

# 加筋土坡动态稳定性拟静力分析

赵炼恒, 李亮, 杨峰, 但汉成, 刘项

(中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075)

**摘要:** 加筋土工结构被广泛采用的原因不仅是其具有良好的静力性能, 且也在于出色的动力稳定性能, 现有研究较少考虑竖向地震效应对加筋土坡动态稳定性的影响。基于塑性极限分析上限理论, 假定不同的破坏面, 同时考虑水平和竖向地震影响并结合不同加筋模式, 采用拟静力分析方法推导一定加筋强度条件下的边坡临界高度和一定边坡高度条件下的临界加筋强度计算公式, 并对所导公式采用序列二次规划法进行了优化计算, 数值计算与分析表明: 简单静态和动态条件下, 该结果与现有研究成果有较好的一致性, 可以证明该方法的正确性; 水平和竖向地震、岩土材料强度特性、边坡倾斜度均对加筋土坡的动态稳定性有重要影响, 特别当边坡较陡, 岩土填筑材料质量较差和地震影响强度较大时, 忽视竖向地震影响将会导致设计偏于不安全; 最后针对工程实际, 提出相应的工程建议。

**关键词:** 工程地质; 加筋土坡; 临界高度; 临界加筋强度; 拟静力分析; 上限定理; 极限分析

**中图分类号:** P 642

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2009)09 - 1904 - 14

## DYNAMIC STABILITY PSEUDO-STATIC ANALYSIS OF REINFORCEMENT SOIL SLOPES

ZHAO Lianheng, LI Liang, YANG Feng, DAN Hancheng, LIU Xiang

(School of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China)

**Abstract:** The reinforced soil structures are employed widely due to the technical and economical advantages in static state. In addition, the use of reinforced soil structures in seismic areas has been increased due to their excellent seismic stability, but the vertical seismic effects on the stability of reinforced soil structures are seldom considered. The effects of horizontal and vertical pseudo-static forces on reinforcement soil slopes are investigated by applying the kinematical approach of limit analysis theory. In particular, the effects of the distribution mode of the reinforcement force on the seismic stability of reinforced soil slopes have been investigated as well. Both rotational failure surface and planar slip surface are considered and each analytical expressions is derived to calculate the reinforcement force, which are required to prevent failure and the critical height of reinforced slopes subjected to earthquake loading. The upper bound solutions for each analytical expression are presented by applying a nonlinear sequential quadratic programming algorithm. From the contrastive analysis, it is shown that the solutions presented here agree well with available predictions both in simple static state and dynamic state. All of the seismic force, the material characteristic of soil and the gradient of slope have significant effects on the seismic stability of reinforcement slope. The effect of vertical seismic acceleration on the stability of reinforcement

**收稿日期:** 2008 - 12 - 23; **修回日期:** 2009 - 05 - 08

**基金项目:** 西部交通建设科技项目(2006318802111); 中南大学优秀博士学位论文扶植项目(2008yb004); 铁道部科技研究开发计划重点资助项目(2008G032 - 3); 湖南省交通厅科技项目(2007 - 29)

**作者简介:** 赵炼恒(1980 -), 男, 2003年毕业于中南大学道路与铁道工程专业, 现为博士研究生, 主要从事道路与铁道工程、地基处理等方面的研究工作。E-mail: zlh8076@163.com

slopes is significant, especially for steep slope, poor quality filler and high value of horizontal seismic acceleration, which means that ignoring the effect of the vertical seismic acceleration could result in an unsafe design. Besides, some suggestions for engineering practice are proposed.

**Key words:** engineering geology; reinforcement slope; critical height; critical reinforcement strength; pseudo-static analysis; upper bound theorem; limit analysis

## 1 引言

加筋土是在土中加入抗拉材料,以改善土的工程性质。为增强路堤等土工结构稳定性或减小其不均匀沉降,土工合成材料被广泛应用,加筋土坡的稳定性研究也一直受到人们的关注。静态方面,A. Porbaha 和 D. J. Goodings<sup>[1]</sup>对均匀加筋土坡的临界高度进行过离心机模型试验。乔丽平等<sup>[2, 3]</sup>采用极限分析方法对加筋土坡进行了静态稳定性分析。加筋土工结构被广泛采用的原因不仅是其具有良好的静力性能,而且也在于出色的动力稳定性<sup>[4, 5]</sup>。R. L. Michalowski 等<sup>[6, 7]</sup>假设一定破坏模式和筋材的失效形式,采用极限分析法,考虑地震影响拟静力荷载,对加筋路堤进行了抗震分析并给出了相应的设计意见;H. I. Ling 等<sup>[8, 9]</sup>则应用极限平衡理论,考虑地震影响拟静力荷载对加筋结构进行了抗震分析,并进行了参数分析。

以上理论分析方法在考虑地震效应时,均只考虑了水平向地震效应;虽然大多数地震中,最大竖向加速度效应通常小于水平加速度效应的 40%~50%<sup>[10]</sup>;但 Northridge 地震<sup>[11]</sup>(1994, 震级 6.7)、Kanto 地震<sup>[12]</sup>(1923, 震级 7.9)和 Kobe 地震<sup>[13]</sup>(或称 Osaka-Kobe, Hanshin 地震, 1995, 震级 7.2)的地震谱记录都表明震中部位的竖向加速度峰值往往也较大,可超过水平向加速度峰值的 50%。因此,有必要同时考虑竖向地震效应对土工结构物稳定性的影响,这也成为了加筋土工结构抗震稳定性分析的一个热点。H. Nouria 等<sup>[12, 14]</sup>应用了极限平衡理论中的水平条分法,同时考虑水平和竖向上的地震影响拟静力荷载对加筋结构进行了抗震分析;H. I. Ling 和 D. Leshchinsky<sup>[15]</sup>结合理论研究和试验方法研究了水平方向和竖向地震效应对土工加筋结构物的影响;D. Leshchinsky 等<sup>[13]</sup>则采用室内模型试验对加筋挡土墙结构进行了动力稳定性研究,并给出了加筋土工结构动力分析的地震影响系数的上限值建

议。

上述考虑地震效应影响的研究方法中,试验方法由于其影响因素多、试验经费高而不可能广泛采用,数值方法在岩土材料模拟和筋土界面的模拟方面尚未得到广泛认可<sup>[8-16]</sup>,故目前理论分析方法(极限分析法、极限平衡法)一直是研究该问题的主要方法。极限平衡法由于其划分条块和条块间作用力假设的随意性一直以来并不认为是严格的解<sup>[8, 16]</sup>,而极限分析法缘于其明确的物理意义和能够提供严格的解答范围而被更多学者采用<sup>[2, 3, 6-8, 16]</sup>。而基于极限分析法,已有研究并没有考虑竖向地震效应影响,因而基于该方法对加筋土坡进行较为全面的动态稳定性拟静力分析是本文的主要目的。

基于塑性极限分析上限理论,假定不同的破坏面,同时考虑水平和竖向地震影响并结合不同加筋模式,推导了一定加筋强度条件下的边坡临界高度值和一定边坡高度条件下的临界加筋强度计算公式。与已有研究成果的对比分析表明:静态和动态条件下,本文计算结果与现有研究成果有较好的一致性,可以证明本文方法的正确性;对影响加筋土坡动态稳定性的一些因素包括竖向地震效应因素进行了参数分析,并给出了相关设计和施工建议。

## 2 加筋结构拟静力法动态极限分析

距今采用极限分析法对加筋结构进行分析已有几十年历史了<sup>[3, 6]</sup>,探究加筋土工结构稳定性的思路主要有连续介质法和结构性方法。前者把加筋土看成宏观上均匀的复合材料,后者也称为“混合方法”<sup>[6]</sup>,把岩土材料与筋材区别对待,两者通过界面相互影响与作用<sup>[3, 6]</sup>。

由于地震作用本身的复杂性,目前最常被采用的进行加筋土工结构动态稳定性分析方法是拟静力分析法(pseudo-static analysis)<sup>[6-9, 12, 14]</sup>。该方法把动态影响等效为水平方向和垂直方向上的静态力作用,虽然该方法只是一个近似方法,但采用该方法



(1) 加筋土坡足够长, 本问题可当作平面应变问题进行分析; (2) 土坡填土为理想刚塑性体, 破坏时服从线性 M-C 破坏准则, 并遵循相关联流动法则; (3) 采用拟静力方式分析地震作用<sup>[6~9, 12, 14]</sup>, 不考虑填土孔隙水压力作用, 也不考虑由于动态荷载影响引起的液化和填土强度减低现象; (4) 采用“结构性方法”分析加筋土坡<sup>[2, 6~9, 12, 14]</sup>, 筋材为拔出破坏, 筋材提供水平方向上的抗拉强度并不计筋材重力; (5) 基于以上假设, 在进行上限能耗计算时, 外力做功由土坡重力和地震影响荷载组成, 内部能耗则由破坏面能量损耗和筋材抗拔能耗组成<sup>[2, 3, 6, 7]</sup>。

### 4.2 旋转破坏机制

#### 4.2.1 破坏机制

对数螺旋面旋转破坏机制如图 2 所示。

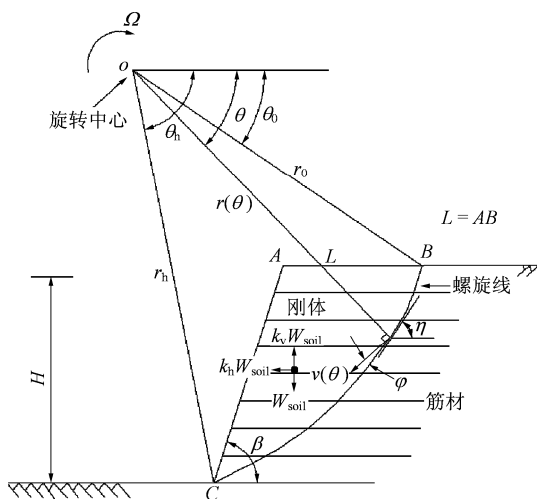


图 2 对数螺旋面旋转破坏机制  
Fig.2 Rotational failure mechanism

#### 4.2.2 能耗计算

##### (1) 外功率

由图 2 可知, 外功率做功包括 3 个部分, 重力、水平地震影响荷载和竖向地震影响荷载做功。

其中重力做功和水平地震影响荷载做功计算式<sup>[6, 7, 16]</sup>可表示为

$$W_{soil} + W_{k_h soil} = \gamma r_0^3 \Omega (f_1 - f_2 - f_3) + k_h \gamma r_0^3 \Omega (f_4 - f_5 - f_6) \quad (9)$$

式中:  $\gamma$  为岩土容重(kN/m<sup>3</sup>);  $\Omega$  为 ABC 区的角速度;  $v$  为速度间断量;  $f_1 \sim f_6$  可分别表示为  $f_1 =$

$$\frac{(\sin \theta_h + 3 \tan \varphi \cos \theta_h) e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \cos \theta_0 - \sin \theta_0}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} \quad (10)$$

$$f_2 = \frac{L}{6r_0} \left( 2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \right) \sin \theta_0 \quad (11)$$

$$f_3 = \frac{e^{[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi]}}{6} \left[ \sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin \theta_h \right] \cdot \left[ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \theta_h e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \right] \quad (12)$$

$$f_4 = \{ (3 \tan \varphi \sin \theta_h - \cos \theta_h) e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \sin \theta_0 + \cos \theta_0 \} / [3(1 + 9 \tan^2 \varphi)] \quad (13)$$

$$f_5 = \frac{1}{3} \frac{L}{r_0} \sin^2 \theta_0 \quad (14)$$

$$f_6 = \frac{1}{6} \left[ 2e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \sin \theta_h - \frac{H}{r_0} \right] \cdot e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} \frac{\sin(\theta_h + \beta) H}{\sin \beta r_0} \quad (15)$$

竖向地震影响荷载作用方向与重力作用方向相同或相反, 竖向地震影响荷载做功可表示为

$$W_{k_v soil} = k_v \gamma r_0^3 \Omega (f_1 - f_2 - f_3) \quad (16)$$

外荷载总功率为

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \Omega [(1 + k_v)(f_1 - f_2 - f_3) + k_h (f_4 - f_5 - f_6)] \quad (17)$$

##### (2) 内能耗损率

内能耗损率包括土体间断面上的能量损耗率和筋材上的能量损耗率。

沿着破坏面的能量损耗计算式<sup>[6, 7, 16]</sup>为

$$\dot{D}_L = \frac{c r_0^2 \Omega}{2 \tan \varphi} f_7 \quad (18)$$

$$f_7 = e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 1 \quad (19)$$

本文中, 考虑所有的筋材上的能量损耗率沿着速度间断面发生。如图 3 所示, 由筋材拉力破坏产生的单位面积速度间断面上的能量损耗率<sup>[3, 6]</sup>为

$$dr = \int_0^{l/\sin \eta} k_t \varepsilon_x \sin \eta dx = k_t v \cos(\eta - \varphi) \sin \eta \quad (20)$$

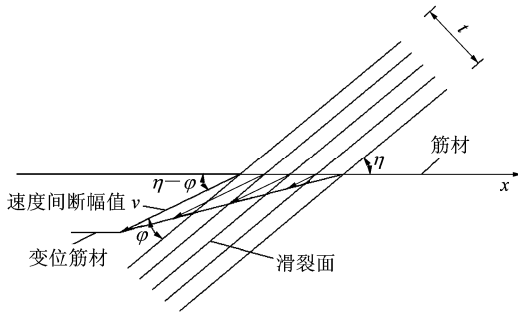


图3 筋材拉伸破坏

Fig.3 Tensile failure schematic of reinforcement

式中： $\varepsilon_x$ 为筋材方向上的应变率， $t$ 为筋材破裂层厚度， $\eta$ 为筋材倾斜角。筋材沿着整个破坏面的能量耗损率为

$$D_r = \int_r dr = \int_l k_t v \cos(\eta - \varphi) \sin \eta dl \quad (21)$$

对于均匀加筋：

因  $r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi}$ ， $V = \Omega r_0 e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi}$ ， $k_t = k_0$ ，并有  $\eta = \pi/2 - \theta + \varphi$ ， $dl = rd\theta / \cos \varphi$ ，则

$$D_r = \int_r dr = \frac{k_t r_0^2 \Omega}{\cos \varphi} (f_8 + f_9 - f_{10}) \quad (22)$$

其中，

$$f_8 = \frac{\cos \varphi}{4} \{ [\tan \varphi \sin(2\theta_h) - \cos(2\theta_h)] e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \tan \varphi \sin(2\theta_0) + \cos(2\theta_0) \} / (1 + \tan^2 \varphi) \quad (23)$$

$$f_9 = \frac{\cos \varphi}{4} [e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 1] \quad (24)$$

$$f_{10} = \frac{\sin \varphi}{4} \{ [\sin(2\theta_h) + \tan \varphi \cos(2\theta_h)] e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \tan \varphi \cos(2\theta_0) - \sin(2\theta_0) \} / (1 + \tan^2 \varphi) \quad (25)$$

对于三角形加筋情况， $k_t = 2k_0 [\sin \theta e^{(\theta - \theta_0) \tan \varphi} - \sin \theta_0] / (H / r_0)$ ，故

$$D_r = \frac{2k_0 r_0^2 \Omega}{(H / r_0) \cos \varphi} \left[ \left( \frac{3 \cos \varphi}{4} f_1 + \frac{9 \sin \varphi}{4} f_4 - f_{11} - f_{12} \right) - \sin \theta_0 (f_8 + f_9 - f_{10}) \right] \quad (26)$$

其中，

$$f_{11} = \frac{\cos \varphi}{4} \{ [\sin(3\theta_h) + \tan \varphi \cos(3\theta_h)] e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} -$$

$$\tan \varphi \cos(3\theta_0) - \sin(3\theta_0) \} / (3 + 3 \tan^2 \varphi) \quad (27)$$

$$f_{12} = \frac{\sin \varphi}{4} \{ [\tan \varphi \sin(3\theta_h) - \cos(3\theta_h)] e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - \tan \varphi \sin(3\theta_0) + \cos(3\theta_0) \} / (3 + 3 \tan^2 \varphi) \quad (28)$$

#### 4.2.3 边坡临界高度与最小加筋强度计算

根据内外能量守恒定律： $\dot{W} = D_i + D_r$ ，将式(17)，(18)，(22)或(26)代入并整理，可分别求得一定加筋强度条件下边坡的临界高度值和防止一定高度边坡出现失稳的最小加筋强度值(临界加筋强度)。

##### (1) 边坡临界高度计算式

均匀加筋模式：

$$H = \frac{\frac{c}{2 \tan \varphi} f_7 + \frac{k_0}{\cos \varphi} (f_8 + f_9 - f_{10})}{\gamma [(1 + k_v)(f_1 - f_2 - f_3) + k_h (f_4 - f_5 - f_6)]} \frac{H}{r_0} \quad (29)$$

三角形加筋模式：

$$H = \left\{ \frac{cf_7}{2 \tan \varphi} \frac{H}{r_0} + \frac{2k_0}{\cos \varphi} \left[ \left( \frac{3 \cos \varphi}{4} f_1 + \frac{9 \sin \varphi}{4} f_4 - f_{11} - f_{12} \right) - \sin \theta_0 (f_8 + f_9 - f_{10}) \right] \right\} / \left\{ \gamma [(1 + k_v)(f_1 - f_2 - f_3) + k_h (f_4 - f_5 - f_6)] \right\} \quad (30)$$

##### (2) 最小加筋强度计算式

均匀加筋模式：

$$k_0 = \left\{ H \gamma [(1 + k_v)(f_1 - f_2 - f_3) + k_h (f_4 - f_5 - f_6)] \cdot \frac{1}{(H / r_0) - \frac{cf_7}{2 \tan \varphi}} \right\} / [(f_8 + f_9 - f_{10}) / \cos \varphi] \quad (31)$$

既有研究一般采用量纲一的形式：

$$\frac{k_0}{\gamma H} = \left\{ H \gamma [(1 + k_v)(f_1 - f_2 - f_3) + k_h (f_4 - f_5 - f_6)] \frac{1}{H / r_0 - \frac{cf_7}{2 \tan \varphi}} \right\} / [\gamma H (f_8 + f_9 - f_{10}) / \cos \varphi] \quad (32)$$

三角形加筋模式：

$$k_0 = \left\{ \gamma H [(1 + k_v)(f_1 - f_2 - f_3) + k_h (f_4 - f_5 - f_6)] -$$

$$\left. \frac{(H/r_0)c}{2 \tan \varphi} f_7 \right\} / \left\{ \left[ \left( \frac{3 \cos \varphi}{4} f_1 + \frac{9 \sin \varphi}{4} f_4 - f_{11} - f_{12} \right) - \sin \theta_0 (f_8 + f_9 - f_{10}) \right] \right\} \frac{\cos \varphi}{2} \quad (33)$$

或采用量纲一的形式:

$$\frac{k_0}{\gamma H} = \left\{ \gamma H [(1+k_v)(f_1 - f_2 - f_3) + k_h(f_4 - f_5 - f_6)] - \left. \frac{(H/r_0)c}{2 \tan \varphi} f_7 \right\} / \left\{ \left[ \left( \frac{3 \cos \varphi_t}{4} f_1 + \frac{9 \sin \varphi_t}{4} f_4 - f_{11} - f_{12} \right) - \sin \theta_0 (f_8 + f_9 - f_{10}) \right] \right\} \frac{\cos \varphi}{2\gamma H} \quad (34)$$

式(29)或(30)给出了临界高度的一个上限, 式(31), (32)或式(33), (34)则给出了临界加筋强度  $k_0$  或  $k_0/(\gamma H)$  的一个下限。为获得最小的临界高度  $H$  和防止一定高度边坡出现失稳的最小加筋强度  $k_0$  或  $k_0/(\gamma H)$ (临界加筋强度), 需满足如下条件:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \end{aligned} \right\}, \left. \begin{aligned} \frac{\partial k_0}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial k_0}{\partial \theta_h} = 0 \end{aligned} \right\}, \left. \begin{aligned} \frac{\partial(k_0/(\gamma H))}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial(k_0/(\gamma H))}{\partial \theta_h} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

求得角度参数  $\theta_0$  和  $\theta_h$  后, 通过下式便可确定对数螺旋线破坏模式下土坡失稳时的破坏面在顶部的水平长度:

$$L = \left[ \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin \theta_h (H/r_0 H)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin \theta_h \sin \beta} \right] H \quad (36)$$

式中:  $L$  为破坏面在顶部的水平长度(见图 2)。

基于数学软件 MATLAB 平台, 本文采用序列二次优化法对式(29)~(34)进行了优化求解计算。

### 4.3 直线破坏机制

尽管既有研究表明加筋土坡的破坏面更接近对数螺旋面形状, 但作为对比参考, 本文也给出了直线破坏机制模式下的加筋土坡动态稳定性分析推导过程如下。

#### 4.3.1 能耗计算

##### (1) 外功率

如图 4 所示, 外功率做功同样包括重力、水平和竖向地震影响荷载做功 3 个部分:

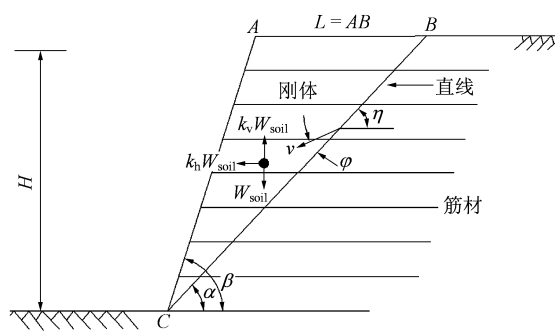


图 4 直线破坏模式

Fig.4 Translational slope failure mechanism

$$\dot{W} = \gamma H^2 v \frac{\sin(\beta - \alpha)}{2 \sin \alpha \sin \beta} [(1+k_v) \sin(\alpha - \varphi) + k_h \cos(\alpha - \varphi)] \quad (37)$$

式中:  $\alpha$  为破裂面与水平方向夹角。

##### (2) 内能耗损率

内能耗损率包括土体间断面上的能量损耗率和筋材上的能量损耗率。

沿着整个破坏面的能量损耗为

$$D_l = \int_l dD = \int_0^H cv \cos \varphi \frac{dh}{\sin \alpha} = \frac{cv \cos \varphi H}{\sin \alpha} \quad (38)$$

直线破坏机制条件下, 对于均匀分布的筋材, 筋材沿着整个破坏面的能量损耗率为

$$D_r = \int_r dr = \int_l k_0 v \cos(\eta - \varphi) \sin \eta dl \quad (39)$$

注意到  $\eta = \alpha$ ,  $dl = dh / \sin \alpha$ , 则

$$D_r = \int_r dr = k_0 v \cos(\alpha - \varphi) H \quad (40)$$

对于三角形分布模式的筋材, 筋材沿着整个破坏面的能量损耗率为

$$D_r = \int_r dr = \int_l 2k_0 \frac{h}{H} \cos(\eta - \varphi) \sin \eta dl \quad (41)$$

沿直线破裂面积分同样可得式(39)。

#### 4.3.2 边坡临界高度与最小加筋强度计算

根据内外能耗守恒定律:  $\dot{W} = D_l + D_r$ , 将式(37), (38), (40)代入并整理得直线破坏机制下临界高度值和临界加筋强度的计算表达式。

##### (1) 边坡临界高度计算式

$$H = \frac{2c \cos \varphi \sin \beta + 2k_0 \cos(\alpha - \varphi) \sin \alpha \sin \beta}{\gamma \sin(\beta - \alpha) [(1+k_v) \sin(\alpha - \varphi) + k_h \cos(\alpha - \varphi)]} \quad (42)$$

(2) 临界加筋强度计算式

$$k_0 = \{ \gamma H \sin(\beta - \alpha) [(1 + k_v) \sin(\alpha - \varphi) + k_h \cos(\alpha - \varphi)] - 2c \cos \varphi \sin \beta \} / [2 \cos(\alpha - \varphi) \sin \alpha \sin \beta] \quad (43)$$

或采用量纲一的形式：

$$\frac{k_0}{\gamma H} = \{ \gamma H \sin(\beta - \alpha) [(1 + k_v) \sin(\alpha - \varphi) + k_h \cos(\alpha - \varphi)] - 2c \cos \varphi \sin \beta \} / [2 \gamma H \cos(\alpha - \varphi) \sin \alpha \sin \beta] \quad (44)$$

式(42)给出了临界高度的一个上限，当 $\alpha$ 满足 $\partial H / \partial \alpha = 0$ 时，即得到最小的 $H$ 。而式(43)或(44)则给出了临界加筋强度 $k_0$ 或 $k_0 / (\gamma H)$ 的一个下限，当 $\alpha$ 满足： $\partial k_0 / \partial \alpha = 0$ 或 $\partial (k_0 / (\gamma H)) / \partial \alpha = 0$ 时，即得到最小的 $k_0$ 或 $k_0 / (\gamma H)$ ，此时即为防止一定高度边坡出现失稳的最小加筋强度(临界加筋强度)。

求得角度参数 $\alpha$ 后，通过下式便可确定直线破坏模式下土坡失稳时破坏面在顶部的水平长度：

$$L = \frac{H \sin(\beta - \alpha)}{\sin \alpha \sin \beta} \quad (45)$$

基于数学软件 MATLAB 平台，本文同样采用了序列二次优化法对式(42)~(44)进行了优化求解。

## 5 对比计算与分析

### 5.1 静态边坡临界高度计算对比

为验证所导公式的正确性，静态和均匀加筋条件下，将本文计算结果同 A. Porbaha 和 D. J. Goodings<sup>[1]</sup>的加筋土坡离心试验结果和崔新壮等<sup>[3]</sup>的边坡临界高度上限计算结果进行对比如表 1 所示。令 $k_h = 0$ ， $k_v = 0$ ，利用式(29)和(41)便可求得静态和均匀加筋条件下，一定加筋强度的加筋土坡临

表 1 加筋土坡静态临界高度对比

Table 1 Comparisons of critical height in static state of reinforcement slope

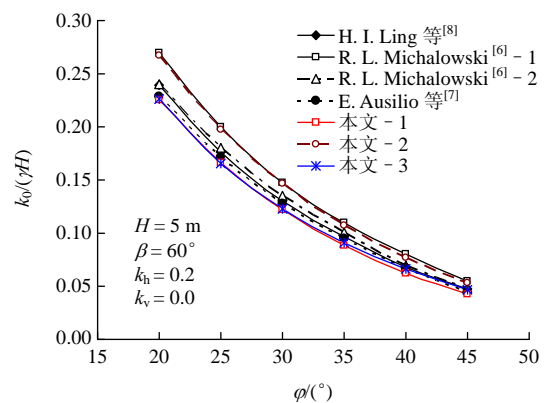
| $\beta$<br>/(°) | $\gamma$<br>/(kN · m <sup>-3</sup> ) | $\varphi$<br>/(°) | $c$<br>/kPa | $k_t$<br>/kPa | A. Porbaha<br>和 D. J. Goodings <sup>[1]</sup> |          | 崔新壮<br>等 <sup>[3]</sup> | 本文 H/m |        |
|-----------------|--------------------------------------|-------------------|-------------|---------------|---|----------|-------------------------|--------|--------|
|                 |                                      |                   |             |               | $H_c$ /m                                      | $H_f$ /m |                         | 螺旋线    | 直线     |
| 90.0            | 17.679                               | 21.3              | 16.3        | 0.000         | 5.2   | 5.3      | 5.2                     | 5.201  | 5.396  |
| 90.0            | 17.824                               | 20.8              | 20.2        | 2.804         | 6.1   | 8.2      | 6.9                     | 6.953  | 7.232  |
| 80.5            | 17.698                               | 21.7              | 17.8        | 0.000         | 6.5   | 7.2      | 7.0                     | 6.997  | 7.649  |
| 80.5            | 17.853                               | 20.6              | 23.8        | 2.796         | 7.3   | 11.1     | 9.5                     | 9.763  | 10.705 |

界高度。A. Porbaha 和 D. J. Goodings<sup>[1]</sup>的模型试验中， $H_c$ 为边坡出现裂缝时的高度， $H_f$ 为边坡发生倒塌破坏时的高度。

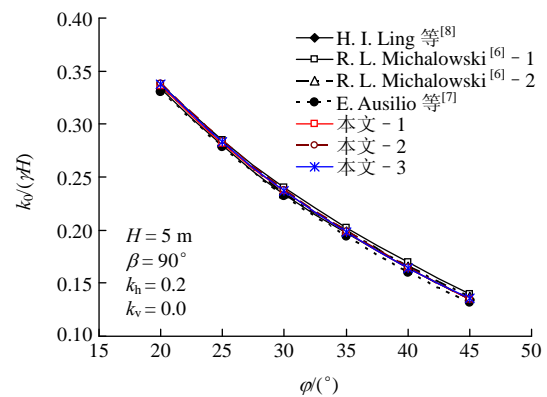
由表 1 可知：本文计算结果介于试验结果 $H_c$ 和 $H_f$ 之间，与崔新壮等<sup>[3]</sup>采用同类方法的结果也非常吻合，说明静态条件下本文方法具有颇好的正确性。

### 5.2 动态临界加筋强度计算对比

不考虑竖向地震影响的动态条件下，R. L. Michalowski 等<sup>[6-8]</sup>研究了边坡坡脚分别为 $60^\circ$ 和 $90^\circ$ ， $H = 5$  m 时的无黏性土坡临界加筋强度。将本文计算结果同 R. L. Michalowski 等<sup>[6-8]</sup>的计算结果进行对比(见图 5)。图 5 中：H. I. Ling 等<sup>[8]</sup>为采用极限平衡法对均匀加筋模式条件下的计算结果；R. L. Michalowski<sup>[6] - 1</sup>和 R. L. Michalowski<sup>[6] - 2</sup>分别为采用上限法对均匀加筋模式条件下和三角形加筋模式条件下的计算结果；E. Ausilio 等<sup>[7]</sup>为采用上限法对均匀加筋模式条件下的计算结果；本文 - 1 为



(a)  $\beta = 60^\circ$



(b)  $\beta = 90^\circ$

图 5 临界加筋强度计算对比

Fig.5 Comparison of critical required reinforcement force  $k_0 / (\gamma H)$

采用直线破坏面的上限计算结果; 本文 - 2 为基于螺旋线破坏面, 采用上限法对均匀加筋模式条件下的计算结果; 本文 - 3 为基于螺旋线破坏面, 采用上限法对三角形加筋模式条件下的计算结果。

由图 5 可知: 直线破坏机制(本文 - 1), 螺旋线破坏机制和三角形加筋模式下(本文 - 3), 本文计算结果与 H. I. Ling 等<sup>[8]</sup>, R. L. Michalowski<sup>[6]</sup> - 2 和 E. Ausilio 等<sup>[7]</sup>的计算结果均非常接近, 误差不超过 5%; 而螺旋线破坏机制和均匀加筋模式下(本文 - 2), 本文计算结果与 R. L. Michalowski<sup>[6]</sup> - 1 的计算结果同样非常接近; 可见螺旋线破坏机制条件下, 均匀加筋模式下较三角形加筋模式下的计算结果大, 说明均匀加筋模式下需要铺设更多的加筋材料, 同时随着边坡角度的增加, 这种差别将变得不明显, 这和 E. Ausilio 等<sup>[7]</sup>获得的计算结论是一致的, 说明动态条件下本文方法亦具有颇好的正确性。

## 6 加筋边坡动态分析

### 6.1 水平地震作用影响

#### 6.1.1 水平地震影响系数对临界高度的影响

不考虑竖向地震影响( $k_v=0$ )条件下, 无加筋( $k_0=0$  kPa)和加筋( $k_0=10$  kPa)、不同岩土内摩擦角 $\varphi$  ( $20^\circ\sim 40^\circ$ )和不同水平地震影响系数  $k_h$  ( $0.0\sim 0.3$ )共同影响的边坡临界高度  $H$  如图 6, 7 所示。其他计算参数为: 边坡倾斜角 $\beta=60^\circ$ 和  $90^\circ$ ,  $c=10$  kPa,  $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup>。图 6 中, 因  $k_v=0$  和  $k_0=0$ , 对数螺旋线破坏模式的计算式(29), (30)计算结果一致, 在图 6 中可合并为同一条曲线。

从图 6, 7 可以看出: 不考虑竖向地震影响系数 ( $k_v=0.0$ )和无加筋( $k_0=0$ )条件下, 水平地震影响系数

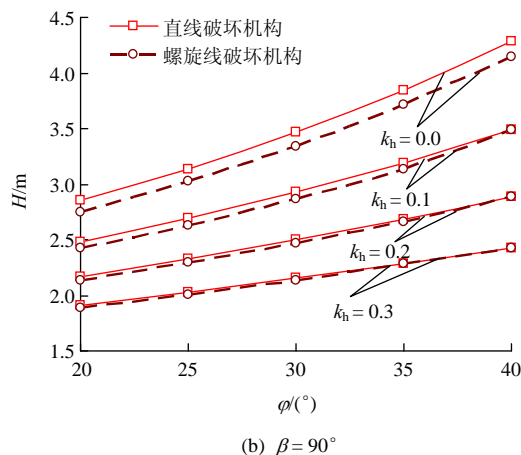
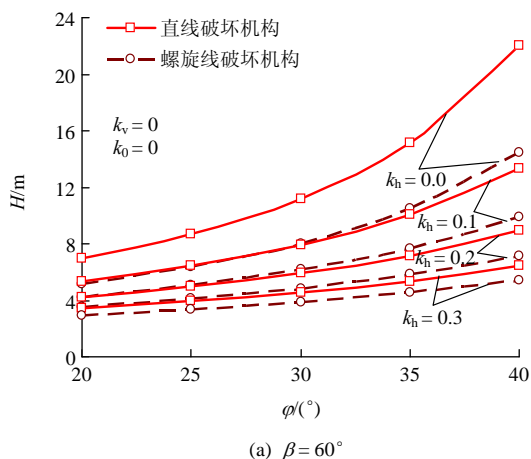


图 6 无加筋条件下水平地震影响系数  $k_h$  和岩土内摩擦角  $\varphi$  对临界高度  $H$  的影响

Fig.6 Critical height( $H$ ) versus the horizontal seismic coefficients( $k_h$ ) and the soil internal angle of friction ( $\varphi$ ) for the different slopes without reinforcing

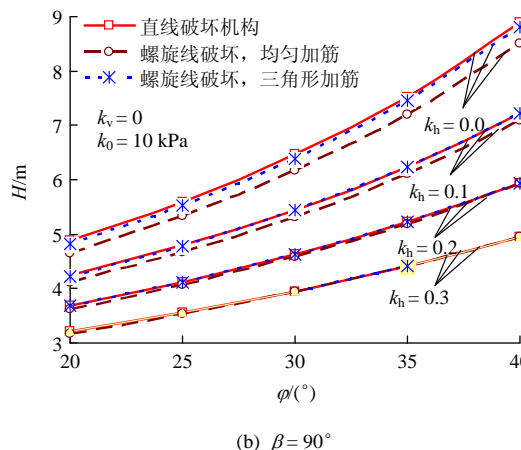
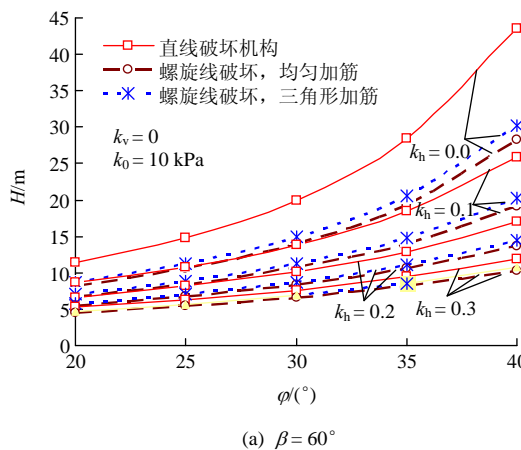


图 7 加筋条件下水平地震影响系数  $k_h$  和岩土内摩擦角  $\varphi$  对临界高度  $H$  的影响

Fig.7 Critical height( $H$ ) versus the horizontal seismic coefficients( $k_h$ ) and the soil internal angle of friction( $\varphi$ ) with reinforcing

$k_h$ 、岩土内摩擦角  $\varphi$  和土坡几何特性  $\beta$  均对纯土坡临



界高度  $H$  影响较大；随着  $\varphi$  的增大、 $k_h$  的降低和  $\beta$  的减小， $H$  呈现非线性增大；同时，随着边坡倾角的增加，直线破坏面机制和对数螺旋线机制的计算结果逐步趋于一致。对比图 6, 7 还可见：加筋后，土坡临界高度  $H$  明显增大，加筋对提高土坡的动态稳定性极为有利；同时，不同加筋模式对临界高度  $H$  提高的效果不尽一致，三角形加筋模式对提高土坡的动态稳定性更为有利。

### 6.1.2 水平地震影响系数对临界加筋强度的影响

为保证一定高度纯土坡的动态稳定性，往往可采用加筋的方式，这样就存在一个临界加筋强度问题。临界加筋强度是指防止一定高度边坡出现失稳的最小加筋强度值，可用  $k_0$  或量纲一的系数  $k_0/(\gamma H)$  表示，见式(31)~式(34)和式(43)，(44)。

不考虑竖向地震影响( $k_v = 0$ )、一定高度边坡 ( $H = 8\text{ m}$ ) 和一定岩土材料( $c = 10\text{ kPa}$ ,  $\varphi = 20^\circ$ ,  $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$ ) 条件下，不同边坡倾斜角( $\beta$  分别为  $60^\circ$  和  $90^\circ$ ) 和不同水平地震影响系数  $k_h$  ( $0.0 \sim 0.3$ ) 影响下的临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  如图 8 所示。

从图 8 中可以看出：不考虑竖向地震影响系数 ( $k_v = 0$ ) 条件下，水平地震影响系数  $k_h$  和土坡几何特性  $\beta$  均对土坡临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  影响较大；随着  $k_h$  的增大和  $\beta$  的增大， $k_0/(\gamma H)$  呈现非线性增大趋势，这说明随着地震影响的加剧和土坡陡峭程度的提高，为保证一定高度土坡的稳定性，需要提高加筋强度；同样条件下，三角形加筋模式需要的  $k_0/(\gamma H)$  较均匀加筋模式的小，因而三角形加筋模式加筋效果更优，经济效益也更明显；同时，随着边坡倾角的增加，直线破坏机制和对数螺旋线机制的计算结果逐步趋于一致。

### 6.1.3 水平地震系数对破坏面的影响

与节 6.1.2 对应，不考虑竖向地震影响( $k_v = 0$ )、一定岩土材料( $c = 10\text{ kPa}$ ,  $\varphi = 20^\circ$ ,  $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$ )、 $\beta = 60^\circ, 90^\circ$  条件下，为保证  $H = 8\text{ m}$  的土坡在不同水平地震影响的动态稳定性，至少需要在土坡中加设对应不同的临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  的筋材(所需临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  见图 8)，此时加筋土坡出现破坏时，其破坏面也将明显不同。不同水平地震影响荷载条件下的破坏面见图 9，水平地震影响系数  $k_h$  对破坏面长高比系数  $L/H$  的影响见图 10。

从图 9, 10 中可以看出：其他参数不变，不考虑竖向地震影响系数( $k_v = 0$ )条件下，水平地震影

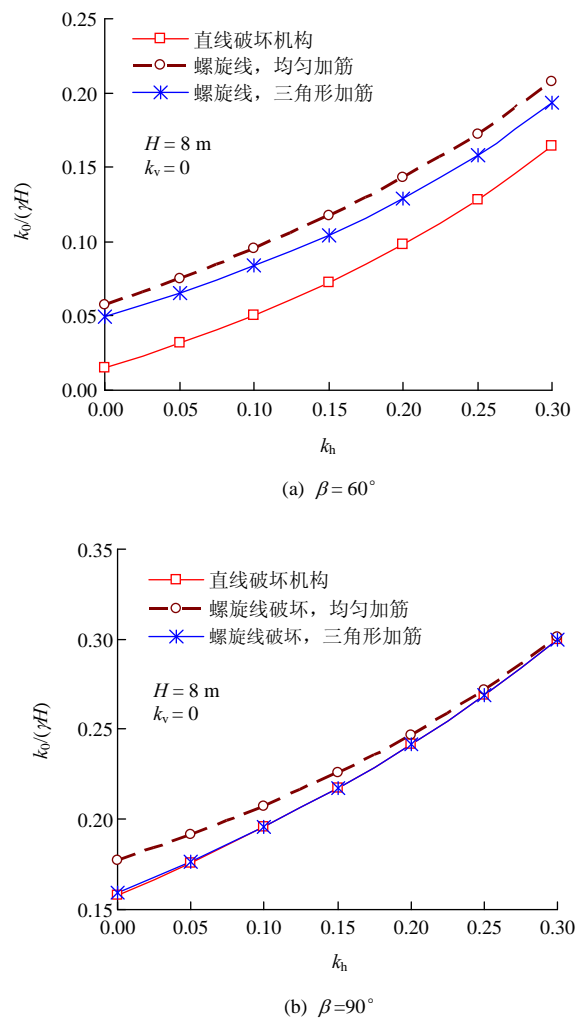
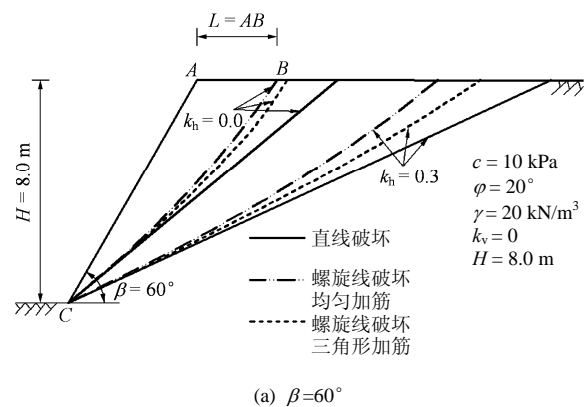


图 8 水平地震影响系数  $k_h$  对临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  的影响  
Fig.8 Critical reinforcement strength( $k_0/(\gamma H)$ ) versus the horizontal seismic coefficients( $k_h$ )

响系数  $k_h$  和土坡几何特性  $\beta$  均对加筋土坡破坏面形式影响较大；随着  $k_h$  的增大， $L/H$  呈现非线性增大趋势，破坏面逐渐内移，破坏区域变大，且平缓土坡这种趋势越明显；此时，根据节 4.1 的假设条件 (4)，为了保证筋材出现拔出破坏，即筋材提供足够的水平方向上的抗拉强度，必须增加铺设筋材的长



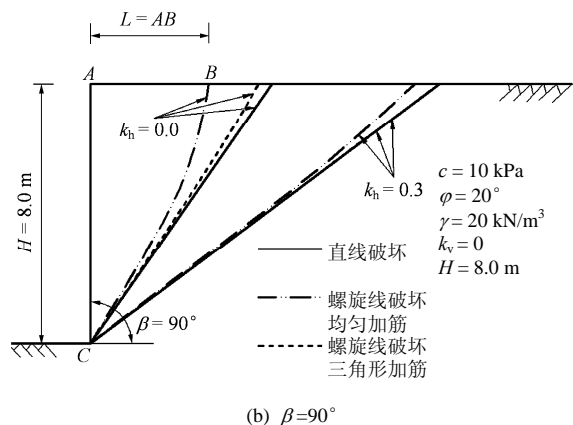


图 9 不同水平地震影响系数下的临界破坏面  
Fig.9 Critical failure surfaces at different horizontal seismic coefficients

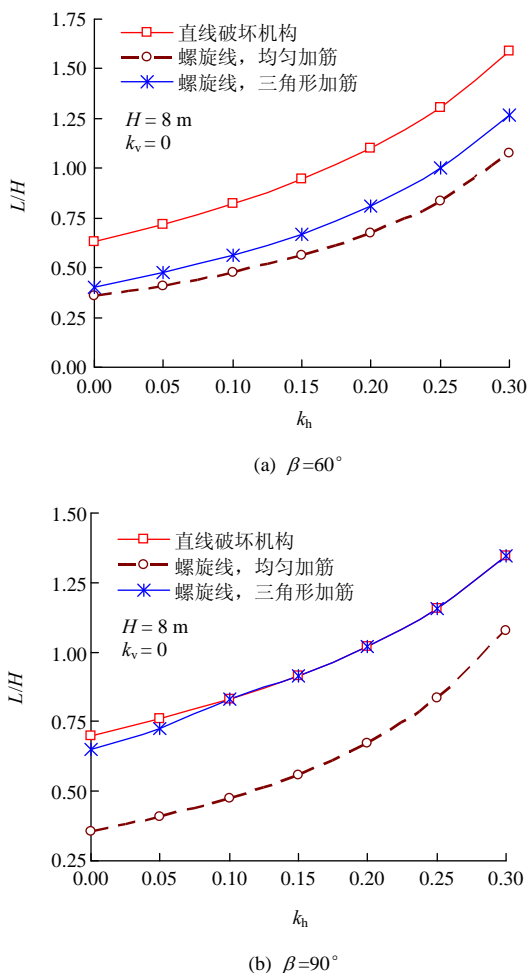


图 10 水平地震影响系数  $k_h$  对破坏面长高比系数  $L/H$  的影响  
Fig.10 Critical failure surfaces coefficients ( $L/H$ ) versus the horizontal seismic coefficients( $k_h$ )

度。同时，随着边坡倾角的增加，对数螺旋线机制逐渐趋近为直线破坏机制。结合节 6.1.1 和 6.1.2 分析结果可知：随着边坡倾角的增加，对数螺旋线机

制逐渐过渡为直线破坏机制，因而  $k_h$  对  $H$  和  $k_0/(\gamma H)$  的影响逐步趋于一致。

### 6.2 竖向地震作用影响

#### 6.2.1 水平地震影响系数对临界高度的影响

不同岩土内摩擦角  $\phi(20^\circ \sim 40^\circ)$  和不同竖向地震影响( $\zeta = k_v/k_h=0.0$  和  $\zeta = k_v/k_h=0.5$ )条件下的  $H$  变化如图 11 所示。其他计算参数为： $k_h=0.2$ ， $k_0=10$  kPa， $\beta=60^\circ$  和  $90^\circ$ ， $c=10$  kPa， $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup>。

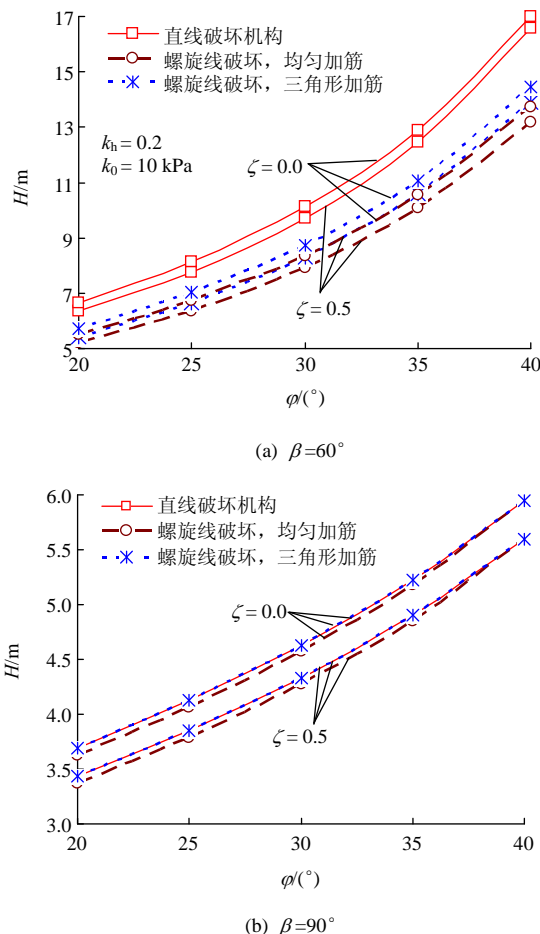


图 11 竖向地震影响系数  $k_v$  和岩土内摩擦角  $\phi$  对临界高度  $H$  的影响  
Fig.11 Critical height( $H$ ) versus the vertical seismic coefficients( $k_v$ ) and the soil internal angle of friction( $\phi$ )

从图 11 中可以看出：一定水平地震影响系数  $k_h$  和加筋条件下，岩土内摩擦角  $\phi$ 、土坡几何特性  $\beta$  和是否考虑竖向地震影响( $\zeta = 0.0$  和  $\zeta = 0.5$ )均对临界高度  $H$  影响较大；随着  $\phi$  的增大、 $k_v$  的降低和  $\beta$  的减小， $H$  呈现非线性增大；考虑竖向地震影响前( $\zeta = 0.0$ )后( $\zeta = 0.5$ )，土坡临界高度  $H$  减小明显。同时，随着边坡角度的增加  $k_v$  对临界高度  $H$  的影响随着岩土内摩擦角  $\phi$  的增大而出现更加明显的非线性增大

趋势，这表明良好的岩土填筑材料对保证加筋土坡的稳定性非常有利。

一定加筋强度( $k_0=10$  kPa)和一定岩土材料特性( $c = 10$  kPa,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>)条件下, 考虑竖向地震影响( $\zeta = k_v/k_h=1.0, 0.5, 0.0, -0.5, -1.0$ )、不同边坡倾斜角( $\beta = 60^\circ, 90^\circ$ )和不同水平地震影响系数  $k_h(0.1, 0.3)$ 影响下的  $H$  如图 12 所示。

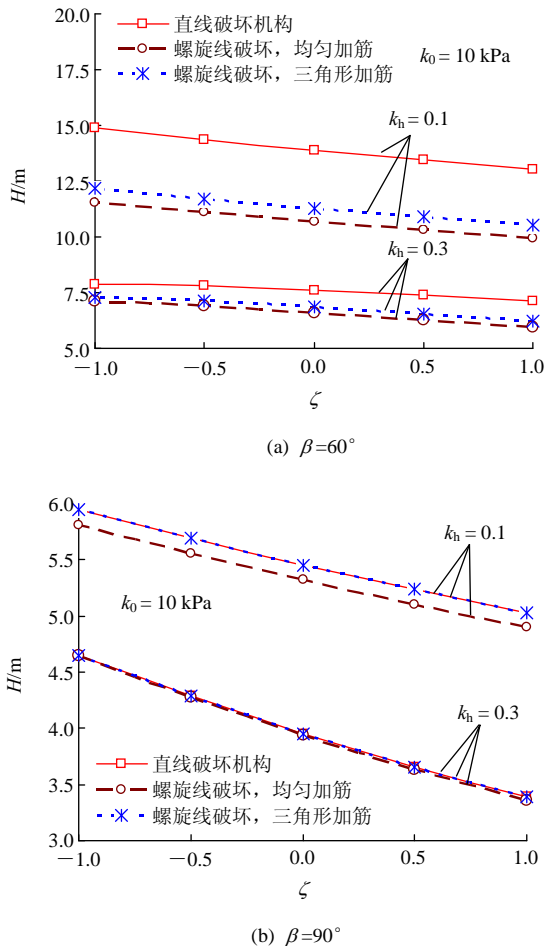


图 12 竖向地震影响系数  $k_v$  和水平地震影响系数  $k_h$  对临界高度  $H$  的影响

Fig.12 Critical height ( $H$ ) versus the vertical seismic coefficients( $k_v$ ) and the horizontal seismic coefficients( $k_h$ )

由图 12 可知: 一定岩土材料特性和加筋条件下, 土坡几何特性、水平地震影响系数  $k_h$ 、竖向地震影响  $k_v$  及其作用方向均对临界高度  $H$  影响较大; 随着  $\beta$ ,  $k_h$  和  $k_v$  的增大,  $H$  呈现非线性减小。

由图 11, 12 均可知: 竖向地震影响对土坡的动态稳定性同样存在较大影响, 因而实际工程中必须适当考虑竖向地震的影响; 同时, 随着边坡倾角的增加, 直线破坏面机制和对数螺旋线机制的计算结

果逐步趋于一致;  $k_v$  对临界高度  $H$  的影响随着边坡角度的增加而增加, 且这种影响随着岩土内摩擦角  $\varphi$  的增大而增大。

### 6.2.2 竖向地震影响系数对临界加筋强度的影响

一定边坡倾斜角( $\beta=75^\circ$ )、一定高度边坡( $H = 8$  m)和考虑竖向地震影响系数  $k_v$  与水平地震影响系数  $k_h$  的比例系数为定值( $\zeta = k_v/k_h=0.5$ )条件下, 不同岩土内摩擦角  $\varphi(20^\circ \sim 40^\circ)$  和不同水平地震影响系数  $k_h(0.1 \sim 0.3)$  共同影响的临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  如图 13 所示。其他参数为:  $c = 10$  kPa,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>。

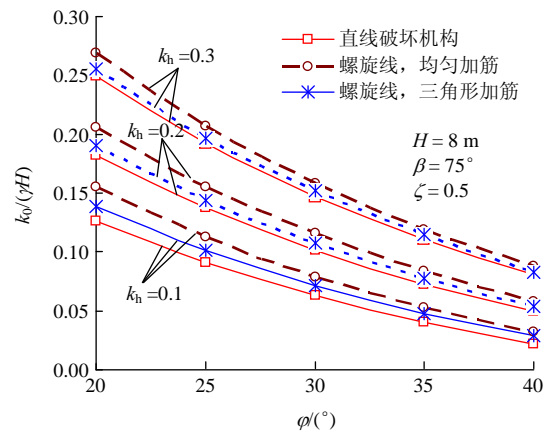
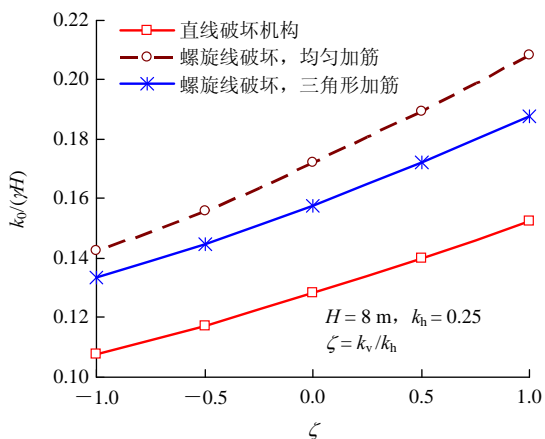


图 13 竖向地震影响系数  $k_v$  和水平地震影响系数  $k_h$  对临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  的影响

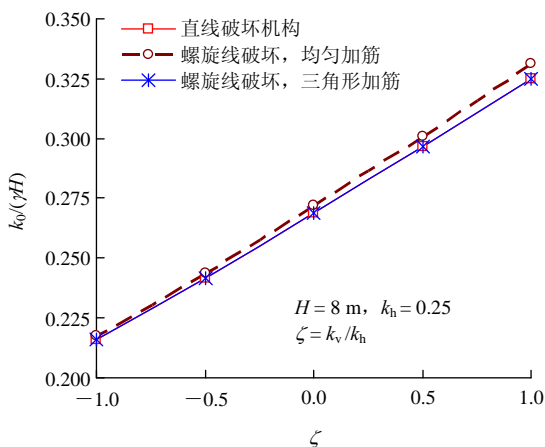
Fig.13 Critical reinforcement strength( $k_0/(\gamma H)$ ) versus the vertical seismic coefficients( $k_v$ ) and the horizontal seismic coefficients( $k_h$ )

从图 13 中可以看出: 一定地震影响方向系数 ( $\zeta = k_v/k_h=0.5$ )条件下,  $k_h$  和  $\varphi$  均对  $k_0/(\gamma H)$  影响较大, 特别是当  $\varphi < 30^\circ$  时, 这种影响更加明显; 随着  $k_h$  的减小和  $\varphi$  的增大,  $k_0/(\gamma H)$  呈现非线性减小趋势, 这些说明: 岩土材料强度的提高对保证加筋土坡的动态稳定性也非常重要, 在提高加筋强度的前提下保证回填材料的质量对土坡的稳定性同样关键。结合图 12 可以看出, 较小的水平地震效应作用和较好的填筑材料条件下, 竖向地震效应虽然对加筋土坡的稳定性影响不很明显, 但条件相反时, 竖向地震效应对  $k_0/(\gamma H)$  和  $H$  的影响则变得相当可观<sup>[12]</sup>。

一定高度边坡( $H = 8$  m)和一定岩土材料特性( $c = 10$  kPa,  $\varphi = 20^\circ$ ,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>)条件下, 不同边坡倾斜角( $\beta = 60^\circ, 90^\circ$ )、一定水平地震影响系数  $k_h(0.25)$  和不同竖向地震影响( $\zeta = 1.0, 0.5, 0.0, -0.5, -1.0$ )影响下的  $k_0/(\gamma H)$  如图 14 所示。



(a)  $\beta=60^\circ$



(b)  $\beta=90^\circ$

图 14 竖向地震影响系数  $k_v$  对临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  的影响

Fig.14 Critical reinforcement strength( $k_0/(\gamma H)$ ) versus the vertical seismic coefficients( $k_v$ ) for the different slopes of  $\beta$

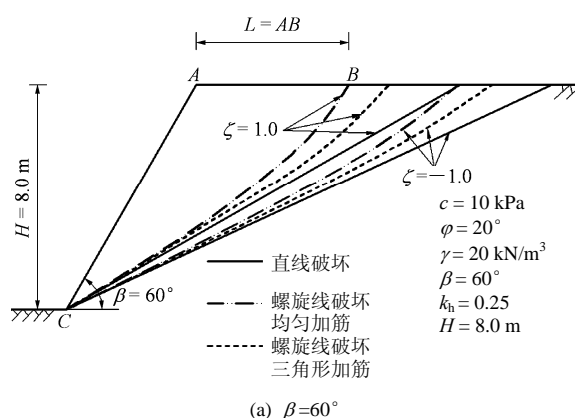
从图 14 可以看出：一定水平地震影响系数 ( $k_h=0.25$ )条件下，土坡几何特性 $\beta$ 、竖向地震影响系数  $k_v$  及其作用方向均对土坡临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$  影响较大；随着  $k_v$  的增大、竖向地震荷载作用方向与重力方向一致和 $\beta$ 的增大， $k_0/(\gamma H)$ 呈现非线性增大趋势，为保证一定高度土坡的稳定性，需要提高加筋强度。对比图 14(a)和(b)， $k_v$ 影响下的  $k_0/(\gamma H)$ 的变化幅值 $\beta=90^\circ$ 的要大于 $\beta=60^\circ$ 的，陡坡临界加筋强度对竖向地震影响系数  $k_v$  的敏感程度大于平缓土坡，因而边坡越陡越有必要考虑竖向地震效应。

与图 8 类似，由图 13, 14 也能得出结论：同样条件下，三角形加筋模式需要的  $k_0/(\gamma H)$ 较均匀加筋模式的小，因而三角形加筋模式加筋效果更优，经济效益也更明显；同时，随着边坡倾角的增加，直线破坏机制和对数螺旋线机制的计算结果逐步趋于

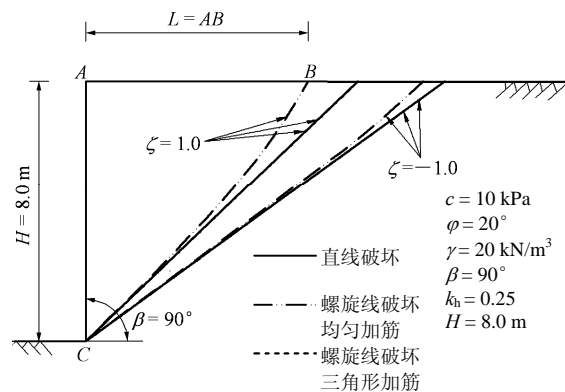
一致。

### 6.2.3 竖向地震影响系数对破坏面的影响

同节 6.1.3 类似，本节分析竖向地震影响系数对破坏面的影响。与节 6.2.2 对应，一定水平地震影响系数( $k_h=0.25$ )、一定岩土材料( $c=10\text{ kPa}$ ,  $\varphi=20^\circ$ ,  $\gamma=20\text{ kN/m}^3$ )和边坡倾斜角( $\beta=60^\circ, 90^\circ$ )条件下，为保证  $H=8\text{ m}$  的土坡在不同竖向地震强度影响的动态稳定性，至少需要在土坡中加设对应不同的临界加筋强度  $k_0/(\gamma H)$ 的筋材(所需  $k_0/(\gamma H)$ )见图 14)，此时其破坏面将明显不同。不同竖向地震影响荷载条件下的破坏面见图 15，竖向地震影响系数  $k_v$  对破坏面长高比系数  $L/H$  的见图 16。



(a)  $\beta=60^\circ$



(b)  $\beta=90^\circ$

图 15 不同竖向地震影响荷载条件下的临界破坏面  
Fig.15 Critical failure surfaces at different vertical seismic coefficients

从图 15, 16 中可以看出：其他参数不变，一定的水平地震影响系数  $k_h$  条件下，不同的竖向地震影响系数(以  $\zeta = k_v/k_h = 1.0, 0.5, 0.0, -0.5, -1.0$  表征)及其作用方向和土坡几何特性 $\beta$ 均对加筋土坡破坏面形式影响较大；随着  $k_v$  的减小、竖向地震荷载作用方向与重力方向相反，破坏面逐渐内移，破坏范围逐渐变大；同样根据节 4.1 的假设条件(4)，此

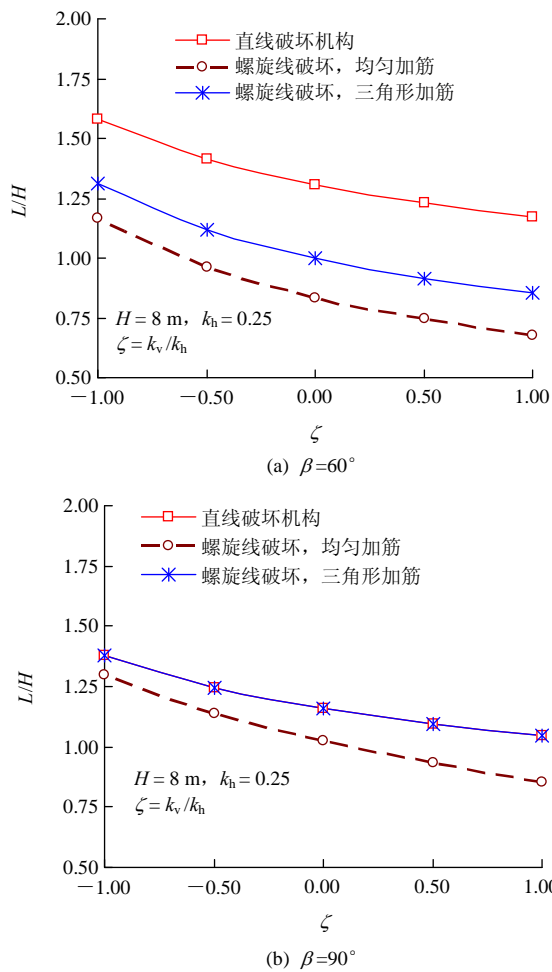


图 16 竖向地震影响系数  $k_v$  对破坏面长高比系数  $L/H$  的影响  
 Fig.16 Critical failure surfaces coefficients( $L/H$ ) versus the vertical seismic coefficients( $k_v$ )

时为了保证筋材出现拔出破坏，即筋材提供足够的水平方向上的抗拉强度，必须增加铺设筋材的长度，竖向地震效应也是控制加筋材料铺设长度的一个必须考虑的因素，且陡坡条件下需要更加注重该因素对土坡稳定性的影响；同时，随着边坡倾角的增加，对数螺旋线机制逐渐趋近为直线破坏机制，因而对数螺旋线机制和直线破坏机制的地震效应(以  $k_h$  和  $k_v$  表征)对  $H$  和  $k_0(\gamma H)$  影响的计算结果逐步趋于一致(见节 6.2.1 和 6.2.2 的分析)。

综合以上关于竖向地震效应对加筋土坡稳定性影响的分析表明：竖向地震效应对加筋土坡破坏面形式、加筋材料铺设长度、临界加筋强度  $k_0(\gamma H)$  和临界高度均有影响，特别是当边坡较陡，岩土填筑材料质量较差和水平地震效应较大时这种影响更为明显。虽然较小的水平地震效应作用、较平缓的边坡和较好填筑材料的条件下，竖向地震效应对土工加筋结构物的稳定性影响不很明显，但考虑该效应

的设计计算显然可作为保证加筋土坡动态稳定性的安全储备，且当地震影响达到一定强度，忽视竖向地震影响将会导致设计偏于不安全。由 H. Nouria 等<sup>[12, 14]</sup>基于极限平衡理论的水平条分法，通过较为复杂的推导计算获得了与本文以上关于竖向地震效应对加筋土坡稳定性控制参数影响研究的类似结论，但显然本文基于极限分析上限法的研究方法更为简便，其物理意义也更为明确。

## 7 结 论

基于塑性极限分析上限理论，假定不同的破坏面，同时考虑水平和竖向地震影响并结合不同加筋模式，推导了不同加筋强度条件下的边坡临界高度和一定边坡高度条件下的临界加筋强度计算式。并对所导公式采用序列二次规划法进行了优化计算，数值计算与分析表明：

(1) 与已有研究成果的对比分析表明，静态和动态条件下，本文计算结果与现有研究成果有较好的一致性，可以证明本文方法的正确性。

(2) 其他参数一致的条件下，随着边坡倾角的增加，对数螺旋线机制有向直线破坏机制转变的趋势，且两者的计算结果逐步趋于一致。

(3) 其他参数一致的条件下，随着水平地震影响系数  $k_h$  的增大、竖向地震影响系数  $k_v$  的增大、竖向地震荷载作用方向与重力方向变得一致、岩土内摩擦角  $\phi$  的减小、边坡倾斜角度  $\beta$  的增大，土坡临界高度  $H$  非线性减小，而无量纲临界加筋强度  $k_0(\gamma H)$  非线性增大；为保证一定加筋条件下土坡的稳定性须控制土坡的填筑高度，而为保证一定高度土坡的稳定性，则必须提高加筋强度。

(4) 其他参数一致的条件下，随着  $k_h$  的减小， $k_v$  的增大、竖向地震荷载作用方向与重力方向一致，破坏面逐渐外移，破坏区域变小，且平缓土坡这种趋势愈加明显。

(5) 竖向地震效应对加筋土坡破坏面形式、加筋材料铺设长度、临界加筋强度  $k_0(\gamma H)$  和临界高度均有较大影响，特别是当边坡较陡，岩土填筑材料质量较差和水平地震效应较大时这种影响更为明显，忽视竖向地震影响将会导致设计保守。针对同一问题的研究，本文方法更为简便，其物理意义也更为明确。

(6) 同样条件下，三角形加筋模式的加筋效果更优，经济效益也更明显，建议工程实际采用。同时，在提高加筋强度的前提下保证回填材料及施工

质量对土坡的动态稳定性同样重要。

**参考文献(References):**

[1] PORBAHA A, GOODINGS D J. Centrifuge modeling of geotextile reinforced cohesive soil retaining walls[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(10): 840 - 848.

[2] 乔丽平, 王 钊. 加筋土坡临界高度的研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(1): 132 - 136.(QIAO Liping, WANG Zhao. Research of critical height of reinforced slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(1): 132 - 136.(in Chinese))

[3] 崔新壮, 姚占勇, 商庆森, 等. 加筋土坡临界高度的极限分析[J]. 中国公路学报, 2007, 20(1): 1 - 6.(CUI Xinzhuang, YAO Zhanyong, SHANG Qingsen, et al. Limit analysis of critical heights of reinforced soil slope[J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(1): 1 - 6.(in Chinese))

[4] KOSEKI J, BATHURST R J, GULER E, et al. Seismic stability of reinforced soil walls[C]// The 8th International Conference on Geosynthetics. [S.l.]: [s.n.], 2006: 51 - 77.

[5] JONES C J F P, CLARKE D. The residual strength of geosynthetic reinforcement subjected to accelerated creep testing and simulated seismic events[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2007, 25(2): 155 - 169.

[6] MICHALOWSKI R L. Soil reinforcement for seismic design of geotechnical structures[J]. Computers and Geotechnics, 1998, 23(1): 1 - 17.

[7] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Seismic stability analysis of reinforced slopes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, 19(3): 159 - 172.

[8] LING H I, LESHCHINSKY D, PERRY E B. Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures[J]. Geotechnique, 1997, 47(5): 933 - 52.

[9] NOURI H, FAKHER A, JONES C J F P. Development of horizontal slice method in stability analysis of reinforced slopes[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2006, 24(3): 175 - 187.

[10] KAVAZANJIAN E. Hanshin earthquake-reply[R]. California: Geotechnical Bulletin Board, NSF Earthquake Hazard Mitigation Program, 1995.

[11] STEWART J P, BRAY J D, SEED R B, et al. Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the January 17, 1994 Northridge earthquake[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1994.

[12] NOURIA H, FAKHER A, JONES C J F P. Evaluating the effects of the magnitude and amplification of pseudo-static acceleration on reinforced soil slopes and walls using the limit equilibrium horizontal slices method[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2008, 26(4): 263 - 278.

[13] LESHCHINSKY D, LING H I, WANG J P, et al. Equivalent seismic coefficient in geocell retention systems[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, 27(1): 9 - 18.

[14] NIMBALKAR S S, CHOUDHURY D, MANDAL J N. Seismic stability of reinforced-soil wall by pseudo-dynamic method[J]. Geosynthetics International, 2006, 13(3): 111 - 119.

[15] LING H I, LESHCHINSKY D. Effects of vertical acceleration on seismic design of geosynthetic reinforced soil structures[J]. Geotechnique, 1998, 48(3): 347 - 373.

[16] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier ASCE, 1975.

**多位岩土工程专家荣获 2009 年度国家科技进步奖二等奖**

| 序号  | 项目名称                                      | 主要完成人  | 主要完成单位  |
|-----|---|--|---|
| 49  | 大幅度提高油气产量的非平面压裂技术与工业化应用                   | 陈 勉, 曾义金, 雷 群, 金 衍, 胥 云, 张福祥, 张广清, 赵振峰, 张旭东, 史明义 | 中国石油大学(北京), 中国石油勘探开发研究院廊坊分院, 中国石油化工有限公司石油勘探开发研究院                                  |
| 121 | 西部山区公路铁路泥石流减灾理论与技术                        | 崔 鹏, 姚令侃, 陈宁生, 陈洪凯, 韦方强, 蒋忠信, 陈晓清, 刘云辉, 唐伯明, 胡凯衡 | 中国科学院水利部成都山地灾害与环境研究所, 西南交通大学, 重庆交通大学, 中铁二院工程集团有限责任公司, 四川省交通厅公路规划勘察设计研究院           |
| 141 | 工程地质结构研究及重大工程防灾应用(原名称: 工程地质结构力学及重大工程防灾应用) | 伍法权, 杨志法, 秦四清, 胡瑞林, 李 晓, 马凤山, 张路青, 刘大安, 尚彦军, 祝介旺 | 中国科学院地质与地球物理研究所   |
| 174 | 深井煤与瓦斯突出煤层区域性瓦斯灾害防治关键技术及应用                | 程远平, 李 伟, 胡千庭, 葛春贵, 王海锋, 宋建成, 游 浩, 陈家祥, 张 彬, 王和志 | 淮北矿业(集团)有限责任公司, 中国矿业大学, 煤炭科学研究总院重庆研究院, 郑州煤炭工业(集团)有限责任公司, 阳泉煤业(集团)有限责任公司, 淮北煤炭师范学院 |
| 175 | 尾矿坝灾变机制研究及综合防治技术                          | 杨春和, 张 超, 沈楼燕, 尹光志, 蒋卫东, 魏作安, 冒海军, 吴国高, 李水雄, 黄雪平 | 中国科学院武汉岩土力学研究所, 重庆大学, 江西铜业集团公司, 中国瑞林工程技术有限公司(南昌有色冶金设计研究院)                         |
| 176 | 低透气性煤层群无煤柱煤与瓦斯共采关键技术                      | 袁 亮, 张 农, 卢 平, 方良才, 薛俊华, 曹 伟, 孙道胜, 程 桦, 章立清, 刘泽功 | 煤矿瓦斯治理国家工程研究中心, 淮南矿业(集团)有限责任公司, 安徽建筑工业学院, 中国矿业大学, 沈阳天安矿山机械科技有限公司, 安徽理工大学          |

(本刊编辑部)