

地震边坡稳定性的工程地质分析*

祁生文¹ 伍法权¹ 刘春玲² 丁彦慧³

(¹中国科学院地质与地球物理研究所工程地质力学重点实验室 北京 100029)

(²中国国土资源部航空物探遥感中心 北京 100083) (³北京市地震局 北京 100080)

摘要 归纳了地震作用下边坡稳定性的影响因素,把边坡分为2大类7亚类,分析了边坡在动力作用下的可能破坏形式,对地震边坡的失稳机制进行了探讨,认为地震边坡的失稳是由于地震惯性力的作用以及地震产生的超静孔隙水压力迅速增大和累积作用这两个方面原因造成的。对于不同的边坡类型,导致边坡动力失稳的主导因素也不同。塑性流动失稳破坏是由孔隙水压力的累积作用起主导作用;崩塌型、层体弯折型则是地震惯性力起决定作用;对于滑动型破坏一般是两种因素共同作用的结果。

关键词 工程地质, 地震, 边坡, 稳定性

分类号 TU 457, P 642.22

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2004)16-2792-06

ENGINEERING GEOLOGY ANALYSIS ON STABILITY OF SLOPE UNDER EARTHAUAKE

Qi Shengwen¹, Wu Faquan¹, Liu Chunling², Ding Yanhui³

(¹Key Lab of Engineering Geomechanics, Institute of Geology and Geophysics, The Chinese Academy of Sciences,
Beijing 100029 China)

(²China Aerogeophysics and Remote Sensing Center, Beijing 100083 China)

(³Seismological Bureau of Beijing, Beijing 100080 China)

Abstract The factors influencing stability of slope under earthquake are summarized according to characteristics of seismic force. The slopes are classified into two groups and seven subgroups, and their possible failure modes under dynamic force are analyzed. At the same time, the mechanism of earthquake-induced slope instability is discussed. It is concluded that seismic inertia force and building up of excess-static pore pressure are two reasons to induce instability of slope. For different slopes, the predominant factor inducing failure will be different. Plastic flow failure is mainly induced by building up of excess-static pore pressure. Rock fall and toppling failure are mainly caused by seismic inertia force. Slide failure is induced by building up of excess-static pore pressure combined with seismic inertia force in general.

Key words engineering geology, earthquake slope, stability

1 引言

边坡稳定性是边坡研究的核心问题。由于地质

条件的复杂性和人们认识事物的局限性,工程地质定性分析在边坡稳定性评价中具有重要意义。特别对于地质条件复杂的岩质高边坡工程,地质定性分析更有其特殊价值。地震边坡稳定性研究是边坡稳

2003年3月3日收到初稿,2003年5月29日收到修改稿。

* 国家重点基础研究发展规划(973)项目(2002CB412701)和中国青年科学基金(40302032)联合资助课题。

作者 祁生文 简介:男,1975年生,2002年在中国科学院地质与地球物理研究所获地质工程专业博士学位,现为博士后,主要从事工程地质学和岩土体动力学方面的研究工作。E-mail: qishengwen@mail.igcas.ac.cn。

定性研究的重要方面,是岩土工程和地震工程中关心的重要问题之一。过去对于地震边坡的研究,大多数着眼于边坡稳定性评价的方法和永久位移的求取,而很少从工程地质的角度进行详细分析。

本文从工程地质学的原理出发,结合大量前人的研究成果,归纳分析了地震作用下边坡稳定性的影响因素,把边坡的工程地质模型归纳为2大类7亚类。在此基础上,提出了边坡动力破坏形式的确定办法,对地震边坡的失稳机制进行了探讨,这对于地震边坡的研究无疑具有重要意义。

2 地震作用下边坡稳定性的影响因素分析

2.1 地质背景的影响

边坡所处的地质背景主要是指边坡所处的大地构造单元以及区域性大断裂的发育状况。边坡所处的大地构造单元不仅决定了边坡地质发育史的不同,控制了边坡岩体的地层结构以及强度,特别决定了边坡地质演化过程中新构造运动的活跃程度、边坡可能遭遇地震的频度与强度。

区域性大断裂对边坡稳定性的影响表现为有利和不利2个方面:有利方面是断裂带对地震波动能量有屏蔽作用,从而降低了地震的作用强度;不利方面是区域性大断裂往往是强震源之所在,同时由于断裂带岩体破碎,降低了边坡的自稳能力。边坡究竟是受到了有利的影响还是不利的影 响,则取决于边坡所处的位置。由于断裂带对地震波动能量的屏蔽作用,那些与震源分处断裂带两侧的边坡所受的地震作用将降低,从而其失稳的可能性也会减少。而那些与震源位于断裂带同一侧的边坡,特别是位于断裂带上的边坡,其失稳可能性会大大提高。区域性大断裂往往控制滑坡密集发育并呈带状分布^[1]就是这个原因。此外,区域性大断裂等地质构造作为地震波的反射界面,会使与震源位于同侧的边坡受到更复杂的地震作用过程,从而大大增加了边坡失稳的概率。

2.2 岩体结构类型的影响

对于岩质边坡来说,边坡并不是整体一块,而是由各种各样的结构面和结构体2种单元组成不同的边坡岩体结构类型。常见的结构类型有^[2]:(1)块状结构;(2)镶嵌结构;(3)碎裂结构;(4)层状结构;(5)层状碎裂结构;(6)散体结构。不同结构类型的岩体,对地震的反应是不同的。块状结构岩体,

整体强度较高,在动力作用下的变形特征接近于均质弹性体,地震期间一般不会发生失稳破坏;对于镶嵌结构岩体,地震可能会造成局部的崩塌和落石,但不会造成大规模的失稳;碎裂结构岩体的地震反应比较强烈,强烈的地震会导致碎裂结构岩体松动,造成大量的崩塌、落石以及小规模 的滑动;层状结构的岩体受层面的控制,在地震作用下可能沿层面产生滑动;而对于散体结构的边坡,在地震作用下,不仅产生大量的崩塌和滑塌,而且有可能导致大规模滑坡和流滑。土质边坡可以看成散体结构,在地震作用下将会产生大量的变形、滑塌、滑坡和流滑。

2.3 岩性组合的影响

岩性对地震滑坡的影响主要反映为不同岩性的边坡产生滑坡的程度不同。由粘土、泥岩、页岩、泥灰岩以及它们的变质岩如片岩、板岩、千枚岩组成的岩体,或由上述软岩与一些硬岩互层组成的岩体,或由某些岩性软弱、易风化的岩浆岩(如凝灰岩)组成的岩体具有以下特点:(1)抗风化性差、风化产物中含有较多的粘性、泥质颗粒,具有很高的亲水性、膨胀性、崩解性等特征;(2)这些地层的软岩及其风化产物一般抗剪性能差,遇水湿润后即产生表层软化和泥化,形成很薄($n \times 10^0 \sim n \times 10^2$ mm)的粘粒层,抗剪强度极低($c = 0 \sim 10$ kPa, $\varphi = 2^\circ \sim n \times 10^\circ$)^[3];(3)由于岩性、颗粒成分和矿物成分的差异,导致水文地质条件的差异。细颗粒的泥质、粘土质软层既是吸水层,又是相对的隔水层;(4)在干湿交替的情况下粘土成分的高收缩性,使岩土体中裂隙迅速发生并扩大,各种地表水很容易渗入坡体。上述这些特点容易导致滑坡的发育。通常把这类很容易发生滑坡的地层称为“易滑地层”^[4]。易滑地层不仅本身容易发生滑坡,而且它们的风化碎屑产物也极易滑动,甚至覆盖在它们之上的外来堆积层(冲积层、洪积层等)也容易发生沿着“易滑地层”或其风化碎屑物顶面滑动。

不同的岩土性质对地震的反应不同。在一定震级下,不同土质的最大加速度和震动幅值都不同。根据调查研究,90%以上的滑坡产生在各种松散堆积中,岩石滑坡较少。应特别注意新黄土、高灵敏度的粘土和饱水松散粉细砂层的动力响应。我国南北向地震带北段黄土高原和丘陵地区,地震诱发滑坡和崩塌最多,新黄土物理性质和水理性质起了很大作用;在地震力作用下,高灵敏度的粘土和饱水松散粉细砂层易于产生触变和液化,丧失抗剪强度而导致滑坡的发生,如唐山地震区7度以上的液化

滑坡。

2.4 地形地貌的影响

边坡的地形地貌条件对边坡动力稳定性的影响表现在 2 个方面: (1) 边坡的高度和坡度的影响; (2) 边坡坡形的影响。前者的影响较后者大。

已有的强震观测结果表明, 地震动幅值和频谱随地形高度而变化。国外卡格尔山山上和山脚两点的强余震速度观测记录发现, 山顶上地震动持续时间显著增长, 放大效应显著, 并且位移、速度和加速度 3 个量的放大效应不同^[5]。高野秀夫(1973)斜坡地震效应的观测结果表明: (1) 斜坡上的地震烈度相对于谷底大约增加 1° 左右; (2) 在角度超过 15° 的圆锥状山体上部点的位移幅值与下部点的位移幅值相比, 其局部谱段值增加高达 7 倍; (3) 黄土阶地的幅值比底部的约大 4 倍, 比离开坡阶边缘 25 m 的水平面处约大 2 倍^[3]。王存玉(1987)的振动模型实验表明: 边坡顶部对振动的反应幅值较之边坡底部存在明显的放大现象(垂直向放大), 边坡的边缘部位对振动的反应幅值较之内部(处于同一高度上的两点比较)也存在放大现象(水平向放大)^[6]。文[7]通过大量数值模拟, 也发现了这一现象。虽然上述资料不能给出各种地形影响的数值范围, 但所有的资料都表明了边坡的高度对地震响应有重大影响。

关于坡角的影响, 文[3]通过对炉霍、昭通 2 个点的地震资料的统计分析, 绘制了地震滑坡与坡角间关系图, 结果发现 20° 以下和 50° 以上很少发生滑坡, 绝大多数滑坡都发生在 $30^{\circ}\sim 50^{\circ}$ 的斜坡上, 地震崩塌多发生于大于 30° 的斜坡上, 其中以 $50^{\circ}\sim 70^{\circ}$ 的斜坡居多, 在 $80^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 的斜坡上崩塌的数量较少。这与李天池(1979)的结论基本一致^[1]。

边坡的坡形对边坡动力稳定性有很大影响。如果将边坡的坡形分为直线坡、凸坡和凹坡 3 种, 震后调查资料发现, 直线形的斜坡很少发生崩塌和滑坡, 凹坡和凸坡则容易产生崩塌和滑坡, 而且都发生在坡度变化点附近, 尤以凹坡上发生滑坡和崩塌的几率最高, 这与边坡在静力作用下的稳定性有很大区别。在静力作用下, 凸坡上发生滑坡的几率高于凹坡^[5, 8]。

2.5 水文地质条件的影响

水文地质条件对边坡稳定性的影响主要表现在地下水位的埋深和边坡中地下水的补、径、排条件 2 个方面。当地下水埋深较小时, 地震会造成孔隙水压力增加及其累积效应, 由此引起边坡产生永久位移, 当这种永久位移达到一定程度时, 可能导致

边坡失稳。地下水的补、径、排条件对地震期间孔隙水压力的累积有重要的影响。如果地下水的排泄条件畅通, 孔隙水压力不容易累积, 则对边坡的动力稳定性影响不大; 反之, 则极易产生滑动。

3 边坡的工程地质模型

边坡工程地质模型的确定是边坡稳定性包括动力稳定性研究的基础。边坡工程地质模型确定的基本依据是边坡的工程地质条件。

文[9, 10]对于边坡工程地质模型的研究具有一定的代表意义。文[10]明确提出了边坡变形的常见 5 大模式: 金川模式(反倾边坡)、盐池河模式(水平层状上硬下软)、葛洲坝模式(水平薄层状软硬相间)、白灰厂模式(水平厚层状软硬相间)以及塘岩光模式(顺倾薄层状结构)。这几种模型归纳起来也就是反倾边坡、水平层状边坡、顺倾层状边坡这 3 种形式。对于边坡来说, 这是 3 种常见的边坡工程地质模型, 但是它们代表不了边坡工程地质模型的全部。

在对边坡破坏实例的分析以及前人研究工作的基础上, 作者把边坡的工程地质模型归纳为 2 类: (1) 有明显控制性结构面的边坡工程地质模型; (2) 无明显控制性结构面的边坡工程地质模型。前者包括了文[10]所提出的 5 种边坡模式, 同时包括了滑坡体和基岩与厚覆盖层(风化壳)组成的边坡; 后者主要有均质土坡和无明显控制性结构面的岩质边坡。很显然, 这两类边坡在动力作用下的变形稳定性情况将会有显著差异。

4 边坡动力破坏形式的确定

根据边坡的工程地质模型, 可以确定边坡变形破坏的形式。文[10]根据滑动面的形态、数目、组合特征以及边坡岩体破坏的力学性质, 将边坡变形破坏划分为 5 类, 每类中又分若干亚类: (1) 曲面滑动, 又分为圆弧形滑动和非圆弧形滑动; (2) 平面滑动, 又分为无拉裂面平面滑动和有拉裂面滑动; (3) 双平面滑动, 又分为异向双平面滑动和同向双平面滑动; (4) 多平面滑动, 又分为一般多平面滑动和阶梯状滑动; (5) 倾覆破坏。这 5 种形式实际上就是曲面滑动、平面滑动以及倾覆破坏 3 种。这种关于边坡变形破坏形式的分类主要是针对静力问题分析的, 没有考虑边坡遭受动力荷载下变形破坏的特点。实际上, 对于某些特殊边坡特别是坝坡和

黄土边坡, 在动荷作用下由于孔隙水压力的累积作用, 将会发生塑性流动和液化流滑。文[11]在考虑了动荷作用特点的基础上, 将边坡的变形破坏形式分为滑动型、崩塌型、塑性变形破坏、层体弯折 4 大类, 各大类之下又分若干亚类。但是, 该文却把塑性流动和液化流滑塑性变形破坏归纳在崩塌型大类之下, 这是不合适的。在文[11]的基础上, 作者对边坡的变形破坏类型重新归纳为表 1 所示。

表 1 边坡的变形破坏类型^[11]

Table 1 List of deformation and failure types of slope^[11]

类型	基本特征	岩体结构条件	亚类	动荷载作用下的特点
滑动型	变形破坏主要沿某滑面进行。滑动后滑体受扰动较小, 可视作刚体	滑面往往是岩体中规模较大的结构面, 特别是软弱结构面	(1) 曲面滑动包括圆弧和非圆弧滑面滑动 (2) 平面滑动(包括层间错动) (3) 楔形体滑动	均为非蠕变型滑动, 可沿多平面同时滑动, 滑动可发生于很平缓的边坡
崩塌型	变形破坏不是沿某面滑动, 变形体受到明显的扰动, 甚至松散成分离状	可能发生于任何结构类型的边坡, 没有明显的整体滑动控制性结构面, 但开裂变形明显受结构面控制	(1) 落石型 (2) 松动型 (3) 崩落型	动荷下, 岩体开裂极为普遍, 崩落多发生于坡度大于 40°~50° 以上的较陡斜坡中
塑性变形	只产生较大的塑性变形, 无明显滑动面。变形太大时, 可产生整体滑动	多发生于散体边坡或者被结构面严重切割而又无明显控制性滑面的碎裂结构边坡中	(1) 塑性流动 (2) 液化流滑	在动荷作用下由于孔隙水压力的累积作用, 导致发生塑性流动或者液化流滑
层体弯折	岩层弯曲倾倒或者弯折	发生于薄层状结构、似层状结构边坡中	(1) 倾倒弯折 (2) 溃屈弯折	动荷下, 可同时发生整体倾倒和局部相对弯折, 且在短期内完成。而静荷下弯曲、倾倒等一般具有蠕变性质。

根据岩体结构控制论的观点, 边坡的工程地质模型控制了边坡变形破坏的形式^[12]。对于受结构面控制的边坡工程地质模型, 其变形破坏形式决定于结构面的形态及组合。文[6]的振动模型实验表明: 在动荷载作用下, 顺层边坡的变形破坏形式主要表现为顺层面的滑动; 反倾向边坡的变形破坏形式主要表现为岩层的倾倒、弯曲和弯折; 水平层状边坡则主要在顶部和斜坡面附近的岩层产生拉开、拉裂和层间错动, 首先是沿垂直于或斜交于层面的节理、裂隙等软弱部位岩层被拉开, 其次是完好的岩层被拉断、开裂并产生层间错动。已经发生破坏的滑坡以及由基岩和厚覆盖层(风化壳)组成的边坡, 在动

荷载作用下的破坏形式将表现为滑坡体沿滑面或者覆盖层沿基岩顶面的滑动, 而且由于孔隙水压力的累积作用可能导致塑性流动和液化流滑。

对于那些无明显结构面控制的边坡, 例如坝坡, 在动荷载作用下的变形破坏形式不仅有沿滑面(平面的或者圆弧形)的永久位移^[13], 而且必须考虑由于孔隙水压力的累积作用可能导致的塑性流动和液化流滑。

对于那些节理裂隙发育, 但没有明显控制性结构面发育的岩质边坡, 则需要利用空间精测线测量的方法, 测量节理裂隙的产状, 然后利用赤平极射投影的方法进行统计, 作出节理裂隙的极点图和等密图, 判读出该边坡发育的节理裂隙优势组数。在此基础上, 对边坡的破坏形式可分成下面 4 种情形进行判断:

(1) 结构面在极点图上近似均匀分布, 边坡岩体结构近乎散体结构, 这种情形下, 边坡的可能破坏形式为曲面滑动。

(2) 只有一组结构面, 结构面的倾向与边坡的倾向基本一致, 倾角小于边坡角, 则边坡的可能破坏形式为平面滑动。数学表达式可写为

$$\phi_i > \phi > \varphi \tag{1}$$

式中: ϕ_i 为边坡坡角, ϕ 为结构面的倾角, φ 为结构面的内摩擦角。

(3) 若干组结构面, 边坡的破坏形式可按 J. N. Mankland 的方法进行简单的判断。J. N. Mankland 方法是基于一个简单的破坏条件: 结构面组合交线的倾向与边坡面一致, 楔形破坏体的组合交线在坡面出露, 其倾角小于坡角, 结构面的抗剪强度只考虑内摩擦角 φ , 认为 φ 小于组合交线的倾角 ϕ_i 时, 边坡可能发生楔形体破坏。数学表达式可写为

$$\phi_i > \phi_i > \varphi \tag{2}$$

式中: ϕ_i 为结构面组合交线的倾角。

(4) 一组结构面, 结构面的倾向与边坡的倾向相反, 则边坡可能发生倾倒形式的破坏。

由于式(1), (2)没有考虑结构面的粘聚力 c , 而且也没有考虑地震惯性力及其他因素的影响, 因此它只是边坡发生平面滑动破坏形式和楔形体滑动破坏形式的岩体结构条件, 具体的稳定性判断则要进行定量分析。在考虑以上因素的基础上, 作者把边坡的工程地质模型及其可能的变形破坏形式归纳为表 2。

表 2 边坡的工程地质模型及其可能的变形破坏形式

Table 2 Engineering geology modes of slopes and possible corresponding deformation and failure types

边坡工程地质模型	受明显结构面控制的边坡					无明显结构面控制的边坡	
	水平层状	顺层	反倾	滑坡	基覆界面	均质土坡	无明显结构面控制的碎裂散体岩质边坡
边坡变形破坏类型	层间错动	平面滑动、溃屈	倾倒、弯曲、弯折和溃屈	沿滑面滑动、塑性流动和液化流滑	沿基覆界面滑动、塑性流动液化流滑	曲面或者平面滑动、塑性流动和液化流滑	曲面滑动、楔形体滑动、崩塌型

5 边坡动力失稳机制探讨

地震对边坡稳定性的影响表现为累积效应和触发效应 2 个方面^[5]。前者主要表现为地震作用引起边坡岩体结构松动,破裂面、弱面错位和孔隙水压力累积上升等;后者则主要表现为地震的作用造成边坡中软弱层的触变液化以及使处于临界状态的边坡瞬间失稳。

文[8]提出了边坡动力失稳机制的坡体波动振荡加速效应假说。认为自然界孕育、发生的地震所产生的地震波动虽然强弱不同,作用不一,但对任何斜坡都有影响。当天然斜坡处于或接近于极限平衡状态时,地震产生的惯性力会激发滑坡体骤然下滑,出现启程剧动,产生“启程剧发速度”,并把这种效应称之为坡体振荡加速效应。

实际上,在强烈的地震作用下边坡会产生 2 种作用:(1) 地震惯性力的作用;(2) 地震产生的超静孔隙水压力迅速增大和累积作用。这 2 种作用使得边坡沿着某一滑动面的下滑力增大,抗滑力减小。同时对于一些土质边坡,由于孔隙水压力的作用而出现液化流滑,产生很大的永久位移,导致边坡失稳。这就是说,地震惯性力的作用和地震产生的超静孔隙水压力作用是导致边坡动力失稳的根本原因,至于是这 2 个因素中哪个起决定作用,则视具体条件而定。

对于不同的边坡破坏类型,导致边坡动力失稳的主导因素也不同,一般来讲,塑性流动失稳破坏是孔隙水压力的累积作用起主导作用;崩塌型、层体弯折型则是地震惯性力起决定作用;而对于滑动型破坏一般是 2 种因素共同作用的结果。

当地震在旱季或在雨季刚开始时发生,一般斜

坡地区因坡体比较干燥,地下水位较低,地震时受地下水的影响不大,滑坡产生的机制主要是地震惯性力的作用。雨季或融雪时发生的地震,由于斜坡土体饱水,地下水位较高,裂隙也可能被水充满,地震时在惯性力的作用下,孔隙水压力将会增大和累积,导致斜坡稳定性大幅度降低。

很多时候,边坡在地震期间并不发生失稳,而是在震后很长一段时间才发生边坡失稳,通常称之为后发型滑坡^[3, 14]。后发型滑坡破坏的根本原因在于强震过程中,由于边坡坡肩的端部效应,使得地震加速度在坡肩部位急剧放大,造成瞬时拉应力,使得边坡的坡肩一定范围内产生弧形裂缝,这种裂缝虽然没有导致边坡的失稳破坏,但它导致了边坡稳定性降低(地震的累积效应)。由于边坡土石松动开裂,为震后雨水的入渗创造了条件,从而可能导致边坡地下水径流发生变化,边坡岩体力学参数降低,斜坡开始滑动。这种后发型边坡失稳的机制可以认为是边坡岩体力学参数的降低、震后水的软化作用以及孔隙水压力共同作用的结果。

综上所述,地震边坡失稳的根本原因是地震惯性力和地震产生的超静孔隙水压力共同作用引起的。不同的边坡破坏类型,导致边坡动力失稳的主导因素也不同。一般来讲,塑性流动失稳破坏是孔隙水压力的累积作用起主导作用;崩塌型、层体弯折型则是地震惯性力起决定作用;而对于滑动型破坏则视具体条件而定;对于后发型边坡失稳,则是由于地震的累积效应导致边坡岩体力学参数的降低,为后来的外地质营力创造了条件,最终导致了边坡的失稳破坏。

6 结 论

(1) 在总结前人成果的基础上,将地震作用下边坡稳定性影响因素归纳为边坡所处的地质背景、边坡的岩体结构类型和地层岩性组合、边坡的地形地貌条件以及边坡的水文地质条件等 5 个方面。

(2) 从岩体结构控制的观点出发,把边坡的工程地质模型归纳为 2 类:① 有明显控制性结构面的边坡工程地质模型,② 无明显控制性结构面的边坡工程地质模型。前者包括了水平层状边坡、顺层边坡、反倾边坡,同时包括了滑坡体和由基岩与厚覆盖层(风化壳)组成的边坡;后者则是主要包括均质土坡和无明显控制性结构面的节理裂隙化岩质边坡,分析了它们在地震动力作用下的破坏形式。

(3) 对边坡的动力失稳机制进行了讨论, 认为地震惯性力的作用以及地震产生的超静孔隙水压力迅速增大和累积作用共同导致了地震边坡的失稳。对不同的边坡破坏类型, 这 2 种作用的作用强度也不同。对于塑性流动失稳破坏是孔隙水压力的累积作用起主导作用; 对于崩塌型、层体弯折型则是地震惯性力起决定作用; 对于滑动型破坏则视情况而定; 对于后发型边坡失稳, 则是由于地震的累积效应导致边坡岩体力学参数的降低, 为后来的外地质营力创造了条件, 最终导致了边坡的失稳破坏。

致谢 孙广忠研究员、孙进忠教授审阅了全文并进行了修改, 特此致谢。

参 考 文 献

1 蒋 溥, 戴丽思. 工程地震学概论[M]. 北京: 地震出版社, 1993
2 谷德振. 岩体工程地质力学基础[M]. 北京, 科学出版社, 1979
3 丁彦慧. 中国西部地区地震滑坡预测方法研究[硕士学位论文][D]. 北京: 中国地质大学, 1997
4 晏同珍. 滑坡预测预报基础及我国主要滑坡岩组特征的确定[J].

地球科学, 1985, 10(1): 9~19
5 张俾元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1993
6 王存玉. 地震条件下二滩水库岸坡稳定性研究[A]. 见: 岩体工程地质力学问题(七)[C]. 北京: 科学出版社, 1987
7 何蕴龙, 陆述远. 岩石边坡地震作用近似计算方法[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2): 66~68
8 胡广韬. 滑坡动力学[M]. 北京: 地质出版社, 1995
9 孙玉科, 姚宝魁. 我国岩质边坡变形破坏的主要地质模式[J]. 岩石力学与工程学报, 1983, 2(1), 67~76
10 孙玉科, 牟会宠, 姚宝魁. 边坡岩体稳定性分析[M]. 北京: 科学出版社, 1988
11 薛守义. 岩体边坡动力性研究[博士学位论文][D]. 北京: 中国科学技术大学, 1989
12 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 1988
13 Newmark N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geotechnique 1965, 15(2): 139~160
14 Yegian M K, Marciano E A, Ghahraman V G. Seismic risk analysis for earth dams[J]. J. of Geotech. Engrg., 1991, 117(1): 18~34

吊钟岩特大桥创中国铁路五个之最

全长 510.63 m、主跨 140 m 的吊钟岩大桥横跨 319 国道与南水河谷。为了不影响国道的正常通行和解决特大跨度桥梁不便架设的问题, 中铁十一局集团赣龙铁路福建段指挥部指挥长吴建元和总工程师陈海学提出了变缆索吊装施工为劲性钢骨架转体拱桥的设想, 并得到设计和建设单位的认同。

劲性钢骨架转体施工是当今世界上桥梁最先进的施工工艺之一。将 140 m 长的主拱分两半预先拼装在两岸桥墩上, 由人工拉动导链牵引, 使底座转体轴心缓慢转动, 将总重达 3 012 t 的主拱架连同桥墩, 分别转体 180° 和 87° 后在高空实现对接。

转体轴心结构的设计、钢拱架线形控制拱架的焊接质量保证、30 多米深的斜桩的施工, 是转体大桥的核心技术。重达 3 000 多吨的钢拱架连同桥墩靠一条小导链的拉动, 在近 80 m 的高空实现丝毫不差的对接, 轴心结构尤为重要, 第一工程公司工程技术人员赵 晶、罗 德等人, 成功设计了作为整个转体系统核心部分的转体轴心, 确保了大桥转体一次成功。

吊钟岩特大桥钢拱架采用的是 Q345-C 型低合金特种钢, 焊接起来非常困难, 温度、湿度和风力大小都可能影响其焊接质量。为此指挥部调集了 56 名一级电焊工, 先后试验了 20 多种焊接方法, 并对用这些方法焊接的钢板进行了超声波和 X 光检测鉴定, 最终采用氩弧焊与低氢焊接相结合的方法, 确保焊接质量。

2003 年 8 月 16 日, 随着指挥长吴建元一声令下, 横卧在 319 国道两岸的钢铁巨臂连同 2, 3 号桥墩, 以每分钟 1 m 的速度缓缓向 319 国道上空转动, 两条钢铁巨臂在离地面 79 m 的高空, 紧紧地“握”在一起。弯曲的钢拱架犹如一条喷薄而起的彩虹, 横亘在南水河上空。

据介绍, 该桥以高科技施工方法创下了中国铁路桥梁建设史上的 5 个之最: (1) 首次在铁路桥梁施工中采用劲性钢骨架转体轴心结构; (2) 长达 140 m、总重 3 012 t 的大桥转体主拱架, 在已建公路和铁路桥梁中为吨位最重、跨度最大; (3) 主跨桥墩基础开挖的 4 个直桩、8 个斜桩, 其中最深的达 34.8 m, 为目前铁路桥梁斜井深度之最; (4) 30 000 多个焊点经检测无一气泡和残渣, 在赣龙全线所有焊接件施工中投入焊工最多、焊接质量最好; (5) 在短短的 8 个月里建成逾 510 m 长的转体特大桥, 在已建同等规模的桥梁施工中为速度最快。同时也以我国首座铁路大跨度劲性骨架转体桥, 被中国企业联合会入选中国企业 2003 年新记录, 转体轴心技术也被审定为国家专利。

(摘自 2004 年 4 月 25 日《科技时报》第 3 版)