

# 高堆石坝土工格栅抗震加固效果分析

虞一鸣<sup>1,2</sup>, 何蕴龙<sup>1</sup>, 伍小玉<sup>3</sup>

(1. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 杭州市水利水电勘测设计院, 浙江 杭州 310016;  
3. 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院, 四川 成都 610072)

**摘要:** 强震区高堆石坝坝顶堆石体常由于地震加速度放大效应处于不稳定状态, 目前比较经济有效的抗震措施是在坝顶一定范围内加筋来提高堆石体的强度和自稳能力。土工格栅以其与土石体相互作用的优越性而被广泛运用于土石坝坝顶抗震加固工程。以 240 m 高长河坝心墙堆石坝为例, 分析土工格栅对强震区坝顶堆石体的抗震加固效果。运用时程法对加筋坝体进行动力反应分析, 利用动力响应应力结果并结合 Newmark 滑块法理论, 采用滑面应力分析有限元法对加筋限制高堆石坝地震永久变形的工程效果进行研究和探讨。结果表明, 动力作用下格栅所受最大拉力远小于其抗拉强度, 且加筋基本不影响坝体动力反应结果。可一旦坝坡发生滑移, 加筋能使地震永久位移减少 40%~50%, 有效限制坝顶堆石体侧向滑移, 提高了坝体抗震稳定性。抗震稳定性又对加筋长度与竖向加筋间距敏感, 较适宜的加筋长度及间距分别为 40~60 m 和 1~4 m。

**关键词:** 高堆石坝; 土工格栅; 动力反应; 永久位移

**中图分类号:** TU413      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2011)09-1425-09

**作者简介:** 虞一鸣(1985-), 男, 浙江嘉兴人, 硕士, 主要从事水工结构设计方面的工作。E-mail: ymyuzj@yahoo.cn。

## Aseismic strengthening effect of geogrid in high rockfill dam

YU Yi-ming<sup>1,2</sup>, HE Yun-long<sup>1</sup>, WU Xiao-yu<sup>3</sup>

(1. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 2.

Hangzhou Design Institute of Water Conservancy and Hydropower, Hangzhou 310016, China; 3. HydroChina Chengdu Engineering Corporation, Chengdu 610072, China)

**Abstract:** Rockfill is unstable because of the magnification of earthquake acceleration on the top of high rockfill dams located in strong earthquake areas. To improve the strength and stability of the rockfill, reinforcement for the rockfill at the upper part of dams is an economical and effective measure. Geogrid has been widely used in aseismic reinforcement because of its superiority in interaction with rock and earth. 240 m-high Changhe Dam core rockfill dam is taken as an example, and the aseismic strengthening effect is analyzed when geogrid is used in the rockfill of dam crest. Dynamic response of the reinforced dam is analyzed by means of the time-history method. The results are introduced into the finite element method for slip surface stress analysis to investigate the effectiveness of restricting permanent deformation of high reinforced rockfill dams based on the Newmark's sliding mass method. The results indicate that during the earthquake the force on the geogrid is much less than its tensile strength, and reinforcement has little influence on the dynamic response of the dam. But once slope slips, the reinforcement reduces the permanent deformation up to 40%~50%, limits lateral movement of the rockfill at the dam crest effectively and improves the aseismic stability of high rockfill dams. The stability is sensitive to reinforced length and vertical spacing, and their rational values are 40~60 m and 1~4 m respectively.

**Key words:** high rockfill dam; geogrid; dynamic response; permanent deformation

## 0 引言

随着国家经济高速发展, 对水电需求日益增加, 为利用我国西部丰富的水能资源, 建设高坝大库已成趋势, 其中高土石坝所占比例很大。但西部地区地质条件复杂, 地震频繁且强度大, 因此高土石坝的抗震

稳定性备受关注。

诸多土石坝抗震加固方法中, 在坝体上部 1/4 坝高范围内<sup>[1]</sup>采取加筋措施是经济有效的方法。它可有

效防止地震过程中坝顶堆石体的松动或滑落, 改善坝体的整体稳定性。在加筋材料的选用方面, 由于土工格栅与堆石体的界面接触效率较高, 格栅网状结构与堆石间咬合互锁作用强, 筋材具有变形模量大、抗拉强度高、韧性好、重量轻、均匀稳定、耐腐蚀、抗老化等优点, 已成为目前高土石坝抗震加固设计的主要方法之一。例如 160 m 青峰岭水库主坝加固工程、125 m 治勒沥青混凝土心墙堆石坝和 240 m 长河坝心墙堆石坝等采用或拟采用土工格栅对坝顶进行抗震加固。目前, 能说明高土石坝土工格栅抗震加固效果的监测资料<sup>[2]</sup>及数值模拟成果<sup>[3]</sup>还很少, 所以本文以高 240 m 长河坝心墙堆石坝为例, 旨在通过准黏聚力加筋机理, 对加筋坝体进行静动力反应分析, 利用动力响应应力结果并结合 Newmark 滑块法理论, 采用滑面应力分析有限元法对加筋限制高堆石坝地震永久变形的工程效果进行研究和探讨, 望得出一些有益结论。

## 1 土工格栅加筋计算原理

土工格栅是用高强度聚乙烯或高密度聚乙烯高分子聚合物片材, 在一定温度下, 经过挤板延压、冲孔、纵向拉伸、冷却定型等工艺过程制作而成的片网状结构物, 如图 1 所示。在加筋堆石体中, 依靠土工格栅与堆石体间的表面摩擦以及格栅横肋对堆石的阻抗和格栅网孔与堆石的嵌锁咬合作用(见图 2), 限制其上下堆石体的侧向位移, 犹如增加了某种程度的黏聚力, 从而增加堆石体结构的稳定性。目前, 有摩擦加筋机理和准黏聚力机理两种观点可解释筋土相互作用, 文中则采用准黏聚力机理。

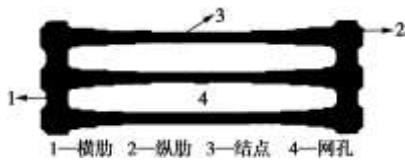


图 1 单向土工格栅  
Fig. 1 Uniaxial geogrid

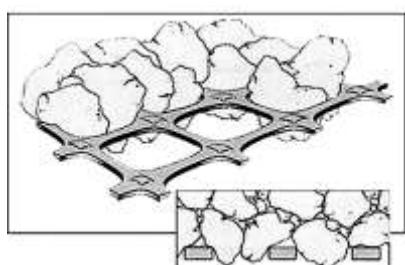


图 2 土工格栅与堆石体相互作用  
Fig. 2 Interaction between geogrid and rockfill

对比大量加筋土与未加筋土样的三轴试验结果发现, 若未加筋土在  $\sigma_1$  及  $\sigma_3$  作用下达到极限平衡, 那么, 加筋土在同样大小的  $\sigma_1$  作用下就达不到极限平

衡, 而是处于弹性平衡状态(如图 3 所示), 说明加筋土的强度有提高。

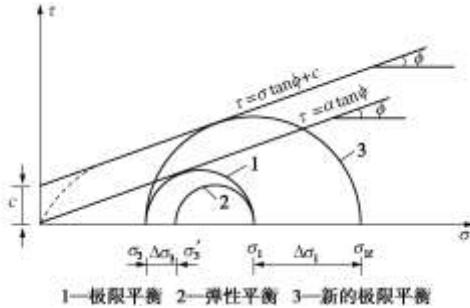


图 3 加筋土应力圆分析

Fig. 3 Stress circle analysis of reinforced soil

若试验中对加筋土仍施以  $\sigma_3$  并保持不变, 则欲使试样达到新的极限平衡状态势必增大  $\sigma_1$  至  $\sigma_{1f}$ 。同时从加筋土与未加筋土的三轴试验  $\sigma_1 - \sigma_3$  强度曲线来看, 它们的曲线几乎完全平行, 因此可以认为加筋前后土样的内摩擦角不变<sup>[4]</sup>, 根据莫尔-库仑破坏准则, 由图 3 可得加筋土处于新的极限平衡状态下的数学表达式:

$$\sigma_{1f} = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2(c + \Delta c) \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (1)$$

式中  $\sigma_{1f}$  为加筋土样破坏时的最大主应力;  $\sigma_3$  为作用于土样侧面的最小主应力;  $\phi$  为未加筋土的内摩擦角;  $c$  为未加筋土样的黏聚力;  $\Delta c$  为加筋土样的附加黏聚力或准黏聚力。

Yang<sup>[5]</sup>(1972)通过加筋土三轴试验给出了加筋土破坏时附加围压  $\Delta\sigma_3$  与附加黏聚力  $\Delta c$  的关系, 数学推导过程<sup>[6]</sup>如下:

在三轴试验中, 若将加筋土看作一种新的素土样, 欲使其达到上述新的极限平衡状态, 则将式(1)展开有

$$\begin{aligned} \sigma_{1f} &= \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2(c + \Delta c) \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \\ &= \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \\ &\quad 2\Delta c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2) \end{aligned}$$

同时可认为是等效附加围压的作用, 则加筋相当于提高了围压, 根据上述极限平衡状态, 则有

$$\begin{aligned} \sigma_{1f} &= (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \\ &= \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \Delta\sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + \\ &\quad 2c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (3) \end{aligned}$$

比较式(2)和式(3), 可得

$$2\Delta c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \Delta\sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (4)$$

从而加筋产生的侧向应力增量:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2\Delta c}{\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})} = \frac{2\Delta c}{\sqrt{K_p}} \quad . \quad (5)$$

基于等效附加围压理论和筋材与土石之间变形协调假定, 可得加筋后土石单元的附加围压  $\Delta\sigma_3$ :

$$\Delta\sigma_3 = R / \Delta H \quad . \quad (6)$$

将式(6)代入式(5)即求得加筋复合体的附加黏聚力:

$$\Delta c = R \sqrt{K_p} / 2\Delta H = R \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) / 2\Delta H \quad . \quad (7)$$

式(6)和(7)中,  $R$  为试样破坏时格栅单宽上所受拉力, 即容许极限抗拉强度;  $\Delta H$  为相邻加筋层

间距。

## 2 长河坝心墙堆石坝计算条件与方法

### 2.1 坝体结构布置及有限元建模

大坝采用砾石土心墙堆石坝, 最大坝高 240 m, 上下游坝坡坡度都为 1:2.0, 坝顶宽 16 m。心墙顶宽 6 m, 上下游坡均为 1:0.25, 底宽 125.7 m。上下游反滤层水平厚度分别为 8 m 和 12 m, 上下游过渡层水平厚度均为 20 m。土工格栅加筋范围为距坝顶 6 m 至 50 m

表 1 未加筋坝体主要材料静力参数

Table 1 Static parameters of major materials without reinforcement

土石材料	填筑密度 /(g cm <sup>-3</sup> )	浮密度 /(g cm <sup>-3</sup> )	$\varphi_0$ /(°)	$\Delta\varphi$ /(°)	c /kPa	$R_f$	K	n	$K_b$	m	强度指标
											$\varphi$ /(°)
											c/kPa
堆石料	2.24	1.34	48.1	7.1	35	0.80	1259	0.36	257	0.25	42.3
反滤料 1	2.32	1.37	41.3	4.3	37	0.85	933	0.37	230	0.43	37.3
反滤料 2	2.34	1.39	49.8	8.8	20	0.79	1259	0.31	490	0.15	38.2
反滤料 3	2.32	1.37	45.6	6.6	35	0.76	955	0.36	191	0.41	39.0
心墙料	2.32	1.37	38.0	6.3	40	0.84	741	0.33	232	0.64	35.6
过渡料	2.21	1.32	50.8	9.8	30	0.73	1000	0.24	214	0.23	40.4

表 2 未加筋坝体主要材料动力参数

Table 2 Dynamic parameters of major materials without reinforcement

参数	堆石料	过渡料	反滤料 2	反滤料 1	坝基砂	心墙料
C	3106	2920	3282	1049	895	1329
n	0.468	0.452	0.526	0.613	0.537	0.518

表 3 未加筋坝体主要材料动力参数

Table 3 Dynamic parameters of major materials without reinforcement

$\gamma_m$	堆石料		过渡料		反滤料 2			
	$G/G_0$ /%	$\lambda$ /%	$\gamma_m$	$G/G_0$ /%	$\lambda$ /%	$\gamma_m$	$G/G_0$ /%	$\lambda$ /%
$3.17 \times 10^{-6}$	100.00	1.25	$3.81 \times 10^{-6}$	100.00	1.27	$5.98 \times 10^{-6}$	100.00	1.07
$6.70 \times 10^{-6}$	99.99	1.46	$7.63 \times 10^{-6}$	99.36	1.83	$8.07 \times 10^{-6}$	99.87	1.51
$1.15 \times 10^{-5}$	98.11	1.67	$8.57 \times 10^{-6}$	98.69	2.14	$1.15 \times 10^{-5}$	98.43	2.01
$1.83 \times 10^{-5}$	92.56	2.13	$1.17 \times 10^{-5}$	96.56	2.15	$3.45 \times 10^{-5}$	82.66	2.47
$4.97 \times 10^{-5}$	80.56	2.25	$4.97 \times 10^{-5}$	74.01	2.85	$6.10 \times 10^{-5}$	72.55	2.66
0.0001	68.53	2.54	0.0001	60.51	3.27	0.0001	62.72	2.78
0.0002	50.49	2.68	0.0002	49.56	3.83	0.0002	51.42	3.54
0.0005	26.45	3.52	0.0005	32.72	4.56	0.0005	37.52	3.98
0.00185	18.06	6.04	0.0008	26.91	5.18	0.0009	29.73	4.65
—	—	—	0.0026	12.88	7.87	0.0020	21.20	6.65

表 4 未加筋坝体主要材料动力参数

Table 4 Dynamic parameters of major materials without reinforcement

$\gamma_m$	反滤料 1		坝基砂		心墙料			
	$G/G_0$ /%	$\lambda$ /%	$\gamma_m$	$G/G_0$ /%	$\lambda$ /%	$\gamma_m$	$G/G_0$ /%	$\lambda$ /%
$2.0 \times 10^{-6}$	99.86	0.93	$2.0 \times 10^{-6}$	99.84	1.00	$2.0 \times 10^{-6}$	99.84	2.35
$3.0 \times 10^{-6}$	99.73	0.94	$3.0 \times 10^{-6}$	99.74	1.00	$3.0 \times 10^{-6}$	99.69	2.36
$5.0 \times 10^{-6}$	99.47	0.94	$5.0 \times 10^{-6}$	99.45	1.01	$5.0 \times 10^{-6}$	99.41	2.38
$1.0 \times 10^{-5}$	98.83	0.96	$1.0 \times 10^{-5}$	98.80	1.04	$1.0 \times 10^{-5}$	98.65	2.43
$3.0 \times 10^{-5}$	96.33	1.04	$3.0 \times 10^{-5}$	96.21	1.20	$3.0 \times 10^{-5}$	95.74	2.66
$5.0 \times 10^{-5}$	93.95	1.12	$5.0 \times 10^{-5}$	93.76	1.31	$5.0 \times 10^{-5}$	92.93	2.89
$1.0 \times 10^{-4}$	88.46	1.34	$1.0 \times 10^{-4}$	88.01	1.63	$1.0 \times 10^{-4}$	86.42	3.52

$3.0 \times 10^{-4}$	71.55	2.33	$3.0 \times 10^{-4}$	70.23	3.35	$3.0 \times 10^{-4}$	66.80	6.53
$5.0 \times 10^{-4}$	59.98	3.45	$5.0 \times 10^{-4}$	58.18	5.29	$5.0 \times 10^{-4}$	54.15	9.86
$1.0 \times 10^{-3}$	42.64	7.99	$1.0 \times 10^{-3}$	41.16	9.02	$1.0 \times 10^{-3}$	36.59	16.04

区域，水平铺设于堆石体内，不使其埋入反滤层和心墙，竖向间距为2m，最大加筋长度50m，如图4(a)所示。

堆石坝进行二维有限元建模，将图4(b)中包括土工格栅的堆石区域作为一个单元组，目的是便于在静力计算中对其施以加筋土等效附加应力法<sup>[7]</sup>(即加筋堆石区只有堆石单元，不出现格栅单元。在原有堆石的弹塑性矩阵基础上加上一个附加矩阵，作为加筋堆石的弹塑性矩阵，附加矩阵仅堆石单元出现拉应变增量时对应实际格栅受拉方向有一个相当于格栅拉伸试验应力-应变曲线上的切线“模量”。在抗震稳定计算时，认为格栅达到极限抗拉强度，加筋堆石仅以堆石模拟，不出现格栅，但这部分堆石的黏聚力是其原值与按式(7)算得的附加值之和，内摩擦角仍为原值。

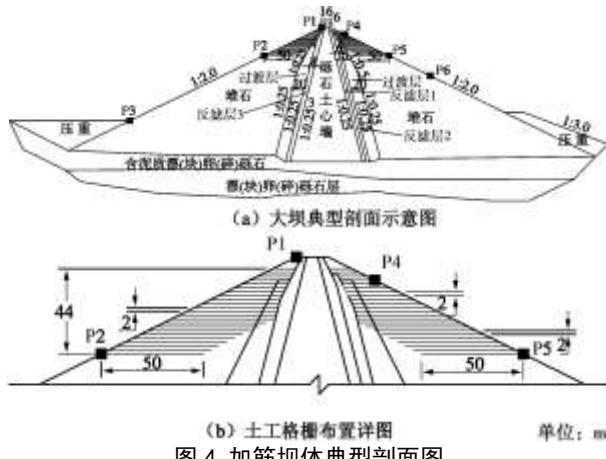


Fig. 4 Typical section of reinforced dam

## 2.2 地震波输入

大坝设计基岩水平向峰值加速度采用基准期超越概率为2%的加速度0.359g，采用水平顺河向和竖向地震动双向输入，竖向地震动峰值加速度调整为顺河向的2/3且地震波同相位，基岩顺河向加速度时程曲线如图5所示。

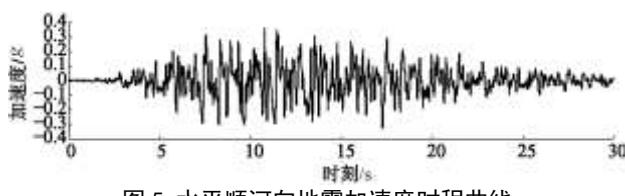


Fig. 5 Time history of horizontal ground motion along river

## 2.3 土工格栅抗拉强度

文中选用的土工格栅力学性能指标为：单条极限抗拉强度 $\geq 250$  MPa，纵向极限抗拉力 $\geq 150$  kN/m，极限延伸率 $\leq 8\%$ 。考虑到蠕变、机械损伤、化学损伤与生物等因素对格栅抗拉强度的影响<sup>[8]</sup>，以及筋材与碎石之间

的极限协调应变约为8%<sup>[9]</sup>，确定土工格栅纵向容许极限抗拉强度为55 kN/m，可采用SR-55单向土工格栅。

SR-55土工格栅特性如下：纵肋长160 mm，肋条最小宽度6.4 mm，厚度为0.9 mm；横肋宽16 mm，厚2.6 mm；网孔最大宽度16 mm。极限抗拉强度为54 kN/m，初始弹性模量约为3.6 GPa，弹性模量随应变的增大而减小。SR-55土工格栅拉伸试验曲线如图6所示。

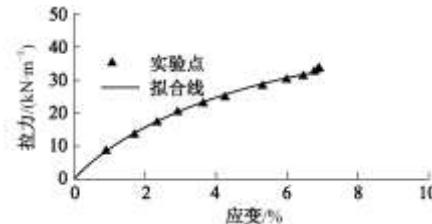


Fig. 6 Tensile test curve of geogrid

## 2.4 静动力本构模型

静力计算时，覆盖层及筑坝材料均采用E-B模型，未加筋坝体主要材料参数如表1左栏所示，坝体加筋时，对模拟筋石复合体的堆石单元采用等效附加应力法进行计算。模拟坝体边填筑边蓄水过程，整个坝体分14层填筑，水库分三期蓄水。正常蓄水位以下土石材料的密度取为浮密度，计算中不考虑渗流作用影响。

动力计算时，坝体及覆盖层材料都采用等效黏弹性动力本构模型。该模型将土石料视为粘弹性体，用等效模量G和等效阻尼比λ两个参数来反映土石料动力应力应变的非线性关系，即模量和阻尼比均表示为动应变幅的函数。

对于一个确定的应变幅，土石料的动应力应变关系为图7(a)所示的滞回环。将各滞回环顶点相连，得到骨干曲线，Hardin等发现在该曲线上动剪应力幅值 $\tau_m$ 和动剪应变幅值 $\gamma_m$ 之间的关系可近似为双曲线关系，如图7(b)所示，其表达式为

$$\tau_m = \frac{\gamma_m}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma_m}{\tau_y}} \quad . \quad (8)$$

式(8)中， $G_0$ 为最大动剪切模量， $\tau_y$ 为最大动剪应力。 $G_0$ 又与平均有效主应力 $\sigma_0((\sigma_1 + \sigma_3)/2)$ 在双对数坐标上近似为直线关系，关系式可表示为

$$\frac{G_0}{p_a} = C \left( \frac{\sigma_0}{p_a} \right)^n \quad . \quad (9)$$

式(9)中，动剪模量系数C与指数n由试验确定，试验结果列于表2。

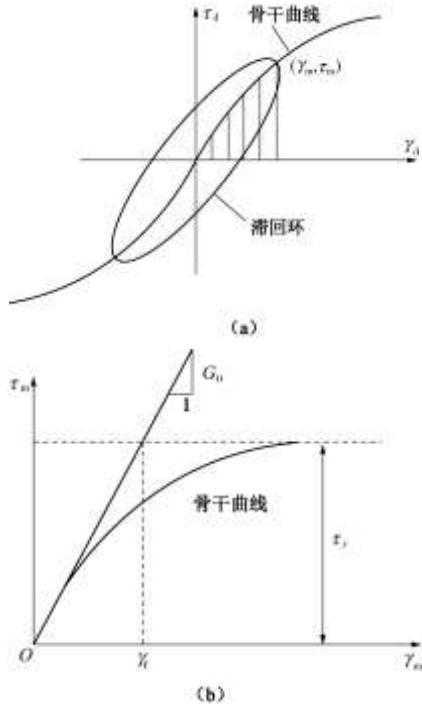


图 7 等效模量与阻尼比

Fig. 7 Equivalent modulus and damping ratio

经变换后, 可得

$$G = G_0 \frac{1}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_r}} , \quad (10)$$

其中,  $G$  为等效模量即骨干曲线的割线剪切模量  $\tau_m / \gamma_m$ ,  $\gamma_r = \tau_y / G_0$  为参考剪应变。

等效黏弹性模型假定土石料具有黏性阻尼, 阻尼比  $\lambda$  可由下式求出

$$\lambda = \frac{A_L}{4\pi A_T} . \quad (11)$$

式中  $A_L$  为滞回环的面积, 表示在一个加卸载循环中土石料所吸收的能量;  $A_T$  为阴影三角形的面积, 表示达到该应变幅时土石料贮存的应变能(图 7(a))。

$\lambda - \gamma_m$  关系可表述为

$$\lambda = \lambda_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right)^m , \quad (12)$$

式中,  $\lambda_{\max}$  为最大阻尼比,  $m$  为实验常数。

这样, 土石料的动本构模型可由  $G/G_0 - \gamma_m$  和  $\lambda - \gamma_m$  这两条曲线表达, 文中由试验数值化参数给出, 列于表 3 和表 4 中。根据加筋土动力特性试验<sup>[10]</sup>以及将最大动剪切模量和阻尼比变化作为动力反应与永久位移影响因素的数值分析结果, 将加筋堆石最大动剪切模量提高 5%, 而阻尼比同非加筋堆石。动力响应分析则运用等价线性法<sup>[11]</sup>进行。

## 2.5 坝坡抗滑稳定

为求坝坡最危险滑动面和最小安全系数, 采用基于剪应力安全系数定义法的滑面应力分析有限元法

<sup>[12]</sup>。该方法由极限平衡法演化而来, 物理意义明确, 滑动面上的应力状态更接近真实情况。

有限元法算得的是高斯点上的应力状态, 通过形函数将它们映射到单元节点上, 计算共用一个节点的各个单元在该节点上的应力状况, 加以平均即得该节点的各应力分量。对每个节点都进行这样的计算, 得到其最终的应力状态。

假定圆弧滑裂面, 按条分法进行剖分, 得到滑裂面上的计算点, 将上述节点上的应力状态插值到这些计算点上。并用滑裂面和有限元网格的交点对圆弧分段, 计算这些线段上的应力状态, 同时对一个单元内线段上应力的插值进行优化。最终算得土条底部中心点上的应力状态  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau_{xy}$ (二维)。

由式(13)和(14)分别求得土条底部中心点上的切向应力  $\tau_m$  和法向应力  $\sigma_n$ :

$$\tau_m = \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha , \quad (13)$$

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha , \quad (14)$$

式中,  $\alpha$  为圆弧滑面土条底部中心点处的切线与  $x$  轴的夹角。

计算各土条底部滑动力  $s_m$  和抗滑力  $s_r$ , 从而得到滑动体总的滑动力  $S_m$ 、抗滑力  $S_r$  和对应的稳定安全系数  $F_s$ :

$$s_m = \tau_m l_i , \quad (15)$$

$$s_r = (c_i + (\sigma_n - u_i) \tan \phi_i) l_i , \quad (16)$$

$$F_s = \frac{S_r}{S_m} = \frac{\sum s_r}{\sum s_m} . \quad (17)$$

式中  $l_i$  为土条底部长度;  $\phi_i$  为土条内摩擦角;  $c_i$  为土条底部有效黏聚力, 若是加筋复合土体则附加黏聚力;  $u_i$  为土条底部孔隙水压力。

## 2.6 地震永久位移

地震永久位移采用 Newmark 滑块位移法<sup>[11]</sup>计算, 坝体主要材料的屈服条件运用莫尔-库仑屈服准则, 未加筋时抗剪强度参数如表 1 右栏所示, 而加筋时模拟筋石复合体的堆石的黏聚力取表中值与按式(7)算得的附加值之和, 为 40.54 kPa; 内摩擦角仍取表中值 42.3°。将坝坡滑动体的平均加速度  $a_{ave}$  定义为滑动体总的滑动力  $S_m$  与其总质量的比值。假设一圆弧滑裂面, 地震过程中对滑动体每个时间步均作(13)~(17)计算, 求得每个时间步平均加速度  $a_{ave}$  和稳定安全系数  $F_s$  的一一对应关系, 根据  $F_s$  排序后作出  $a_{ave}$ - $F_s$  关系曲线,  $F_s = 1.0$  时的平均加速度  $a_{ave}$  即为屈服加速度  $a_y$ 。当  $a_{ave}(t) > a_y$  时滑动体发生滑移, 对超越屈服加速度的平均加速度  $(a_{ave}(t) - a_y)$  关于时间二次积分得该潜在滑动体的地震永久位移, 其滑动方向平行于滑

裂面，包括平动和转动。

按上述方法，可假定若干圆弧滑裂面，分别求出它们在同一地震荷载下的永久位移，将其中永久位移最大的滑弧作为最危险滑动面。

### 3 土工格栅抗震加固效果

#### 3.1 坝体静动力反应分析

蓄水至正常水位后，加筋前后坝体变形及应力对比结果如表 5 所示，其中水平和竖向位移分别以指向下游与铅直向上为正向，应力以受压为正。

表 5 加筋前后坝体变形与应力

Table 5 Deformation and stress before and after reinforcement

加筋方案	最大水平位移/m	最大竖向位移/m	第一主应力/kPa		第三主应力/kPa	
			最大值	最小值	最大值	最小值
未加筋	1.551	-3.419	5758.37	20.78	1937.42	-308.98
加筋	1.551	-3.418	5757.97	20.90	1937.29	-308.76

加筋前后坝体的位移和应力情况几乎相同。最大沉降均发生在约 1/3 坝高心墙内并偏于下游侧。由于水压作用，坝体顺河向水平位移指向下游，最大位移发生在 1/2 坝高心墙上游侧。加筋后坝体最大应力微有减小，而应力分布规律不变，上游坝脚出现小范围受拉区。

为对比加筋前后坝体加速度、动位移以及动应力随时程变化，分别在上、下游坝坡面上各布置 3 个特征点，它们的位置如图 4 (a) 中 P1、P2、P3、P4、P5、P6 所示。

计算结果表明，加筋对坝体水平和竖向的加速度、动位移基本无影响，图 8 仅给出加筋前后特征点 P1 的水平向动位移。对比 6 个特征点的结果可知，坝顶部产生“鞭梢”效应<sup>[1]</sup>，即水平加速度与动位移反应峰值随坝高的增加而增大，P1 点水平峰值加速度放大倍数为 3.92，最大水平动位移 47.9 cm。P5 的竖向峰值加速度最大，放大倍数 3.94。最大竖向峰值位移位于 P2，值为 13.0 cm。

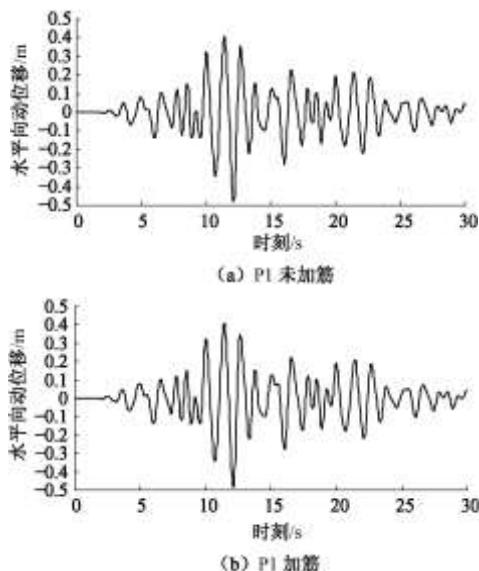


图 8 特征点 P1 水平动位移时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of horizontal dynamic displacement at point P1

从加筋前后 6 个特征点动静应力叠加值的时程曲线来看，位于加筋区的特征点，如 P2、P4、P5，加筋后动力初始时刻即静力状态的应力值均略大于加筋前，导致这些点加筋后应力叠加值在地震时程中整体都大于加筋前；但就动应力而言，加筋对应力基本没有影响。而位于非加筋区的特征点，动静应力叠加值不受加筋作用的影响。图 9 给出加筋前后 P2 (位于加筋区) 和 P6 (在非加筋区) 水平向动静正应力叠加时程曲线。

综合上述结果分析可知，加筋前后坝体的动力反应基本没有变化，即使动静应力叠加值略微不同也是由于静力计算中加筋堆石弹模提高所致。

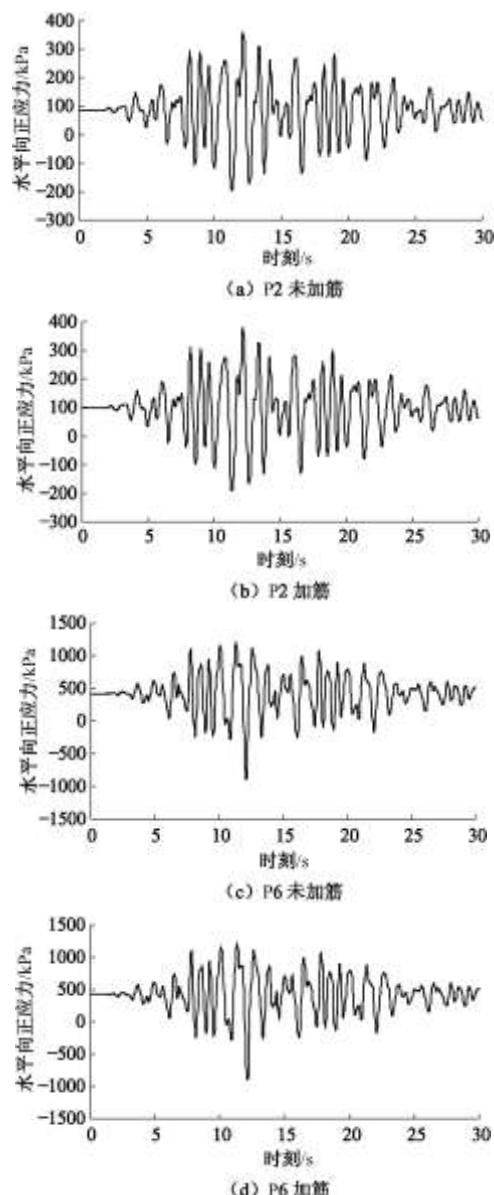


图 9 特征点 P2 和 P6 水平向动静正应力叠加时程曲线

Fig. 9 Time-history curves of horizontal superimposed static

normal stress values at points P2 and P6

### 3.2 地震作用下格栅受力分析

对图 4(b) 中的土工格栅进行编号, 上游侧自坝顶而下, 土工格栅的序号依次为 1~23, 下游侧从坝顶起土工格栅依次编号 24~46。

图 10 为整个地震过程中各土工格栅产生的最大应变。不难看出, 对于下游侧的格栅, 在加筋范围内, 随铺设高程的降低, 格栅的应变增大, 格栅 46 的应变为 0.154%。而格栅 14 的应变在上游侧格栅中最大, 值为 0.110%, 并以格栅 14 为分水岭, 其上下格栅的应变逐渐减小。

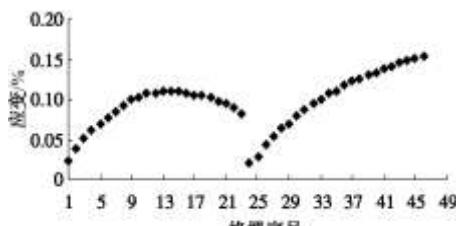


图 10 土工格栅应变

Fig. 10 Strain of geogrid

动力作用下, 与各格栅最大应变相对应的格栅所受最大拉力由图 11 给出。格栅 14 和 46 所承受的拉力分别为 0.895 kN/m 和 1.252 kN/m。

综合格栅应变与受力情况可见, 若坝坡在地震作用下始终稳定, 则格栅的应变远小于它与土石料间的协调应变极限 8%, 即两者变形协调; 同时格栅承受的拉力也远小于其极限抗拉强度 55 kN/m, 不会被拉断。

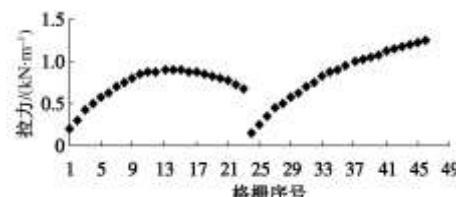


图 11 土工格栅拉力

Fig. 11 Force of geogrid

### 3.3 抗震稳定性分析

加筋前后上、下游坝坡最危险滑裂面位置如图 12 所示。由图可见, 未加筋时, 上、下游坝坡最危险滑裂面  $U_{PD}$ 、 $D_{PD}$  的滑弧位置较浅; 加筋后上、下游坝坡最危险滑裂面  $RU_{PD}$  和  $RD_{PD}$  几乎不穿过土工格栅加筋区, 较加筋前向坝体内深切, 滑动体体积增大, 说明加筋改善了坝坡的稳定性。

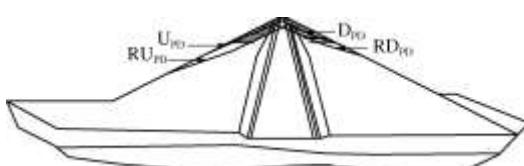


图 12 坝体加筋前后最危险滑动面位置

Fig. 12 Potential sliding surface of dam

从加筋前后上、下游坝坡最危险滑动体稳定安全系数时程来看, 地震动初时即静力状态加筋后滑动体的稳定安全系数较未加筋时为大, 且在动力响应同一时刻, 加筋后最危险滑动体的瞬时稳定安全系数基本都大于加筋前。图 13 给出加筋前后下游坝坡最危险滑动体  $D_{PD}$  和  $RD_{PD}$  瞬时安全系数小于 1.0 的稳定安全系数时程曲线。从图可知, 加筋使得瞬时安全系数小于 1.0 的累积时间显著减少, 经统计  $D_{PD}$  的累积时间为 2.76 s, 加筋后  $RD_{PD}$  减少至 1.92 s。虽瞬时超载( $F_s < 1.0$ )时间短暂, 一般坝体不会发生像静力那样的失稳破坏, 但也能定性反映土石坝在地震中所受震害程度, 由此可见, 加筋使高堆石坝抗震性能得到加强。

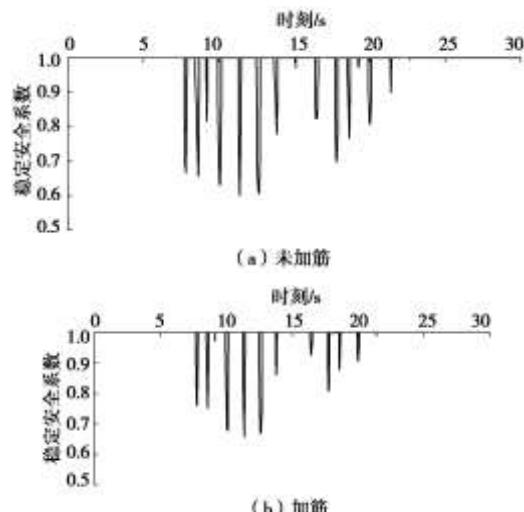


图 13  $F_s < 1.0$  的稳定安全系数时程曲线

Fig. 13 Time history of safety factor when  $F_s < 1.0$

### 3.4 地震永久位移结果

地震永久位移计算成果见表 6。由表可知, 加筋后最危险滑动体的屈服加速度较加筋前有一定提高: 加筋前上、下游最危险滑动体的屈服加速度分别为  $0.373g$  和  $0.419g$ , 加筋后上、下游滑动体屈服加速度分别提高 4.6% 与 6.2%。坝体加筋前  $U_{PD}$  和  $D_{PD}$  的永久位移分别为  $1.484$  m 和  $1.165$  m, 占滑动体高度的 2.133% 和 1.881%; 而加筋后使  $RU_{PD}$  和  $RD_{PD}$  永久位移减少为  $0.930$  m 和  $0.619$  m, 仅占滑动体高度的 0.794% 和 0.776%。

表 6 永久位移计算成果

Table 6 Results of permanent displacement

位置	方案	滑动面 标记	滑动体 高度/m	屈服加 速度 g	累积滑 动位移 /m	占滑动体 高度百分 比/%
上游	未加筋	$U_{PD}$	69.58	0.373	1.484	2.133
	加筋	$RU_{PD}$	117.19	0.390	0.930	0.794
下游	未加筋	$D_{PD}$	61.93	0.419	1.165	1.881
	加筋	$RD_{PD}$	79.80	0.445	0.619	0.776

图 14, 15 分别给出加筋前后下游坝坡最危险滑动体  $D_{PD}$  和  $RD_{PD}$  的超越屈服加速度部分平均加速度对

时间一次积分的速度时程曲线以及永久变形发展时程曲线的对比成果。上游最危险滑动体  $U_{PD}$  和  $RU_{PD}$  也有类似规律。

由于加筋后最危险滑动体的平均加速度有所减小, 加筋前平均加速度峰值为  $1.186g$ , 加筋后减小至  $1.055g$ , 减幅 11.0%, 同时加筋后屈服加速度又从  $0.419g$  提高到  $0.445g$ , 使得超越屈服加速度的平均加速度的计算点数量显著减少, 对时间一次积分后呈现图 14 的速度时程规律。

加筋前后累积滑动位移分别为  $1.165\text{ m}$  和  $0.619\text{ m}$ , 减幅为 46.9%。加筋前滑动体首次滑移时间为  $8\text{ s}$  左右, 在  $22\text{ s}$  滑动位移基本停止增长; 而加筋后首次滑移时间在  $9\text{ s}$  左右, 滑动位移的累积大致在  $19\text{ s}$  停止。说明施以土工格栅抗震加固措施可有效限制坝体潜在滑动体的侧向滑移, 能够明显改善高堆石坝的抗震稳定性及其承载能力。

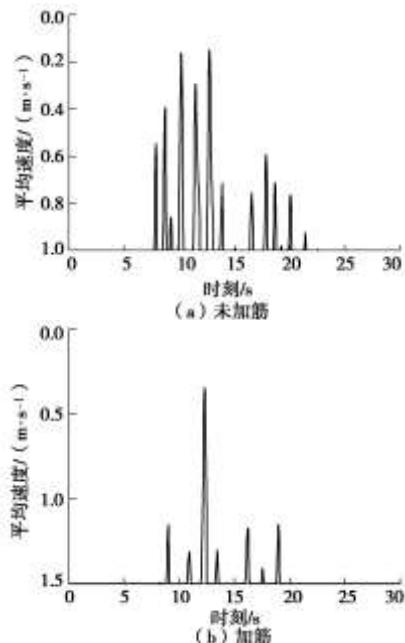


图 14 速度时程曲线

Fig. 14 Time-history curves of velocity

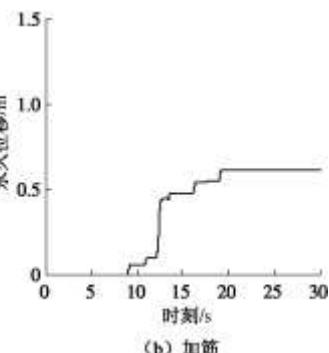
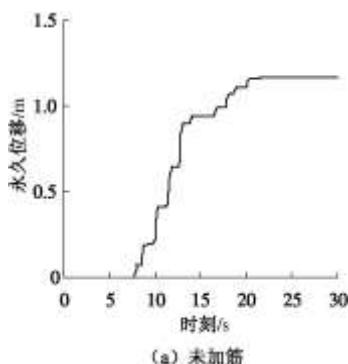


图 15 永久变形发展时程曲线

Fig. 15 Time-history curves of permanent deformation

### 3.5 抗震稳定性影响因素

保持筑坝材料强度和格栅竖向加筋间距  $2\text{ m}$  不变, 并固定上下游滑弧  $RU_{PD}$  和  $RD_{PD}$ , 只改变格栅加筋长度, 对最大加筋长度分别为  $10\text{ m}$ ,  $30\text{ m}$ ,  $40\text{ m}$ ,  $60\text{ m}$  坝体的滑动体永久位移进行计算, 结果汇总于表 7 中。

由表 7 易知, 格栅加筋长度愈长, 坝坡滑动体的永久位移愈小; 而且加筋长度小于  $40\text{ m}$ , 加筋对滑动体滑移的限制作用显著, 超过  $40\text{ m}$  这种限制作用趋于稳定。故该工程适宜的加筋长度为  $40\sim60\text{ m}$ 。

表 7 加筋长度对永久位移的影响

Table 7 Influence of geogrid length on permanent displacement

加筋长度/m	10	30	40	50*	60
$RU_{PD}$ 永久位移/m	1.469	1.306	1.105	0.930	0.933
$RD_{PD}$ 永久位移/m	1.088	0.803	0.621	0.619	0.619

注: 表中\*项的结果同表 6。

在维持材料强度与格栅加筋长度  $50\text{ m}$  不变, 仍以  $RU_{PD}$  和  $RD_{PD}$  为上下游滑弧的情况下, 计算格栅竖向加筋间距  $1\text{ m}$ ,  $4\text{ m}$ ,  $6\text{ m}$ ,  $8\text{ m}$ ,  $10\text{ m}$  的坝坡滑动体的永久位移, 结果如表 8 所示。

表 8 竖向加筋间距对永久位移的影响

Table 8 Influence of geogrid vertical space on permanent displacement

竖向间距/m	1	2*	4	6	8	10
$RU_{PD}$ 永久位移/m	0.579	0.930	1.153	1.238	1.281	1.308
$RD_{PD}$ 永久位移/m	0.560	0.619	0.651	0.662	0.668	0.671

注: 表中\*项的结果同表 6。

从表 8 可看出, 随竖向加筋间距的缩短, 坝坡滑动体的永久位移加速减小, 说明坝坡内铅直方向加密铺设土工格栅加筋层对坝体抗震稳定性有利。综合考虑堆石粒径、格栅铺设质量、碾压施工以及工程经济等因素, 认为竖向加筋间距也不能过小, 应控制在  $1\sim4\text{ m}$  为宜。

## 4 结 论

本文以长河坝心墙堆石坝为例, 采用动力时程分析, 并结合 Newmark 滑块法和滑面应力分析有限元法计算对比施加土工格栅抗震措施前后坝体潜在滑动体的地震永久位移, 对高堆石坝土工格栅抗震加固效果进行初步的研究和探讨, 得出以下结论:

(1) 静力状态下, 加筋基本不改变坝体整体的位移和应力分布, 仅应力值由于加筋堆石的弹模提高而较加筋前略大; 动力时程中, 加筋前后坝体的动力反应规律及大小基本一致。

(2) 若坝坡在地震作用下未失稳, 格栅始终与其周围堆石变形协调, 格栅所受拉力远小于其极限抗拉强度, 不会出现拉断破坏。

(3) 土工格栅主要提高了加筋复合堆石体的抗剪强度, 使得加筋后坝坡潜在滑裂面位置向坝体内发展, 潜在滑动体瞬时稳定安全系数有所提高, 屈服加速度增大, 滑动位移持续时间缩短, 表明加筋增强了坝顶堆石体的抗震性能。

(4) 与条带式及土工膜等加筋材料相比, 土工格栅与堆石体的咬合互锁作用较强, 协调变形范围较大, 利于限制坝顶堆石体侧向累积滑移, 本例中上、下游坝坡加筋堆石减小地震永久变形分别达 40% 和 50%, 有效改善了高堆石坝的抗震稳定安全性。

(5) 坝体抗震稳定性对加筋长度和竖向加筋间距较敏感。综合考虑加筋效果和工程经济等因素, 认为适宜的加筋长度与竖向加筋间距分别为 40~60 m 和 1~4 m。

(6) 土工格栅铺设位置、横河向加筋对坝体抗震稳定的影响以及碾压施工引起的格栅损伤程度和地震作用时孔隙水压力积累对筋土界面特性的影响都需进一步研究。

## 参考文献:

- [1] 孔宪京, 邹德高, 邓学晶, 等. 高土石坝综合抗震措施及其效果的验算[J]. 水利学报, 2006, 37(12): 1489~1495. (KONG Xian-jing, ZOU De-gao, DENG Xue-jing, et al. Comprehesive earthquake resistant measure of high earth-rockfill dams and effectiveness verification[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(12): 1489~1495. (in Chinese))
- [2] 马家燕. 土工格栅应用于水工大坝初探[J]. 四川水利发电, 2007, 26(6): 84~85. (MA Jia-yan. Exploration of geogrid used in dams[J]. Sichuan Water Power, 2007, 26(6): 84~85. (in Chinese))
- [3] 李红军, 迟世春, 林皋. 高心墙堆石坝坝坡加筋抗震稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(12): 1881~1887. (LI Hong-jun, CHI Shi-chun, LIN Gao. Aseismic stability analysis for reinforced slopes of high core rock-fill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(12): 1881~1887. (in Chinese))
- [4] 欧阳仲春. 现代土工加筋技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 1991. (OUYANG Zhong-chun. Modern technology of reinforced soil[M]. Beijing: China Communication Press, 1991. (in Chinese))
- [5] YANG Z. Strength and deformation characteristic of reinforced sand[D]. Los Angeles, California: University of California, 1972.
- [6] 杨果林, 肖宏彬. 现代加筋土挡土墙结构[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 2002. (YANG Guo-lin, XIAO Hong-bin. Modern reinforced earth retaining wall structure[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 2002. (in Chinese))
- [7] 介玉新, 王乃东, 李广信. 加筋土计算中等效附加应力法的改进[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊): 129~132. (JIE Yu-xin, WANG Nai-dong, LI Guang-xin. Modified equivalent additional stress method for numerical analysis of reinforced soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(S0): 129~132. (in Chinese))
- [8] 王钊. 土工合成材料的蠕变试验[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(6): 96~102. (WANG Zhao. Creep test of geosynthetics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(6): 96~102. (in Chinese))
- [9] 赵川, 周亦唐. 土工格栅加筋碎石土大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2001, 22(4): 419~422. (ZHAO Chuan, ZHOU Yi-tang. Experimental study on polymer geogrid reinforced crushed gravel by large-scale triaxial test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2001, 22(4): 419~422. (in Chinese))
- [10] 孙晋. 加筋土动力特性试验研究[D]. 山西: 太原理工大学, 2007. (SUN Jin. The experimental study on the dynamic behavior of reinforced soil[D]. Shanxi: Taiyuan University of Technology, 2007. (in Chinese))
- [11] 倪汉根, 金崇磐. 大坝抗震特性与抗震计算[M]. 辽宁: 大连理工大学出版社, 1994. (NI Han-gen, JIN Chong-pan. Aseismic character and calculation of dams[M]. Liaoning: Dalian University of Technology Press, 1994. (in Chinese))
- [12] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析—原理, 方法, 程序[M]. 北京: 水利水电出版社, 2003. (CHEN Zu-yu. Stability analysis of soil slope-theory, method, program[M]. Beijing: China Water Power Press, 2003. (in Chinese))