

考虑中间主应力与约束损失的 深埋圆形隧道围岩特征曲线分析

黄清祥, 林从谋, 黄逸群, 林大炜

(华侨大学 岩土工程研究所, 福建 厦门 361021)

摘要: 提出基于统一强度理论和非相关联流动法则, 推导同时考虑中间主应力和约束损失两种因素作用下的围岩弹塑性应力-位移解析解. 结合算例, 分析中间主应力和约束损失对围岩特征曲线的影响规律. 结果表明: 考虑中间主应力的影响, 能够充分发挥围岩的强度; 考虑约束损失的影响, 计算得到的围岩塑性区径向位移值减小, 说明在利用围岩特征曲线进行支护设计时, 同时考虑以上两种因素, 能够取得较好的经济效益.

关键词: 隧道工程; 围岩特征曲线; 统一强度理论; 约束损失; 中间主应力

中图分类号: U 451

文献标志码: A

深埋圆形隧道开挖的围岩特征曲线一般采用平面应变假设分析^[1]. 在弹塑性应力-位移求解时, 只考虑平面内的 2 个主应力 σ_θ, σ_r , 而不考虑纵向中间主应力 σ_z 的影响, 与实际情况必然存在误差. 许东俊等^[2-3]通过岩石试验研究指出考虑 σ_z 影响, 岩石强度可增大 30% 或 14%~44%. 在深埋圆形隧道围岩特征曲线分析中, 考虑 σ_z 影响能充分发挥岩石强度的潜能, 提高经济效益; 引入约束损失 λ ^[4] (指距开挖面一定距离处的径向位移值与径向位移最大值之比, $0 \leq \lambda \leq 1$) 能够考虑隧道开挖的空间效应影响, 得到隧道围岩的三维应力-位移实际变化情况, 但许多研究者只考虑 σ_z 与 λ 中的一个因素. 张常光等^[5]推导了考虑 σ_z 、围岩软化、剪胀和塑性区较小弹性模量等综合因素影响的深埋圆形岩石隧道围岩特征曲线解析解; 刘志钦等^[6]推导了考虑 σ_z 和剪胀特性的深埋圆形巷道塑性区应力-位移解析式; 余东明等^[7]推导出考虑 σ_z 的横观各向同性的深埋圆形隧道围岩塑性区应力-位移解析式, 但忽略了考虑 λ 的影响. 李煜龄等^[1]基于 Mohr-Coulomb 强度准则, 考虑 λ 的影响, 通过外显分析法得到围岩特征曲线, 但忽略了考虑 σ_z 的影响. 本文基于统一强度理论, 推导同时考虑 σ_z 和 λ 影响的围岩弹塑性应力-位移解析解, 并结合实际算例, 分析参数 b (指反应 σ_z 作用的权系数, $0 \leq b \leq 1$) 和是否考虑 λ 对围岩特征曲线的影响规律.

1 统一强度理论

对于岩石类材料, 其统一强度理论^[8]有如下关系:

当 $\sigma_2 \leq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi$ 时, 有

$$F = \sigma_1 \leq \frac{b\sigma_2 + \sigma_3}{1+b} \cdot K_\varphi = \sigma_c; \quad (1a)$$

当 $\sigma_2 \geq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi$ 时, 有

$$F' = \frac{\sigma_1 + b\sigma_2}{1+b} - \sigma_3 \cdot K_\varphi = \sigma_c. \quad (1b)$$

上式中: b 为反应中间主应力 σ_z 作用的权系数, $0 \leq b \leq 1$; φ 为岩石内摩擦角; c 为岩石黏聚力; K_φ, σ_c 分

收稿日期: 2014-03-17

通信作者: 林从谋(1957-), 男, 教授, 主要从事隧道与岩土工程设计与施工技术的研究. E-mail: cmlin@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51278208); 福建省交通科技发展基金资助项目(200910)

别为 Mohr-Coulomb 强度包络线斜率和岩石单轴抗压强度, $K_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$, $\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$.

2 围岩弹塑性应力和位移解

2.1 考虑约束损失 λ 的影响

将统一强度理论作为岩体屈服准则来考虑中间主应力 σ_z 的影响, 并通过引入约束损失 λ 来考虑隧道开挖的空间效应影响. 同时, 结合 2 种因素的作用, 推导在平面应变问题中围岩应力、位移的解析解.

假设深埋圆形隧道处于均质、连续、各向同性的围岩体中, 初始应力大小为 σ_0 , 侧压力系数 $K=1$, 隧道半径为 R , 塑性区半径 R_p . 按平面应变问题分析, 其计算简图如图 1 所示.

2.1.1 弹性变形阶段分析

1) 平衡方程(应力边界条件: $r=R$ 时, $\sigma_r=0$; $r \rightarrow \infty$ 时, $\sigma_r=\sigma_0$)为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \tag{2}$$

2) 几何方程为

$$\epsilon_r = \frac{du_r}{dr}, \quad \epsilon_\theta = \frac{u_r}{r}. \tag{3}$$

3) 物理方程为

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_\theta &= \frac{1+\mu}{E} [(1-\mu)\sigma_\theta - \mu\sigma_r], \\ \epsilon_r &= \frac{1+\mu}{E} [(1-\mu)\sigma_r - \mu\sigma_\theta]. \end{aligned} \right\} \tag{4}$$

式(2)~(4)中: r 为到隧道圆心的距离; ϵ_r 和 ϵ_θ 分别为径向应变和切向应变; u_r 为径向位移; E 为弹性模量; μ 为泊松比.

隧道在掘进过程中, 在开挖面空间效应影响范围 $-4R < Z < 4R$ 内, 引入围岩约束损失 λ 的影响, 联立式(2)~(4), 得深埋圆形隧道的应力和位移为

$$\sigma_r = [1 - \lambda(\frac{R}{r})^2] \sigma_0, \tag{5}$$

$$\sigma_\theta = [1 + \lambda(\frac{R}{r})^2] \sigma_0, \tag{6}$$

$$u_r = \lambda \frac{\sigma_0 R}{2G} \frac{R}{r}. \tag{7}$$

式(7)中: G 为剪切模量, $2G = E/(1+\mu)$.

由于弹性区应力、位移大小与围岩屈服准则无关, 故式(5)~(7)与李煜舫^[1]的计算结果一致.

2.1.2 塑性变形阶段分析 假设隧道主应力存在 $\sigma_\theta = \sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_z < \sigma_3 = \sigma_r$ 的关系, 塑性区在纵向 Z 方向上的体应变为 $\epsilon_r = 0$ 时, 满足 $\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$, $\sigma_2 \geq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \varphi$ 的条件, 则岩体屈服强度采用式(1b)计算.

整理式(1b)得

$$F' = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \alpha - \beta \cdot \sigma_c = 0. \tag{8}$$

式(8)中: $\alpha = \frac{2(1+b)K_\varphi - b}{2+b}$; $\beta = \frac{2(1+b)}{2+b}$.

在无衬砌支护体系下, 当隧道开挖进尺一段距离后, 离开挖面距离越大的围岩断面, 因受空间效应约束减弱, 约束损失 λ 呈递增变化, 围岩逐渐达到统一强度理论屈服准则时(即达到弹性极限状态), 之后围岩开始进入塑性变形阶段. 将式(5), (6)代入式(8), 得到约束损失弹性极限值 λ_e , 即

$$\lambda_e = \frac{1+b}{1+K_\varphi + bK_\varphi} (\frac{\sigma_c}{\sigma_0} + K_\varphi - 1). \tag{9}$$

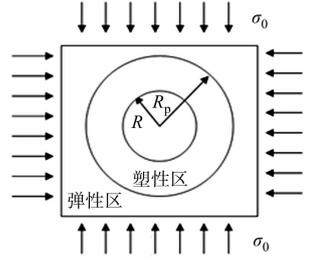


图 1 弹塑性分析计算简图
Fig. 1 Calculation diagram of elastic-plastic analysis

将破坏准则式(8)代入平衡方程式(2),由弹性区与塑性区径向应力 σ_r 边界条件的连续性,在围岩弹塑性区交界 $r=R_p$ 处积分后,可得深埋圆形隧道在塑性区的径向和切向应力分别为

$$\sigma_R = \frac{\sigma_0}{\alpha - 1} \cdot [2\lambda_c \left(\frac{R}{R_p}\right)^{\alpha-1} - \frac{\beta c}{\sigma_0}], \quad (10)$$

$$\sigma_\theta = \alpha\sigma_R + \beta c. \quad (11)$$

塑性区半径 R_p 为

$$\frac{R_p}{R} = \left\{ \frac{2\lambda_c}{(\alpha + 1)\lambda_c - (\alpha - 1)\lambda} \right\}^{1/(\alpha-1)}. \quad (12)$$

选择塑性势非相关联流动法则,在隧道开挖面 $r=R$ 处,隧道塑性径向位移^[1]为

$$U_R = \lambda_c \frac{\sigma_0 R}{2G} \left(\frac{R_p}{R}\right)^{K_\psi+1}. \quad (13)$$

式(13)中: ψ 为膨胀角; $K_\psi = \tan^2(45^\circ + \psi/2)$;当 $\psi \neq \varphi$ 时,为非相关联流动法则.

2.2 不考虑约束损失 λ 的影响

根据胡小荣等^[8]基于统一强度理论在巷道围岩弹塑性分析可知

$$\sigma_R^p = c \cot \varphi \left[\left(\frac{r}{R}\right)^{K_1} - 1 \right], \quad (14)$$

$$\sigma_p = R \left[\frac{2(\sigma_0 + K_2/K_1)}{(2K_2/K_1 + K_2)} \right]^{1/K_1}, \quad (15)$$

$$U_R = \frac{(\sigma_0 - \sigma_R^p) R_p^2}{2Gr}. \quad (16)$$

式(14)~(16)中: $R \leq r \leq R_p$; $K_1 = \frac{4(1+b)\sin\varphi}{(2+b)(1-\sin\varphi)}$; $K_2 = \frac{4c(1+b)\cos\varphi}{(2+b)(1-\sin\varphi)}$.

3 算例与分析

3.1 参数选取

假设深埋圆形隧道开挖半径 $R=2.5$ m,初始应力 $\sigma_0=20$ MPa,且无衬砌支护作用.选取文献[9-10]中的围岩物理参数,如表1所示.表1中: φ 为摩擦角; c 为黏聚力; σ_c 为岩体单轴抗压强度; E 为岩体变形模量; μ 为泊松比; ψ 为膨胀角.在分析中取一般岩体质量等级参数为例计算.

3.2 中间主应力 σ_z 的影响

1) 在一般围岩条件下,隧道开挖后,由弹性变形阶段向塑性变形阶段临界点的约束损失弹性极限值 λ_c 与考虑中间主应力 σ_z 的权系数 b 的关系,如图2所示.

由图2可知: λ_c 随着 b 值增大而增大,且两者呈非线性关系;当 $b=0$ 时,统一强度屈服准则变为Mohr-Coulomb屈服准则形式;当 $b=1$ 时, λ_c 较 $b=0$ 时增大了11.5%.表明采用考虑中间主应力 σ_z 作用的统一强度理论准则比Mohr-Coulomb屈服准则,更能发挥围岩强度.

2) 在一般围岩条件下,取不同权系数 b 值,分析 R_p/R 与 λ 的关系,结果如图3所示.在权系数 b 值为0,0.5,1.0时,计算得到围岩约束损失弹性极限值 λ_c ,分别为0.69,0.75,0.78.

由图3可知:当约束损失 $\lambda \leq \lambda_c$ 时,塑性区半径 R_p 与隧道开挖半径 R 的比值都为1;当 $\lambda \geq \lambda_c$ 时,围岩进入塑性变形阶段,塑性区半径随约束损失 λ 增大而增大,且两者呈非线性关系;当 $b=1$ 时,围岩塑性区半径最大值较 $b=0$ 时的减小12.63%,随着 b 的增大 R_p/R 与 λ 关系曲线右移,说明围岩在相同约束损失 λ 条件下,考虑中间主应力计算得出的围岩塑性区半径随之减小.

3.3 中间主应力 σ_z 与约束损失 λ 对围岩特征曲线的影响

1) 在一般围岩条件下,取权系数分别为 b 为0,0.5,1.0时,考虑中间主应力 σ_z 对深埋圆形隧道围

表1 不同质量岩体的强度参数

Tab.1 Strength parameters of rock mass in different quality

岩体质量	很差	一般	很好
φ	24	33	46
c/MPa	0.55	3.5	13
σ_c/MPa	1.7	13	64.8
E/MPa	1 400	9 000	42 000
μ	0.3	0.25	0.2
ψ	0	4	11.5

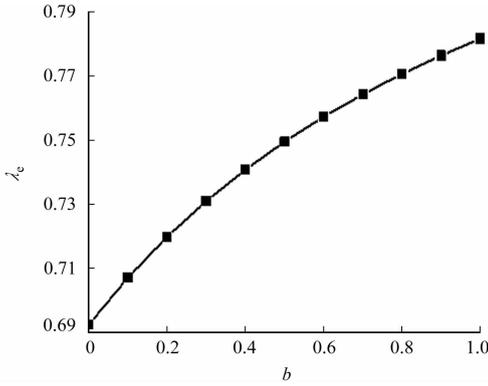


图2 λ_c 与 b 的关系

Fig. 2 Relationship between λ_c and b

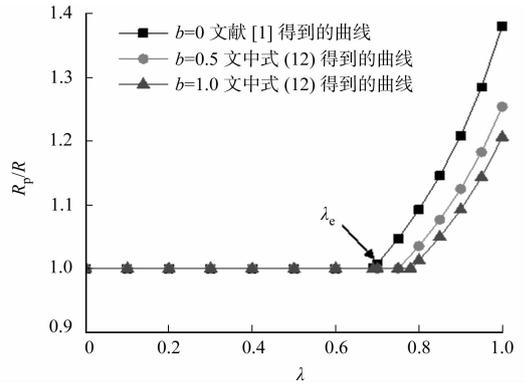


图3 R_p/R 与 b 的关系

Fig. 3 Relationship between R_p/R and b

岩特征曲线的影响规律,如图 4 所示.图 4 中:U_R 为最大径向位移.

由图 4 可知:当约束损失 λ ≤ λ_c 时,围岩径向位移值与 σ_R/σ₀ 呈线性关系,b 的取值与围岩特征曲线无关;当约束损失 λ ≥ λ_c 时,围岩径向位移值与 σ_R/σ₀ 呈非线性关系,随着 b 的增大,围岩特征曲线斜率增大,围岩在发生相同径向位移时 σ_R/σ₀ 减小,即对应的衬砌支护应力减小.说明若采用 Mohr-Coulomb 屈服准则,计算得到的衬砌支护应力偏大,设计偏保守.根据实际工程需要,考虑中间主应力 σ_z 的影响,在围岩支护设计中会取得一定的经济效益.

对比是否考虑中间主应力 σ_z 的影响,计算的最大径向位移值 U_R.结果表明:当 b=0,0.5,1.0 时,U_R 分别为 9.56,8.25,7.60.

2) 为比较是否考虑约束损失 λ 对深埋圆形隧道受力计算分析的影响,在一般围岩条件下,利用式 (10),(13) 和胡小荣等^[8] 得到的式(14),(16),绘制围岩特征曲线进行对比分析,如图 5 所示.图 5 中:取 b=0.5.

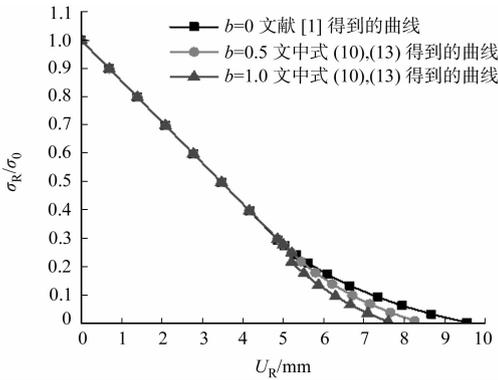


图4 围岩特征曲线与 b 的关系

Fig. 4 Relationship between ground reaction curve and b

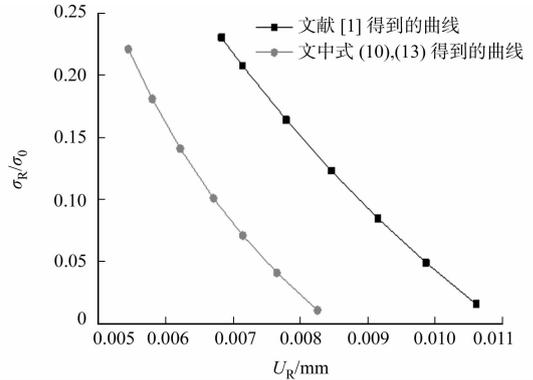


图5 围岩特征曲线与约束损失 λ 的关系

Fig. 5 Relationship between ground reaction curve and confinement loss

由图 5 可知:考虑隧道约束损失 λ 时计算得到的塑性区径向位移最大值较不考虑时减小 22.24%,且围岩特征曲线左移,表明在相同 σ_R/σ₀ 下,围岩变形越小.故在实际工程若采用平面应变问题计算,不考虑约束损失 λ 的影响得到的围岩变形结果偏大,围岩支护设计偏保守.

4 结束语

针对深埋圆形隧道,基于统一强度理论,同时考虑中间主应力和约束损失两种因素,推导得到围岩特征曲线的弹塑性方程解析解.对上述 2 种因素对围岩特征曲线的影响规律进行对比分析,得出以下 3 个主要结论.

1) 约束损失极限值 λ_c 随着 b 的增大而增大,围岩塑性区半径随着 b 的增大而减小;且 b=1.0 时,比 b=0 时的围岩约束损失弹性极限值 λ_c 增大 11.5%,围岩塑性区半径最大值减小 12.63%,说明考虑

中间主应力的影响有利于发挥围岩自身的强度。

2) 深埋圆形隧道在弹性变形阶段,权系数 b 的取值对围岩特征曲线无关;在塑形变形阶段,随着 b 的增大,围岩特征曲线斜率增大。

3) 考虑隧道约束损失 λ 时,计算得到的塑性区径向位移最大值较不考虑时减小 22.24%,且围岩特征曲线左移。

根据实际工程的情况,同时考虑中间主应力 σ_z 和约束损失 λ 更接近于实际围岩在开挖过程中应力应变的受力特点,在围岩支护设计中更能达到优化方案。

参考文献:

- [1] 李煜龄,李文元. 隧道开挖地层反应曲线的外显分析[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(2):3685-3692.
- [2] 许东俊,耿乃光. 岩石强度随中间主应力变化规律[J]. 固体力学学报,1985(1):72-80.
- [3] 徐德欣. 岩石中间主应力效应的理论分析[J]. 山地学报,2003,21(2):246-251.
- [4] 李煜龄,林铭益,许文贵. 三维有限元分析隧道开挖收敛损失与纵剖面变形曲线关系研究[J]. 岩石力学与工程学报,2008,27(2):258-265.
- [5] 张常光,赵均海,张庆贺. 基于统一强度理论的深埋圆形岩石隧道收敛限制分析[J]. 岩土工程学报,2012,34(1):110-115.
- [6] 刘志钦,余东明. 考虑中间主应力和剪胀特性的深埋圆巷弹塑性应力位移解[J]. 工程力学,2012,29(8):289-296.
- [7] 余东明,姚海林,卢正,等. 考虑中间主应力的横观各向同性深埋圆隧弹塑性解[J]. 岩土工程学报,2012,34(10):1850-1857.
- [8] 胡小荣,俞茂宏. 统一强度理论及其在巷道围岩弹塑性分析中的应用[J]. 中国有色金属学报,2002,12(5):1021-1025.
- [9] 唐俊雄. 隧道收敛约束法的理论研究与应用[D]. 湖北:华中科技大学,2009:49.
- [10] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,1997,34(8):1165-1186.

Ground Reaction Analysis of Deep-Buried Circular Tunnels Considering Intermediate Principal Stress and Confinement Loss

HUANG Qing-xiang, LIN Cong-mou, HUANG Yi-qun, LIN Da-wei

(Institute of Geotechnical Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

Abstract: Based on the unified strength theory and a non-associated flow rule, an analytical solution for elastic-plastic of a deep circular rock tunnel is presented taking into consideration both effects of the intermediate principal stress and confinement loss factor. In combination with a calculation example, the impacts of these two factors on the ground reaction curve from are studied. The results show: consideration of the impact of intermediate principal stress is conducive to develop the strength of the surrounding rock; considering the impact of the constraint loss, the radial displacement of surrounding rock decrease. Consequently, when two factors are considered, using the characteristic curve of surrounding rock for designation, benign economic benefit can be achieved.

Keywords: tunneling engineering; ground reaction curve; unified strength theory; confinement loss; intermediate principal stress

(责任编辑:黄晓楠 英文审校:方德平)