基于 ANSYS 的 Ⅰ- Ⅱ复合型裂缝应力强度因子计算

祁 顺 彬
(南京交通职业技术学院, 江苏 南京 211188)

摘 要: 坝踵 Ⅰ- Ⅱ复合型裂缝是否危及坝体安全,可以通过计算缝端应力强度因子用断裂判据判断裂缝稳定性来分析。由于计算前不能确定裂缝处于压剪还是拉剪状态,可以先用 ANSYS 软件算出缝端网格群奇异单元缝岸上三个结点在局部坐标下的位移分量,然后代入相应的公式算出应力强度因子。实例计算结果较为合理,为 Ⅰ- Ⅱ复合型裂缝应力强度因子计算提供了一个合理的计算方法。

关键词: Ⅰ- Ⅱ复合型; 应力强度因子; ANSYS
中图分类号: TV642.3 **文献标识码**: A **文章编号**: 1672—1144(2008)02—0086—02

Calculation of Stress Strength Factor for Ⅰ- Ⅱ Complex Crack Based on ANSYS

QI Shun-bin
(Nanjing Vocational and Technical College of Communication, Nanjing, Jiangsu 211188, China)

Abstract: In order to analyze whether Ⅰ- Ⅱ complex crack of a dam heel could endanger the dam, the stress strength factor may be calculated to analyze the crack stability with fracture criterion. Because the crack can not be made certain to locate in a press-shear state or a pull-shear state, the local coordinate displacement of three nodes on a singular cell bank of crack-tip mesh group may be calculated by software ANSYS, which is introduced to the relevant formula to calculate the stress strength factor. The example result is reasonable to provide a suitable computation method for the stress strength factor of Ⅰ- Ⅱ complex crack.

Keywords: Ⅰ and Ⅱ complex; stress strength factor; ANSYS

0 引 言

重力坝是一种大体积混凝土结构,在浇筑过程中产生水化热,降温后上游坝踵产生较高温度应力,综合水压力作用,上游坝踵易产生拉应力集中。由于作用于坝体上的荷载很大,混凝土的抗拉和抗剪强度相对较低,加上基础混凝土收缩、蓄放水引起的疲劳荷载作用等方面的原因,对于坝踵开裂问题的研究一直是工程技术人员非常关注的问题。坝基裂缝由于大坝自重和水压力的偏心作用,处于 Ⅰ- Ⅱ复合状态,形成了自坝踵部位拉剪应力区到坝基下游部位压剪应力区变化的复杂应力分布,裂缝扩展贯穿整个坝基,造成大坝脆断必须经过多种复合断裂状态,扩展中的坝基裂缝一般包含由坝踵部位开始的拉剪段和向下游延伸的压剪段,在一定条件下,裂缝有可能在坝基某一部位中止扩展[1]。因此坝踵高拉剪应力区发生裂缝,是否危机整个大坝安全,可以通过计算缝端应力强度因子,建立相应的断裂判据来分析裂缝稳定性。

1 计算方法

结合 ANSYS 有限元软件进行计算。该软件是一个融前后处理与分析求解于一身的大型有限元计算软件,是国际上著名的大型通用软件之一。它不仅能够计算简单结构的线性稳态问题,而且能够计算复杂结构的非线性瞬态问题、多场耦合问题等。无论那一类问题,其分析步骤均为以下 3 步:建立计算模型及剖分网格(前处理);加载并求解;分析计算结果(后处理)。

ANSYS[2]软件中的断裂模块可以计算 Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ型应力强度因子、J 积分和能量释放率 G 等。求解断裂力学问题的步骤,包括先进行弹性或弹塑性静力分析,然后用特殊的后处理命令或宏命令计算所需的断裂参数。ANSYS 中计算缝端应力强度因子时,在建模(前处理)中,需在裂缝尖端通过命令使第一层单元变成奇异单元,用来模拟缝端的奇异性。故要求在这个区域内,有限元模式不但能够反映 $r^{-1/2}$ 的奇异性,而且还必须满足与无奇异性区域常规单元的协调性,以及具有足够的计算精度等条件。在缝端周围区域布置了满足上述单元的一套单元(奇异性缝端网格群)。奇异性缝端网格群由奇异等参单元和过渡等参单元构成,网格群的核心始终与裂缝尖端重合。选择蜕化的三角形单元为奇异单元,布置在缝端网格群的中心,经过若干过渡单元的过渡,与外围的常规单元相接。

应力强度因子的计算有两种模式[3]:一种是采用外推法,用不具有奇异性单元缝岸上 n 个点的应力强度因子,外推得出尖端处的 K_{I} 和 K_{II},即沿裂缝面取不同 r 值的位移,用缝端区域的位移分量表达式算出对应的 K 值,做 K- r 曲线,将其平直部分外沿到 $r=0$ 的纵轴上,以该轴上的截距作为所要求的 K 值。裂缝尖端附近的有限元网格越细,精度越

收稿日期:2007-12-25 **修回日期**:2008-01-14
作者简介:祁顺彬(1976—),男(汉族),江苏赣榆人,讲师,硕士,主要从事工程结构教学方面的研究。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

高。

另一种是在裂缝尖端周围布置奇异缝端网格群,直接用网格群中奇异单元边缝岸上三个结点在局部坐标下的位移分量 U'、V',应力强度因子计算公式为:

$$\begin{cases} K_{\mathrm{I}} = \mp \dfrac{\sqrt{2\pi E}}{4(1-\mu^2)} \cdot \dfrac{1}{\sqrt{S}} [4U'(2) - U'(3) - 3U'(1)] \\ K_{\mathrm{II}} = \mp \dfrac{\sqrt{2\pi E}}{4(1-\mu^2)} \cdot \dfrac{1}{\sqrt{S}} [4V'(2) - V'(3) - 3V'(1)] \end{cases} \quad (1)$$

式中:E、μ为材料的弹性模量和泊松比;S 为单元的边长,(1)、(2)、(3) 分别表示奇异单元缝岸边上首、中、末三个结点的位置;U'、V' 分别是对应上述缝岸上结点垂直裂缝面方向和沿着裂缝面滑开方向在局部坐标下的位移,显然缝岸结点局部坐标下 $[U'\ V']^T$ 与整体坐标下 $[U\ V]^T$ 存在如下转换关系

$$\begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix}' = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 \\ l_2 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix} \quad (2)$$

式中:l_1、l_2、m_1、m_2 为两套坐标系之间的方向余弦。

2　工程实例

实例应用 ANSYS 软件在裂缝尖端周围布置奇异缝端网格群,计算出网格群中奇异单元边缝岸上三个结点在局部坐标下的位移分量 U'、V',然后带入公式(1)进行计算,算出缝端应力强度因子 K_{I} 及 K_{II}。

2.1　三点弯曲梁裂缝稳定性分析

尺寸为 $S \times W = (40 \times 10)$ cm 的三点弯曲梁,厚度为单位 1。在其下侧跨中处有一长度为 $a = 4$ cm 的裂缝,上侧 $S/2$ 处作用一集中力 $P = 100$。计算简图见图 1 所示。计算选取 258 个单元,560 个结点,奇异单元边长取 0.01 倍缝长,得出 $K_{\mathrm{I}} = 255.02$ N/m$^{3/2}$,K_{II} 较小为 2.05 N/m$^{3/2}$、接近于零。边界配位法的解为 $K_{\mathrm{I}} = 251.087$ N/m$^{3/2}$,本文有限元解与之相对误差为 1.57 %。在对三点弯曲梁进行裂缝稳定性分析时,算出应力强度因子较小,用断裂判据知裂缝不会失稳扩展,梁仍能正常工作。从图 2 可以得出,梁最大位移发生在跨中,为 0.142E-06 m;从图 3 可以得出,梁最大主拉应力发生在等值线 I 区域,位于缝端,为 130 028 Pa,未超过混凝土抗拉强度,用应力判据校核知应力也满足要求。

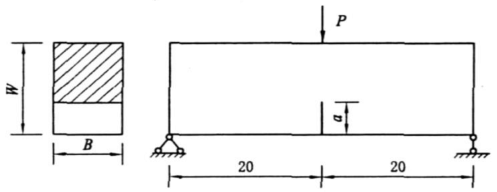

图 1　三点弯曲梁示意图

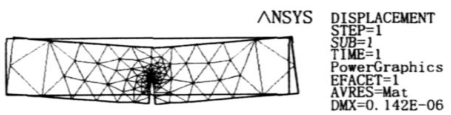

图 2　梁受力前后变形图(m)

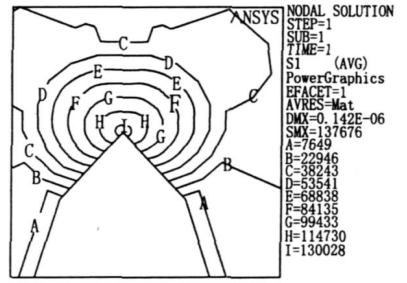

图 3　梁缝端第 1 主应力等值线图(Pa)

2.2　重力坝裂缝稳定性分析

某非溢流混凝土重力坝,已知坝高 50 m,计算水位、泥砂高程及断面尺寸(单位 m)见计算简图 4 所示,坝体混凝土 $E = 2.55 \times 10^4$ MPa,$\mu = 0.167$,$\gamma = 24$ kN/m^3;基岩 $E = 2.0 \times 10^4$ MPa,$\mu = 0.3$,$\gamma = 27$ kN/m^3。由于受诸多因素的影响,坝踵处出现了水平裂缝,缝深 1 m,贯穿整个坝段。计算中坝基宽度取坝高的 3 倍,深度取坝高的 1.5 倍。计算选取 384 个单元,831 个结点,奇异单元边长取 0.01 倍缝长,得出 $K_{\mathrm{I}} = -1.1152$ MN/m$^{3/2}$,$K_{\mathrm{II}} = 0.8856$ MN/m$^{3/2}$。引入断裂判据式[4]

$$A K_{\mathrm{II}}^2 + B K_{\mathrm{I}} K_{\mathrm{I}c} = K_{\mathrm{I}c}^2 \quad (3)$$

根据试验确定的断裂参数取 $K_{\mathrm{I}c} = 0.8$ MN/m$^{3/2}$,$K_{\mathrm{II}c} = 0.53$ MN/m$^{3/2}$,得 $A = 2.25$、$B = 1.0$,左端等于 0.6271 MN/m$^{3/2}$,右端等于 0.6400 MN/m$^{3/2}$,左端略小于右端,表明裂缝接近临界状态,是稳定的,不会进一步扩展。图 5 和图 6 给出了坝体变形、应力结果。

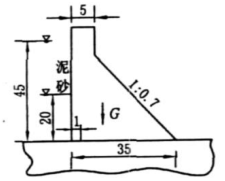

图 4　坝段计算简图

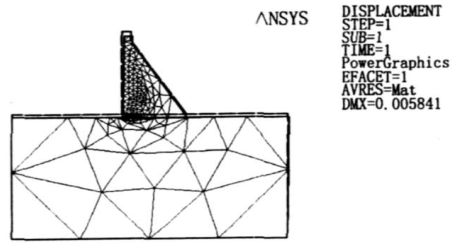

图 5　坝体单元变形图(m)

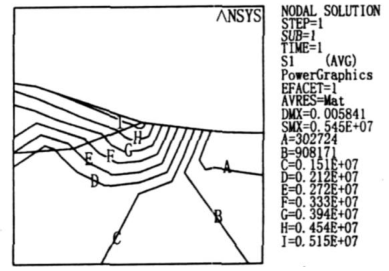

图 6　坝体缝端第 1 主应力等值线图(Pa)

(下转第 90 页)

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

旱作)灌溉期多年平均产水量 32.8 mm,产水系数 8.1 %,产水系数变化范围在 0.0 %～26.2 %之间。工程后(农作物为水稻)灌溉期多年平均产水量 53.3 mm,产水系数 14.5 %,产水系数变化范围在 2.2 %～36.4 %之间。可见工程后相对工程前多年平均产水量偏大 38.6 %,产水系数偏大 44.2 %,产水量总的趋势为工程后大于工程前。

表 5 灌区工程前、后灌溉期产水量对比

年 份	1956	1957	1958	1959	…	1999	2000	2001	2002	平 均
面降雨量/ mm	306.3	340	301.9	526.5	…	276.2	320.6	288.9	413.8	349
水田产水量/ mm	22.4	123.7	53	122.3	…	37.9	43.1	45.2	56.1	53.3
产水系数/ %	7.3	36.4	17.6	23.2	…	13.7	13.4	15.6	13.6	14.5
旱田产水量/ mm	11.1	38.4	8.6	77.2	…	14.1	26	4.3	41.9	32.8
产水系数/ %	3.6	11.3	2.8	14.7	…	5.1	8.1	1.5	10.1	8.1
(水 - 旱)/ 水/ %	50.4	69.0	83.8	36.9	…	62.8	39.7	90.5	25.3	38.5

工程前后虽然下垫面条件不同,但产流机理有一定的相似性。工程前下垫面主要为旱作,当降雨时,土壤含水率达到饱和后,发生蓄满产流,当降雨强度大于下渗强度时发生超渗产流,考虑本区气象特点和土壤条件,主要以蓄满产流为主。工程后,当降雨量较大且田面蓄水已超过允许最大蓄水深度时,则水田排水,这也是一种蓄满产流。但由于水稻生育期生理需要,在晒田期和黄熟期要保持田面无水层,必须进行排水,经统计分析多年平均晒田期排水量 22.9 mm,占产水总量的 42.9 %,黄熟期排水量 28.9 mm,占产水总量的 54.3 %。两项排水占产水总量的 97.2 %,所占比例非常大,这也是工程后产水量较工程前偏大的一个主要原因。另一方面,工程前旱作物主要利用有效降水量满足生长需要,没有采取灌溉措施。而工程后除利用有效降水外,还采取井、渠双灌措施为灌区供水,由于灌区管理人员专业水平有限,现代化的水文自动测报系统不能得到充分应用,水量调度时常与降水发生矛盾,受水稻各阶段水层要求限制而产生不必要的排水。

因此从本次计算结果看,工程后产水量符合产流的一般规律,比较合理,如果灌区管理部门在加强水量的优化调度措施后,上述产水量会有一定程度的减小。

4 结 语

由于受水文资料条件的限制,以往工作中常常采用等值线图方法推求平原地区径流量,或者采用邻近较少的平原水文测站实测径流资料进行比拟分析,这些都忽略了下垫面条件的改变对产汇过程的影响,存在概念上的模糊。本文根据下垫面的实际条件,利用蓄满产流机理,采用简化的产流模型进行工程后水稻田下垫面条件下的产流计算,方法简单,概念明确,方便于计算机操作,分析成果可以作为工程规划阶段的计算依据。

参考文献:

[1] 黑龙江农垦勘测设计研究院. 黑龙江省三江平原"两江一湖"干流沿岸灌区规划报告[R]. 2005. 119-120.
[2] 黑龙江省水文总站. 黑龙江省水资源研究[R]. 1989:104-105.
[3] GB 50288 - 99. 灌溉与排水工程设计规范[S]. 1999:84-85.

(上接第 87 页)

在对裂缝进行稳定性分析时,主要采用基于断裂力学理论的断裂有限元进行分析,裂缝稳定性的判定以断裂判据为主。从图 5 可以看出,坝体最大位移发生在坝体中上部,为 0.005841 m;从图 6 可以得出,主拉应力在等值线 C～I 区域较大,最大为 5.15 MPa,均位于缝端附近很小区域内,这是由于缝端应力的奇异性以及建模时裂缝尖端很尖锐引起的,实际坝体运行时裂缝尖端可能比较平钝,缝端奇异性应力可能较小,缝端稍远处 A、B 区域拉应力明显减小,且小于混凝土抗拉强度,由断裂判据知裂缝不会扩展,坝体仍能正常运行。

3 结 语

用 ANSYS 软件先对三点弯曲梁进行断裂分析,建立了相应的有限元模型,计算出缝端网格群奇异单元缝岸上三个结点在局部坐标下的位移分量,算出缝端应力强度因子,裂缝基本为单一型裂缝,计算结果较为合理;然后对重力坝进行断裂分析,裂缝为复合型(Ⅰ- Ⅱ型)裂缝,用同样的方法算出缝端应力强度因子,采用断裂判据和应力判据所得结果一致,为重力坝坝踵裂缝应力强度因子计算提供了一个合理的计算方法。

参考文献:

[1] ANSYS 驻京办事处. ANSYS7 疲劳·断裂·复合材料[M]. 北京:ANSYS 驻京办事处,2000.
[2] 于骁中,谯常忻,周群力. 岩石和混凝土断裂力学[M]. 长沙:中南工业大学出版社,1991:546-548.
[3] 符晓陵. 结构平面断裂有限元计算程序 DL08P2 说明[R]. 河海大学,1992:13-14.
[4] 徐道远,等. 高强度混凝土损伤—断裂模型及其在大体积混凝土结构中的应用[R]. 国家"八五"攻关研究报告,1995:21-25.

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net