

# 1976 年大石河尾矿坝地震反应分析

辛鸿博

(冶金部建筑研究总院, 北京, 100088)

*Finn W. D. Liam*

(Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada)

**文 摘** 位于我国东北、华北地区的十几座大型尾矿坝成功地经受了 1975 年海城地震( $M = 7.3$ )和 1976 年唐山地震( $M = 7.8$ ,  $M = 7.1$ )的袭击, 这为研究上游法尾矿坝的抗震性能以及评价目前坝体地震反应分析、稳定分析方法的能力及其有效性提供了宝贵的经验与资料。本文采用二维真非线性有效应力动力反应分析程序 TARA-3, 研究了位于唐山市东北约 50km 处具有代表性的大石河尾矿坝。计算结果与震后宏观调查结果相符, 基本上再现了 1976 年大石河尾矿坝在唐山地震过程中的表现, 从而也进一步验证了 TARA-3 计算程序的有效性。

**关键词** 尾矿坝, 地震反应, 非线性, 有效应力, 增量法。

## 1 前 言

1965 年智利 Laligua 地震和 1978 年日本 Izur-Oshima 地震, 造成了周围诸多上游法尾矿坝发生液化垮坝破坏<sup>[1, 2]</sup>, 从而引起了岩土工程师对上游法尾矿坝抗震性能的关注, 不少研究者认为上游法尾矿坝抗震性能较差, 不宜在地震活动区建造。然而, 座落在我国东北、华北地区的十几座大型尾矿坝, 成功地承受了 1975 年海城  $M7.3$  地震和 1976 年唐山  $M7.8$  及  $M7.1$  地震的强烈袭击<sup>[3]</sup>。这些尾矿坝在海城、唐山地震中的表现, 为进一步了解上游法尾矿坝的抗震性能, 验证目前评价坝体地震反应和稳定分析方法的能力及有效性提供了宝贵的经验与资料。本文采用目前先进的分析技术, 利用二维真非线性有效应力动力计算程序 TARA-3, 对具有代表性的、在 1976 年唐山大地震中表现明显震害(液化、裂缝和残余变形)的大石河尾矿坝进行了研究, 评价了上游法尾矿坝的地震反应和目前坝体动力反应分析技术。1980 年、1990 年曾两度对大石河尾矿坝进行过系统的现场勘察、原位测试和室内试验工作, 为分析研究 1976 年大石河尾矿坝在唐山地震过程中的表现, 提供了可靠的基础资料。

## 2 大石河尾矿坝及其在唐山地震中的表现

大石河尾矿坝是一座典型的上游法尾矿坝, 位于河北省迁安县, 在唐山市东北方向约 50km 处的孟家冲。其初期坝为一高 14m、长 338m 的碾压均质土坝, 坝基为 10m 厚左右的亚粘土、卵石互层。大石河尾矿坝始建于 1960 年, 1962 年开始放矿, 到 1976 年唐山地震时已堆

积九级子坝, 坝体总高达 37m, 沉积滩宽 300m, 平均坡度为 2.7%, 坝下游坡平均坡度为 1:5, 1976 年大石河尾矿坝主剖面如图 1 所示。

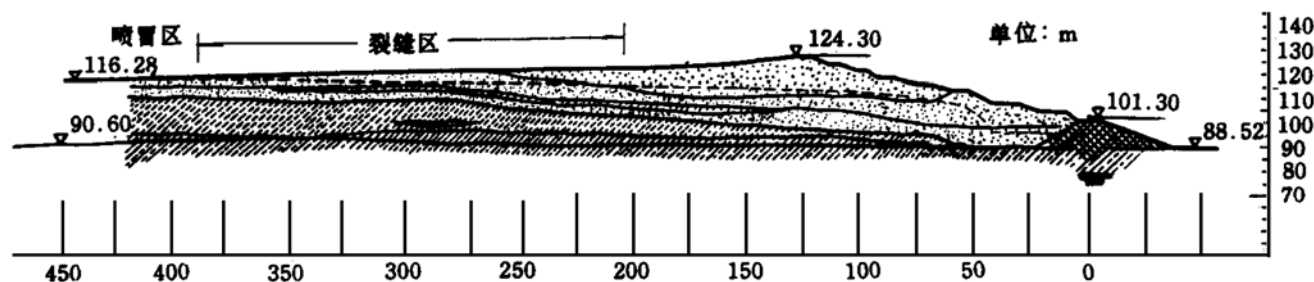
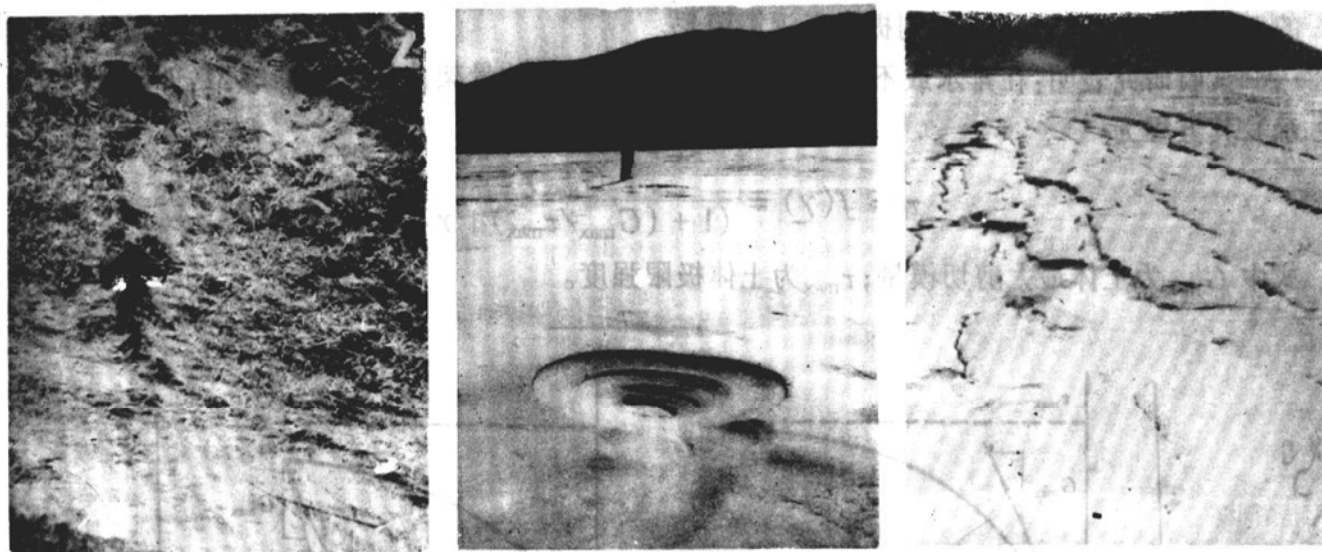


图 1

1976 年 7 月 28 日在河北省唐山发生了里氏 7.8 级和 7.1 级大地震, 强烈的地震荷载使震中距分别为 46km 和 19km 的大石河尾矿坝产生了明显地震灾害: ①在坝下游坡第四级子坝上出现了平行于坝轴线的裂缝, 裂缝宽 20~30mm, 长 10~20m (图 2(a)); ②靠近水边线沉积滩 30m 宽度范围内出现了大量的喷水冒砂, 最大的喷水冒砂砂丘直径达 2m (图 2(b)); ③在距坝顶 80m 以远的沉积滩上出现了大量平行于水边线的裂缝, 并且越靠近水边, 裂缝越多、越密, 裂缝宽 20~700mm, 长 10~30m, 测得的最大深度为 1m, 裂缝最大落差为 400mm (图 2(c)), 由此可推断, 沉积滩朝池心方向发生了液化滑移变形。



(a)

(b)

(c)

图 2

### 3 计算分析方法

在坝体地震反应分析中, 目前广泛采用的计算方法仍是 Seed 等提出的等价线性理论及相应的计算程序 QUAD-4, 或是在等价线性理论基础上发展起来的一些分析方法。等价线性理论分析土体地震反应存在着明显的缺陷, 如分析中土体受(静、动)力不连续, 不能直接计算地震产生的超孔隙水压力和模拟孔压对土体地震反应的影响, 以及不能直接计算土体的地震永久变形等。Finn 等于 1986 年研制完成的二维非线性有效应力动力反应分析程序 TARA-

3<sup>[4]</sup>, 从根本上克服了等价线性理论的缺陷。TARA-3 计算程序进行动力分析从土单元的静应力状态开始, 采用增量法模拟土的非线性和迟滞性, 直接计算超孔压和残余变形。美国核能管理委员会曾委托美国陆军欧洲研究站对此程序进行了系统的验证, 文献[5, 6]详细报道和讨论了验证结果、程序特点以及和其他计算程序比较的情况。

TARA-3 计算程序在模拟土体地震反应时, 采用的增量运动方程为

$$[M]\{\ddot{\Delta x}\} + [C]\{\dot{\Delta x}\} + [K]\{\Delta x\} = \{\Delta P\} \quad (1)$$

式中  $[M]$ ,  $[C]$  和  $[K]$  分别为质量矩阵、阻尼矩阵及刚度矩阵;  $\{\ddot{\Delta x}\}$ ,  $\{\dot{\Delta x}\}$  和  $\{\Delta x\}$  分别为相对加速度增量、速度增量和位移增量向量;  $\{\Delta P\}$  为惯性力增量向量。方程采用 Rayleigh 阻尼, 分析时一般取小于相应其主振型临界阻尼的 1%, 来模拟孔隙水运动产生的阻尼和消除计算过程中由于累积误差所引起的高频振荡现象。在地震荷载作用下, 土体的阻尼主要表现为迟滞阻尼, 在计算过程中由于严格遵循其迟滞的应力-应变关系, 其阻尼自然在分析中所包括。

方程(1)中刚度矩阵  $[K]$  是当前切线模量  $G_t$  和  $B_t$  的函数。由于程序中采用了切线剪切模量  $G_t$  和切线体积模量  $B_t$ , 弹性矩阵  $[D]$  则可表示为

$$[D] = B_t[\theta_1] + G_t[\theta_2] \quad (2)$$

式中  $[\theta_1]$  和  $[\theta_2]$  为弹性常量矩阵。分析中引进此方程大大减少了由于单元应变变化和孔压发展而重新形成刚度矩阵的计算时间。

### 3.1 土体受剪时的应力-应变关系

土体初始受剪时的应力-应变关系假设为非线性和迟滞性, 卸荷、再加荷时假设服从改进的 Masing 准则。Masing 准则提供了迟滞阻尼。

试验研究表明: 在排水或不排水状态下, 土体受剪时的骨架曲线呈双曲线型(如图 3(a)所示), 其方程为

$$\tau = f(\gamma) = \frac{G_{\max} \gamma}{(1 + (G_{\max} / \tau_{\max}) |\gamma|)} \quad (3)$$

式中  $G_{\max}$  为土体最大剪切模量;  $\tau_{\max}$  为土体极限强度。

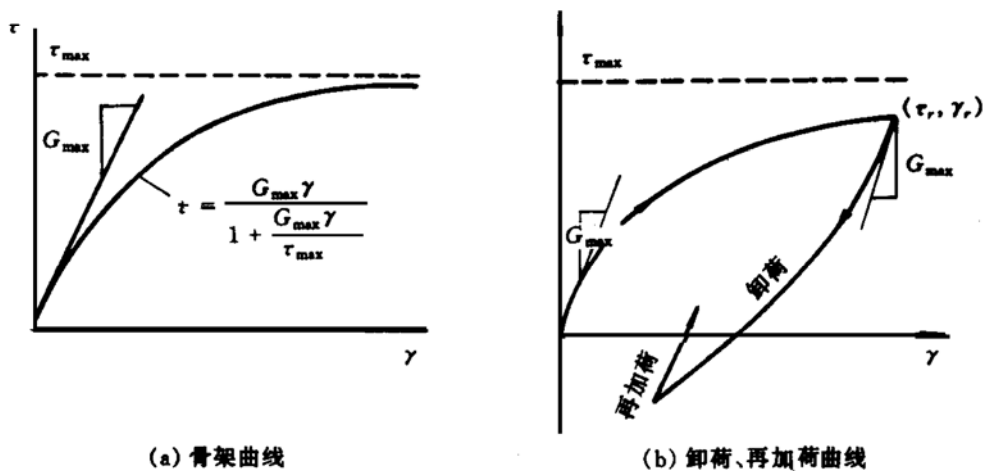


图 3

卸荷、再加荷时土体服从改进的 Masing 准则<sup>[7]</sup>, 即土体在剪应变  $\gamma = \gamma_r$  时卸荷再加荷的运动轨迹遵循方程(4), 若应力-应变点欲超出骨架曲线则服从骨架曲线, 卸荷、再加荷的应力-应变曲线如图 3(b)所示。

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{\frac{G_{\max}(\gamma - \gamma_r)}{2}}{(1 + \frac{G_{\max}}{2\tau_{\max}}|\gamma - \gamma_r|)} \quad (4)$$

故此, 在初始加荷曲线(骨架曲线)上, 土体切线剪切模量  $G_t$  为

$$G_t = \frac{G_{\max}}{(1 + \frac{G_{\max}}{\tau_{\max}}|\gamma|)^2} \quad (5)$$

卸荷或再加荷时

$$G_t = \frac{G_{\max}}{(1 + \frac{G_{\max}}{2\tau_{\max}}|\gamma - \gamma_r|)^2} \quad (6)$$

### 3.2 土体在球应力状态下的应力-应变关系

土体在均压荷载作用时假设为非线性弹性体, 其体变模量取决于土体所受平均有效主应力的<sup>[8]</sup>大小, 即

$$B_t = K_b p_a (\frac{\sigma'_m}{p_a})^n \quad (7)$$

式中  $K_b$  为体变模量系数;  $p_a$  为标准大气压;  $\sigma'_m$  为平均有效主应力;  $n$  为体变模量指数。

### 3.3 残余孔隙水压力

TARA-3 计算程序采用 M-F-S 模型模拟地震荷载产生的超孔压<sup>[9]</sup>, 即

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta \epsilon_d \quad (8)$$

式中  $\Delta u$  为地震产生的超孔压增量;  $\bar{E}_r$  为土体回弹模量;  $\Delta \epsilon_d$  为体应变增量。在排水剪切状态下体应变增量  $\Delta \epsilon_d$  是累积体应变  $\epsilon_v$  和剪应变  $\gamma$  的函数,  $\Delta \epsilon_d$  可表示为

$$\Delta \epsilon_d = \gamma C_1 \exp(-C_2 \frac{\epsilon_v}{\gamma}) \quad (9)$$

式中  $C_1, C_2$  为体变常数, 其大小主要取决于土体类别和相对密度。

## 4 大石河尾矿坝地震反应分析

根据 1976 年大石河尾矿坝尾矿沉积特征, 将尾矿材料分成 41 种不同的类型(见图 5), 剖分的坝体主剖面由 680 个结点和 640 个四边形等参单元组成。尾矿坝震前特性及尾矿材料分区特征, 笔者在文献<sup>[10]</sup>中作了详尽论述, 限于篇幅, 下面仅就尾矿最大剪切模量和抗液化强度作一简要说明。

### 4.1 最大剪切模量

试验研究表明, 散粒材料的最大剪切模量是其平均有效应力的函数, 其大小可用改写的 Seed-Idriss 关系式求得<sup>[11]</sup>, 即

$$G_{\max} = 21.7 p_a K_{2\max} (\frac{\sigma'_m}{p_a})^{0.5} \quad (10)$$

式中  $K_{2\max}$  是最大剪切模量系数, 其大小取决于土的类型和密实程度。笔者根据 1990 年大石河尾矿坝的 SCPT (Seismic Cone Penetration Test) 测试结果, 给出了尾矿砂最大剪切模量系

数  $K_{2\max}$  和归一化标贯击数  $(N_1)_{60}$  的相关关系。

$$K_{2\max} = 13(N_1)_{60}^{0.4} \quad (11)$$

#### 4.2 抗液化强度

尾矿的抗液化强度根据目前工程中广泛采用的液化判别图求得, 孔压参数则根据求得的抗液化强度曲线, 再利用计算程序 SIMCYC2 拟合<sup>[12]</sup>。

#### 4.3 输入地震动

文献[13]采用调整强余震记录、平滑设计反应谱和经验格林函数三种方法, 对唐山地震时大石河地区的基岩地震动特征进行了研究, 合成 8 条模拟 1976 年唐山地震的基岩人工波, 文献[10]以此合成波对大石河尾矿坝进行了分析。本文仅以一条输入波作例说明, 图 4 示出了其基岩加速度时程曲线。

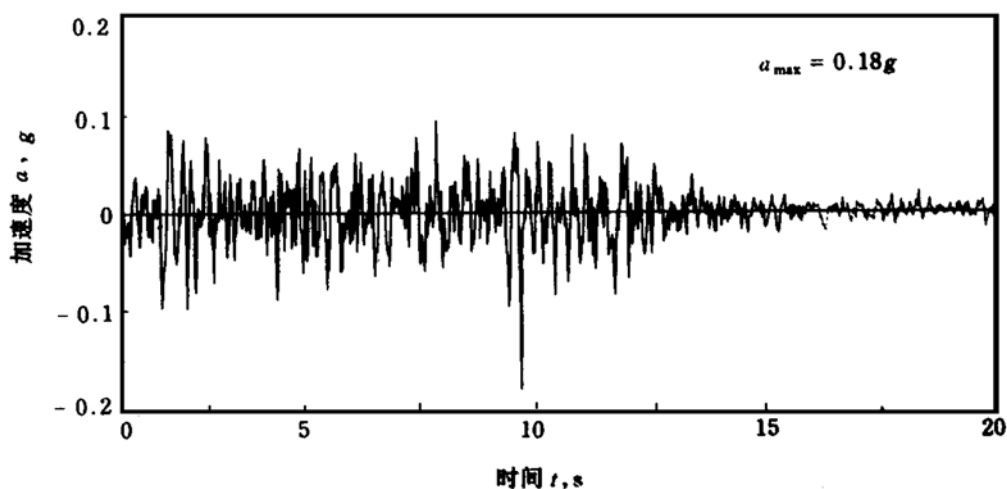


图 4

#### 4.4 计算结果与分析

图 5 示出了计算求得的坝体液化区。其最大液化深度为浸润线下 14m。在液化区外缘, 随着深度的增加, 残余孔压的大小为其上覆有效应力的 80% ~ 30%。而在坝顶区残余孔压仅为其上覆有效应力的 40% ~ 20%。在靠近水边的沉积滩液化区, 由于其藏埋较浅加之高孔压梯度的存在, 将导致沉积滩表面出现裂缝、喷冒现象。

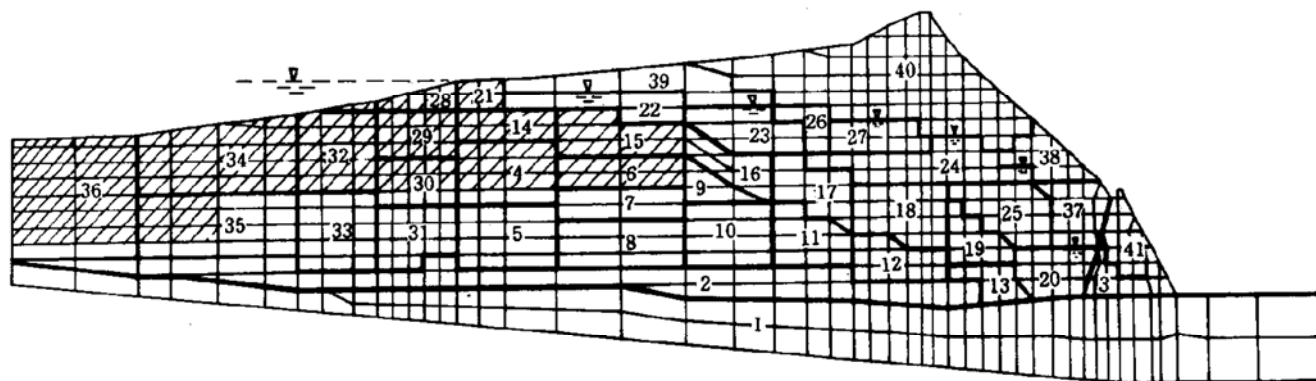


图 5

在地震过程中, 超孔隙水压力的产生对坝体地震反应存在着较大的影响, 这种影响只有采用非线性、有效应力分析方法才能有效地模拟。图 6 为 518 单元的地震反应情况, 该单元在地震荷载作用下产生的最大孔压比为 50% (图 6(a))。可以看出, 随着单元孔压的增加, 其应力 - 应变滞回圈逐渐加大, 平均坡度变缓 (图 6(b))。这表明了由于超孔隙水压力的增加, 减小了单元的有效应力, 从而导致单元刚度减小, 阻尼增加, 单元表现出应变软化。地震荷载作用下发生液化单元的情况示于图 7。由此图可见, 当地震荷载作用到 5s 时, 孔压比达到 100% (图 7(a)), 单元出现极巨软化, 5s 以后单元对动应变的阻力主要来自于尾矿的阻尼 (图 7(b))。

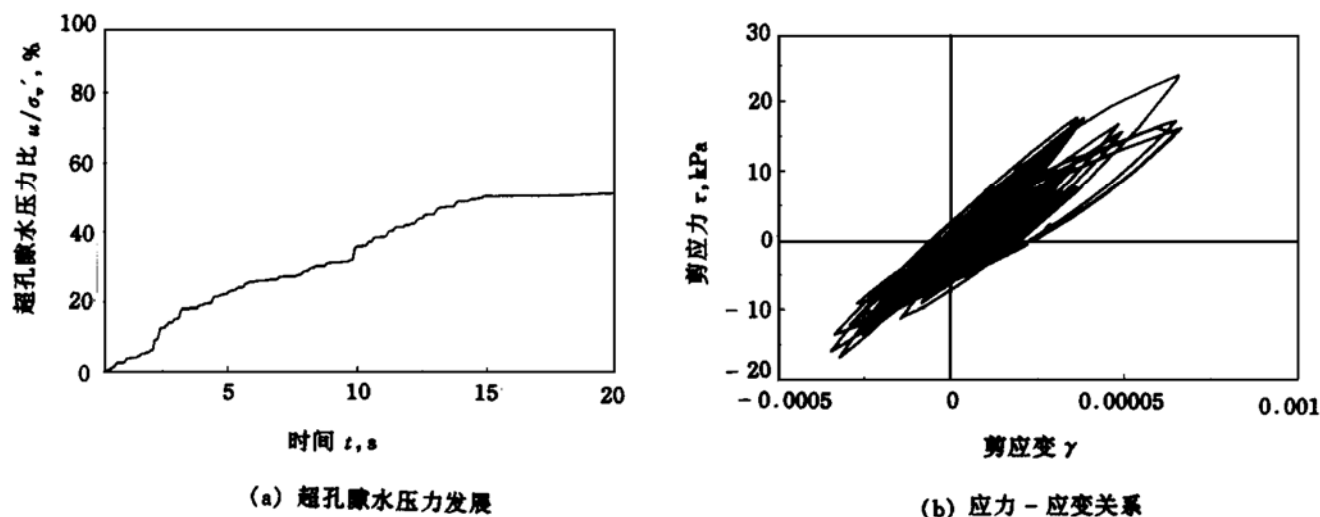


图 6

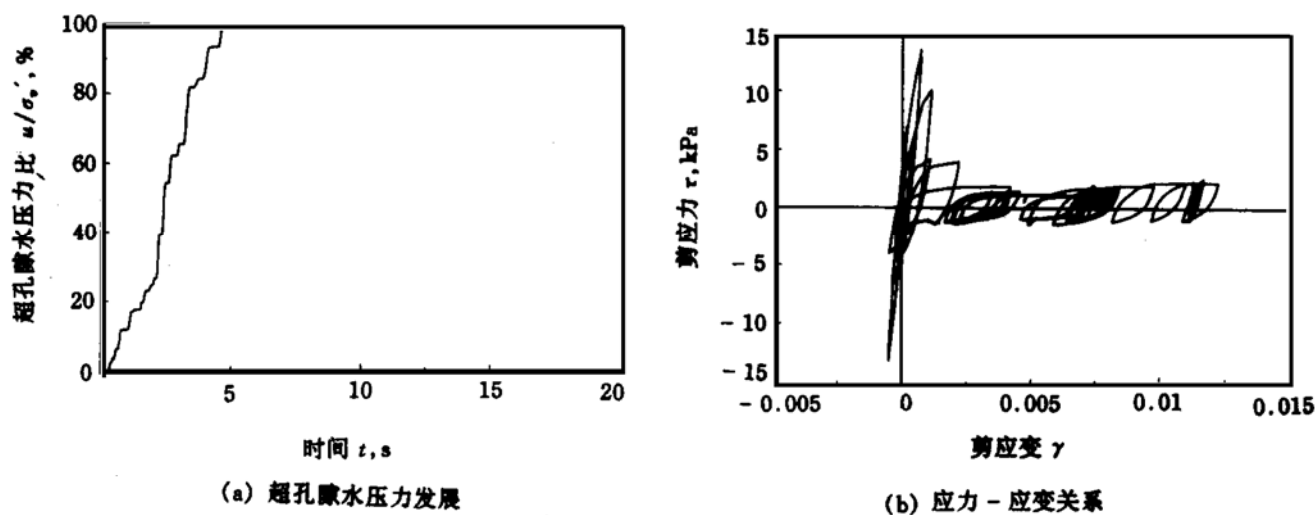


图 7

图 8(a) 示出了坝顶加速度反应的情况。图 8(a) 表明, 虽然坝顶的峰值加速度 ( $0.20g$ ) 与输入地震动的 ( $0.18g$ ) 没有显著差异, 但整个加速度反应时程表现出了明显的放大。加速度在坝顶的这种反应和地震荷载在坝顶下产生相对低的超孔压是一致的。坝顶在地震荷载作用下的变形示于图 8(b)。由图可见, 在地震荷载作用下坝顶基本上处于一种弹性反应, 未发生明显的永久变形。液化区典型的加速度反应示于图 9(a)。图中表明当地震荷载作用到 5s 以后, 该点的加速度反应非常小, 产生这样小的加速度反应是由于其下面的尾矿砂在 5s 时发生了液化 (图 7(a)), 使地震剪应力难以向上传播的缘故。图 9(b) 示出了该点的动力变形情况。

可以看出, 5s 后出现了明显的塑性变形。坝体震后的液化变形, 笔者在文献[10]中已作了系统的分析研究, 这部分内容将另文论述。

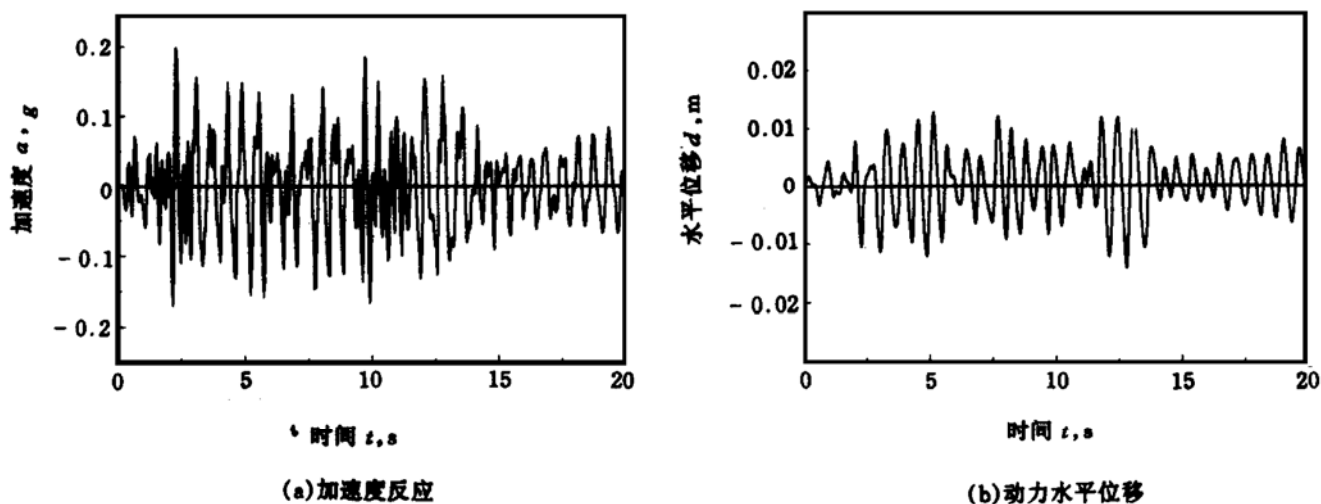


图 8

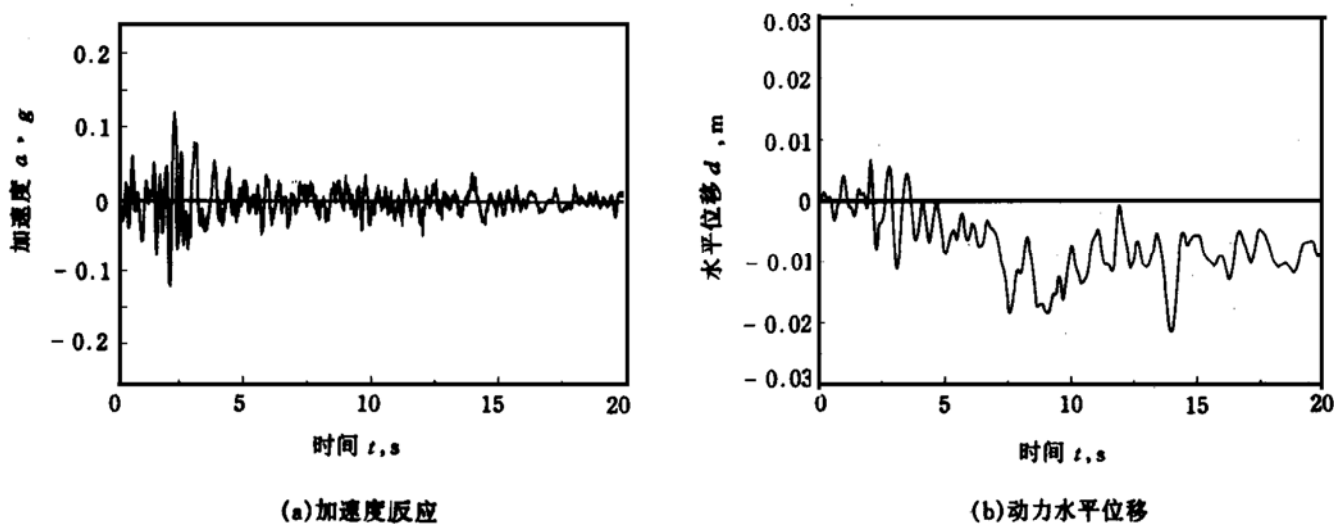


图 9

图 10 示出了大石河尾矿坝下游坡、沉积滩区典型的地震水平应力反应计算结果。坝体这些部位在 1976 年唐山地震时曾出现大量裂缝。图 10 表明在输入地震荷载作用下, 单元多次出现受拉(程序中设定当单元出现受拉时, 令水平应力等于 2kPa), 即地震产生的水平应力大于坝体的初始静应力且与初始应力反向。在沉积滩液化区, 高孔压和拉应力的出现, 必然导致裂缝、喷水冒砂现象的产生。这与震后调查结果完全符合。

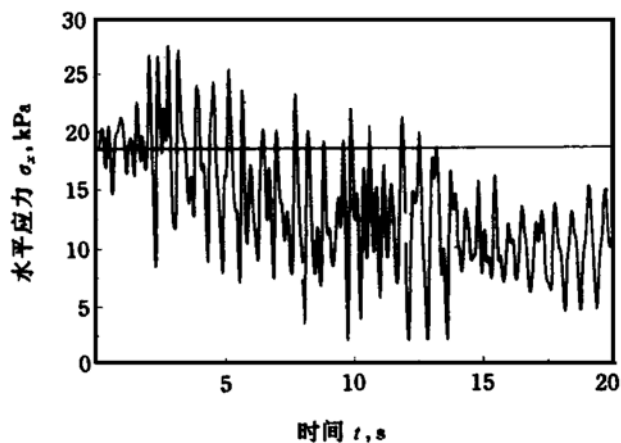


图 10

## 5 结 论

尾矿坝是一种非常重要与特殊的水工建筑物。采用水力冲填方法构筑的上游法尾矿坝,其尾矿常常处于松散、饱和状态,在地震荷载作用下水边线附近的尾矿砂极易液化。如果尾矿库水边线距坝顶较近,即尾矿坝沉积滩宽度不足,尾矿砂液化的产生和发展将对坝体的地震稳定极为不利。对1976年大石河尾矿坝进行分析,得到如下结论:

(1)尾矿坝在沉积滩、水池较大范围内发生了液化,液化最大深度为浸润线下14m,在坝顶区振动产生的最大超孔压仅为其上覆有效应力的40%。

(2)在下游坡和沉积滩上,出现了水平拉应力,这将导致地震裂缝的产生。在沉积滩液化区,高孔隙水压力梯度和拉应力的出现,必然导致产生张性裂缝、喷水冒砂。

(3)孔隙水压力的产生与发展对坝体地震反应产生很大的影响,这种影响只有使用非线性有效应力程序才能合理模拟。

(4)通过进行震害对比分析,再次证明了TARA-3程序的合理性和实用性。

本研究为《中国尾矿坝地震安全度》课题的一部分。该课题得到加拿大国际研究发展中心、国家科委和冶金部的资助,深表谢意。

## 参 考 文 献

- 1 Dobry R, Alvaz L. Seismic Failures of Chilean Tailings Dams. *J Soil Mech and Found*, 1967, **93**(4): 237~260.
- 2 Oksua S, Anma S. Slope Failures and Tailing Dams Damage in the 1978 Izur Oshima Kinkai Earthquake. *Engineering Geology*, 1980: 195~224.
- 3 Xin Hong-bo, Finn W D Liam. Lessons from Seismic Performances of Chinese Tailings Dams. Report, Soil Dynamic Group, UBC, Vancouver, Canada. 1992.
- 4 Finn W D Liam, et al. TARA-3: A Program for Nonlinear Static and Dynamic Effective Stress Analysis. Soil Dynamic Group, UBC, Vancouver, Canada. 1986.
- 5 Finn W D Liam. Dynamic Effective Stress Response of Soil Structures: Theory and Centrifugal Model Studies. *Proc 5th Int Conf on Num Methods in Geomechanics*, Japan, 1985, **1**: 35~36.
- 6 Finn W D Liam. Dynamic Analysis in Geotechnical Engineering Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion Evaluation. *Geotechnical Special Publication*, 1988, **20**: 523~591.
- 7 Finn W D Liam, Lee W K, Martin G R. An Effective Stress Model for Liquefaction. *J of Geotech Eng*, 1976, **103**, Paper 13008.
- 8 Duncan J M, et al. Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movement in Soil Masses. Report No. UCB/GT/78-02 to the National Science Foundation, 1978.
- 9 Martin G R, Finn W D Liam, Seed H B. Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading. *J of the Geotech Eng*, 1975, **101**: Paper 11284.
- 10 Finn W D Liam, Xin Hong-bo. Seismic Responses and Stability Analysis of the 1976 Dashihe Tailings Dam. Report to International Development Research Centre, Canada and Dept of Civil Engineering, UBC, Vancouver, Canada, 1992.

- 11 Seed H B, Idriss I M. Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis. Report No. EERC-70-10. University of California, Berkeley, USA. 1970.
- 12 Yogendrakumar M, Finn W D Liam. SIMCYC2: A Program for Simulating Cyclic Simple Shear Tests on Dry or Saturated Sands. Report, Soil Dynamics Group, Dept of Civil Engineering, UBC, Vancouver, Canada, 1986.
- 13 Wang Yur-qing, Gao Yarr-ping, Xin Hong-bo. Determination of Input Motions in Dashihe Tailings Dam Site. Report to International Development Research Centre of Canada, Beijing, 1989.

## Seismic Response Analysis of the 1976 Dashihe Tailings Dam

*Xin Hong-bo*

(Central Research Institute of Building & Construction, MMI)

*Finn W. D. Liam*

(University of British Columbia, Canada)

**Abstract** More than ten large tailings dams located in Northeast and North China successfully survived the 1975 Haicheng Earthquake ( $M = 7.3$ ) and the 1976 Tangshan Earthquake ( $M = 7.8$  &  $M = 7.1$ ). Seismic performances of these tailings dams provide the valued data to understand the seismic stability of the upstream tailings dam and demonstrate the capability and utility of the analysis methods developed for the seismic response and stability of the tailings dam. Dashihe tailings dam, a typical upstream dam and about 50km northeast of Tangshan City, was studied using program TARA-3: 2-D direct nonlinear dynamic effective stress analysis. Analytical results are fairly consistent with the seismic damage after the 1976 Earthquake. The results confirm the validation of the analysis method developed by Finn and the capacity of program TARA-3 once more.

**Key words** tailings dam, seismic response, nonlinearity, effective stress, incremental method.