

DOI: 10.16285/j.rsm.2015.02.041

地震作用下裂隙对岩质边坡稳定性影响分析

平瞳其, 罗先启, 郑安兴

(上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240)

摘 要: 在地震作用下岩质边坡内部裂隙可能开裂扩展, 对边坡稳定造成不利影响。利用扩展有限元法模拟岩质边坡内部裂隙在地震作用下的开裂扩展, 根据扩展后的裂隙分析边坡潜在滑面, 采用矢量和法计算边坡在震前、地震过程及震后的安全系数。结果表明: 在汶川地震波作用下 LLT1 与 LLT2 裂隙均开裂扩展, 开裂方向与水平方向夹角近 45° , 其中 LLT1 裂隙顶部开裂至边坡面。震前安全系数为 1.75, 地震过程中最小安全系数为 1.01, 震后安全系数为 1.05。说明了即便是边坡在震前稳定性较好, 但由于地震作用使得裂隙扩展贯通至边坡表面, 导致滑体抗滑力降低, 边坡震后稳定性显著降低。虽然地震过程中边坡并未失稳破坏, 若在震后受到其他外部作用则可能失稳破坏, 引发次生灾害。

关 键 词: 地震; 裂隙; 边坡稳定

中图分类号: TU 435

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2015)02-0600-07

Analysis of influence of cracks on rock slope stability under seismic loading

PING Tong-qi, LUO Xian-qi, ZHENG An-xing

(School of Naval Architecture, Ocean & Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: Internal crack in rock slope may grow under seismic loading, which would have an adverse effect on slope stability. By taking advantage of extended finite element method (XFEM), the development of cracks in a rock slope located in the southwest China under seismic loading is simulated. An analysis of the potential sliding surface is carried out according to the crack after extension, and the factors of safety are calculated with vector sum analysis method (VSAM) before, during and after earthquake. The result shows, under the loading of Wenchuan seismic waves, both crack LLT1 and crack LLT2 grow. The angle between growth-direction and the horizontal is nearly 45° , and the crack LLT1 grows to the slope surface. The factors of safety before and after earthquake are 1.75 and 1.05 respectively, and the minimum factor of safety during the earthquake is 1.01. This illustrates that the slope is stable before earthquake, but the anti-sliding force and the slope stability are both reduced because of the growth of crack under the seismic loading. Even if the slope is stable in the process of the earthquake, it may collapse subjected to other forces after earthquake.

Key words: earthquake; crack; slope stability

1 引 言

地震灾害对人民会造成巨大的生命财产损失, 在山岳地区地震诱发边坡失稳造成的损失有时会超过地震本身。地震引起的边坡失稳是诸多次生灾害中较为严重的, 造成的后果往往具有灾难性。2012 年 6 月 13 日, 阿富汗北部发生地震, 诱发山体滑坡致一村庄被掩埋, 至少 70 人丧生。2013 年 7 月 22 日甘肃地震重灾区发生山体滑坡, 导致一家五口遇

难。边坡在地震作用下的稳定分析是岩土工程界的热点, 常用的边坡动力分析方法包括: 拟静力法^[1]、滑块分析法^[2]、数值分析方法^[3-5]和试验法。但这些方法主要分析地震过程中边坡的稳定情况, 并没有考虑在地震过程中边坡结构的破坏及结构破坏对边坡稳定的影响。在实际情况中, 很多边坡在地震过程中没有失稳, 而在地震过后的一段时期内失稳破坏。如四川炉霍震区在 1923 年发生 7.5 级地震, 在地震发生的几年内出现了滑坡的活动期, 震区周边

收稿日期: 2013-10-11

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)资助(No. 2011CB013505); 国家自然科学基金资助(No. 51279100)。

第一作者简介: 平瞳其, 男, 1990 生, 硕士研究生, 主要从事岩质边坡稳定的研究工作。E-mail: cyren1926@gmail.com

通信作者: 罗先启, 男, 1965 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土力学与工程方面的教学与研究工作。E-mail: luoxianqi@sjtu.edu.cn

地区暴发了大量滑坡,而在震后数年停止了活动。1972年该地区又发生了7.9级地震,滑坡又重新进入活动期。地震引起的边坡失稳多发生在我国西南地区,最多为川滇两省^[6]。而该地区的边坡多为高陡岩质边坡,这些高陡岩质边坡内存在大量节理、裂隙等结构面。在遭受了地震作用后,内部结构往往会有隐性破坏,这些破坏不仅仅是剪切破坏。据5.12汶川地震边坡破坏现象的调查发现:滑坡上部多数发生拉裂破坏,甚至有些岩土体被抛出^[7-9]。在地震作用下岩体内节理裂隙开裂,使得边坡内裂隙深度变大,甚至发育至边坡面。而扩展有限元法在解决裂隙扩展等不连续问题具有独特的优势,能够模拟裂隙破坏的全过程。在震后的一段时期内,边坡在遭受其他不利因素作用时,很可能导致失稳破坏。以震后遭受暴雨为例,震前部分裂隙并未贯通至边坡面,雨水并不能直接入渗到裂隙。而在地震作用下,若裂隙开裂至边坡面,则雨水直接入渗会使得裂隙内存在高静水压力,对边坡稳定造成不利影响。因此,研究边坡内裂隙在地震作用下的扩展发育,并分析探讨裂隙扩展发育对边坡稳定性的影响不仅具有理论意义,并且对于边坡工程抗震设计、保护人民生命财产安全有着现实意义。

本文对西南某一高陡岩质边坡进行动力时程分析,利用扩展有限元模拟地震作用下边坡内裂隙扩展发育过程。根据工程实际情况及地震作用前后裂隙的情况,采用矢量和法分别计算边坡在地震作用前、地震作用过程及地震作用后边坡的安全系数,并分析裂隙扩展对边坡稳定的影响。

2 裂隙扩展模拟方法及岩质边坡稳定性评价方法

2.1 裂隙扩展模拟方法

2.1.1 扩展有限元法

传统有限元法的位移近似函数为连续函数,在处理裂纹扩展等强不连续问题时,须将裂纹面设为单元的边,裂尖设为单元节点,并且随着裂纹的扩展需重新划分网格,使得前处理工作非常繁琐,计算效率较低。扩展有限元^[10](extended finite element method, XFEM)是以Belytschko教授为代表的课题组在1999年提出的。该方法利用有限元的形函数作为一组单位分解函数,引入非连续位移模式来描述非连续位移场。该方法克服了在裂隙尖端等高应力与变形集中区进行较高精度网格划分带来的困难,模拟裂隙在扩展时无需再对网格重新划分,在解决裂隙扩展等不连续问题有着独特优势^[11-14]。

传统有限元法的位移模式表示为

$$u(x) = \sum_{i=1}^n N_i u_i \quad (1)$$

式中: N_i 为节点 i 的插值形函数; u_i 为 i 自由度的位移向量,对于域内任意一点都有 $\sum_{i=1}^n N_i(x, y) \equiv 1$ 。

但式(1)仅适用于连续介质,对于不连续介质则无法适用。基于单位分解思想,Belytschko等^[10]提出了适合于描述含裂纹面的近似位移插值函数。在传统有限元位移模式中增加了能够描述局部不连续特性的特殊函数,对于弹性问题其表达式为

$$u(x) = \sum_{i \in N} N_i(x) u_i + \underbrace{H(x) a_i}_{i \in N_r} + \sum_{a=1}^4 \underbrace{\Phi_a b_i^a}_{i \in N_\lambda} \quad (2)$$

式中: N 为所有节点的集合; N_r 为裂纹完全贯穿单元的节点集合(见图1实心方形点), $H(x)$ 代表的是Haviside函数(跳跃函数),用于描述位移不连续的特性,在裂纹上下两侧分别取+1或-1,即 $H(x) = \begin{cases} +1 & \text{裂纹上侧} \\ -1 & \text{裂纹下侧} \end{cases}$; a_i 为节点与Heaviside函数有关改进后的自由度; Φ_a 为裂纹尖端渐进位移场的附加函数, $\Phi_a = \sqrt{r} \left[\sin \frac{\theta}{2}, \cos \frac{\theta}{2}, \sin \frac{\theta}{2} \sin \theta, \cos \frac{\theta}{2} \sin \theta \right]$, (r, θ) 为结构面尖端局部坐标,坐标原点为裂尖所在点,如图2所示。 N_λ 为裂尖所在单元的节点集(见图1实心圆点); b_i^a 为裂纹尖端改进后的自由度。

2.1.2 裂纹断裂准则

裂纹断裂需明确断裂准则及裂纹扩展方向。常用的裂纹断裂准则包括:最大主应力准则、最大能量释放率准则、最大周向应力准则和最小应变能准则。本文采用的是最大主应力准则,可表示为

$$f = \left\{ \frac{\langle \sigma_{\max} \rangle}{\sigma_{\max}^0} \right\} \quad (3)$$

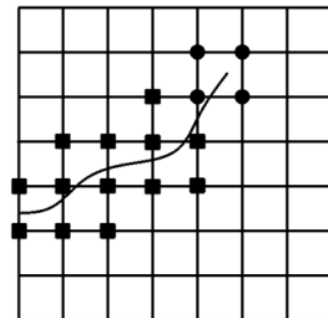


图1 结构面附近需加强的节点

Fig.1 Nodes near crack surface need to be modified

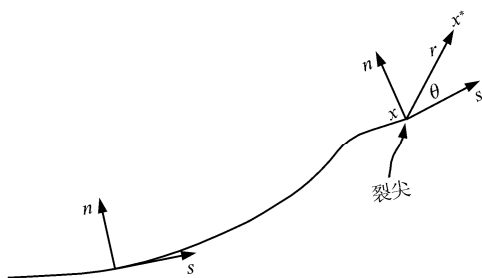


图2 局部坐标系

Fig.2 Local coordinate system

式中: $\sigma_{\max}^0$ 为材料抗拉强度; $\sigma_{\max}$ 为受到的最大主应力; $\langle \rangle$ 为为了表示当主应力为压应力时,并不会导致裂纹开裂。当开裂准则满足要求后,裂纹总是朝垂直于最大主应力方向扩展。

2.2 边坡稳定性评价方法

在边坡静力稳定分析中,应用较为广泛的方法主要有极限平衡法与有限元强度折减法。极限平衡法思路明确、计算简便,在实际工程中广泛应用,但计算安全系数需引入不同假定,在进行边坡动力稳定分析时多采用拟静力法,但无法考虑地震特性,如振动频率、次数和地震持续时间等因素。而有限元强度折减法因为要反复进行折减强度参数的有限元计算,在动力分析中难以实现而难得到应用。矢量和法由葛修润^[15]提出,该方法在边坡静力与动力分析均能得到较好的应用。矢量和法是基于边坡当前应力状态的分析方法,其安全系数定义具有明确的物理力学意义。只要已知边坡当前应力状态,矢量和法即可求解出边坡安全系数。在进行边坡动力稳定分析时,根据任一时刻边坡的应力场即可算出边坡安全系数。且由于没有折减岩土体的强度参数,采用弹性分析与弹塑性分析的计算结果差别较小^[16]。在计算较为复杂的地震荷载及裂隙扩展时,采用弹性分析会显著减少计算成本。进行岩质边坡稳定分析时,滑面的确定是非常关键的。但由于岩质边坡内部结构非常复杂,滑面的确定往往并非易事。矢量和法对滑面没有预设假定,能较好地适用于滑裂面受各种结构面控制、具有任意滑裂面的岩质边坡抗滑稳定分析。所以矢量和法在岩质边坡动力稳定分析有着一定优势。矢量和法安全系数的定义为^[17]:在边坡的潜在滑面上,滑面提供的总抗滑力矢在边坡整体下滑趋势方向上投影的代数和与总下滑力矢在整体下滑趋势方向上投影代数和的比值。

(1) 矢量和法安全系数的计算

矢量和法假定边坡的外部荷载、边界条件、滑动面位置、主要物理参数都已确定,通过有限元计

算程序对边坡进行模拟计算,可以得到边坡的应力场。以滑体在滑面上任意一点 A 为例,如图3所示, σ_s 、 σ_n 、 σ_r 分别为 A 点对基岩的应力矢量、法向应力与切向应力,均可通过插值获得。 σ_s 是 σ_n 与 σ_r 的合力,照约定拉为正压为负。 $\hat{d}$ 为边坡整体下滑趋势方向。总抗滑力在整体下滑趋势方向的投影 R 与总下滑力矢在整体下滑趋势方向的投影 T 分别为

$$T = \int_s (\sigma_s \hat{d}) ds \quad (4)$$

$$R = \int_s \sigma'_s (-\hat{d}) ds \quad (5)$$

式(5)中 σ'_s 为基岩在滑面提供的最大抗滑应力矢量:

$$\sigma'_s = \sigma'_r + \sigma'_n \quad (6)$$

$$\sigma'_r = (c - \sigma_n \tan \varphi) \hat{d}_r \quad (7)$$

$$\sigma'_n = -\sigma_n \quad (8)$$

式中: $\hat{d}_r$ 为该点抗剪力的单位向量; c 为岩体凝聚力; φ 为岩体内摩擦角; σ'_r 为基岩滑面提供的最大抗剪应力矢量; σ'_n 为滑面对滑体法向应力。按照矢量和法安全系数的定义可表示为

$$F_s = \frac{R}{T} \quad (9)$$

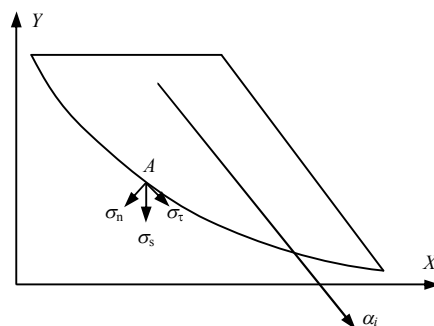


图3 矢量和法安全系数求解示意图

Fig.3 Sketch of factor of safety obtained with vector sum analysis method

(2) 边坡整体下滑趋势方向的确定

下滑方向的确定是根据潘家铮的最大、最小原理:滑坡体如若能沿多个滑面滑动,则破坏时滑体沿抵抗力最小的滑面滑动;当滑面确定时,滑体的内力会自行调整,以发挥最大的抗滑能力。基于“静摩擦力方向总与物体间相对运动趋势方向相反”,可得出边坡的整体下滑趋势方向为:滑面各点极限抗滑剪应力沿滑面积分得到总极限抗剪力方向的反方向^[18],以下式表示:

$$\hat{d} = - \frac{\int_s (c - \sigma_n \tan \varphi) \hat{d}_r ds}{\left\| \int_s (c - \sigma_n \tan \varphi) \hat{d}_r ds \right\|} \quad (10)$$

3 岩质边坡裂隙扩展模拟及其稳定性分析

我国西南某一拟建水电站附近有大量高陡岩质边坡，根据地质勘察报告，在河流左岸一高陡边坡内存在大量短小裂隙及两条较长陡倾角裂隙，长大陡倾角裂隙分别记为 LLT1 与 LLT2 裂隙，如图 4 所示。LLT1 与 LLT2 裂隙竖向高度均取推测值上限为 70 m，倾角分别为 73° 和 81°。边坡包括多种岩体，其中①、②、③岩体所在岩组为 Pt_{21}^{3-1} ，从边坡面朝里分别为强卸荷带、弱卸荷带与新鲜岩体；④、⑤、⑥岩体所在岩组为 Pt_{21}^{3-2} ，从边坡面朝里分别为强卸荷带、弱卸荷带与新鲜岩体。 Pt_{21}^{3-1} 主要由晶灰岩、白云岩、大理岩构成； Pt_{21}^{3-2} 主要由白云岩构成、晶灰岩、石英岩构成。岩体密度均取 2.75 g/cm^3 ，抗拉强度取 1.5 MPa ，其他各项参数如表 1 所示。LLT1、LLT2 属于岩屑夹泥型裂隙，内摩擦角为 31° ，凝聚力为 100 kPa 。岩石的断裂能报告并未给出，常见岩石的断裂能一般在 $100\sim 200\text{ N/m}$ 之间，此处取 150 N/m 。在高程为 850、950 m 处的短小裂隙的倾角情况如图 5 所示，短小裂隙内摩擦角为 42° ，凝聚力为 400 kPa 。

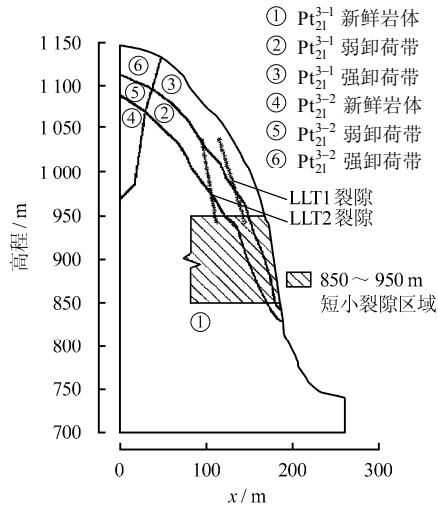
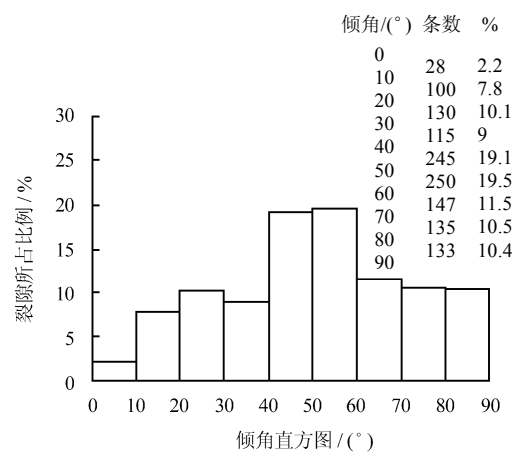


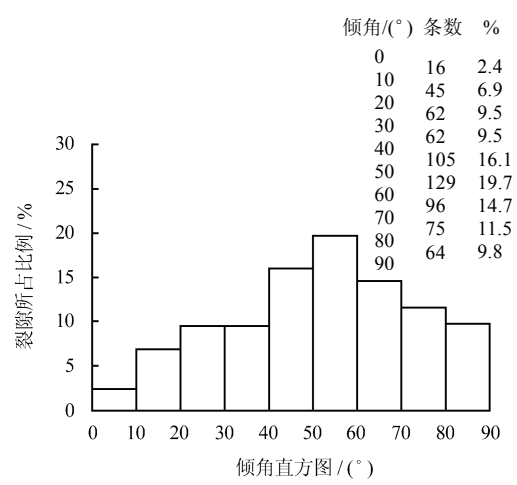
图 4 边坡几何模型
Fig.4 Geometric model of slope

表 1 岩体材料参数
Table 1 Material parameters of rocks

岩体类型	弹性模量 E / GPa	泊松比	凝聚力 c / MPa	内摩擦角 φ / (°)
Pt_{21}^{3-1} 新鲜岩体	27.5	0.22	1.9	56.31
Pt_{21}^{3-1} 强卸荷带	6.5	0.29	1.2	43.00
Pt_{21}^{3-1} 弱卸荷带	22.5	0.24	1.6	52.43
Pt_{21}^{3-2} 新鲜岩体	20.0	0.24	1.6	52.43
Pt_{21}^{3-2} 强卸荷带	6.5	0.29	1.2	43.00
Pt_{21}^{3-2} 弱卸荷带	18.5	0.25	1.3	47.73



(a) 850 m 高程短小裂隙倾角直方图



(b) 950 m 高程短小裂隙倾角直方图

图 5 短小裂隙倾角直方图
Fig.5 Histogram of the dip angle of short crack

该高陡边坡位于西南某拟建水电站附近，坝址区地震基本烈度为Ⅶ度，主要壅水建筑物按Ⅷ度设防；壅水建筑物抗震设计标准采用基准期 100 a 超越概率为 2%的基岩峰值水平加速度为 0.27 g 。对该边坡采用与主要壅水建筑物相同级别的抗震设防标准。

采用扩展有限元模拟分析该高陡边坡在自重作用下受力情况，模型如图 6 所示。自重作用下扩展有限元边界条件为：边坡临空面为自由边界，边坡与山体连接部分采用无限元边界^[19]，底部固定约束。施加的地震波为人工处理后的汶川地震波，地震波时长为 20 s，峰值加速度为 0.27 g 。采用瑞利阻尼，竖向加速度分量取水平方向加速度分量的 2/3，水平加速度-时程曲线如图 7 所示。

3.1 地震作用前稳定分析

Hoek 等^[20]认为，边坡要发生滑动破坏，结构面要能穿出边坡面或与张拉缝相交。在地震作用之前，该边坡并无完全贯通的裂隙。LLT2 裂隙顶

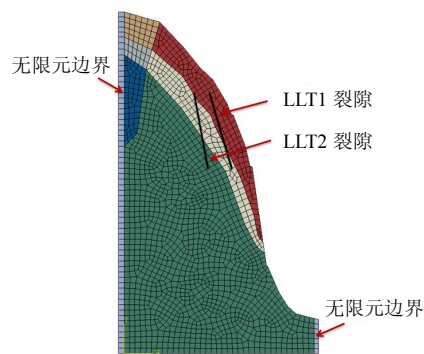


图6 二维扩展有限元模型
Fig.6 2D calculating model with FEM

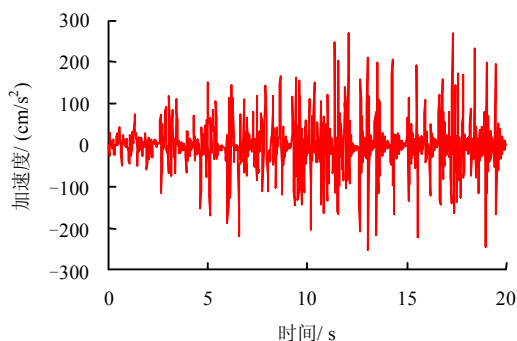


图7 地震波水平方向加速度时程曲线
Fig.7 Time-history curve of horizontal acceleration

部与边坡面之间存在完整岩体, 裂隙底部虽然存在大量短小裂隙, 但由于距边坡表面较远, 较难形成完整滑面。LLT1 裂隙距边坡面较近, 其底部大量短小裂隙可能构成滑面。

进行边坡稳定分析时, 应首先确定边坡的潜在滑面。此边坡潜在滑面由两部分组成: 上半部分由 LLT1 裂隙及其延伸部分组成(延伸部分强度参数同完整岩体), 下半部分由大量短小裂隙组合而成。滑面上半部分较为明确, 而下半部分滑面较难确定, 可归结于无明显软弱面裂隙岩质边坡滑面确定的问题。不同学者对此进行了研究, 但尚无统一认识。

考虑到岩体抗剪强度各向异性的特点以及该边坡内裂隙倾角分布情况, 本文假定滑面下半部分为直线, 根据其不同倾角进行稳定计算。根据图 5 显示的裂隙倾角分布情况, 在高程为 850~950 m, 倾角在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内的裂隙所占比例较高。因此, 假定滑面下半部分倾角范围为 $40^\circ \sim 70^\circ$ (大于 70° 滑面将不能与边坡相交), 以 5° 为间隔, 如图 8(a)所示。根据不同滑面, 采用矢量和法计算边坡的安全系数, 计算结果如表 2 所示。从计算结果可看出, 边坡安全系数随滑面底部倾角增大先减小, 后增大。当滑面底部倾角为 50° 时边坡安全系数最小, 为 1.75。可以看出, 边坡在地震前安全性较好。

表2 不同滑面对应安全系数

Table 2 Comparison of factors of safety for different slip surfaces

滑面底部倾角 $/(^{\circ})$	40	45	50	55	60	65	70
安全系数	1.78	1.76	1.75	1.76	1.77	1.80	1.88

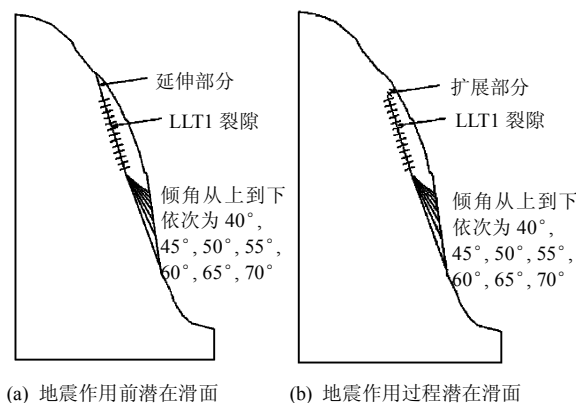


图8 边坡潜在滑面情况
Fig.8 Sketches for locations of potential slip surfaces in slope

3.2 地震作用过程稳定分析

在地震作用前, LLT1 与 LLT2 裂隙如图 9(a)所示。在地震作用下, LLT1 与 LLT2 裂隙均发生了扩展。首先扩展的是 LLT2 裂隙底部, LLT2 裂隙底部在第 4.35 s 时向边坡内部扩展, 倾角约为 45° , 扩展长度约为 26 m, 在 4.38 s 结束扩展, 如图 9(b)所示。然后是 LLT1 裂隙底部在 5.74 s 发生了扩展, 扩展方向与 LLT2 裂隙底部相近, 扩展长度为 13 m; LLT1 裂隙顶部几乎同一时间发生扩展, 以倾角接近 45° 方向扩展至边坡面; LLT1 裂隙在 5.82 s 结束了扩展, 如图 9(c)所示。LLT2 裂隙顶部在 5.92 s 发生了扩展, 方向与 LLT1 裂隙顶部接近, 扩展长度为 5 m, 在 5.93 s 结束扩展, 如图 9(d)所示。

LLT2 裂隙在边坡较深处较难形成完整滑面。LLT1 裂隙扩展后顶部与边坡面贯通, 距边坡面较近。所以此处重点分析边坡沿 LLT1 裂隙滑动的稳定情况。此边坡潜在滑面由两部分组成: 上半部分由 LLT1 裂隙及其扩展部分组成(此处假定扩展部分强度参数同原裂隙), 下半部分由大量短小裂隙组合而成。LLT1 裂隙底部虽然发育扩展, 但由于向边坡内部扩展, 所以滑面下半部分起点依旧在扩展前 LLT1 裂隙底部。根据图 5 显示的裂隙倾角分布情况, 倾角在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内的裂隙所占比例较高。因此, 假定滑面下半部分倾角范围为 $40^\circ \sim 70^\circ$ (大于 70° 滑面将不能与边坡相交), 以 5° 为间隔, 如图 8(b)所示。根据不同滑面, 采用矢量和

法计算边坡地震过程的安全系数,绘制安全系数-时程曲线,计算结果如图10所示。从图中可以看出,地震过程边坡安全系数随滑面倾角增大先减小,后增大。当滑面底部倾角为 60° 时边坡稳定性最差,在任意时刻的安全系数均小于其他倾角,其中安全系数最小值为1.01,发生在11.2 s。虽然安全系数非常接近1,但即便边坡瞬时安全系数小于1,边坡也未必会破坏^[21]。

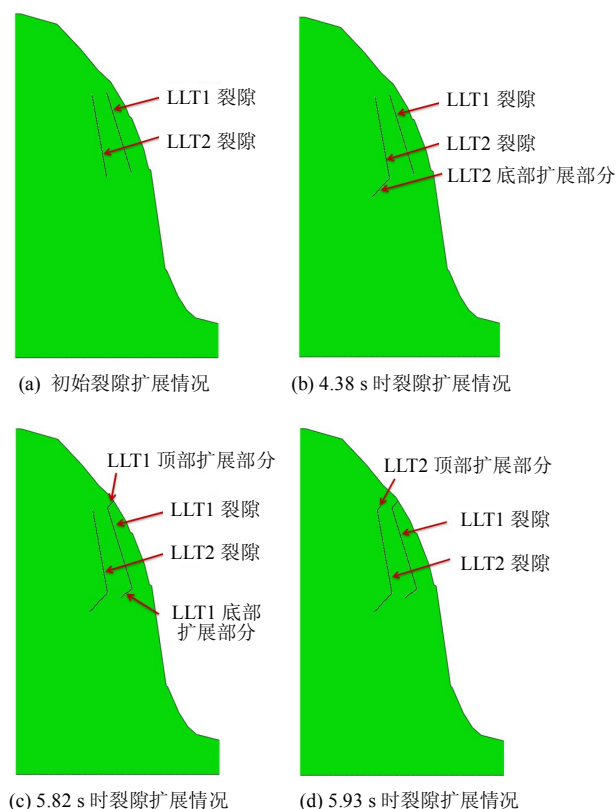


图9 地震作用下裂隙扩展情况
Fig.9 Crack growth due to earthquake

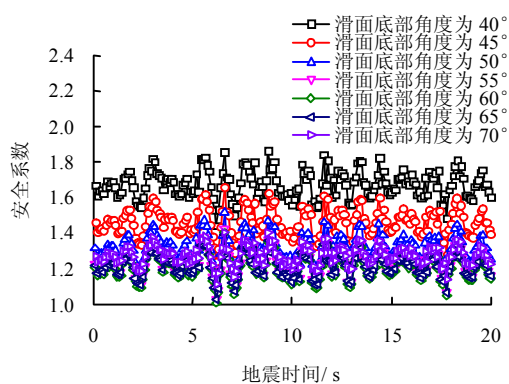


图10 不同滑面安全系数时程曲线
Fig.10 Variation of factors of safety with time for different slip surfaces

3.3 地震作用后稳定分析

根据地震过程的5个滑面,计算边坡震后在重

力状态下边坡安全系数,最小值为1.05,对应的滑面倾角依旧为 60° 。虽然边坡不会在重力作用下发生破坏,但是由于内部裂隙扩展发育,其稳定性与震前相比已显著降低。并且由于裂隙贯通至边坡面,若遭受降雨作用,雨水将直接渗入裂隙,形成较高的静水压力,从而对边坡稳定造成不利影响。

4 结 论

(1) 地震作用使得岩质边坡内部裂隙扩展,LLT1与LLT2裂隙顶部均朝边坡面方向扩展,底部均朝边坡内部扩展,且扩展角度非常接近,与水平方向夹角接近 45° 。

(2) 地震作用前安全系数为1.75,地震过程中的安全系数最小值为1.01,地震后的安全系数为1.05,与震前相比显著降低。说明了即便边坡在地震过程中并未发生失稳破坏,但由于裂隙开裂,边坡稳定性与震前相比会有所降低。若震后受到外部荷载作用,则可能发生失稳破坏,从而引发次生灾害。

参 考 文 献

- [1] SEED H B. Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams[J]. **Geotechnique**, 1979, 29(3): 215—263.
- [2] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. **Geotechnique**, 1965, 15(2): 139—160.
- [3] 薄景山, 徐国栋, 景立平. 土边坡地震反应及其动力稳定性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(2): 116—120.
- [4] BO Jing-shan, XU Guo-dong, JING Li-ping. Seismic response and dynamic stability analysis of soil slopes[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2001, 21(2): 116—120.
- [5] 罗刚, 胡卸文, 顾成壮. 强震作用下顺层岩质斜坡动力失稳机制及启动速度研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(2): 483—490.
- LUO Gang, HU Xie-wen, GU Cheng-zhuang. Study of kinetic failure mechanism and starting velocity of consequent rock slopes under strong earthquake[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(2): 483—490.
- [5] ZHANG C H, PEKAU O A, JIN F, et al. Application of distinct element method in dynamic analysis of high rock

- slopes and blocky structures[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 1997, 16(6): 385—394.
- [6] 李忠生. 国内外地震滑坡灾害研究综述[J]. 灾害学, 2003, 18(4): 64—70.
- LI Zhong-sheng. The state of the art of the research on seismic landslide hazard at home and abroad[J]. **Journal of Catastrophology**, 2003, 18(4): 64—70.
- [7] WANG F W, CHENG Q G, LYNN H, et al. Preliminary investigation of some large landslides triggered by Wenchuan earthquake in 2008, Sichuan Province, China[J]. **Landslides**, 2009, 6(1): 47—54.
- [8] LI X P, SIMING H E. Seismically induced slope instabilities and the corresponding treatments: The case of a road in the Wenchuan earthquake hit region[J]. **Journal of Mountain Science**, 2009, 6(1): 96—100.
- [9] 许强, 黄润秋. 5.12 汶川大地震诱发大型崩滑灾害动力特征初探[J]. 工程地质学报, 2008, 16(6): 721—729.
- XU Qiang, HUANG Run-qiu. Kinetics characteristics of large landslides triggered by May 12th Wenchuan earthquake[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2008, 16(6): 721—729.
- [10] BELYTSCHKO T, BLACK T. Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 1999, (45): 601—620.
- [11] 郑安兴, 罗先启, 沈辉. 危岩主控结构面变形破坏的扩展有限元模拟分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(8): 2371—2376.
- ZHENG An-xing, LUO Xian-qi, SHEN Hui. Numerical simulation and analysis of deformation and failure of jointed rock slopes by extended finite element method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(8): 2371—2376.
- [12] MOËS N, DOLBOW J, BELYTSCHKO T. A finite element method for crack growth without remeshing[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 1999, (46): 131—150.
- [13] DAUX C, MOËS N, DOLBOW J, et al. Arbitrary branched and intersecting cracks with the extended finite element method[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2000, 48: 1741—1760.
- [14] STAZI F L, BUDYN E, CHESSA J, et al. An extended finite element method with higher-order elements for curved cracks[J]. **Computational Mechanics**, 2003, 31: 38—48.
- [15] 葛修润. 用 PC 型微机对岩体工程课题进行有限元分析[C]//第一届全国计算岩土力学研讨会论文集. 成都: 西南交通大学出版社, 1987: 74—85.
- [16] 刘艳章, 葛修润, 李春光, 等. 基于矢量法安全系数的边坡与坝基稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(10): 2130—2140.
- LIU Yan-zhang, GE Xiu-run, LI Chun-guang, et al. Stability analysis of slope and dam foundation based on vector method safety factor[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(10): 2130—2140.
- [17] 葛修润. 岩石疲劳破坏的变形控制律、岩土力学试验的实时 X 射线 CT 扫描和边坡坝基抗滑稳定分析的新方法[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(1): 1—20.
- GE Xiu-run. Deformation control law of rock fatigue failure, real-time X-ray CT scanning of geotechnical testing, and new method of stability analysis of slopes and dam foundations[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2008, 30(1): 1—20.
- [18] 郭明伟, 葛修润, 李春光, 等. 关于矢量和分析方法中整体下滑趋势方向的研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(4): 577—583.
- GUO Ming-wei, GE Xiu-run, LI Chun-guang, et al. Study on potential sliding in slope stability analysis based on vector sum method[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2009, 31(4): 577—583.
- [19] 李录贤, 国松直, 王爱琴. 无限元方法及其应用[J]. 力学进展, 2007, (2): 161—174.
- LI Lu-xian, KUNIMATSU S, WANG Ai-qin. The infinite element method and its application[J]. **Advances in Mechanics**, 2007, 37(2): 161—174.
- [20] HOEK E, BRAY J. Rock slope engineering[M]. [S. l.]: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.
- [21] 刘汉龙, 费康, 高玉峰. 边坡地震稳定性时程分析方法[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 553—556.
- LIU Han-long, FEI Kang, GAO Yu-feng. Time history analysis method of slope seismic stability[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(4): 553—556.