

文章编号: 1000-7598-(2008) 01-0075-06

山岭隧道堵水限排围岩力学特性分析

王秀英, 谭忠盛, 王梦恕, 张 弥

(北京交通大学 土建学院, 北京 100044)

摘 要: 为了尽可能减少隧道长期大量排水带来的严重环境问题, 高水位地区的深埋山岭隧道应采取“以堵为主, 限量排放”即“堵水限排”的防排水设计准则。但在堵水限排情况下围岩的力学特性如何? 是当前隧道衬砌结构设计急需解决的关键问题之一。首次建立了山岭隧道堵水限排情况下围岩力学特性分析的解析模型并进行了理论推导, 分析了不同排水工况下围岩力学特性的变化并绘制了相应的围岩特征曲线, 为堵水限排衬砌结构设计提供了理论依据。

关 键 词: 高水位山岭隧道; 堵水限排; 围岩力学特性; 特征曲线

中图分类号: U 451

文献标识码: A

Analysis of mechanical character of surrounding rock with controlled drainage in mountain tunnels

WANG Xiu-ying, TAN Zhong-sheng, WANG Meng-shu, ZHANG Mi

(School of Civil Engineering and Architecture, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: To cut down the serious environmental problems caused by tunnel drainage with no control as possible, the waterproof criteria of “block off ground water and limiting discharge” that is controlled drainage should be adopted in mountain tunnels with high water level. But how is the mechanical character of the surrounding rock with controlled drainage? It is a key and urgent problem in tunnel design now. An analytical model is established for the first time to analyze the mechanical character of the surrounding rock with controlled drainage; and a series of equations are deduced. The variation of the mechanical character of the surrounding rock with controlled drainage is analyzed; and the corresponding ground reaction curves are drawn; this is a theory base for tunnel design with controlled drainage.

Key words: mountain tunnels with high water level; controlled drainage; mechanical character of surrounding rock; ground reaction curve

1 引 言

为了尽可能减少隧道长期大量排水带来的严重环境问题, 高水位地区的深埋山岭隧道应采取“以堵为主, 限量排放”即“堵水限排”的防排水设计准则^[1-3]。但在堵水限排情况下如何进行衬砌结构设计, 是当前隧道设计急待解决的关键问题之一。要进行堵水限排情况下衬砌结构设计研究, 必须从理论上研究水作用下围岩和衬砌结构的力学特征, 弄明白二者相互作用的机制, 然而目前这方面的研究很少。已有的关于水作用下衬砌结构的设计计算的研究多采用数值解法^[4-6], 计算过程相当复杂, 且反映不出不同排水情况下围岩的力学特性。因此,

本文建立了一种能考虑渗流-应力联合作用下围岩处于弹塑性状态的解析模型, 以深入研究堵水限排情况下围岩的力学特性。

2 解析模型的建立及理论推导

2.1 基本假设

- (1) 围岩为均质的各向同性的连续介质;
- (2) 隧道为深埋隧道;
- (3) 地下水位很高, 隧道处于地下水包围之中。

隧道开挖后, 围岩中的应力和位移, 视围岩强度可能会出现两种情况, 一种是围岩处于弹性状态; 另一种是开挖后应力达到或超过围岩的屈服条件, 使部分围岩处于塑性状态。围岩进入塑性区后, 其

收稿日期: 2006-07-17

基金项目: 北京交通大学研究生创新基金资助项目 (No. G48108)。

作者简介: 王秀英, 女, 1970 年生, 博士, 副教授, 主要从事隧道工程方面的教学和研究工作。E-mail:xy98_wang@126.com

物理力学参数如凝聚力、内摩擦角、渗透系数将发生改变。在有水的情况下，渗流与应力的联合作用将使围岩内应力和位移的确定比无水情况更为复杂。本文首先研究围岩处于弹性状态时围岩内的总应力和位移，再研究弹塑性状态下围岩内的有效应力和位移。

2.2 围岩处于弹性状态下的总应力和位移

2.2.1 模型建立

如图 1 所示，利用隧道力学的直接加载法进行分析。设深埋圆形隧道处于初始地应力场中， P_0 为竖向初始应力， $\lambda = 1$ ；隧道开挖半径为 r_0 ；围岩中任意一点 A 距隧道中心 O 点为 r ； σ_r ， σ_θ 分别为该处的径向、切向正应力； ε_r ， ε_θ 分别为径向、切向正应变； $\gamma_{r\theta}$ 为剪应变； $\bar{u}_r$ 为径向位移。

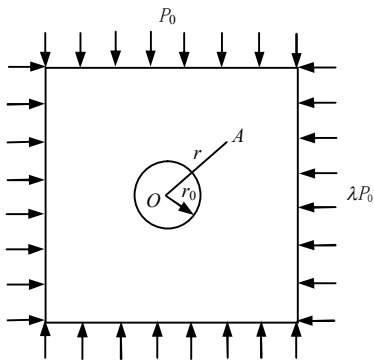


图 1 分析模型
Fig.1 Analytical model

2.2.2 基本方程和边界条件

在总应力的推导过程中，将水对围岩应力的影响通过围岩在静水压力作用下的压缩性来反映。由于圆形隧道受轴对称的地应力和静水压力的作用，根据问题的对称性，可以列出如下基本方程。

(1) 平衡方程：

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1)$$

(2) 几何方程：

$$\varepsilon_r = \frac{d\bar{u}_r}{dr}; \quad \varepsilon_\theta = \frac{\bar{u}_r}{r}; \quad \gamma_{r\theta} = 0 \quad (2)$$

(3) 物理方程（平面应变问题）^[7, 8]：

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r + (1 + \mu)K\Delta u &= \frac{1 - \mu^2}{E} \left(\sigma_r - \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_\theta \right) \\ \varepsilon_\theta + (1 + \mu)K\Delta u &= \frac{1 - \mu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_r \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中： E ， μ 分别为围岩的弹性模量和泊松比； K 为系数，表示围岩在静水压力变化一个单位时单位体积的压缩量； $\Delta u = u - u_r$ ， u 为围岩中任意点 A

的孔隙水压力； u_r 为隧道洞壁的孔隙水压力。由于考虑深埋隧道，所以可以忽略 u_r 在隧道壁各点的变化。

根据 skempton 提出的孔隙压力系数表达式^[9]：

$$K = \frac{K_v}{3} \left(1 - \frac{K_s}{K_v} \right), \quad \text{其中: } K_v = \frac{3(1 - 2\mu)}{E}; \quad K_s \text{ 为基}$$

岩骨架的单位体积压缩系数。

边界条件：

$$\left. \begin{aligned} r = r_0, \quad \sigma_r &= P; \\ r \gg r_0, \quad \sigma_r &= P_0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中： P 为支护压力，令：

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon'_r &= \varepsilon_r + (1 + \mu)K\Delta u; \\ \varepsilon'_\theta &= \varepsilon_\theta + (1 + \mu)K\Delta u \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

运用无限平面对称问题理论，可以得到总应力为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P_0 - (P_0 - P) \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 + K_w \frac{1}{r^2} \int_{r_0}^r (u - u_r) r dr; \\ \sigma_\theta &= P_0 + (P_0 - P) \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 - \\ &\quad K_w \left[\frac{1}{r^2} \int_{r_0}^r (u - u_r) r dr - (u - u_r) \right] \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

隧道壁的位移为

$$\begin{aligned} \bar{u}_r &= r\varepsilon_\theta = r \frac{1 - \mu}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_r \right) - r(1 + \mu)K\Delta u = \\ &= \frac{1 + \mu}{E} \left[(P_0 - P) \frac{r_0^2}{r} + (1 - 2\mu)P_0 r - K_w \frac{1}{r} \int_{r_0}^r (u - u_r) r dr \right] \end{aligned} \quad (7)$$

其中：

$$K_w = \frac{KE}{1 - \mu} = \frac{K_v}{3} \left(1 - \frac{K_s}{K_v} \right) \frac{E}{1 - \mu} = \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \left(1 - \frac{K_s}{K_v} \right) \quad (8)$$

2.3 围岩处于弹塑性状态下的有效应力和位移

2.3.1 围岩中的孔隙水压力分布规律

隧道开挖后，如果开挖后应力达到或超过围岩的屈服条件，则一部分围岩处于塑性状态，圆形隧道在对称应力作用下围岩中塑性区必定是一圆形，设隧道开挖半径为 r_0 ，塑性区半径为 r_d ，远场半径为 R ；对于深埋隧道，忽略洞壁孔隙水压力的变化，设隧道洞壁、塑性半径处以及弹性区外的孔隙水压力分别为 u_0 ， u_d ， u_r ，则孔隙水压力在塑性区和弹性区的分布规律为^[10]

塑性区 $r_0 < r < r_d$ ，有：

$$u = u_0 + (u_d - u_0) \frac{\ln(r/r_0)}{\ln(r_d/r_0)} \quad (9)$$

弹性区 $r_d < r < R$ ，有：

$$u = u_d + (u_r - u_d) \frac{\ln(r/r_d)}{\ln(R/r_d)} \quad (10)$$

于是，得

$$u_d = \frac{u_r \ln(r_d/r_0) + u_0 (K_p/K_e) \ln(R/r_d)}{\ln(r_d/r_0) + (K_p/K_e) \ln(R/r_d)} \quad (11)$$

令 $\rho = \frac{K_e}{K_p}$ ，其中 K_e 为弹性区渗透系数， K_p 为

塑性区渗透系数，则

$$u_d = \frac{\rho u_r \ln(r_d/r_0) + u_0 \ln(R/r_d)}{\rho \ln(r_d/r_0) + \ln(R/r_d)} \quad (12)$$

2.3.2 弹性区的有效应力和位移

弹性区的有效应力可以在前面总应力的基础上减去孔隙水压力得到，根据式 (6)，有：

$$\sigma'_{re} = \sigma_r - u = P_0 - (P_0 - u_d - \sigma'_{rd}) \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 + \frac{K_w}{2} (u_r - u_d) \left[A - 1 + \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 \right] - u \quad (13)$$

式中： σ'_{rd} 为弹塑性区交界面上的径向有效正应力，而 A 可由下式求得

$$A = \frac{1}{\ln(R/r_d)} \left\{ \ln \frac{r}{r_d} - \frac{1}{2} \left[1 - \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 \right] \right\} \quad (14)$$

同理，可以求得

$$\sigma'_{\theta e} = P_0 + (P_0 - u_d - \sigma'_{rd}) \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 - \frac{K_w}{2} (u_r - u_d) \cdot \left[A - 1 + \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 \right] + K_w (u - u_r) - u \quad (15)$$

弹性区的位移可以在式 (7) 基础上求得如下：

$$\bar{u}_r = \frac{1+\mu}{E} \left[(P_0 - u_d - \sigma'_{rd}) \frac{r_0^2}{r} + (1-2\mu) P_0 r - K_w \frac{1}{r} \int_{r_0}^r (u - u_r) r dr \right] \quad (16)$$

在式 (16) 中必须减去开挖隧道前在初始地应力场下的位移，则可得

$$\bar{u}_r = \frac{1+\mu}{E} \left[(P_0 - u_d - \sigma'_{rd}) \frac{r_0^2}{r} - K_w \frac{1}{r} \int_{r_0}^r (u - u_r) r dr \right] = \frac{1+\mu}{E} \left\{ (P_0 - u_d - \sigma'_{rd}) \frac{r_0^2}{r} - \frac{K_w}{2} r (u_r - u_d) \cdot \left[A - 1 + \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 \right] \right\} \quad (17)$$

2.3.3 塑性区的有效应力

平衡方程为

$$\frac{\partial \sigma'_{rp}}{\partial r} + \frac{\sigma'_{rp} - \sigma'_{\theta p}}{r} + \eta \frac{\partial u}{\partial r} = 0 \quad (18)$$

对式 (9) 求导得

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{u_d - u_0}{r \ln(r_d/r_0)} \quad (19)$$

将式 (19) 代入式 (18)，得

$$\frac{d\sigma'_{rp}}{dr} + \frac{\sigma'_{rp} - \sigma'_{\theta p}}{r} + \eta \frac{u_d - u_0}{r \ln(r_d/r_0)} = 0 \quad (20)$$

式中： η 为有效孔隙水压力系数。

塑性区有效应力满足 Mohr-Coulomb 屈服准则，即

$$\sigma'_{\theta p} - \xi \sigma'_{rp} - R_b = 0 \quad (21)$$

式中： $R_b = \frac{2\cos\phi}{1-\sin\phi} c$ ， $\xi = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$ 。

由式 (21) 解出 $\sigma'_{\theta p}$ 代入式 (20)，并化简得

$$\frac{d\sigma'_{rp}}{(1-\xi)\sigma'_{rp} - \left[R_b - \eta \frac{u_d - u_0}{\ln(r_d/r_0)} \right]} = -\frac{dr}{r} \quad (22)$$

对上式积分得

$$(1-\xi)\sigma'_{rp} - \left[R_b - \eta \frac{u_d - u_0}{\ln(r_d/r_0)} \right] = \left(\frac{1}{r} \right)^{1-\xi} C \quad (23)$$

引入边界条件：

$$r = r_0, \quad \sigma'_{rp} = P - u_0 = P' \quad (24)$$

可求得积分常数 C ，将 C 代入式 (23)，并化简得

$$\sigma'_{rp} = \left(\frac{r}{r_0} \right)^{\xi-1} \left(P' + \frac{R_b}{\xi-1} - P_w \right) - \frac{R_b}{\xi-1} + P_w \quad (25)$$

式中： $P_w = \frac{\eta}{\xi-1} \frac{u_d - u_0}{\ln(r_d/r_0)}$ 。

而 P' 为有效支护力，等于洞壁所需总支护力 P 与洞壁孔隙水压力 u_0 之差。同理，可求得

$$\sigma'_{\theta p} = \xi \left(\frac{r}{r_0} \right)^{\xi-1} \left(P' + \frac{R_b}{\xi-1} - P_w \right) - \frac{R_b}{\xi-1} + \xi P_w \quad (26)$$

如果考虑塑性区岩体参数的变化，则应采用变化后的围岩力学参数 c_r ， ϕ_r 。

2.3.4 塑性区半径的确定

塑性区半径可以通过弹塑性区有效径向应力的连续来确定^[11, 12]。这里考虑弹塑性区围岩性质的

变化, 求得塑性区半径为

$$r_d = r_0 \left\{ \left[P_0 - u_d - \frac{K_w(u_r - u_d)}{2} + c_r \cot \phi - P_w \right] - \left[P_0 - u_d - \frac{K_w(u_r - u_d)}{2} + c_r \cot \phi \right] \sin \phi \right\} \frac{1}{(P' + c_r \cot \phi - P_w)^{\xi_r - 1}} \quad (27)$$

$$\text{式中: } \xi_r = \frac{1 + \sin \phi_r}{1 - \sin \phi_r}.$$

2.3.5 洞壁位移的确定

围岩在进入塑性状态后, 体积要发生变化, 即存在剪胀现象, 由于剪胀与所选用的屈服准则等多种因素有关, 计算复杂^[13], 因此, 以前对于洞壁位移的计算都是假定塑性区体积不变而不考虑剪胀, 本文通过一个简单的方法来考虑塑性区的剪胀对于隧道壁位移的影响。

设塑性区体积扩大 m , 则有:

$$\pi[(r_d - u_{rd})^2 - (r_0 - u_{r0})^2] = (1 + m)\pi(r_d^2 - r_0^2) \quad (28)$$

式中: $\bar{u}_{rd}$ 为弹塑性边界上的径向位移, 可用弹性区位移在 r_d 处值表达; $\bar{u}_{r0}$ 为隧道壁的位移。

$$\bar{u}_{rd} = \frac{1 + \mu}{E} \left[(P_0 - u_d - \sigma'_{rd}) \frac{r_d^2}{r_d} - \frac{K_w}{2} r_d (u_r - u_d) \left(A - 1 + \frac{r_d^2}{r_0^2} \right) \right] = \quad (29)$$

$$\frac{1 + \mu}{E} \left[(P_0 - u_d - \sigma'_{rd}) r_d - \frac{K_w}{2} r_d (u_r - u_d) A \right]$$

于是:

$$\bar{u}_{r0} = r_0 - \sqrt{(r_d - \bar{u}_{rd})^2 - (1 + m)(r_d^2 - r_0^2)} \quad (30)$$

2.4 最小围岩压力的确定

为了掌握围岩的特性, 需要确定最小围岩压力。如图 2 所示, 形变压力曲线与松动压力曲线相交的点, 就是可能出现的最小围岩压力 $P_{\min}$ 的地方, $P_{\min}$ 对支护设计极为重要^[11, 12]。对于 $P_{\min}$ 的确定, 目前尚无准确方法。笔者认为, 可以用松弛区的半径为依据来进行确定^[14]。本文将维持松弛区内滑移体重力平衡所需的抗力等于维持极限平衡所需的抗力作为确定 $P_{\min}$ 的条件, 来求取渗流应力联合作用下的 $P_{\min}$ 。

如图 3 所示, 设隧道开挖半径为 r_0 , 松弛区半径为 r_s , 当 $\lambda = 1$ 时滑移体的塌落首先出现在隧道顶部, 设滑裂面为抛物线, 滑裂面上作用有应力 σ 和 τ 。由于滑裂面处于极限平衡状态, 有:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (31)$$

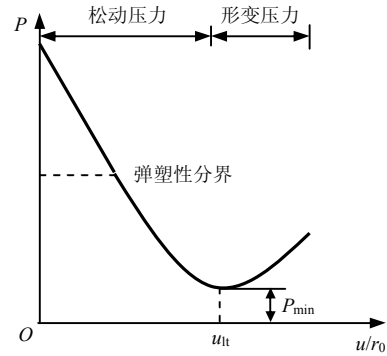


图 2 围岩特性曲线概念图

Fig.2 Concept of the ground reaction curve

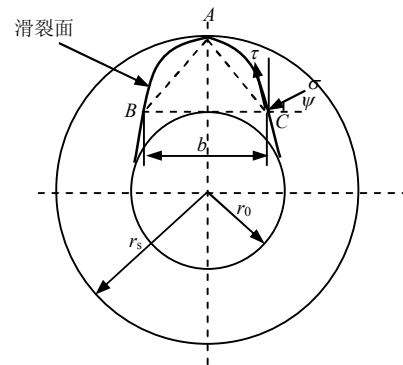


图 3 最小围岩压力计算模型

Fig.3 Analytical model of the minimum ground pressure

根据滑移体在垂直方向上的平衡条件, 有:

$$\int \tau \cos \psi ds - \int \sigma \sin \psi ds + P_{\min} b \geq G \quad (32)$$

将式 (31) 代入式 (32) 得

$$\int (c + \sigma \tan \phi) \cos \psi ds - \int \sigma \sin \psi ds + P_{\min} b \geq G \quad (33)$$

式中: ψ 为滑裂面切线与垂直轴的交角; G 为滑裂体的重量; b 为滑裂体底边长度。在式 (33) 中, $\int (c + \sigma \tan \phi) \cos \psi ds = \int c \cos \psi ds + \int \sigma \tan \phi \cos \psi ds$, 一般情况下, 该项大于第 2 项 $\int \sigma \sin \psi ds$, 但随着松弛区中 c 值的不断降低, 二者之差越来越小, 在最小围岩压力 $P_{\min}$ 时, 认为 c 值降为 0, 这时松弛区内的滑移体重量将全部由支护抗力 $P_{\min}$ 来承担, 于是有:

$$P_{\min} b = G \quad (34)$$

式中: G 为抛物线所包围滑移体重量, 近似取图 3 中 ΔABC 面积内的岩体重量的 2 倍, 则

$$G = 2\gamma b \frac{r_s - r_0}{2} \quad (35)$$

式中： γ 为岩体重度。则

$$P_{\min} = \gamma(r_s - r_0) \quad (36)$$

这时如果确定了松弛区半径，就可以求得 $P_{\min}$ 。在松弛区半径 $r = r_s$ 处，有：

$$\sigma'_{\theta p} = P_0 - u_s \quad (37)$$

式中： u_s 为松弛区半径处的孔隙水压力，且有：

$$u_s = u_0 + (u_d - u_0) \frac{\ln(r_s/r_0)}{\ln(r_d/r_0)} \quad (38)$$

又根据塑性区应力计算公式，可得

$$\sigma'_{\theta p} = \xi \left(\frac{r_s}{r} \right)^{\xi-1} \left(\gamma \frac{r_s - r_0}{2} + \frac{R_b}{\xi - 1} - P_w \right) - \frac{R_b}{\xi - 1} + \xi P_w \quad (39)$$

于是，可得求解 r_s 的方程：

$$\xi \left(\frac{r_s}{r} \right)^{\xi-1} \left(\gamma \frac{r_s - r_0}{2} + \frac{R_b}{\xi - 1} - P_w \right) - \frac{R_b}{\xi - 1} + \xi P_w = P_0 - u_0 - (u_d - u_0) \frac{\ln(r_s/r_0)}{\ln(r_d/r_0)} \quad (40)$$

r_s 确定后，就可以计算出 $P_{\min}$ 。

为了将饱水围岩在不同排放量下的计算结果与完全不考虑渗流作用的围岩的计算结果进行对比，本文按照同样的思路推导了不考虑渗流作用时围岩中的最小围岩压力 $P_{\min 1}$ 及计算松弛区半径 r_{s1} 的方程如下：

$$P_{\min 1} = \gamma(r_{s1} - r_0) \quad (41)$$

$$\left(\frac{r_{s1}}{r_0} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}} = \frac{2P_0 + 2ccot\phi}{\gamma r_0(r_{s1}/r_0 - 1) + 2ccot\phi} \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (42)$$

3 围岩及支护特征曲线的绘制

地下结构与地面结构最大的区别就是地下结构建筑于岩体中，围岩既是荷载的主要来源，又是承载的主体，围岩与支护结构间存在着相互作用。特征曲线法是说明围岩和支护之间相互作用的最好、最直观的方法^[15]。为此，本文在前面建立的模型和理论分析的基础上绘制不同排水工况下围岩特征曲线以进行围岩和支护相互作用分析。

3.1 计算内容和方法

某山岭隧道埋深为 300 m，隧道开挖半径 $r_0 = 6$ m，断面为圆形，围岩弹性模量 $E = 1.6$ GPa，内摩擦角 $\phi = 35^\circ$ ，凝聚力 $c = 0.3$ MPa，泊松比 $\mu = 0.25$ ，渗透系数 $k = 5 \times 10^{-5}$ cm/s，围岩骨架的单位体积压缩系数 $K_s = 2.0 \times 10^{-5}$ MPa⁻¹，围岩弹性抗力

系数为 200 MPa/m， $\gamma = 22$ kN/m³，隧道中心地段的初始地应力 $P_0 = 6$ MPa，初始地下水位距隧道轴线 80 m 即位于地下 220 m 处且较稳定。为了研究水对围岩和支护作用的影响以及不同防排水方式下围岩特性变化以及不同支护刚度时支护受力变化，选取 3 种支护，并假设支护与围岩大面积牢固接触，且安设后可以立即承载，支护结构的安设在开挖后一定时间进行，取 $\Delta u_0 = 0.025$ m。选定的 3 种支护依次为：(1) C30 模筑混凝土衬砌，厚度为 0.6 m；(2) C30 模筑混凝土衬砌，厚度为 0.4 m；(3) C30 模筑混凝土衬砌，厚度为 0.8 m。计算的主要目的是绘出不同排水情况下围岩特性曲线。为了便于比较，本文考虑 6 种排水工况，即 $u_0 = 0$ （全排）， $u_0 = 0.2u_r$ （限排）， $u_0 = 0.4u_r$ （限排）， $u_0 = 0.6u_r$ （限排）， $u_0 = 0.8u_r$ （限排）， $u_0 = 1.0u_r$ （不排）。如前所述， u_0 为洞壁处水压， u_r 为全水压^[14]。

从前面推导出的公式可以发现，要计算弹塑性区的应力，塑性区半径的求解是关键，要绘出围岩特性曲线，除了求取塑性区半径外，还要求得松弛区半径，而这两个方程都是超越方程，求解非常复杂。本文利用 Mathematica 软件进行塑性区半径和松弛区半径的计算，并与编写的 Fortran 程序相互调用，求得围岩塑性区、松弛区半径，进而绘出围岩特性曲线。

3.2 计算结果及分析

图 4 为计算所得的不同排水量下围岩特性曲线，其中 P' 代表隧道有效支护力。由图可见，随着隧道排水量的增加， u_0 减小，而围岩特性曲线向右移动，说明围岩发生同等的位移所需的有效支护阻力增大（当然总的支护阻力可能减小）。为了分析围岩与支护的相互作用，本文还绘出了不同排水工况下围岩及支护特性曲线如图 5。由图 4、图 5 可见，不同排水条件下围岩特性曲线不同，支护阻力也不同，排水对围岩应力以及支护体系受力的影响是不

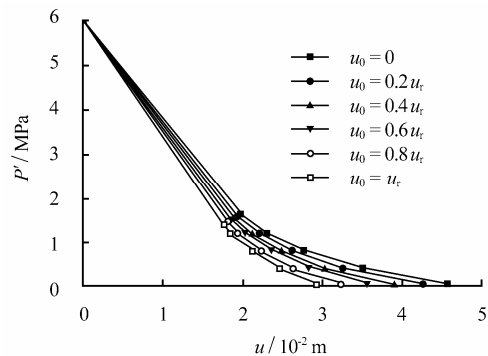


图 4 不同排水工况下围岩特性曲线
Fig.4 Ground reaction curves with controlled drainage

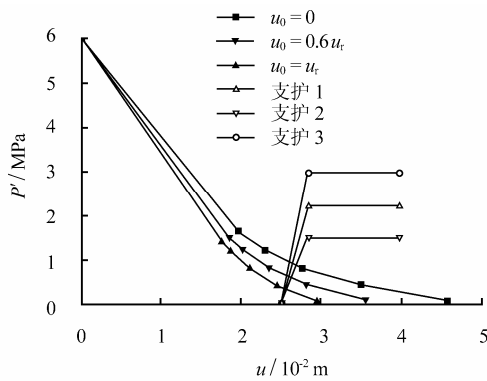


图 5 不同排水工况下围岩及支护特性曲线

Fig.5 Ground and support reaction curves with controlled drainage

容忽视的。由此可见，传统衬砌结构设计时完全不考虑水的作用的计算方法有待改进。

4 结 论

(1) 根据弹塑性理论和渗流力学推导了在 $\lambda = 1$ 时渗流-应力联合作用下围岩处于弹塑性状态时的塑性区半径以及弹、塑性区内的有效应力、位移、最小围岩压力。依据本文的理论分析可以较为方便、直观地分析不同排水方式下围岩的力学特性，分析围岩和支护之间的相互作用。

(2) 通过对给定隧道的分析得出不同排水条件下围岩特性曲线不同，支护阻力也不同，隧道排水对围岩应力以及支护体系受力的影响是不容忽视的，传统衬砌结构设计时完全不考虑水的作用的计算方法有待改进。

参 考 文 献

- [1] 王建宇. 对隧道工程技术问题的质疑[J]. 现代隧道技术, 2002, 39(增刊): 11—17.
WANG Jian-yu. Oppugn on problems about tunnelling technology[J]. *Modern Tunnelling Technology*, 2002, 39(Supp.): 11—17.
- [2] 张祉道. 隧道涌水量及水压计算公式半理论推导及防水应用建议[J]. 现代隧道技术, 2006, 43(1): 1—7.
ZHANG Zhi-dao. Semi-theoretical derivation for the formulas of water inflow and water pressure acting on a tunnel and their application to the waterproofing and drainage of tunnels[J]. *Modern Tunnelling Technology*, 2006, 43(1): 1—7.
- [3] 王秀英, 王梦恕, 张弥. 山岭隧道堵水限排衬砌外水压力研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(1): 125—127.
WANG Xiu-ying, WANG Meng-shu, ZHANG Mi. Research on regulating water pressure acting on mountain tunnels by block ground water and limiting discharge[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, 27(1): 125—127.
- [4] 吉小明, 白世伟, 杨春和. 岩体地下流固耦合理论的研究综述[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(增 1): 846—849.
JI Xiao-ming, BAI Shi-wei, YANG Chun-he. Review on the research of coupled solid and fluid flow in underground rock mass[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2001, 20(Supp.1): 846—849.
- [5] 张有天. 隧洞水荷载的静力计算[J]. 水利学报, 1980, 11(2): 52—62.
ZHANG You-tian. Static calculation of water load on tunnels[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1980, 11(2): 52—62.
- [6] LEE IN-MO, NAM SEOK-WOO. The study of seepage forces acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2001, 16(1): 31—40.
- [7] 谢贻权, 林钟祥, 丁皓江. 弹性力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1988.
- [8] 徐芝纶. 弹性力学(第二版)[M]. 北京: 高等教育出版社, 1982.
- [9] 刘成宇. 土力学[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1990.
- [10] 王秀英, 王梦恕, 张弥. 计算隧道排水量及衬砌外水压力的一种简化方法[J]. 北方交通大学学报, 2005, 29(1): 8—10.
WANG Xiu-ying, WANG Meng-shu, ZHANG Mi. One simple method to calculate tunnel discharge and external water pressure on lining[J]. *Journal of Beijing Jiaotong University*, 2005, 29(1): 8—10.
- [11] 关宝树. 隧道力学概论[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1993.
- [12] 徐干成, 白洪才, 郑颖人, 等. 地下工程支护结构[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [13] 靖洪文, 李元海, 许国安. 深埋巷道围岩稳定性分析与控制技术研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(6): 877—880.
JING Hong-wen, LI Yuan-hai, XU Guo-an. Analysis of surrounding rock stability of deeply buried roadways and study on its control techniques[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, 26(6): 877—880.
- [14] 王秀英. 岩溶隧道堵水限排衬砌外水压力及结构设计研究[博士学位论文 D]. 北京: 北京交通大学, 2005.
- [15] 张素敏, 宋玉香, 朱永全. 隧道围岩特性曲线数值模拟与分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(3): 455—458.
ZHANG Su-min, SONG Yu-xiang, ZHU Yong-quan. Numerical simulation and analysis of ground reaction curve[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(3): 455—458.