

下伏空洞桥梁单排桩基桩端岩层 极限承载力计算方法

雷勇[†], 谭豪, 李鹏甲, 胡伟

(岩土工程稳定控制与健康监测湖南省重点实验室(湖南科技大学), 湖南 湘潭 411201)

摘 要:针对下伏空洞桥梁单排桩基桩端岩层极限承载力问题,基于下伏空洞单桩基础桩端岩层冲切破坏理论,假定了下伏空洞桥梁单排桩基桩端岩层的破坏模式.采用空间曲面积分得到了各桩下冲切体重叠部分侧面积计算方法,进一步考虑重叠面积与桩端岩层承载力折减之间的关系,提出了下伏空洞桥梁单排双桩及三桩基础桩端岩层极限承载力计算方法.通过试验验证了理论方法的合理性,并采用理论与数值模拟分析了桩间距 L 对下伏空洞桥梁单排双桩及三桩基础桩端岩层极限承载力的影响.结果表明:在桩间距 L 较小情况下冲切体局部出现重叠现象;在桩间距 L 为2倍桩径时,桥梁单排双桩以及三桩桩端岩层的总承载力分别为不考虑叠加效应时总承载力的75%和67%;随着桩间距 L 的逐渐增加双桩及三桩桩端岩层总承载能力逐渐增大,当桩间距 L 达到5倍桩径后其承载能力达到不考虑重叠效应时总承载力的99%以上.

关键词:空洞地基;极限承载力;桥梁桩基;承载力折减

中图分类号:TU473

文献标志码:A

Calculation Method of Ultimate Bearing Capacity for Single Row Pile Foundation Rock Layer of Underlying Cavity Bridge

LEI Yong[†], TAN Hao, LI Pengjia, HU Wei

(Hunan Provincial Key Laboratory of Geotechnical Engineering for Stability Control and
Health Monitoring(Hunan University of Science and Technology), Xiangtan 411201, China)

Abstract: Aiming at the ultimate bearing capacity of pile end rock in the single row pile foundation of underlying cavity bridge, based on the punching shear failure theory of pile end rock of single row pile foundation for underlying cavity bridge, the failure mode of pile end rock of single row pile foundation of underlying cavity bridge is assumed. The calculation method of the side area of the overlap part of the punching shear under each pile is obtained by using the spatial surface integral. Further considering the relationship between the overlap area and the reduction of the bearing capacity of the pile end rock, a calculation method of the ultimate bearing capacity of the pile end rock of the single row double pile and the single row three pile foundation of the underlying cavity bridge is proposed. The rationality of the method is verified by experiments. And the influence of pile spacing L on the ultimate bearing capac-

* 收稿日期:2022-02-21

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51878270,52178332), National Natural Science Foundation of China(51878270,52178332);湖南省自然科学基金资助项目(2022JJ30253), Natural Science Foundation of Hunan Province(2022JJ30253)

作者简介:雷勇(1983—),男,湖南常德人,湖南科技大学副教授,博士

[†] 通信联系人, E-mail: leiyonghnu@163.com

ity of rock strata at the pile tip of single-row double-pile and single-row three-pile foundation of the underlying cavity bridge is analyzed by the theoretical method and numerical simulation. The results show that: (1) when the pile spacing L is small, the local overlap of punching shear occurs; (2) when the pile spacing L is twice the pile diameter, the total bearing capacity of single row double piles and three piles of the bridge is 75 % and 67 % of the total bearing capacity without considering the superposition effect, respectively. With the gradual increase of pile spacing L , the total bearing capacity of the pile end rock of double piles and three piles increases gradually. When the pile spacing L reaches five times the pile diameter, the bearing capacity reaches more than 99 % of the total bearing capacity without considering the superposition effect.

Key words: empty foundation; ultimate bearing capacity; bridge pile foundation; reduction in carrying capacity

随着国家基础建设不断推进,越来越多的大型桥梁桩基建设时难以避免遇到溶洞或采空区,桩基设计施工时难度增大,成本提高.现有研究表明,当空洞顶板具有一定厚度时,可利用其自承能力将桩基置于空洞顶板上,做到同时满足上部结构竖向承载力及空洞顶板稳定性要求^[1-3].这种设计处理方法不仅降低了施工难度,还可节约成本,较多学者对下伏空洞桩基问题进行了研究和探讨.

在试验研究方面,李炳行等^[4]进行了深井静载荷试验,认为结构完整并处于桩端应力影响范围内的岩体临空面具备一定稳定性;黄生根等^[5]通过大直径下伏溶洞人工挖孔灌注桩的静载荷试验,研究了在桩端岩溶影响下桩基承载特性;张慧乐等^[6-7]基于下伏球形或椭球形空洞桩基的室内模型试验,研究了空洞顶板厚度及偏移等因素对承载能力和破坏模式的影响;雷勇等^[8]进行了岩溶区下伏空洞桩端岩层极限承载力破坏模型试验,研究了荷载偏移位置与空洞顶板厚度对下伏空洞桩端基岩的极限承载力和相应破坏模式的影响;Fattah等^[9]开展了下伏空洞地基中桩基模型试验,研究了桩基偏心、空洞埋深和空洞直径的变化对桩基荷载和沉降的影响.在理论研究方面,赵明华等综合考虑了桩端持力岩层的抗冲切、抗剪切和抗弯拉破坏,基于极限平衡法提出桩端岩层安全厚度确定方法^[1],之后在溶洞顶板抗冲切、抗剪验算中分别引入格里菲斯判据和莫尔判据,分析了抗剪验算中桩端岩层剪切破坏的2种破坏模式^[10].Fraldi等^[11]基于Hoek-Brown强度准则采用极限分析法对桩下空洞顶板的破坏模式进行了分析;龚先兵等^[12]采用非概率可靠性分析方法对桩端下伏溶洞顶板稳定性进行分析;雷勇等^[13-14]将试验得到的空洞顶板冲切破坏模式与极限分析理论相结合,推导出空洞顶板承载力表达式;柏华军^[15]通过对

溶洞顶板持力层模型的合理简化,提出了可以考虑有效宽度、自重等影响因素的单向板及双向板抗拉弯破坏溶洞顶板持力层厚度公式.

上述研究主要针对下伏空洞单桩相关问题进行,现有对下伏空洞桥梁单排桩基桩端岩层极限承载力的研究极少.在实际工程中桥梁较多采用一柱一桩基础形式,在横向形成单排桩,由于桥幅有限,单幅基桩数量一般为2~3根,桩间距一般不大.当桩间距较小时,各桩桩端岩层发生冲切破坏时产生的冲切体可能存在重叠现象,使整体承载力降低,影响桥梁上部结构安全,故有必要针对该问题作进一步研究.

本文根据室内模型试验所得的现象假设下伏空洞桥梁双桩及三桩基础桩端岩层破坏模式,在通过极限分析上限法^[16]推导得到下伏空洞单桩桩端岩层极限承载力计算方法的基础上,采用空间曲面积分方法计算排桩各桩下冲切体重叠部分侧面积,进一步考虑重叠面积与桩端岩层承载力折减之间的关系,推导排桩极限承载力的计算方法;将理论计算与试验得到的极限承载力结果进行比较,验证了理论方法的合理性;最后,通过数值模拟与理论计算分析不同桩间距时桥梁单排桩基础桩端基岩极限承载力的变化规律.

1 模型试验研究

为研究下伏空洞桥梁单排桩基桩端岩层的破坏模式,设计并进行了三组室内模型试验.考虑室内试验条件,采用圆形钢柱模拟桩基,钢柱直径 d 取30 mm,双桩及三桩情况下桩间距 L 均取90 mm.采用水泥、砂、石膏和红黏土作为模拟基岩的材料^[17],材料的配合比如表1所示,测得其单轴抗压强度标准值

为 1.8 MPa .

表 1 基岩配合比(质量分数)
Tab.1 Rock mixture ratio(mass fraction)

w (水泥)	w (水)	w (砂)	w (石膏)	w (红黏土)
0.10	0.15	0.69	0.03	0.03

文献[18]提出以岩溶顶板承载能力控制为主、变形控制为辅的原则开展稳定性评价,并规定:岩溶区桥梁的桩基、桩底高程应设置在一定厚度的岩溶顶板上.岩溶顶板厚度不宜小于3倍桩径.考虑最不利情况,将顶板厚度设置为3倍桩径 90 mm .室内模型为中空圆柱式顶板全固支空洞模型,内部圆柱直径 600 mm ,洞高 210 mm ,圆柱外部直径 1 000 mm ,高度 300 mm .采用门式框架作为反力加载装置,使用反力梁配合千斤顶加载,反力梁下依次安装千斤顶、传感器、垫块以及模拟桩基钢柱,整体为一自平衡系统.分别在模型顶板进行单桩、双桩以及三桩的极限承载力试验,试验加载系统及模型试验如图 1 所示.

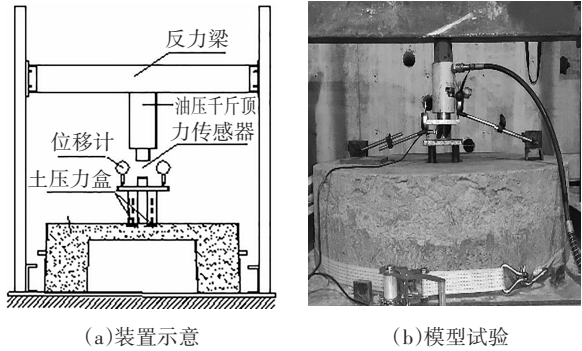


图 1 加载系统及模型试验
Fig.1 The loading system and model test

试验采用分级加载,每级荷载为 1.0 kN ,三组试验中桩基的荷载沉降曲线如图 2 所示.根据文献[19]岩石地基极限承载力与承载力特征值确定的规定:对于陡降型 $P-s$ 曲线,以明显陡降点为极限荷载.由此得到单桩、双桩与三桩情况下桩端岩层极限荷载分别为 11.0 kN 、18.0 kN 和 24.0 kN .

试验加载完成后取出三组试验得到的冲切体如图 3~图 5 所示,单桩桩端岩层冲切破坏体形状近似母线为螺旋线的旋转体,而双桩及三桩桩端岩层冲切破坏体形状近似各桩下冲切体重叠复合体.

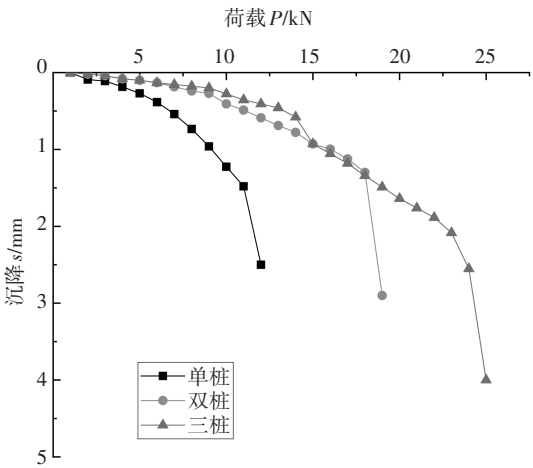


图 2 不同桩数的荷载沉降曲线
Fig.2 The Load settlement curves of different pile numbers



图 3 单桩冲切破坏体
Fig.3 The single pile destroy punching shear

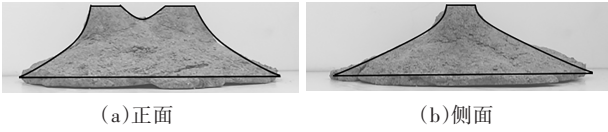


图 4 双桩冲切破坏体
Fig.4 The double piles destroy punching shear



图 5 三桩冲切破坏体
Fig.5 The three piles damaged punching shear

2 下伏空洞单桩基础桩端岩层极限承载力计算方法

2.1 基本假定

为方便后续下伏空洞排桩桩端岩层承载力和破坏模式研究,先对单桩情况下桩端基岩破坏模式进行推导.根据极限分析及相关理论,对单桩冲切破坏理论模型作如下假设:

- 1)溶洞顶板为一水平面且四周边界条件全为固支,顶板厚度 h 为桩底到空洞临空区顶部的距离.
- 2)下伏空洞桩端岩层破坏时产生的冲切体为中心对称的旋转体,形态函数为 $f(x)$,如图 6 所示.在

达到极限状态时分为内部岩和外部岩层两个刚性区以及厚度为 δ 的塑性区^[20]. 图中 h 表示下伏空洞岩层顶板厚度, d 表示桩径, $\dot{u}$ 表示冲切破坏时沉降速率, D 表示冲切体底面直径.

3) 岩体为理想的刚塑性材料,符合 Hoek-Brown 强度准则以及相关的流动法则.

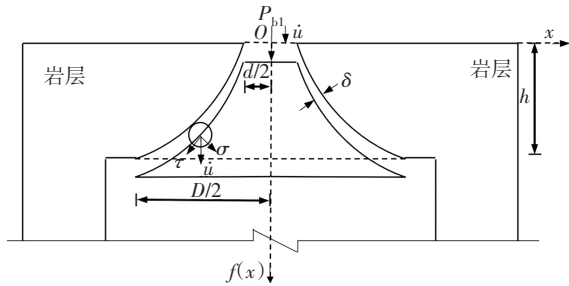


图6 冲切体破坏模式图

Fig.6 The failure mode of punching-shear cone

2.2 下伏空洞单桩桩端岩层极限承载力计算

根据极限分析上限法原理,极限状态下外荷载功率 $\dot{W}_p$ 与内部耗损功率 $\dot{W}_D$,满足能量守恒定律. 文献[15]研究表明,岩体自重做功对总体能量消耗占比极小,可不考虑岩体自重对总体承载力的影响,得到冲切体功率耗散方程如下:

$$\dot{W}_p = \dot{W}_D \quad (1)$$

$$\dot{W}_p = P_{bl} \dot{u} \quad (2)$$

$$\dot{W}_D = D' V \quad (3)$$

式中: P_{bl} 为随着桩基础传递到桩端基岩的荷载; D' 、 V 分别为塑性区发生塑性破坏时单位体积内能损耗率与冲切体塑性区体积,计算公式如下:

$$V = \delta S' = 2\pi\delta \int_{d/2}^{D/2} x \sqrt{1 + f'(x)^2} dx \quad (4)$$

$$D' = \sigma_n \dot{\epsilon}_n + \tau_n \dot{\gamma}_n \quad (5)$$

式中: $\dot{\epsilon}_n$ 为法向应变率; $\dot{\gamma}_n$ 为切向应变率; τ_n 为实际破坏面上的剪应力; σ_n 为实际破坏面上的法向应力; S' 表示冲切体侧面积.

当桩端岩层达到极限荷载时,冲切体随着上方桩基同时以速率 $\dot{u}$ 向正下方运动,此时根据相关流动法则,所有位于屈服面上的点,其剪应变方向与塑性流动方向的夹角为 α ,同时屈服面正交于塑性流动方向.法向应变率和切向应变率可表示为:

$$\dot{\epsilon}_n = (\dot{u}/\delta) \sin \alpha = \frac{(\dot{u}/\delta)}{\sqrt{1 + f'(x)^2}} \quad (6)$$

$$\dot{\gamma}_n = -(\dot{u}/\delta) \cos \alpha = -\frac{(\dot{u}/\delta) f'(x)}{\sqrt{1 + f'(x)^2}} \quad (7)$$

在以剪应力形式表示的 Hoek-Brown 准则^[21]中有:

$$\tau_n^* = \frac{\tau_n}{\beta} = \frac{1 - \sin \rho}{\tan \rho} \quad (8)$$

$$\sigma_n^* = \frac{\sigma_n}{\beta} + \zeta = \frac{1}{2} \left(\frac{1 - \sin \rho}{\sin \rho} \right)^2 (1 + 2 \sin \rho) \quad (9)$$

$$\beta = \sigma_c \frac{m_0}{8} \exp \frac{GSI - 100}{28} \quad (10)$$

$$\zeta = \frac{8}{m_0^2} \exp \frac{GSI - 100}{25.2} \quad (11)$$

式中: τ_n^* 为无量纲的剪应力; σ_n^* 为无量纲的法向应力; σ_c 为完整岩块无侧限抗压强度; β 为强度模数; ζ 为岩体抗拉强度系数; m_0 为岩体类型参数; ρ 为瞬时摩擦角; GSI 为岩体地质力学分类指标.

联立式(8)(9),可得采用抛物线模型模拟 Hoek - Brown 强度准则表达形式为:

$$\tau_n = \beta A \left(\frac{\sigma_n}{\beta} + \zeta \right)^B \quad (12)$$

其塑性势为:

$$\psi = \tau_n^* - A \beta (\sigma_n^*)^B \quad (13)$$

相应的塑性应变率可表示为:

$$\dot{\epsilon}_n = \lambda \frac{\partial \psi}{\partial \sigma_n^*} = -\lambda A B (\sigma_n^*)^{B-1} \quad (14)$$

$$\dot{\gamma}_n = \lambda \frac{\partial \psi}{\partial \tau_n^*} = \lambda \quad (15)$$

式中: A 、 B 为待定拟合参数; $\lambda > 0$ 为比例系数.

联立式(6)~(9)及式(12)(14)(15)可得:

$$\sigma_n = \beta [A B f'(x)]^{1/(1-B)} - \beta \zeta \quad (16)$$

$$\tau_n = A \beta \{ [A B f'(x)]^{1/(1-B)} \}^B \quad (17)$$

将式(6)(7)(16)(17)代入式(5)可得:

$$D' = \sigma_n \dot{\epsilon}_n + \tau_n \dot{\gamma}_n = \frac{(\dot{u}/\delta) \beta}{\sqrt{1 + f'(x)^2}} \{ ([A B f'(x)]^{1/(1-B)} (B^{-1} - 1)) + \zeta \} \quad (18)$$

联立式(1)~(4)及式(18)可得:

$$P_{bl} = 2\pi \int_{d/2}^{D/2} \{ ([A B f'(x)]^{1/(1-B)} (B^{-1} - 1) + \zeta) \beta x \} dx \quad (19)$$

通过变分原理转化式(19),令:

$$\xi [f(x), f'(x), x] = [A B \beta f'(x)]^{1/(1-B)} (B^{-1} - 1) + \beta \zeta \quad (20)$$

由欧拉方程:

$$\frac{\partial \xi}{\partial f(x)} - \frac{d}{dx} \left[\frac{\partial \xi}{\partial f'(x)} \right] = 0 \quad (21)$$

将式(20)代入式(21),化简可得:

$$f'(x) = \left(\frac{C_1}{x} \right)^{(1-B)/B} \quad (22)$$

式中: C_1 为待求参数.

为简化理论计算,根据文献[14],将 B 值取为 0.5,式(22)可化为:

$$f(x) = C_2 \ln x + C_3 \quad (23)$$

式中: C_2 、 C_3 为待求参数,由边界条件 $f(d/2)=0$ 、 $f(D/2)=h$ 可求得:

$$C_2 = \frac{h}{\ln(D/d)} \quad (24)$$

$$C_3 = -\frac{h \ln d}{\ln(D/d)} \quad (25)$$

将式(24)(25)代入式(23)可得:

$$f(x) = \frac{h}{\ln(D/d)} \ln \frac{2x}{d} \quad (26)$$

将式(26)、 $B=0.5$ 代入式(19)可得:

$$P_{bi} = \pi \beta \left[\zeta \left(\frac{D^2 - d^2}{4} \right) + \frac{A^2 h^2}{2 \ln(D/d)} \right] \quad (27)$$

将式(27)对 D 求偏导,通过 $\partial P_{bi} / \partial D = 0$,推导出底部直径 D 的表达式为:

$$D = \frac{Ah}{\sqrt{\zeta} \text{Lambert}W \left(\frac{Ah}{d \sqrt{\zeta}} \right)} \quad (28)$$

式中: $\text{Lambert}W$ 表示函数 $f(w) = we^w$ 的反函数,称为朗伯函数^[22].

将式(28)代入式(26)可得单桩冲切体在竖直面中的形态函数:

$$f(x) = C_4 \ln(C_5 x) \quad (29)$$

$$\text{式中: } C_4 = \frac{h}{\ln \frac{Ah}{d \sqrt{\zeta} \text{Lambert}W \left(\frac{Ah}{d \sqrt{\zeta}} \right)}}; C_5 = \frac{2}{d}.$$

3 下伏空洞桥梁单排桩基础桩端基岩极限承载力计算

3.1 下伏空洞桥梁双桩桩端岩层极限承载力计算

根据模型试验结果,当桩间距较小时,各桩下冲

切破坏体发生重叠,下伏空洞桥梁双桩冲切体理论模型如图7所示.

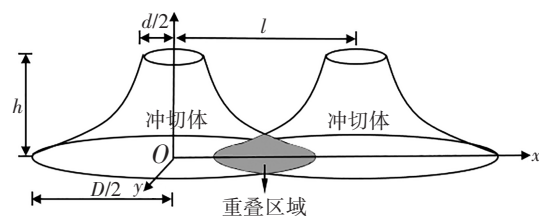


图7 双桩冲切体理论模型示意图

Fig.7 Schematic diagram of theoretical model for punching shear of double piles

根据极限分析理论,联立式(1)~(4)可得:

$$P_{bi} \dot{u} = D' \delta S' \quad (30)$$

由式(30)可知,空洞顶板极限承载力与冲切破坏体的侧面积线性相关,可通过空间曲面积分来计算两冲切体重叠部分减少的侧面积,从而计算双桩基础总承载力的减少部分,过程如下.

如图7所示,以单个冲切体底部中心为原点建立三维坐标系,由式(29)可得此坐标系中冲切体曲面 Z 的表达式为:

$$Z = h - C_4 \ln C_5 - C_4 \ln \sqrt{x^2 + y^2} \quad (31)$$

对式(31)进行空间曲面积分,可得到冲切曲面 Z 对 xOy 平面投影部分积分后侧表面积 S' 的表达式:

$$S' = \int_0^{\theta_1} d\theta C_4^2 \sqrt{1 + \left(\frac{r}{C_4} \right)^2} d \frac{r}{C_4} \quad (32)$$

式中: θ_1 、 r_1 、 r_2 为以一桩下冲切体底面圆心为原点的极坐标积分区域.

令 $r/C_4 = t$ 并代入式(32)可得:

$$S' = C_4^2 \int_0^{\theta_1} \frac{1}{2} \left[t \sqrt{1+t^2} + \ln \left| t + \sqrt{1+t^2} \right| \right] \Big|_{\frac{r_2}{C_4}}^{\frac{r_1}{C_4}} d\theta \quad (33)$$

为明确冲切曲面 Z 在 xOy 平面的积分区域,将双桩冲切体重叠部分进行俯视投影如图8所示. θ_0 表示重叠区域在冲切体底面投影弧度的 $1/2$; S 表示完整单桩冲切体的侧面积; S_1 为每根单桩因重叠减少的侧面积,可以通过空间曲面 Z 对扇形投影 $\widehat{OAB}$ 积分面积减去三角形投影 $\triangle OAB$ 积分面积的方法计算.

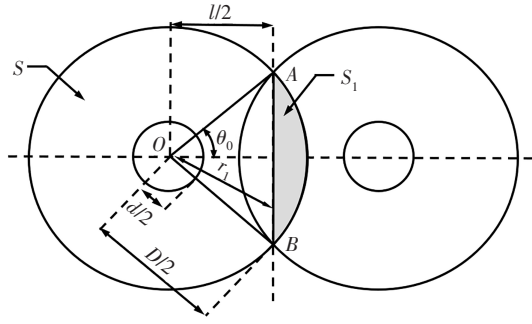


图8 双桩冲切体重叠投影图

Fig.8 The overlapping projection of double-pile punching shear

将明确的积分区域代入式(33)可得重叠面积 S_1 表达式为:

$$S_1 = C_4^2 \int_0^{\theta_0} \left[\frac{D}{2C_4} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{D}{2C_4}\right)^2} - \frac{r_1}{C_4} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{r_1}{C_4}\right)^2} + \ln \left| \frac{D}{2C_4} + \sqrt{1 + \left(\frac{D}{2C_4}\right)^2} \right| - \ln \left| \frac{r_1}{C_4} + \sqrt{1 + \left(\frac{r_1}{C_4}\right)^2} \right| \right] d\theta \quad (34)$$

如图8所示, r_1 与桩间距 l 的几何关系如下:

$$r_1 = \frac{l}{2\cos\theta} \quad (35)$$

同样得到未考虑重叠时完整单个冲切体侧表面积 S 为:

$$S = \frac{1}{2} C_4^2 \int_0^{2\pi} \left[\frac{D}{2C_4} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{D}{2C_4}\right)^2} - \frac{d}{2C_4} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{d}{2C_4}\right)^2} + \ln \left| \frac{D}{2C_4} + \sqrt{1 + \left(\frac{D}{2C_4}\right)^2} \right| - \ln \left| \frac{d}{2C_4} + \sqrt{1 + \left(\frac{d}{2C_4}\right)^2} \right| \right] d\theta \quad (36)$$

由式(30)(34)(36)可得极限破坏时桥梁桩基双桩情况下岩层顶板总极限承载力 P_{b2} 与完整单桩桩端岩层极限承载力 P_{b1} 间关系式为:

$$P_{b2} = \frac{(2S - 2S_1)}{2S} 2P_{b1} \quad (37)$$

令 $\lambda_1 = 2S_1/2S$ 并代入式(37),可化简得到冲切体重叠造成桥梁双桩桩端基岩总承载力相对于不考虑冲切体叠加时双桩桩端岩层总承载力的折减系数 η_1 的表达式:

$$\eta_1 = \frac{P_{b2}}{2P_{b1}} = 1 - \lambda_1 \quad (38)$$

3.2 下伏空洞桥梁三桩桩端岩层极限承载力计算

下伏空洞桥梁三桩基础桩端岩层的总承载力折减与冲切体重叠情况与双桩类似,区别在于极限破坏时三桩基础的中桩下岩层的冲切体可能存在两个重叠部分,导致承载力折减得更多.三桩冲切体理论

模型如图9所示.

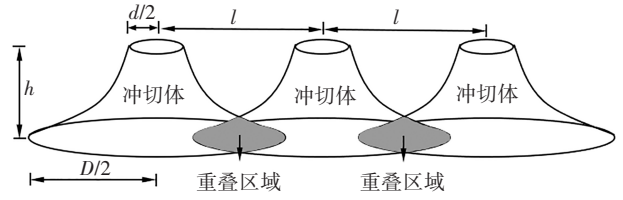


图9 三桩冲切体理论模型示意图

Fig.9 Schematic diagram of theoretical model of punching shear of three piles

三桩中左右两根桩的承载力折减与前文所述双桩情况一致,中桩由于重叠而减少的侧表面积 S_2 可表示为:

$$S_2 = S_L + S_R \quad (39)$$

式中: S_L 与 S_R 分别表示中桩与左右两桩冲切体重叠减少的侧面积.

由式(34)(35)可知左桩与中桩重叠面积 S_L 表达式为:

$$S_L = C_4^2 \int_0^{\theta_{l0}} \left[\frac{D}{2C_4} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{D}{2C_4}\right)^2} - \frac{r_{L1}}{C_4} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{r_{L1}}{C_4}\right)^2} + \ln \left| \frac{D}{2C_4} + \sqrt{1 + \left(\frac{D}{2C_4}\right)^2} \right| - \ln \left| \frac{r_{L1}}{C_4} + \sqrt{1 + \left(\frac{r_{L1}}{C_4}\right)^2} \right| \right] d\theta \quad (40)$$

$$r_{L1} = \frac{l_L}{2\cos\theta_{l0}} \quad (41)$$

式中: l_L 表示左桩距中桩的距离; θ_{l0} 为左桩与中桩重叠部分在底面投影的弧度的1/2.

同理可求得右桩与中桩重叠面积 S_R 的表达式.由式(30)(36)(39)可得极限破坏时桥梁桩基三桩桩端岩层总极限承载力 P_{b3} 与完整单桩桩端岩层极限承载力 P_{b1} 间关系式为:

$$P_{b3} = \left(\frac{3S - 2S_2}{3S} \right) 3P_{b1} \quad (42)$$

令 $\lambda_2 = 2S_2/3S$,可化简得到冲切体重叠造成桥梁三桩桩端岩层总承载力相对于不考虑冲切体叠加时三桩桩端岩层总承载力的折减系数 η_2 的表达式:

$$\eta_2 = \frac{P_{b3}}{3P_{b1}} = 1 - \lambda_2 \quad (43)$$

3.3 试验与理论计算结果对比

为验证理论的正确性,将模型试验与理论计算结果进行对比,相关岩体材料参数按以下原则取值:根据文献[23]采用Hoek-Brown强度准则对岩体进行分类,对于完整岩块试样,考虑试验试件的尺寸以及试件无节理,岩体地质力学分类指标GSI取100,岩体的类型参数 m_0 取15,然后将其代入式(10)和式

(11)可得强度模数 β 为3.375,岩体的抗拉强度系数 ζ 为0.036. A 为拟合参数,根据试验所采用的模拟岩体材料,经拟合, A 值取0.56时较为合理. 参数汇总见表2,理论计算结果与模型试验实测值见表3.

表2 岩溶模型相关参数

Tab.2 The related parameters of karst model

σ_c/MPa	A	m_0	GSI	β	ζ
1.8	0.56	15	100	3.375	0.036

表3 空洞顶板极限承载力

Tab.3 The ultimate bearing capacity of cavity roof

桩	极限荷载/kN		理论与实测 误差/%
	理论值	实测值	
单桩	10.4	11.0	5.8
双桩	17.8	18.0	1.1
三桩	25.3	24.0	5.1

通过模型试验和理论计算得到的极限承载力与模拟桥梁桩基数量的关系曲线如图10所示. 在桩间距为 $3d$ 的情况下,考虑冲切体重叠效应计算得到的下伏空洞桥梁单排桩基桩端岩层极限承载力与模型试验结果较为吻合.

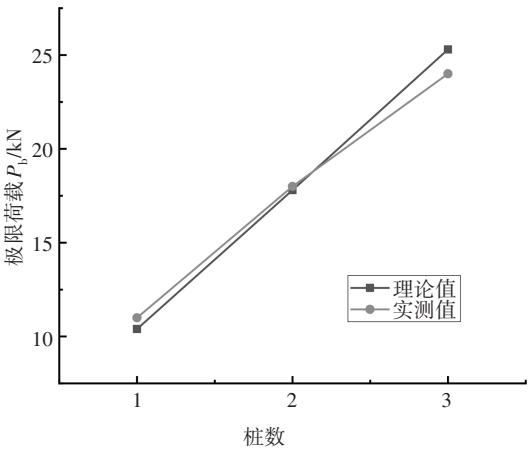


图10 P_b 的理论计算与试验结果对比曲线图

Fig.10 Comparison curve of theoretical calculation and experimental results of P_b

4 参数分析

为进一步研究下伏空洞桥梁桩基双桩及三桩情况下桩端岩层极限承载力的变化规律,使用极限分析有限元法对下伏空洞桥梁桩基础不同桩间距情况进行模拟.

在有限元材料库中无Hoek-Brown材料,考虑到对同一岩体而言,无论采用哪一种破坏准则进行分析,只要与岩体本身实际物理力学性质一致,得到的分析结果就相同. 在软件中选择以M-C材料作为模拟岩体,相关参数采用通过室内材料力学参数实验测得的数据,岩体试块黏聚力 $c=500\text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi=25^\circ$,系统默认重度 $\gamma=25\text{ kN/m}^3$. 数值模拟中构建与室内试验尺寸相同的中空圆柱形分析域,其内部空洞直径600 mm,洞高210 mm,模型外部直径1 000 mm,高度300 mm,顶板厚度为90 mm($3d$). 考虑计算机计算能力设置初始节点数为10 000点,选择自适应网格划分进行3次迭代. 由于在数值分析中桩基变形对桩端岩层极限承载力的影响可忽略不计,故将模拟桩基设置为直径 $d=3\text{ cm}$ 、高 $h=6\text{ cm}$ 的圆柱形刚体. 在桩基布置方式中除单桩情况外分别设置双桩与三桩桩间距为 $2d$ 、 $2.5d$ 、 $3d$ 、 $3.5d$ 、 $4d$ 、 $4.5d$ 、 $5d$ 、 $5.5d$ 、 $6d$ 的18种工况,其中桩间距为 $4d$ 时双桩及三桩模型极限破坏时的剪切耗散图如图11和图12所示. 由图可知在极限荷载作用下双桩及三桩均发生冲切破坏,其破坏模式为各桩下冲切体局部出现重叠现象,与理论假定破坏模式一致.

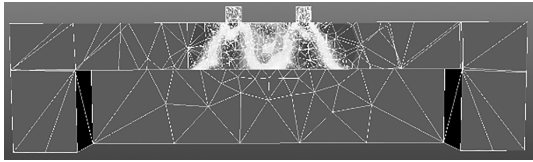


图11 双桩冲切破坏时剪切耗散图

Fig.11 The shear dissipation diagram of 1/2 section in punching shear failure of double piles

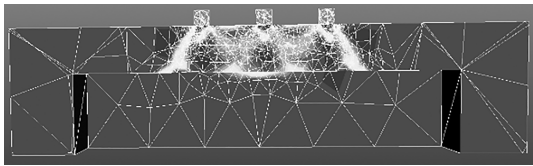


图12 三桩冲切破坏时剪切耗散图

Fig.12 The shear dissipation diagram of 1/2 section in punching shear failure of three piles

有限元法运算得到单桩时极限承载力为10.8 kN,利用单桩冲切理论计算得到的承载力为10.4 kN,室内模型试验结果为11.0 kN,三者较为吻合,说明采用数值模拟方法计算下伏空洞桩端岩层极限承载力具有可行性. 采用本文理论和数值模拟计算的不同桩间距下双桩及三桩桩端基岩承载力值见表4.

表 4 理论与数值模拟计算承载力结果

Tab.4 The comparison curve of theoretical and numerical simulation calculation results of P_b

桩间距	P_b/kN					
	双桩			三桩		
	数值模拟	理论计算	理论折减	数值模拟	理论计算	理论折减
2.0d	15.8	15.7	0.76	20.8	21.0	0.67
2.5 d	17.0	16.8	0.81	23.1	23.2	0.74
3.0 d	18.1	17.8	0.86	25.3	25.3	0.81
3.5 d	19.1	18.7	0.90	26.9	27.0	0.87
4.0 d	19.8	19.5	0.94	29.1	28.6	0.92
4.5 d	20.7	20.1	0.97	30.5	29.9	0.96
5.0 d	20.9	20.6	0.99	31.8	30.8	0.99
5.5 d	21.1	20.7	1.00	32.0	31.1	1.00
6.0 d	21.1	20.7	1.00	32.1	31.1	1.00

由表 4 可知,桥梁桩基双桩情况下采用冲切体重叠面积计算折减后总承载力的方法与数值模拟结果匹配较好,误差均小于 3%. 双桩不同桩间距下数值模拟与理论计算极限承载力结果如图 13 所示. 当桩间距较小时,双桩承载力折减系数随着桩间距增大呈非线性增长;当桩间距为 2d 时桥梁双桩的总承载力为不考虑叠加效应时总承载力的 75%;桩间距逐渐增大到 5d 左右时,桥梁双桩基础的总承载力达到不考虑重叠效应时总承载力的 99%,并往后接近 100% .

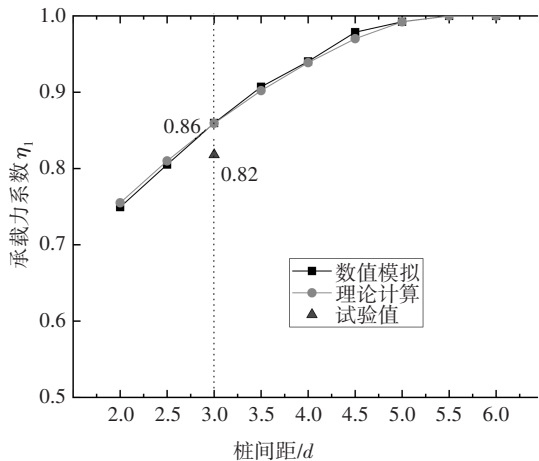


图 13 双桩情况下理论计算与数值模拟结果对比

Fig.13 The comparison of theoretical calculation and numerical simulation of double piles

在三桩情况下理论计算得到的承载力结果与数值模拟结果也极为接近,如图 14 所示. 由于试验中单桩测试值较理论值偏大而三桩测试时较理论值偏小,故图中三桩试验所得承载力系数小于理论计算值. 桥梁三桩基础间距为 2d 时桩端岩层承载力为不考虑叠加效应时总承载力的 67%,相比于完整三根单桩总承载力减少了 33%,之后桩基的极限承载力随桩间距增大而逐渐增大,当桩间距达到 5d 时变为不考虑叠加效应时三桩总承载力的 99%,桩间距继续增大后接近 100% .

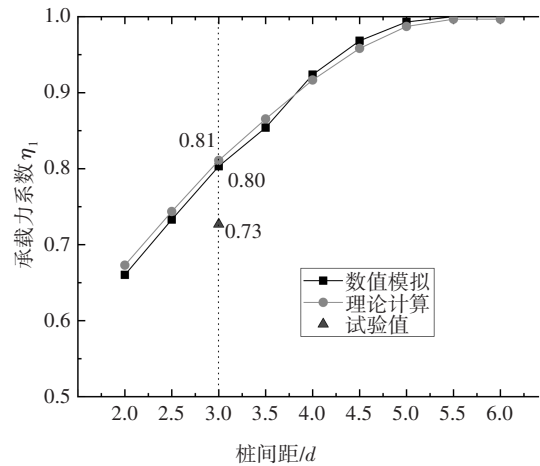


图 14 三桩情况下理论计算与数值模拟结果对比

Fig.14 The comparison of theoretical calculation and numerical simulation of three piles

需要说明的是,以上关于下伏空洞单排桩极限承载能力的研究与试验均建立在下伏空洞顶板宽度 L 较大且顶板厚度 h 较小的情况.

在空洞顶板厚度方面,根据文献[8]、[13],当空洞顶板厚度小于 3 倍桩径时,空洞地基桩端岩层破坏模式为冲切破坏;当空洞顶板厚度为 4 倍桩径时,桩端岩层极限破坏模式为冲切与剪切复合式破坏;当顶板厚度大于 5 倍桩径时,空洞地基与完整地基承载能力接近,可不考虑下伏空洞对地基承载力的影响. 考虑空洞顶板厚度较小而单桩承载能力无法满足要求的情况,本文研究并推导了下伏空洞排桩桩端岩层极限承载力的计算方法,并使用数值模拟软件构建不同空洞顶板厚度模型与理论计算对比,结果如表 5 所示. 在顶板厚度大于 3 倍桩径的情况下,空洞顶板的破坏模式不再是单纯冲切破坏,本文理论与数值结果误差较大,不再适用.

表 5 双桩空洞顶板极限承载力
Tab.5 Ultimate bearing capacity
of cavity roof under double piles

顶板厚度	数值模拟 结果/kN	理论计算 结果/kN	误差/%
2d	11.2	10.3	8.7
3d	18.1	17.8	1.7
4d	26.4	31.9	17.2
5d	29.5	36.5	19.2

在空洞大小方面,主要考虑溶洞顶部临空面宽度,本文已通过理论、数值模拟、试验对比验证得到影响排桩极限承载能力的临界桩间距 $l_{\max}$ 为5倍桩径.本文所有推导都是建立在空洞顶板宽度 L 足够大的前提下(如图15(a)所示),即在双桩情况下要求 $L \geq 2 \cdot D/2 + l_{\max} = D + 5d$;当空洞顶板宽度 $L < D + 5d$ 时(如图15(b)所示),破坏面底面宽度被限定为 L ,此时冲切破坏体的形态函数较为复杂,冲切体重叠理论不再适用,三桩情况同理.

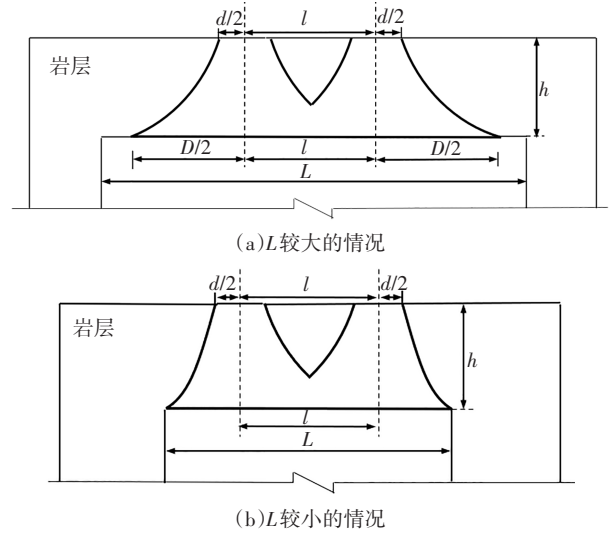


图 15 不同空洞大小下冲切体形态函数差异
Fig.15 The difference of punching shape function
under different cavity sizes

5 结 论

本文提出了一种计算下伏空洞顶桥梁单排桩基础桩端岩层极限承载力的计算方法,并进行了室内试验以及数值模拟研究,得到如下结论:

1)下伏空洞桥梁单排双桩及三桩基础发生冲切破坏的破坏模式为各桩下冲切体相互影响的形式,

具体表现为在桩间距较小的情况下存在冲切体局部重叠,导致总体承载能力降低.

2)下伏空洞桥梁单排双桩基础双桩与三桩情况在下伏空洞地基上发生的承载力折减量与其冲切破坏时冲切体侧表面积重叠部分大小呈正相关,在同一桩端岩层中,桩间距的大小直接决定了此重叠面积的大小.当桩间距为 $2d$ 时桥梁双桩与三桩基础桩端岩层的总承载力分别为不考虑叠加效应时总承载力的75%与67%;当桩间距逐渐增大到 $5d$ 左右时,桥梁双桩与三桩基础桩端岩层的总承载力达到不考虑重叠效应时总承载力的99%并往后无限接近于100%;在桩间距大于 $5d$ 时,可不考虑下伏空洞桥梁单排桩基桩端岩层承载力的折减情况.

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 M H, CAO W G, HE P X, 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, 25(1): 64-68. (In Chinese)

[2] 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):1618-1622.
ZHAO M H, JIANG C, CAO W G. 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):1618-1622. (In Chinese)

[3] 赵明华,周磊,雷勇. 基于H-B强度理论的桩端岩层安全厚度确定[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2010,37(6):1-5.
ZHAO M H, ZHOU L, LEI Y. Study on the safe thickness of the rock mass at the end of the pile based on hoek-brown strength criterion [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2010, 37(6):1-5. (In Chinese)

[4] 李炳行,肖尚惠,莫孙庆. 岩溶地区嵌岩桩桩端岩体临空面稳定性初步探讨[J]. 岩石力学与工程学报,2003,22(4):633-635.
LI B X, XIAO S H, MO S Q. Discussion about the stability of rock mass free face on the tip of rock-socked pile in carst region [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(4):633-635. (In Chinese)

[5] 黄生根,梅世龙,龚维明. 南盘江特大桥岩溶桩基承载特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(5):809-813.
HUANG S G, MEI S L, GONG W M. Testing study on bearing behavior of piles for nanpan river great bridge in Karst area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(5): 809-813. (In Chinese)

[6] 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 H L, ZHANG Z H, WANG S H, *et al.* Experimental study and analysis on rock-socketed pile in Karst area[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(1): 92-103. (In Chinese)
- [7] 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 H L, MA L, ZHANG Z H, *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. (In Chinese)
- [8] 雷勇, 尹君凡, 陈秋南, 等. 基于极限分析法的溶洞顶板极限承载力研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(7): 1926-1932.
LEI Y, YIN J F, CHEN Q N, *et al.* Determination of ultimate bearing capacity of cave roof using limit analysis method [J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(7): 1926-1932. (In Chinese)
- [9] FATTAH M Y, AL HELO K H I, ABED H H. Load distribution in pile group embedded in sandy soil containing cavity[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2018, 22(2): 509-519.
- [10] 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 M H, ZHANG R, HU B X, *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. (In Chinese)
- [11] FRALDI M, GUARRACINO F. Limit analysis of collapse mechanisms in cavities and tunnels according to the Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, 46(4): 665-673.
- [12] 龚先兵, 赵明华, 张永杰. 桩端下伏溶洞顶板稳定非概率可靠性分析方法[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2011, 38(1): 13-17.
GONG X B, ZHAO M H, ZHANG Y J. Non-probabilistic reliability analysis method of Karst roof stability under pile tip[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2011, 38(1): 13-17. (In Chinese)
- [13] 雷勇, 陈秋南, 马宾辉. 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 Y, CHEN Q N, MA B H. Punching analysis of rock at pile tip base on limit analysis [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(3): 631-638. (In Chinese)
- [14] 雷勇, 刘一新, 邓加政, 等. 冲切破坏模式下溶洞顶板极限承载力计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(9): 2162-2169.
LEI Y, LIU Y X, DENG J Z, *et al.* Calculation of ultimate bearing capacity of cave roof under punching failure mode [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(9): 2162-2169. (In Chinese)
- [15] 柏华军. 考虑溶洞顶板自重时桩端持力岩层安全厚度计算方法[J]. 岩土力学, 2016, 37(10): 2945-2952.
BAI H J. A method for calculating the safety rock thickness of pile bearing strata with considering deadweight of Karst cave roof [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(10): 2945-2952. (In Chinese)
- [16] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity [M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975.
- [17] 雷勇, 邓加政, 刘泽宇, 等. 考虑荷载位置偏移的空洞岩石地基极限承载力计算方法[J]. 岩土力学, 2020, 41(10): 3326-3332.
LEI Y, DENG J Z, LIU Z Y, *et al.* A method to calculate ultimate bearing capacity of rock foundation with cavities considering load position offset [J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(10): 3326-3332. (In Chinese)
- [18] 公路桥涵地基与基础设计规范: JTG 3363—2019 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2019.
Code for design of ground base and foundation of highway bridges and culverts: JTG 3363—2019 [S]. Beijing: People's Communications Press, 2019. (In Chinese)
- [19] 建筑地基基础设计规范: GB 50007—2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Code for design of building foundation: GB 50007—2011 [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2011. (In Chinese)
- [20] SIMO J C, TAYLOR R L. A return mapping algorithm for plane stress elastoplasticity [J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1986, 22(3): 649-670.
- [21] SERRANO A, OLALLA C. Tensile resistance of rock anchors [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36(4): 449-474.
- [22] RATHIE R N, SILVA P D. Applications of Lambert W function [J]. International Journal of Applied Mathematics and Statistics, 2011, 23(D11): 1-15.
- [23] 阳生权, 阳军生. 岩体力学 [M]. 北京: 机械工业出版社, 2012.
YANG S Q, YANG J S. Rockmass mechanics [M]. Beijing: China Machine Press, 2012. (In Chinese)