

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.0302

考虑基桩嵌岩段侧阻的岩溶区顶板安全厚度计算

赵明华, 朱志仁, 黄明华, 杨超炜, 徐卓君

(湖南大学 岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 为考虑岩溶区基桩嵌岩段侧阻力的影响, 提出了一组确定岩溶区桩端顶板安全厚度的计算方法。考虑顶板的整体承载效应, 结合弹性力学及第一强度理论, 得到了顶板抗弯安全厚度计算式; 考虑嵌岩段桩侧摩阻力对桩顶荷载的分担作用, 结合格里菲斯判据及摩尔判据, 获得了顶板抗冲切和剪切的安全厚度计算公式, 进而运用 ABAQUS 建立了岩溶顶板与基桩整体分析计算模型, 有限元计算结果与理论计算值吻合良好。结合工程实例重点分析了顶板厚跨比对抗弯安全厚度的影响, 顶板岩层厚度对抗冲切、剪切安全厚度的影响以及嵌岩段侧摩阻力系数 α 对顶板安全厚度计算的影响。

关 键 词: 岩溶; 桩基础; 溶洞顶板; 最小安全厚度

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018)11-4201-09

Study on thickness of safety for cave roofs suffered bending failure in karst areas

ZHAO Ming-hua, ZHU Zhi-ren, HUANG Ming-hua, YANG Chao-wei, XU Zhuo-jun

(Geotechnical Engineering Institute of Hunan University, Changsha, Hunan 410082, China)

Abstract: Considering the impact of the shaft friction on rock-socketed section in karst area, a series of methods was developed to determine the safe thickness of cave roof. Firstly, considering the bending stiffness of the entire rock roof, the equation of anti-bending thickness can be acquired by using elastic theory and the first strength theory. Secondly, considering the contribution of the shaft friction for altering the distribution of the load on pile, the Griffith criterion and Mohr criterion were introduced to check computations of the anti-punch-shearing and the anti-shearing capacities of the cave roof respectively. Then, the accuracy and correction of the method verified by ABAQUS, and the integrated analyzing model for the cave roof and the rock-socketed pile is simulated. The calculated result agreed well with the simulation's result. Finally, the effect of the ratio of roof thickness and span on the thickness of the safe roof were investigated, while the effect of the nature roof thickness on anti-punch-shearing and anti-shearing capacities and the effect of coefficient of rock-socketed friction on safe cave roof thickness were analyzed as well.

Keywords: karst; pile foundation; cave roof; bending failure; minimum safe thickness

1 引 言

随着西部大开发战略的实施与推进, 我国高速公路、高速铁路等大规模交通基础设施逐渐向云南、贵州、四川等富含大量岩溶地质的西部山区延伸。在上述区域, 交通基础设施通常借助于大量桥梁工程进行复杂地质地貌的跨越, 此时桥梁桩基础有时不可避免地需要坐落于岩溶顶板之上。岩溶区桥梁桩基础设计的关键是保证溶洞顶板的稳定, 因此有必要开展对岩溶区溶洞顶板承载机制的研究, 以获得溶洞顶板最小安全厚度的计算方法。

针对溶洞顶板承载特性, 国内学者开展了较为广泛与系统的研究: 赵明华等^[1-3]将溶洞顶板视为梁板结构, 提出了考虑顶板抗冲切、剪切和弯拉破坏下顶板安全厚度的计算方法, 并通过分析桩端岩层变形特性, 提出了一系列便于工程应用的计算公式。汪华斌等^[4]在抗弯计算时考虑了顶板上部土体的影响, 分析了 3 种破坏模式下顶板安全厚度的变化情况, 并与数值结果进行比对。在此基础上, 赵明华^[5]和雷勇^[6]等分别通过突变理论和变分原理得到了溶洞顶板抗冲切安全厚度计算表达式。然而上述研究多以梁板结构为主, 只考虑了桩端岩层的承载能力,

收稿日期: 2017-02-24

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 51278187)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51278187).

第一作者简介: 赵明华, 男, 1956 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础及软土地基处理方面研究。E-mail: mhzaohd@21cn.com

却忽略了顶板嵌岩段对其受力变形的影响,这类计算方法虽能在一定程度上满足工程要求,可是偏于保守。为此,在试验上,刘铁雄^[7-9]、张慧乐^[10-11]、张智浩^[12]等分别通过室内试验研究了岩溶顶板与桩基的作用机制以及在嵌岩状态下不同溶洞形态对桩端顶板破坏模式的影响;在理论上,Jiang 等^[13]提出了一种考虑嵌岩段影响的岩溶顶板计算模型,其认为桩端岩层与桩侧岩体变形连续,分析了嵌岩段岩层厚度对顶板抗弯性能的影响,但却并未考虑二者接触面上存在界面本构关系,忽略了嵌岩段桩侧摩阻力对上部荷载的分担作用。

本文基于谢双荃^[14]、梁晋渝^[15]及 Serrano^[16]等对嵌岩段桩侧摩阻力的研究成果对该模型进行改进,考虑嵌岩段桩侧摩阻力的影响,以及桩端岩体与桩侧岩体的相互作用,在满足受力平衡与变形协调的基础上,结合第一理论以及格里菲斯、摩尔判据,推导出岩溶顶板安全厚度的计算方法,并对其影响因素进行分析,以期同类工程提供参考。

2 溶洞顶板模型的确定

2.1 顶板模型的基本假定

针对溶洞顶板及基桩嵌岩段受力情况,基于薄板理论,根据实际情况对顶板进行合理的简化,如图 1 所示,并作如下假定:

(1) 将溶洞顶板视为均质弹性体,顶板半径为 b ,嵌岩桩半径为 a ,顶板岩层厚度为 H ,顶板安全厚度为 h 。

(2) 在抗弯验算中,将岩溶顶板划分为厚度不同的圆形薄板,桩端以下的岩层为板 I,外部圆环形岩层为板 II,二者的抗弯刚度不同;顶板的边界条件为轴对称固支,板 I 顶部受桩端均布荷载 q_0 作用,在径向 $\rho = a$ 处,板 II 内壁受桩侧剪应力 τ 和板 I、II 接触面上剪力 F_{I-II} 作用。由于板 II 内壁相对于顶板跨度而言可视为次要边界,根据圣维南原理,内壁的受力情况可简化为受均布剪应力 F_I 作用(见图 2)。在交界处,板 I 与板 II 应力、变形连续。

(3) 在抗冲切验算中,顶板在桩端荷载作用下将形成锥形冲切体,且冲切面上应力为均匀分布。

(4) 在抗剪切验算中,顶板在桩端荷载作用下将形成圆柱形剪切体,且剪切面上的应力均匀分布。

(5) 不考虑溶洞发展因素的影响,其大小和形状均不随时间及荷载条件的变化而改变,计算中忽略自重、顶板下充填物的顶托作用以及上覆土层的影响。

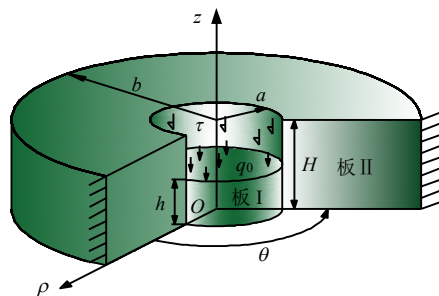


图 1 溶洞顶板抗弯模型

Fig.1 Failure model of cave roof

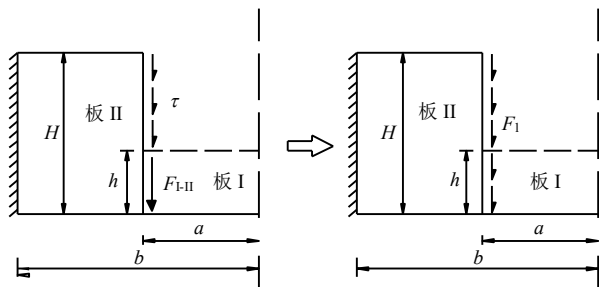


图 2 溶洞内壁剪应力简化图

Fig.2 Simplified diagram of shear stress

2.2 顶板嵌岩段桩侧摩阻力简化方法

考虑最不利荷载情况,桩顶荷载 P 直接传递至嵌岩段^[4],由嵌岩段的桩侧摩阻力和桩端阻力承担,即

$$P = q_0 a^2 \pi + 2a\pi\tau(H-h) \quad (1)$$

根据文献[16],溶洞顶板嵌岩段桩侧极限摩阻力 τ_{ult} 为

$$\tau_{ult} = \alpha \sigma_c^k \quad (2)$$

式中: σ_c 为岩石抗压强度。在多数情况下,指数 k 的取值范围一般在 0.5 左右,建议视岩体岩性情况取 0.5~0.7。系数 α 的取值范围为 0.1~0.8。

当嵌岩深度 $(H-h)=0$ 时,嵌岩段桩侧摩阻力 $\tau=0$,随着嵌岩深度的增加,嵌岩段桩侧摩阻力达到极限值 τ_{ult} 。基于文献[15]的研究成果,本文根据嵌岩深度与嵌岩桩半径之比 $(H-h)/a$,将嵌岩段桩侧摩阻力分为两种情况进行讨论:①当嵌岩段深度 $(H-h)/a < 10$ 时,桩侧摩阻力 τ 按三角形分布计算;②当嵌岩段深度 $(H-h) \geq 10a$ 时, $(H-h)/a \leq 10$ 段的桩侧摩阻力按三角形分布计算,而 $(H-h) > 10a$ 段的桩侧摩阻力按均匀分布计算。因此,嵌岩段桩侧摩阻力 τ 可表示为

$$\tau = \begin{cases} \frac{H-h}{10a} \tau_{ult} & \frac{H-h}{a} < 10 \\ \tau_{ult} & \frac{H-h}{a} \geq 10 \end{cases} \quad (3)$$

3 岩溶区顶板安全厚度的确定

3.1 顶板抗弯曲安全厚度的确定

考虑板 I 的受力情况, 如图 3 所示, 将板 I 为固支圆板, q_0 为圆板顶部受到的均布荷载; M_{I-II} 为板 II 限制板 I 弯曲变形的抵抗弯矩, F_{IIsp} 为板 II 剪力的反作用力, 顶板抗弯安全厚度为 h_1 。

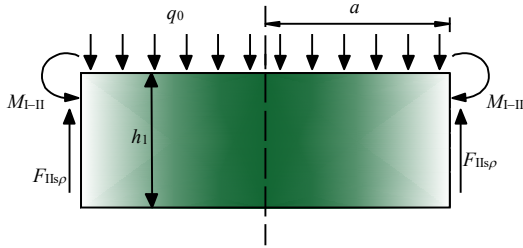


图 3 板 I 荷载分布情况
Fig.3 Load distribution of section I

薄板 I 的微分方程^[15]为

$$D_I \nabla^4 \omega_I = q_0 \quad (4)$$

式中: ∇^2 为拉普拉斯算子, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial \rho}$; ω_I 为圆板挠曲方程; D_I 为板 I 的弯曲刚度, $D_I = Eh_1^3 / [12(1-\mu^2)]$ (N·m)。上述方程的解为^[17]

$$\omega_I = C_{I1} \ln \rho + C_{I2} \rho^2 \ln \rho + C_{I3} \rho^2 + C_{I4} + \frac{q_0}{64D_I} \rho^4 \quad (5)$$

式中: $C_{I1} \sim C_{I4}$ 为待定系数, 由边界条件确定。

当 $\rho=0$ 时, 板 I 的转角 $(\theta_I)_{\rho=0} = 0$, 横向剪力 $(F_{Isp})_{\rho=0}$ 应为有限值, 故有

$$C_{I1} = C_{I2} = 0 \quad (6)$$

当 $\rho=a$ 时, $(\omega_I)_{\rho=a} = 0$, $(M_{I\rho})_{\rho=a} = -M_{I-II}$, 结合式 (5)、(6) 得:

$$\left. \begin{aligned} C_{I3} &= \frac{M_{I-II}}{2(1+\mu)D_I} - \frac{(3+\mu)q_0a^2}{32(1+\mu)D_I} \\ C_{I4} &= \frac{(5+\mu)q_0a^4}{64(1+\mu)D_I} - \frac{M_{I-II}a^2}{2(1+\mu)D_I} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

对于板 II, 如图 4 所示, 其为边界固支的圆环板, 根据圣维南原理, 在次要边界 $\rho=a$ 处, 板 II 受到弯矩 M_{I-II} 和简化后的横向剪力 F_I 作用。

薄板 II 的微分方程^[17]为

$$D_{II} \nabla^4 \omega_{II} = 0 \quad (8)$$

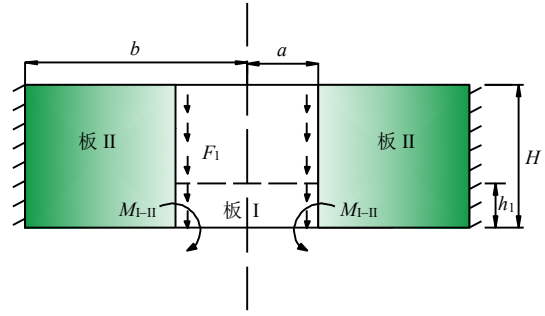


图 4 板 II 荷载分布情况
Fig.4 Load distribution of section II

式中: ω_{II} 为圆板挠曲方程; D_{II} 为板 II 的弯曲刚度, $D_{II} = EH^3 / [12(1-\mu^2)]$ (N·m)。上述方程的通解为

$$\omega_{II} = C_{II1} \ln \rho + C_{II2} \rho^2 \ln \rho + C_{II3} \rho^2 + C_{II4} \quad (9)$$

式中: $C_{II1} \sim C_{II4}$ 为待定系数, 由边界条件确定。

简化后, 岩溶顶板内壁受到的均布剪力 F_I 为

$$F_I = \frac{P}{2\pi a} \quad (10)$$

根据板 II 的边界条件: $(\omega_{II})_{\rho=b} = 0$, $(\theta_{II})_{\rho=0} = 0$, 径向弯矩 $(M_{II\rho})_{\rho=a} = M_{I-II}$, 剪力 $(F_{IIsp})_{\rho=a} = -F_I$, 令:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= -\frac{3a^2(1-\mu)}{2Eh_1^3} \\ \alpha_2 &= \frac{a}{(1+\mu)a^2D_{II} + (1-\mu)b^2D_{II}} \\ \alpha_3 &= \frac{a}{2} \left[(1+\mu) \ln \frac{a}{b} + 1 \right] \\ \alpha_4 &= \frac{a^2}{4D_{II}} (2 \ln a + 1) \\ \alpha_5 &= \frac{a}{4} \left[2(1+\mu)a^2 \ln a + (3+\mu)a^2 + b^2(1-\mu)(1+2 \ln b) \right] \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

解得

$$\left. \begin{aligned} C_{II1} &= ab^2 \alpha_2 (M_{I-II} + F_I \alpha_3) \\ C_{II2} &= \frac{F_I a}{4D_{II}} \\ C_{II3} &= -\frac{\alpha_2}{2a} (a^2 M_{I-II} + \alpha_5 F_I) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

板 I 与板 II 在 $\rho=a$ 处的转角 θ 应相等, 即

$$(\theta_I)_{\rho=a} = (\theta_{II})_{\rho=a} \quad (13)$$

经整理得:

$$M_{I-II} = \frac{aF_I(\alpha_2\alpha_5 - b^2\alpha_2\alpha_3 - 2\alpha_4) + q_0\alpha_1a^2}{a(b^2 - a^2)\alpha_2 + 8\alpha_1} \quad (14)$$

根据第一强度理论, $\rho=0$ 处的最大拉应力应满足:

$$6(M_\rho)_{\max} \leq h_1^2 [\sigma_t] \quad (15)$$

式中: $(M_\rho)_{\max}$ 为弯矩最大值; $[\sigma_t]$ 为岩石极限抗拉强度。取极限状态进行考虑, 令

$$\left. \begin{aligned} \alpha_6 &= \frac{EP}{2\pi} (\alpha_2 \alpha_5 - b^2 \alpha_2 \alpha_3 - \alpha_4) \\ \alpha_7 &= a \alpha_2 E (b^2 - a^2) \\ \alpha_8 &= \frac{3}{20} a^2 \tau_{\text{ult}} (1 - \mu^2) \\ \alpha_9 &= \frac{P}{\pi} + 10 a^2 \tau_{\text{ult}} - 2 a \tau_{\text{ult}} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

当 $H < 10a$ 时, 岩溶顶板抗弯安全厚度 h_1 应满足:

$$\beta_5 h^5 + \beta_4 h^4 + \beta_3 h^3 + \beta_2 h^2 + \beta_1 h + \beta_0 = 0 \quad (17)$$

式中: $\beta_0 \sim \beta_5$ 为待定系数, 由以下公式确定:

$$\left. \begin{aligned} \beta_0 &= -\frac{3}{2} a^2 (1 - \mu^2) \left(\frac{P}{\pi} - \frac{\tau_{\text{ult}} H^2}{10} \right) \\ \beta_1 &= -2 \alpha_8 H \\ \beta_2 &= 4 a^2 [\sigma_t] (1 - \mu) + \alpha_8 \\ \beta_3 &= \frac{(3 + \mu) \alpha_7}{8} \left(\frac{P}{\pi} - \frac{\tau_{\text{ult}} H^2}{5} \right) - 2 \alpha_6 \\ \beta_4 &= \frac{H \alpha_7 \tau_{\text{ult}} (3 + \mu)}{40} \\ \beta_5 &= -\frac{\alpha_7 \tau_{\text{ult}} (3 + \mu)}{80} - \frac{\alpha_7 [\sigma_t]}{3} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

当 $H \geq 10a$ 时, 首先取临界情况进行讨论, 假设 $h_1 = H - 10a$, 代入式 (12) ~ (15), 得到临界嵌岩深度下最大拉应力 σ_t , 将 σ_t 与岩石极限抗拉强度 $[\sigma_t]$ 比较, 当 $\sigma_t < [\sigma_t]$ 时, 按式 (17) 计算岩溶顶板抗弯安全厚度 h_1 , 当 $\sigma_t \geq [\sigma_t]$ 时, 按下式计算岩溶顶板抗弯安全厚度 h_1 。

$$\gamma_5 h^5 + \gamma_4 h^4 + \gamma_3 h^3 + \gamma_2 h^2 + \gamma_1 h + \gamma_0 = 0 \quad (19)$$

式中: $\gamma_0 \sim \gamma_5$ 为待定系数, 由以下公式确定:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_0 &= -\frac{3}{2} a^2 \alpha_9 (1 - \mu^2) \\ \gamma_1 &= -3 a^3 \tau_{\text{ult}} (1 - \mu^2) \\ \gamma_2 &= 4 a^2 \sigma_t (1 - \mu) \\ \gamma_3 &= \frac{3 + \mu}{4} \alpha_7 \alpha_9 - 2 \alpha_6 \\ \gamma_4 &= \frac{a \alpha_7 \tau_{\text{ult}} (3 + \mu)}{4} \\ \gamma_5 &= -\frac{\alpha_7 [\sigma_t]}{3} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

以上方程最大实根为溶洞顶板抗弯验算安全厚度 h_1 。

3.2 顶板抗冲切安全厚度的确定

如图 5 所示, 嵌岩桩半径为 a , 溶洞顶板岩层厚度为 H , 顶板岩层在桩端均布荷载 q_0 下形成锥形冲切体, 冲切角为 θ , 顶板抗冲切安全厚度为 h_2 , 根据平衡条件, 沿冲切面分解得到的剪应力 τ 和拉应力 σ 分别为

$$\tau = \frac{a^2 q_0 \cos^2 \theta}{H(H \tan \theta + 2a)} \quad (21)$$

$$\sigma = \frac{a^2 q_0 \cos \theta \sin \theta}{H(H \tan \theta + 2a)} \quad (22)$$

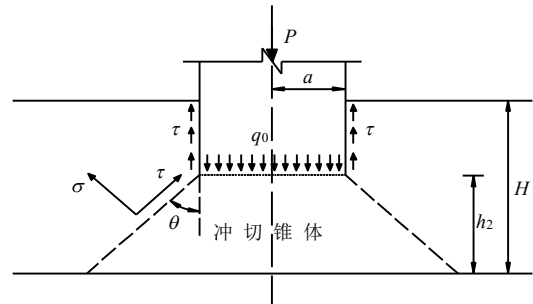


图 5 锥形冲切破坏示意图

Fig.5 Cone-shaped punch-shearing failure

将冲切面上的应力转化为主应力状态表达式为

$$\sigma_1 = \frac{a^2 q_0 \cos \theta}{2H(H \tan \theta + 2a)} (\sin \theta \pm \sqrt{3 \cos^2 \theta + 1}) \quad (23)$$

岩石冲切破坏属于脆性受拉破坏, 故本文采用格里菲斯判据^[16]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} &= 8 \sigma_t \quad \sigma_1 + 3 \sigma_3 \geq 0 \\ \sigma_1 &= -\sigma_3 \quad \sigma_1 + 3 \sigma_3 < 0 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

当 $H < 10a$ 时, 结合式 (1) ~ (3) 和式 (21) ~ (24) 得到顶板抗冲切安全厚度的计算式:

$$\left(\tan^2 \theta + \frac{F_\theta \tau_{\text{ult}}}{10 \sigma_t} \right) h_2^2 + \left(2a \tan \theta - \frac{HF_\theta \tau_{\text{ult}}}{5 \sigma_t} \right) h_2 + \frac{F_\theta}{10 \sigma_t} \left(\tau_{\text{ult}} H^2 - \frac{10P}{\pi} \right) = 0 \quad (25)$$

式中: $F_\theta = \sin \theta (3 \cos^2 \theta + 1) (\sin \theta + (3 \cos^2 \theta + 1)^{0.5})$ 。

当 $H \geq 10a$ 时, 首先取临界情况进行讨论, 通过式 (1)、(2) 计算出 $h_2 = H - 10a$ 的桩侧摩阻力 $F_{\text{侧阻}}$, 将其与桩顶荷载 P 进行比较。当 $F_{\text{侧阻}} < P$ 时, 按式 (25) 计算岩溶顶板抗冲切安全厚度 h_2 ,

当 $F_{\text{侧阻}} < P$ 时, 则需按下式计算岩溶顶板抗冲切安全厚度 h_2 。

$$\tan^2(\theta h^2) + 2a \left(\tan \theta - \frac{F_{\theta} \tau_{\text{ult}}}{\sigma_t} \right) h + \frac{F_{\theta}}{\sigma_t} \left[2a \tau_{\text{ult}} (H - 5a) - \frac{P}{\pi} \right] = 0 \quad (26)$$

以上方程最大实根为溶洞顶板抗冲切安全厚度 h_2 。

3.3 顶板抗剪切安全厚度的确定

如图 6 所示, 嵌岩桩半径为 a , 溶洞顶板岩层厚度为 H , 顶板岩层在桩端均布荷载 q_0 下形成锥形剪切体, 顶板抗剪切安全厚度为 h_3 , 根据平衡条件, 沿剪切面上的剪应力 τ 可表示为

$$\tau = \frac{aq_0}{2} \quad (27)$$

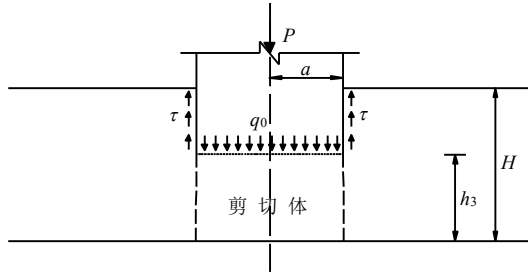


图 6 桩端剪切破坏示意图
Fig.6 Shearing failure of cave roof under pile tip

对于顶板岩石剪切破坏, 本文采用摩尔判据^[16]来确定顶板所需的安全厚度:

(1) 对于岩性较坚硬至较软弱的岩石, 其摩尔强度判据表达式为

$$\tau^2 = \frac{\sigma_c^2}{2(\sigma_c + 2\sigma_t)} (\sigma + [\sigma_t]) \quad (28)$$

(2) 对于岩性坚硬、较坚硬的岩石, 其摩尔强度判据表达式为

$$\tau^2 = (\sigma_c + [\sigma_t])^2 \tan^2 \phi_0 + (\sigma + [\sigma_t]) [\sigma_t] \quad (29)$$

式中: ϕ_0 为包络线渐近线的倾角, $\phi_0 = \arctan(0.5 \cdot (\sigma_c / \sigma_t - 3) \cdot 0.5)$; σ_c 为岩石单轴抗压强度; $[\sigma_t]$ 为岩石极限抗拉强度。

当 $H < 10a$ 时, 结合式 (1) ~ (3) 和式 (27) ~ (29) 得到顶板抗冲切安全厚度的计算式:

$$\tau_{\text{ult}} h_3^2 + [20a\tau - 2H\tau_{\text{ult}}] h_3 + H^2 \tau_{\text{ult}} - \frac{10P}{\pi} = 0 \quad (30)$$

当 $H \geq 10a$ 时, 首先取临界情况进行讨论, 通过式 (1)、(2) 计算出 $h_3 = H - 10a$ 的桩侧摩阻力

$F_{\text{侧阻}} <$, 将其与桩顶荷载 P 进行比较。当 $F_{\text{侧阻}} < P$ 时, 按式 (30) 计算岩溶顶板抗冲切安全厚度 h_3 , 当 $F_{\text{侧阻}} < P$ 时, 则需按下式计算岩溶顶板抗冲切安全厚度 h_3 :

$$h_3 = \frac{\frac{P}{2a\pi} - (H - 5a)\tau_{\text{ult}}}{\tau - \tau_{\text{ult}}} \quad (31)$$

式中: 剪应力 τ 根据摩尔判据进行取值。

(1) 对于岩性较坚硬至较软弱的岩石

$$\tau = \sigma_c \sqrt{\frac{\sigma + [\sigma_t]}{2(\sigma_c + 2[\sigma_t])}} \quad (32)$$

(2) 对于岩性坚硬、较坚硬的岩石:

$$\tau = \sqrt{(\sigma + [\sigma_t])^2 \tan^2 \phi_0 + [\sigma_t](\sigma + [\sigma_t])} \quad (33)$$

式中: σ 为剪切体受到的水平天然应力, 若无实测数据, 可令 $\sigma = 0$ 。以上方程最大实根为溶洞顶板抗剪切安全厚度 h_3 。

本文的计算方法均将桩端溶洞顶板视为完整且无裂隙发育, 若顶板较破碎、裂隙较发育时, 应对岩石强度指标进行折减, 建议视完整性好坏取 0.2 ~ 0.5 的折减系数。

溶洞顶板最小安全厚度受诸多因素的影响, 如岩石节理裂隙发育, 溶洞自身形态等, 且由于顶板模型进行了相应的简化, 如忽略了顶板上部土层的影响, 假定了桩端应力为均匀分布等, 与实际情况存在差异, 因此, 对于最后求得的溶洞顶板安全厚度, 应建议乘以安全系数 K , 建议 K 一般取 3.0 ~ 4.0。故岩溶区桩端顶板安全厚度的计算表达式为

$$h = K \max(h_1, h_2, h_3) \quad (34)$$

4 算例验证

为验证本文计算方法的正确性和优越性, 结合实际工程^[2], 采用大型有限元分析软件 ABAQUS 建立了岩溶顶板计算模型, 并将计算结果与本文方法对比。根据岩石力学参数手册^[18-19]对岩溶顶板极端参数进行选取, 岩溶顶板岩层计算参数如表 1 所示。

ABAQUS 模型尺寸及网格情况如图 7(a)所示, 有限元模型的边界条件为侧边固支, 将嵌岩桩视为刚体, 竖向荷载作用于桩顶中心处, 桩-岩相互作用的切向行为设为粗糙, 法相行为设为硬接触, 并允许接触后分离, 假定桩底为圆台形冲切体, 冲切角为 θ 。图 7(b)为模型在 Mises 屈服准则下的应力云图, 由于顶板抗剪切所需的最小安全厚度远小于抗弯

曲、抗冲切所需的厚度，在模拟抗剪切极限情况时，有限元模型已进入不收敛状态，故数值模拟主要分析岩溶顶板抗弯曲和抗冲切情况，如图 8、9 所示。

图中， $h_{\text{弯}}$ 、 $h_{\text{冲切}}$ 分别为顶板抗弯、抗冲切安全厚度； $\sigma_{\text{弯max}}$ 为圆板弯曲时中心的最大拉应力； $\sigma_{\text{冲切max}}$ 为圆板冲切时冲切椎体表面的最大拉应力。

表 1 溶洞顶板岩层计算参数
Table 1 Parameters for cave roof

溶洞跨度 L	顶板岩层天然厚度 H	岩石单轴抗压强度 R_a	岩石弹性模量 E	泊松比 μ	内摩擦角 ϕ	冲切角 θ	凝聚力 c	桩径 d	单桩荷载 P
/ m	/ m	/ MPa	/ GPa		/ (°)	/ (°)	/ MPa	/ m	/ kN
12.3	23.8	35	15	0.26	0.873	0.785	0.8	2.1	7 000

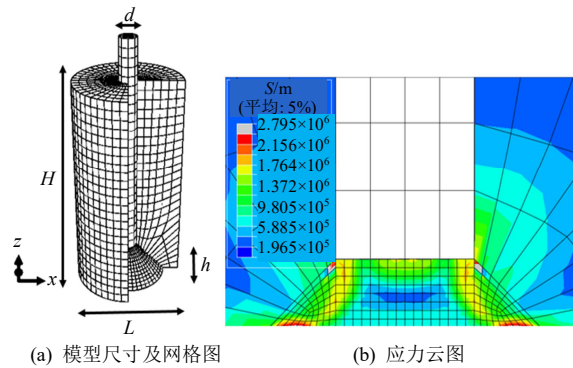


图 7 模型尺寸及网格图和 ABAQUS 应力云图
Fig.7 Model size, mesh size and ABAQUS stress contours

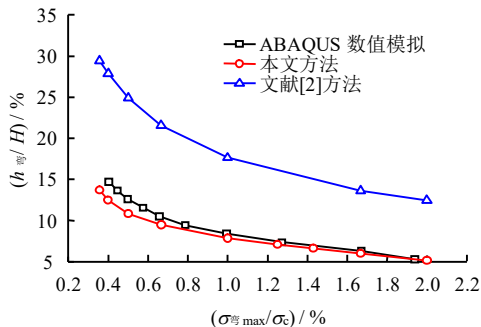


图 8 岩溶顶板抗弯安全厚度随岩体抗拉强度变化关系图
Fig.8 Bending thickness curves under different tensile strengths

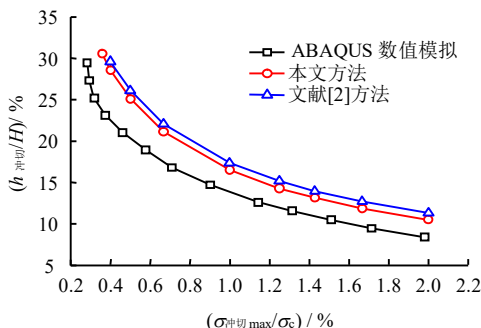


图 9 岩溶顶板抗冲切安全厚度随岩体抗拉强度变化关系图
Fig.9 Punch-shearing thickness curves under different tensile strengths

由图 8、9 可知，对于岩溶顶板抗弯、抗冲切验算，相比文献[2]的方法，本文计算结果与数值模拟

结果吻合较好，抗弯验算中本文结果与数值结果相比的最大误差 $\Delta_{\text{弯max}} = 14.28\%$ ，抗冲切验算中本文结果与数值结果相比的最大误差 $\Delta_{\text{冲切max}} = 21.7\%$ ，表明本文方法可行。

5 影响因素分析

湖南某高速公路^[1]跨渠桥采用人工挖孔灌注端承桩，共 20 根。施工为多孔同时进行，当挖孔至 9.0~11.0 m（约为设计桩深的一半）时，渠中河道和两岸地表出现大面积沉陷，最深沉陷达 4~5 m，致使挖孔无法继续进行，需进行处治。现以 8#桩为例，如图 10 所示，在标高为 15.3 m 以下存在有溶洞，原设计桩径 $d = 1.2$ m，设计荷载 $P = 2\ 600$ kN，桩穿过较厚的白云质灰岩层 10.70~15.30 m，层厚为 4.6 m，深度达 17.00 m 以下。根据试验结果，白云质石灰岩的物理力学指标为：重度 $\gamma = 27$ kN/m³，内摩擦角 $\phi = 35^\circ$ ，岩块单轴抗压强度 $R_a = 120$ MPa，顶板跨距 $L = 5$ m，顶板弹性模量 $E = 120$ GPa，考虑到顶板岩层裂隙发育以及胶结状况一般，故视顶板岩层岩性为较坚硬岩，嵌岩段桩侧摩阻力系数取 $\alpha = 0.5$ ， $k = 0.5$ 。

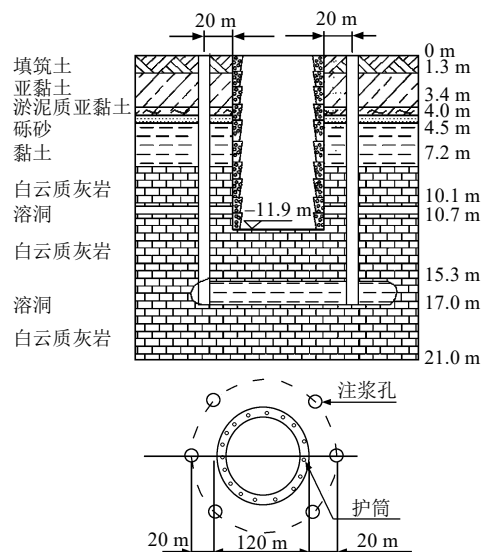


图 10 8#桩设计施工图
Fig.10 #8 design working drawing

结合上述工程, 采用本文的方法, 安全系数 K 取 4.0, 该溶洞顶板抗弯安全厚度 $h_1 = 1.5$ m, 抗剪切安全厚度 $h_2 = 0.21$ m, 抗冲切验算最小安全厚度 $h_3 = 2.52$ m。实际工程中桩端岩层厚度为 3.4 m, 该工程满足要求。

以上述工程实例为背景, 重点分析岩溶顶板厚跨比、岩层厚度以及桩侧摩阻力系数 α 对顶板安全厚度的影响。

5.1 岩溶顶板厚跨比对抗弯安全厚度的影响

岩溶区桩端岩层的厚跨比 (H/L) 对确定顶板抗弯安全厚度具有一定影响^[8], 现取单桩荷 $P = 5\,000$ kN, 研究厚径比 (H/d) 不同时, 顶板抗弯厚度随厚跨比增加的变化情况, 如图 11 所示。

溶洞顶板抗弯曲安全厚度随 H/L 的增大而减小; 岩层天然厚度对顶板抗弯厚度具有一定影响, 岩层较薄时, 厚跨比对顶板抗弯厚度的影响较大, 随着岩层厚度的增加, 顶板所需抗弯安全厚度逐渐减小。

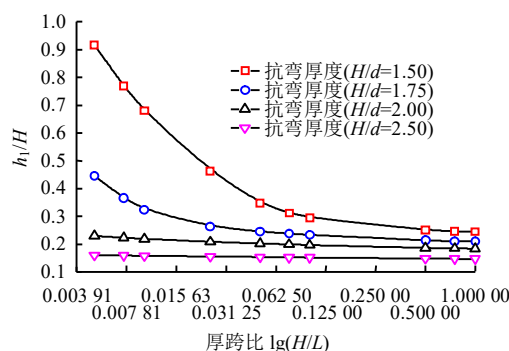


图 11 溶洞顶板抗弯安全厚度 h_1 随 H/L 变化关系图
Fig.11 Bending thickness curves under different H/L

5.2 顶板岩层厚度对抗冲切、抗剪切验算的影响

取单桩荷载 $P = 8\,000$ kN, 顶板跨度 $L = 25$ m, $d = 1.2$ m, 研究径厚比 (d/H) 对顶板抗冲切、抗剪切安全厚度的影响, 如图 12、13 所示。

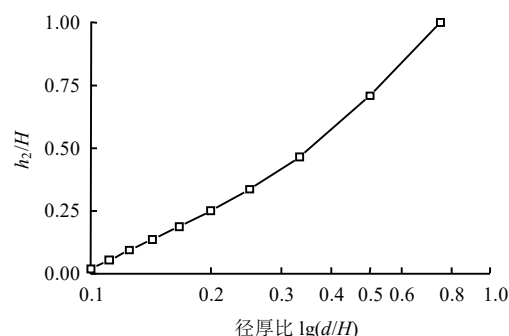


图 12 溶洞顶板抗冲切安全厚度 h_2 随 d/H 变化关系图
Fig.12 Punch-shearing thickness curve under different d/H

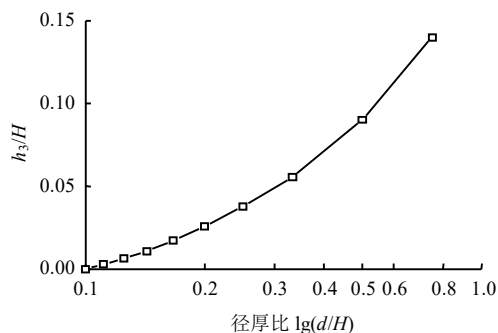


图 13 溶洞顶板抗剪切安全厚度 h_3 随 d/H 变化关系图
Fig.13 Shearing thickness curve under different d/H

岩溶顶板厚度的变化对抗冲切厚度确定的影响较大; 当顶板岩层较厚时, 顶板抗冲切、剪切所需的安全厚度较小, 随径厚比的增加, 所需安全厚度呈抛物线趋势递增。

综上所述, 对于实际工程, 当顶板岩层较厚时, 可适当增加嵌岩深度, 充分发挥桩侧摩阻力对桩顶荷载的分担作用, 更有利于提高岩溶顶板的稳定性。

5.3 桩侧摩阻力系数 α 对安全厚度的影响

由于岩溶顶板裂隙发育情况的差异以及嵌岩桩与顶板摩擦程度的不同, 桩侧摩阻力系数 α 会随之而改变。为其变化对顶板全厚度的影响。现取桩顶荷载 $P = 8\,000$ kN, 顶板岩层厚度 $H = 3.6$ m, 顶板跨度 $L = 25$ m, 通过计算得到了在不同的指数 k 下, 桩侧摩阻力系数 α 对顶板安全厚度的影响, 如图 14~16 所示。

由图 14~16 可知, 桩端顶板所需最小安全厚度随桩侧摩阻力系数 α 的增加呈线性减小; 当指数 k 不变时, 系数 α 对抗冲切安全厚度的影响较大, 对抗剪切安全厚度影响较小; 桩侧摩阻力系数 α 不变, 当 $0.5 \leq k \leq 0.6$ 时, 指数 k 的变化对厚度计算的影响较小, 当 $0.6 \leq k \leq 0.7$ 时, 指数 k 的变化对厚度计算的影响较大。

综上所述, 桩侧摩阻力系数 α 对岩溶顶板最小安全厚度的确定具有一定的影响。对于实际工程,

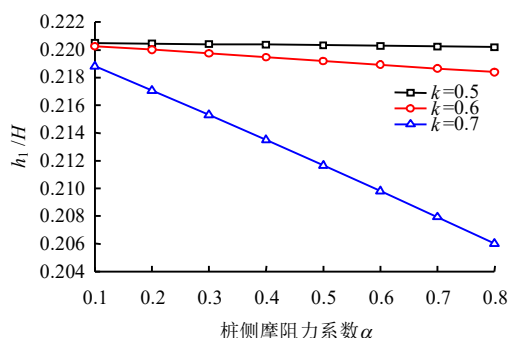


图 14 溶洞顶板抗弯安全厚度 h_1 随 α 变化关系图
Fig.14 Bending thickness curves under different α

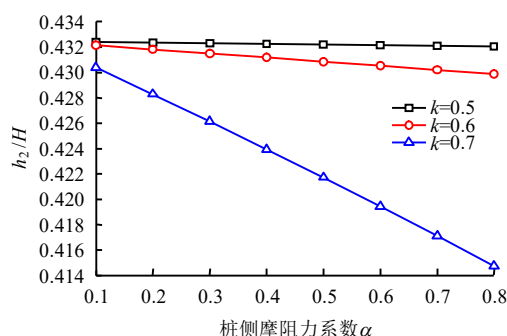


图 15 溶洞顶板抗冲切安全厚度 h_2 随 α 变化关系图

Fig.15 Punch-shearing thickness curves under different α

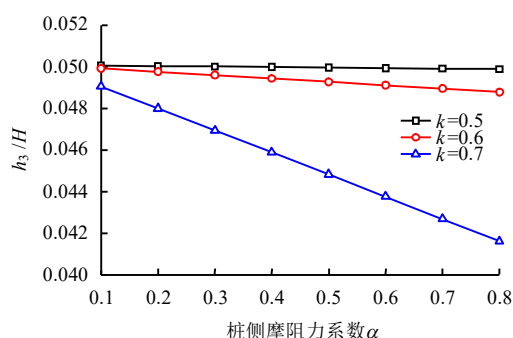


图 16 溶洞顶板抗剪切安全厚度 h_3 随 α 变化关系图

Fig.16 Shearing thickness curves under different α

应根据顶板岩性、胶结情况等适当选择系数 α 和指数 k 的取值；当岩溶顶板岩层胶结较好，嵌岩桩与岩层接触紧密时，建议摩阻力系数 α 可取 0.5~0.8， k 可取 0.6~0.7；当岩溶顶板岩层裂隙较为发育，嵌岩桩与岩层接触较差时，建议摩阻力系数 α 可取 0.1~0.5， k 可取 0.5~0.6。

6 结 论

(1) 本文根据岩溶顶板的实际受力情况，考虑了整体承载效应及嵌岩段侧摩阻力的影响，结合弹性薄板理论和格里菲斯、摩尔判据得到了桩端顶板安全厚度计算表达式。

(2) 通过参数分析表明，岩层顶板较薄时，厚跨比对抗弯安全厚度的影响较大；岩溶顶板厚度的变化对抗冲切厚度确定的影响较大；当顶板岩层较厚时，顶板抗冲切、剪切所需的安全厚度较小，随径厚比的增加，所需安全厚度呈抛物线趋势递增；桩侧摩阻力系数 α 对顶板安全厚度的确定具有一定影响，岩层胶结较好时， α 可取 0.5~0.8， k 可取 0.6~0.7；胶结较差时， α 可取 0.1~0.5， k 可取 0.5~0.6。

(3) 本文对岩溶区桩端顶板计算模型进行了改

进，受力分析明确，计算参数较少，并结合工程算例证明了本文方法的可行性，可为岩溶区桩端顶板安全厚度的设计提供参考。

参 考 文 献

- [1] 赵明华, 曹文贵, 何鹏祥, 等. 岩溶及采空区桥梁桩基桩端岩层安全厚度研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(1): 64—68.
ZHAO Ming-hua, CAO Wen-gui, HE Peng-xiang, et al. Study on safe thickness of rock mass at end of bridge foundations pile in karst and worked-out mine area[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(1): 64—68.
- [2] 赵明华, 张锐, 胡柏学, 等. 岩溶区桩端下伏溶洞顶板稳定性分析研究[J]. 公路交通科技, 2009, 26(9): 13—16.
ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui, HU Bo-xue, et al. Analysis of stability of cave roof under pile tip in karst area[J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2009, 26(9): 13—16.
- [3] 赵明华, 曹文贵, 何鹏祥, 等. 岩溶及采空区桥梁桩基桩端岩层安全厚度研究[J]. 岩土力学, 2004, 24(1): 64—68.
ZHAO Ming-hua, CAO Wen-gui, HE Peng-xiang, et al. Study on safe thickness of rock mass at end of bridge foundation's pile in karst and worked-out mine area[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 24(1): 64—68.
- [4] 汪华斌, 刘志峰, 赵文锋, 等. 桥梁桩基荷载下溶洞顶板稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 2): 3655—3662.
WANG Hua-bin, LIU Zhi-feng, ZHAO Wen-feng, et al. Research on stability of cave roof under pile loading in bridge construction engineering[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, 32(Supp.2): 3655—3662.
- [5] 赵明华, 蒋冲, 曹文贵. 岩溶区嵌岩桩承载力及其下伏溶洞顶板安全厚度的研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1618—1621.
ZHAO Ming-hua, JIANG Chong, CAO Wen-gui. Study on bearing capacity of rock-socked piles and safe thickness of cave roofs in karst region[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, 29(11): 1618—1621.
- [6] 雷勇, 陈秋南, 马缤辉. 基于极限分析的桩端岩层冲切分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(3): 631—638.
LEI Yong, CHEN Qiu-nan, MA Bin-hui. Punching analysis of rock at pile tip base on limit analysis[J].

- Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2014, 33(3): 631—638.
- [7] 刘铁雄, 彭振斌, 安伟刚, 等. 岩溶地区桩基特性物理模拟[J]. 中南工业大学学报(自然科学版), 2002, 33(4): 339—343.
- LIU Tie-xiong, PENG Zhen-bin, AN Wei-gang, et al. Simulated research of pile foundation character in the karst area[J]. **Journal of Central South University (Science and Technology)**, 2002, 33(4): 339—343.
- [8] 刘铁雄, 彭振斌. 岩溶顶板模拟试验研究[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2002, 6: 1—4.
- LIU Tie-xiong, PENG Zhen-bin. Study of simulation test of roof in the karst area[J]. **Exploration Engineering (Drilling & Tunneling)**, 2002, 6: 1—4.
- [9] 刘铁雄. 岩溶顶板与桩基作用机制分析与模拟试验研究[D]. 长沙: 中南大学, 2003: 81—95.
- LIU Tie-xiong. The mechanism analysis and the study simulation test for roof and pile in the karst area[D]. Changsha: Central South University, 2003: 81—95.
- [10] 张慧乐, 张智浩, 王述红, 等. 岩溶区嵌岩桩的试验研究与分析[J]. 土木工程学报, 2013, 46(1): 92—103.
- ZHANG Hui-le, ZHANG Zhi-hao, WANG Shu-hong, et al. Experimental study and analysis on rock-socketed pile in karst area[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2013, 46(1): 92—103.
- [11] 张慧乐, 马凛, 张智浩, 等. 岩溶区嵌岩桩承载特性影响因素试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(1): 92—100.
- ZHANG Hui-le, MA Lin, ZHANG Zhi-hao, et al. Test research on factors influencing bearing capacity of rock socketed piles in karst area[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(1): 92—100.
- [12] 张智浩, 张慧乐, 马凛, 等. 岩溶区嵌岩桩的破坏模式与工程设计探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊2): 4130—4138.
- ZHANG Zhi-hao, ZHANG Hui-le, MA Ling, et al. Discussion on failure mode and engineering design of rock-socketed pile in karst area[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2013, 32(Supp.2): 4130—4138.
- [13] JIANG CHONG, LIU LANG, WU JUNPING. A new method determining safe thickness of karst cave roof under pile tip[J]. **Journal of Central South University**, 2014, 21(3): 1190—1196.
- [14] 谢双荃. 嵌岩桩侧阻力与岩土参数关系研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2006: 112—120.
- XIE Shuang-quan. Research on relationship between shaft resistance of rock-socketed pile and behavior of around rock[D]. Chongqing: Chongqing University, 2006: 112—120.
- [15] 梁晋渝, 史佩栋. 嵌岩桩竖向承载力的研究[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(4): 32—39.
- LIANG Jin-yu, SHI Pei-dong. Study of vertical bearing capacity of socketed piles[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1994, 16(4): 32—39.
- [16] SERRANO A, OLALLA C. Shaft resistance of a pile embedded in rock[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2004, 41(1): 21—35.
- [17] 吴家龙. 弹性力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1993.
- WU Jia-long. Mechanics of elasticity[M]. Shanghai: Tongji University Press, 1993.
- [18] 刘佑荣. 岩体力学[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 2002.
- LIU You-rong. Rock mechanics[M]. Wuhan: China University of Geosciences Press, 2002.
- [19] 叶金汉. 岩石力学参数手册[M]. 北京: 中国水利电力出版社, 1991.
- YE Jin-han. Rock mechanics parameters of the manual[M]. Beijing: China Hydraulic and Electric Engineering Press, 1991.

上接第4200页

- [15] 汪波, 何川, 吴德兴, 等. 苍岭特长公路隧道地应力场反演分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 628—634.
- WANG Bo, HE Chuan, WU De-xing, et al. Inverse analysis of in-situ stress field of Cangling super-long highway tunnel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(2): 628—634.
- [16] 张奇华, 钟作武, 龚壁新. 施加边界位移产生纯剪应力及反分析应用[J]. 长江科学院院报, 2000, 17(2): 34—36.
- ZHANG Qi-hua, ZHONG Zuo-wu, GONG Bi-xin. Method of generating pure shear stress by adding boundary displacement and its application in back analysis for geostress field[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2000, 17(2): 34—36.
- [17] 陆家佑, 王昌明. 根据岩爆反分析岩体应力研究[J]. 长江科学院院报, 1994, 11(3): 27—30.
- LU Jia-you, WANG Chang-ming. Study on back analysis for stress of rock mass from information of rockbursts[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 1994, 11(3): 27—30.