

DOI: 10.11779/CJGE201411005

基于收敛-约束原理的地下结构稳定性分析

苏永华, 刘少峰, 王凯旋, 梁斌

(湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要: 基于 Hoek-Brown 岩体失效准则, 根据开挖空间围岩变形压力与收敛的关系, 导出了圆形隧道围岩荷载计算公式, 然后利用隧道非规则断面等价圆算法, 将其拓展成任意断面隧道围岩荷载确定方法。在分别建立起锚杆、喷射混凝土及钢拱架等支护单元特征函数的基础上, 基于并联模型导出了锚喷组合支护结构刚度、抗力计算公式。根据开挖面的空间效应建议了支护特征曲线起点确定方法。利用上述成果, 结合收敛-约束原理构建了支护结构稳定性系数计算方法, 克服了基于岩体分级类比的地下结构支护设计方法不能定量评价其安全程度的缺陷。通过案例分析, 示范了所构建方法的操作和运行过程, 并初步验证了其有效性。

关键词: Hoek-Brown 准则; 地层特征曲线; 支护特征曲线; 收敛-约束原理; 稳定性系数

中图分类号: TU91; U451.4 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)11-2002-08

作者简介: 苏永华(1966-), 男, 湖南涟源人, 博士, 教授, 主要从事岩土与地下工程方面的研究。E-mail: yong_su1965@126.com。

Stability analysis of underground structures based on convergence-confinement method

SU Yong-hua, LIU Shao-feng, WANG Kai-xuan, LIANG Bin

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: According to the relationship between deformation pressure and convergence of surrounding rock of excavation space, a formula for load of the surrounding rock for a circular cross section tunnel is deduced based on the Hoek-Brown failure criteria. Then it is extended to non-circular cross section tunnels using the equivalent circle method for tunnels. The formulae for the stiffness and resistance of composite supporting structures, which are composed of shotcrete, bolt and steel arch, are constructed based on the parallel model after the characteristic function for the supporting units (anchor, etc.) is deduced. A method to determine the starting point of the curve of the supporting structures is suggested according to the space effect of the tunnel surface. Based on the above-mentioned results, an approach for stability coefficient of the supporting structures is established considering the convergence-confinement method. The approach overcomes the defect that the empirical design method for the supporting structures based on rock mass classification cannot quantitatively evaluate safety degree of the supporting structures. Finally, the operation process of the proposed method is demonstrated through analysis of a case history and its validity is tested and verified preliminarily.

Key words: Hoek-Brown criterion; ground reaction curve; support characteristic curve; convergence-confinement method; stability coefficient

0 引言

地下空间是通过移除地层中部分密实岩体而成。该部分岩体在移除前与整个地层为一整体, 它一方面赋存于原始应力场中, 本身受到原始平衡应力场的作用; 另一方面, 又对周边岩体起到支撑作用, 相当于周边岩体的支护体。将其移除形成空洞后, 相当于撤除空间周边岩体的支撑使其失去平衡, 导致围岩中原始应力场自动调整和重分布形成次生应力场。在次生应力场发展过程中, 周边岩体将向空洞方向变形, 为

了保护空洞的形状、断面及安全使用, 就需要构筑围岩的支护结构。因此, 地下结构是为抵挡围岩中存在的次生应力而构筑的, 即地下结构的荷载源于围岩中的次生应力。地下结构力学, 岩石力学及地质力学的研究结论证明, 次生应力的大小不但决定于原始应力、围岩的力学响应规则、物理力学参数、变形程度及开

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378195, 51078136); 湖南省交通科技项目(201224)

收稿日期: 2014-03-04

挖面的空间效应, 同时也受到支护系统力学特性、支护系统构筑时间等多种因素的影响^[1-3]。所以在力学环境上, 为保护地下空间而修建的支护结构与地面结构相比, 存在很大的差异。由于这种差异, 目前各种岩石地下工程规范, 如《公路隧道设计规范》^[4]、《铁路隧道设计规范》^[5]、《水工隧洞设计规范》^[6]、《锚杆喷射混凝土支护技术规范》^[7]等, 均制订以围岩分级经验类比为主、再辅以数值分析的确定支护结构设计方法, 却没有进一步的对支护结构整体进行稳定性定量分析的方法及评价指标。这一点令地下结构设计者感到困惑, 有时被认为是岩体地下结构理论不够成熟的标志之一。本文试图弥补这一缺陷, 尝试建立一种针对地下锚喷支护结构的稳定性系数计算方法。为了达成这一目标, 在研究中遵从如下思路: 根据地下工程开挖扰动响应原理, 利用 Hoek-Brown (H-B) 岩体材料失效准则^[8], 基于 Carranza-Torresa 等^[9]导出的地下工程围岩特征函数及曲线; 以喷射混凝土、锚杆及钢拱架等支护单元的力学机理为基础, 通过并联模型, 导出锚喷+钢拱架组合支护结构的特征函数; 基于开挖面对围岩变形控制空间效应经验方程, 确定支护结构特征曲线位置; 基于地层特征曲线和支护结构特征曲线, 利用收敛-约束原理推出支护结构稳定性系数计算方法。通过某工程案例的分析, 示范该方法的实现过程及应用并初步验证方法的有效性。

1 地下工程围岩变形响应函数及参数估算

1.1 围岩响应特征函数

围岩对开挖的响应决定于地层赋存环境、岩体材料性质及其相应的力学响应规则等多种因素。工程实际和理论研究业已发现: 由于岩体的复杂性, 地下工程围岩在加、卸载过程中可能表现出弹性、弹塑性及黏弹性等多种响应形态, 相应地在分析中可采用弹性、弹塑性及黏弹性等模型。但在工程开挖条件下, 对于围岩的响应需要掌握的是其宏观力学行为, 即围岩荷载与其变形的关系, 也就是在地下工程中的所谓地层响应特征函数(曲线)。目前对于地层响应特征描述研究成果, 大体上可以分成 4 类: 基于弹性理论的线性关系函数(曲线)、基于弹性等效折减的 Dugan-Fama 函数(曲线)、基于 Mohr-Coulomb (M-C) 线性失效准则的经典弹塑性函数(曲线)和基于 H-B 经验非线性失效准则的相关函数(曲线)。

各类特征函数曲线均源自相应前提与工程实践资料, 其适用性也受到一定的制约。由 Hoek、Brown 等学者基于固体力学和岩石工程实践发展的 H-B^[10-12]

失效准则, 在 20 世纪 80 年代初刚提出时, 主要适用于完整岩石及严重节理裂隙化似连续岩体。此后 30 多年来, Hoek 及大批学者对 H-B 准则进行了持续不懈的推进, 特别是成功研制了岩体的地质强度指标描述系统和岩体的地质强度指标(geological strength index, GSI)取值图表后, 除了存在显著优势结构面不能整体近似等效为连续岩体外, H-B 准则发展成为一种在岩石工程中比较普遍适用的准则。在本文中关于隧道围岩失效采用该准则, 相应地围岩响应分析选用由 Carranza-Torresa 等^[9]基于 H-B 准则建立的地层特征函数。

设地层岩体的 H-B 常数为 m_s 和 s , 岩体变形模量、剪切模量和泊松比分别为 E_{cm} , G_m 和 ν 。完整岩块的单轴抗压强度为 σ_{ci} , H-B 常数为 m_i , 地层远场应力为 σ_0 。在开挖半径为 R 的圆形隧道周边, 支护结构提供的均匀径向支护力为 p_i , 开挖后围岩周边不出现塑性破裂的最低临界支护抗力为 p_i^{cr} 。则相应于围岩远场应力 σ_0 及最低临界支护力 p_i^{cr} 的无量纲化应力系数 S_0 和 P_i^{cr} 分别为

$$S_0 = \sigma_0 / (m_s \sigma_{ci}) + s / m_s^2 , \quad (1)$$

$$P_i^{cr} = \left(1 - \sqrt{1 + 16S_0} \right)^2 / 16 , \quad (2)$$

p_i^{cr} 按下式确定:

$$p_i^{cr} = P_i^{cr} m_s \sigma_{ci} - s \sigma_{ci} / m_s . \quad (3)$$

当 p_i 大于 p_i^{cr} 时, 显然围岩处于弹性状态, 隧道周边 $r=R$ 处的弹性位移 u_r^{el} 为

$$u_r^{el} = (\sigma_0 - p_i) R / (2G_m) , \quad (4)$$

式中 G_m 为岩体剪切模量, 按下式计算:

$$G_m = E_{cm} / [2(1+\nu)] . \quad (5)$$

当 p_i 小于 p_i^{cr} 时, 部分围岩进入塑性状态, 出现塑性区域, 其半径 R_{pl} 为

$$R_{pl} = R \exp \left[2 \left(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i} \right) \right] , \quad (6)$$

式中, P_i 为径向均匀支护力 p_i 的无量纲化应力系数, 按下式计算:

$$P_i = p_i / (m_s \sigma_{ci}) + s / m_s^2 . \quad (7)$$

根据 Carranza-Torresa 等^[8]思路, 可得到隧道周边的塑性变形 u_r^{pl} 方程为

$$\begin{aligned} \frac{u_r^{pl}}{R} \frac{G_m}{\sigma_0 - p_i^{cr}} &= \frac{1 - 2\nu}{\sqrt{1 + 16S_0} - 1} \left[\ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) \right]^2 + \\ &\quad \nu \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^2 - (2\nu - 1) \left[2 \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) + 1 \right] . \end{aligned} \quad (8)$$

式(8)即为当确定了地层力学参数及地应力场后, 在支护结构提供的实际支护力 p_i 小于临界支护力 p_i^{cr} 的情况下, 隧道周边位移 u_r^{pl} 与支护力 p_i (荷载) 的解

析关系,也就是基于 H-B 失效准则建立的地层特征函数(方程),其相应的以 $u_r^{\text{pl}} - p_i$ 关系曲线称为地层特征曲线。

根据地层特征曲线,当 $p_i = 0$ 时,可以得到无支撑条件下的隧道周边最大变形 u_r^{\max} 。

1.2 围岩 H-B 常数及变形参数

在方程(8)中,隧道开挖半径 R 、泊松比 ν 、剪切变形模量 G_m 、原岩岩块单轴抗压强度 σ_{ci} 、远场应力 σ_0 、岩体 H-B 常数 m_s 和 s 表征了隧道几何特征及其所在地层的天然条件,将这些参数称为工程原始参数。除了这些原始参数外,另导出参数 S_0 , P_i^{cr} , p_i^{cr} , 以及当 $p_i=0$ 时相应的塑性区半径 $R_{\text{pl},\max}$ 及周边塑性变形 u_r^{\max} 。它们决定了地层特征曲线形状。为了区分,在本项研究中把它们称为地层特征函数(曲线)的特征参数。

按照 H-B^[13]准则,岩体的 H-B 常数 m_s , s 分别按下式计算:

$$m_s = m_i \exp \left[(GSI - 100) / (28 - 14D) \right], \quad (9)$$

$$s = \exp \left[(GSI - 100) / (9 - 3D) \right]. \quad (10)$$

式中 D 为爆破及应力释放对围岩的扰动程度参数; m_i 为岩块的 H-B 常数,可以从 Hoek 给出的参数表格中获得。GSI 为岩体的地质强度指标,最初 Hoek 按照 Bieniawski 在 1976 年提出的 rock mass rating(RMR) 分类系统所用的指标 RMR 计算方法确定 GSI,即将 RMR 的岩块单轴强度、RQD、间距和结构面条件分值,并将地下水权值赋 10 分,这 5 项分值之和为 GSI 的取值。在应用中 Hoek 发现这种处理方法有很多缺陷,2000 年 Marinos 等在建立岩体裂隙和嵌合特征的岩体地质强度指标分类体系基础上,创立了岩体 GSI 的全新确定方法。通过十多年发努力,Hoek 等人总结推出了齐全的关于各类岩体 GSI 值分布图表。对于式(8)中岩体的变形参数 E_{cm} ,Hoek^[14]建立了如下计算公式:

$$E_{cm} = E_i \left\{ 0.02 + 1 / \left[1 + \exp \left(\frac{60 - GSI}{11} \right) \right] \right\}, \quad (11)$$

式中, E_i 为岩块的弹性模量。

1.3 非圆断面的等价圆计算

式(8)展示的地层特征函数(方程)是基于圆形断面隧道建立的。在很多情况下,地下工程开挖断面都是非圆形的,因此采用式(8)就存在很大的局限性。目前通常采用的处理方法是将非圆形断面按某种等价标准换算为代理圆形断面,有时将这种等代称为非规则断面形状的规范化。等代方法从原理上目前大体可分为力学等代和面积等代两类。有关文献^[15-16]总结规

范化的 4 种计算方法。对于高度,跨度分别为 h 与 b 的马蹄形断面(如图 1(a)所示),有关文献^[8-9, 15-16]通过分析对比,其等价圆半径 R 取高度和跨度之和的四分之一(式(12a)),围岩中的变形、应力、应变分布与实测结果及数值模拟分析结果非常接近。由于公式(12a)的计算结果具有较大的适应性和准确性,所以在本文的计算中被采用。另外 3 类计算方法:取外接圆半径(如图 1(b)所示),其公式为式(12b);取最大半径与最小半径之和之半(如图 1(c)所示),其确定公式为式(12c);取圆拱半径(如图 1(d)所示),其确定公式为式(12d)。

$$R = (h + b) / 4, \quad (12a)$$

$$R_0 = \sqrt{h^2 + (b/2)^2} / 2 \cos[\arctan(2h/b)], \quad (12b)$$

$$R_0 = (a_1 + a_2) / 2, \quad (12c)$$

$$R_0 = b / 2 \sin(\alpha/2), \quad (12d)$$

式中,各式符号意义分别相应如图 1 所示。

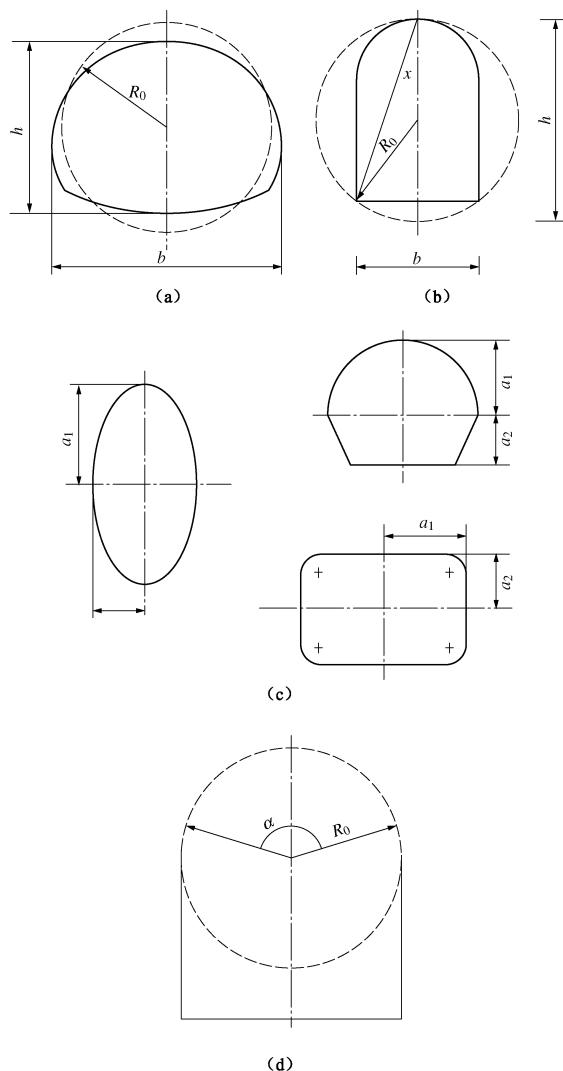


图 1 等价圆半径计算简图

Fig. 1 Simplified calculation of equivalent circle radius

2 地下组合支护结构特征方程

2.1 支护单元特征方程

目前, 锚杆、喷射混凝土及钢拱架等构成的组合支护是岩石地下工程中最常见的形式。因此, 作为支护形式的代表, 下面推演出喷射混凝土、锚杆及钢拱架组合支护结构特征方程。

假设钢拱架与围岩密贴, 按照Hoek等^[17]、Oreste^[18], 钢拱架的刚度 k_{set} 为

$$k_{\text{set}} = A_{\text{set}} E_{\text{st}} / \left[d(R - h_{\text{set}}/2)^2 \right] ; \quad (13)$$

钢拱架极限承载能力 $p_{\max,\text{set}}$ 为

$$p_{\max,\text{set}} = A_{\text{set}} \sigma_{\text{st,y}} / \left[d(R - h_{\text{set}}/2) \right] ; \quad (14)$$

钢拱架径向位移 u_{set} 及其承受的支护压力 p_{set} 之间的函数关系, 即支护特征方程为

$$p_{\text{set}} = k_{\text{set}} u_{\text{set}} \quad (0 \leq p_{\text{set}} < p_{\max,\text{set}}) . \quad (15)$$

式中 A_{set} 为钢拱架横截面面积; E_{st} 为钢的弹性模量; d 为钢拱架沿隧道轴向间距; R 为隧道开挖半径; h_{set} 为钢拱架横截面高度; $\sigma_{\text{st,y}}$ 的钢的屈服强度; u_{set} 为钢拱架的径向位移。

对于锚杆, Hoek 等^[17]导出其刚度 k_{bolt} 为

$$k_{\text{bolt}} = \pi D_{\text{bolt}}^2 E_{\text{bolt}} / \left[S_t S_l (4L_{\text{bolt}} + Q_{\text{bolt}} \pi D_{\text{bolt}}^2 E_{\text{bolt}}) \right] , \quad (16)$$

式中, Q_{bolt} 为锚固端和锚固头的荷载-变形常数, E_{bolt} 为锚杆弹性模量, D_{bolt} 为锚杆直径, L_{bolt} 为锚杆长度, S_t , S_l 分别为锚杆的环向间距和纵向间距。

锚杆极限承载能力 $p_{\max,\text{bolt}}$ 为

$$p_{\max,\text{bolt}} = T_{\text{bf}} / (S_t S_l) , \quad (17)$$

式中, T_{bf} 为锚杆抗拔试验中最终破坏荷载。

锚杆拉伸变形 u_{bolt} 及其承受的支护力 p_{bolt} 之间的函数关系, 即支护特征方程为

$$p_{\text{bolt}} = k_{\text{bolt}} u_{\text{bolt}} \quad (0 \leq p_{\text{bolt}} < p_{\max,\text{bolt}}) . \quad (18)$$

对于喷射混凝土, 当其厚度大于4%的断面半径时, 可假设其为一弹性厚壁筒(否则可按薄壁筒处理)。

按弹性厚壁筒原理, 则可导出其刚度 k_{shot} 为

$$k_{\text{shot}} = \frac{E_{\text{con}}}{1+\nu_{\text{con}}} \cdot \frac{R^2 - (R - t_{\text{shot}})^2}{R \left[(1-2\nu_{\text{con}}) R^2 + (R - t_{\text{shot}})^2 \right]} , \quad (19)$$

喷射混凝土极限承载能力 $p_{\max,\text{shot}}$ 为

$$p_{\max,\text{shot}} = \frac{\sigma_{\text{con}}}{2} \left[1 - \frac{(R - t_{\text{shot}})^2}{R^2} \right] , \quad (20)$$

则喷射混凝土衬砌的支护特征函数为

$$p_{\text{shot}} = k_{\text{shot}} u_{\text{shot}} \quad (0 < p_{\text{shot}} < p_{\max,\text{shot}}) , \quad (21)$$

式中, E_{con} , ν_{con} , t_{shot} , σ_{con} , p_{shot} , u_{shot} 分别为喷射混凝土弹性模量、泊松比、厚度及单轴压缩强度、

径向支护压力以及变形。

2.2 组合支护结构特征方程

组合支护结构作为一个整体承受围岩压力, 维护洞室稳定。结构的稳定必须是其中各个支护单元没有破坏。地下结构破坏主要在于围岩的变形超过极限变形。作为工程分析方法, 不但要求方法简单实用, 还要具有足够的安全性。所以将组合结构看成由各支护单元组成的并联体系, 根据Carranza-Torresa等^[8]的经验, 其总刚度 k_{com} 近似等于各支护单元的刚度 k_i 之和, 则喷射混凝土+锚杆+钢拱架组合式支护结构的总刚度 k_{com} 为

$$k_{\text{com}} = \sum_{i=1}^n k_i = k_{\text{set}} + k_{\text{bolt}} + k_{\text{shot}} . \quad (22)$$

按照并联原理, 组合支护结构变形与各支护单元变形相等。设组合式支护结构的变形为 u_{com} , 则其支护抗力 p_{com} 与其变形的关系, 即特征函数为

$$p_{\text{com}} = k_{\text{com}} u_{\text{com}} . \quad (23)$$

喷射混凝土、锚杆及钢拱架允许极限变形 $u_{\text{shot,lim}}$, $u_{\text{bolt,lim}}$ 和 $u_{\text{set,lim}}$ 分别为

$$u_{\text{shot,lim}} = p_{\max,\text{shot}} / k_{\text{shot}} , \quad (24)$$

$$u_{\text{bolt,lim}} = p_{\max,\text{bolt}} / k_{\text{bolt}} , \quad (25)$$

$$u_{\text{set,lim}} = p_{\max,\text{set}} / k_{\text{set}} . \quad (26)$$

按照并联结构整体稳定判定原则, 组合支护结构允许变形由各个支护单元中允许变形中最小的支护单元决定。设组合支护结构变形量为 $u_{\text{com,lim}}$:

$$u_{\text{com,lim}} = \min \{ u_{\text{shot,lim}}, u_{\text{bolt,lim}}, u_{\text{set,lim}} \} , \quad (27)$$

则组合支护结构极限承载能力 $p_{\text{com,lim}}$ 为

$$p_{\text{com,lim}} = k_{\text{com}} u_{\text{com,lim}} . \quad (28)$$

3 开挖面空间效应

收敛-约束方法是基于围岩与支护相互作用理论, (如图 2 所示), 牵涉到地层特征函数(曲线)、支护结构特征函数(曲线)及掘进面对变形的控制作用(空间效应) 3 个关键因素。地层特征函数和支护结构特征函数在前面已经讨论, 空间效应在如图 2 所示的收敛-约束图中显示为支护结构特征曲线的起点 B, 即支护结构安装承载开始时地层围岩已经产生的变形 u_0 , 决定于支护结构开始承载时离开挖面的距离。如果在空间开挖后不进行支护, 当隧道支护结构抗力 $p_i=0$ 时, 由地层特征曲线公式(8)可以推算围岩自由变形的最大位移为 u_r^{\max} (不考虑围岩质量恶化)。对于 u_0 , 即 B 点的确定, 一直是地下工程中的难点之一。许多研究者根据实测资料提出了许多经验公式。本文

课题组利用实测数据, 综合验分析了目前有关文献提出的公式, 得出由 Hoek 等^[8]、Carranza-Torresa 等^[9]、Panet 等^[11]研究者拟合的式(29)具有较好的准确性:

$$u_0 = u_r^{\max} \left\{ 1 + \exp[-l/(1.1R)] \right\}^{-1.7}, \quad (29)$$

式中, l 为开挖后未安装支护结构隧道段离开挖面的距离, 其他符号意义同前。

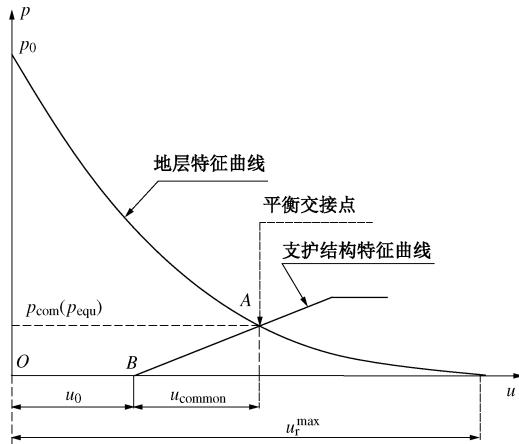


图 2 围岩与支护结构收敛-约束关系示意图

Fig. 2 Relationship between convergence and confinement of surrounding rock and supporting structures

在收敛-约束图中支护结构特征曲线起点 B 为 $(u_0, 0)$, 相应地组合支护结构特征曲线方程形式为

$$p_{\text{com}} = k_{\text{com}}(u_r^{\text{pl}} - u_0) \quad (30)$$

4 结构稳定性系数计算

根据稳定性系数的普遍定义, 安全系数为结构抗力与荷载之比。由地下结构力学地层围岩与支护结构相互作用变形协调原理知, 当地层围岩次生应力与支护结构产生的抗力相等达到平衡, 围岩与支护结构处于稳定状态(如图 2 中 A 点所示)。此时, 围岩压力 p_{com} , 也就是组合结构所承受的荷载 p_{equ} (具体实现程序见实例分析)。由式(28)已经确定了支护结构的极限承载能力 $p_{\text{com,lim}}$ 。则支护结构的安全盈余 Δp_{com} 及稳定性系数 F_s 分别为

$$\Delta p_{\text{com}} = p_{\text{com,lim}} - p_{\text{equ}} \quad (31)$$

$$F_s = p_{\text{com,lim}} / p_{\text{equ}} \quad (32)$$

另外, 由式(8)、(30)联立成方程组, 亦可解出 p_{equ} , 然后按式(32)计算稳定性系数 F_s 。

5 案例分析

湖南湘西某公路越岭隧道全长约 3400 m, 隧道轴向为南北方向。开挖断面为马蹄形, 开挖高度为 8.6 m, 最大跨度为 11.6 m。按照式(12a), 其等价圆半径为

5.05 m, 最大覆盖层厚度为 700 m 左右。按隧道洞身地质环境特征, 可分为南北两段。根据支护设计, 采用喷锚或喷锚+钢架作为主要承载结构, 外加素混凝土衬砌作为防护和安全储备。现利用本文提出的稳定性分析方法及稳定性系数计算方法, 对支护结构的稳定性状况分析, 并与实际情况进行对。

5.1 隧道北段支护结构稳定性系数

根据勘探、试验室试验及现场测试与监控, 北段主要为粗砂质、结构致密的厚至中厚层状页岩, 层间胶结强度大, 干燥无水, 地质条件简单。通过室内试验, 岩块单轴抗压强度 $\sigma_{ci}=27.204$ MPa; 弹性模量 $E_i=28$ GPa; 泊松比 $\nu=0.29$; 密度 $\rho=26.8$ t/m³。在现场工程地质调查的基础上, 根据工程地质强度描述系统及其相应图表^[19-20], H-B 常数 $m_i=10$; 岩体地质强度指标 $GSI=52$ 。据监控资料反算推测, 原位应力场 σ_0 近似为静水应力场, 其平均值约为 $\sigma_1 \approx \sigma_2 \approx \sigma_3 \approx 5.402$ MPa。

按照 1989 年 Bieniawski 提出的 RMR 隧道围岩分类, 该段围岩的 RMR 值为 55, 属于质量良好的围岩; 根据 Barton 等提出的 Tunneling Quality Index (Q) 方法, 围岩 Q 值为 10.74, 属于质量好的围岩。

综合基于 RMR 法和 Q 法提供的支护方案, 该段采用锚喷支护结构。各支护单元材料参数为: 系统锚杆环向平均间距为 2.0 m, 沿隧道轴向间距为 1 m, 平均长度为 3.0 m, 挂金属网, 喷射混凝土厚度 5 cm。锚杆弹性 $E_{\text{bolt}}=210 \times 10^3$ MPa, 直径 $D_{\text{bolt}}=22$ cm, 极限荷载 $T_{bf}=0.196$ MN, 锚固端和锚固头的荷载-变形常数 $Q_{\text{bolt}}=0.042$ m/MN; 喷射混凝土弹性模量 $E_{\text{con}}=29.5$ GPa, 弯曲抗压强度 $\sigma_{\text{con}}=24.2$ MPa, 泊松比 $\nu_{\text{con}}=0.15$ 。

根据式(9)~(11)、(5), 岩体 H-B 常数 $m_s=1.8009$, $s=0.0043$; 岩体变形模量 $E_{cm}=10.503$ GPa, 剪切模量 $G_m=4.071$ GPa; 地层曲线特征参数 $S_0=0.10755$, $P_i^{cr}=0.02636$, $p_i^{cr}=1.2266$ MPa, $R_{pl,max}=6.497$ m, $u_r^{\max}=4.36$ mm。相应地层特征曲线如图 3 所示。

按照新奥法组织施工, 采用光面爆破破岩, 由于岩层为厚至中厚层状结构, 爆破效果良好。隧道开挖后立即进行锚喷支护进行封闭, 防止风化和围岩质量恶化, 同时改善围岩表面应力状况。因此, 式(29)中 $l \approx 0$, 可相应求得 $u_0=1.34$ mm。

根据式(13)~(21), 锚杆刚度 $k_{\text{bolt}}=6.2841$ MPa/m, 极限承载能力 $p_{\text{lim,bolt}}=0.098$ MPa, 极限变形 $u_{\text{lim,bolt}}=15.595$ mm; 喷射混凝土刚度 $k_{\text{shot}}=59.5663$ MPa/m, 极限承载能力 $p_{\text{lim,shot}}=0.2384$ MPa, 极限变形 $u_{\text{lim,shot}}=4.003$ mm。则喷射混凝土+锚杆组成的组合式

支护结构的联合刚度 $k_{\text{com}} = 65.8504 \text{ MPa/m}$, 允许极限变形 $u_{\text{com,lim}} = 4.003 \text{ mm}$, 极限抗力 $p_{\text{com,lim}} = 0.263 \text{ MPa}$, 支护结构特征曲线起点 $u_0 = 1.34 \text{ mm}$, 相应支护结构特征曲线如图3所示。

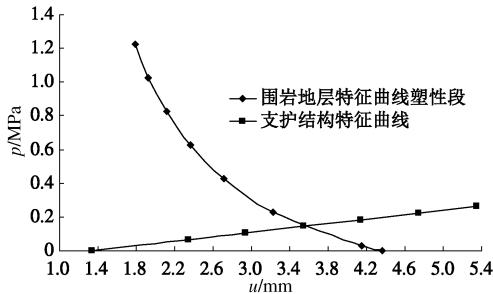


图3 隧道北段收敛-约束平衡点局部图

Fig. 3 Convergence-confinement curves for north tunnel

根据地层特征曲线与支护结构特征曲线, 可绘制收敛-约束如图3所示。根据收敛-约束原理图, 可得到支护结构 $p_{\text{equ}} = 0.145 \text{ MPa}$, 按式(32)得到结构稳定性系数 $F_s = 1.814$ 。

5.2 隧道南段支护结构稳定性系数

南段岩层岩性主要是泥质细砂岩, 岩层节理裂隙发育, 岩层中涌水量大, 每小时涌水量达 20 m^3 。该段围岩的RMR值为39, 属于质量差的围岩; 围岩 Q 值为0.78, 属于质量很差的围岩。综合RMR及 Q 方法支护方案, 采用锚杆+喷射混凝土+钢拱架支护, 锚杆、喷射混凝土材料力学性质同北段。钢拱架弹性模量 $E_{\text{st}} = 210 \times 10^3 \text{ MPa}$, 横截面积 $A_{\text{set}} = 3.55781 \times 10^{-3} \text{ m}^2$, 横截面高度 $h_{\text{set}} = 0.20 \text{ m}$, 屈服强度 $\sigma_{\text{st,y}} = 268 \text{ MPa}$ 。计算得到其刚度 $k_{\text{set}} = 20.3282 \text{ MPa/m}$, 极限承载能力 $p_{\text{lim, set}} = 0.12842 \text{ MPa}$, 极限变形 $u_{\text{lim, set}} = 6.317 \text{ mm}$ 。

通过室内试验, 得到岩块单轴抗压强度 $\sigma_{\text{ci}} = 48.02 \text{ MPa}$; 弹性模量 $E_i = 30 \text{ GPa}$; 泊松比 $\nu = 0.3$; 密度 $\rho = 27.1 \text{ t/m}^3$ 。在现场工程地质调查的基础上, 根据工程地质强度描述系统及其相应图表^[19-20], H-B常数 $m_i = 10$; 岩体地质强度指标 $GSI = 48$; 据监控资料反算推测, 原位应力场 σ_0 近似为静水应力场, $\sigma_1 \approx \sigma_2 \approx \sigma_3 \approx 5.024 \text{ MPa}$ 。爆破效果差, 施工对围岩的扰动系数 $D = 1$ 。

类似北段: 岩体H-B常数 $m_s = 0.2437$, $s = 1.7223 \times 10^{-4}$; 岩体变形模量 $E_{\text{cm}} = 8.143 \text{ GPa}$, 剪切模量 $G_m = 3.132 \text{ GPa}$; 地层曲线特征参数 $S_0 = 0.43221$, $P_i^{\text{cr}} = 0.20553$, $p_i^{\text{cr}} = 2.37130 \text{ MPa}$, $R_{\text{pl, max}} = 11.228 \text{ m}$, $u_r^{\text{max}} = 13.149 \text{ mm}$, $u_0 = 4.047 \text{ mm}$ 。喷射混凝土+锚杆+钢拱架组合结构刚度 $k_{\text{com}} = 86.1786 \text{ MPa/m}$, 允许极限变形 $u_{\text{com,lim}} = 4.003 \text{ mm}$, 极限承载能力 $p_{\text{com,lim}} = 0.345$

MPa, 支护结构特征曲线起点 $u_0 = 4.047 \text{ mm}$, 相应支护结构特征曲线如图4所示。

根据收敛-约束图4, 支护结构与围岩达到平衡时, 支护结构承受的荷载为 $p_{\text{equ}} = 0.319 \text{ MPa}$, 按式(32)得到的支护结构稳定性系数 $F_s = 1.081$ 。

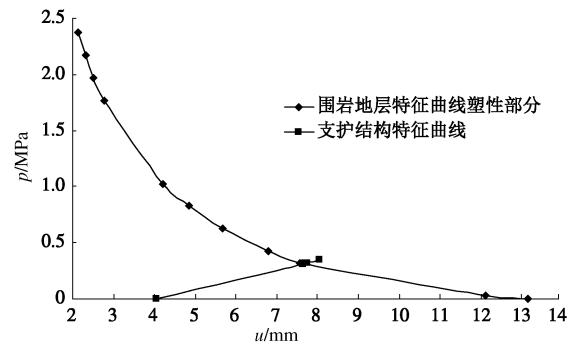


图4 隧道南段收敛-约束平衡点局部图

Fig. 4 Convergence-confinement curves for south tunnel

5.3 隧道支护结构稳定状况

该隧道在2006年底至2007年初开工建设, 于2009年底至2010年初建成通车。根据隧道业主及运营管理部的监控和观测, 对于北段, 隧道自通车至今, 作为喷锚支护封闭及安全储备的素混凝土衬砌没有变形和裂纹, 稳定状况良好。对于南段的某些区域, 在喷锚钢架外面的防护型素混凝土衬砌浇筑不久后即出现环向裂纹。当时认为是混凝土本身收缩所致, 并按照这一认识采取措施: 对出现裂纹的部位进行抽槽, 然后用以环氧树脂为主要成分的材料进行粘合。但混凝土衬砌上的裂纹一直在不断出现和发展, 逐渐出现宏观裂缝。大约在隧道运营3个月后, 混凝土衬砌结构多处裂纹扩展成断裂, 图5显示南段埋深为240 m, 300 m两处断面混凝土衬砌拱顶的断裂, 同时出现多条沿隧道轴向长达200 m的连续裂缝。支护结构基本被破坏, 业主只得封闭隧道, 重新进行支护。

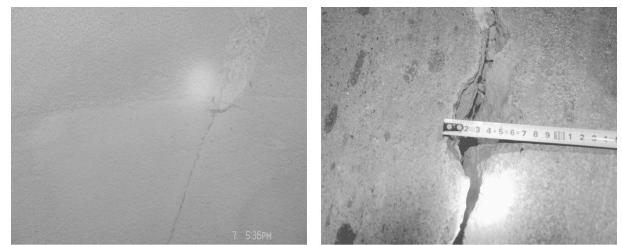


图5 混凝土衬砌轴向裂缝及断裂破坏

Fig. 5 Fracture and damage for concrete lining

由于隧道是线状工程, 沿轴向穿越的岩层性质及其相应的参数, 如原岩应力、岩体力学性质等, 通常具有较大的变异性, 而稳定性系数计算时通常基于均

值。因此,以均值为基础的稳定性系数需要较大的安全储备。目前对于岩质边坡,规范规定的稳定性系数不小于1.3。对于隧道来说,一般其长度大,岩体的变异性比边坡更大,建议稳定性系数不能小于1.5,即边坡的安全余量为30%,而隧道结构安全余量50%为宜。

对于隧道南段支护结构的稳定性系数为1.081,导致该段隧道部分支护结构破坏,重新支护。而北段稳定性系数为1.814,结构一直是稳定的。初步验证稳定性分析方法准确性基本满足工程要求。

6 结 论

本文研发了一种岩石地下工程支护结构的稳定性分析及其稳定系数计算方法,得到以下5点结论。

(1) 基于H-B岩体失效准则及非圆形断面隧道的等价圆断面半径算法,导出了一种适用任意断面隧道的地层特征函数(曲线)的确定方法。

(2) 基于并联体系原理,导出了喷射混凝土+锚杆+钢拱架的组合支护结构特征函数;然后结合开挖面空间效应,解决了支护结构特征曲线绘制方法。

(3) 利用基于地层特征曲线和支护结构特征曲线的收敛□约束图及其平衡稳定状态判定原则,获得了支护结构荷载确定的图解方法。

(4) 通过某隧道案例分析及对比,展示了方法的实施程序,为其推广应用提供了示范。同时对其有效性进行了初步验证。

(5) 但把组合结构的总体刚度处理为各支护单元刚度之和,在理论上可能是比较粗糙的,需要进一步改进和完善。

参 考 文 献:

- [1] 罗彦斌,陈建勋.软弱围岩隧道锁脚锚杆受力特性及其力学计算模型[J].岩土工程学报,2013,35(8): 1519–1526.
(LUO Yan-bin, CHEN Jian-xun. Mechanical characteristics and mechanical calculation model of tunnel feet-lock bolt in weak surrounding rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(8): 1519 – 1526. (in Chinese))
- [2] 董新平.浅埋大跨度隧道施工中非均衡支护设计的影响分析[J].岩土工程学报,2012,34(6): 1148–1154. (DONG Xin-ping. Effect of unsymmetrical support parameters on construction of large-span tunnel with shallow overburden. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(6): 1148 – 1154. (in Chinese))
- [3] 施成华,雷明锋,彭立敏,等.隧道底部结构受力与变形的现场测试与分析[J].岩土工程学报,2012,34(5): 879–885.
(SHI Cheng-hua, LEI Ming-feng, PENG Li-min, et al. In-situ monitoring and analysis of mechanical characteristics and deformation of bottom structure of tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(5): 879 – 885. (in Chinese))
- [4] JTGD70—2004 公路隧道设计规范[S].2005. (JTGD70—2004 Code for design of road tunnel[S]. 2005. (in Chinese))
- [5] TB10003—2005 铁路隧道设计规范[S].2005. (TB10003—2005 Code for design on tunnel of railway[S]. 2005. (in Chinese))
- [6] SL279—2002 水工隧洞设计规范[S].2003. (SL279—2002 Specification for design of hydraulic tunnel[S]. 2003. (in Chinese))
- [7] GB50086—2001 锚杆喷射混凝土支护技术规范[S].2001. (GB 50086 — 2001 Specifications for bolt-shotcrete support[S]. 2001. (in Chinese))
- [8] HOEK E. The Hoek–Brown failure criterion—a 1988 update[C]// Proc 15th Canadian Rock Mech Symp Toronto, Dept Civil Engineering, University of Toronto, 1988: 31 – 38.
- [9] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek–Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(6): 777 – 809.
- [10] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock masses[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1980, 106(GT9): 1013 – 1035
- [11] 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.
- [12] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. Application of the convergence–confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek–Brown failure criterion[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2000, 15(2): 187 – 213.
- [13] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek–Brown failure criterion–2002 edition[C]// Proceedings of NARMS-TAC, 2002: 267 – 273.
- [14] HOEK E, DIEDERICHS M S. Empirical estimation of rock mass modulus[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43(2): 203 – 215.
- [15] 李世辉.隧道支护设计新论:典型类比分析法应用和理论

- [M]. 北京: 科学出版社, 1999. (LI Shi-hui. A new concept of tunnel support design: Application and theory of precedent type analysis[M]. Beijing: Science Press, 1999. (in Chinese))
- [16] 苏永华, 何满潮, 高 谦. Rosenblueth 方法在软破围岩锚喷支护系统评价中的应用[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(3): 378 - 382. (SU Yong-hua, HE Man-chao, GAO Qian. Application of Rosenblueth method in evaluating stability reliability of anchor-shotcrete net support system for soft-fracture surrounding rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(3): 378 - 382. (in Chinese))
- [17] HOEK E, BROWN E T. Underground excavations in rock[M]. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1980, 527.
- [18] ORESTE P P. Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence-confinement approach[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(4): 347 - 363.
- [19] HOEK E, MARINOS P. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses[J]. Tunnels and Tunnelling International, 2000, 32(11): 45 - 51.
- [20] MARINOS P, HOEK E. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation”[C]// Proc International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, GeoEng2000, Melbourne, 2000: 1422 - 1442.

中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会 (第一号通知)

中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会将于 2015 年 7 月在上海举办。这次会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会主办, 上海交通大学、华东建筑设计研究院有限公司、同济大学、上海市力学学会岩土力学专业委员会、上海市土木工程学会土力学与岩土工程专业委员会等承办。第十二届学术大会的主题是岩土工程安全与创新, 并设有 12 个专题: ①土的基本性质与本构关系; ②岩土工程勘察、测试与评价技术; ③基础工程与地基处理; ④地下工程及深基坑工程; ⑤岩土工程数值仿真与信息化技术; ⑥土动力学与岩土地震工程; ⑦土工构筑物与边坡工程; ⑧环境岩土工程及灾害效应; ⑨岩土工程中的新技术与新材料; ⑩地质灾害及预警与防治; ⑪重大岩土工程实录; ⑫岩土工程机械设备与施工技

术。热忱欢迎岩土工程勘察、设计、研究和施工领域的科技工作者踊跃投稿。应征论文须符合上述征文内容要求且未发表过的。投稿时须向会务组提交全文电子文件, 投稿前请登录学会网站 www.geochina-cces.cn 和大会网站 csmge2015.sjtu.edu.cn, 详细阅读论文投稿说明及要求。

2014 年 8 月 31 日开始接受论文全文投稿; 2014 年 11 月 31 日提交论文全文截止; 2015 年 1 月 31 日通知论文是否录用; 2015 年 2 月 28 日提交修改后论文; 2015 年 3 月 30 日全文移交出版印刷; 2015 年 7 月会议召开。联系人: 陈锦剑, 周香莲, 地址: 上海市闵行区东川路 800 号上海交通大学土木工程系 (200240), E-mail: csmge2015@163.com, 电话: 021-34204833。

(大会组委会 供稿)