

文章编号: 0258-2724(2010)04-0521-06 DOI: 10.3969/j.issn.0258-2724.2010.04.006

平面滑动型岩质边坡地震动力响应

罗刚, 胡卸文, 张耀

(西南交通大学土木工程学院, 四川成都 610031)

摘要: 为探讨地震荷载作用下顺层岩质边坡的失稳机理, 采用疲劳强度理论分析地震荷载作用下边坡岩体力学性质的变化. 将地震波简化为弹性波, 对结构面产生等效静态应力, 得出了顺层边坡沿结构面失稳的破坏判据, 并以汶川地震中唐家山高速滑坡为例, 验证了破坏判据的合理性. 研究表明, 顺层边坡沿结构面失稳主要取决于结构面倾角、内摩擦角、结构面两侧岩体的波阻抗以及地震波入射角, 横波是造成边坡失稳的主要因素. 对于唐家山高速滑坡, 纵波最危险的入射角为 0° 和 10° , 横波最危险的入射角为 10° 和 20° .

关键词: 顺层岩质边坡; 地震; 动力响应

中图分类号: TU457 **文献标识码:** A

Seismic Dynamic Responses of Plane Sliding Rock Slope

LUO Gang, HU Xiewen, ZHANG Yao

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: In order to investigate the stability-loss mechanism of a cataclinal rock slope under earthquake loading, the fatigue strength theory was used to investigate the changes of its mechanical properties under the action of the loading. Seismic waves were simplified as elastic waves to generate equivalent static stresses on a structural plane, and a stability-loss criterion about cataclinal rock slope sliding along the structural plane was obtained. Through taking Tangjiashan landsliding in the Wenchuan earthquake as an example, the rationality of the stability-loss criterion was verified. The research result indicates that sliding of a cataclinal rock slope along a structural plane depends mainly on the dip angle and internal friction angle of the structural plane, the wave impedance of rock masses on the both sides of the structural plane and the incident angle of seismic waves, and the transverse wave is the main factor causing the stability-loss of cataclinal rock slopes. To the Tangjiashan landsliding, the most dangerous incident angle is 0° and 10° to the longitudinal wave and 10° and 20° to the transverse wave.

Key words: cataclinal rock slope; earthquake; dynamic response

大量震害调查结果表明, 地震诱发边坡失稳滑动是地震最主要的次生灾害, 在山区造成的损失往往超过地震本身. 如1994年发生在美国Northridge的6.5级地震, 触发了面积超过 $10\,000\text{ km}^2$ 的11 000处滑坡, 经济损失高达300亿美元^[1]; 1973年发生在四川省炉霍境内的7.9级地震, 触

发了各种规模滑坡137处, 滑坡面积达 90 km^2 , 死亡人数2 175人^[2]. 2008年5月12日, 汶川大地震不仅在地震影响区内产生大量崩塌、滑坡等地质灾害, 而且在整个核心区内形成了104处高速滑坡堵江形成的堰塞湖, 滑坡导致的死亡人数达上万人.

地震导致的边坡失稳的危害性令人触目惊心,

收稿日期: 2009-10-09

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(40772175; 40841025; 40972175); 国家科技支撑计划资助项目(2008BAG07B01); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(SWJTU09ZT05)

作者简介: 罗刚(1984-), 男, 博士研究生, 研究方向为工程地质、环境地质, 电话: 13882206250, E-mail: exqqduck@126.com

因此,地震作用下边坡的稳定性分析已成为地震工程研究的重要课题之一^[3,6],尤其是顺层岩质边坡在“5·12”汶川地震诱发的滑坡中所占比例最高。

已有的研究成果^[7]显示,地震导致顺层边坡失稳,除了其特殊的坡体结构外,一方面由于地震力的反复作用,导致岩体结构面力学参数降低,另一方面,震动惯性力增大了坡体的整体下滑力。

本文以唐家山顺层边坡为例,通过对地震力作用下边坡岩体动力响应的理论分析,探讨了顺层岩质边坡在地震荷载作用下发生平面型滑动的机理。

1 远震和近震条件下边坡岩体破坏机制分析

从大尺度地貌单元来研究,可以将一个岩质边坡作为许多单个岩体的组合体,其中每个岩体都有自身的强度曲线(图1)。就地震荷载而言,可以将其看作是循环荷载,这个循环荷载的大小由场地烈度决定,而且其大小随坡体内部应力和应变的改变而调整。若地震荷载峰值超过了各单个岩体的残余强度,且震动持续时间足够长,则势必导致岩体整体破坏。

岩质边坡因内部结构面的不同组合表现出差异性,这种差异性决定了边坡局部或整体失稳,且不同部位的破坏形式不同。

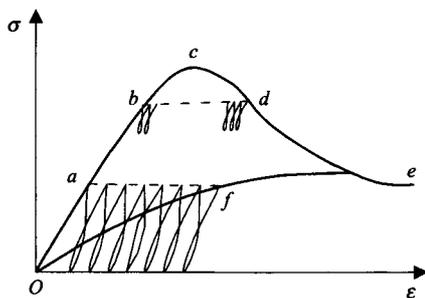


图1 岩体在循环荷载作用下的应力-应变曲线
Fig. 1 The stress-strain curve of rock mass under cyclic loading

根据相关文献^[8],在远震地震荷载作用下,一般物理介质的地震波应变值为0.34%~0.55%,应变速率为0.91%~1.83%。若场地地震荷载峰值处于岩体弹性极限(图1中ab段)或以下,由于岩体内部温度场、应力场耦合调整,其变形一般表现为脆性到延性的过渡状态,相应地边坡岩体破坏则需要循环多次,且边坡失稳显示出时间滞后效应。

而对于近震地震波,由于其地震烈度大,地震

荷载峰值高,地震时坡体内部不同能量场来不及调整,岩体破坏常表现为脆性,边坡失稳表现为瞬时破坏。

2 近震地震作用的弹性理论分析

由于岩质边坡失稳受制于各种不同结构面的组合,对顺层边坡而言,控制性结构面就是顺层面或裂隙。地震时,地震波将在结构面产生透射和反射,各类波相互叠加,使岩体产生松动滑移。当控制性结构面受到的剪应力超过其强度时将发生滑移,并导致边坡失稳破坏^[8]。因此,研究控制性结构面的动力响应是分析岩质边坡动力稳定问题的有效途径。

地震形成的P波(压缩波)和S波(剪切波),一般表现为P波比S波速度快,两者引起的顺层边坡的地震响应也有所不同,因此,有必要分别分析2种波作用下边坡内部的应力变化,以探讨边坡破坏机理。对顺层岩质边坡地震动力响应的研究做如下基本假设:

(1) 结构面两侧相互密接的2种介质均为均质、各向同性体;

(2) 地震波在地表一般为平面脉冲波,而在深部岩体中传播时,可以假定为平面波。

2.1 P波作用的动力响应

如图2,控制性顺层结构面倾角为 α ,天然状态下坡体内部应力为 σ_x^0, σ_y^0 和 τ_{xy} ,是坐标 x, y 的函数。将坡体简化为上下两层岩体的组合,岩体为理想弹塑性体。

P波与水平面成 β 角入射到控制性结构面,产生反射和透射,此时入射波与结构面法向的交角

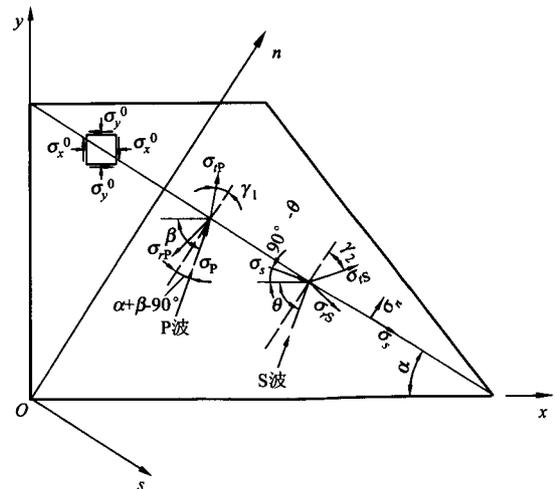


图2 P波和S波在边坡岩体中的传播
Fig. 2 P and S waves' propagation in the rock mass of slope

(入射波与结构面法向的夹角)为 $\alpha + \beta - 90^\circ$, 透射角设为 γ_1 . 入射波与透射波之间满足斯奈尔定律:

$$\frac{\sin(\alpha + \beta - 90^\circ)}{c_p} = \frac{\sin \gamma_1}{c_p'}, \quad (1)$$

式中: c_p 和 c_p' 分别为 P 波作用下控制性结构面下部和上部岩体介质质点位移的速度.

$$c_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}},$$

式中: K 为结构面下部岩体的体积模量; G 为结构面下部岩体的剪切模量^[9]; ρ 为岩体密度.

反射波在结构面处产生的应力 σ_{rp} 和透射波在结构面处产生的应力 σ_{tp} 分别为

$$\sigma_{rp} = \frac{1 - \lambda}{1 + \lambda} \sigma_p, \quad \sigma_{tp} = \frac{2\sigma_p}{1 + \lambda}, \quad (2)$$

式中: $\sigma_p = 2\rho_1 c_p v_p$, 其中 $\rho_1, \rho_2, E_1, E_2, v_p$ 和 v_p' 分别为结构面上部和下部岩体的密度、弹性模量和 P 波传播速度^[9]; $\lambda = \rho_1 E_1 / (\rho_2 E_2) = \rho_1 v_p / (\rho_2 v_p')$.

$$\tan \varphi \leq \frac{\sin(\alpha + \beta) (\lambda - 2 \frac{c_p'}{c_p} - 1)}{\cos(\alpha + \beta) \left[\lambda - \frac{2c_p'}{\sqrt{c_p^2 - c_p'^2} \cos^2(\alpha + \beta)} \sin(\alpha + \beta) - 1 \right]}. \quad (6)$$

可见, 在 P 波作用下, 结构面倾角、内摩擦角、结构面两侧岩体的波阻抗和地震波入射角等是顺层岩质边坡失稳的主要控制因素.

P 波传播时, 介质的震动方向与波的传播方向相同, 因此, P 波基本呈竖向到达结构面. 地震初期, P 波产生较大的竖向地震加速度及相应的地震竖向力作用, 使得顺层结构面张拉扩容, 强度大幅降低, 粘聚力消失, 最终导致顺层边坡震裂松动乃至溃屈破坏^[10].

2.2 S 波作用的动力响应

如图 2, S 波与水平面成 θ 角入射到控制性结构面, 产生反射和透射, 入射角为 $\alpha + \theta - 90^\circ$, 透射角为 γ_2 . 入射波与透射波之间满足斯奈尔定律:

$$\frac{\sin(\alpha + \theta - 90^\circ)}{c_s} = \frac{\sin \gamma_2}{c_s'}, \quad (7)$$

式中: c_s 和 c_s' 分别为在 S 波作用下控制性结构面下部和上部岩体介质质点位移的速度, $c_s = \sqrt{G\rho}$.

反射波在结构面处产生的应力 σ_{rs} 和透射波在

在结构面处建立法向坐标系 nO_s (图 2), 将应力张量进行坐标变换, 得结构面上的法向应力 σ_n 和切向应力 τ_s :

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_n^0 + \sigma_{rp} \sin(\alpha + \beta) - \sigma_{tp} \cos \gamma_1, \\ \tau_s &= \tau_s^0 + \sigma_{rp} \cos(\alpha + \beta) - \sigma_{tp} \sin \gamma_1, \end{aligned} \quad (3)$$

式中: σ_n^0 和 τ_s^0 分别为天然状态下结构面的正应力和剪应力.

结构面发生破坏, 满足库伦-摩尔判据:

$$\tau_s \geq \sigma_n \tan \varphi + c, \quad (4)$$

式中: φ 和 c 分别为结构面的内摩擦角和粘聚力.

在天然状态下, 坡体是稳定的, 破坏主要由地震荷载引起, 忽略 σ_n^0 和 τ_s^0 的影响. 在地震荷载作用下, 岩石的矿物分子震荡, 分子结构被破坏, 粘聚力大幅度降低, 忽略 c 的影响, 则式(4)变为

$$\begin{aligned} \sigma_{rp} \cos(\alpha + \beta) - \sigma_{tp} \sin \gamma_1 \geq \\ [\sigma_{rp} \sin(\alpha + \beta) - \sigma_{tp} \cos \gamma_1] \tan \varphi. \end{aligned} \quad (5)$$

式(5)两边对 β 求导, 化简得

$$\tan \varphi \leq \frac{\sin(\alpha + \beta) (\lambda - 2 \frac{c_p'}{c_p} - 1)}{\cos(\alpha + \beta) \left[\lambda - \frac{2c_p'}{\sqrt{c_p^2 - c_p'^2} \cos^2(\alpha + \beta)} \sin(\alpha + \beta) - 1 \right]}. \quad (6)$$

结构面处产生的应力 σ_{is} 分别为:

$$\sigma_{rs} = \frac{1 - \lambda}{1 + \lambda} \sigma_s, \quad \sigma_{is} = \frac{2\sigma_s}{1 + \lambda}, \quad (8)$$

式中: $\sigma_s = 2\rho_1 c_s v_s$; $\lambda = \rho_1 E_1 / (\rho_2 E_2) = \rho_1 v_s / (\rho_2 v_s')$, 其中 v_s 和 v_s' 分别为 S 波在结构面上部和下部岩体中传播的速度^[9].

将地震波简化为正弦剪切波, 其速度时程 $v_s = A_1 \sin(\omega t) / (\pi f)$ (A_1, f 和 ω 分别为剪切波振幅、频率和角速度), 则 $\sigma_s = 2 \sqrt{G\rho} A_1 \sin(\omega t) / \omega$. 剪切应力与波的传播方向相差 90° .

在 S 波作用下, 结构面上的应力

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_n^0 + \sigma_{rs} \cos(\alpha + \theta) - \sigma_{is} \cos \gamma_2, \\ \tau_s &= \tau_s^0 + \sigma_{rs} \sin(\alpha + \theta) + \sigma_{is} \sin \gamma_2. \end{aligned} \quad (9)$$

同样, 若忽略 σ_n^0, τ_s^0 和 c 的影响, 则破坏判据变为

$$\begin{aligned} \sigma_{rs} \sin(\alpha + \theta) + \sigma_{is} \sin \gamma_2 \geq \\ [\sigma_{rs} \cos(\alpha + \theta) - \sigma_{is} \cos \gamma_2] \tan \varphi. \end{aligned} \quad (10)$$

式(10)两边对 θ 求导, 化简得

$$\tan \varphi \leq \frac{(1 - \lambda) \cos(\alpha + \theta) + 2 \frac{c_s'}{c_s} \sin(\alpha + \theta)}{\sin(\alpha + \theta) \left[\lambda - 1 + 2 \frac{c_s'}{\sqrt{c_s^2 - c_s'^2} \cos^2(\alpha + \theta)} \cos(\alpha + \theta) \right]}. \quad (11)$$

可见,在S波作用下,结构面倾角、内摩擦角、结构面两侧岩体的波阻抗以及地震波入射角仍然是顺层岩质边坡失稳的主要控制因素。

与P波不同,S波产生剪切而不是挤压,传播时介质的震动方向与传播方向垂直.S波在坡体内产生较大的水平向地震加速度,当S波到达时,已被P波震裂松动的顺层边坡岩体,进一步受到S波的地震水平作用力,结构面强度急剧降低,进一步扭剪、压碎破裂,并导致边坡破坏,沿顺层结构面开始滑动。

当结构面倾角较大时,滑坡体沿层面形成高速滑动,并呈现出高速远程、抛射洒落运动特点^[10-11].因此,S波的作用是顺层岩质边坡发生平面滑动最主要的因素。

2.3 P波和S波共同作用下的地震动力响应

一般而言,P波在地壳中传播的速度为7.0~8.5 km/s,最先到达,使地面上下振动,破坏性较弱;S波在地壳中传播的速度为3.2~4.5 km/s,稍后到达,使地面前后、左右抖动,破坏性较强.边坡距震源越远,P波和S波到达的时间差就越大,S波

到达前,P波已在边坡内岩层中产生了多次反射和折射,P波的一部分能量转化为岩体的应变能,还有一部分通过内摩擦耗散.时间差越大,P波对边坡岩体的影响就越小,产生的应力大幅度降低。

用折减系数 ξ 反映当S波到达时P波的影响程度,此时结构面上部岩体受到的合力为

$$F_0 = F_1 - F_2, \quad (12)$$

$$F_1 = BL[\sigma_{rs}\sin(\alpha + \theta) + \sigma_{is}\sin\gamma_2 + \xi\sigma_{rp}\cos(\alpha + \beta) + \xi\sigma_{rp}\sin\gamma_1], \quad (13)$$

$$F_2 = BL[\sigma_{rs}\cos(\alpha + \theta) - \sigma_{is}\cos\gamma_2 + \xi\sigma_{rp}\sin(\alpha + \beta) - \xi\sigma_{rp}\cos\gamma_1]\tan\varphi, \quad (14)$$

式中: F_0 为滑坡体受到的合力; F_1 为滑坡体受到的下滑力; F_2 为滑坡体受到的抗滑力; B 为滑坡体底滑面的平均宽度; L 为滑坡体底滑面的平均长度。

合并相关系数,式(12)可表示为

$$F_0 = a\sigma_s + b\sigma_p = \frac{2a\sqrt{G\rho_1}}{\omega}A_1\sin(\omega t) + 2b\sqrt{(K+4G/3)\rho_1}v_p, \quad (15)$$

式中, a 和 b 为计算参数:

$$a = \frac{(1-\lambda)[\sin(\alpha + \theta) - \cos(\alpha + \theta)\tan\varphi] + 2(\sin\gamma_2 + \cos\gamma_2\tan\varphi)}{1+\lambda}BL,$$

$$b = \frac{\xi(1-\lambda)[\cos(\alpha + \beta) - \sin(\alpha + \beta)\tan\varphi] + 2\xi\lambda(\sin\gamma_1 + \cos\gamma_1\tan\varphi)}{1+\lambda}BL.$$

若 $F_0 \geq 0$,则结构面上部岩体将发生平面滑动破坏,结构面成为滑面,弹性力正比于位移,而耗散力正比于速度.滑体的运动方程为:

$$F_0 = m\ddot{u} + \eta\dot{u} + Eu, \quad (16)$$

式中: u 为滑体位移; m 为滑体质量; η 为阻尼系数; E 为弹性模量。

式(16)右边第1项是惯性力,第2项为阻尼力,第3项为弹性力.求解方程(16),得通解

$$u = A_0 e^{-\frac{\eta}{2m}t} \sin(\omega_0 t + \phi), \quad (17)$$

式中: A_0 为振幅; ω_0 为角速度; t 为时间; ϕ 为相位角。

$$\omega_0 = \frac{\sqrt{4mE - \eta^2}}{2m},$$

$$A_0 = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{v_0 + \frac{\eta}{2m}u_0}{\omega_0}\right)^2},$$

$$\tan\phi = \frac{u_0\omega_0}{v_0 + \frac{\eta}{2m}u_0},$$

式中, u_0 和 v_0 分别为滑体在 $t=0$ 时刻的位移和

速度。

对于P波作用,特解为

$$u_1 = \frac{2b\sqrt{K+4G/3}\rho v_p}{E}; \quad (18)$$

对于S波作用,特解为^[8]

$$u_2 = \frac{2a\sqrt{G\rho}A_1}{\omega^2 Z}(\sin(\omega t) - \delta), \quad (19)$$

式中: $Z^2 = (E/\omega - m\omega)^2 + \eta^2$; δ 为初始相位。

剪切波振幅 A_1 随 ω 变化的情况见图3.图3中, $\omega_r^2 = E/m - \eta^2/(2m^2)$.可见,使振动系统强迫振动振幅最大的振动频率,并不等于系统的固有频率 ω_0 ,而等于 ω_r 。

滑体位移 u 为通解与特解之和,从式(17)~(19)可见,当地震波停止时, u_1 和 u_2 为0,但 u 不为0,滑体仍在运动,当时间足够长(运动过程中系统自身能量衰减)或者遇到前方的阻碍时,滑体才会最终停下来。

无论是P波,还是S波,一方面都会不断地产生折射和反射,从而在顺层软弱结构面处诱发地震

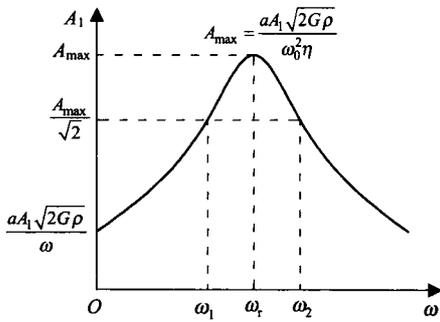


图 3 振幅 A_1 随 ω 的变化
Fig. 3 The change of amplitude A_1 with ω

应力;另一方面,反复震动又会导致结构面强度不断降低,产生累进性位移.上述两方面的效应持续作用,使得边坡沿结构面拉裂松动,快速形成贯通的滑动面,并形成高速滑坡.

3 实例验证

调查资料显示,汶川大地震前,唐家山地形坡度为 40° ,为典型的顺层边坡.岩层倾角为 50° ,边坡地层从上到下分别为坡残积碎石土、强风化岩体和弱风化岩体,边坡稳定.在“5·12”汶川地震触

发下形成高速滑坡,整个下滑时间约 0.5 min,快速下滑堵江,形成的堰塞坝顺河向长 803.4 m,横河向最大宽度 611.8 m,坝高 82.0 ~ 124.0 m,平均面积达到 30 万 m^2 ^[12].唐家山岩石材料和顺层层面的物理力学参数见表 1.

表 1 岩体物理力学参数
Tab. 1 Physical and mechanical parameters of rock masses and structural plane

岩石名称	密度 $\rho/$ ($g \cdot cm^{-3}$)	内摩 擦角/ ($^\circ$)	粘聚力 c/MPa	体积 模量 K/GPa	剪切 模量 G/GPa
碎石土	1.50	38	0.2	1.25	0.58
强风化岩	2.65	40	0.3	1.67	0.86
弱风化岩	2.75	42	0.4	1.80	1.20
结构面	—	40	0.1	2.00	1.00

以强风化与弱风化岩体接触带的顺层结构面为研究对象,用 $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, \dots, 130^\circ$ 共 14 个人射角验证式(6)和(11),相关参数见表 2.

表 2 计算参数
Tab. 2 Calculation parameters

$\alpha/(\circ)$	$\beta/(\circ)$	$\theta/(\circ)$	c_p	c_p'	c_s	c_s'	λ	$\tan \varphi$
50			1 111.92	1 030.97	1.51	1.82	0.72	0.84
50	0 ~ 130	0 ~ 130	1 111.92	1 030.97	1.51	1.82	0.72	0.84
50			1 111.92	1 030.97	1.51	1.82	0.72	0.84

计算结果表明,当 P 波到达滑动面,入射角 $\beta = 40^\circ \sim 50^\circ$ 时,式(6)满足,结构面上部岩体的下滑力大于抗滑力,边坡可能出现失稳破坏,此时最危险的人射角为 0° 和 10° .当 S 波到达滑动面, $\beta = 0^\circ \sim 40^\circ$ 时,式(11)满足,结构面上部岩体的下滑力大于抗滑力,边坡可能出现失稳破坏,此时最危险的人射角为 10° 和 20° .

可见,S 波到达时发生失稳滑动的人射角的范围比 P 波到达时发生失稳滑动的人射角范围大得多,S 波是造成边坡失稳最主要的因素.

4 结 论

通过对 P 波和 S 波作用下顺层边坡岩体地震动力响应的理论探讨和实例分析,可得以下结论:

(1) 远震地震烈度相对较低,地震波到达边坡结构面时产生的应力较小,边坡岩体的物理性质表现为脆性到延性的过渡状态,从而边坡破坏表现出

时间滞后效应.近震地震烈度巨大,地震波到达结构面时产生的应力较大,边坡岩体表现为瞬时脆性断裂,造成边坡整体失稳滑动.

(2) 顺层边坡沿结构面失稳破坏,主要取决于结构面倾角、内摩擦角、两侧岩体的波阻抗及地震波入射角.P 波产生的地震竖向力,使得边坡岩体整体或局部震裂松动、破裂溃屈,结构面强度降低,为崩滑灾害发生创造了条件.S 波产生更大的地震横向力,使得边坡岩体整体损伤破坏,裂缝向下扩张,结构面相互贯通,从而快速形成贯通性滑面.

(3) 以汶川地震中唐家山顺层滑坡为例,验证了近震地区边坡地震动力失稳机制.对于唐家山顺层边坡岩体,发生破坏时 P 波最危险的人射角为 0° 和 10° ,S 波最危险的人射角为 10° 和 20° .

致谢:感谢西南交通大学科学研究基金(2008-A01)资助.

参考文献:

- [1] PARISE M, JIBSON R W. A seismic landslide susceptibility rating of geologic units based on analysis of characteristics of landslides triggered by the 17 January, 1994 Northridge, California earthquake [J]. *Engineering Geology*, 2000, 58(3/4): 251-270.
- [2] 杨全忠. 西藏滑坡地质灾害及防治对策[J]. *中国地质灾害与防治学报*, 2002, 13(1): 94-97.
YANG Quanzhong. Landslide and its prevention and control in Tibet [J]. *The Chinese Journal of Geological Hazard and Control*, 2002, 13(1): 94-97.
- [3] 李宁, 程国栋, 谢定义. 西部大开发中的岩土力学问题[J]. *岩土工程学报*, 2001, 23(3): 268-272.
LI Ning, CHENG Guodong, XIE Dingyi. Geomechanics development in civil construction in western China [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2001, 23(3): 268-272.
- [4] 黄理兴, 陈奕柏. 我国岩石动力学研究状况与发展[J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 22(11): 1881-1886.
HUANG Lixing, CHEN Yibai. Rock dynamics in China: Past, present and future [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2003, 22(11): 1881-1886.
- [5] 李海波, 蒋会军, 赵坚, 等. 动荷载作用下岩体工程安全的几个问题[J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 22(11): 1887-1891.
LI Haibo, JIANG Huijun, ZHAO Jian, et al. Some problems about safety analysis of rock engineering under dynamic load [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2003, 22(11): 1887-1891.
- [6] 胡聿贤. 地震安全性评价技术教程[M]. 北京: 地震出版社, 1999: 154-160.
- [7] 王义锋, 郑文棠, 石崇. 岩质高边坡的地震时程响应分析[J]. *三峡大学学报: 自然科学版*, 2008, 6(3): 30-36.
WANG Yifeng, ZHENG Wentang, SHI Chong. Seismic time-history response analysis of high rock slopes [J]. *Journal of China Three Gorges University: Natural Sciences*, 2008, 6(3): 30-36.
- [8] 陈颢, 黄庭芳. 岩石物理学[M]. 北京: 北京大学出版社, 2001: 40-57.
- [9] 张倬元. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1994: 119-123.
- [10] 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 Runqiu. Kinetics characteristics of large landslides triggered by 5·12 Wenchuan earthquake [J]. *Journal of Engineering Geology*, 2008, 16(6): 721-729.
- [11] 黄润秋, 裴向军, 李天斌. 汶川地震触发大光包巨型滑坡基本特征及形成机理分析[J]. *工程地质学报*, 2008, 16(6): 730-742.
HUANG Runqiu, PEI Xiangjun, LI Tianbin. Basic characteristics and formation mechanism of the largest scale landslide at Daguangbao occurred during the Wenchuan earthquake [J]. *Journal of Engineering Geology*, 2008, 16(6): 730-742.
- [12] 胡卸文, 黄润秋, 施裕兵, 等. 唐家山滑坡堵江机制及堰塞坝溃坝模式分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2009, 28(1): 181-189.
HU Xiewen, HUANG Runqiu, SHI Yubing, et al. Analysis of blocking river mechanism of Tangjiashan landslide and dam-breaking mood of its barrier dam [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, 28(1): 181-189.

(中、英文编辑: 付国彬)