

日本土石坝抗震技术介绍(续)

汪 闻 韶

(水利水电科学研究院)

第二部分 日本土石坝动力分析试验研究情况

关于土坝的地震动力行为问题,日本早在1934~1936年间已有报导^[9,10],1952~1955年间又有进一步发展^[11,12]。

近年随着地震工程学的发展,特别是随地震观测记录的积累、土石材料动力性质试验研究工作的增多、电子计算机和有限单元法的兴起和推广、地震科学试验仪器设备的研制和发展以及几次大地震中土石坝实际行为和震害现象的启示,大大促进了动力分析研究工作的前进。

日本开展土石坝地震动力分析的原因主要是因为现行法规中的“震度法”在理论上还不能说明清楚,还不放心。对某些情况(如质量差的土坝、冲积层地基、尾矿坝等等)还还没有把握。所以当前日本对土石坝的动力分析、模型试验、实物试验和地震观测等工作正在全面展开和逐步深入,目的在于探求一个可以代替现行“震度法”的、更符合土石坝实际地震动态行为的设计计算方法。

要进行土石坝及地基的动力分析,必须在地震地面运动情况、土石材料动力性质、计算模型和计算方法以及对分析成果评价等方面都有可靠的数据、方法和经验。这些都认为是需要进一步研究的问题。

关于地震地面运动问题,日本有很多单位在进行研究。就土石坝工程而言,目前主要依靠历史地震记载及强震和微震观测记录,并适当考虑了地震出现的机率、分布和大小等。他们对根据断层地震进行推算的问题拟作为今后研究的方向。关于水库诱发地震问题,日本尚无实例,因此尚不重视。日本地震观测仪器主要有SMAC型强震仪和电磁型地震仪两类。前者只能记录强地震。后者目前已发展成为同时可以记录强地震和弱地震的仪器,由于应用范围扩大,已成为日本今后推广和发展的主要方面。这种仪器有两个关键装置,即自动调节测记灵敏度的装置和信号储存延迟记录装置。前者可使强弱地震都能记录,后者可把记录器起动前10~30秒时段中的小振动信号也记录下来。地震观测的数据大都用加速度表示,一般包括两个水平方向分量和一个上下方向分量。在动力分析中,他们选择坝基中剪切波速为500~700m/s的岩层表面作为地震波输入的界面,其下大于上述剪切波速的基岩则作为刚体运动,理由是日本很多地震观测记录都是从设置在上述这类地基上的仪器测到的。

土石材料的性质,包括分析土石坝地震前初始静应力分布用的静力应力应变关系和强度

特性,和分析土石坝地震时动力反应、变形和稳定用的动力应力-应变关系和强度特性。土石材料物理力学性质参数的选择往往须与分析方法和计算模型联系起来。关于静力学性质,日本目前采用国际上通用的非线性应力-应变关系和库伦-摩尔抗剪强度理论。关于动力学性质,日本学者在土坝动力分析的早期研究中曾引进过粘滞弹性体的假定。随着国际上对土石材料非线性应力-应变关系以及往返荷载作用下土石材料动力学特性的研究,他们也在不断补充和改进。近年用得比较多的是等价线性模型,其中主要包括随着应力和应变(剪应变或用剪应力间接表达)变化的等价弹性模量(或剪切模量)及阻尼比(或粘滞系数)等参数。这些参数大都通过动力三轴试验、共振柱法和现场波速法等测定;另外也有通过模型试验和实物试验测定的。但是上述模型只能用于通过总应力分析求出地震时的动应力和动应变,而不能求出地震后的残余变形和残余孔隙水压力,因此对计算结果的评价也比较困难。为了克服上述缺点,新的探索性研究工作也正在日本开始,研究的途径和方向与目前国际上的趋势是差不多的。主要希望采用完全非线性的加荷、退荷、再加荷、再退荷、再加荷……模型,并按有效应力原则进行分析。据称这项工作现在只限于一元问题研究,离开取得可供普遍实用的成果,尚非短期内的事。为了进行新的研究,在试验仪器设备方面也在探索新的途径。例如对动单剪和动扭剪试验仪器已开始增加使用,平面应变和三主应力试验仪器已逐步推行,取原状砂样进行动三轴试验的技术已经建立起来等等。

关于计算方法,有限单元分析方法在数学上已经成熟(指稳定性和收敛性)。作为计算手段用的电子计算机和计算程序在日本已较普遍,应用效率很高。今后研究方向主要是提高计算速度和缩短计算时间。

关于对动力分析结果的评价问题,日本还没有明确的定量尺度,主要还要靠工程人员的经验判断。从原则上,日本对于作为土石坝地震破坏的标志是“不经修理就不能再正常运用”称为破坏;否则,则不称破坏,仅称“变状”。现在比较实用的办法是,通过有限单元法分析判断土石坝局部不稳定区;通过滑动面(一般采用圆弧)分析(采用有限单元法应力分析成果)判断土石坝体的整体稳定性;通过坝坡表层(主要指推石坝)滑动分析(采用 Newmark 地震位移计算法则)判断坡面滑移的程度。对于上述评价方法现在并不感到满意,认为须进一步从坝体变形程度上来评价,但是这一设想尚未取得结果,拟作为今后研究方向。

目前日本在土石坝动力分析方面还没有形成统一的方法,下面只举这次考察中的一个岩屋坝的例子^[7],以略见其大概。

一、关于设计地震的确定

最初,岩屋坝坝址的水平震度(即地震系数)拟使用0.12。后来根据坝址周围15个6级以上历史地震资料估计,坝址遭到100年一遇8级以下地震影响时的最大震度约为0.197。考虑到有效震度约为最大震度的0.8,即

$$0.197 \times 0.8 = 0.157$$

因此,最后确定岩屋坝基的地震系数 $k=0.15$ 。对于坝体则根据不同情况采用下列地震系数:

超水位时	0.15
正常满水位时	0.15
中间水位时	0.15
水位骤降时	0.075

此外, 由于地震动水压力影响不大, 故忽略不计。

二、用“震度法”分析

主要参照静力稳定分析方法验算了沿坝底滑动(心墙后坝基滑动)、坝坡整体滑动(圆弧滑动面)和坝坡表层滑动(长斜坡滑动)等的稳定安全系数。

圆弧滑动面稳定分析, 采用下面公式:

$$SF = \frac{M_r}{M_0} = \frac{M_{rf} + M_{rc} + M_{ru} + M_{re}}{M_{0w} + M_{0e}}$$

式中 SF ——安全系数;

M_r ——抗滑力矩;

M_0 ——滑动力矩;

M_{rf} ——摩擦力抗滑力矩;

M_{rc} ——凝聚力抗滑力矩;

M_{ru} ——孔隙水压力形成的抗滑力矩;

M_{re} ——地震力引起的抗滑力矩;

M_{0w} ——重力产生的滑动力矩;

M_{0e} ——地震力引起的滑动力矩。

长斜坡滑动稳定分析, 采用下面公式:

$$SF = \frac{T}{S} = \frac{(\gamma_s - 1) - K\gamma_s \tan \theta}{(\gamma_s - 1) \tan \theta + K\gamma_s} \tan \phi$$

式中 T ——抗滑力

S ——滑动力

γ_s ——坝体材料饱和容重;

θ ——斜坡与水平面夹角;

ϕ ——内摩擦角;

K ——地震系数。

用“震度法”分析的结果见表7。

表7 岩屋坝“震度法”分析结果

计算情况	计算条件		正常时	地震时
坝基滑动安全系数	水平滑动	超水位时	2.98	1.76
承载力	最大压力	超水位时	302.3 t/m ²	
上游坡安全系数	圆弧滑动及长斜面滑动	超水位时	2.33	1.21
		满水位时	2.26	1.21
		中间水位时	2.12	1.21
		水位骤降时	2.01	1.51
		施工完了时	2.33	1.90
下游坡安全系数		满水位时	1.87	1.33
		施工完了时	1.87	1.56

三、进行振动模型试验

振动台面宽3.5m, 长11.5m, 模型缩尺为1/65。模型试验目的在于探讨坝体在冲击和地震波作用下的动态行为。试验包括空库、低水位和满库等情况。

冲击试验结果用峰值加速度反应倍率(即坝体观测点峰值加速度与坝基振动台峰值加速度之比)表示。图10是试验结果示例。可以看出, 坝顶反应倍率显然较大, 且受水位变化影响, 坝坡面反应倍率比坝心大, 下游坡(较陡)的反应倍率比上游坡(较缓)大。水位的影响, 除坝顶以外, 一般不大。当震动台加速度增大到500~600gal时, 反应倍率大都趋向于1, 即基本上不放大。

地震波试验采用El Centro 1940年地震波(卓越频率1.811 Hz, 持续时间29.48秒)。试验

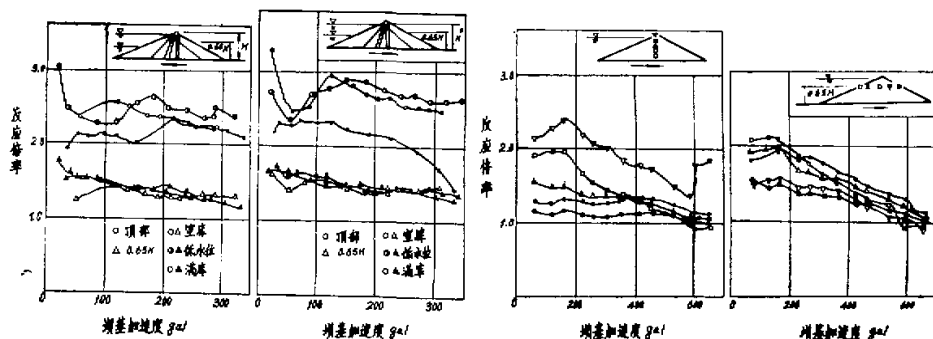


图10 岩屋坝冲击模型试验结果示例

采用了不同时间缩尺, 1/1、1/4、1/6 等。试验结果也用峰值加速度反应倍率表示, 可整理出与图10相似的图形。时间缩尺对试验结果有很大影响, 如图11中所示。因为模型坝的第一振型自振频率为17 Hz(用输入正弦波进行共振试验测定), 而 *El Centro* 地震波的卓越频率为1.8 Hz, 所以若把时间缩尺缩小到 1/9, 模型坝将出现最大反应。按此用外插法, 在图11中

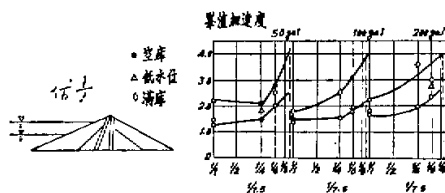


图11 岩屋坝地震波模型试验中时间缩尺(1/T·S)的影响

可以找出模型坝(坝顶)最大峰值加速度反应倍率。当坝基振动台峰值加速度等于 50gal 时为 2.6~4.2倍, 100gal 时为 2.3~3.9倍, 200gal 时为 2.8~4.2倍。

四、进行弹性波速试验

在筑坝过程中, 竣工后和蓄水后都施测了坝体各土层的弹性波速, 包括压力波速 V_p 和剪切波速 V_s 。测定工作包括表面弹性波试验、相对沉降观测孔弹性波试验和常时微动观测等。试验结果整理成波速与土层深度关系图, 如图12中所示, 供选取坝体材料弹性模量用。

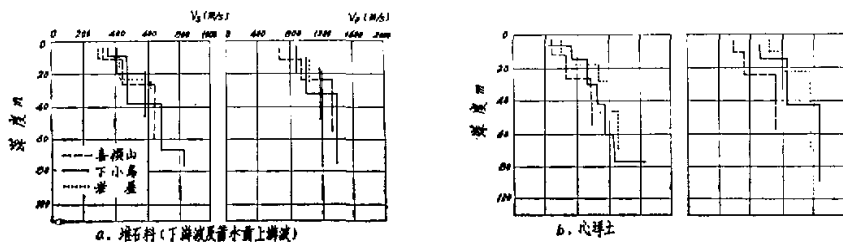


图12 岩屋坝弹性波速试验结果(附喜鹊山坝及下小鸟坝资料)

五、进行起振试验(即实物试验)

用30t起振机放在岩屋坝坝顶中央进行垂直和平行坝轴线方向振动试验, 目的在了解坝的自振周期、阻尼比和振动形状等特性。试验结果表明, 垂直坝轴线方向第一振型自振频

率为1.8 Hz, 相应的阻尼比为0.05~0.065; 平行坝轴线方向第一振型自振频率为2.15Hz; 相应的阻尼比为0.04~0.06。图13是对应于上述两个振型的位移振幅分布图。

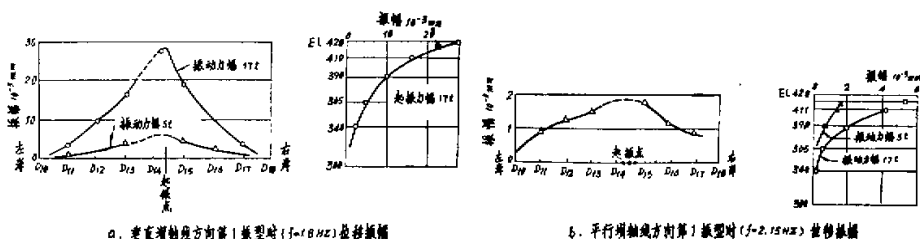


图13 岩屋坝振动形状示例

另外, 用有限单元法平面应变分析所得垂直坝轴线方向第一振型自振频率为1.435 Hz其偏小的原因, 主要认为与没有计入河谷形状影响有关。

六、动力分析

(一) 目的

鉴于岩屋坝工程规模较大, 坝体材料分区复杂, 有必要采用“震度法”以外的动力分析来探讨它的地震安全性。

(二) 材料的动力性质

关于材料的动力应力-应变关系, 对粘性土采用Maxwell-Kelvin模型, 对砂石等无粘性土采用Maxwell模型(参看图14)。

根据动三轴试验得到各材料的动力性质参数如下:

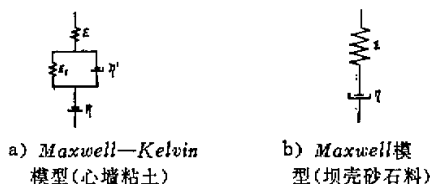


图14 岩屋坝动力分析中采用的材料粘弹性体模型

心墙土

$$E = 9.00 \times 10^2 + 1.56 \times 10^2 K + (7.00 \times 10^2 + 1.56 \times 10^2 K) \sigma_3^{0.50}$$

$$\eta = 2.31 \times 10^2 + 2.17 \times 10 K + (6.80 \times 10^2 + 2.17 \times 10 K) \sigma_3^{0.54}$$

$$E_1 = 1.90 \times 10^3 + 3.90 \times 10^2 K + (6.25 \times 10^2 + 3.90 \times 10^2 K) \sigma_3$$

$$\eta_1 = 1.24 \times 10^2 + 2.22 \times 10 K + (2.81 \times 10 + 2.22 \times 10 K) \sigma_3$$

反滤料(天然含水量)

$$E = (2.69 \times 10^3 + 2.62 \times 10 a + 1.58 \times 10^2 K) \sigma_3^{0.40}$$

$$\eta = (8.19 \times 10^2 + 1.175 \times 10^2 K) \sigma_3^{1.60}$$

反滤料(饱和状态)

$$E = (2.03 \times 10^3 + 4.92 \times 10 a + 8.53 \times 10 K) \sigma_3^{0.61}$$

$$\eta = (1.08 \times 10^3 + 1.80 \times 10^2 K) \sigma_3^{1.42}$$

堆石料

$$E = (2.06 \times 10^3 + 1.44 \times 10^2 a + 5.26 \times 10 K) \sigma_3^{0.80}$$

$$\eta = (6.08 \times 10^2 + 9.85 \times 10 K) \sigma_3^{1.40}$$

堆石料(饱和状态)

$$E = (1.88 \times 10^3 + 6.34 \times 10a + 9.52 \times 10K)\sigma_3^{0.63}$$

$$\eta = (1.26 \times 10^3 + 2.75 \times 10^2 K)\sigma_3^{1.15}$$

式中 E, η, E_1, η_1 , 等参数参看图14; σ_3 为有效周围压力 (有效小主应力); a 为轴差应力 (轴向静压力与 σ_3 之差); $K = a/b$, 其中 b 为轴向动应力幅。

由于根据现场弹性波试验求得的心墙土和堆石体的弹性模量 E_s 与上述试验值 E 有差别, 所以要用表 8 中的系数 A 调整试验值。

关于材料的动力泊桑比采用 泽田 经验公式。

心墙土

$$\nu_s = 0.45 - 0.006(y_s - y_r)^{0.8}$$

非饱和堆石料

$$\nu_a = 0.375 - 0.006(y_s - y_r)^{0.58}$$

饱和堆石料

$$\nu_a = 0.49 - 0.001(y_s - y_r)^{0.75}$$

式中 y_r ——单元重心垂直坐标、

y_s ——单元重心对应的土面垂直坐标。

(三) 分析条件

1. 分析方法

采用日本电力中央研究所提出的有限单元粘弹性体振动分析方法

2. 输入地震

采用岩屋坝址区实测地震波和 El Centro

1940NS地震波两种波形, 并把最大加速度按比例调整到200gal。

(四) 反应特性

通过计算, 得到坝体位移反应、加速度反应、振型和应力分布等数据。

表 8 动弹模试验值调整系数

分 区	A	σ_3
心 墙 土	2.0	≥ 2.88
	$0.14\sigma_3^{\frac{1}{2}} + 0.84$	$2.88 - 0$
堆 石 体	2	≥ 2
	$0.62(\sigma_3 - 2)^2 + 2$	$2 - 0.5$
	3.4	< 0.5
反 滤 层 (自然含水量)	2.0	≥ 2.88
	$0.62(\sigma_3 - 2)^2 + 2$	$2.88 - 1.5$
	$0.32(\sigma_3 - 2)^2 + 1.04$ 1.77	$1.5 - 0.5$ < 0.5
反 滤 层 (饱和状态)	2.0	≥ 2.88
	$0.62(\sigma_3 - 2)^2 + 2$	$2.88 - 1.0$
	$0.47(\sigma_3 - 2)^2 + 1.5$ 2.55	$1.0 - 0.5$ < 0.5

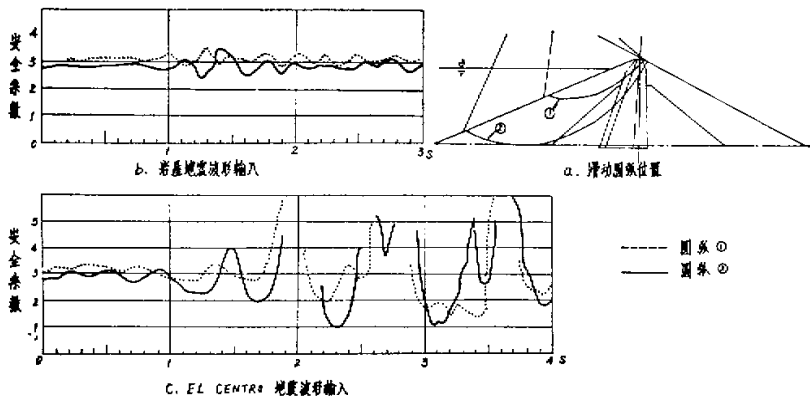


图15 岩屋坝动力分析坝坡圆弧滑动安全系数历时图

(五) 安全性评价

坝坡的安全性采用圆弧滑动分析方法计算其稳定安全系数 SF ，如下式所示：

$$SF = \frac{\text{抗滑力}}{\text{滑动力}} = \frac{\sum \sigma_m \cdot l_m \cdot \tan \phi_m}{\sum \tau_m \cdot l_m}$$

式中 σ_m , τ_m ——单元中假想滑动面上的法向压力和剪应力；

l_m ——单元中假想滑动面的割线长度；

ϕ_m ——内摩擦角。

计算结果表明，对于岩屋地震波可确保安全系数大于1.2，对于El Centro地震波则安全系数可满足1以上(参看图15)，因此认为不会滑坡。

七、地震观测

坝上设有8台地震仪，如图16中所示，地震仪采用可动线圈型，包括自动起动器、全自动感度调整器、数据延迟装置、记录器和时标发生器等。表9中是1978年1月24日伊豆近海地震时实测记录分析的结果。可以看出微震观测所得坝体卓越频率与起振试验中测得的数据相当接近。

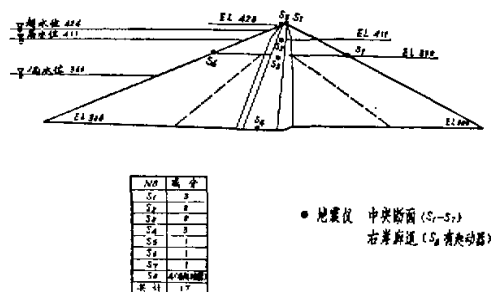


图16 岩屋坝地震观测仪器布置图

参 考 文 献(续)

- [9] 松村孙治，土坝的地震动力变形，日本内务省，土木研究所报告，第28号，1934年。
- [10] Mononobe, N., Takadn, A. and Mafumura, M., Seismic Stability of the Earth Dam, Proceedings of Second Congress on Large Dams, Question VII, Vol. IV, 1936.
- [11] 畑中元弘，土坝振动问题之三元讨论，日本土木学会志，第37卷，1952年第10期(南京水利实验处译印)。
- [12] Motohira Hatanaka, Fundamental Considerations on the Earthquaka Resistant Properties of Earth Dam, Disaster Prevention Research Institnte, Bulletin №11, 1955.

表9 岩屋坝地震观测结果示例
(1978年伊豆近海地震)

记录器	测 头	最大加速度 gal	卓越频率 Hz	备 考
1号	S ₁ -x	—	—	以往数据 (起振试验及N _{6.4} 观测地震波)
	-y	(BQ)1.8	2.2	
	-y	(MQ)6.6	2.1	
	-z	(BQ)5.7	1.9	
	-z	(MQ)20.1	1.8	
	S ₆ -x	(BQ)4.6	1.9	
3号	S ₆ -x	(MQ)16.6	1.8	x方向， 1.8Hz
	S ₇ -x	(BQ)2.8	3.2(1.8)	y方向， 2.15Hz
	S ₇ -x	(MQ)10.8	1.8	
	S ₃ -x	7.5	1.7	
	y	—	—	
	S ₆ -x	—	—	
	S ₄ -x	3.6	0.6	
	y	2.5	0.7	
	z	2.0	0.7	

注：(BQ)为初期微动部分
(MQ)为主要振动部分