

文章编号:0559-9350(2007)03-0312-07

## 高坝坝基挤压蚀变破碎带处理措施三维数值分析

徐卫亚<sup>1</sup>, 孟国涛<sup>1</sup>, 江涛<sup>1</sup>, 杨清<sup>2</sup>

(1. 河海大学 水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 中国水电顾问集团 昆明勘测设计研究院, 云南 昆明 650051)

**摘要:**挤压蚀变破碎带是水电站坝基的主要工程地质问题。基于重力坝坝体与坝基岩体联合作用的数值模拟, 分析了某水电站挤压蚀变破碎带  $G_{23}$  对坝体应力和变形的影响。在对多种加固处理措施比较的基础上, 提出了建议方案, 说明了处理方案对拉应力的控制效果。进而, 就建议方案所对应的数值模型, 对  $G_{23}$  带进行了浮值分析, 用强度储备系数法计算了受  $G_{23}$  带影响的坝基安全稳定性, 检验了加固措施的合理性。研究结果, 建议采取的坝体上游不贴角措施、 $G_{23}$  带倾斜开挖置换 5m、下游坝趾填角 3~5m 方案可以有效控制由于  $G_{23}$  带不均匀沉降引起坝趾区的拉应力, 使拉应力范围大大缩小的同时使得拉应力值降低至处理前的  $P_3$  以下。强度储备系数法得出正常荷载组合下各坝段安全储备系数均不低于 2.5, 重力坝的安全稳定性有充足的裕度。建议处理方案同时满足拉应力控制及稳定性要求。

**关键词:**数值模拟; 岩体; 挤压蚀变破碎带; 重力坝; 强度储备系数法; 高坝坝基

**中图分类号:**TV551.4

**文献标识码:**A

当重力坝坝基遇到复杂构造带时, 构造带对工程作用的响应复杂, 构造带对大坝应力状态及大坝整体安全度的影响成为 2 个重要的研究问题。如何评价构造带不同位置对重力坝的影响, 并对挤压蚀变破碎带的处理提供优选方案, 成为关系到该工程建设安全性和经济性的重要技术问题。针对问题实际, 本文首先建立重力坝典型坝段和坝基岩体的联合三维数值模型, 对构造带开挖加固的不同处理措施组合进行比较性研究。当坝体内不出现较大拉应力, 且工程量较小时, 确立为较为合理处理方案。此外, 由于挤压蚀变破碎带初始状态参量不易确定, 且受围压影响大, 工程作用引起的应力环境的改变会相应地造成参数的变化。因此, 就建议方案所对应的计算模型, 对构造带岩体的计算参数进行浮值分析, 以强度储备系数法检验各典型坝段的安全裕度<sup>[1]</sup>。当处理措施同时满足对坝体拉应力的控制, 且相对工程量较小, 同时具有一定的安全储备时为建议处理方案。

## 1 工程区概况

某水电站位于云南省西南边境地区的澜沧江下游河段, 大坝为混凝土重力坝, 最大坝高 110m, 坝顶轴线长约 704.6m; 左岸主河道部位设坝后地面厂房, 右岸基岩滩地部位设置溢流表孔和 300t 级垂直升船机。水库正常蓄水位 602.0m, 死水位 591.0m, 总库容 1.39 亿  $m^3$ 。

坝址区出露的岩层主要为燕山早期侵入的闪长岩( $\delta_2^s$ ), 岩性单一, 其弱、微风化岩块强度高, 属坚硬岩。坝基主要为次块状、镶嵌和碎裂结构岩体, 物理力学指标基本满足百米级混凝土重力坝要求<sup>[2]</sup>, 但坝址区地质构造比较复杂, II、III 级结构面发育, 坝基开挖揭露了 12 条主要断层和挤压带, 其中  $G_{23}$ 、 $G_{48}$ 、 $G_2$ 、 $G_{16}$  带(图 1)规模较大, 对一些坝块的变形稳定影响较大。

收稿日期:2006-07-10

作者简介:徐卫亚(1962—), 男, 江苏张家港人, 博士, 教授, 主要从事岩石力学与工程方面研究。E-mail:wyxu@hhu.edu.cn

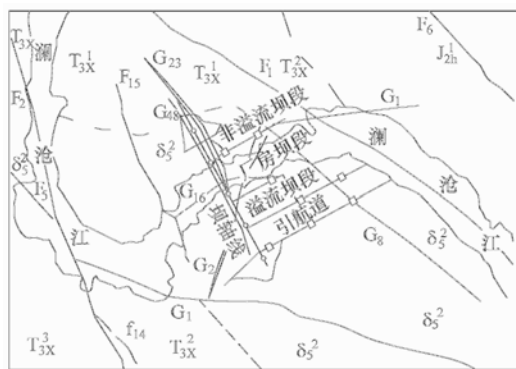


图1 枢纽区地质情况

其中  $G_{23}$  挤压蚀变破碎带分布于右冲沙低孔及其左侧所有坝段的坝基上,与坝轴线平行。在 25 号坝段坝基 555.0m 高程处,揭露最大宽度达 18m,自上游向下游,可分为上、中、下三段,上、下段岩体由糜棱岩及片麻岩伴生产出,绿泥石化严重,呈片理构造,强度低,压缩性大。中段岩体为破碎岩,破裂结构,破裂面上蚀变显著。上、中、下段的厚度分别为 6、9、3m。由于  $G_{23}$  带岩体的主要组成矿物如角闪石等大部分或全部绿泥石化,致使其岩体工程性质较差,对一些坝块的变形稳定造成了较大影响,是坝基的主要工程地质问题。

$G_{23}$  带倾向陡立,对大坝的整体抗滑稳定不起控制作用,但是它对一些坝块的变形稳定影响较大,其不均匀沉降可能致使坝趾混凝土产生拉应力,从而使得重力坝坝体混凝土开裂。所以,  $G_{23}$  带是坝体应力、变形和稳定性的主要控制性因素之一。

## 2 计算模型与计算参数

**2.1 计算模型** 为了充分模拟重力坝和坝基的共同作用,根据工程实际要求,本文应用  $FLAC^{3D}$  程序对重力坝 13~26 号坝段进行了三维数值模拟。其中,15~19 号坝段为厂房坝段,20 号坝段为左冲沙底孔坝段,21~26 号坝段为左岸非溢流挡水坝段。模型考虑了坝址区岩体的风化分带,考虑了  $G_{23}$ 、 $G_2$ 、 $G_{16}$ 、 $G_{48}$  4 条主要挤压带,还实现了坝基开挖——加载的过程模拟。模型将重力坝 14 个坝段建立在弱风化的闪长岩上,各个坝段之间以弱化参数的薄层连接,以模拟各个坝段之间的分缝连接。

计算采用的直角坐标系为:  $X$  轴从上游指向下游;  $Y$  轴为竖直方向,以向上为正;  $Z$  轴从左岸指向右岸。计算范围:顺河向上下游各延伸一倍坝高,左右岸也各延伸一倍坝高,竖直向向下延伸一倍坝高。整个模型(图 2)顺河向 650m,横河向 530m,竖直向取 353m 高程以上。模型节点总数为 191709,单元总数为 253750。

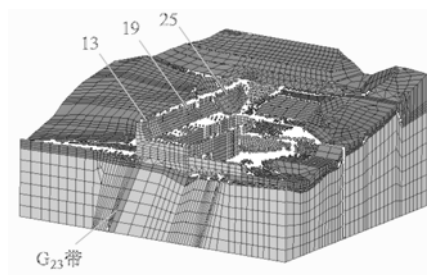


图2 三维模型网格

**2.2 岩体物理力学参数** 数值计算结果的可靠性在很大程度上依赖于岩体力学参数的选取,为了尽可能准确地反应岩体的工程地质性状,应用  $RMR$  和  $GSI^{[3]}$  岩体质量评价方法,结合室内及现场勘测、试验成果估算宏观岩体力学参数<sup>[4~6]</sup>。表 1 为数值分析采用的计算参数值。

**2.3 屈服准则** 本文分析采用不同的屈服准则<sup>[7,8]</sup>,  $G_{23}$  带岩体采用能反映抗拉强度的  $Drucker-Prager$  准则,其它岩体及坝体混凝土材料采用能反映抗拉强度的  $Mohr-Coulomb$  准则。

$Drucker-Prager$  准则为

$$f^s = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0; \quad f^t = \sigma - \sigma^t = 0 \quad (1)$$

式中:  $\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$ ;  $k = \frac{6 c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$ 。

Mohr-Coulomb 准则为

$$f^s = \sigma_1 - N_\phi \sigma_3 + 2C\sqrt{N_\phi}; \quad f^t = \sigma - \sigma^t = 0 \quad (2)$$

式中:  $N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ .

表 1 岩体、混凝土物理力学计算参数

		容重 (kN·m <sup>-3</sup> )	变形模量 GPa	泊松比	摩擦系数	凝聚力 MPa	抗拉强度 MPa
闪长岩	微新岩体	27.5	12.00	0.24	1.68	1.644	1.5
	弱风化	25.0	9.00	0.25	1.20	0.75	1.0
	强风化	22.0	4.00	0.30	0.64	0.13	0.5
	全风化	20.0	0.80	0.35	0.38	0.03	0.0
G <sub>18</sub> 、G <sub>16</sub> 、G <sub>2</sub> 带		22.0	1.15	0.30	0.55	0.07	0.0
G <sub>23</sub> 带	上段	20.0	0.35	0.33	0.30	0.03	0.0
	中段	22.0	1.15	0.30	0.55	0.07	0.0
	下段	20.0	0.35	0.33	0.30	0.03	0.0
混凝土 C15		24.0	20.00	0.17	1.10	1.40	0.9
混凝土 C20		24.0	25.50	0.17	1.15	1.55	1.1

**2.4 加载方式** 为了较为真实地模拟重力坝及坝基岩体的实际施工及运行过程,模型分三步加载。首先,根据实测地质资料,近似将岩体自重应力场作为地应力场,仅考虑坝基开挖后的岩体自重,将坝体设为空单元进行计算;第二步,消除第一步产生的岩体位移,启动坝体单元,以模拟重力坝建成未蓄水时坝体和岩体共同作用的应力变形状态;第三步,加入上、下游水荷载及扬压力等荷载,以模拟重力坝运行时的应力变形状态。

3 数值模拟与分析

**3.1 G<sub>23</sub>带对坝体应力变形状态影响** 由于 G<sub>23</sub>带在 25 号坝段的宽度最大,因此以 25 号坝段为例,首先计算 G<sub>23</sub>带不做任何处理时坝体一坝基的应力和变形。

图 3 为 25 号坝段的主拉应力分布。从图 3 可见,在不对 G<sub>23</sub>带进行任何工程处理时,从坝踵沿建基面至下游排水廊道出现了 0.1~0.8MPa 的拉应力,下游排水廊道上游面有明显的应力集中,最大主拉应力值为 0.85MPa。上游坝踵处岩体受 G<sub>48</sub>带影响,也出现了最大值 0.77MPa 的主拉应力。坝踵及建基面垫层内拉应力方向近似水平,排水廊道上游面拉应力方向为沿廊道壁切向。坝体与 G<sub>23</sub>带接触面附近有 0.15MPa 的竖直向拉应力。

最大主压应力出现在下游坝趾部位,大小约为 4.1MPa。

在正常水位工况下,上游水头较低,水压力较小,因此坝体顺河向位移以自重产生的位移为主,倾向上游。坝顶水平位移 1.1mm,指向上游;向下水平位移逐渐变为指向上游,大小 2.5mm;坝体与 G<sub>23</sub>带接触面附近受到 G<sub>23</sub>软弱带的影响,最大水平位移为 3.6mm。

图 4 为 25 号坝段竖向位移。从图 4 可见,坝顶最大竖向沉降为 10.3mm,坝踵竖向沉降为 8.0mm,在坝体与 G<sub>23</sub>带接触面附近,受 G<sub>23</sub>软弱带的影响,出现显著的不均匀沉降,从坝踵至 G<sub>23</sub>带接触面中部,竖向沉降 8~9mm;从 G<sub>23</sub>带中部至坝趾,竖向沉降减小至 3~4mm。

由此可见,不对 G<sub>23</sub>带进行任何工程处理时,受该挤压蚀变破碎带影响,坝体建基面出现显著的不均匀沉降,使得坝体建基面以上 6~8mm 范围内出现近水平向 0.1~0.6MPa 拉应力,在廊道附近出现应力集中,局部切向拉应力达到 0.7~0.8MPa,坝基不均匀沉降所引起的拉应力可能致使坝体混凝土开裂(对 24、26 坝段计算分析也得出了相似的结果),应该对 G<sub>23</sub>带进行工程处理,在各种处理措施的计算分析中,应着重考察坝基不均匀沉降引起的坝体拉应力的 大小、方向和范围。

**3.2 处理方案的设计与数值模拟比选** 针对上述 G<sub>23</sub>带的不利影响,以控制并降低上述不利影响为目的的工程处理措施(图 5)包括:(1)改变上游坝坡。贴角 A1;不贴角(坝踵直立坡角)A2;(2)开挖置换混

凝土塞。不开挖置换 B0;3m 方案 B1;5m 方案 B2,倾斜方案 B3(最大开挖深度 5m);拱形方案 B4(最大开挖深度 5m);(3)下游坝趾处填角。不填角 C0;3m 方案 C1;5m 方案 C2;8m 方案 C3;10m 方案 C4。

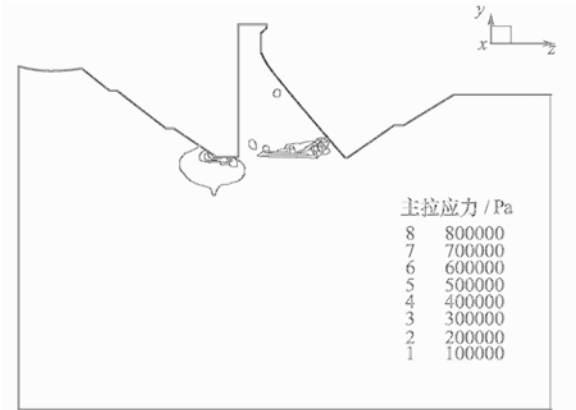


图 3 25 号坝段  $G_{23}$  带不处理时坝体主拉应力分布

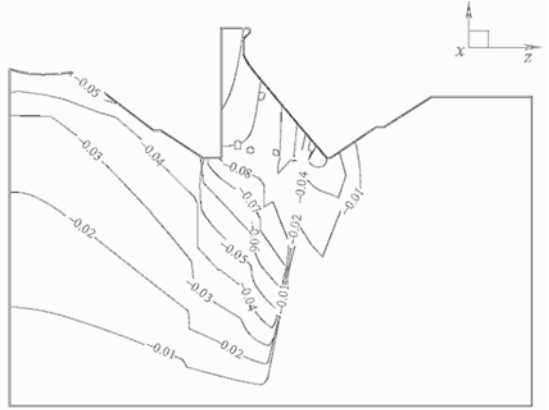


图 4 25 号坝段  $G_{23}$  带不处理时竖向位移等值线(单位:m)

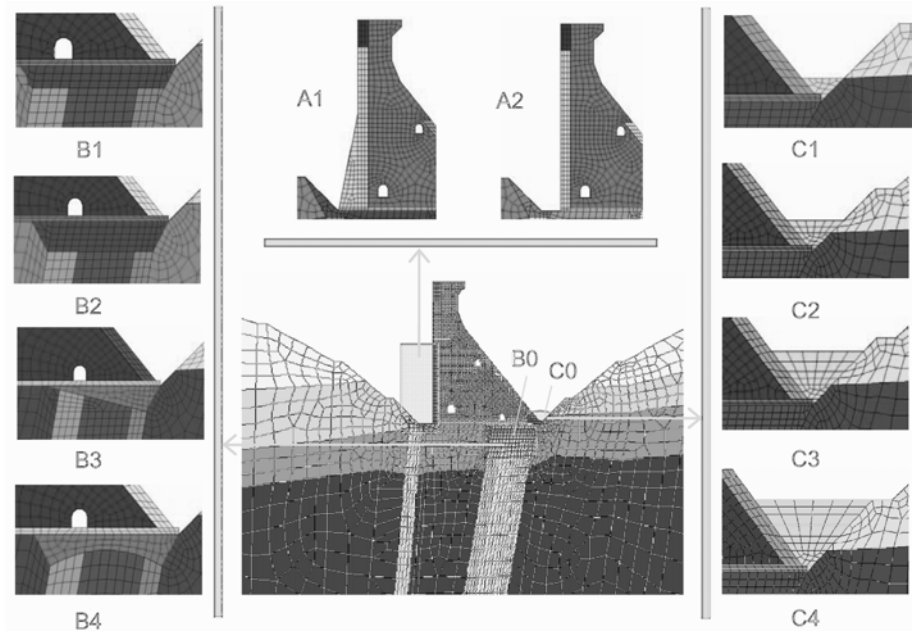


图 5 工程处理措施及数值分析组合

就不同措施的组合(21 个模型)以正常工况进行计算,计算结果见图 6、图 7。计算结果表明:(1)开挖回填混凝土塞和下游坝趾填角等工程措施对控制坝体拉应力有明显的作用,使拉应力区主要集中在混凝土塞内,坝体混凝土内的拉应力范围显著减小,拉应力值明显降低,见图 6 坝趾拉应力折线;(2)比较不同开挖置换深度可见,5m 混凝土塞优于 3m 混凝土塞方案;倾斜混凝土塞方案对拉应力控制效果与倒梯形接近,但工程量明显减小。拱形混凝土塞,跨度大,深度小,效果较差;(3)下游坝趾填混凝土 5m 方案对拉应力控制效果优于 3m 方案,但优势不明显;8m 方案和 10m 方案引起坝体整体受力形式发生变化,对拉应力控制效果反而弱于前两种方案(图 6);(4)若上游坝面不贴角,则在采取相同工程处理措施前提下,下游坝体混凝土的拉应力范围和拉应力值比上游贴角方案更小(图 6)。上游贴角对塞下不均匀沉降影响不明显(图 7)。

通过以上比较分析,综合考虑各种工程措施对控制由于  $G_{23}$  带的不均匀沉降所致使坝体产生的拉应力的效果以及相应的工程量,作者认为:坝体上游不贴角、 $G_{23}$  带倾斜开挖置换 5m、下游填角 3~5m(其中 25、26 号坝段填角 3m,由于下游排水廊道的影响 24 号坝段填角 5m)最为合理。从而确定为本文的建议工程处理方案。

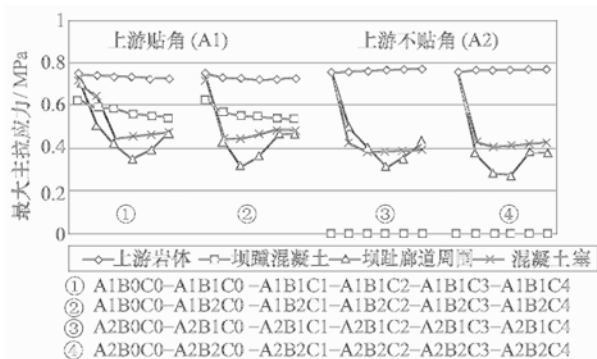


图6 不同处理措施对最大主拉应力的影响

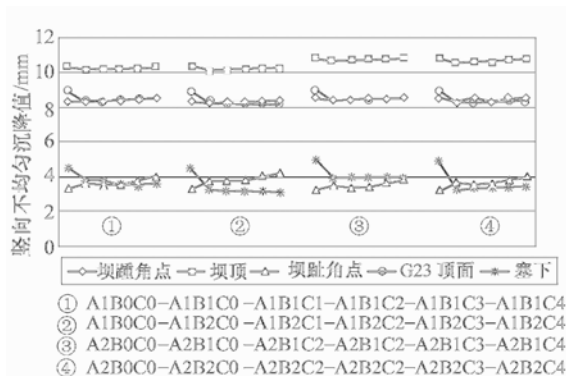


图7 不同处理措施对竖向位移的影响

**3.2 对  $G_{23}$  处理后的坝体应力变形状态** 采用本文建议方案对 25 号坝段进行处理后的数值模拟结果如图 8 所示。比较图 3 与图 8 可以看出,该处理方案可以有效地控制由于  $G_{23}$  带的不均匀沉降引起的坝体下游拉应力,使得拉应力范围大大缩小,主要集中在混凝土塞内。同时使得坝体的拉应力值减小至处理前的 P3 以下,混凝土塞中的最大拉应力不超 0.3MPa。在拉应力区,适当提高配筋率即可保证其强度要求。

## 4 坝基安全稳定性分析

为了研究  $G_{23}$  挤压蚀变破碎带对重力坝坝基稳定性的影响和可能出现的破坏模式,检验建议方案是否满足坝基安全稳定要求,本文采用强度储备系数法<sup>[9]</sup>进行了坝基稳定性的计算分析。

由于受多因素影响,坝基岩体强度参数很难精确确定,同时  $G_{23}$  带构造岩的初始状态参量及  $G_{23}$  带对工程作用的响应都十分复杂。鉴于复杂性与精确性本身不相容,用确定性模式计算评判整体稳定性势必存在较大风险,因此本文以降低强度参数的方法,研究坝基失稳的渐进破坏过程,评价坝基的整体稳定性。

令  $K_f$  表示强度储备系数,  $K_f$  为大于 1 的值,  $f$  和  $c$  为实际的抗剪强度参数。用  $f/K_f$ 、 $c/K_f$  代替  $f$ 、 $c$  值进行计算,随着  $K_f$  值的逐渐增大,可以得出坝基从稳定到破坏的全过程,所算得整体破坏时的  $K_f$  值能反映大坝安全的程度,即把控制点位移出现拐点+坝踵破坏+整体滑移通道接近形成的  $K_f$  值确定为坝段的抗滑安全系数。其中,控制点位移拐点反映了坝体位移方面的总体特征,具有明确的物理含义,且易辨识。以下以位移与  $K_f$  值的关系曲线进行说明。

在正常蓄水工况下,以厂房坝段 1(图 9)为例,通过不同强度储备系数  $K_f$  下的静力计算,得到了坝踵、坝顶、坝趾等关键点位移与  $K_f$  的关系曲线(图 10~图 12),通过对曲线拐点的分析确定该坝段的安全系数。由图可见:当  $K_f=2.5\sim 2.6$  时,坝踵竖直向位移(图 10)出现拐点;当  $K_f=2.5\sim 2.8$  时,坝顶顺河向位移和竖直向(图 11)出现拐点;当  $K_f=2.9\sim 3.2$  时,坝趾水平向位移和竖直向(图 12)出现拐点。

葛修润等在文献[10]中提出了优先判别原则:①坝踵的变化情况优先于坝趾和坝顶;②水平位移的变化优先于竖直位移的变化。故本文认为  $K_f=2.5$  时,坝体各控制点位移与  $K_f$  的关系曲线上出现拐点,因此确定厂房坝段 1 的安全系数为 2.5。

正常蓄水位工况下,6 个坝段安全系数如表 2 所示。目前规范并未对使用强度储备系数法得到的稳定安全系数做出规定,而工程类比<sup>[11~13]</sup>给出的建议为,正常荷载组合下安全储备系数不低于 2.2,特殊荷载组合下安全储备系数不低于 1.8。由表 2 可见,各坝段的安全系数均高于 2.5,因此可认为建议

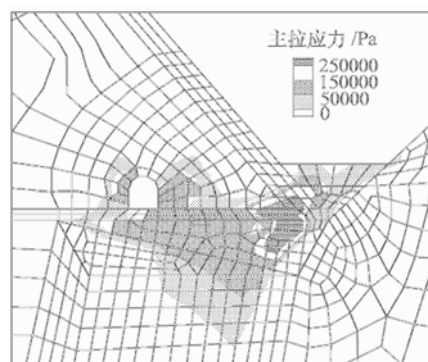


图8 建议处理方案下 25 号坝段  
坝体主拉应力分布

方案下坝基安全稳定性有比较充足的裕度。

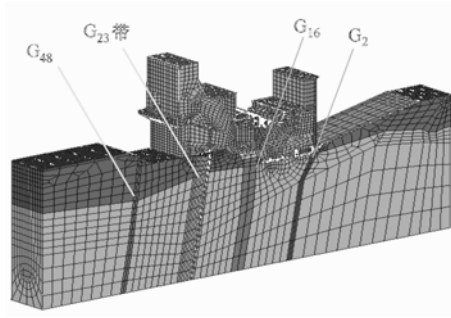


图9 19号坝段(厂房坝段1)模型

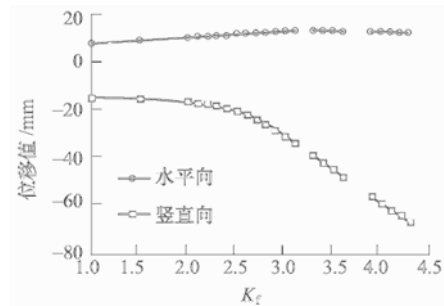


图10 厂房坝段1坝踵位移与  $K_f$  关系曲线

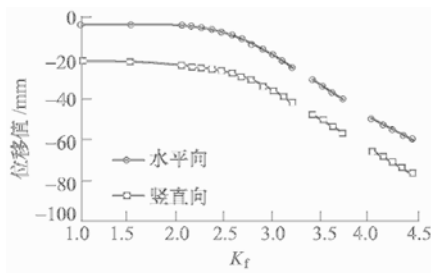


图11 厂房坝段1坝顶位移与  $K_f$  关系曲线

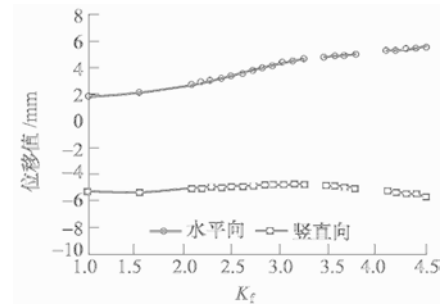


图12 厂房坝段1坝趾位移与  $K_f$  关系曲线

表2 各坝段安全系数  $K_f$

坝段	24 坝段	25 坝段	26 坝段	冲沙底孔坝段	厂房坝段 1	厂房坝段 3
$K_f$	3.0	3.0	3.2	2.6	2.5	2.9

5 结论

$G_{23}$ 挤压蚀变破碎带降低了坝基的整体强度和承载能力,同时对坝体应力位移状态和坝基稳定产生一定的影响。本文通过对  $G_{23}$ 带进行数值分析,得出以下结论:(1) $G_{23}$ 带对重力坝的主要不利影响在于坝基的不均匀沉降致使坝体混凝土产生拉应力,进而可能造成混凝土的开裂。通过对各种处理方案进行比较,最终给出的建议处理措施为:坝体上游不贴角、 $G_{23}$ 带倾斜开挖置换 5m 混凝土塞、下游填角 3~5m(其中 25、26 号坝段宜填角 3m,24 号坝段受下游排水廊道的影响,宜填角 5m);(2)建议处理方案可以有效控制由于  $G_{23}$ 带的不均匀沉降引起的坝体下游水平拉应力,使得拉应力范围大大缩小,主要集中在混凝土塞内。同时使得坝体的拉应力值减小至处理前的 P3 以下,混凝土塞中的最大拉应力亦不超过 0.3MPa。建议处理方案满足拉应力控制要求;(3)在正常蓄水工况下,通过对各坝段在不同强度储备系数  $K_f$  下的静力计算,得到了坝踵、坝顶、坝趾等关键点位移与  $K_f$  的关系曲线,通过对曲线拐点的分析,得到了各坝段的安全系数。基于工程类比,正常蓄水位工况下,该水电站重力坝安全稳定性有比较充足的裕度,本文建议的工程处理方案满足稳定性要求。

参 考 文 献:

[1] 江涛,徐卫亚,等.受断层切割影响的拱坝坝肩岩体三维稳定性数值分析及加固措施模拟[J].岩石力学与工程学报,2005,24(增2):5840—5844.  
[2] 高健.景洪水电站枢纽区工程地质条件[J].云南水力发电,2001,17(1):14—16.

- [ 3 ] Hoek E, Brown E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 1997, 34(8): 1165—1186.
- [ 4 ] Vichi M, Geoff R, Meagan S. The value of rock mass classification systems for weak rock masses; a case example from Huntly, New Zealand[J]. *Engineering Geology*, 2001, 61(1): 55—67.
- [ 5 ] Gokeceoglu C, Sonmez H, Kayabasi A. Predicting the deformation moduli of rock masses[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 2003, 40(5): 701—710.
- [ 6 ] 杨松林, 徐卫亚. 裂隙岩体有效弹性模量估计的一种方法[J]. *河海大学学报*, 2003, 31(4): 399—402.
- [ 7 ] 杨强, 陈新, 周维垣. 基于 D-P 准则的三维弹塑性有限元增量计算的有效算法[J]. *岩土工程学报*, 2002, 24(1): 16—20.
- [ 8 ] Jing L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modeling for rock mechanics and rock engineering[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 2003, 40(3): 283—353.
- [ 9 ] Tamotsu Matsui, Kazuhiro San. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique[J]. *Solids and Foundations*, 1992, 32(1): 59—70.
- [ 10 ] 葛修润, 任建喜, 李春光, 等. 三峡左厂 3<sup>#</sup> 坝段深层抗滑稳定三维有限元分析[J]. *岩土工程学报*, 2003, 25(4): 389—394.
- [ 11 ] 赵永刚. 混凝土重力坝抗滑稳定安全系数与安全度探讨[J]. *长江科学院院报*, 1995, (3): 1—7.
- [ 12 ] 孙恭尧, 殷有泉, 钱之光. 混凝土重力坝承载能力的分析研究[J]. *水利学报*, 2001, (4): 15—20.
- [ 13 ] 徐卫亚, 江涛, 赵志峰, 等. 光照重力坝坝基断层影响及处理的三维数值模拟[J]. *岩石力学与工程学报*, 2006, 25(6): 1099—1105.

## Numerical modeling on treatment of mylonitization and fracture belt in dam foundation

XU Wei-ya<sup>1</sup>, MENG Guo-tao<sup>1</sup>, JIANG Tao<sup>1</sup>, YANG Qing<sup>2</sup>

(1. Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Kunming Hydroelectric Investigation Design and Research Institute, Kunming 650051, China)

**Abstract:** A nonlinear 3-D numerical modeling was carried out for investigating the stress-deformation status of the gravity dam and the influence of fracture belt on stability of dam foundation in a hydropower project. Based on the comparison of numerical computational results of different treatments a scheme for reinforcing the dam foundation was proposed. It is found that the uneven displacement of the mylonitization and fracture belt results in the occurrence of high tensile stress at the toe of the dam and greatly affects the stress status of the dam. The proposed treatment including keeping the configuration of the dam toe as a vertical surface, excavating an oblique pit of the fracture belt with 5m depth and filling with concrete with height 3m to 5m. By adopting this treatment the tensile stress region at dam toe was greatly reduced and the stress was decreased by 2/3. This effectiveness of this measure and the stability of the dam are verified by the computational result of strength reserve coefficient method.

**Key words:** mylonitization and fracture belt; numerical modeling; strength reserve coefficient method; stability of dam foundation; rock mass

(责任编辑: 王冰伟)