

基于 CDEM 的顺层边坡地震稳定性分析方法研究

冯 春, 李世海, 王 杰

(中国科学院力学研究所, 北京 100190)

摘要: 地震力作为一种动态载荷, 其作用是导致顺层结构面黏聚力及抗拉强度的丧失。由此, 提出了一种动力分析法(数值分析法)与极限平衡法(公式法)相结合的顺层岩质边坡地震稳定性评价方法。该方法利用基于连续介质力学的离散元方法(CDEM)获取震后结构面处的残余强度, 将残余强度代入极限平衡公式求解重力作用下的安全系数, 并将此安全系数作为评价顺层岩质边坡地震稳定性的指标。分析结果表明, 传统拟静力法用于顺层岩质边坡地震稳定性的评价是不适宜的, 通过本文方法获得的顺层边坡动力安全系数具有明显的3阶段特征(水平段-速降段-水平段), 而拟静力法获得的安全系数随着设防烈度的增大却呈现出逐渐减小的特征。此外, 所述方法还可体现地震波频率对顺层岩质边坡稳定性的影响。

关键词: 地震力; 顺层岩质边坡; 安全系数; CDEM; 拟静力法

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2012)04-0717-08

作者简介: 冯春(1982-), 男, 硕士, 毕业于中国科学院力学研究所, 主要从事岩土工程数值模拟及监测方面的研究工作。E-mail: fengchun@imech.ac.cn。

Stability analysis method for bedding rock slopes under seismic load

FENG Chun, LI Shi-hai, WANG Jie

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100190, China)

Abstract: The seismic load is considered as a dynamic load, which results in the loss of the cohesion and tensile strength of the structural face. A new stability analysis method is proposed based on the dynamic analysis approach and the limit equilibrium method. For getting the dynamic safety factor, the continuum-based discrete element method considered as a dynamic analysis approach is adopted to get the residual strength, and then the limit equilibrium method is used to calculate the safety factor under gravity according to the residual strength. The analysis shows that it is unsuitable using the pseudo-static method to evaluate the dynamic stability of bedding rock slopes. Three-stage feature (horizontal stage, quick-decline stage and horizontal stage) of dynamic safety factor can be obviously gotten by the proposed method, while the safety factor decreases gradually with the increase of the fortification intensity by the pseudo-static method. Moreover, the dynamic safety factor affected by the seismic frequency can also be obtained by the new method.

Key words: seismic load; bedding rock slope; safety factor; CDEM; pseudo-static method

0 引 言

顺层岩质边坡地震稳定性的分析方法一直是国内外工程界的研究重点^[1-4]。工程规范普遍采用的拟静力法将地震载荷作为一种等效的永久静载荷施加至坡体, 并通过极限平衡方法求取等效静力作用下的安全系数^[5-7]。此类做法得到的地震安全系数将随着地震力的变化呈连续变化趋势。然而, 地震力是一种动载荷, 地震结束后, 地震力即宣告消失, 把一种动载荷等效为一种永久静载荷的做法, 必然存在疏漏之处。

汶川地震后的现场调查可知, 按照VIII度设防修筑的各类公路、铁路边坡支挡结构, 在X度及XI度区的震损率仅为4%~8%^[8]。这从一个侧面反映出基于拟

静力法进行边坡支挡结构设计及边坡稳定性评价, 与实际情况存在一定偏差。

由此, 许多学者开始用永久位移法(Newmark法)或考虑结构面退化的永久位移法进行顺层边坡地震稳定性的评价^[9-10]。此类方法虽然考虑了地震的时间累计效应, 但无法准确刻画边坡结构面强度降低导致边坡失稳滑动的整个过程。此外, 由于永久位移值是一个带量纲的量, 用该物理量作为边坡稳定性的评价指

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2010CB731506); 国家自然科学基金青年基金项目(11002146); 铁道部科技研究开发计划资助项目(2008G027-E、2008G028-D)

收稿日期: 2011-02-10

标,不同尺寸的边坡将会有不同的永久位移指标。

随着数值计算技术的不断发展,许多学者开始利用有限元、离散元等多种数值方法研究顺层边坡的地震稳定性问题。

有些学者利用有限元技术,通过静力应力场与地震各时刻动力应力场的叠加,计算顺层结构面处各时刻的安全系数,并引入可靠度的概念,形成基于概率的可靠度动力安全系数^[11-12]。此类方法考虑了地震作用下顺层结构面处应力状态的影响,与实际状态较为接近。但由于仅从弹性的角度分析结构面处的应力分布,依然无法准确刻画顺层边坡的破坏过程。

还有一些学者利用离散元技术,通过关键点的位移或速率变化趋势确定地震作用下边坡稳定性的临界状态,并结合强度折减的思想,给出在确定输入地震载荷下的边坡动力安全系数。虽然离散元技术可以确切反映顺层结构面失稳破坏的整个过程,但强度折减的思路却强制了顺层结构面处强度的衰减方式,这种人为给定的衰减方式会与地震作用下顺层结构面强度的真实衰减方式有很大出入^[2,13]。

笔者认为,地震力对顺层边坡的破坏作用,主要表现为对边坡结构面强度参数的影响。岩土力学中用来刻画结构面强度的参数主要有3个,即黏聚力、抗拉强度及内摩擦角。如不考虑水的作用,可以假定地震作用下内摩擦角基本保持不变。基于此种假设,地震的作用主要是导致了结构面黏聚力及抗拉强度的变化。

文章试图通过引入强度随着地震力作用而折减的力学模型(结构面软化模型),来刻画地震导致的顺层边坡结构面黏聚力及抗拉强度的丧失,并运用数值方法获得震后的残余强度。当地震结束后,将残余强度代入极限平衡公式,即可求得地震作用下边坡的地震安全系数。

1 顺层边坡模型的概化

设顺层边坡存在潜在滑动的层面(结构面)共 N 层,从坡顶往下依次标记为 $L1$ 、 $L2$ 、 \dots 、 LN ,每层层面以上的顺层坡体(包含该层结构面以上的所有岩层)分别标记为 $B1$ 、 $B2$ 、 \dots 、 BN 。设每层结构面的倾角相同,角度为 θ ;每层结构面的黏聚力、抗拉强度及内摩擦角相同,分别为 C 、 T 、 φ (图1)。

静力作用下第 i 层的安全系数 F_i 可表示为式(1):

$$F_i = \frac{m_{Bi}g \cos \theta \tan \varphi + CS_{Li}}{m_{Bi}g \sin \theta}, \quad (1)$$

式中, m_{Bi} 表示块体 Bi 的质量, g 为重力加速度, S_{Li} 表示结构面 Li 的面积。

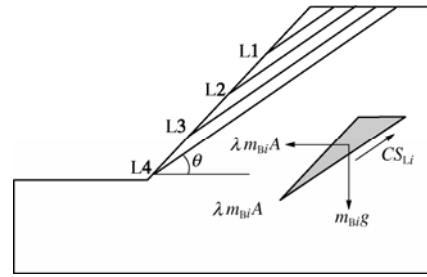


图1 顺层边坡概化后的模型

Fig. 1 Model of bedding rock slope

如采用拟静力法求解地震作用下第 i 层的安全系数 F_i ,可表示为

$$F_i = \frac{(m_{Bi}g \cos \theta - \lambda m_{Bi}A \sin \theta) \tan \varphi + CS_{Li}}{m_{Bi}g \sin \theta + \lambda m_{Bi}A \cos \theta}, \quad (2)$$

式中, A 为地震加速度幅值, λ 为将地震力作为永久静载荷而产生的修正系数,工程规范一般取0.25。

本文中,引入结构面软化模型,结构面上的黏聚力和抗拉强度将随地震作用而逐渐丧失,故本文采用式(3)求解地震作用下顺层边坡第 i 层的安全系数。

$$F_i = \frac{m_{Bi}g \cos \theta \tan \varphi + \bar{C}S_{Li}}{m_{Bi}g \sin \theta}, \quad (3)$$

式中, \bar{C} 表示地震结束后结构面 Li 上的平均黏聚力。

介于地震作用下地震应力波透射、反射、衰减等过程的复杂性,无法直接建立 \bar{C} 与地震3要素(幅值、频率、持时)之间的对应关系。因此,本文采用数值方法(即动力时程法)给出不同地震3要素情况下顺层边坡的真实客观反映,并获取震后结构面处的残余强度 \bar{C} ,将此强度代入极限平衡公式(式(3))计算地震安全系数。

本文考虑的结构面主要指含一定厚度尺寸的软弱夹层(如泥化夹层等)。考虑到工程中软弱夹层厚度 H 的变化范围为 $\text{cm} \sim \text{m}$,且软弱夹层弹性模量 E 的变化范围为 $0.1 \sim 1 \text{ GPa}$ 之间,由此可以确定单位面积内的刚度 K 在 $10 \sim 100 \text{ GPa/m}$ ($K = E/L$),本文选取的单位面积刚度为 50 GPa/m 。

2 结构面软化模型的引入

基于连续介质力学的离散元方法(Continuum-based Discrete Element Method)主要用于模拟地质体的渐进破坏过程。该方法将有限元及离散元进行耦合,在块体内部进行有限元计算,在块体边界进行离散元计算,通过边界处法向弹簧及切向弹簧的断裂,实现块体的破裂滑移(如图2)。由于顺层边坡的结构面是确定性的,通过CDEM的界面模型,完全可以模拟地震作用下顺层边坡结构面的渐进破坏过程,并最终得

到顺层边坡在地震作用下的动态安全系数^[14-16]。

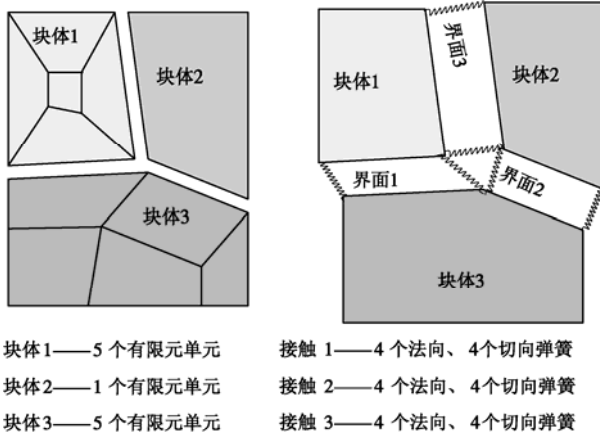


图2 CDEM中的块体及界面

Fig. 2 Blocks and interfaces in CDEM

传统 CDEM 的界面模型是脆断性质的,一旦界面弹簧达到拉伸强度或者剪切强度,即将界面弹簧的黏聚力 C 及抗拉强度 T 同时置零,如式(4)。其中, F_n^j 和 F_s^j 分别表示弹簧 j 的法向及切向力。

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \text{拉伸破坏:} \\ \text{如果 } -F_n^j \geq T \text{ (} F_n^j \text{—拉为负),} \\ \text{那么 } F_n^j = F_s^j = 0, C = 0, T = 0。 \\ (2) \text{剪切破坏:} \\ \text{如果 } F_s^j \geq F_n^j \times \tan \varphi + C, \\ \text{那么 } F_s^j = F_n^j \times \tan \varphi + C, C = 0, T = 0。 \end{array} \right. \quad (4)$$

由于每根界面弹簧均具有各自的特征面积,而脆断模型在处理断裂问题时假设断裂是瞬时发生的,裂纹扩展不需要时间。因此,采用该模型,在某种程度上夸大了载荷的破坏效果。此外,由于黏聚力 C 及抗拉强度 T 强行置零,会使得下一时步计算所得的弹簧力与本时步相比存在数值上的跳跃(非连续),这在某种程度上会引起数值计算结果的失真。

本文从材料的宏观力学响应出发,在界面上引入结构面软化模型,将结构面弹簧的黏聚力及抗拉强度与结构面弹簧的塑性应变建立联系。考虑到软弱夹层(尤其是泥化夹层)在总应变达到 1%~3%时将出现断裂滑移现象^[17],也即总应变达到上述范围时黏聚力及抗拉强度完全丧失。因此,本文假定当结构面拉伸塑性应变从 0%变化到 1%,剪切塑性应变从 0%变化到 3%,结构面弹簧的抗拉强度及黏聚力由初始强度线性衰减至 0,具体如式(5)所示。其中, t_0 表示本时刻, t_1 表示下一时刻, T_0 , C_0 分别表示初始时刻的抗拉强度及黏聚力, ε_{ep} 为塑性拉伸应变, ε_{cp} 为塑性剪切应变,示意图如图 3 所示。

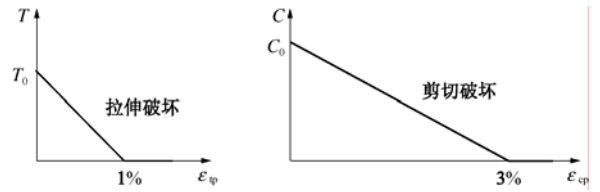


图3 结构面软化模型示意

Fig. 3 Softening model of structural face

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \text{拉伸破坏:} \\ \text{如果 } -F_n^j \geq T_{t_0} \text{ (} F_n^j \text{—拉为负),} \\ \text{那么 } F_n^j = -T_{t_0}, T_{t_1} = -\frac{T_0}{1\%} \times \varepsilon_{ep} + T_0, \\ (2) \text{剪切破坏:} \\ \text{如果 } F_s^j \geq F_n^j \times \tan \varphi + C_{t_0}, \\ \text{那么 } F_s^j = F_n^j \times \tan \varphi + C_{t_0}, C_{t_1} = -\frac{C_0}{3\%} \times \varepsilon_{cp} + C_0。 \end{array} \right. \quad (5)$$

ε_{ep} 及 ε_{cp} 可由式(6)、(7)求得

$$\varepsilon_{ep} = \frac{d_n^j - T_{t_0}/K_n^j}{L^j}, \quad (6)$$

$$\varepsilon_{cp} = \frac{d_s^j - (F_n^j \times \tan \varphi + C_{t_0})/K_s^j}{L^j}, \quad (7)$$

式中, d_n^j 和 d_s^j 为弹簧 j 的法向总位移及切向总位移, K_n^j 及 K_s^j 为弹簧的法向刚度及切向刚度, L^j 为弹簧 j 的特征长度,也即结构面的特征厚度。

为验证结构面软化模型的正确性,建立如图 4 所示的结构面直剪模型,研究该模型在剪切载荷作用下结构面处的切向应力与切向应变之间的关系。直剪模型高 0.2 m,宽 0.6 m,结构面在 0.1 m 处,结构面法向刚度及切向刚度为 50 GPa/m,内摩擦角 28° ,抗拉强度 0.02 MPa,黏聚力 0.1 MPa。左侧水平剪切速率 $V_s = 1.0 \times 10^{-7}$ m/s,上部法向载荷为 σ_n 分别取 0.5, 1, 及 3 MPa 3 类工况,不同工况下结构面处的应力-应变曲线如图 5 所示。

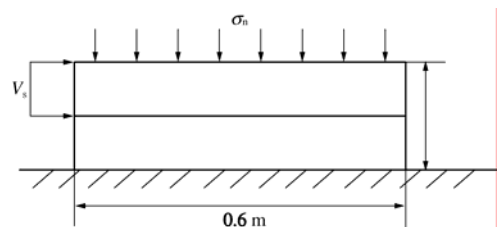


图4 结构面直剪模型

Fig. 4 Direct shear model of structural face

由图 5 可得, 3, 1 及 0.5 MPa 3 类工况下结构面剪切峰值强度分别为 1.79, 0.67 及 0.39 MPa, 剪切残余强度分别为 1.68, 0.56, 0.28 MPa, 这与理论解基本一致的。从图 5 还可以看出, 3 类工况下的应力应变曲线均在切向应变达到 3% 时趋于水平,表明黏聚力已完全丧失,这与结构面软化模型的设定值是一致的。

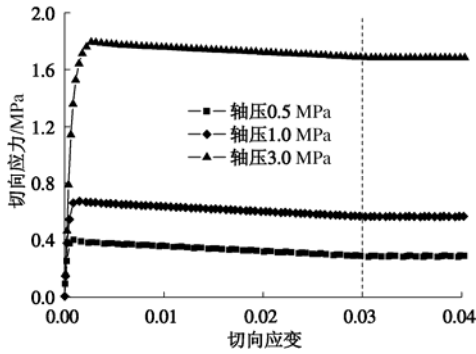


图 5 结构面应力 - 应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curves of structural surface

3 单一结构面的地震稳定性分析

建立如图 6 所示的单一结构面顺层边坡模型。顺层坡体的材料参数如下所示：密度 2500 kg/m^3 ，弹性模量 38 GPa ，泊松比 0.25 。结构面的材料参数如下所示：单位面积上法向及切向刚度 50 GPa/m ，内摩擦角 28° ，抗拉强度 0.2 MPa ，黏聚力 0.2 MPa 。

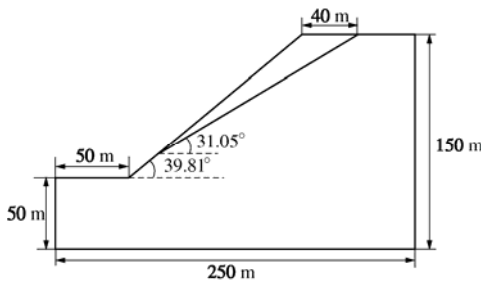


图 6 单一结构面顺层模型

Fig. 6 Slope model of single structural face

本算例的计算分为 3 个阶段：静力弹性阶段，静力破裂阶段及动力破裂阶段。静力弹性阶段及静力破裂阶段均采用虚质量进行静力求解，虚时步为 0.06 。动力阶段采用真实质量求解，真实时步为 40 us 。静力弹性阶段及静力破裂阶段均采用局部阻尼获取收敛解，局部阻尼为 0.8 。动力破裂阶段采用瑞利阻尼，显著频率为 5 Hz ，显著频率下的临界阻尼比为 1% 。动力阶段施加地震力时，模型的底部、左右两侧采用无反射边界条件，在模型底部施加水平地震载荷（正弦 SV 波），频率从 $2 \sim 8 \text{ Hz}$ 进行变化，振幅从 $0.1 \sim 3 \text{ MPa}$ 进行变化，持续时间 10 s 。

在 $2, 3.5, 5, 6.5, 8 \text{ Hz}$ 正弦地震波作用下，通过结构面软化模型计算出的安全系数与通过拟静力法计算出的安全系数进行比较，具体如图 7 所示（图中地震加速度为坡体内部的响应加速度）。根据对比可以发现，动力学方法计算所得的安全系数具有突变性，在地震力较小时，由于结构面处的黏聚力基本保持不变，故安全系数几乎不变；当地震力达到某一临界值时，黏聚力开始急剧减小，安全系数也急剧减小；当

黏聚力减小至零后，安全系数保持不变。

由图 7 还可以看出，在保证坡体内部响应加速度幅值一致的情况下，地震波的频率越低，约容易导致破坏，当地震波频率从 2 Hz 跨越到 8 Hz ，顺层出现破坏的地震加速度幅值从 $0.27g$ 跨越到了 $0.72g$ ，相当于从地震烈度 VIII 跨越到了 X。

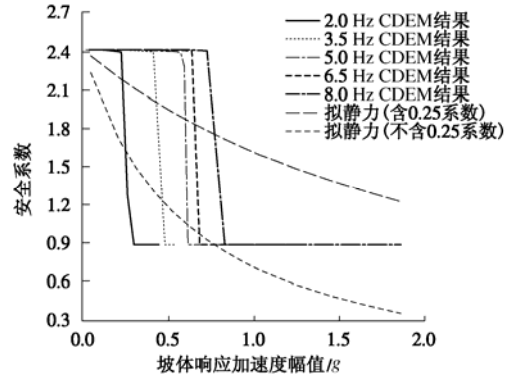


图 7 顺层边坡安全系数与地表加速度幅值的关系

Fig. 7 Relationship between safety factor and amplitude of ground acceleration

由于在模型底部输入的是应力载荷，图 8 给出了不同输入频率下，输入应力载荷与安全系数的关系。由图可得，在保证输入地震波幅值一致的情况下，地震波的频率越高，越容易导致破坏。

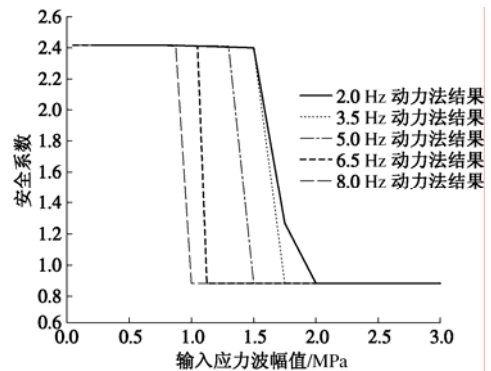


图 8 顺层边坡安全系数与输入应力波载荷的关系

Fig. 8 Relationship between safety factor and amplitude of input stress load

在用数值模拟探讨地震波频率对顺层边坡破坏规律的影响时，必须附加说明是保持坡体响应加速度幅值一致，还是保持模型底部输入应力波幅值一致。在保持坡体响应加速度一致的情况下，地震波频率越低，顺层坡体越趋于一致性运动，形成的惯性效应越大，因此频率越低越容易导致破坏。在保持输入应力波幅值一致的情况下，随着应力波频率的增加，应力波在自由表面及软弱结构面处的反射逐渐明显，应力不均匀程度逐渐增加，由此导致的地震加速度幅值逐渐增大，因此频率越高越容易破坏。

由图 7, 8 可得, 随着输入应力波幅值的增大或随着坡体内部响应加速度幅值的增大, 顺层边坡的安全系数呈现三段式变化: ①加速度幅值较小时, 安全系数随着加速度幅值的增大略微有所减小; ②当加速度幅值达到某一临界值时, 安全系数迅速减小至某一固定值(黏聚力完全丧失时的安全系数); ③加速度幅值继续增大, 安全系数保持不变。

图 9 给出了在保持坡体响应加速度为 0.52g 的情况下, 拟静力的结果与 CDEM 动力法求解结果的比较。由图可得, 在坡体响应加速度一致的情况下, 拟静力法的结果不随地震波频率的变化而变化, 而 CDEM 的计算结果却能反映出地震波频率对边坡动力稳定性的影响。

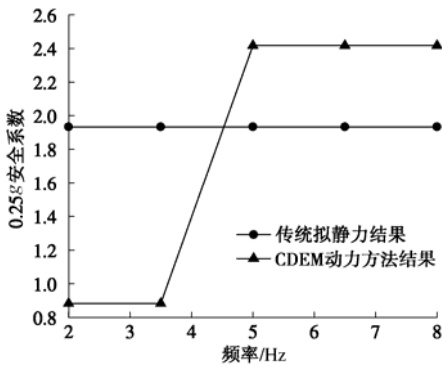


图 9 0.52g 响应加速度情况下频率对安全系数的影响

Fig. 9 Effect of frequency on safety factor under 0.52g

图 10 给出了 2 Hz SV 波作用下, 结构面上弹簧黏聚力随着地震加速度幅值的变化情况。由图可得, 随着地震加速度幅值的逐渐增大, 黏聚力的减小首先出现于坡脚, 后逐渐向坡顶扩展, 且坡脚、坡顶黏聚力的丧失速度远大于坡体中部, 因此结构面处的黏聚力出现了中间大两头小的钟形分布。

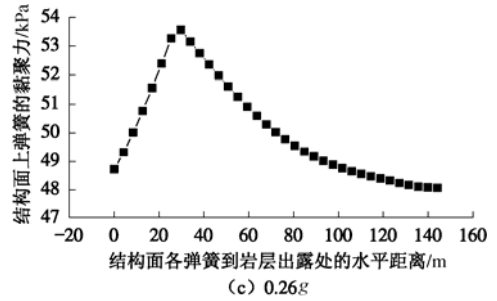
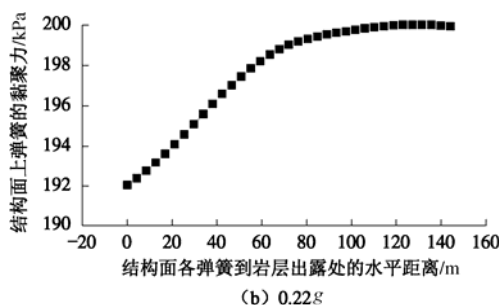
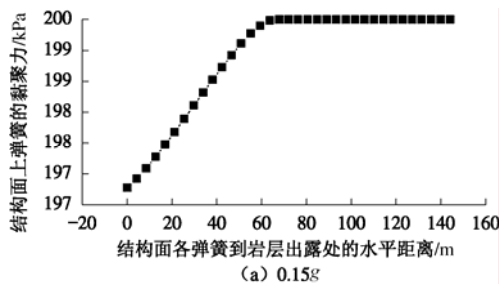


图 10 2 Hz 结构面弹簧黏聚力随着地震加速度幅值的变化
Fig. 10 Variation of cohesion on structural face with amplitude of ground acceleration under 2 Hz

图 11 从另一个侧面展示了顺层边坡的动力安全系数随着输入地震波幅值及坡体平均加速度幅值的变化情况。由图可得, 坡体内部的平均加速度幅值与输入地震波幅值之间具有良好的线性关系, 且随着地震波频率的增大, 斜率逐渐增大。由图 11 可以清晰地看出, 随着频率的增加, 黏聚力完全丧失时的输入地震应力波幅值越来越小, 而坡体平均加速度幅值越来越大。

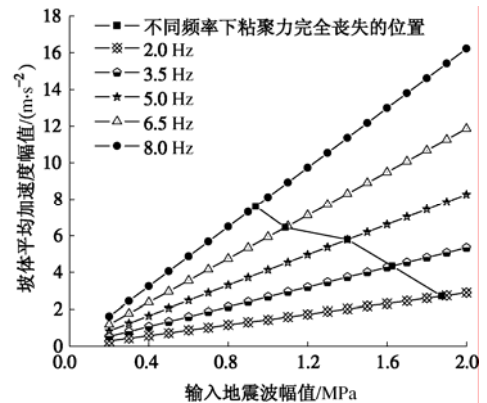


图 11 加速度幅值与输入应力波幅值的关系
Fig. 11 Relationship between amplitude of ground acceleration and amplitude of input stress load

4 多结构面的地震稳定性分析

本节主要研究不同地震波频率作用下, SV 波对多结构面顺层边坡各层安全系数的影响规律。建立如图 12 所示的多结构面顺层边坡模型, 顺层间距为 10 m, 共 4 层, 边坡坡角 45°, 岩层倾角 33°。顺层坡体的材料参数如下所示: 密度 2500 kg/m³, 弹性模量 38 GPa, 泊松比 0.25。结构面的材料参数如下所示: 单位面积上法向及切向刚度 50 GPa/m, 内摩擦角 31°, 抗拉强度 0.02 MPa, 黏聚力 0.1 MPa。计算阶段、阻尼及时步设置与单结构面时的设置相同, 在此处不再赘述。施加地震力时, 在模型底部采用无反射边界条件, 左右两侧采用自由场边界条件。

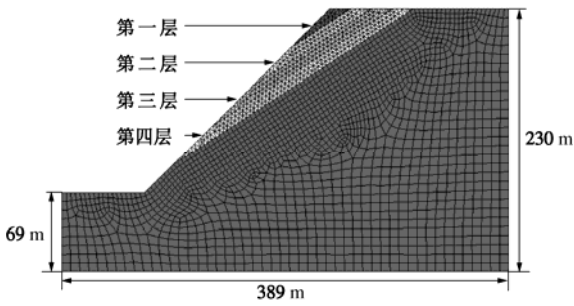
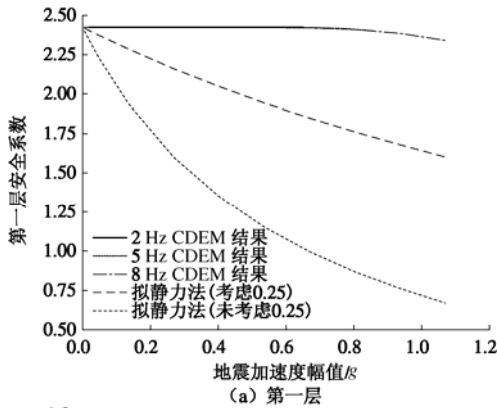


图 12 多结构面顺层边坡模型

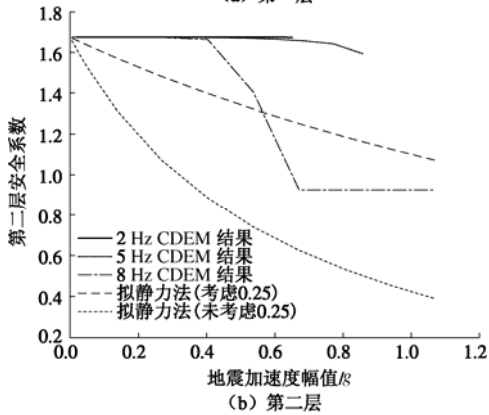
Fig. 12 Slope model of multiple structural faces

在模型底部施加水平地震载荷 (SV 正弦波), 频率取低、中、高 3 种, 分别为 2, 5 及 8 Hz, 振幅从 0.05~1.75 MPa 进行变化, 持续时间 10 s。

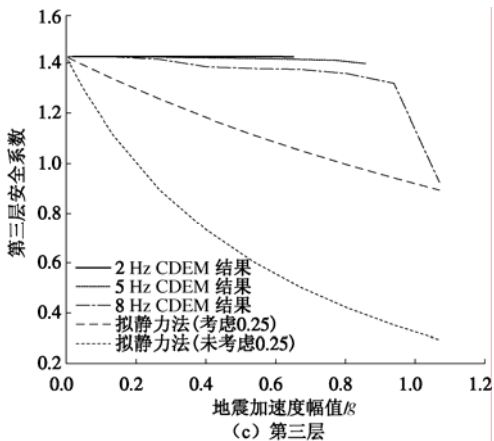
不同频率作用下, 各层安全系数随着坡体内部响应加速度幅值的变化如图 13 所示, 各层安全系数随输入地震载荷幅值的变化如图 14 所示。



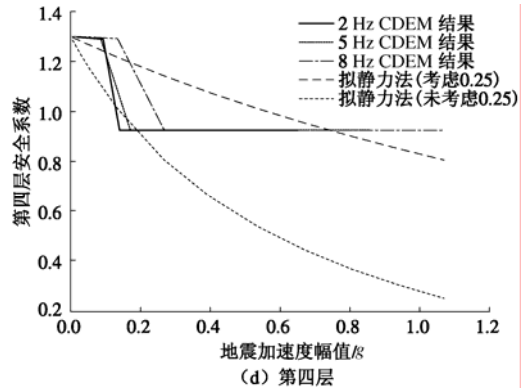
(a) 第一层



(b) 第二层



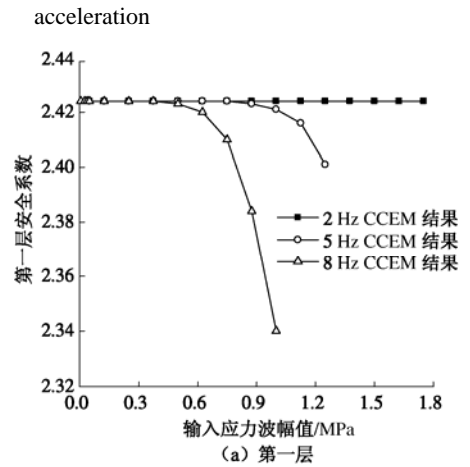
(c) 第三层



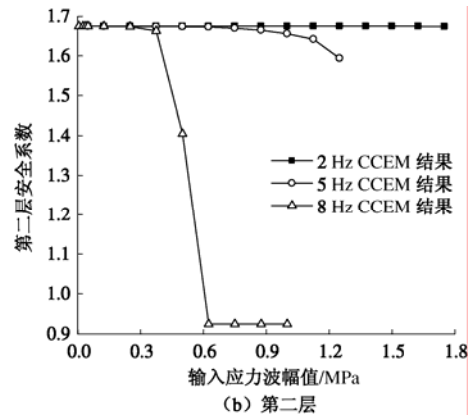
(d) 第四层

图 13 安全系数随着坡体加速度幅值的变化

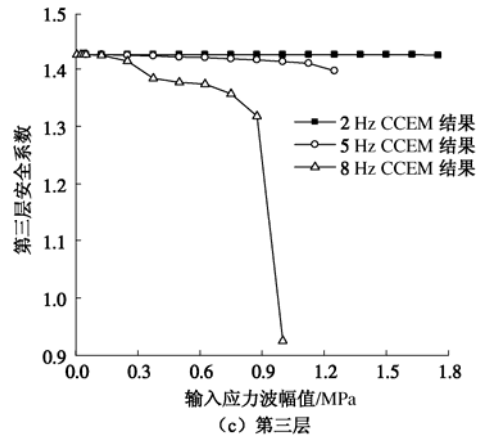
Fig. 13 Variation of safety factor with amplitude of ground acceleration



(a) 第一层



(b) 第二层



(c) 第三层

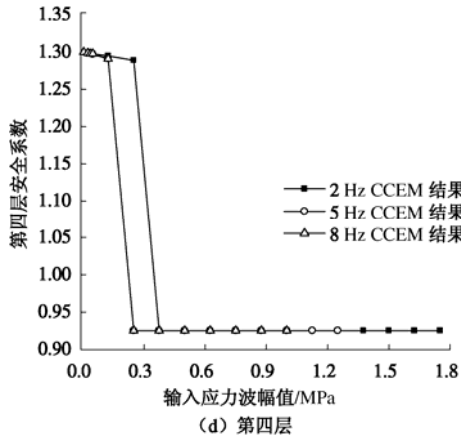


图 14 安全系数随着输入应力波幅值的变化

Fig. 14 Variation of safety factor with amplitude of input stress load

由图 13 可得, 考虑 0.25 修正系数的拟静力法的结果与 CDEM 动力方法相接近, 但曲线依然是渐变形式, 不像动力方法那样出现三折线的变化模式。在相同的坡体响应加速度幅值情况下, 前三层频率越高越容易破坏, 第四层频率越低越容易破坏。由图 14 可得, 在相同的输入应力波幅值作用下, 频率越高越容易破坏。

由图 13, 14 可得, 地震作用下顺层边坡的失稳过程是顺层层面的黏聚力及抗拉强度逐渐丧失的过程, 从计算结果分析, 黏聚力及抗拉强度的丧失是一个突变的过程, 而拟静力法的计算结果是一个渐变的过程。因此, 用拟静力法在低烈度情况下偏保守, 在高烈度情况下偏危险。

图 15 给出了 2 Hz 及 8 Hz 地震波作用下, 顺层边坡最终的破坏形式。由图可得, 2 Hz 作用下, 顺层边坡表现为沿着基岩面的一致性运动; 8 Hz 作用下, 顺层边坡除了沿着基岩面的一致性运动外, 还表现出各层层间的局部错动。2 Hz 及 8 Hz 边坡最终破坏形式的对比表明, 在高频作用下, 顺层边坡的主滑层有向坡体表面发展的趋势。

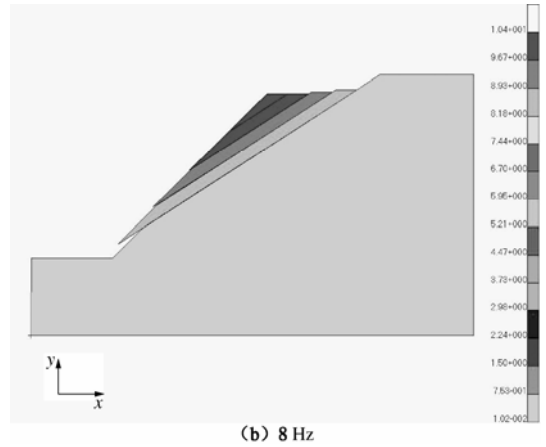


图 15 不同频率下顺层边坡的最终破坏形式

Fig. 15 Failure modes of slope under different frequencies

5 结 论

(1) 文章将地震理解为一种使顺层边坡软弱结构面强度降低的因素, 通过在 CDEM 中引入结构面软化模型获取震后的残余强度, 而后通过极限平衡法获取震后的安全系数, 并将此安全系数作为评价顺层岩质边坡地震稳定性的指标。

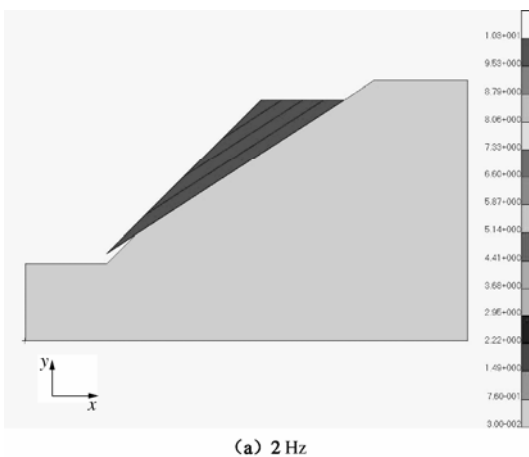
(2) 拟静力法用于顺层岩质边坡地震稳定性的评价不够准确, 动力分析的结果表明, 顺层边坡的动力安全系数具有明显的三阶段特征 (水平段—陡降段—水平段), 而拟静力法获得的安全系数随着设防烈度的增大却呈现出逐渐减小的特征。单从拟静力法的角度分析, 考虑 0.25 的地震修正系数是必要的。

(3) 地震波频率对顺层边坡的稳定性有较大影响。在关注频率对顺层坡体稳定性的影响时, 必须说明是保持输入载荷幅值一致还是保持坡体响应加速度幅值一致: 当输入载荷幅值一致时, 频率越高越容易破坏; 当地面响应加速度幅值一致时, 规律较为复杂, 对主滑面而言是频率越小越容易破坏。

参考文献:

[1] 洪海春, 徐卫亚. 地震作用下岩质边坡稳定性分析综述[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(A01): 4827 - 4836. (HONG Hai-chun, XU Wei-ya. Review on the stability of rock slopes under seismic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(A01): 4827 - 4836. (in Chinese))

[2] 肖克强. 地震荷载作用下顺层岩体边坡变性特征及稳定性研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2006. (XIAO Ke-qiang. Study on deformation characteristics and stability of bedding slope under earthquake[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of



(a) 2 Hz

- Sciences, 2006. (in Chinese))
- [3] 杜晓丽, 宋宏伟, 魏京胜. 地震对软弱夹层边坡稳定性影响数值模拟研究[J]. 三峡大学学报(自然科学版), 2010, **32**(1): 39 - 42. (DU Xiao-li, SONG Hong-wei, WEI Jing-sheng. Numerical simulation research on stability of slope with weak sandwich under seismic loadings[J]. Journal of China Three Gorges University (Natural Sciences), 2010, **32**(1): 39 - 42. (in Chinese))
- [4] 艾畅, 冯春, 李世海, 等. 地震作用下顺层岩质边坡动力响应的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(9): 1825 - 1832. (AI Chang, FENG Chun, LI Shi-hai, et al. Experimental research on dynamic response of consequent rock slope under seismic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(9): 1825 - 1832. (in Chinese))
- [5] LESHCHINSKY D, SAN K Ching. Pseudo-static stability of slopes: design[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, **120**(9): 1514 - 1532.
- [6] 李维光, 张继春. 地震作用下顺层岩质边坡稳定性的拟静力分析[J]. 山地学报, 2007, **25**(2): 184 - 189. (LI Wei-guang, ZHANG Ji-chun. Equivalent static stability study on rock mass bedding slope under blasting[J]. Journal of Mountain Research, 2007, **25**(2): 184 - 189. (in Chinese))
- [7] 中华人民共和国铁道部. 铁路工程抗震设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006. (The Ministry of Railway of the People's Republic of China. Code for seismic design of railway engineering[S]. Beijing: China Planning Press, 2003. (in Chinese))
- [8] 杨雪莲, 周永江, 吴事贵, 等. 汶川地震区公路挡墙破坏分析及设计中有关问题的探讨[M]// 汶川大地震工程震害调查分析与研究. 北京: 科学出版社, 2009: 921 - 924. (YANG Xue-lian, ZHOU Yong-jiang, WU Shi-gui, et al. Some aspects considered in design of retaining wall of highway and analysis of wall damage in Wenchuan earthquake zone[M]// Analysis and Investigation on Seismic Damages of Projects Subjected to Wenchuan Earthquake. Beijing: Science Press, 2009: 921 - 924. (in Chinese))
- [9] NEWMARK N M. Effects of earthquake on dams and embankments[J]. Géotechnique, 1965, **15**(20): 139 - 59.
- [10] 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. (QI Sheng-wen. Evaluation of the permanent displacement of rock mass slope considering deterioration of slide surface during earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(3): 452 - 457. (in Chinese))
- [11] 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 - 560. (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 - 560. (in Chinese))
- [12] 刘红帅, 唐立强, 薄景山, 等. 确定岩质边坡地震安全系数的新方法[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2009(9): 1007 - 1011. (LIU Hong-shuai, TANG Li-qiang, BO Jing-shan, et al. New method for determining the seismic safety factor of a rock slope[J]. Journal of Harbin Engineering University, 2009(9): 1007 - 1011. (in Chinese))
- [13] 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. (LI Hai-bo, XIAO Ke-qiang, LIU Ya-qun. Factor of safety analysis of bedding rock slope under seismic load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(12): 2385 - 2394. (in Chinese))
- [14] 田振农, 李世海, 刘晓宇, 等. 三维块体离散元可变形计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(增刊 1): 2832 - 2840. (TIAN Zhen-nong, LI Shi-hai, LIU Xiao-yu, et al. Research on deformable calculation method based on three-dimensional block discrete element[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(S1): 2832 - 2840. (in Chinese))
- [15] LI S H, ZHAO M H, WANG Y N, et al. A continuum-based discrete element method for continuous deformation and failure process[C]// WCCM VI in Conjunction with APCOM'04, Beijing: [S. N.], 2004.
- [16] LI SH, ZHAO MH, WANG YN, et al. A new numerical method for DEM-Block and particle model[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(S1): 414 - 418.
- [17] 杨天鸿, 芮勇勤, 朱万成, 等. 炭质泥岩泥化夹层的流变特性及长期强度[J]. 实验力学, 2008, **23**(5): 396 - 402. (YANG Tian-hong, RUI Yong-qin, ZHU Wan-cheng, et al. Rheological characteristics and long-term strength of silted intercalation interbedded in peat mudstone[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2008, **23**(5): 396 - 402. (in Chinese))