



复杂地基上二滩双 曲拱坝整体稳定分析*

周维垣 杨若琼 杨强

(清华大学 北京 100084)

摘要 本文运用三维非线性有限元及地质力学模型技术分析了拱坝坝肩整体稳定性;建立了一种断裂—损伤模型并将其装入三维非线性有限元程序TFINE中,用以分析拱坝坝肩整体稳定性;采用该程序分析了二滩拱坝的稳定性,并做了地质力学模型试验以验证计算结论。

关键词: 三维非线性有限元, 断裂—损伤模型, 地质力学模型试验, 整体稳定性分析。

1 简介

在中国即将兴建一系列大型拱坝工程,然而并非所有坝址基岩都具有足够强度,为了减少投资,现在倾向于对薄弱地基采取处理措施后,修建拱坝。

在岩基处理技术方面,固结和排水技术已取得重大进展,尤其是岩体预应力加固技术更为工程师们提供了广阔的选择范围,同时对基岩的力学特性的认识也随着工程实践的发展而不断深入,这就是近年来计算技术和地质力学模型试验得以发展的根本原因。要想得到额外的经济上和安全上的利益,光靠混凝土坝技术的发展已远远不够,这一点已成为当今的共识。本文将采用带断裂—损伤力学模型的三维非线性有限元法和地质力学模型技术分析二滩拱坝。

作者提出了一个节理岩体的断裂—损伤模型,节理岩体被看作复合材料或受结构影

1991年10月18日收到本文。

*国家自然科学基金委员会资助项目。

响的材料。

按照损伤力学, 岩体中的节理可被视作连续介质中的“缺陷”, 这种缺陷和岩块可以在坝址和实验室里取样测试, 一旦取得节理和完整岩块的力学参数之后, 这种复合材料试样也就确定了, 按照岩体的构造, 就可以建立这些复合材料在计算机分析中的数学模型, 由此可得大尺度的力学参数, 在二滩拱坝的数值分析中, 建立了损伤力学模型并应用于非线性有限元整体分析中, 为了验证数值分析的成果, 做了相应的地质力学模型试验, 研究成果如下所述, 可以看出两者非常吻合。

2 二滩工程地质和坝基稳定问题

该工程位于中国西南部, 它的双曲拱坝最大高度为 240m, 坝顶长为 775m, 拱冠最大厚度为 55.7m。

二滩位于高山深峡谷当中, 坝址区基岩主要为二迭系玄武岩和侵入其间的正长岩, 如图 1 所示, 坝址为窄深河谷, 两岸岸坡高达 300—400m, 坝址处包含几个较大断层如 $F_{2.0}$ 、 F_4 、 $F_{1.0}$ 等, 其中一些为粘土充填, 除断层外, 岩体中包含三组非正交节理, 坝扇被这些结构面所削弱, 一般说来, 按照中国设计规范, 拱坝建基面应开挖至微风化岩体, 然而为了减小投资, 提高工效, 也准备利用一部分弱偏强风化岩体作为基岩。

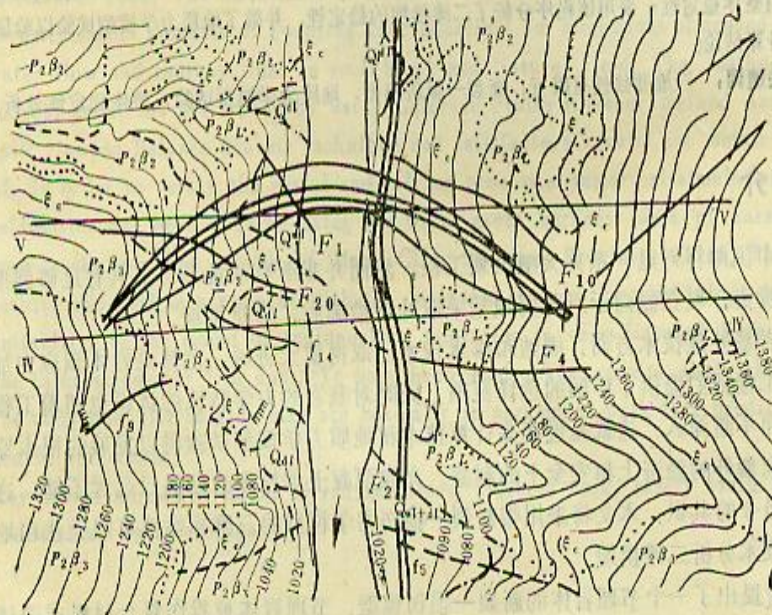


图 1 二滩坝址地质图

Fig. 1 Geological map of Ertan dam site

3 二滩拱坝岩体力学参数的数值模拟预测

需要预测的二滩弱偏强风化岩体的力学参数包括强度、弹模、弹塑性特性,这些参数是非常重要的,这种岩体是否能够做为坝肩基岩主要就取决于它的内在的力学指标,因为这些力学指标细致地反映出这类岩石的承载能力,

断裂、损伤的力学效果可以反映在损伤体刚度减小上,通常这种减小是各向异性的,以完整岩块做为无损伤材料,其柔度矩阵为 \underline{C}^0 ; 以节理岩体做为损伤材料,其柔度矩阵为 \underline{C}^{0-d} , 可以定义损伤张量:

$$\underline{D} = \underline{I} - (\underline{C}^{0-d})^{-1} : \underline{C}^0 \quad (1)$$

对节理岩体来说, \underline{C}^0 可以从完整岩块的力学试验中获得,而岩体等效弹性柔度损伤张量 \underline{C}^{0-d} , 可以通过计入完整岩块的节理裂隙的相互作用来确定,按照 T. Kyoya 提出的有效应力公式,有效应力 $\underline{\sigma}^*$ 为:

$$\underline{\sigma}^* = \underline{S} (\underline{I} - \underline{C}_s \underline{D})^{-1} + H(\underline{\sigma}) \underline{\sigma} (\underline{I} - \underline{D})^{-1} + H(-\underline{\sigma}) \underline{\sigma} (\underline{I} - \underline{C}_r \underline{D})^{-1} \quad (2)$$

式中

$$\underline{\sigma} = \text{tr}(\underline{\sigma}), \quad \underline{\bar{\sigma}} = \underline{\sigma} \underline{I}, \quad \underline{S} = \underline{\sigma} - \underline{\bar{\sigma}}$$

$$H(X) = \begin{cases} 1 & X > 0 \\ 0 & X \leq 0 \end{cases}$$

C_s 和 C_r 分别为剪力和压力的传递系数,其值介于 0—1 之间,它们可以从现场试验得出或按下式计算:

$$C_r = \frac{K_n/E}{a + K_n/E}$$

$$C_s = \frac{K_s/G}{b + K_s/G} \quad (3)$$

这里 K_n 和 K_s 分别为节理面的法向和切向刚度, a 和 b 为材料的经验系数,

本文采用以下的经验的损伤扩展公式:

$$d\underline{D} = \sum_{i=1}^3 A \frac{\exp(1 - |D \cdot V_i|) - 1}{e - 1} \eta(d\epsilon_i^p) d\epsilon_i^p \cdot V_i V_i \quad (4)$$

$$\eta(d\epsilon_i^p) = \begin{cases} 1 & d\epsilon_i^p > 0 \\ 0 & d\epsilon_i^p \leq 0 \end{cases}$$

这里 $d\epsilon_i^p$ 是主塑性应变张量, V_i 是它的方向, A 为经验系数,按照上述损伤力学模型,用数值分析预测岩体参数的步骤可以归结如下:

- (1) 统计平洞露头中节理分布;
- (2) 求出岩体损伤张量;

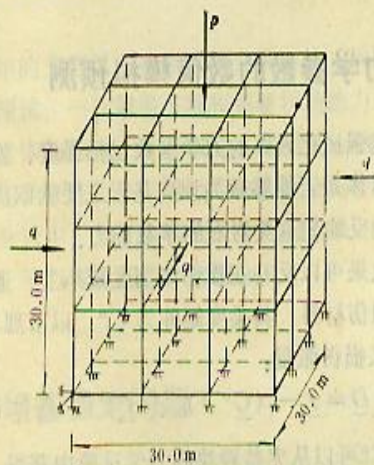


图 2 数值模拟试件

Fig. 2 Sample for numerical simulation

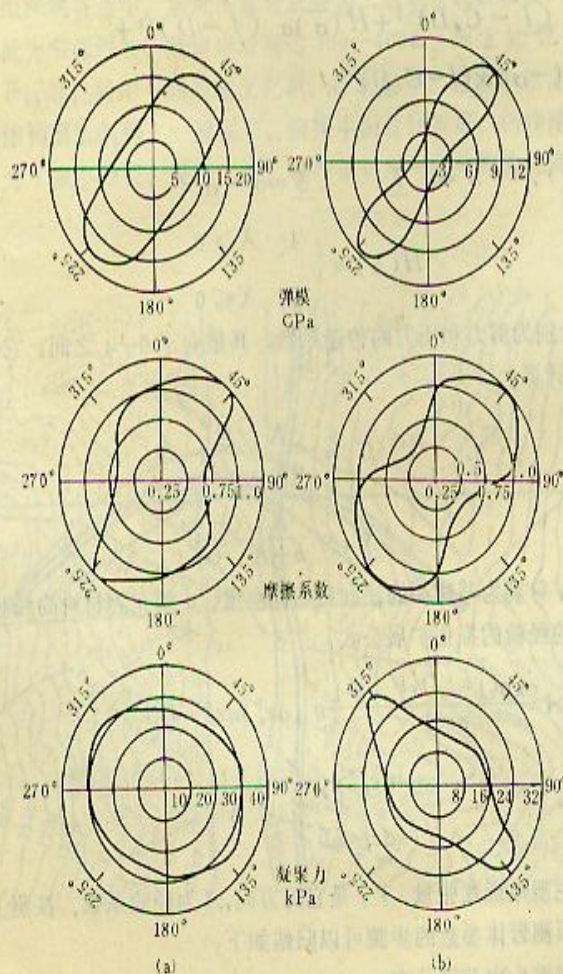


图 3 参数的水平分布

Fig. 3 Distribution of parameters in the horizontal plane

- (3) 通过岩体试验求出 K_a , K_s , C_p , C_s , a , b ;
- (4) 生成数值分析试件以模拟岩体参数;
- (5) 针对如图 2 所示试件, 施加不同加载方向的三轴荷载, 进行计算.

按上述步骤求出的各种参数见图 3, 为了进行有限元稳定分析, 各个岩区参数均被给定.

4 二滩拱坝的三维非线性有限元分析

本文介绍一个完成了的二滩工程分析实例, 计算网格如图 4 所示, 计算域按一倍坝高深广度考虑. 在这个坝肩上, 对较弱的岩体为 D 和 E 级及断层 F_{20} 、 F_1 均加以模拟计入.

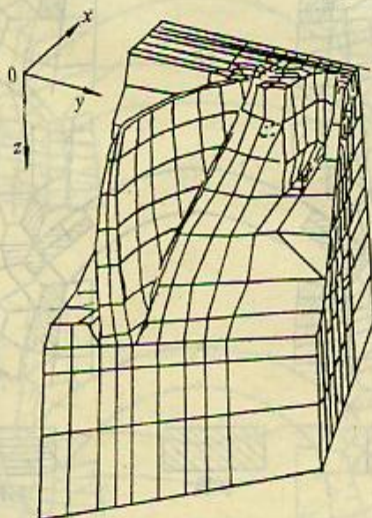


图 4 二滩拱坝有限元网格

Fig. 4 FEM mesh for Ertan arch dam

在本次计算中, A、B 级岩体采用弹性模型, C 级岩体采用弹塑性模型, D、E 级采用损伤-断裂模型.

本次计算采用以下加载步骤: 自重、渗压、正常水载、二倍水载和三倍水载.

在节理岩体的压剪区域, 对应于不同的应力状态, 有三种形态, 即张开、扩展和贯通; 而在剪张区, 共有两种状态, 即起裂和拉断.

图 5 表示破坏的渐进过程, 其中出现了张开、扩展和起裂三种状态, 而未出现贯通和拉断. 当逐步施加荷载时, 坝肩各区产生了不同的断裂状态. 距左岸坝踵 20m 有一安全度小于 1.0 的区域, 左右岸下游面均有安全度不足 2.0 的区域, 左岸较小. 在左坝趾 E_3 级岩体中, 存在一个裂隙张开区, 该区在 3 倍正常水载下仍保持不变. 在 3 倍水载下, D、 E_3 级岩体中还有断裂区.

分析完所有坝趾在 1050m 高程的区域状况后, 可以看出 E_3 级岩体在 3 倍水载下出

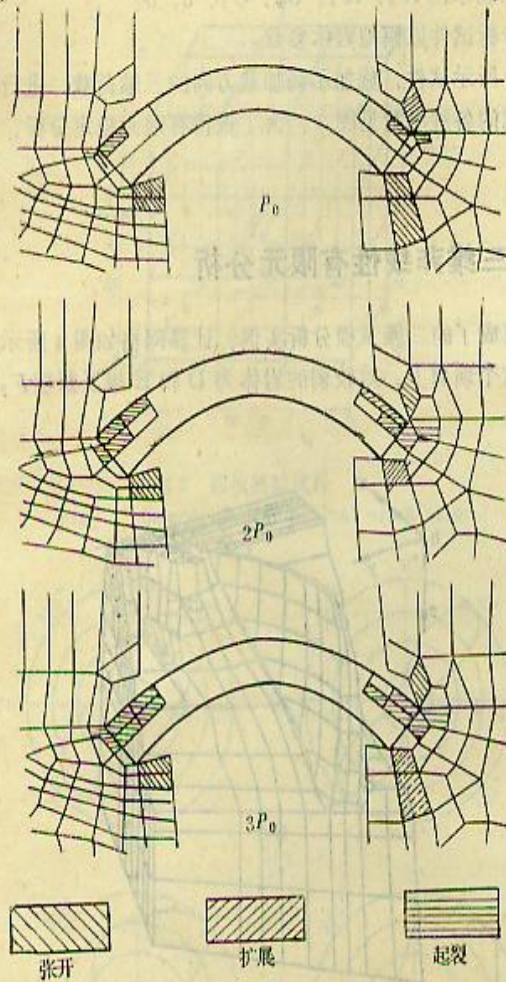


图5 二滩拱坝断裂扩展

Fig. 5 Fracture propagation of Ertan dam

现张开区, D级岩体在2倍水载下出现扩展区, 在3倍水载下扩展到更大区域。很明显, 左坝趾D级岩体对超载很敏感, 同时压剪断裂已经扩展。较为有利的是, 安全度不足的区域主要限于E₃岩体, 而它的断裂状态相对而言是较为稳定的。

在1050m高程, 左右坝踵均有较大的张裂区, 混凝土坝中亦有张裂区但没拉坏。1090高程以上, 坝肩具有足够的安全度, 但可以看到某些较小的张拉区。

在1090和1110高程之间, 有一个由下游卸荷区造成的连续扩展的破坏区, 从点安全度来看, 左坝趾的D、E₃级岩体尤为不利。

根据计算, 张裂缝沿着坝踵向下延伸至1/6基底厚度, 这个开裂区是在允许的安全度范围之内。一般说来在正常荷载下, 上游出现裂缝是允许的, 只要形成裂缝的长度不足以击穿帷幕。

图 6 表示二滩拱坝和坝肩逐步变形的情况,

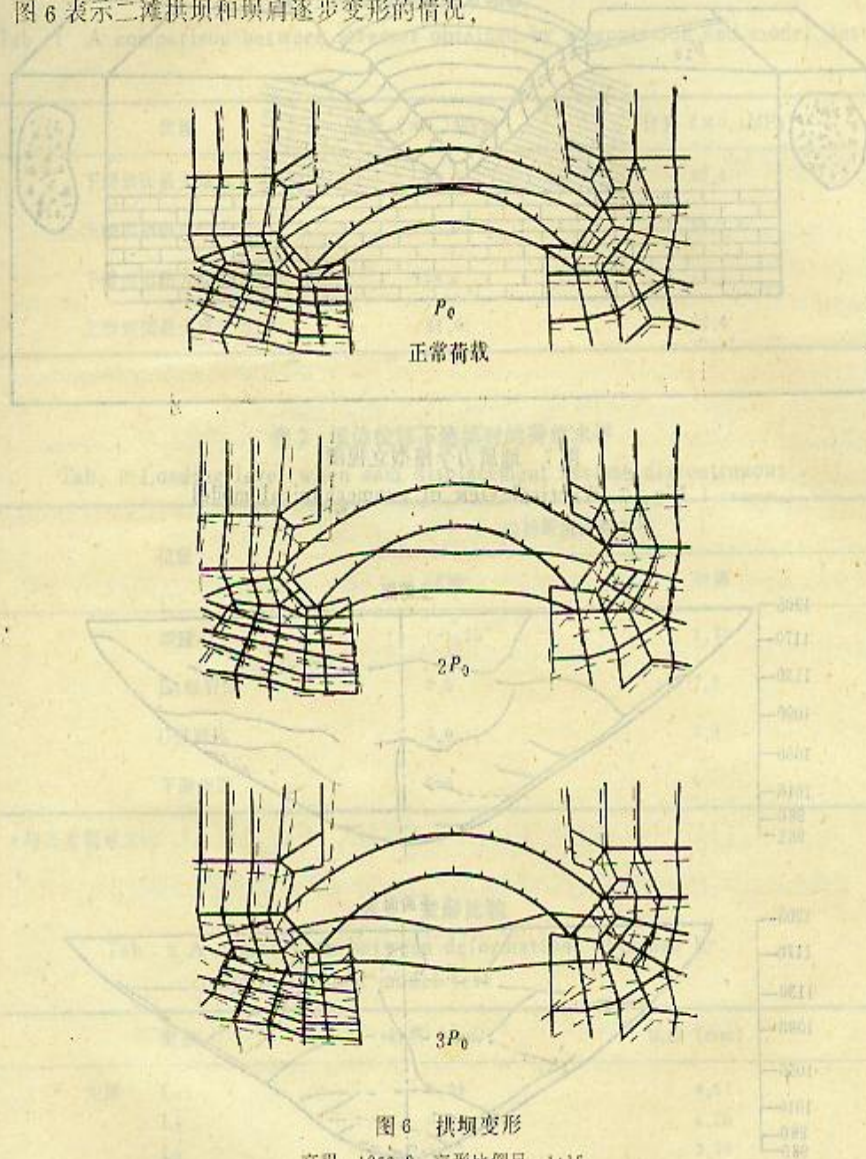


图 6 拱坝变形

高程, 1050.0, 变形比例尺: 1:15

Fig. 6 Deformations of the arch dam

5 地质力学模型开裂试验

制备了二滩的地质力学模型, 如图 7 所示, 该模型由 2 万块以上石膏砌块构成。模型再现了断层 F_0 、 F_1 和几组节理, 用于研究坝肩 D、E₃ 级岩体能否被用作拱坝基础。模型比例尺为 1:200, 装置了许多位移计和应变片。模型一直被加载到 12 倍正常水载, 坝开裂如图 8 所示。

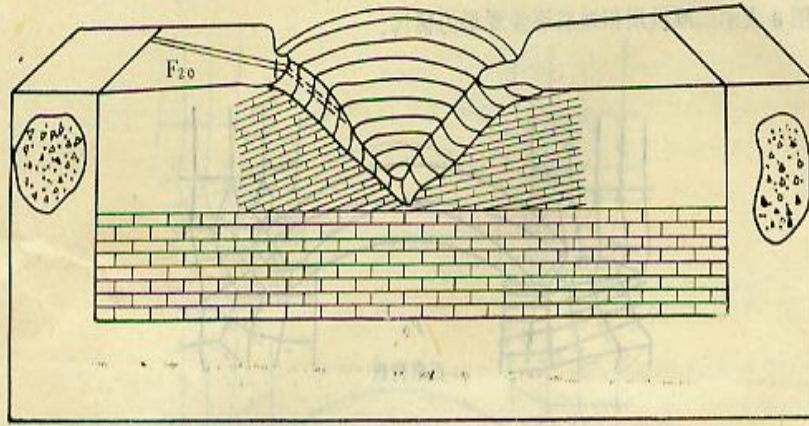


图7 地质力学模型立视图

Fig. 7 Vertical view of geomechanical model

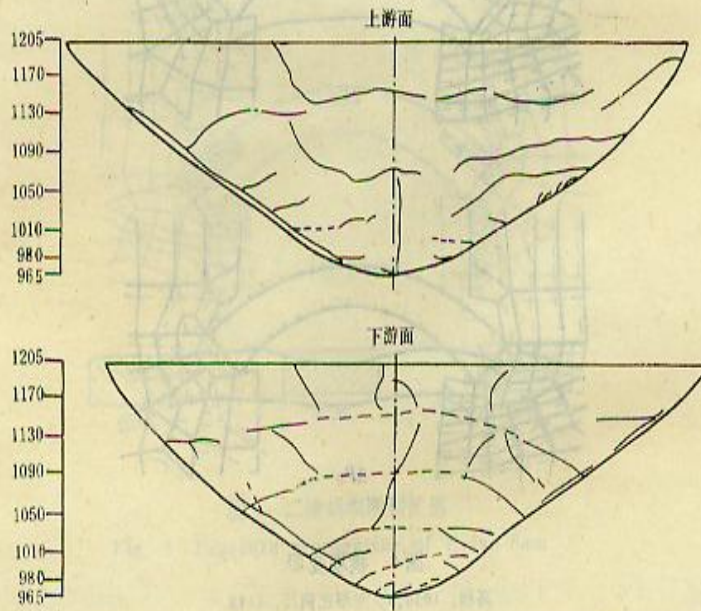


图8 地质力学模型裂纹分布

Fig. 8 Distribution of cracks in geomechanical model

本文在裂缝、破坏荷载和稳定性方面做了计算和试验的对比, 比较结果如表1、2、3所示, 从表中可以看出, 结果吻合得非常好。

6 结论

本文介绍了二滩拱坝的稳定分析, 它说明了采用 TFINE 程序进行数值分析或用地质力学模型试验对拱坝做稳定分析都是有效的, 结果是非常相近的, 本文介绍了一个包含

表1 计算和试验应力比较

Tab. 1 A comparison between stresses obtained by computation and model test

位置	试验 ($\times 0.1\text{MPa}$)	计算 ($\times 0.1\text{MPa}$)
下游坝面最大压应力	89.2	90.4
上游坝面最大拉应力	20.4	18.3
下游坝面最大拉应力	24.7	17.3
上游坝面最大压应力	87.0	87.4

表2 坝体位移不连续时的荷载水平

Tab. 2 Loading level when dam displacement became discontinuous

位置	初始断裂荷载水平	
	试验	计算
坝踵	1-1.25*	1.25
E ₃ 级岩体	2.0	2.0
D级岩体	3.0	3.0
下游坝面	5-6	5

*与正常荷载之比

表3 变形比较

Tab. 3 A comparison between deformations obtained by computation and model test

测点		计算 (mm)	试验 (mm)
左岸	L ₃	3.39	4.11
	L ₅	5.9	4.78
	L ₈	1.13	2.39
	L ₉	1.69	1.49
	L ₁₂	1.96	1.39
	L ₁₄	3.19	2.48
	L ₁₅	4.03	2.46
右岸	R ₃	2.52	2.12
	R ₅	6.9	3.48
	R ₈	0.44	1.42
	R ₉	1.93	1.57
	R ₁₃	3.02	1.22
	R ₁₄	2.7	2.74
	R ₁₇	4.76	2.39
	R ₁₈	2.96	2.95

岩体强度预测的三维非线性有限元程序系列在拱坝上的应用。

致谢：参加此项研究的还有罗光福，沈大利，邹淑仪，刘公瑞等。

7 参考文献

- 1 Krajcinovic D. Continuous damage mechanics, revised basic concepts and definitions. *J Appl. Mech.*, 1985, 52:829-834.
- 2 Lemaitre J. How to use damage mechanics? *Nuclear Engineering and Design*, 1984, 80:233-245.
- 3 Chaboche J L. Continuous damage mechanics — a tool to describe phenomena before crack initiation. *Nuclear Engineering and Design*, 1981, 64:233-247.
- 4 Kawamoto Y, Ichikawa Y, Kyoya T. Deformation and fracturing behavior of discontinuous rock mass and damage mechanics theory. *Int. J. Num. Anal. Geol.*, 1988, 12:1-30
- 5 Bruner W M. Comment on seismic velocities in dry and saturated cracked solids, by O'Connell R J, Budiansky B. *JGR*, 1976, 81 (14).
- 6 周维垣, 杨延毅. 断裂损伤模型和它在拱坝坝肩稳定分析中的应用. 工程材料本构关系国际会议, 重庆, 1989.
- 7 周维垣 (主编). 高等岩石力学. 北京, 水利电力出版社, 1990.

THE MONOLITHIC STABILITY ANALYSIS OF ERTAN ARCH DAM IN COMPLEX ROCK FORMATIONS

Zhou Weiyuan Yang Ruoqiong Yang Qiang
(*Tsinghua University, Beijing 100084*)

Abstract

In this paper, the monolithic stability analysis of arch dam abutments using the three-dimensional non-linear finite element method and geomechanical model tests are presented. For jointed rockmass, a damage-fracture mechanics model is proposed and fitted into the TFINE program which is applicable to the evaluation of dam abutment stability. A case study of the Ertan arch dam using TFINE analysis is described. In addition, geomechanical model tests have been carried out to verify the conclusions drawn from computation.

Key words, 3-D non-linear FEM, damage-fracture mechanics model, geomechanical model test, monolithic stability analysis.