

# 基于永久位移比理论的岩质边坡动力稳定性研究

倪卫达<sup>1</sup>, 廖少波<sup>1</sup>, 刘 晓<sup>1,2</sup>

(1. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 中国地质大学(武汉)教育部长江三峡库区地质灾害研究中心, 湖北 武汉 430074)

**摘要:**提出了一种新的岩质边坡动力稳定性评价方法,该方法以岩质边坡沿滑动面的地震永久位移作为失稳判据,结合动力强度折减法,给出一个物理意义明确的指标用以评价岩质边坡的动力稳定性。采用 E. Hoek 和 J. W. Bray 提供的典型算例对所提方法进行说明和验证,并对各烈度地震作用下楔形体边坡的动力稳定性规律进行研究,取得了较好的结果。将该方法应用于汶川地震区岩质边坡实例研究中,所得稳定性分析结果与实际地质调查情况相符,验证了方法的工程实用性和有效性。

**关键词:**岩质边坡;地震;动力稳定性;永久位移比;强度折减法

中图分类号: TU43 文献标志码: A

地震荷载作用下,岩质边坡的动力稳定问题是岩土工程和地震工程界共同关注的难点问题。目前,岩质边坡动力稳定评价方法主要有两类:地震永久位移法和动力稳定系数法。大量学者采用永久位移法进行了研究并取得较多成果<sup>[1-3]</sup>,但由于无法给出统一的破坏标准,致使在实际工程运用中存在较多不便。因此,国内实际工程中多采用动力稳定性系数法,该法具体又可分为拟静力法<sup>[4]</sup>、动力时程法<sup>[5]</sup>和动力强度折减法<sup>[6]</sup>等。动力稳定性系数法虽然可以给出统一的系数用以评价岩质边坡的动力稳定性,但依然存在不少缺陷,例如:拟静力法无法考虑边坡材料的动力特性及地震荷载的波动特性,动力时程法虽然可以给出地震历时过程中边坡稳定性的动态变化过程,但无法直接给出一个整体稳定性评价指标。因此,本文将地震永久位移法和动力稳定性系数法相结合,提出一种新的岩质边坡动力稳定评价方法。采用三维离散元软件 3DEC 作为计算软件,运用动力强度折减法获取岩质边坡的地震永久位移随强度折减系数的变化函数,当岩质边坡的地震永久位移达到滑动面长度的一定比值时认为该边坡失稳破坏,将此时对应的强度折减系数

定义为动力稳定性系数。该方法结合了两类动力稳定性评价方法的优点,既考虑了岩质边坡在动力荷载作用下的变形情况,同时给出了一个具有明确物理意义的评价指标,因此具有广阔的应用前景。

## 1 计算方法

根据郑颖人等的研究<sup>[7]</sup>,在地震荷载作用下,地震永久位移随强度折减系数的增加而增加,且在强度折减系数较小时增幅不明显,当超过某一定值时,地震永久位移的增幅迅速增大,如图 1 所示。

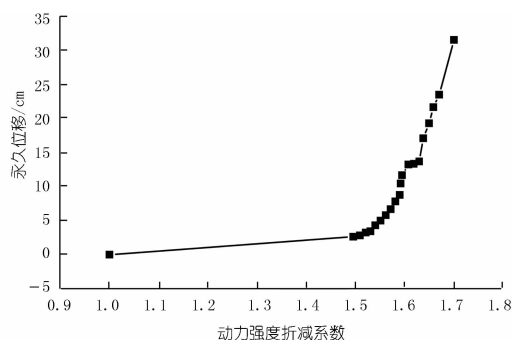


图 1 地震永久位移与强度折减系数关系的示意

收稿日期:2013-07-10

基金项目:国家自然科学基金青年科学基金项目(41102195);中国博士后科学基金面上资助项目(2012M521500);中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(CUGLI00234)

作者简介:倪卫达,男,博士研究生,主要从事岩土体稳定性评价方面的研究工作。E-mail:willyni@163.com

由上述分析可发现,地震永久位移随强度折减系数呈明显的指数函数形式变化,因此采用指数函数来描述地震永久位移  $D(k)$  与强度折减系数  $k$  之间的关系,如式(1)所示

$$D(k) = \alpha \cdot e^{n \cdot k} \quad (1)$$

式中,  $k$  为强度折减系数;  $\alpha$  和  $n$  为待定系数,由计算结果确定。

本文将地震永久位移法和动力稳定性系数法相结合,提出永久位移比的新概念,即当岩质边坡沿滑动面的地震永久位移  $D(k)$  达到滑动面长度的一定比值时,认为该边坡失稳破坏,并将此时对应的强度折减系数  $k_0$  定义为动力稳定性系数  $F_d$ ,由此可得

$$D(k_0) = \alpha \cdot e^{n \cdot k_0} = \zeta L \quad (2)$$

式中,  $\zeta$  为永久位移比;  $L$  为滑动面长度,平面滑动模式时取滑动面长度,楔形体滑动模式时取交棱线长度。

对式(2)求根后即可计算动力稳定性系数  $F_d$

$$F_d = k_0 = \ln[(\zeta L)/\alpha]/n \quad (3)$$

永久位移比理论将岩质边坡沿滑动面发生的地震永久位移作为失稳判据,并给出了一个物理意义明确的动力稳定性评价指标  $F_d$ ,该方法充分结合地震永久位移法和动力稳定系数法两类方法的优势,且意义明确,计算便捷。

## 2 动力稳定性规律研究

以 E. Hoek 和 J. W. Bray 提供的一个典型楔形体边坡作为算例,对本文方法进行说明和验证<sup>[8]</sup>。楔形体边坡的各几何参数及力学参数如表 1 所示,左结构面与坡顶棱线交点的高程与交棱线在坡面出露点的高程差为 30.5 m,岩体密度为  $2.563 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 。

表 1 楔形体算例的几何参数及物理力学指标

部位	几何参数		力学参数	
	倾角/(°)	倾向/(°)	内摩擦角/(°)	凝聚力/kPa
左结构面	45	105	20	23.9
右结构面	70	235	30	47.8
边坡坡面	65	185		
边坡顶面	12	195		

采用的加速度时程为  $\alpha = \lambda \cos(2\pi ft)$ ,以余弦剪切简谐波模拟不同震级的地震动荷载,运用本文方法计算该楔形体边坡的动力稳定性系数  $F_d$ 。简谐波振幅  $\lambda$  分别取 0.31, 0.63, 1.25, 2.50  $\text{m/s}^2$ , 分别相当于 V, VI, VII 和 VIII 度地震加速度幅值<sup>[9]</sup>,地震波频率  $f$  取 2 Hz,持续时间取 10 s。限于篇幅,以 VI 度地震计算结果为例进行说明,计算结果见图 2。

如图 2 所示,在 VI 度地震动荷载作用下,该楔形体

边坡的地震永久位移随强度折减系数增加而变化的规律基本符合指数函数的形式,当强度折减系数小于 1.20 时,地震永久位移均较小,且随强度折减系数的增加而缓慢增大;当强度折减系数超过 1.20 时,地震永久位移随强度折减系数的进一步增加而迅速增加。采用指数函数拟合计算结果后可得 VI 度地震作用时,该楔形体边坡的地震永久位移  $D(k)$  与强度折减系数  $k$  之间的关系函数如式(4)所示:

$$D(k) = 2.0 \times 10^{-23} \cdot e^{44.311 \cdot k} \quad (4)$$

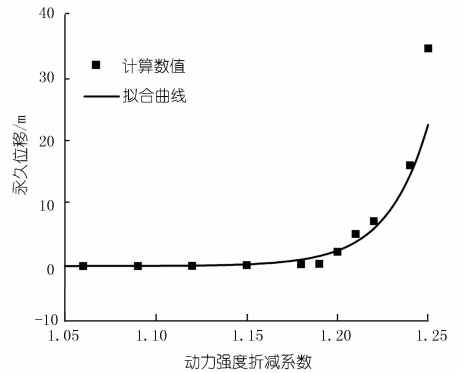


图 2 VI 度地震荷载作用下永久位移计算结果

由图 2 还可发现,式(4)对计算结果的拟合效果较好,相关性系数绝对值为 0.951 9,由此验证了地震永久位移与强度折减系数呈指数函数变化的基本判断,且进一步验证了本文分析方法的合理性与可行性。

依次类推,获取其余烈度地震的计算结果,其拟合函数的待定系数如表 2 所示。

表 2 各级地震计算结果拟合函数待定系数

地震烈度	待定系数 $\alpha$	待定系数 $n$	相关性系数
			绝对值
V	$1.0 \times 10^{-28}$	52.465	0.9840
VI	$2.0 \times 10^{-23}$	44.311	0.9666
VII	$2.0 \times 10^{-16}$	32.361	0.9519
VIII	$2.0 \times 10^{-16}$	34.234	0.9837

目前关于地震永久位移失稳判据的研究尚未给出统一的标准,本文根据相关研究<sup>[7,10]</sup>,并结合永久位移与强度折减系数关系曲线的特征,选取 5% 作为本文计算的永久位移比  $\zeta$ 。通过空间几何计算,该楔形体边坡的交棱线长度  $L$  为 76.03 m,由此结合表 2 数据,代入式(3),即可获取该楔形体边坡在各烈度地震作用下的动力稳定性系数  $F_d$ ,计算结果如图 3 所示。

由图 3 可知,该楔形体边坡的动力稳定性随着地震烈度的增加而下降,符合实际工程经验。通过上述楔形体算例的研究,详细阐述了本文基于永久位移比理论的岩质边坡动力稳定性计算方法,并运用该方法对各烈度地震作用下楔形体边坡岩的动力稳定性规律

进行研究,取得了较好的结果。

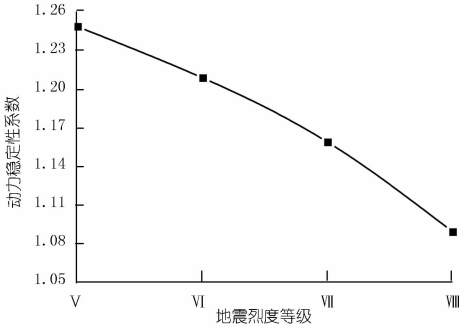


图 3 不同烈度地震荷载作用下动力稳定性系数变化

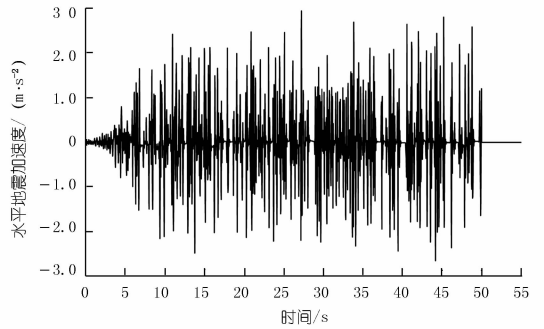


图 4 汶川地震 BHE 通道加速度时程

### 3 实例分析

#### 3.1 模型及参数

选取汶川地震区兴文坪楔形体岩质边坡作为分析实例,该边坡位于汶川县兴文坪乡的岷江右岸,坡脚高程为 977 m,坡顶高程 1 122 m。边坡走向为 175°,左右切割面产状分别为 SSE161°∠43°,EEN58°∠73°,根据实际地质条件建立三维离散元计算模型。

模型中岩石材料采用理想弹塑性模型,服从 Mohr-Coulomb 屈服准则,结构面采用 Coulomb 滑动模型。根据岩石力学试验结果,选取岩石材料和结构面的物理力学指标分别如表 3,4 所示。

表 3 计算模型岩石物理力学指标

密度/ (kg · m <sup>-3</sup> )	体积模量/ GPa	剪切模量/ GPa	内摩擦角/ (°)	凝聚力/ MPa	抗拉强度/ MPa
2982	20.7	16.4	50	23.4	14.2

表 4 计算模型结构面物理力学指标

位置	法向刚度/ (GPa · m <sup>-1</sup> )	剪切刚度/ (GPa · m <sup>-1</sup> )	内摩擦角/ (°)	凝聚力/ kPa
左切割面	15.2	6.1	33.5	42
右切割面	10.2	6.4	30.7	30

#### 3.2 动力荷载

采用国家地震局成都台(CD2)记录的汶川地震水平向波形作为动力荷载,对 BHE 通道(EW 方向)和 BHN 通道(NS 方向)记录的波形进行去斜、滤波和基线校正,并将这两个方向的加速度时程合成到边坡倾向方向(EEN85°),截取前 50 s 波形作为动力输入。选取的 BHE 通道和 BHN 通道加速度时程分别如图 4,5 所示。

#### 3.3 计算结果及分析

以汶川地震荷载作为动力输入,运用本文方法对该楔形体边坡进行动力计算,计算结果见图 6。

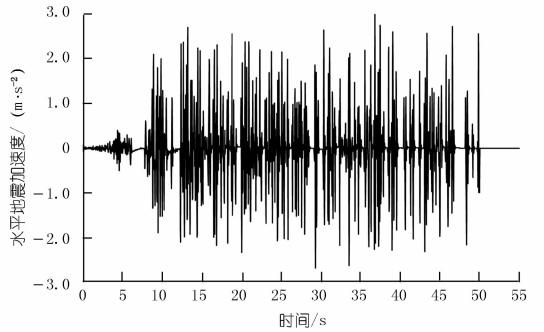


图 5 汶川地震 BHN 通道加速度时程

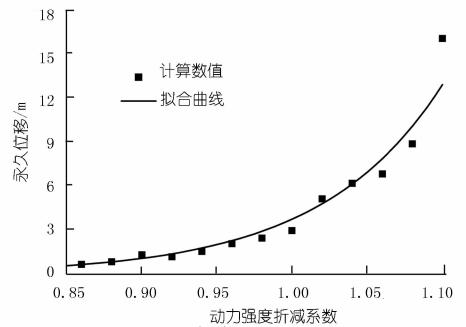


图 6 汶川地震荷载作用下楔形体边坡永久位移

如图 6 所示,在汶川实际地震荷载作用下,计算结果依然符合指数函数分布规律,根据计算结果获得拟合函数如式(5)所示。

$$D(k) = 1.6 \times 10^{-5} \cdot e^{12.368 \cdot k} \quad (5)$$

由式(5)可知待定系数  $\alpha$  和  $n$  分别为  $1.6 \times 10^{-5}$  和 12.368,代入式(3)即可获取该楔形体边坡在地震荷载作用下的动力稳定性系数,计算得  $F_d = 1.03$ 。由计算结果可知,在汶川地震荷载作用下该楔形体不会发生整体破坏,但是其稳定性余度不高,处于临界破坏状态,且当强度折减系数  $k = 1.00$  时,计算所得的地震永久位移为 2.98 m。在实际地质调查中发现,该楔形体边坡在汶川地震中发生了局部破坏,沿着滑动面产生了一定的永久位移但没有发生整体破坏。因此计算结果与实际情况相符,由此验证了本文方法的工程

实用性。

## 4 结 论

(1) 本文将地震永久位移法和动力稳定性系数法相结合,提出了一种新的岩质边坡动力稳定性计算方法,即当岩质边坡沿滑动面的地震永久位移  $D(k)$  达到滑动面长度的一定比值时认为该边坡失稳破坏,并将此时对应的强度折减系数  $k_0$  定义为动力稳定性系数  $F_d$ 。该方法充分结合了两类方法的优势,且物理意义明确,计算过程便捷。

(2) 采用 E. Hoek 和 J. W. Bray 提供的一个典型楔形体边坡作为算例,对本文方法进行了说明和验证,并对各烈度地震作用下楔形体边坡岩的动力稳定性规律进行研究,取得了较好的结果,验证了该方法的可行性和有效性。

(3) 最后将本文提出的方法运用于汶川地震区某岩质边坡实例研究中,计算得该实例边坡在地震荷载作用下的动力稳定性系数  $F_d = 1.03$ ,稳定性分析结果与实际地质调查情况相符。

## 参 考 文 献:

- [1] 卢坤林,朱大勇,朱亚林,等.三维边坡地震永久位移初探[J].岩土力学,2011,32(5):1425-1429.
- [2] 祁生文.考虑结构面退化的岩质边坡地震永久位移研究[J].岩土工程学报,2007,29(3):452-457.
- [3] 徐光兴.地震作用下边坡工程动力响应与永久位移分析[D].成都:西南交通大学,2011.
- [4] 邓东平,李亮,罗伟.地震荷载作用下土钉支护边坡稳定性拟静力分析[J].岩土力学,2012,(6):1787-1794.
- [5] 郭明伟,葛修润,王水林,等.基于矢量和方法的边坡动力稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2011,30(3):572-579.
- [6] 李海波,肖克强,刘亚群.地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(12):2385-2394.
- [7] 郑颖人,叶海林,黄润秋,等.边坡地震稳定性分析探讨[J].地震工程与工程振动,2010,(2):173-180.
- [8] Hoek E,Bray J. Rock slope engineering[M]. 3rd ed. London: Institution of Mining and Metallurgy,1981.
- [9] 胡聿贤.地震工程学[M].北京:地震出版社,1988:71-72.
- [10] 戴妙林,李同春.基于降强法数值计算的复杂岩质边坡动力稳定性安全评价分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(S1):2049-2054.

(编辑:郑毅)

## Dynamic stability analysis of rock slope based on permanent displacement ratio theory

NI Weida<sup>1</sup>, LIAO Shaobo<sup>1</sup>, LIU Xiao<sup>1,2</sup>

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Three Gorges Research Center for Geo-hazard, Ministry of Education, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China)

**Abstract:** A new method is proposed for analyzing dynamic stability of rock slope under seismic load. In the proposed method, the permanent displacement of rock slope is taken as the failure criterion, and an index that has a clear physical meaning is provided to evaluate the dynamic stability of rock slope based on dynamic strength reduction theory. An example given by E. Hoek and J. W. Bray is presented to demonstrate and verify the proposed method, and then the dynamic stability law of the example under different seismic intensity is analyzed by the method, and the calculated result is satisfied. Finally, the method is applied to study a rock slope case in Wenchuan earthquake zone, and the results are well consistent with the actual situation, verifying its practicability and effectiveness.

**Key words:** rock slope; earthquake; dynamic stability; permanent displacement ratio; strength reduction method

· 简 讯 ·

### 国务院三峡办胡保林副主任一行到水生态所调研

2013年10月17日,国务院三峡办胡保林副主任一行4人在长江委马建华副主任、中科院武汉分院苏阳副院长、湖北省移民局梁今辉处长等陪同下,到水工程生态研究所调研三峡后续规划生态环境工作。

座谈会上,水生态所常剑波所长汇报了研究所在三峡生态环境监测与科研、三峡后续工作规划等方面的工作和成果,并

对完善三峡后续工作规划提出了相关建议。胡保林对长江委、中科院武汉分院及水生态所长期以来在三峡工程建设、后续工作规划中的成绩给予肯定,并对水生态所在三峡后续规划实施中的技术支撑工作提出了希望和要求。

(长江)