩为塑性, 而衬砌为弹性, 此时变形协调方程可表示为:

$$\frac{1-\mu^2}{E_s} R_p^2 \left[\Delta\sigma_\theta(R_p) - \frac{\mu}{1-\mu} \Delta\sigma_r(R_p) \right] = \frac{2\bar{p}_1 R_0^2}{E_{c1}h} \quad (30)$$

当 $\bar{p}_1 = E_{c1} \varepsilon_c h / R_0$ 时, 衬砌开始进入塑性。因此, 式(30)的适用条件为:

$$\frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi} - 2p_0 \leq \bar{p}_1 \leq \frac{E_{c1} \varepsilon_c h}{R_0}.$$

3.5 双塑性状态的解

当围岩和衬砌都进入塑性阶段后, 此时的变形协调方程可表示为:

$$\frac{1-\mu^2}{E_s} R_p^2 \left[\Delta\sigma_\theta(R_p) - \frac{\mu}{1-\mu} \Delta\sigma_r(R_p) \right] = 2\varepsilon_c R_0 \left(1 - \frac{E_{c1}}{E_{c2}} \right) + \frac{2\bar{p}_1 R_0^2}{E_{c2}h} \quad (31)$$

式(31)为一非线性方程, 可迭代求解。在得到 \bar{p}_1 值后, 则体系的内力和位移都可以方便地计算。

4 算例及参数影响分析

围岩的位移、应力等随广义荷载的增加而增加, 围岩的动态特征灵敏度定义为动态特征量对物

理参数的变化率。本文主要应用位移灵敏度 v , 其具体表达式为:

$$v = \partial u / \partial p \quad (32)$$

除此以外, 还采用以下无量纲参数研究围岩和衬砌的变化规律: 围岩和衬砌的刚度比 λ , 无量纲荷载 $\beta = \bar{p}_0 / p_0$ 。

计算中, 衬砌采用混凝土 C20, 计算参数为 $h=0.2\text{m}$, $E_{c1}=25.5\text{GPa}$, $E_{c2}=2\text{GPa}$, $\varepsilon_c=2 \times 10^{-3}$ 。围岩粘聚力 1.0MPa , 内摩擦角 30° , 隧道半径 5.0m , 初始地应力 $p_0 = \sqrt{3}/2 \text{MPa}$ 。

图4和图5分别为不同刚度比条件下, 巷道内侧位移 u 、位移灵敏度 v 随 β 的变化规律。计算中围岩的泊松比为 0.3 。当 $\lambda=1$ 时 $\Delta k_1 \leq 0$, $\Delta k_2 > 0$, 当 $\lambda=1.5$ 时 $\Delta k_1 > 0$, $\eta < 0$, 当 $\lambda=2$ 和 $\lambda=4$ 时 $\Delta k_1 > 0$, $\eta > 0$ 。

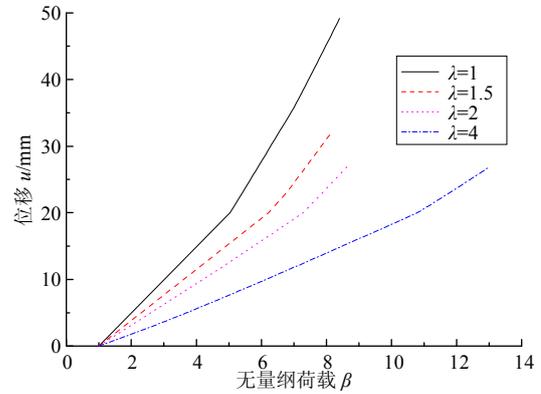


图4 巷道内侧位移的变化规律

Fig.4 Curves of u versus β in the inner side of tunnel

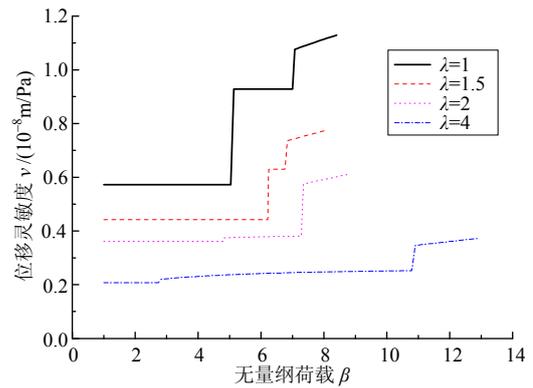


图5 巷道内侧位移灵敏度 v 的变化规律

Fig.5 Curves of v versus β in the inner side of tunnel

由图4和图5可知: 1) 位移随着外部荷载的增加而增大, 刚度比 λ 越大位移增大的速率越小; 2) 位移灵敏度 v 经历3个阶段, 初始弹性阶段、单塑性阶段和双塑性阶段。在弹性阶段, 位移和荷载的变化成正比关系, 即位移灵敏度 v 为常量且其值较小。单塑性阶段分为两种情况, 对于衬砌先进入

塑性, ν 依然为常量; 而围岩先进入塑性, ν 随荷载的增大而增大。在双塑性阶段, ν 随荷载增大而急剧增加; 3) 衬砌先进入塑性情况, ν 存在两个明显的突变, 一个是当衬砌进入塑性, 由于衬砌刚度的降低, 荷载的增量主要由围岩承担, 另一个是当进入双塑性阶段, 由于围岩塑性区的形成, ν 进一步加大; 4) 围岩先进入塑性阶段情况, 在围岩为塑性而衬砌为弹性情况下, 衬砌对变形起到明显的抑制作用, 因此, 虽然 ν 发生增大, 但数值较小; 若进入双塑性阶段, ν 的突变量较大。

图 6 和图 7 分别为 $\lambda=1$ 和 $\lambda=4$ 在 3 个阶段起始点位移灵敏度 ν 沿径向的变化规律。计算中围岩的泊松比为 0.3。图 6 和图 7 中 step1、step2 和 step3 分别表示弹性阶段、单塑性阶段和双塑性阶段。由图 6 和图 7 可知: 1) 衬砌一旦进入塑性, ν 有一个整体的增加; 2) 当衬砌为塑性, 围岩为弹性情况, ν 沿径向没有突变; 3) 当围岩为塑性, 衬砌为弹性情况, ν 在塑性区显著增大, 而在弹性区将有一定的降低。这是由于在围岩进入塑性后, 塑性区发生内力重分布, 荷载增量中衬砌将承担更大部分的荷载, 因此, 塑性区 ν 增大, 而弹性区 ν 减小; 4) 围岩一旦进入塑性, 在弹性区和塑性区的 ν 有明显突变现象发生。

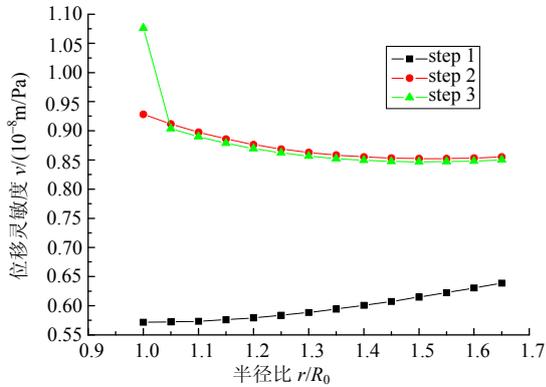


图 6 $\lambda=1$ 情况下 ν 沿径向的变化规律
Fig.6 Curves of ν versus r/R_0 for $\lambda=1$

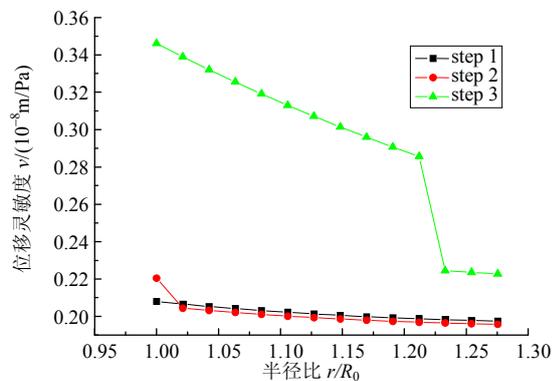


图 7 $\lambda=4$ 情况下 ν 沿径向的变化规律
Fig.7 Curves of ν versus r/R_0 for $\lambda=4$

对于 $\Delta k_1 \leq 0$, $\Delta k_2 > 0$ 情况, 与衬砌刚度相比, 围岩的刚度较小自承能力较低, 易产生过大的变形, 此时单纯利用衬砌进行加固难以取得有效的效果, 应考虑在对围岩改性或锚固的基础上再进行衬砌加固。 $\Delta k_1 > 0$, $\eta < 0$ 表示衬砌的强度不够。因此, 在实际工程中应避免以上两种情况的发生。在设计时应使围岩和衬砌的相互作用体系的 $\Delta k_1 > 0$, $\eta > 0$, 如此即可有效利用围岩的自稳能力和充分发挥衬砌的强度。

结合图 4 和图 5 的分析结果, 当围岩为弹性, ν 为常量且沿径向没有突变, 此时体系为稳定状态; 当围岩和衬砌为塑性, ν 显著增大且沿径向有明显突变发生, 此时体系处于不稳定状态。因此, 可定义临界塑性区半径比 $\bar{R}_p = R_{pc} / R_0$, 其中 R_{pc} 为双塑性临界点所对应的塑性区半径, 即临界塑性区半径。 R_{pc} 表示对于一定的衬砌条件下, 围岩和衬砌体系发生破坏的影响范围, 同时也可判断围岩-结构共同作用体系所能承受的最大地应力。图 8 为不同泊松比下 \bar{R}_p 随 λ 的变化情况。由计算结果可知, 1) 当围岩刚度越大, \bar{R}_p 越大; 2) 泊松比对 \bar{R}_p 有一定影响, 但影响程度较小。

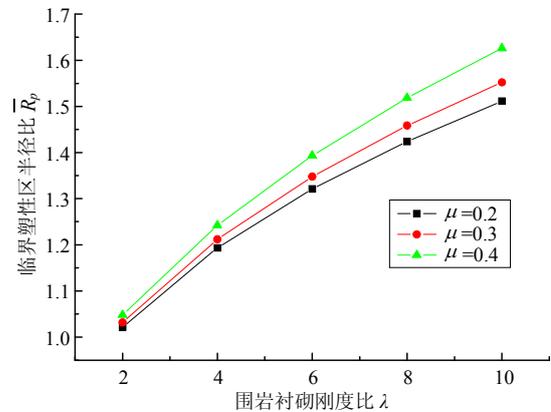


图 8 \bar{R}_p 的变化规律

Fig.8 Curves of \bar{R}_p versus λ

5 结论

考虑到巷道围岩和衬砌共同作用体系中相互作用力是一个逐步变化的过程, 利用原岩应力的变化来近似模拟外部不同因素的变化, 在此基础上, 获得深埋圆形巷道弹塑性解析解。并提出位移灵敏度和临界塑性区半径的概念, 用以判断围岩的应力变化和稳定性情况。由参数分析可得到以下结论:

(1) 在围岩应力增加的过程中, 围岩和衬砌的发展可分为弹性阶段、单塑性阶段和双塑性阶段。

阶段改变时, 位移灵敏度有明显突变现象的发生。当衬砌处于弹性阶段, 位移灵敏度可控制在较小的范围以内, 体系处于稳定状态。

(2) 当围岩和衬砌都进入塑性阶段, 体系的位移处于加速发展状态, 从而进入不稳定状态。

(3) 当围岩进入塑性阶段, 围岩弹性区和塑性区的位移灵敏度将有突变现象的发生, 因此可利用位移灵敏度沿径向的变化情况判断围岩塑性区的范围。

(4) 临界塑性区半径 R_{pc} 反映了围岩和衬砌共同作用体系所能承受的最大地应力的, 因此可用于判断围岩的稳定性状态及潜在的失稳范围。

参考文献:

- [1] Samadhiya N K, Viladkar M N, Moataz A Al-Obaydi. Numerical implementation of anisotropic continuum model for rock masses [J]. *International Journal of Geomechanics*, 2008, 8(2): 157—161.
- [2] Yasin Dursun Sari, A Gunhan Pasamehmetoglu, Erkan Cetiner, Senayi Donmez. Numerical analysis of a tunnel support design in conjunction with empirical methods [J]. *International Journal of Geomechanics*, 2008, 8(1): 74—81.
- [3] Li Shucui, Wang Mingbin. Elastic analysis of stress-displacement field for a lined circular tunnel at great depth due to ground loads and internal pressure [J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2008, 23(6): 609—617.
- [4] Lars Malmgren, Erling Nordlund. Interaction of shotcrete with rock and rock bolts — A numerical study [J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2008, 45(4): 538—553.
- [5] 傅鹤林, 范臻辉, 朱汉华, 潘明军. 板裂介质围岩中的隧道衬砌与围岩相互作用机理研究[J]. *公路交通科技*, 2003, 20(5): 64—67.
Fu Helin, Fan Zhenhui, Zhu Hanhua, Pan Mingjun. Study on interaction principle between reinforcement and rock mass in tunnel in sheet crack rockmass [J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2003, 20(5): 64—67. (in Chinese)
- [6] 刘干斌, 谢康和, 施祖元, 姚海林. 压力隧洞衬砌-围岩(土)相互作用研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(14): 2449—2455.
Liu Ganbin, Xie Kanghe, Shi Zuyuan, Yao Hailin. Interaction of surrounding rock or soil and lining of a pressure tunnel [J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(14): 2449—2455. (in Chinese)
- [7] 张强勇, 俞裕泰. 有压隧洞衬砌与围岩相互作用数值模拟分析[J]. *武汉水利电力大学学报*, 1998, 31(2): 18—21.
Zhang Qiangyong, Yu Yutai. Numerical simulation analysis of interaction between lining and surrounding rock mass for pressure tunnel [J]. *Journal of Wuhan University of Hydraulic and Electrical Engineering*, 1998, 31(2): 18—21. (in Chinese)
- [8] 蔡美峰. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
Cai Meifeng. *Rock mechanics* [M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese)
- [9] 赵阳升. 深埋圆形峒室的一般弹塑性分析[J]. *阜新矿业学院学报*, 1984, 3(3): 77—84.
Zhao Yangsheng. The analysis of general elasticity-plasticity of the deep-underground circle-room [J]. *Journal of Fuxin Mining Institute*, 1984, 3(3): 77—84. (in Chinese)
- [10] 宋俐, 张永强, 俞茂宏. 压力隧洞弹塑性分析的统一解[J]. *工程力学*, 1998, 15(4): 57—61.
Song Li, Zhang Yongqiang, Yu Maohong. Elastoplastic unified analysis of pressure tunnel [J]. *Engineering Mechanics*, 1998, 15(4): 57—61. (in Chinese)
- [11] 朱维申. 粘弹-塑性介质中围岩与衬砌的应力状态[J]. *力学学报*, 1981, 17(1): 56—67.
Zhu Weishen. Stress state of rock and lining in viscoelastic-plastic rock media [J]. *Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 1981, 17(1): 56—67. (in Chinese)
- [12] 谷栓成. 巷道衬砌与围岩相互作用的有限元-边界元耦合数值计算[J]. *淮南矿业学院学报*, 1992, 12(3-4): 72—79.
Gu Shuancheng. Numerical computation of coupling FEM-BEM for interaction between roadway liner and surrounding rock [J]. *Journal of Huainan Mining Institute*, 1992, 12(3-4): 72—79. (in Chinese)
- [13] 计三有, 刘德作. 铁路隧道围岩与衬砌相互作用有限元分析[J]. *武汉理工大学学报(信息与管理工程版)*, 2007, 29(7): 74—76.
Ji Sanyou, Liu Dezuo. Finite element analysis on the interaction of surrounding rock and lining of railway tunnel [J]. *Journal of Wuhan University of Technology (Information and Management Engineering)*, 2007, 29(7): 74—76. (in Chinese)
- [14] 肖明. 地下洞室施工开挖三维动态过程数值模拟分析[J]. *岩土工程学报*, 2000, 22(4): 421—425.
Xiao Ming. Three-dimensional numerical model of construction process for underground opening [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2000, 22(4): 421—425. (in Chinese)
- [15] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
Guo Zhenhai, Shi Xudong. *Reinforced concrete theory and analysis* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)