

文章编号:1001-5485(2009)12-0066-05

# 岩石高边坡施工期稳定性综合评价

张金龙<sup>1,2</sup>,徐卫亚<sup>1,2</sup>

(1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室,南京 210098; 2. 河海大学 岩土工程科学研究所,南京 210098)

**摘要:**边坡稳定性评价是边坡施工期的关键问题之一,单一的评价方法具有不充分性和不完善性。锦屏一级水电站左岸边坡地质条件复杂,边坡稳定性问题突出。分析了左岸边坡岩体变形破坏机理和失稳模式,计算了各种失稳模式的安全稳定系数,结合多种监测成果以及参考几个典型人工岩石边坡失稳及监测结果,对锦屏一级水电站左岸岩石高边坡稳定性进行了综合评价。研究结果表明左岸边坡目前基本处于稳定状态,边坡支护设计基本满足边坡稳定性要求。并提出了边坡安全监测建议。

**关键词:**边坡工程;岩石高边坡;安全监测;稳定性评价

**中图分类号:**TU457 **文献标识码:**A

边坡滑坡是地质灾害的主要类型之一,常常会造成巨大的生命财产损失。由于人类活动,尤其是工程活动范围的不断扩大,滑坡发生的次数和可能性有增加趋势。因此,滑坡稳定性研究是近年来国内外学者关注的热点问题。随着我国水电站建设的深入和工程规模不断扩大,工程中形成了许多岩石高边坡。长期以来,工程地质界、岩土力学界对岩石高边坡稳定性进行了大量的研究工作,形成了理论分析、专家群体经验知识和监测控制系统相结合的综合集成理论和方法,大型水电工程对重要工程边坡都建立了安全监测系统,随时监控边坡的稳定状况。

如何运用安全监测成果来评价边坡的稳定性及准确预测预报边坡失稳和滑坡是人们面临的新课题。20世纪60年代以来,国内外许多专家学者在滑坡稳定性和预测预报研究方面进行了不懈的努力和探索<sup>[1-6]</sup>,经历了现象预报、经验方程预报、统计分析预报、非线性模型预报和实时追踪动态预报等几个阶段,提出了多种预报模型和预报判据,如变形速率、变形值、加速度以及曲线切线角等。由于不同滑坡在物质组成、赋存环境、变形历史、变形破坏方式、诱发因素上存在不同,以及边坡状态演化存在复杂性、多样性、随机性和非线性,提出的滑坡判据之间有很大差异,难以找到统一的定量指标和阈值。由于单一位移或位移速率等单一判据具有不完善和不充分性<sup>[5,6]</sup>,有学者倡导将边坡地质力学模型,边坡变形破坏机理分析,结合边坡演变的外部表现——位移等监测成果紧密结合起来进行综合评

价。雅砻江锦屏一级水电站左岸边坡高陡,地质条件复杂,施工期边坡稳定性问题突出。本文采用边坡地质力学模型、边坡变形破坏机理分析,结合多种监测成果以及参考类似工程经验,对锦屏一级水电站左岸岩石高边坡稳定性进行了综合评价,并给出了相应的建议。

## 1 工程概况

锦屏一级水电站是雅砻江水电梯级开发的龙头水库,工程采用混凝土双曲拱坝,坝顶高程1 885 m,拱坝高305 m,枢纽区左岸边坡为反向坡,1 820 ~ 1 900 m高程以下为大理岩,坡度 $55^{\circ} \sim 70^{\circ}$ ;以上为砂板岩,坡度 $40^{\circ} \sim 50^{\circ}$ 。左岸坡体内规模较大的软弱结构面有:出露于中高程以上的 $f_5, f_8, f_{42-9}, f_{38-2}, f_{38-6}$ 等不同规模的断层、深部裂缝、煌斑岩脉 $X$ ,中低高程的 $f_2$ 断层、层间挤压错动带,边坡浅表部的卸荷裂隙、节理裂隙发育。左岸边坡开挖最大组合坡高约530 m,拱肩槽开挖后将形成上、下游边坡和坝头边坡。左坝肩岩体表生改造作用以卸荷拉裂为主,卸荷作用使顺坡向结构面集中松弛张开,相间出现一系列松弛拉裂带,形成左岸坝头变形拉裂岩体,控制着左岸坝肩及缆机平台边坡的整体稳定性。

## 2 边坡稳定性评价

岩石高边坡施工期稳定性综合分析评价,采用

收稿日期:2009-03-18

基金项目:国家自然科学基金重点项目(50539110,50909038)

作者简介:张金龙(1978-),男,湖南岳阳人,博士研究生,主要从事岩石边坡稳定性和岩土工程安全监测研究,(电话)13851770554(电子邮箱)jlzhang2001@163.com。

以下步骤进行:

- (1) 依据地质勘探以及开挖揭露的地质资料建立地质力学模型,分析边坡潜在失稳模式。
- (2) 根据潜在失稳模式计算边坡稳定性。
- (3) 对有潜在稳定性问题的块体,依据监测成果如宏观裂缝、位移大小、位移速率、应力变化特征等,根据边坡演变过程中的整体响应信息,同时参照其他类似工程经验进行综合判断。

### 2.1 失稳模式分析

图 1 为左岸坝头变形拉裂岩体地质边界。由坡体内结构面组合情况分析,左岸坝头变形拉裂岩体可能失稳的主要模式为楔体滑移破坏模式。 $f_{42-9}$ 断层和  $SL_{44-1}$  松弛拉裂带构成楔形体的双滑面,剪断  $f_5$  断层外侧的起阻滑支撑作用的大理岩,后缘切割面为 NEE 向贯穿坡体分布的煌斑岩脉  $X$ 。由于  $SL_{44-1}$  取不同的走向,可分为模式 A 及模式 B 两种不同滑体,如表 1 所示。

表 1 左岸坝肩边坡失稳模式

Table 1 Potential slide modes of left abutment slope

滑动模式	可能滑面组合
模式 A	煌斑岩脉 + $f_{42-9}$ + $SL_{44-1}$ (SN 向)
模式 B	煌斑岩脉 + $f_{42-9}$ + $SL_{44-1}$ (N20°W)

### 2.2 稳定性计算

采用三维极限平衡法对左岸变形拉裂体的整体稳定性进行计算,边坡开挖完成后的稳定安全系数如表 2 所示<sup>[7]</sup>。由表 2 可知边坡开挖后,其安全系数不能达到稳定性要求,因此,采取了锚索加抗剪洞(沿断层  $f_{42-9}$  走向分别在高程 1 834 m、1 860 m 和 1 883 m 布置三层抗剪洞)联合支护加固边坡,加固后边坡稳定安全系数如表 3 所示。

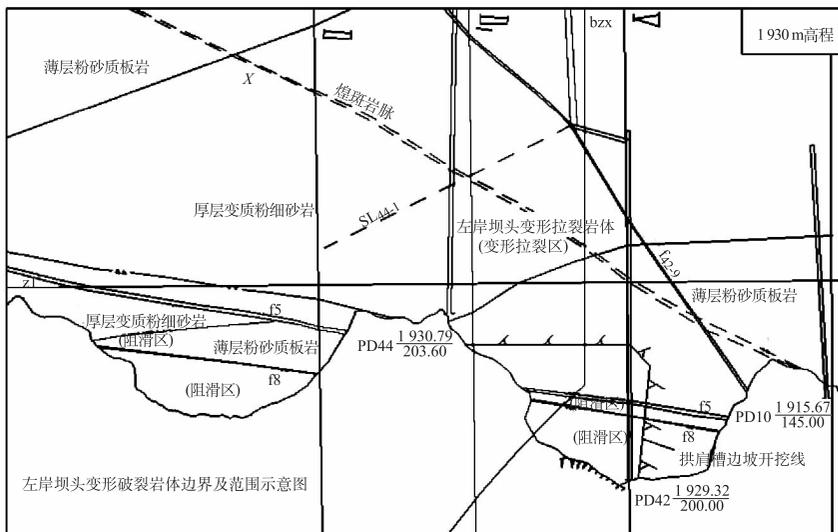


图 1 右岸坝头变形拉裂岩体地质边界

Fig. 1 Geological boundary of deformed ripped blocks

表 2 开挖后左岸边坡安全系数

Table 2 Safety factors of left abutment slope after excavation

滑动模式	工况		
	正常工况	降雨工况 (水位系数取 0.2)	地震工况 (地震加速度取 0.1 g)
模式 A	0.985	0.882	0.845
模式 B	0.934	0.853	0.815

表 3 加固后左岸边坡安全系数

Table 3 Safety factors of left abutment slope after support

滑动模式	工况		
	正常工况	降雨工况 (水位系数取 0.2)	地震工况 (地震加速度取 0.1 g)
模式 A	1.344	1.244	1.178
模式 B	1.340	1.243	1.174

### 2.3 监测分析与评价

我国水电工程建设在岩石边坡灾害治理实践中已经积累了不少的工程案例。其中,失稳边坡及其监测数据尤其宝贵,可为类似工程提供一定的参考依据。表 4 是几个典型水电工程岩石边坡失稳及其临滑前在监测上的表现<sup>[8-10]</sup>。

从以上几个岩石边坡失稳及其临滑时的监测数据,可以得到以下几点认识:

- (1) 坡体内不利结构面或软弱层带及其组合的存在是人工岩石高边坡变形失稳的主要内因,不合理开挖爆破、降雨等是人工岩石高边坡失稳的主要诱发因素,支护滞后是边坡变形增大、裂缝扩展贯通并最终导致边坡失稳的重要影响因素。
- (2) 边坡稳定时内部变形速率基本都小于 0.1 mm/d,边坡临界失稳时内部变形速率为 0.17 ~ 2.3 mm/d,都大于 0.1 mm/d,且临界失稳时能观测到明显的连续加速变形趋势。
- (3) 宏观裂缝。监测到岩体明显加速变形前,边坡失稳边界几乎都出现了宏观破坏性裂缝,这些裂缝出现的时间比观测到明显加速位移的时间要早。宏观裂缝的产生可作为边坡失稳的先兆信息。边坡失稳时常见裂缝扩展规律如图 2 所示。边坡常首先在马道

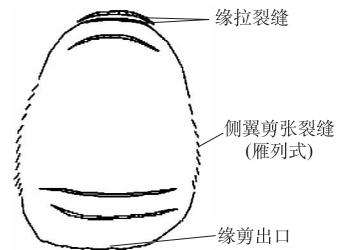


图 2 边坡失稳裂缝扩展示意图

Fig. 2 Sketch of cracks growth in unstable slope

表4 几个典型岩石边坡失稳及监测  
Table 4 Several typical unstable rock slopes

名称	边坡概况	临滑前表现	失稳原因
龙滩电站右岸坝后边坡	组合坡高约 340 m, 坡比 1:0.8, 多砂岩、泥板岩界面, 软硬相间结构, 层间挤压带发育, 风化槽, 断层 $F_{89}$ 、 $F_{60}$ , 大型复合块体。	裂缝: 前 3 月马道裂缝 1 mm, 前 17 日 2 mm, 前 3 日 18.8 mm, 临滑 167 mm; 多点位移: 前 17 日 4.75 mm, 速率 0.33 mm/d, 前 11 日 6.76 mm, 速率 0.34 mm/d, 临滑大于 100 mm; 表面位移, 临滑前增量大于 130 mm。	
龙滩电站右岸航道口边坡	组合坡高约 160 m, 坡比 1:0.8, 层状风化, 结构面楔状风化, 层间错动带发育, 断层 $F_{2093}$ 、 $F_{2083}$ 、 $F_{2113}$ 、 $F_{2059}$ 相互切割组成复合块体。	裂缝: 前 8 月发现裂缝 30~100 mm, 临滑裂缝前加速扩展; 多点位移: 前 8 月 5.5 mm, 前 4 月 20 mm, 前 3 天位移速率 0.17 mm/d, 前 1 天 2.3 mm/d; 表面位移: 前 4 月表面位移速率 0.03 至 0.04 mm/d, 前 1 天 23.5 mm/d; 锚索: 前 1 天增加 454 kN。	支护滞后, 坡脚爆破开挖
漫湾电站左岸边坡	坡高约 60~120 m, 坡比: 1:0.754, 1:0.5, 1:0.25, 卸荷裂隙发育, 强风化岩体, 断层 $F_{336}$ 、 $F_{306}$ 、 $F_{345}$ 、 $F_{393}$ 及小断层和挤压带发育。	裂缝: 前 25 天裂缝 1~3 mm, 前 15 天裂缝 10~20 mm, 侧翼出现雁型剪切裂缝, 临滑前裂缝 40~60 mm, 出现错台, 裂缝贯通。	支护滞后, 坡脚大药量放炮。
二滩电站 2 号尾水渠边坡	坡高 144 m, 坡比: 1:0.5, 优势节理裂隙发育, 软弱结构面 $g_{10}$ 和断层 $F_7$ 。	裂缝: 前 6 月裂缝 15 mm, 前 2 月裂缝明显扩展, 临滑前裂缝 45 mm, 局部 170 mm。多点位移: 前 3 月位移增量分别为 4.89 mm, 10.26 mm, 26.14 mm, 最大位移速率 3 mm/d。	不合理爆破, 支护滞后, 降雨。

或坡顶出现沿马道或平行于边坡走向的后缘拉裂缝, 后缘拉裂缝往往在开挖不稳定块体下部剪出口附近压脚岩体时产生, 如不及时支护, 在岩体自重作用下, 拉裂缝沿马道向两侧扩展, 同时下部岩体产生剪切破坏, 于前缘剪出口出现剪切裂缝, 并由两侧向上部扩展, 在两侧形成雁型剪切裂缝, 裂缝上下两头贯通时统一边界形成, 最后中部岩体被剪断, 边坡失稳。实际工程中裂缝首先多沿坡体内不利结构面的产状伴生扩展。漫湾水电站左岸边坡失稳时就较完整地观测到这种宏观裂缝的扩展过程<sup>[9]</sup>。

以上几点认识可为锦屏一级水电站左岸边坡稳定性和监测分析评价提供定性或定量参考。

锦屏一级水电站左岸边坡于 2005 年 9 月开始施工开挖, 至 2007 年 6 月开挖至 1 885 m 高程。2007 年 9 月, 开始 1 860 m 和 1 834 m 抗剪洞施工, 边坡前缘挖至 1 840 m。位于左岸 1 885 m 高程的 6

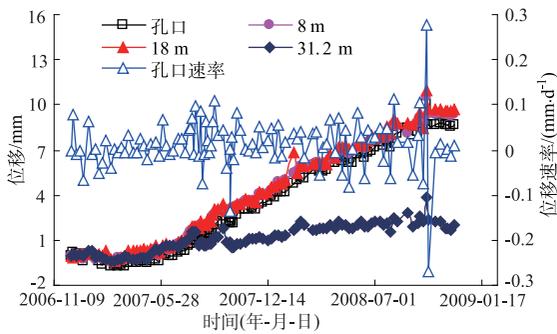
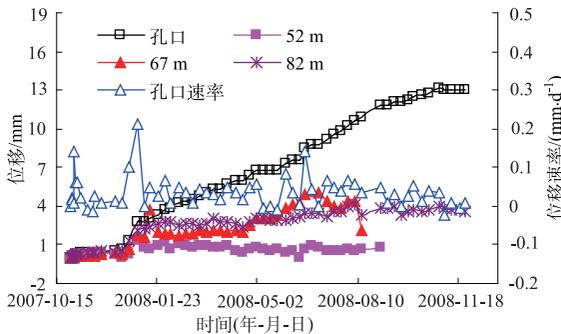
号公路 5<sup>#</sup>隧洞(以下简称 6S5 隧洞)在上坝交通洞附近外侧边墙及顶拱于 2006 年 9-10 月间发现混凝土衬砌出现裂缝, 2007 年 8 月底板混凝土也出现裂缝; 上坝交通洞于 2007 年 5 月 17 日发现混凝土衬砌开裂, 与上坝交通洞平行的 1 885 m 高程 3<sup>#</sup>固结灌浆洞也出现裂缝, 裂缝宽 0.5~2 mm。裂缝总体走向在  $N25 \sim 45^\circ E$  之间, 倾向坡外, 其走向与该部位发育的小断层及外侧坝顶 1 885 m 高程以上边坡走向近于平行, 裂缝的分布局限于煌斑岩脉至开挖边坡面之间的楔形区域, 少数裂缝有向临空面的错动变形。1 886 m 高程多点位移计孔口位移自 2007 年 7 月 19 日至 2007 年 9 月 12 日持续增长, 由 14.1 mm 发展到 24.6 mm, 增加了 10.5 mm, 位移速率 0.19 mm/d, 附近锚杆应力也有一定增长。

根据裂缝的出现时间、分布特征, 结合裂缝区域的工程地质条件、洞室及边坡开挖施工支护过程, 对裂缝的成因进行分析, 认为 1 883 m 抗剪洞、上坝交通洞、3<sup>#</sup>固结灌浆洞之间煌斑岩脉外侧的三角形块体, 岩体单薄且岩体质量较差, 顺坡小断层发育, 边坡可能存在以  $f_{1885-1}$ 、 $f_{1885-4}$ 、 $f_{1885-5}$  及  $f_{42-9}$  等断层为底滑面, 以煌斑岩脉为后缘拉裂面的滑移失稳破坏模式。该坡段岩体的失稳将影响整个左岸坝头拉裂岩体的安全稳定性。经研究决定停止了下部边坡开挖, 对 6S5 隧洞外侧岩体进行预灌浆加固, 并进行锚索支护, 经过加固处理后, 边坡变形减缓, 防止了滑坡的发生。

2008 年 12 月, 左岸边坡开挖到 1 710 m 高程, 自监测实施以来, 已获得位移、应力等多项监测成果, 可选取典型监测成果对左岸坝头变形拉裂岩体边坡稳定性进行初步评价。2 020 m 高程多点位移计  $M^45$  测点穿过潜在楔形失稳模式的后缘边界煌斑岩脉, 其监测位移能反映块体后缘拉裂变形。1 886 m 高程多点位移计  $M^49$  测点穿过  $f_{42-9}$  断层, 位于潜在楔形失稳模式的剪出口附近, 其监测位移能反映块体的剪切滑移变形。

多点位移计  $M^45$ , 其孔口累计变形为 8.65 mm, 位移过程线如图 3 所示, 孔口位移速率在 0.01 mm/d 上下波动, 无明显连续加速变形趋势, 孔口位移速率最大值为 0.28 mm/d。多点位移计  $M^49$ , 孔口累计变形为 13.08 mm, 其位移过程线如图 4 所示, 孔口位移速率在 0.04 mm/d 上下波动, 无明显连续加速变形趋势, 孔口位移速率最大值为 0.21 mm/d。

左岸边坡已布置的 149 台锚索应力监测表明: 锚固力主要以预应力损失为主, 约 78% 锚索预应力

图 3 多点位移计 M<sup>5</sup> 位移过程线Fig. 3 Time history plots measured by the multi-point extensometers M<sup>5</sup>图 4 多点位移计 M<sup>9</sup> 位移过程线Fig. 4 Time history plots measured by the multi-point extensometers M<sup>9</sup>

损失在 0 ~ 7% 范围内变化。锚固力增长的有 14 台,其中 10 台位于左岸坝头拉裂变形体楔形块体后缘边界附近,沿煌斑岩脉出露线展布,目前,这 10 台锚索测力计变化基本稳定。

地质巡视表明,在左岸坝头变形拉裂岩体可能的地质边界处没有破坏性宏观裂缝产生。

1 834, 1 860, 1 883 m 高程三层抗剪洞内多点位移计、锚杆应力计、位错计、钢筋计等仪器监测数据平稳,无明显异常变化。

综合以上多种监测数据和监测分析结果,初步认为目前左岸坝头变形拉裂岩体基本处于稳定状态,抗剪洞的设置基本满足了稳定性要求。由于边坡开挖尚未完全结束,在开挖爆破以及其他因素影响下边坡稳定性有可能恶化,在安全监测上应继续做好以下工作:

(1) 加强左岸坝头变形拉裂岩体可能的地质边界处位移观测,特别是可能的剪出口  $f_{42-9}$  断层附近。由于受施工影响,  $f_{42-9}$  断层附近多点位移计的观测成果还不多,应利用多个测点观测结果进行综合分析,从而提高判断的准确性。应增设穿过  $f_{42-9}$  断层的钻孔测斜仪,以监测  $f_{42-9}$  断层是否有滑移变形。

(2) 加强左岸坝头变形拉裂岩体后缘地质边界

煌斑岩脉的应力监测,特别是对预应力增长状态的锚索,应密切关注其变化趋势。

(3) 加强宏观地质巡视,特别是左岸坝头变形拉裂岩体后缘地质边界煌斑岩脉出露处,观测有无裂缝产生和其他破坏迹象发生。

### 3 结 语

(1) 应用边坡地质力学模型、边坡变形破坏机理分析,结合多种监测成果以及参考类似工程经验,对锦屏一级水电站左岸高边坡施工期稳定性进行了综合评价。分析认为左岸边坡目前基本处于稳定状态,边坡支护设计基本满足了边坡稳定性要求。并提出了相应的安全监测建议。

(2) 由于边坡失稳(滑坡)影响因素的复杂性和多样性,加之研究方法本身尚不完善,因此,滑坡稳定性评价和预报至今仍然是边坡工程领域的难题之一。加强边坡监测是确保工程安全、进行失稳预报和了解岩体失稳机理的重要手段之一,今后需加强边坡失稳实例资料的搜集整理,形成边坡失稳监测实例数据库,利用不同地区、不同类型边坡失稳存在的共性指导边坡滑坡研究。

### 参考文献:

- [1] 文宝萍. 滑坡预测预报研究现状与发展趋势[J]. 地学前缘, 1996, 3(1~2): 86-91.
- [2] 许强, 黄润秋, 李秀珍. 滑坡时间预测预报研究进展[J]. 地球科学进展, 2004, 19(3): 478-483.
- [3] 易顺民. 滑坡活动时间预测预报研究现状与展望[J]. 工程地球物理学报, 2007, 4(2): 157-162.
- [4] 史爱民, 康钦容, 谢瑜. 滑坡灾害时间预测预报研究现状及趋势[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(6): 1183-1187.
- [5] 李秀珍, 许强, 黄润秋, 等. 滑坡预报判据研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2003, 14(4): 5-10.
- [6] 徐嘉谟. 关于滑坡预报问题[J]. 工程地质学报, 1998, 6(4): 319-325.
- [7] 中国水电工程顾问集团公司成都勘测设计研究院. 锦屏一级水电站左岸边坡稳定性评价专题报告[R]. 成都: 中国水电工程顾问集团公司成都勘测设计研究院, 2008.
- [8] 聂金生, 杨东升, 姜荣梅. 龙滩水电站高边坡施工期安全监测设计与实施[J]. 水力发电, 2004, 30(3): 65-69.
- [9] 刘建军. 漫湾水电站左岸边坡坍塌过程及原因分析[J]. 云南水力发电, 1990, (2): 31-37.
- [10] 刘平禄, 周鸿汉. 二滩水电站 2 号尾水渠边坡处理[J]. 水力发电, 1993, (11): 25-28.

# Stability Comprehensive Evaluation of High Rock Slope during Construction Period

ZHANG Jin-long<sup>1,2</sup>, XU Wei-ya<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** The stability evaluation of high rock slope is one of key issues during construction period. A unitary evaluation method is inadequate and incomplete. The stability of left bank slope of Jinping First Stage Hydropower Station is very outstanding because of its complicated geological conditions. The deformation mechanism and slide modes of left bank slope were analyzed and the safety factor of each mode was calculated. The stability of left bank slope during construction period was evaluated synthetically by using various safety monitored results and those results with several typical unstable rock slopes were compared. Research result shows that the left bank slope is stable basically and support measures can satisfy the stability requirement and some suggestions on safety monitoring were given.

**Key words:** slope engineering; high rock slope; safety monitoring; stability evaluation

(上接第 65 页)

### 参考文献:

[1] 傅志安, 凤家骥. 混凝土面板堆石坝[M]. 武汉: 华中理工大学出版社, 1993: 36 - 39.

[2] 李昌彩. 水布垭面板堆石坝前期关键技术研究[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005: 111 - 124.

[3] 王 勇, 殷宗泽. 面板坝中堆石流变对面板应力变形的影响分析[J]. 河海大学学报, 2000, 28(6): 60 - 65.

[4] 沈珠江. 堆石料的流变特性试验研究[C] // 沈珠江. 土力学论文选集. 北京: 清华大学出版社, 2005: 377 - 381.

[5] 程展林, 丁红顺. 堆石料蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 473 - 476.

[6] SL237 - 1999, 土工试验规程[S].

(编辑: 曾小汉)

## Method Research for Rockfill Creep Test

ZUO Yong-zhen, CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun, JIANG Jing-shan, KONG Xian-yong

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** Rockfill is the main material used in rockfill dams, and the research of creep properties is a focus of soil mechanics. The creep test mainly contains triaxial creep test and one-way compression creep test. The axial deformation of triaxial creep test is mainly caused by shear. Now it's lack of the compression creep test, which can study the  $K_0$  condition creep. So the creep properties of rockfill are studied in laboratory by the triaxial apparatus ( $\Phi 300$  mm) and the compression apparatus ( $\Phi 500$  mm), the results show that the relationship of surplus creep and time both can be expressed accurately by power function. The versatility of nine parameter creep model is verified by triaxial creep test, and one empirical formula from compression test result is put forward. At last, the two creep methods are compared, it is found that the compressive creep test may regard as a triaxial creep test with stress level being 0.4, it can't reflect the influence of stress level, so researching the creep of rockfill suitably uses the triaxial creep method.

**Key words:** rockfill; triaxial creep; compression creep; test method