

基于模量逐步软化的真拟静力永久变形计算方法

李红军*, 迟世春, 林 皋

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 基于地震整体变形分析原理, 针对传统的等效节点力法和软化模量法无法全面考虑土体在地震荷载作用下的软化效应和体积收缩特性等问题, 提出了一种较适合高心墙堆石坝的永久变形计算方法. 该方法在动力时程分析中重点考虑了逐渐累积的残余剪应变和残余体应变对应力应变关系的软化效应, 同时考虑了各时段残余振动孔压引起的最大动剪切模量的衰减效应. 算例分析表明, 考虑模量逐步软化的拟静力永久变形计算方法既可以较为真实地模拟地震实际情形, 又能够得到坝体各部分永久变形的发展和累积过程.

关键词: 模量软化; 真拟静力; 残余应变能; 体积模量; 振动孔隙水压力; 永久变形

中图分类号: TU435 **文献标志码:** A

0 引言

随着土石坝坝高的增加, 抗震设计中对土石坝地震变形预测精度的要求越来越高. 自Newmark(1965)首次提出应以大坝地震永久变形作为判别大坝抗震安全度的指标以来^[1], 虽经过几十年的研究, 目前尚无一个较为通用的模型和定量标准. 工程界广泛采用的拟静力法计算坝体抗震稳定性存在一些不合理的因素. 如抗震稳定安全系数并不反映坝坡实际的安全程度等^[2]. 因此深入研究土石坝地震永久变形非常必要.

目前土石坝地震永久变形计算主要有3种方法^[3]: 一是基于刚塑性假设和屈服加速度概念的Newmark 滑块位移法; 二是基于连续介质力学, 根据有限元动力反应分析结果, 结合试验得出的残余应变, 进而计算坝体地震变形的整体变形分析法; 三是利用弹塑性本构模型和动力有限元法直接计算坝体的塑性变形. 第一种方法将失稳坝坡土体假设为刚体以及滑动面采用刚塑性模型与实际情形不符, 因而限制了其工程应用, 通常只作为一种预估方法. 第三种方法的本构模型及其参数确定现阶段仍不够成熟. 因此, 整体地震变形

分析法仍然是今后一定时期内重点发展的计算方法. 整体地震变形分析法根据地震荷载的破坏机理不同又分为等效节点力法和软化模量法^[4]. 但传统的等效节点力法忽略了地震荷载对土体单元应力应变关系的影响; 而传统的软化模量法仅考虑了地震荷载的剪切作用, 忽略了地震荷载引起的土体体积收缩对体积模量和泊松比的影响^[5]. 总之, 目前的整体变形计算方法或简单地考虑了地震荷载的惯性效应, 或简单地考虑了土体的软化效应. 作者认为土体的地震永久变形是地震惯性荷载和地震引起的模量软化共同作用的结果, 尤其对在振动作用下, 弹性模量、体积模量和强度等参数有明显退化的土体, 这种综合影响效果更为明显. 除此以外, 目前广泛应用的总应力动力分析法也无法反映地震引起的残余振动孔压对坝体土料的累积软化效应.

鉴于此, 本文汲取上述方法的优点, 提出能够较全面考虑地震荷载及其引起的残余振动孔隙水压力对土体单元静、动力特性影响的分析方法. 计算中, 首先采用 Duncan-Chang 非线性 E-B 模型进行静力分析; 然后, 采用 Hardin-Drnevich 动力非线性模型进行不排水动力有效应力分析; 最

收稿日期: 2006-04-20; 修回日期: 2007-09-28.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(重点项目 50639060; 50479057).

作者简介: 李红军* (1981-), 男, 博士生, E-mail: lijunli1995@163.com; 迟世春(1964-), 男, 教授, 博士生导师; 林 皋(1929-), 男, 教授, 博士生导师, 中国科学院院士.

后,基于残余应变增量模型^[6]和残余振动孔压增量模型^[7],确定各单元各时段内残余剪应变增量、残余体应变增量和振动孔隙水压力增量,采用震前的应力应变关系确定等效惯性力,利用时段内的残余剪应变增量和残余体应变增量对时段末的应力应变关系进行修正,将等效惯性力以拟静力荷载的形式施加到坝体节点上,得到坝体永久变形增量,将各时段残留位移累加即为坝体最终永久变形。

1 残余应变计算模式

基于等价线性模型的土石坝地震动力非线性反应分析,只能求得坝体各点在地震过程中的动位移、动应变以及动应力时程,而不能直接得到地震后的永久变形。为了计算永久变形,须结合循环三轴试验确定土在动应力作用下的残余剪切变形特性和残余体积变形特性。本文利用沈珠江提出的残余应变增量模型确定坝体单元各时段内的残余应变增量。模型中给出了残余剪应变增量和残余体应变增量随振次的关系。

$$\Delta \epsilon_{pv} = c_1 \gamma_d^2 \exp(-c_3 s_i^2) \frac{\Delta N}{1+N} \quad (1)$$

$$\Delta \gamma_p = c_4 \gamma_d^2 s_i^2 \frac{\Delta N}{1+N} \quad (2)$$

$$\Delta \epsilon_{pa} = \Delta \gamma_p / (1 + \mu) \quad (3)$$

式中: $\Delta \epsilon_{pv}$ 、 $\Delta \gamma_p$ 和 $\Delta \epsilon_{pa}$ 分别为残余体积应变增量、残余剪应变增量和残余轴向应变增量; γ_d 为动应变幅值; s_i 为静应力水平; ΔN 、 N 为振动次数增量和累积振动次数; μ 为泊松比; c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 、 c_5 为试验参数,如表1所示^[8]。

表1 式(1)、(2)试验参数
Tab.1 Parameters in Eqs. (1), (2)

坝料	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
心墙料	0.000 5	0.75	0	0.065	1.0
堆石料	0.000 6	0.75	0	0.074	1.0

结合静、动力分析结果,利用残余应变增量模型,得到坝体各单元各时段的残余轴向应变和残余体应变。由于相邻单元间的互相牵制,该应变并不是各单元的实际应变,需根据永久变形沿最大剪应力面发展的原理将各单元残余应变进行转换,其张量表达式如下:

$$d\epsilon_{ij} = \frac{1}{3} d\epsilon_{pv} \delta_{ij} + \frac{1}{2} (3d\epsilon_{pa} - d\epsilon_{pv}) \frac{s_{ij}}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (4)$$

式中: $d\epsilon_{ij}$ 为直角坐标系下各残余应变增量; δ_{ij} 是

克罗内克记号, s_{ij} 为应力偏量张量。

2 残余振动孔压计算模式

地震过程中土体单元的振动孔隙水压力逐渐增长,土体有效应力不断降低,由式(5)知土体单元的最大动剪切模量将逐渐减小,土体发生软化,土体单元的残余剪应变和残余体积应变增量有所增加,进而影响永久变形的计算结果。为考虑这种影响,本文采用不排水动力有效应力分析,结合残余振动孔压经验模型计算各单元在地震时程中的累积残余振动孔压,并按式(5)对时程中的 $G_{\max}$ 进行合理的修正。

$$\frac{G_{\max,i}}{G_{\max,0}} = \left[\frac{\sigma_0 - \Delta u(N_i)}{\sigma_0} \right]^n \quad (5)$$

$$\frac{\Delta u}{\sigma_0'} = \frac{\alpha}{\beta+1} (N^{\beta+1} - 1) + \alpha \quad (6)$$

$$\lg \alpha = A + B \frac{\tau_d'}{\sigma_0'} \quad (7)$$

式中: $G_{\max}$ 为最大动剪切模量; n 为动力参数; σ_0 为震前平均应力; Δu 为时段末累积振动孔压; τ_d' 为动应力的幅值; A 、 B 、 β 为与固结比有关的参数,对正常固结土, $A = -1.892$, $B = 2.728$, $\beta = -1.124$;对于超固结土, $A = -2.288$, $B = 1.659$, $\beta = -0.986$ 。

在某时段末,部分单元有效应力降为零,在下一时段的动力计算中将液化单元的最大动剪切模量赋值为零,直至地震结束。

3 模量逐步软化-拟静力计算模型

大量的模型试验和原形观测结果表明^[9],地震荷载对坝体的作用效应主要有两种:一是惯性力效应,二是土体软化效应。

在传统的地震永久变形计算中,土石坝的地震残余变形通常被看做是由地震引起的惯性荷载或地震荷载作用下土体单元发生软化造成的,此处的软化效应是指循环荷载剪切作用下土的静弹性模量的退化效应。实际上,地震作用下土体的地震永久变形既有地震惯性力的作用,也包含土的软化效应的影响,而且软化效应不仅包括偏应力引起的静弹性模量的软化,还包括球应力引起的体积模量和泊松比的软化,尤其是对在振动过程中弹性模量、体积模量和强度发生明显降低的土体,两种效应的综合影响效果更为显著。因此,在土石坝地震永久变形分析中,需要根据土料在

循环荷载的动力响应特性,在地震永久变形计算中合理考虑各种效应的综合影响效果。

在地震永久变形计算中,引起土体残余变形的惯性力效应和软化效应均与时间因素有关,不同时刻惯性力大小是不同的,而土的模量软化效应则是随时间逐步发展的,且具有累积性。在本文计算中,首先利用残余应变增量模型和残余振动孔压经验模型,根据时段前的静力和动力计算结果,利用式(1)、(2)、(3)和(6)得到时段末的残余体积应变增量、残余剪应变增量、残余轴向应变增量和累积残余振动孔压。假设时段末的应力应变关系仍满足双曲线形式,将时段末的土体单元的弹性模量、体积模量和泊松比按式(8)、(9)和(10)进行修正。

$$\frac{E_i}{E_{i-1}} = \frac{\epsilon_{a,i-1}}{\epsilon_{a,i-1} + \Delta\epsilon_{pa,i}} \quad (8)$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{\epsilon_{v,i-1}}{\epsilon_{v,i-1} + \Delta\epsilon_{pv,i}} \quad (9)$$

$$\mu_i = \frac{\frac{1}{2} - \frac{\epsilon_{a,i-1}}{\epsilon_{a,i-1} + \Delta\epsilon_{pa,i}} - \frac{\epsilon_{v,i-1}}{\epsilon_{v,i-1} + \Delta\epsilon_{pv,i}} \frac{E_i}{6B_i}}{\frac{1}{2} - \frac{E_i}{6B_i}} \quad (10)$$

式中: E_i 、 B_i 、 μ_i 分别为第 i 时段末的静弹性模量、体积模量和泊松比; $\epsilon_{a,i-1}$ 、 $\epsilon_{v,i-1}$ 分别为第 i 时段前静力计算的轴向应变和体积应变; $\Delta\epsilon_{pa,i}$ 和 $\Delta\epsilon_{pv,i}$ 为第 i 时段末残余轴向应变增量和残余体积应变增量。

在本文等效地震惯性力的计算中,延用了以往整体永久变形计算方法中的做法,利用震前静力分析的应力应变关系曲线,将时段内产生的残余轴向应变和残余体积应变按式(11)转换成拟静力作用在时段末修正后的应力应变关系上得到本时段产生的附加变形 $\Delta\delta$,如式(12)所示。这一附加变形就是同时考虑了地震惯性力效应和土的模量软化效应的地震永久变形增量,进而利用得到的时段末的累积残余振动孔隙水压力对下一时段的最大剪切模量进行如式(5)的修正,直至地震结束,得到坝体最终永久变形。

$$\mathbf{F}_p = \iiint_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \Delta \epsilon_{ij}^p dV \quad (11)$$

$$\mathbf{K}_p \Delta \delta = \mathbf{F}_p \quad (12)$$

式中: $\mathbf{B}$ 、 $\mathbf{D}$ 为由震前应力应变关系曲线确定的弹性矩阵和应变转换矩阵; $\mathbf{K}_p$ 为由各时段末修正后的应力应变关系曲线确定的刚度矩阵; $\Delta \epsilon_{ij}^p$ 为利用式(4)转换后得到的各单元的残余应变增量;

$\mathbf{F}_p$ 为时段末产生的由残余应变引起的等效惯性荷载增量。

4 算例验证

根据上述土石坝地震永久变形计算方法,对某一坐落于基岩上的心墙堆石坝进行了数值计算和分析。坝高为 100 m,坝顶宽度为 10 m,上下游坝坡为 1:2,坝体心墙部分为掺砾料,其余为堆石料,材料参数见文献[8],坝体网格剖分如图 1 所示。基岩地震输入基准期为 100 a,超越概率为 2%,峰值加速度为 0.283 g,等效振次为 20 次。地震历时 20 s,共划分为 20 个时段,坝体上游水位为 145.0 m,坝体浸润线位置如图 1 曲线所示。

为便于比较分析,在坝体内选择了位于上、下游坝区和心墙料区编号分别为 No. 177、No. 163 和 No. 140 三个典型单元,所处位置如图 1 所示。

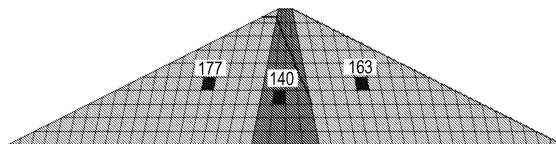


图 1 坝体有限元计算模型和典型单元示意图

Fig. 1 FEM mesh of dam and representative elements

图 2 和图 3 给出了各典型单元累积残余应变的时程曲线,如图所示,各典型单元的残余轴向应变和残余体积应变在地震时程中逐渐增长,而处在上游坝区的 No. 177 产生的残余轴向应变和残余体积应变明显高于下游坝区的 No. 163。地震结束时,上、下游坝区和心墙区各典型单元的残余轴向应变分别为 0.62%、0.15% 和 0.23%,残余体积应变分别为 0.59%、0.44% 和 0.58%。

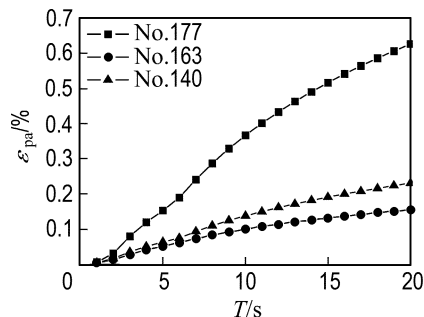


图 2 典型单元残余轴向应变时程变化曲线

Fig. 2 Time-history curves of residual axial strain potential of representative elements

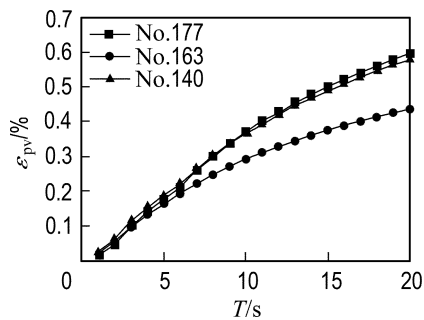


图 3 典型单元残余体积应变时程变化曲线

Fig. 3 Time-history curves of residual volumetric strain potential of representative elements

将上述残余应变计算结果按式(4)转化为直角坐标系下各单元的残余应变,通过式(8)、(9)和(10)确定各时段末各单元的静弹性模量、体积模量和泊松比.各典型单元的计算结果示于图 4 和图 5,表 2 给出了处在浸润线下心墙料区的单元 No. 140 的各时段末的累积残余振动孔压 p_T 、静弹性模量 E_T 、体积模量 K_T 和泊松比 μ_T 的计算结果.

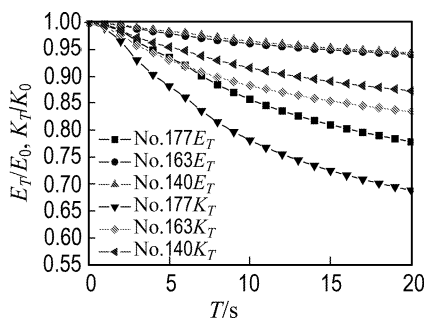


图 4 典型单元弹性模量和体积模量时程变化曲线

Fig. 4 Time-history curves of E_T/E_0 or K_T/K_0 of representative elements

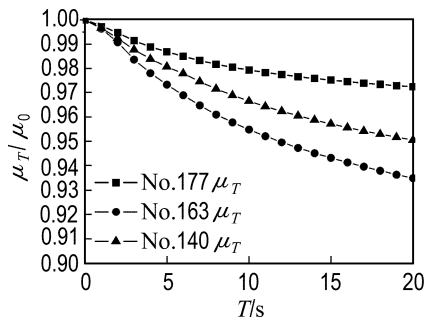


图 5 典型单元泊松比时程变化曲线

Fig. 5 Time-history curves of μ_T/μ_0 of representative elements

表 2 No. 140 累积孔压、静弹性模量、体积模量与泊松比

Tab. 2 The computed pore water pressure p_T , E_T , K_T and μ_T of No. 140

时段/s	p_T/kPa	E_T/MPa	K_T/MPa	μ_T
0	0	13.5	26.6	0.416
4	23.1	12.8	24.0	0.412
8	37.5	11.9	21.7	0.409
12	41.6	11.3	20.1	0.407
16	44.3	10.8	19.1	0.406
20	46.4	10.5	18.3	0.405

由上述计算结果可见,无论是残余振动孔压还是残余应变均明显依赖于坝体中土体所处部位.由表 2 可知,处于浸润线下的饱和土体单元 No. 140 的残余振动孔压随时程逐渐增长,在 0 至 8 s 增幅较大,随后逐渐趋于稳定,地震结束时达 46.4 kPa;单元最大动剪切模量降为震前的 89.9%.如图 4 和图 5 所示,在地震过程中,随着单元残余剪应变和残余体积应变的增长,单元的静弹性模量、体积模量衰减程度逐渐增大,位于上游坝区的单元静弹性模量和体积模量降低程度明显高于心墙坝料区和下游坝料区的典型单元.到地震结束时,上、下游坝区和心墙料区的各典型单元的弹性模量分别为震前的 77.8%、94.1%和 94.3%;体积模量分别为震前的 68.8%、83.4%和 87.2%.

图 6 给出了基于动力有效分析和总应力分析的 No. 177 各时段内最大响应剪应变的时程变化曲线,从图中可见,考虑振动孔压的最大响应剪应变在 4 s 以前与不考虑振动孔压的计算结果完全一致;4 s 后采用不排水有效应力分析的单元随着累积孔压的增大,软化现象逐渐加剧,时段内的最大响应剪应变明显大于不考虑振动孔压的计算结

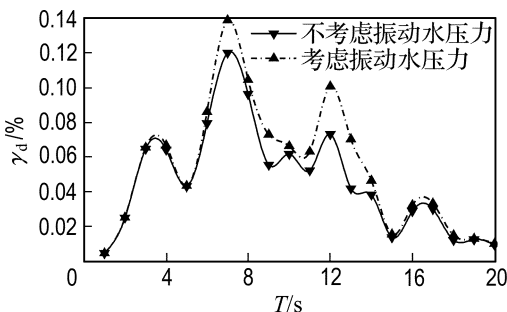


图 6 No. 177 最大剪应变时程变化曲线

Fig. 6 Time-history curves of maximum shear strain of No. 177

果. 由沈珠江的残余应变增量模型知采用有效应力分析的时段内产生的残余应变明显高于总应力法的计算结果, 采用总应力法得到的累积残余轴向应变为 0.50%, 约降低了 24%, 累积残余体积应变为 0.5%, 约降低了 18%. 因此在实际的地震永久变形计算中如不考虑振动孔压的软化效应可能会导致非保守的计算结果.

图 7 给出了位于坝体上游侧中部节点 No. 555 基于本文方法和传统的软化模量法的顺河向永久变形和竖直向永久变形的时程曲线. 如图所示, 考虑体积模量软化时, No. 555 节点的顺河向永久变形在时程中并不是单调递增的, 在 6 s 左右达到峰值之后逐渐降低; 而不考虑体积模量软化的永久变形随时程逐渐增大. 此外考虑体积模量软化的最大竖向永久变形增大了 4 cm 左右.

将各个时段的残余变形叠加, 得地震作用结

束时坝体各部分的地震永久变形. 坝体最大剖面的顺河向和竖直向永久变形分布情况如图 8 所示. 为便于比较, 表 3 给出了基于本文提出的方法、传统的等效节点力法和软化弹性模量法的永久变形最大值计算结果.

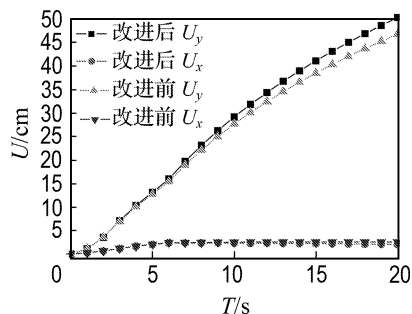
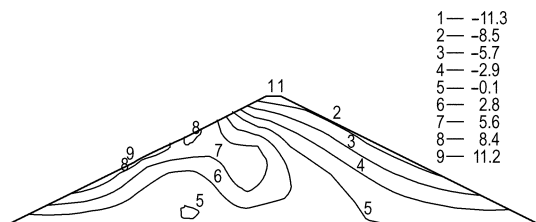
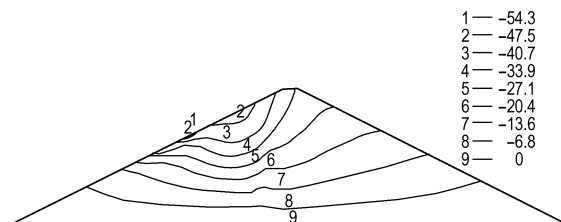


图 7 No. 555 节点永久变形发展时程曲线

Fig. 7 Time-history curves of permanent displacements of No. 555 node



(a) 顺河向



(b) 竖直向

图 8 真拟静力法永久变形等值线分布图(cm)

Fig. 8 Contours of permanent displacement by real pseudo-static method (unit: cm)

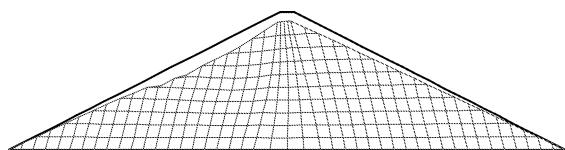
表 3 永久变形最大值计算结果比较

Tab. 3 Comparison of maximum permanent displacements

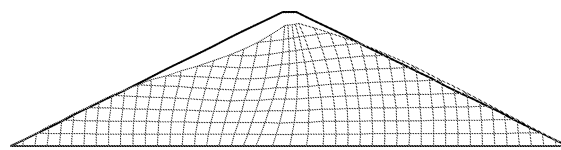
永久变形	真拟静力法	等效节点力法	软化弹性模量法
顺河向	11.3	8.7	28.2
竖直向	54.3	46.2	39.4

考虑土体模量逐步软化的真拟静力法的永久变形最大竖向变形为 54.3 cm, 发生在上游坝体中部, 最大顺河向永久变形为 11.3 cm, 上下游基

本呈对称分布; 而不考虑模量软化效应的等效节点力法的竖向永久变形最大为 46.2 cm. 图 9 给出了基于真拟静力法和传统的软化模量法的坝体变形示意图, 如图所示, 同时考虑静弹性模量和体积模量软化的坝体变形在上下游两侧基本对称, 坝体变形以沉陷为主, 而仅考虑静弹性模量的软化的坝体变形忽略了地震引起的土体体积收缩的影响, 顺河向位移明显偏大, 且坝体下游坡部分鼓出, 这样的结果不符合已知的国内外实测资料.



(a) 真拟静力法



(b) 软化模量法

图 9 坝体永久变形示意图

Fig. 9 The sketch of permanent displacement

5 结 论

(1) 本文提出的考虑逐步软化的拟静力永久变形计算模型同时考虑了地震惯性力效应和土的软化效应对坝体永久变形的影响。

(2) 在地震反应过程中借助 Hyde 残余振动孔压经验模型, 指出累积残余振动孔压对坝体地震永久变形的影响较为显著。

(3) 通过对单元静弹性模量、体积模量、泊松比以及最大动剪切模量的修正, 较真实地模拟了地震实际情形。

(4) 利用沈珠江提出的残余应变增量模型进行了分时段永久变形计算, 得到了坝体各部分地震永久变形的发展和累积过程, 以便采取合理有效的防治措施。

参考文献:

- [1] NEWMARK N M. Effect of earthquakes on dams and embankments [J]. **Geotechnique**, 1965, **15**(2): 139-160
- [2] MAKDISI F I, SEED H B. Simplified procedure for

estimation dam and embankment earthquake induced deformations [J]. **J Geotech Eng Div, ASCE**, 1978, **104**(GT7): 849-868

- [3] 迟世春, 林 皋, 孔宪京. 堆石坝残余体应变对计算面板堆石坝永久变形的影响[J]. 水力发电学报, 1998(1): 59-67
- [4] 刘汉龙, 陆兆溱, 钱家欢. 土石坝地震永久变形分析[J]. 河海大学学报, 1996, **24**(1): 91-96
- [5] KUWANO J, ISHIHARA K. Analysis of permanent deformation of earth dams due to earthquakes [J]. **Soils and Foundations**, 1988, **28**(1): 41-55
- [6] 沈珠江, 徐 刚. 堆石料的动力变形特性[J]. 水电科学, 1996(6): 143-150
- [7] HYDE A F L, WARD S J. A pore pressure and stability model for a silty clay under repeated loading [J]. **Geotechnique**, 1985, **35**(2): 113-125
- [8] 王玲玲, 何蕴龙, 费文平. 水牛家心墙堆石坝地震永久变形及液化分析[J]. 岩土力学, 2004, **25**(1): 165-168
- [9] 汪闻韶, 金崇磐, 王克成. 土石坝的抗震计算和模型试验及原形观测综合报告[J]. 水利学报: 土动力学专辑, 1987(12): 1-15

Calculation method of real pseudo-static permanent deformation based on step-by-step softening modulus

LI Hong-jun*, CHI Shi-chun, LIN Gao

(State Key Lab. of Coastal and Offshore Eng., Dalian Univ. of Technol., Dalian 116024, China)

Abstract: A simplified procedure for evaluating seismic stability of high core type rock-fill dam subjected to earthquake shaking, in which the integrated effect of equivalent nodal force and step-by-step gradually softening modulus is taken into account, is presented based on whole earthquake deformation analysis. The fundamental feature of this procedure is the modified relationship of stress and strain by residual shear strain potential and residual volumetric strain potential in dynamic time-history analysis. In the meanwhile, the effect of the residual dynamic pore water pressure on the maximum shear modulus is considered. The numerical computations are performed by using the proposed method. It is shown that the time-history accumulative permanent displacement for a given core dam, in which earthquake effect is properly considered, is more rational compared with the conventional computational results.

Key words: softening modulus; real pseudo-static; residual strain potential; volumetric modulus; dynamic pore water pressure; permanent deformation