

芙蓉江大桥拱座混凝土-基岩抗滑稳定性研究

田洪铭¹, 陈卫忠^{1,2}, 郑朋强¹, 于建新¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061)

摘要: 通过对混凝土-岩石胶结面剪切破坏过程中剪应力-位移曲线的分析, 假设混凝土-岩石胶结面剪应力由混凝土与岩石之间的胶结作用和摩擦效应共同承担, 从而建立考虑峰后胶结损伤的胶结面力学模型。室内混凝土-岩石剪切试验结果的反演分析表明, 该模型可以很好地反映胶结面剪切破坏过程。利用建立的混凝土-岩石胶结面力学模型, 对拟建的芙蓉江大桥拱座抗滑稳定性进行三维计算分析, 结果表明: 桥梁荷载下拱座-基岩胶结面剪切应力小于其抗剪强度, 胶结面变形以弹性变形为主, 量值较小, 拱座-基岩胶结面不会产生剪切破坏。

关键词: 岩石力学; 混凝土-岩石胶结面; 抗滑稳定性; 拱桥拱座; 胶结损伤

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2014)07-1407-08

DOI:10.13722/j.cnki.jrme.2014.07.012

SLIDING STABILITY ANALYSIS OF CEMENTED CONCRETE-ROCK JOINT BETWEEN SKEWBACK AND BEDROCK OF FURONGJIANG BRIDGE

TIAN Hongming¹, CHEN Weizhong^{1,2}, ZHENG Pengqiang¹, YU Jianxin¹

(1. *State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China;* 2. *Research Center of Geotechnical and Structural Engineering, Shandong University, Jinan, Shandong 250061, China*)

Abstract: Based on the analysis of shear stress-displacement curve of cemented concrete-rock joint, an assumption is proposed that the shear stress of cemented concrete-rock joint is dependent on the bonding strength and the friction effect of the cohesive interface. A new model of cemented concrete-rock joint considering the bonding degradation after peak stress is therefore established. The comparison of results of back analysis using the proposed model with ones from shear tests shows that the proposed model could describe the entire process of failure of cemented concrete-rock joint. Besides, a stability analysis of the foundation of Furongjiang Bridge is carried out using the proposed model. The numerical results show that the shear stress between the skewback and the bedrock from the bridge loading is smaller than its shear strength; and the shear displacement has a very low value, which indicates a safe bridge foundation.

Key words: rock mechanics; cemented concrete-rock joint; sliding stability; skewback of arch bridge; damage of bonding

1 引言

一般而言, 混凝土重力坝、支墩坝及拱桥拱座,

在其运营过程中要承受较大的水平荷载作用, 构筑物基础抗滑稳定性往往受控于基岩体内软弱结构面的剪切特性及混凝土-基岩胶结面的剪切特性^[1]。因此, 开展混凝土-岩石胶结面的剪切试验研究,

收稿日期: 2013-08-28; 修回日期: 2014-02-21

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金资助项目(51309217); 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2013CB036006); 国家自然科学基金杰出青年科学基金资助项目(51225902)

作者简介: 田洪铭(1985-), 男, 2007年毕业于山东大学土建与水利学院土木工程专业, 现任助理研究员, 主要从事软岩隧道合理支护方面的研究工作。E-mail: tianhongming1111@163.com

建立合理的胶结面力学模型，对于构筑物基础的抗滑稳定性分析至关重要。

混凝土 - 岩石接触面力学特性研究，按照接触面有无胶结作用可以分为：无胶结的混凝土 - 岩石接触面摩擦效应研究和有胶结的混凝土 - 岩石接触面力学特性研究。目前对于混凝土 - 岩石接触面摩擦效应的试验和理论研究开展较多^[2-8]，研究表明混凝土 - 岩石接触面摩擦效应主要取决于接触面的粗糙程度以及混凝土和岩石的自身强度。而对于胶结状态下混凝土 - 岩石接触面剪切力学特性的试验和理论研究相对较少。在国外，D. Saiang 等^[9]对胶结状态下混凝土 - 岩石接触面剪切试验研究表明，胶结状态下混凝土 - 岩石胶结面的剪切应力由胶结作用和摩擦效应共同承担，法向力较低时，胶结作用占主导，随着法向力的增大，摩擦效应的影响不断增大。在国内，陈 记等^[10]系统研究了粗糙度、正应力对混凝土与基岩胶结面抗剪强度的影响，并提出微风化花岗岩 - 混凝土胶结面剪切强度的 JRC-JCS 模型；朱珍德等^[11-12]研究了两相介质胶结面粗糙度对其抗剪强度参数值大小、剪切变形特性以及剪切破坏机制的影响，得到了胶结面粗糙度分形维数与抗剪强度指标之间的经验关系式；杨令强等^[13]的研究表明，岩石的含水率同样对胶结面的强度具有很大的影响，随着含水率的增加，黏聚力、内摩擦角都会明显降低。但是，由于混凝土 - 岩石胶结面力学特性的复杂性，上述模型都很难模拟胶结面整个剪切破坏过程。

本文基于混凝土 - 岩石胶结面剪切破坏过程中剪应力 - 位移曲线分析，提出混凝土 - 岩石胶结面剪应力由胶结作用和摩擦效应共同承担的假设，建立了考虑峰后胶结损伤的胶结面力学模型，通过与室内混凝土 - 岩石胶结面剪切试验结果的对比分析，验证了模型的合理性。并利用建立的胶结面模型，对即将建设的道翁线芙蓉江大桥道真岸拱座 - 基岩抗滑稳定性进行了三维分析。

2 混凝土 - 岩石胶结面剪切特性分析

剪切试验研究表明，混凝土 - 岩石胶结面上的剪应力由胶结作用和摩擦效应共同承担，随着剪切位移的不断增大(见图 1)：

(1) OA 段：剪切位移初始加载阶段，剪应力随着剪切位移的增大而线性增加，直至其峰值剪应力

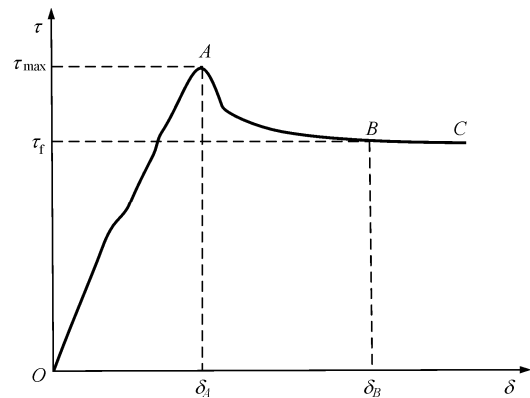


图 1 混凝土 - 岩石胶结面剪切应力 - 位移曲线

Fig.1 Typical shear stress-displacement curve of cemented concrete-rock joint

τ_{max} 。该阶段混凝土与岩石胶结状态良好，因此胶结面上的剪应力主要由胶结面的胶结作用承担。

(2) AB 段：当剪应力达到其峰值应力 τ_{max} 后，剪应力开始随着位移的增大而降低。该过程中由于胶结面的逐渐破坏，其剪切承载力不断降低，同时破坏后的胶结面剪切力转为由摩擦效应承担。因此，AB 段是胶结面胶结作用逐渐消失，而摩擦效应逐渐增大的过程。

(3) BC 段：随着剪切位移的进一步增大，胶结面的剪应力逐渐降低至残余应力 τ_r ，此时胶结面的胶结作用已经完全消失，剪切力完全由混凝土与岩石之间的摩擦力承担，该过程中剪应力不再随剪切位移的增大而降低。

3 混凝土 - 岩石胶结面力学模型研究

基于混凝土 - 岩石胶结面剪切应力 - 应变关系的分析，假设混凝土 - 岩石胶结面上的剪切应力由胶结作用和摩擦效应共同承担，即

$$\tau = \tau^c + \tau^f \tag{1}$$

式中： τ 为胶结面上的剪应力，对于三维问题， $\tau = (\tau_s, \tau_t)$ ，其中 τ_s 和 τ_t 分别为 s 和 t 方向的剪应力分量； τ^c 胶结作用承担的剪应力； τ^f 为摩擦效应承担的剪应力。

3.1 OA 段模型建立

OA 段胶结面还没有达到其峰值抗剪强度，混凝土 - 岩石胶结面处于完全胶结状态，胶结面上的剪应力完全由胶结作用承担，可以表示为

$$\tau = \tau^c \tag{2}$$

由分析可知，剪应力随着位移的增大而线性增

加，胶结面的剪应力增量可以表示为

$$\Delta\tau = \Delta\tau^c = \begin{Bmatrix} \Delta\tau_s^c \\ \Delta\tau_t^c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s^c & 0 \\ 0 & K_t^c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta_s \\ \Delta\delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K}^c \Delta\delta \quad (3)$$

式中： \mathbf{K}^c 为胶结刚度矩阵； K_s^c ， K_t^c 分别为 s 和 t 方向的胶结刚度，对于各向同性的胶结面 $K_s^c = K_t^c$ ； $\Delta\delta$ 为剪切位移增量。

3.2 AB 段模型建立

在达到峰值应力 τ_{\max} 后，胶结面的剪应力开始随着位移的增大而逐渐降低。在此过程中，随着胶结作用的不断损伤，胶结刚度也不断降低。借助损伤力学，引入胶结损伤变量 D ，则损伤后的胶结刚度矩阵可以表示为

$$\tilde{\mathbf{K}}^c = \begin{bmatrix} (1-D)K_s^c & 0 \\ 0 & (1-D)K_t^c \end{bmatrix} = (1-D)\mathbf{K}^c \quad (4)$$

损伤变量 D 在 $0 \sim 1$ 范围内变化，当没有胶结损伤时， $D = 0$ ；当胶结作用完全消失时， $D = 1$ 。

随着胶结损伤的不断增大，剪应力逐渐由摩擦效应承担，这是一个复杂的转化过程。本次建模过程中，假设随着胶结损伤的不断增大，其摩擦刚度呈线性增大，即

$$\tilde{\mathbf{K}}^f = \begin{bmatrix} DK_s^f & 0 \\ 0 & DK_t^f \end{bmatrix} = D\mathbf{K}^f \quad (5)$$

式中： \mathbf{K}^f 接触面的摩擦刚度矩阵，可以通过无胶结作用的混凝土 - 岩石接触面的剪切试验得到。此时，胶结面上的剪应力增量可以表示为

$$\Delta\tau = \begin{bmatrix} (1-D)K_s^c & 0 \\ 0 & (1-D)K_t^c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta_s \\ \Delta\delta_t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} DK_s^f & 0 \\ 0 & DK_t^f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta_s \\ \Delta\delta_t \end{Bmatrix} = [(1-D)\mathbf{K}^c + D\mathbf{K}^f] \Delta\delta \quad (6)$$

胶结损伤变量 D 演化模型的建立包括损伤起始点和演化方程的确定 2 个方面。从试验结果可知，当胶结面剪应力达到其峰值应力 τ_{\max} 时，胶结损伤开始演化，基于此，定义胶结面损伤演化起始点为

$$\max \left\{ \frac{\tau_s}{\tau_s^{\max}}, \frac{\tau_t}{\tau_t^{\max}} \right\} = 1 \quad (7)$$

式中： τ_s^{\max} ， τ_t^{\max} 分别为 s 和 t 方向的峰值剪应力。对于各向同性的胶结面 $\tau_s^{\max} = \tau_t^{\max}$ ，从已有的研究成果可知，胶结面峰值剪应力与其的粗糙度、法向应力等密切相关^[10-12]。

胶结损伤的演化规律与剪切位移密切相关，通过对峰后剪应力 - 位移关系曲线分析，假设胶结损伤满足指数型演化规律，建立的胶结损伤演化方程为

$$D = 1 - \left(\frac{\delta^A}{\delta} \right) \left\{ 1 - \frac{1 - \exp \left[-\alpha \left(\frac{\delta - \delta^A}{\delta^B - \delta^A} \right) \right]}{1 - \exp(-\alpha)} \right\} \quad (8)$$

式中： δ^A 为峰值剪应力 τ_{\max} 对应的剪切位移； δ^B 胶结面完全破坏时的剪切位移； δ 为当前的剪切位移，基于 OA 段胶结损伤为 0 的假设， δ 的取值应大于等于 δ^A ； α 为胶结损伤参数。

3.3 BC 段模型建立

BC 段混凝土 - 岩石接触面胶结作用已经完全失效，此时接触面剪应力完全由摩擦效应承担，假设胶结面摩擦效应满足库仑摩擦准则，胶结面所能承担的最大摩擦力 τ_{crit}^f 可以表示为

$$\tau_{\text{crit}}^f = P\mu \quad (9)$$

式中： P 为法向力， μ 为混凝土与基岩之间的摩擦因数。此时，胶结面的剪应力增量可以表示为

$$\Delta\tau = \Delta\tau^f = \begin{Bmatrix} \Delta\tau_s^f \\ \Delta\tau_t^f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s^f & 0 \\ 0 & K_t^f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta_s \\ \Delta\delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K}^f \Delta\delta \quad (10)$$

胶结面上的剪应力合力可以表示为

$$\tau = \sqrt{\tau_s^2 + \tau_t^2} \quad (11)$$

当 $\tau < \tau_{\text{crit}}^f$ 时，接触面无摩擦滑动，当 $\tau = \tau_{\text{crit}}^f$ 时，接触面开始产生摩擦滑动。

3.4 混凝土 - 岩石胶结面模型验证

(1) 混凝土 - 岩石剪切试验

为了验证上述模型的合理性，采用 RMT - 150 试验机(见图 2)对混凝土 - 岩石胶结面进行了一系列的剪切试验研究。



图 2 RMT - 150 试验机

Fig.2 Test system RMT - 150

试验采用的岩石为取自贵州省道翁高速芙蓉江大桥桥基的中风化灰岩，其单轴饱和抗压强度约为 70 MPa。为避免粗糙度的影响，本次试验过程中选取表面光滑的岩石浇注试样。试样浇注采用 C40 强度等级混凝土，浇筑成 150 mm×150 mm 的方形试样(见图 3)。

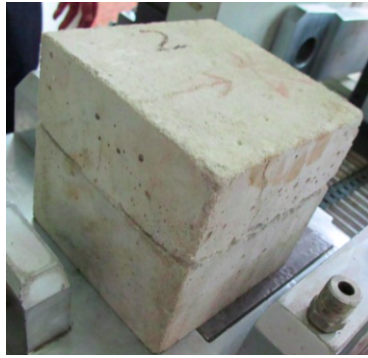


图 3 混凝土 - 岩石胶结面剪切试样

Fig.3 Specimen of cemented concrete-rock joint

混凝土 - 岩石胶结面剪切试验过程中，为得到完整的剪切应力 - 剪切位移曲线，试验采用位移加载方式，加载速率为 0.005 mm/s。试验得到的不同法向应力下剪切应力 - 剪切位移曲线如图 4 所示。可以看出，随着法向应力的不断增大，其峰值剪应力都不断增大。

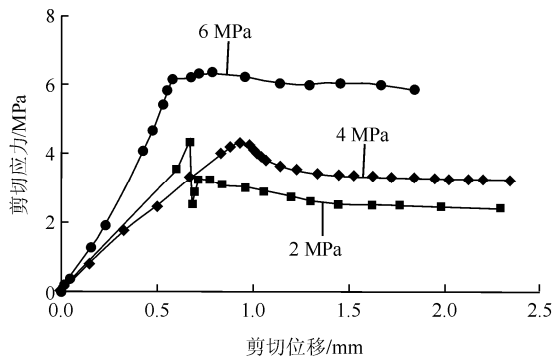


图 4 不同法向应力下剪切应力 - 剪切位移曲线

Fig.4 Shear stress-shear displacement curves under different normal stresses

混凝土 - 岩石峰值剪应力是衡量胶结面抗剪强度的重要指标，本次试验得到的峰值剪应力随法向应力的变化规律如图 5 所示，可以看出峰值剪应力随法向应力线性增加，即

$$\tau_{max} = 0.601\sigma_n + 3.143 \quad (R = 0.78) \quad (12)$$

式中： σ_n 为法向应力。

(2) 混凝土 - 岩石胶结面模型参数确定

混凝土 - 岩石胶结面力学模型的基本力学参数包括胶结刚度 K^c ，摩擦刚度 K^f 以及摩擦因数 μ 均

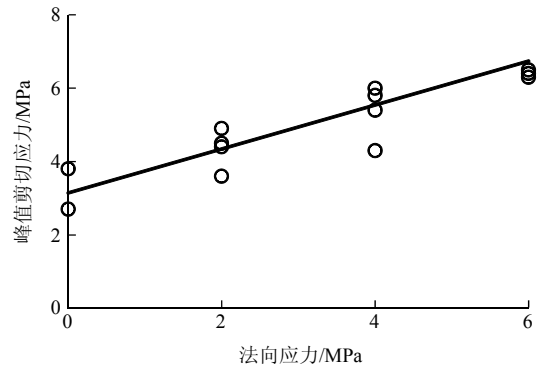


图 5 峰值剪切应力 - 法向应力关系

Fig.5 Relation between variation of peak shear stress and normal stress

可以通过对剪切应力 - 剪切位移曲线的分析直接得到。而胶结损伤参数 α ，则需要借助数值方法采用反演分析得到。

反演分析的关键是要建立合理的目标函数，根据混凝土 - 岩石胶结面剪切试验的特点，以剪应力计算值与试验值的相对误差为变量，建立的反演目标函数：

$$\Psi(\alpha) = \sum_{k=1}^m \frac{|\tau_k^c - \tau_k^t|}{|\tau_k^t|} \quad (13)$$

式中： τ_k^c 为计算得到的剪切应力值， τ_k^t 为试验得到的剪切应力值。反演分析过程中通过不断调整 α 值的大小，使得目标函数 $\Psi(\alpha)$ 趋于最小值，将参数反演变为一个参数优化问题。本次选取的优化算法为结合罚函数的 Nelder-Mead 算法^[14]。

反演分析采用的计算模型如图 6 所示，模型的尺寸与实际试样一致。计算过程中位移的加载速率与实际试验一致。

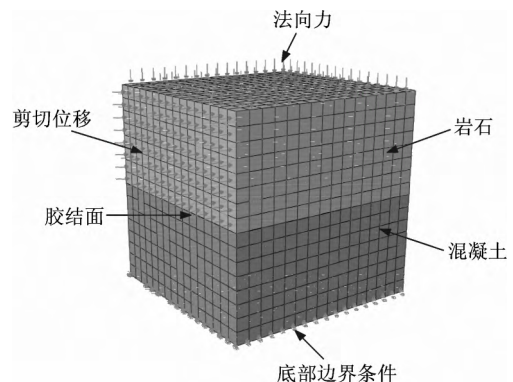


图 6 反演分析计算模型

Fig.6 Numerical model for back analysis

为了进一步说明胶结损伤参数 α 的反演过程，以法向应力为 4 MPa 时的试验结果为例进行说明。从上面的分析可知，胶结损伤演化规律与 α 值密切

相关，不同 α 值下剪切应力 - 剪切位移曲线如图 7 所示。从图中可以看出，随着 α 值的不断增大，胶结面的破坏过程由延性破坏逐渐转化为脆性破坏形式。根据不同 α 值情况下，计算结果与试验结果的对比分析，确定反演过程中 α 值的取值范围为 1~100(见表 1)。

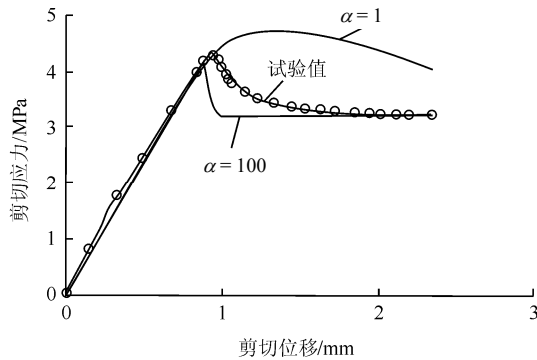


图 7 不同 α 值下剪切应力 - 剪切位移曲线

Fig.7 Shear stress-shear displacement curves under different values of α

表 1 α 值反演结果

Table 1 Back analysis results of α

法向力/MPa	α		
	取值范围	初始值	反演值
2	1~100	40	16.8
4	1~100	40	15.9
6	1~100	40	13.4

采用结合罚函数的 Nelder-Mead 算法经过 140 次的迭代计算，最终得到法向力为 4 MPa 时的 α 的最优值为 15.9，此时胶结损伤的演化规律如图 8 所示。可以看出，在加载之初，胶结面处于完全胶结状态，胶结损伤基本为 0，随着剪切位移的增大，当试样达到其峰值应力 τ_{max} 后，胶结损伤迅速发展，直至胶结作用完全失效。此外，计算结果曲线与试验结果的对比如图 9 所示，从图中可以看出，该模

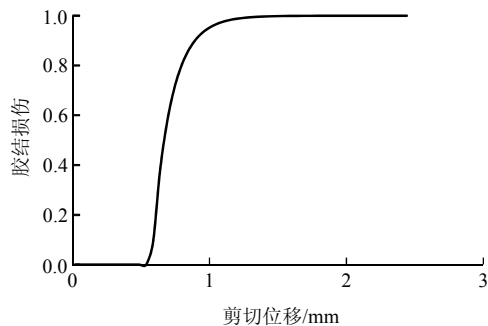


图 8 胶结损伤随剪切位移的变化规律(法向应力为 4 MPa)

Fig.8 Bond damage evolution with shear displacements (normal stress is 4 MPa)

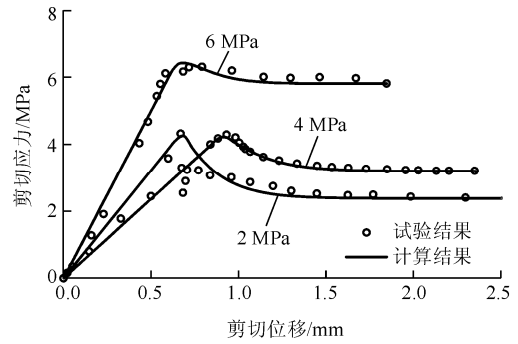


图 9 剪切应力计算结果与试验结果对比

Fig.9 Comparison between numerical results and test results of shear stresses

型可以很好地反映包括峰后阶段的胶结面剪切破坏过程。

采用相同的方法反演得到法向力为 2 和 6 MPa 时的 α 取值如表 1 所示。

4 芙蓉江大桥拱座稳定性分析

4.1 工程概况

贵州省道翁线拟建的芙蓉江大桥位于遵义市正安县，设计桥长 225 m，桥面宽 24 m，其桥型布置如图 10(a)所示。其中道真岸设计采用 3 级台阶拱座，第 1 级台阶高度为 6 m，第 2~3 级台阶高度分别为 3 m，每一级台阶宽度均为 3 m(见图 10(b))。

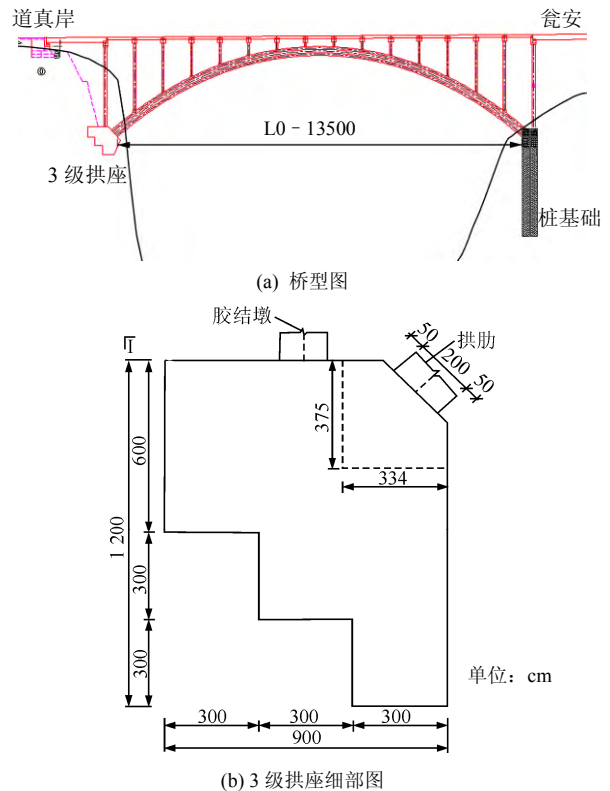


图 10 芙蓉江大桥桥型布置图

Fig.10 Arrangement diagram of Furongjiang Bridge

拱座通过 4 个拱肋与桥梁上部结构相连，桥梁荷载通过拱肋和胶结墩传递至拱座，每个拱肋传递的水平推力达 50 030 kN，竖向推力达 53 000 kN。因此，拱座与基岩胶结面在桥梁荷载下的抗滑稳定性，是拱桥设计的关键。

4.2 计算模型及参数选取

为分析道真岸拱座在桥梁荷载下的抗滑稳定性，本文采用建立的混凝土 - 岩石胶结面模型对其进行三维有限元分析。三维分析建立的有限元模型如图 11 所示。计算范围顺桥向取拱座以后 120 m，横桥向取拱座外侧各 30 m，竖向取拱座以下 150 m。岩体和拱座均采用六面体单元(见图 11(a))。桥梁荷载通过胶结墩和拱肋传递至拱座见图 11(b)，拱座与周边围岩通过 3 级台阶相连，其接触面见图 11(c)。

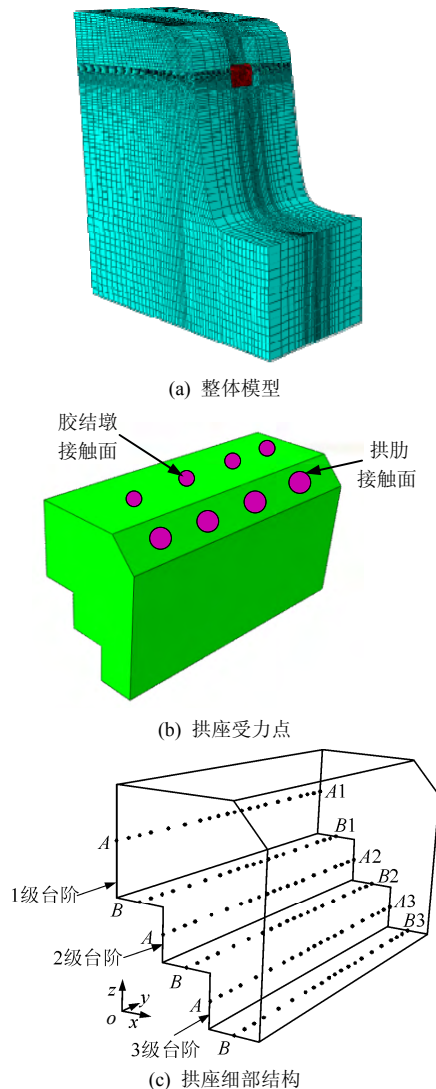


图 11 道真岸有限元计算模型
Fig.11 Numerical model for Daozhen bank

计算过程中作为桥梁地基的基岩采用 Mohr-Coulomb 屈服准则，具体的参数取值见表 2。另外，

表 2 基岩及混凝土参数取值
Table 2 Parameters of bedrock and concrete

介质	弹性模量/GPa	泊松比	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)
基岩	6.4	0.30	1.10	51
混凝土	30.0	0.25	11.00	54

拱座的混凝土材料也采用 Mohr-Coulomb 屈服准则，其计算参数如表 2 所示。

本次计算过程中胶结面的法向刚度、剪切刚度和摩擦刚度取值如表 3 所示。胶结面的胶结损伤参数 δ^A ， δ^B 和 α 取值为室内剪切试验反演结果的均值。

表 3 胶结面力学参数

Table 3 Mechanical parameters of cemented rock-concrete joint		MPa/mm
法向刚度	剪切刚度	摩擦刚度
7.32	5.4	2.4

此外，混凝土 - 基岩胶结面的峰值抗剪强度 τ_{max} ，会随着胶结面上法向力的不均匀分布而发生变化，参照规范^[15]的峰值剪应力 τ_{max} 表达式：

$$\tau_{max} = 1.0\sigma_n + 1.0 \quad (14)$$

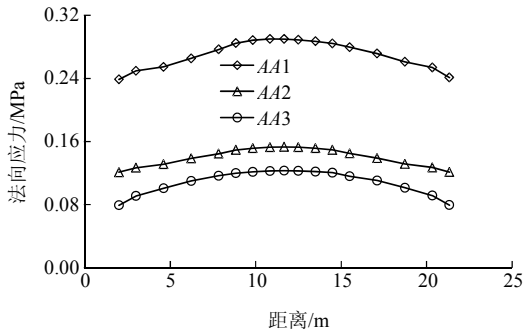
即当交界面上法向应力为 0 时，胶结面的抗剪强度为 1.0 MPa，并且随着法向力的增大，胶结面的抗剪强度不断增大。

根据现场拱座的施工顺序，本次计算分析步骤如下：(1) 初始地应力平衡；(2) 拱座上部放坡开挖；(3) 拱座施工；(4) 施加桥梁荷载。

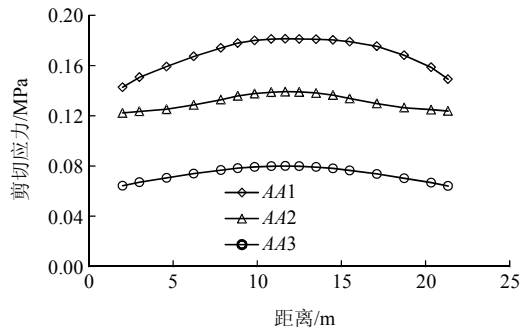
4.3 计算结果分析

为了分析桥梁荷载下拱座混凝土 - 岩石胶结面的受力情况，分别在拱座 3 级台阶的后部和底部布置了 6 条测线，其中台阶后部的测线分别为 AA1，AA2 和 AA3，台阶底部的测线分别为 BB1，BB2 和 BB3 如图 11 所示。

拱座后部 AA1，AA2 和 AA3 测线上，混凝土 - 岩石胶结面上法向力和剪应力分布如图 12 所示，图中横坐标为测点与 A 点之间在横桥方向上的距离。从图 12(a)可以看出，拱座 1 级台阶后部胶结面法向力最大，随后逐级减小。法向力最大值达到了 0.29 MPa，低于基岩 2 MPa 的地基承载力，不会导致基岩的破坏。从图 12(b)中可以看出，与法向力分布一



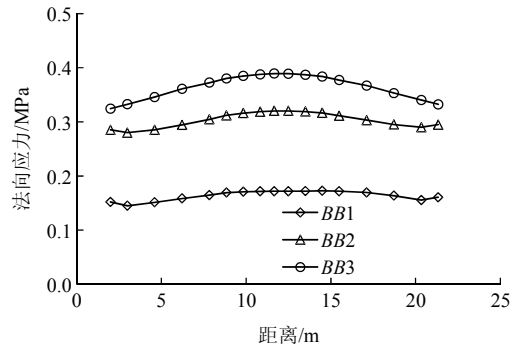
(a) 法向应力分布



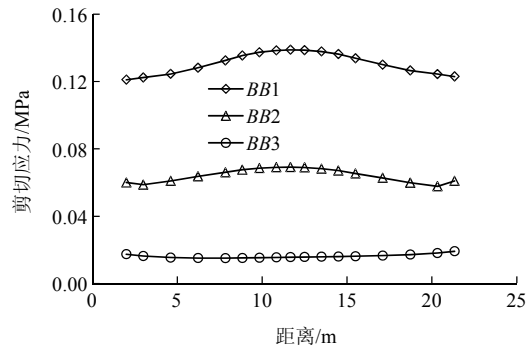
(b) 剪切应力分布

图 12 拱座后部混凝土 - 岩石胶结面应力分布

Fig.12 Stress distributions of cemented concrete-rock joint in abutment back



(a) 法向应力分布



(b) 剪切应力分布

图 13 拱座底部混凝土 - 岩石胶结面应力分布

Fig.13 Stress distribution of cemented concrete-rock joint at bottom of abutment

样，拱座第 1 级台阶后部的剪应力最大，随后逐级减小。从量值上看，混凝土 - 岩石胶结面剪应力都较小，最大值为 0.18 MPa，小于混凝土 - 岩石的抗剪强度，此时拱座 - 基岩胶结面的剪切行为以弹性行为为主，不会导致胶结面的剪切破坏。

拱座底部 BB1, BB2 和 BB3 测线上，混凝土 - 岩石胶结面上法向应力和剪切应力分布如图 13 所示，图中横坐标为测点与 B 点之间在横桥方向上的距离。从图 13(a)可以看出，与拱座后部法向应力分布不同，拱座第 3 级台阶底部的法向应力最大，而第 1 级台阶底部法向应力最小。从量值上看，拱座底部法向应力最大值为 0.40 MPa，小于基岩的极限承载力，不会导致拱座底部基岩的破坏。从图 13(b)可以看出，拱座第 1 级台阶底部剪切应力最大，其最大值为 0.14 MPa，小于混凝土 - 岩石的抗剪强度，不会导致混凝土 - 岩石之间的剪切破坏。

胶结面的稳定状态，可以通过比较桥梁荷载作用下胶结面剪切应力与其剪切强度的大小进行判断。定义剪应力比 S_{ratio} 如下：

$$S_{ratio} = \frac{\tau}{\tau_{max}} \quad (15)$$

式中： τ 为胶结面当前剪应力， τ_{max} 为胶结面峰值剪应力。计算得到的芙蓉江大桥拱座胶结面应力比 S_{ratio} 分布如图 14 所示，从图中可以看出， S_{ratio} 最大值为 0.57，出现拱座两侧法向力较小的位置，不会导致剪切面的剪切破坏。

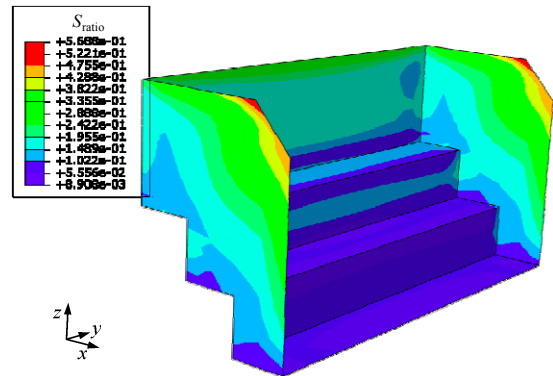


图 14 胶结面应力比分布

Fig.14 Distribution of S_{ratio} in cement surface

另外，胶结面在桥梁荷载下的剪切位移，也可以反映出胶结面的当前状态(见图 15)。可以看出，桥梁荷载下胶结面的剪切变形较小，说明胶结面的变形还是主要以弹性变形为主，整个拱座 - 基岩胶结面处于稳定状态。

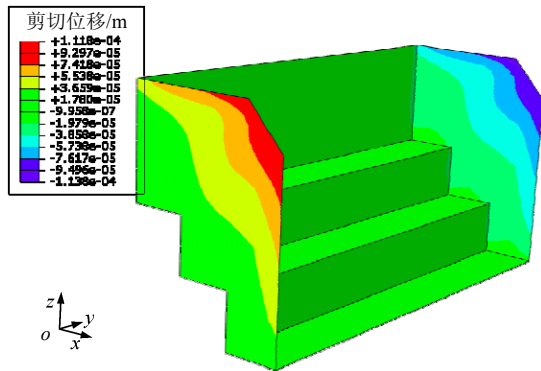


图 15 胶结面分布

Fig.15 Shear displacement distribution in cement surface

5 结 论

(1) 基于对混凝土 - 岩石胶结面剪切破坏过程的分析, 假设胶结面上剪应力由胶结作用和摩擦效应共同承担, 建立了考虑峰后胶结损伤弱化的混凝土 - 岩石胶结面模型。对室内剪切试验结果的反演分析表明, 该模型可以很好地反映胶结面的整个剪切破坏过程, 并为芙蓉江大桥拱座 - 基岩胶结面稳定性分析提供了理论基础。

(2) 利用建立的胶结面力学模型, 对拟建的芙蓉江大桥拱座抗滑稳定性进行三维计算分析。计算结果表明, 桥梁荷载下拱座混凝土 - 基岩胶结面剪应力值较小, 小于胶结面抗剪强度, 因此胶结面的变形主要以弹性变形为主, 胶结面未产生损伤软化, 拱座处于稳定状态。

参考文献(References) :

[1] 朱珍德, 邢福东, 王保田, 等. 考虑多因素的基岩与混凝土胶结面抗剪强度确定[J]. 工程勘察, 2004, (2): 8 - 10.(ZHU Zhende, XING Fudong, WANG Baotian, et al. The determination of the shear strength of rock-concrete joints considering different factors[J]. Geotechnical Investigation and Surveying, 2004, (2): 8 - 10.(in Chinese))

[2] JOHNSTONE I W, LAM T S K. Frictional characteristics of planar concrete-rock interfaces under constant normal stiffness condition[C]// Proceedings of the 4th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics. Perth, Australia: [s. n.], 1984: 397 - 401.

[3] LAM TSK, JOHNSTONE I W. Shear behaviour of regular triangular concrete/rock joints-evaluation[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(5): 597 - 754.

[4] KODIKARA J K, JOHNSTON I W. Shear behaviour of irregular triangular rock-concrete joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1994, 31(6): 313 - 322.

[5] SEIDEL J P, HABERFIELD C M. Laboratory testing of concrete-rock joints in constant normal stiffness direct shear[J]. Geotechnical Test

Journal, 2002, 25(6): 391 - 404.

[6] SEIDEL J P, HABERFIELD C M. A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39(5): 539 - 553.

[7] 赵 坚. 岩石节理剪切强度的 JRC-JMC 新模型[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(1): 1 - 9.(ZHAO Jian. A new JRC-JMC shear strength criterion for rock joint[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, 17(1): 1 - 9.(in Chinese))

[8] 李肖音, 李建军, 巫静波, 等. 粗糙岩石节理剪切强度的修正公式[J]. 河北理工学院学报[J]. 2005, 27(1): 4 - 6.(LI Xiaoyin, LI Jianjun, WU Jingbo, et al. The adjusted shearing strength formula of rough rock joint[J]. Journal of Hebei Institute of Technology, 2005, 27(1): 4 - 6.(in Chinese))

[9] SAIANG D, MALMGREN L, NORFLUND E. Laboratory test on shotcrete-rock joints in direct shear, tension and compression[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2005, 38(4): 275 - 297.

[10] 陈 记, 徐卫亚, 朱珍德, 等. 基岩 - 混凝土胶结面剪切强度 JRC-JCS 模型研究[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2003, (4): 407 - 410.(CHEN Ji, XU Weiya, ZHU Zhende, et al. Study on JRC-JCS model for shear strength of bedrock-concrete cement planes[J]. Journal of Hohai University: Natural Science, 2003, (4): 407 - 410. (in Chinese))

[11] 朱珍德, 邢福东, 渠文平, 等. 岩石 - 混凝土两相介质胶结面抗剪强度分形描述[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 26(增 1): 2 910 - 2 917.(ZHU Zhende, XING Fudong, QU Wenping, et al. Fractal description of shear strength of cementation plane between rock and concrete[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 26(Supp.1): 2 910 - 2 917.(in Chinese))

[12] 邢福东. 岩石 - 混凝土两相介质胶结面抗剪强度分形描述及其工程应用[博士学位论文][D]. 南京: 河海大学, 2004.(XIAN Fudong. Fractal description on shear strength of cement face of rock-concrete and its engineering application[Ph. D. Thesis][D]. Nanjing: Hohai University, 2004.(in Chinese))

[13] 杨令强, 李园园, 林明强. 门楼水库溢流坝段岩石与混凝土抗剪参数的确定[J]. 岩土力学, 2008, 29(增 1): 515 - 518.(YANG Lingqiang, LI Yuanyuan, LIN Mingqiang. Determination of shear strength between rock mass and concrete in Menlou overflow dam monolith[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(Supp.1): 515 - 518.(in Chinese))

[14] 贾善坡. Boom 泥岩渗流应力损伤耦合流变模型、参数反演与工程应用[博士学位论文][D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2009.(JIA Shanpo. Hydro-mechanical coupled creep damage constitutive model of Boom clay, back analysis of model parameters and its engineering application[Ph. D. Thesis][D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2009.(in Chinese))

[15] 中华人民共和国国家标准编写组. GB50487—2008 水利水电工程地质勘察规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2008.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB50487—2008 Code for water resources and hydropower engineering geological investigation[s]. Beijing: China Planning Press, 2008.(in Chinese))