维普资讯 http://www.cqvip.com

文章编号：1000－7598－(2003) 04－0553－05

边坡地震稳定性时程分析方法

刘汉龙，费 康，高玉峰
（河海大学 岩土工程研究所，江苏 南京 210098）

摘 要：考虑到在地震过程中，边坡的稳定安全系数最小值出现在某一瞬间，用这个值评价边坡在地震荷载作用下的抗滑稳定性不太合适，提出了用最小平均安全系数作为评价指标，并给出了相应的计算方法，即利用安全系数最大振幅的 0.65 倍作为平均振幅来反映安全系数随地震波动变化的过程。利用最小平均安全系数对某一堆石坝的动力抗滑稳定性进行了评价，并与拟静力法的结果进行了比较。

关 键 词：堆石坝；地震反应分析；安全系数
中图分类号：TU 435 **文献标识码**：A

Time history analysis method of slope seismic stability

LIU Han-long, FEI Kang, GAO Yu-feng
（Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China）

Abstract: The minimum slope stability safety factor occurs at one moment during the process of earthquake, it is unsuitable to evaluate the anti-slide stability of the slope under seismic load using this value. In this paper the minimum mean safety factor is presented as the evaluating index. The 0.65 times of the maximum amplitude of vibration of the safety factor is taken as the mean amplitude of vibration to evaluate the change of the safety factor with the ground motion time history. The anti-slide stability of a rockfill dam is evaluated by using the minimum mean safety factor. The result is compared with the one of the quasi-static method.

Key words: rockfill dam; seismic response analysis; safety factor

1 引 言

地震作用下的边坡稳定性评价指标主要有两类：地震永久变形和稳定安全系数。以地震永久变形作为评价指标是由 Newmark[1]提出的。他从坝坡上滑动体在地震中受惯性力作用而运动或停止的规律出发，计算其刚体位移，从而，推求坝体在地震时及地震结束后可能发生的永久变形量。另外一些学者，如 Taniguchi 和 Whitman[2]根据坝体动力分析中求得的剪应变或剪应变势，转化为静力按平衡原理求得与这个力系相适应的坝体永久变形。用土石坝坝体地震永久变形来评价其地震安全性，显然要比单靠一个极限平衡的安全系数合理，但是，由于还缺少实际工程的抗震经验，对变形的安全范围尚不能定出规范性的限度。

目前，地震作用下的边坡稳定安全系数的计算大多采用拟静力法和有限单元法。拟静力法既没有考虑地震的特性，如振动频率、次数和地震持续时间等因素，又没有考虑坝身材料的动力性质和阻尼性质等，因而，无法反映坝在地震时的反应特性。建立在刚塑性模型和极限平衡理论基础上的园弧滑动法所给出的稳定安全系数，并不能说明坝体抗震的安全储备实际情况。我国《水工建筑物抗震设计规范 SL203-97》[3]中规定的土石坝抗震设计计算中，吸收了用剪切梁法对土石坝进行动力分析的成果，并进行了改进，考虑地震时坝体反应加速度不是一个常数而是沿坝高上大下小这一事实，引入了地震加速度分布系数。然而，所拟定的不同高度加速度分布与实际情况差异较大，对高土石坝尤其如此，并且，这种方法不能真实反映不同高程和不同部位坝体地震加速度的位相差异。基于有限单元法的动力分析的直接结果是求得坝体和地基土层中地基反应，包括反应加速度、动剪应力和剪应变。由于动剪应力随震动时间而不同，坝坡的动力抗滑稳定安

收稿日期：2002-01-08
基金项目：江苏省自然科学基金资助项目（No. 2001018）
作者简介：刘汉龙，男，1964 年生，教授，博士，从事土动力学与地基基础工程教学与科研。

维普资讯 http://www.cqvip.com

全系数也是时间的函数。在冲击荷载作用下，边坡在瞬间进入失稳状态并不一定使边坡彻底破坏。因此，选用整个地震历时中的最小安全系数评价边坡的地震稳定性并不恰当。

近年来，又逐渐发展起计算地震永久变形和稳定安全系数的随机分析方法[4, 5]。通常可将输入地震动荷载视为平稳过程，在坝体随机动力分析的基础上，计算地震永久变形或稳定安全系数的大小。由于随机动力反应分析得到的只是目标量的平均幅值与平均最大值的大小，而方向是不确定的。如利用随机分析方法计算稳定安全系数时，只能得到动应力的平均幅值与平均最大值的大小，不能简单地迭加上随机动应力进行最危险滑裂面的搜索，而是在每一个计算点考虑 3 个动应力的随机组合。然而，最不利组合时的动应力能否代表实际边坡在地震作用下破坏的真实动应力方向是一个要考虑的问题。本文考虑场地特征和地震动的过程，以建立起一种边坡动力稳定性的时程分析方法。

2 计算方法

2.1 地震反应分析计算方法

在土石坝地震反应分析中，视土体为粘弹性体，其动力平衡方程如下[6]：

$$[M]\{\ddot{\delta}\}+[C]\{\dot{\delta}\}+[K]\{\delta\}=-[M]\{\ddot{\delta}_g\} \tag{1}$$

式中 $[M]$，$[C]$，$[K]$分别为坝体的总质量矩阵、总阻尼矩阵和总劲度矩阵；$\{\ddot{\delta}\},\{\dot{\delta}\},\{\delta\}$ 分别为坝体结点加速度，速度和位移列阵；$\{\ddot{\delta}_g\}$ 是地震加速度列阵。总阻尼阵$[C]$由各单元阻尼阵组成，单元阻尼阵$[C]^e$采用瑞利阻尼（Rayleigh），由下式计算

$$[C]^e=\alpha_i[M]^e+\beta_i[K]^e \tag{2}$$

式中 系数$\alpha_i=\lambda_i\omega_1$，$\beta_i=\lambda_i/\omega_1$，其中$\lambda_i$为单元的阻尼比，$\omega_1$为土体振动基频。土体的动剪切模量 G 采用 Seed 等人的公式，即：

$$G=kP_a^{1-n}\sigma_m'^n\frac{G}{G_{max}} \tag{3}$$

式中 k，n 为相应于 G_{max} 时的试验常数；σ_m' 为平均有效应力；G/G_{max} 为剪应变γ的函数。

方程(1)的求解可采用 Wilson-θ 法[7]，即假定时段 Δt 中的加速度按线性变化，进行逐步积分求解。计算步长取为实际步长的θ 倍(1.4< θ<2.7)。

2.2 动力抗滑稳定性计算方法

动力抗滑稳定性分析在静力计算和动力计算的基础上进行：静力计算已得到各单元的σ_{xs}，σ_{ys}，τ_{xys}，动力计算得到每个时刻的动应力σ_{xd}，σ_{yd}，τ_{xyd}，按式（4）～（7）求出滑弧通过的各单元的滑面上的正应力σ_{si}和剪应力τ_{si}，动正应力σ_{di}和动剪应力τ_{di}，则滑弧上的正应力为$\sigma_i=\sigma_{si}+\sigma_{di}$，剪应力为$\tau_i=\tau_{si}+\tau_{di}$；滑弧通过单元 i 的长度为l_i，该单元的抗剪强度为τ_{fi}，剪应力为τ_i，则整个滑弧的抗滑安全系数为 $F_s=\dfrac{\sum\tau_{fi}l_i}{\sum\tau_i l_i}$。

$$\sigma_{si}=\frac{\sigma_{xs}+\sigma_{ys}}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_{xs}-\sigma_{ys}}{2}\right)^2+\tau_{xys}^2}\cos\left(2\alpha-\arctan\frac{2\tau_{xys}}{\sigma_{xs}-\sigma_{ys}}\right) \tag{4}$$

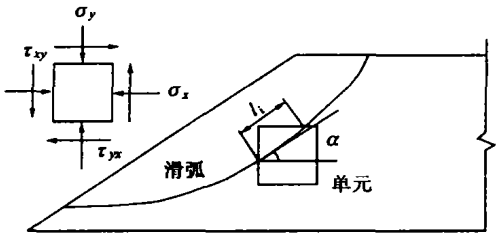


图 1 滑弧示意图

Fig.1 Sketch of the sliding surface

$$\tau_{si}=\sqrt{\left(\frac{\sigma_{xs}-\sigma_{ys}}{2}\right)^2+\tau_{xys}^2}\sin\left(2\alpha-\arctan\frac{2\tau_{xys}}{\sigma_{xs}-\sigma_{ys}}\right) \tag{5}$$

$$\sigma_{di}=\frac{\sigma_{xd}+\sigma_{yd}}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_{xd}-\sigma_{yd}}{2}\right)^2+\tau_{xyd}^2}\cos\left(2\alpha-\arctan\frac{2\tau_{xyd}}{\sigma_{xd}-\sigma_{yd}}\right) \tag{6}$$

$$\tau_{di}=\sqrt{\left(\frac{\sigma_{xd}-\sigma_{yd}}{2}\right)^2+\tau_{xyd}^2}\sin\left(2\alpha-\arctan\frac{2\tau_{xyd}}{\sigma_{xd}-\sigma_{yd}}\right) \tag{7}$$

具体计算中给出圆心坐标 x,y 和半径 R 可能所在的范围，然后，在每一时刻对这三个因素分别采用 0.618 优选法求出各时刻的最危险滑弧的位置和相应的最小安全系数。

在动力反应分析中，通常采用跨大步迭代法[7]。由于在一个大步中，单元剪应变是不断变化的，无法与计算开始时假定的剪应变相比较。为此，需要假定一个等价的不变的剪应变γ_{eq}来代替这一变化的过程。Idriss 和 Seed 等人提出：$\gamma_{eq}=0.65\gamma_{max}$。其中$\gamma_{max}$是单元剪应变时程中的最大值；0.65 为转换系数。转换系数的确定可以根据地震动特性从概率分析或能量的角度出发，但都带有一定的经验性。不同的研究者曾提出不同的数值，都在 0.55～0.75 之间[8]。本文参照了这一做法：

维普资讯 http://www.cqvip.com

设边坡在静力作用下的安全系数为 F_{s0}，由于地震的作用，安全系数随震动过程而波动，其最小的安全系数为 $F_{s\min}$。由于在地震过程中，动剪应力是不断变化的，F_{s0} 和 $F_{s\min}$ 对应的可能不是同一条滑弧。考虑到边坡在瞬间冲击荷载下并不一定彻底破坏，取 $(F_{s0}-F_{s\min})$ 的 0.65 倍作为安全系数的平均振幅来反映安全系数因地震作用而偏离的幅度（见图 2）。则最小平均安全系数 $\overline{F}_{s\min}$ 为

$$\overline{F}_{s\min}=F_{s0}-0.65(F_{s0}-F_{s\min}) \qquad (8)$$

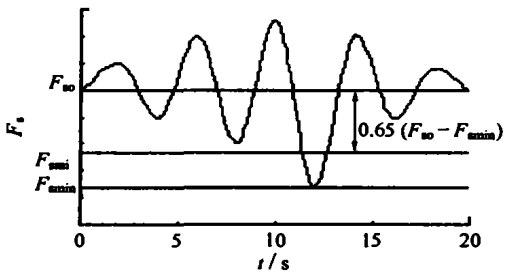


图 2　最小平均安全系数计算简图

Fig.2　Sketch of the minimum mean safety factor

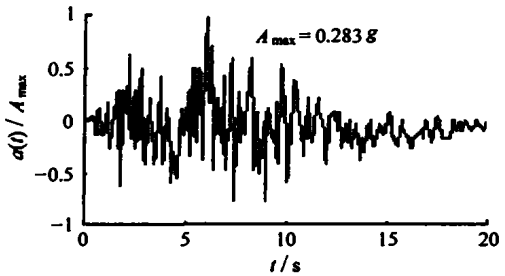


图 3　输入地震波加速度时程曲线

Fig.3　Input seismic acceleration time history

3 实例分析

3.1 算例概况

某心墙堆石坝最大坝高 260 m，位于云南省思茅地区的思茅市和澜沧县界，属于强震区，施工期和运行期的坝坡稳定性问题突出，需要深入分析论证。

3.2 计算条件

根据地震危险性分析，该水电站地区设计峰值加速度为 0.283 g，竖向加速度分量取水平加速度分量的 2/3，考虑遇合系数 0.5。输入水平向地震加速度时程曲线见图 3。

大坝坝顶高程 818 m，正常蓄水位 811 m，典型剖面如图 4 所示，坝基采用刚性边界模拟。

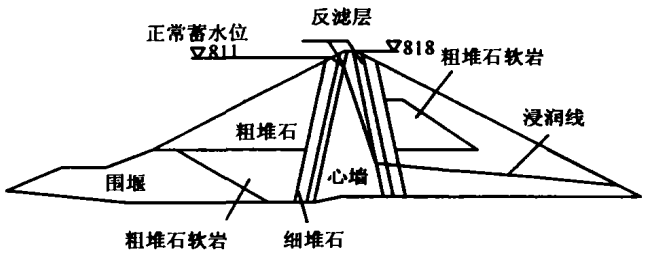


图 4　坝体剖面示意图

Fig.4　Cross section of a rockfill dam

动力计算是在静力计算的基础上进行的。静力计算采用邓肯模型，所需的参数见表 1；动力计算参数根据类比性原则，参照小浪底和瀑布沟的筑坝料参数[9]，并结合实际的情况（岩性、级配等）而定。其中，动力参数与剪应变的关系如表 2；最大剪切模量参数如表 3。

表 1　静力计算材料参数

Table1　Static parameters of materials

土料名	γ /kN·m^{-3}	C /kPa	φ /(°)	$\Delta\varphi$ /(°)	K	N	R_f
围堰	20.13	0	54.4	10.8	1673	0.26	0.79
粗堆石（软岩）	21.86	0	52.4	8.7	893	0.35	0.66
粗堆石	20.13	0	54.4	10.8	1673	0.26	0.79
细堆石	20.06	0	52.7	9.7	1397	0.26	0.76
反滤层	19.97	0	51.0	8.5	1120	0.26	0.72
心墙	20.76	40	25.0	0	303	0.45	0.77

表 2　坝体材料动力参数与剪应变关系

Table2　Dynamic parameters of dam material vs shear strains

剪应变	围堰		粗堆石（软岩）		粗堆石		细堆石		反滤层		心墙	
	G/G_{max}	λ	G/G_{max}	λ	G/G_{max}	λ	G/G_{max}	λ	G/G_{max}	λ	G/G_{max}	λ
10^{-6}	1.00	0.010	1.00	0.001	1.00	0.010	1.00	0.001	1.00	0.001	1.00	0.010
5×10^{-6}	0.98	0.010	0.99	0.003	0.98	0.010	0.99	0.003	0.99	0.003	0.98	0.010
10^{-5}	0.92	0.016	0.98	0.007	0.92	0.016	0.98	0.007	0.98	0.007	0.92	0.016
5×10^{-5}	0.56	0.032	0.90	0.030	0.56	0.032	0.90	0.030	0.90	0.030	0.56	0.032
10^{-4}	0.44	0.054	0.82	0.055	0.44	0.054	0.82	0.055	0.82	0.055	0.44	0.054
5×10^{-4}	0.28	0.096	0.705	0.075	0.28	0.096	0.705	0.075	0.705	0.075	0.28	0.096
10^{-3}	0.22	0.154	0.538	0.123	0.22	0.154	0.538	0.123	0.538	0.123	0.22	0.154
5×10^{-3}	0.16	0.192	0.188	0.210	0.16	0.192	0.188	0.210	0.188	0.210	0.16	0.192
10^{-2}	0.10	0.246	0.105	0.228	0.10	0.246	0.105	0.228	0.105	0.228	0.10	0.246
5×10^{-6}	0.13	0.228	0.085	0.23	0.13	0.228	0.085	0.23	0.085	0.23	0.06	0.325

维普资讯 http://www.cqvip.com

表 3 材料最大剪切模量参数

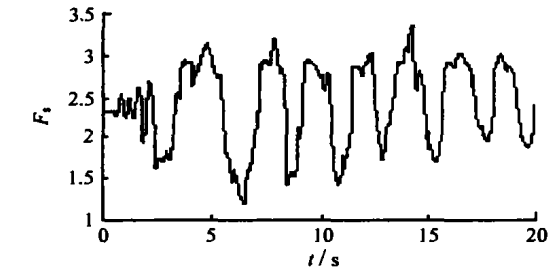
Table3 Maximum shear modulus parameters of materials

材料	围堰	粗堆石(软岩)	粗堆石	细堆石	反滤层	心墙
K	1580	490	1580	1520	1460	400
n	0.69	0.50	0.69	0.63	0.60	0.51

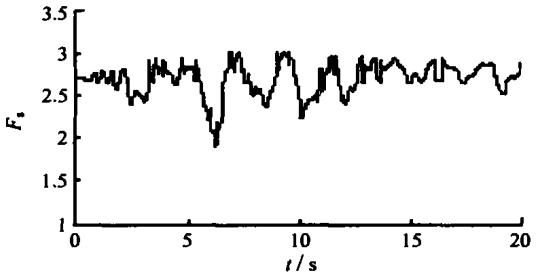
3.3 计算结果

3.3.1 反应加速度和动剪应力

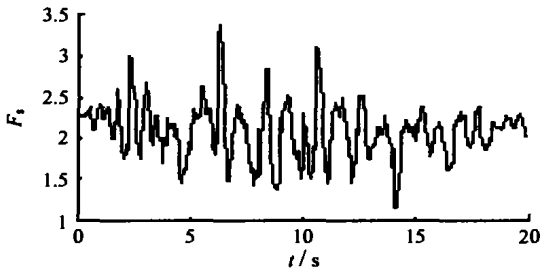
随着高程增加，峰值加速度明显增加，最大动力放大系数约为 2.0。动剪应力最大值发生在坝体中下部接近坝基处，约为 700～800 kPa，上下游坝坡接近表面处动剪应力最小，约为 50～100 kPa。蓄水后最大动剪应力等值线规律与竣工时基本一致，不同之处在于等值线有所抬高。



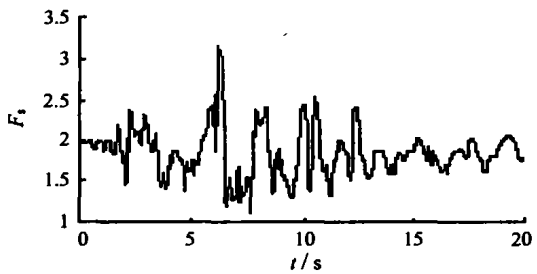
(a) 竣工时上游坝坡安全系数时程曲线



(b) 蓄水时时上游坝坡安全系数时程曲线



(c) 竣工时下游坝坡安全系数时程曲线



(d) 蓄水时时下游坝坡安全系数时程曲线

图 5 各工况下上下游坝坡安全系数时程曲线

Fig.5 Time history of safely factors of upperstream and downstream dam slopes under various working conditions

3.3.2 动力抗滑稳定安全系数

图 5 给出了竣工时及蓄水后地震作用下上下游坝坡的安全系数时程曲线。如图所示，上游坡最小安全系数发生在竣工时，其值为 1.193，发生时间为 6.40 s。下游坡最小安全系数发生在蓄水后，其值为 1.089，发生时间为 7.82 s。均达不到规范规定的 1.20。但考虑到最小安全系数出现在某一瞬间时刻，在紧接着的下一时刻，由于地震加速度的方向的改变，安全系数得到恢复。因此，按最小平均安全系数来评价坝坡的动力抗滑稳定性。结果见表 4。为了便于比较，本文给出了拟静力法的计算结果。

表 4 安全系数计算结果

Table.4 Computation results of safety factors

	上游		下游	
	竣工+地震	蓄水+地震	竣工+地震	蓄水+地震
最小安全系数	1.193	1.906	1.170	1.089
本文方法	1.594	2.184	1.558	1.393
拟静力法	1.675	2.257	1.616	1.426

由上述结果可以看出，拟静力法所得结果与文中结果不太一致，而且拟静力法的结果要比整个地震历时中的最小平均安全系数大，这是因为拟静力法没有考虑到地震特性和土体的动力特性。

4 结 论

土边坡在动力作用下的破坏机理及稳定性评价是一个十分复杂的问题，边坡在地震荷载作用下瞬间出现失稳并不一定完全破坏。因此，若以最小安全系数评定坝坡的稳定性则过于保守，且不符合实际。本文提出用最小平均安全系数作为评价指标，并给出了相应的计算方法：即利用 $(F_{s0}-F_{s\min})$ 的 0.65 倍作为安全系数的平均振幅来反映安全系数随地震波动的过程。工程算例表明，文中关于边坡地震稳定安全系数计算的思想是可行的，但关于边坡地震稳定安全系数的取值标准，还有待大量的震害实例来检验和修正，才能真正用于工程实际。

参 考 文 献

[1] Newmark N M. Effective of earthquake on dams and

下转第 560 页

维普资讯 http://www.cqvip.com

强剂三乙醇胺为水泥用量的 0.05 %。搅拌桩双头均插入毛竹，长度 5.5～6.0 m，大头直径不小于 85 mm。桩顶压顶梁宽 1.2 m，厚度 200 mm，边梁尺寸 300 mm×400 mm。坑内采用轻型井点降水。

表 1 地基土主要物理力学指标

Table 1 The mechanical indexes of soil layers

层序	地层名称	厚度 / m	C / kPa	φ / (°)
$①_1$	杂填土	1.1~2.1		
$②_2$	粉质粘土	1.0~2.0	13.3	27°
$②_{3-1}$	砂质粉土夹淤泥质粉质粘土	6.7~8.3	12.0	27.6°
$②_{3-2}$	粉砂	3.7~5.1	0	33.3°

计算时水泥土桩弹性模量为 100 MPa。本文计算结果和其它方法计算结果对比如表 2 所示，本计算方法结果与实测值比较接近。从监测结果来看，紧邻基坑的道路、地下管线位移与沉降值均控制在规定值内，周围环境没有出现异常情况。

表 2 不同计算方法所得的结果对比

Table 2 The contrast between different methods of calculation

方法	刚性挡墙	仅考虑弯曲变形	本文方法	实测
桩顶水平位移/ mm	44.4	51.1	32.4	23

6 结 语

(1) 考虑压顶梁协同作用的水泥土搅拌桩支护结构的空间变形，除受水泥土桩及压顶梁本身的抗弯刚度的直接影响外，还与土层粘性、水泥土桩嵌固深度、压顶梁轴向力、基坑长度、基坑边匀布荷载等参数密切相关。其中，水泥土桩嵌固深度对支护变形的影响较大；基坑越长，压顶梁对减少支护的变形越有益。

(2) 设计支护结构时，应采取在基坑转角处设置加固墩，以抵抗邻近基坑边传递的轴向压力或在基坑边中间加刚性桩，来减少压顶梁的有效长度等措施，减少压顶梁轴向力对支护变形的影响。

(3) 水泥土桩由于施工设备、施工管理和施工操作上的原因，往往不能保证水泥与土搅拌得很均匀而影响加固体的强度。因此，水泥土搅拌桩必须严格按施工工艺要求和操作规程施工。

(4) 水泥掺入量、原状土性质、土体含水量、施工质量及养护期等都会影响水泥土加固体强度指标。所以，在每根水泥搅拌桩施工中必须按设计的水泥参量加足水泥，并选择合适的搅拌工艺，使土壤在搅拌过程中尽可能被粉碎成细小土块，使水泥在土中分布均匀。在基坑开挖前应采取坑内预降水等措施以保证水泥土的强度、整体性及水稳定性。

(5) 尽管目前水泥土在地基处理及围护结构中用得相当普及，但对水泥土材料的力学性能尚缺乏系统的和足够数量的试验或统计资料。因此，需要通过进一步若干工程实践，并用反分析方法积累符合实际情况的计算指标。

参 考 文 献

[1] 何建明，白世伟. 深基坑排桩—压顶梁支护结构协同作用研究[J]. 岩土力学, 1997, 18(3): 41－46.

[2] 高印立. 考虑压顶梁空间效应的简化计算[J]. 建筑结构, 1998, (11): 37－39.

[3] 黄强. 深基坑支护结构工程设计技术[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2000.

[4] Stephen P. Timoshenko. Theory of Elastic Stability[M]. New York: McGRAW-HILL BOOK COMPANY, Inc, 1961.

上接第 557 页

embankments[J]. **Geotechnique**, 1965, 15(20): 139－159.

[2] Taniguchi, Whimen R V, Marr W A. Prediction of earthquake induced deformation of earth dums[J]. **Soils and Foundation**, 1983, 23(4): 120－132.

[3] 中华人民共和国水利部. 水工建筑物抗震设计规范 SL-203-97[S]. 中国水利水电出版社, 1998.

[4] 刘汉龙. 随机地震作用下地基及土石坝永久变形分析[J].岩土工程学报, 1996, 18(3): 19－27.

[5] 韶龙潭，唐洪洋. 随机地震作用下土石坝边坡的稳定性分析[J]. 水利学报, 1999, (11): 66－71.

[6] 钱家欢，殷宗泽. 土工原理与计算(第二版) [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.

[7] 钱家欢，卢盛松，郭志平. 土坝动力分析（有限元法）的几点改进[J]. 华东水利学院学报, 1982, (2): 14－27.

[8] 倪汉根，金崇磐. 大坝抗震特性与抗震计算[M].大连理工大学出版社, 1994.

[9] 刘汉龙,钱家欢. 随机地震作用下土石坝永久变形预估码[J]. 河海大学学报, 1996, 24(2): 86－91.