

# 小湾水电站拱坝坝肩岩体加固方案分析研究\*

陈卫忠 朱维申 邱祥波 杨家岭 张强勇  
(中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学重点实验室 武汉 430071)

摘要 根据建立的多裂隙岩体弹塑性断裂损伤耦合力学模型,通过三维有限元计算,系统地研究了小湾水电站拱坝坝肩岩体的稳定性,得到了坝肩岩体应力和变形的定量结果,在此基础上,提出了技术经济较优的坝肩加固方案。

关键词 坝肩, 断裂损伤, 有限元, 加固

分类号 TV 642.4+5

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2002)03-0374-05

## 1 前言

小湾水电站位于澜沧江中上游河段,系澜沧江中上游河段规划的 8 个梯级电站的第 2 级。在小湾水电站坝址范围内,澜沧江总体流向由北向南,河道略呈向西凸出的弧形。河谷呈“V”字型,两岸山坡平均坡角为 40°~42°。其双曲拱坝坝高为 292.0 m,库容为 151.3×10<sup>9</sup>m<sup>3</sup>,枢纽区岩石为致密的黑云花岗片麻岩和角闪斜长片麻岩,夹有少量片岩,微风化与新鲜岩体完整,强度高,枢纽区的地质构造大多为横河走向,陡倾角倾向上游,除 F<sub>7</sub> 断层属 1 级以外,其余 20 条均为 2 级断层,坝体上游的 F<sub>7</sub>,下游的 F<sub>5</sub>, F<sub>10</sub>, F<sub>11</sub>, F<sub>19</sub>, F<sub>23</sub>, F<sub>27</sub> 断层均横贯左右两岸,走向为 NWW。在左坝肩 F<sub>11</sub> 与 F<sub>5</sub> 断层之间的 F<sub>20</sub> 为近顺河向,走向 NE10°~20°。这些构造将影响大坝和坝肩岩体的稳定性,同时,在坝肩部分布有近 SN 向节理,走向 N10°W/90°~N20°W/90°,迹长 2~3 m,间距 20~30 cm;另一组 NWW 向节理,走向 N75°W/90°~85°W/90°,迹长 3~6 m,间距 30~60 cm。

本文通过三维有限元的计算<sup>[1-3]</sup>,分析研究小湾水电站坝肩削坡减载及其合理的加固方法和参数,为工程设计提供依据。

## 2 裂隙岩体弹塑性断裂损伤模型

岩体弹塑性损伤变形与加载历史有关,其增量

形式可表示为

$$\dot{\mathbf{e}}_{ij} = \dot{\mathbf{e}}_{ij}^e + \dot{\mathbf{e}}_{ij}^{ec} + \dot{\mathbf{e}}_{ij}^p \quad (1)$$

式中:  $\dot{\mathbf{e}}_{ij}$  为弹塑性损伤总应变率;  $\dot{\mathbf{e}}_{ij}^e = C_{ijkl}^{e-d} \dot{\mathbf{s}}_{~kl}$  为损伤裂隙岩体的弹性应变率,  $\dot{\mathbf{s}}_{~kl}$  为表观应力增量;  $\dot{\mathbf{e}}_{ij}^{ec} = \dot{C}_{ijkl}^{e-d} \mathbf{s}_{~kl}$  为弹性损伤耦合应变率,  $\dot{C}_{ijkl}^{e-d}$  为柔度增量;  $\dot{\mathbf{e}}_{ij}^p$  为塑性应变率。

岩体的屈服函数和塑性势函数  $f(\bar{\mathbf{s}}_{ij}, \mathbf{e}_{ij}^p)$  是有效应力和塑性应变的函数,当采用相关流动法则和一致性条件时,有

$$\frac{\partial f}{\partial \bar{\mathbf{s}}_{ij}} \dot{\bar{\mathbf{s}}}_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \mathbf{e}_{ij}^p} \dot{\mathbf{e}}_{ij}^p = 0 \quad (2)$$

$$\dot{\mathbf{e}}_{ij}^p = \mathbf{I} \frac{\partial f}{\partial \bar{\mathbf{s}}_{ij}} = \mathbf{I} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{s}_{~ij}} \frac{\partial \mathbf{s}_{~ij}}{\partial \bar{\mathbf{s}}_{ij}} \quad (3)$$

由式(1), (3)可得

$$\dot{\mathbf{s}}_{~kl} = E_{ijkl}^{e-d} \left( \dot{\mathbf{e}}_{ij} - \mathbf{I} \frac{\partial f}{\partial \bar{\mathbf{s}}_{ij}} - \dot{C}_{ijkl}^{e-d} \mathbf{s}_{~kl} \right) \quad (4)$$

有效应力  $\bar{\mathbf{s}}_{ij} = C_{ijop}^{e-d} E_{opkl}^e \mathbf{s}_{~kl}$ 。

$$\begin{aligned} \dot{\bar{\mathbf{s}}}_{ij} &= E_{mnkl}^e \dot{C}_{ijmn}^{e-d} \mathbf{s}_{~kl} + E_{mnkl}^e C_{ijmn}^{e-d} \dot{\mathbf{s}}_{~kl} = \\ & \left( E_{mnop}^e \frac{\partial C_{ijmn}^{e-d}}{\partial \mathbf{s}_{~op}} \mathbf{s}_{~op} + E_{mnkl}^e C_{ijmn}^{e-d} \right) \dot{\mathbf{s}}_{~kl} \end{aligned} \quad (5)$$

将式(4)代入式(5)得

2000 年 5 月 22 日收到初稿,2000 年 6 月 29 日收到修改稿。

\* 国家“九五”科技攻关课题(96-221-04-03-02(2))。

作者 陈卫忠 简介:男,34 岁,博士,1990 年毕业于山东矿业学院采矿系采矿工程专业,现为副研究员,主要从事岩石力学与工程方面的研究工作。

$$\dot{\bar{s}}_{ij} = \left( E_{mnop}^e \frac{\partial C_{ijmn}^{e-d}}{\partial \bar{s}_{kl}} \bar{s}_{op} + E_{mnkl}^e C_{ijmn}^{e-d} \right) E_{klrs}^{e-d} \left( \dot{\epsilon}_{rs} - \dot{\bar{i}} \frac{\partial f}{\partial \bar{s}_{rs}} - \dot{C}_{rsuv}^{e-d} \bar{s}_{uv} \right) \quad (6)$$

将式(6)代入式(2)得

$$\dot{\bar{i}} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \bar{s}_{ij}} Q E_{klrs}^{e-d} (\dot{\epsilon}_{rs} - \dot{C}_{rsuv}^{e-d} \bar{s}_{uv})}{Q \frac{\partial f}{\partial \bar{s}_{ij}} E_{klrs}^{e-d} - \frac{\partial f}{\partial \bar{s}_{ij}} \frac{\partial \bar{s}_{ij}}{\partial \bar{s}_{ij}}} \quad (7)$$

式中： $Q = E_{mnop}^e \frac{\partial C_{ijmn}^{e-d}}{\partial \bar{s}_{kl}} \bar{s}_{op} + E_{mnkl}^e C_{ijmn}^{e-d}$ 。

将式(7)代入式(4),可得多裂隙岩体三维弹塑性断裂损伤本构方程。

### 3 工程应用

#### 3.1 计算范围

图 1 表示了小湾坝肩岩体加固计算模型的范围,左右岸方向取 1 400 m;上下游方向取 800 m,模拟各类岩体及断层,岩体模拟的深度为 720 ~ 1 350 m,共分为 16 层,总单元数为 7 336,节点数为 8 575。

#### 3.2 计算参数

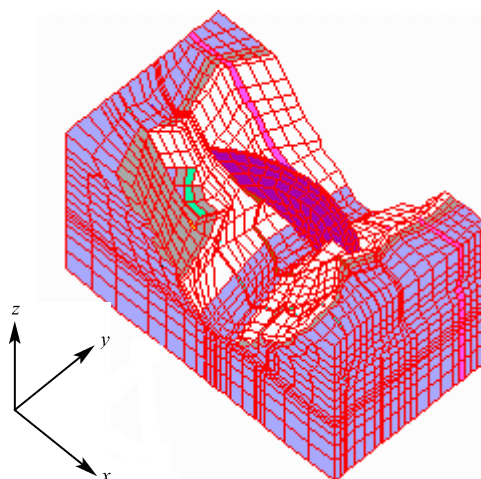


图 1 小湾坝肩三维有限元网格  
Fig.1 3D FEM mesh of Xiaowan dam

小湾坝肩岩体参数见表 1,计算时考虑初始地应力、坝体自重和水荷载。

小湾坝区左、右岸最大水平主应力  $s_H$  随深度  $H$  的拟合方程为

- 左岸： $s_H = 0.147 \times H$  (MPa)
- 右岸： $s_H = 0.125 \times H$  (MPa)
- 左岸河谷： $s_H = 0.84 \times H$  (MPa) ( $H < 30$  m)  
 $s_H = 10.77 \times H^{0.25}$  (MPa) ( $H > 30$  m)
- 右岸河谷： $s_H = 0.60 \times H$  (MPa) ( $H < 30$  m)  
 $s_H = 9.25 \times H^{0.198}$  (MPa) ( $H > 30$  m)

表 1 小湾拱坝材料力学参数

Table 1 Mechanical parameters of material for Xiaowan dam

| 岩石类型  | 变形模量/GPa | 泊松比   | 内摩擦系数 | 粘聚力/MPa | 容重/10 kN · m <sup>3</sup> |
|---|----------|-------|-------|---------|---------------------------|
| 混凝土   | 21.0     | 0.189 | 0.81  | 2.370   | 2.40                      |
| 微新黑云花岗片麻岩   | 22.5     | 0.230 | 1.45  | 2.000   | 2.63                      |
| 风化层黑云花岗片麻岩  | 7.50     | 0.300 | 1.00  | 0.450   | 2.30                      |
| 微新角闪斜长花岗岩   | 22.5     | 0.230 | 1.45  | 2.000   | 2.63                      |
| 风化层角闪斜长花岗岩  | 7.50     | 0.300 | 1.00  | 0.450   | 2.30                      |
| 防渗帷幕  | 21.0     | 0.200 | 1.00  | 2.000   | 2.50                      |
| F <sub>5</sub> 断层(新鲜)                                     | 3.00     | 0.300 | 0.45  | 0.045   | 1.90                      |
| F <sub>5</sub> 断层(风化)                                     | 1.50     | 0.350 | 0.40  | 0.040   | 1.90                      |
| F <sub>7</sub> 断层(新鲜)                                     | 2.50     | 0.300 | 0.35  | 0.035   | 1.90                      |
| F <sub>7</sub> 断层(风化)                                     | 1.50     | 0.350 | 0.30  | 0.030   | 1.90                      |
| F <sub>10</sub> 断层(新鲜)                                    | 2.00     | 0.300 | 0.45  | 0.045   | 1.90                      |
| F <sub>10</sub> 断层(风化)                                    | 0.40     | 0.350 | 0.30  | 0.030   | 1.90                      |
| F <sub>11</sub> 断层(新鲜)                                    | 3.00     | 0.300 | 0.40  | 0.045   | 1.90                      |
| F <sub>11</sub> 断层(风化)                                    | 1.80     | 0.350 | 0.40  | 0.040   | 1.90                      |
| F <sub>19</sub> 断层(新鲜)                                    | 3.00     | 0.300 | 0.45  | 0.045   | 1.90                      |
| F <sub>19</sub> 断层(风化)                                    | 1.50     | 0.350 | 0.40  | 0.040   | 1.90                      |
| F <sub>27</sub> 断层(新鲜)                                    | 3.00     | 0.300 | 0.45  | 0.045   | 1.90                      |
| F <sub>27</sub> 断层(风化)                                    | 1.50     | 0.350 | 0.40  | 0.040   | 1.90                      |
| 蚀变带 E <sub>1</sub> , E <sub>4</sub> , E <sub>5</sub> (新鲜) | 3.50     | 0.300 | 1.00  | 0.500   | 1.90                      |
| 蚀变带 E <sub>1</sub> , E <sub>4</sub> , E <sub>5</sub> (风化) | 1.00     | 0.350 | 0.80  | 0.350   | 1.90                      |

### 3.3 材料的破坏屈服准则

为了更好地反映基岩、断层、大坝等不同材料的特性,分析时采用不同的破坏屈服准则,对断层材料采用最大拉应力准则和 Mohr-Coulomb 准则考虑材料的拉破坏和剪破坏。对岩石材料采用 Zienkiewicz-Pande 准则考虑材料的屈服。

### 3.4 计算工况

根据小湾坝肩岩体的地质特征,先进行以下 2 个方案的三维非线性有限元计算:

方案 1 蚀变带不置换,不削坡(弹塑性);

方案 2 蚀变带置换,削坡(弹塑性)。

小湾坝肩的岩体的开挖方案是:右岸的高程为 $\nabla 1\ 050.0 \sim \nabla 953.0$  m;左岸的高程为 $\nabla 1\ 090.0 \sim \nabla 953.0$  m。

从非线性有限元计算的结果表明,高程为 $\nabla 1\ 090.0 \sim \nabla 953.0$  m 的坝肩部位均存在不同程度的屈服区,且右坝肩的屈服区明显大于左坝肩,坝体下游的 100 m 范围作为坝肩加固有限元分析的重点,根据屈服区域的范围,将高程 $\nabla 1\ 090.0 \sim \nabla 953.0$  m 作为重点加固区域。

由于在高程 $\nabla 975.0 \sim \nabla 953.0$  m 部位存在较深的塑性区。将这一区域选用锚固洞加固坝肩,在参照三峡工程、漫湾电站、丰满大坝等许多重大水利工程设计的原则和室内模型试验的经验基础上,坝肩在选用长锚索加固时,其具体参数如下:

#### (1) 不削坡方案

考虑到山体表层存在较厚的风化区,在选定长锚索的同时,锚索须穿过风化岩层而至微新岩体,因此,锚索长度至少为 60.0 m,以保证长锚索的锚固端固定在新鲜岩体内。

#### (2) 削坡方案

根据昆明设计院提供的削坡方案,右岸从高程 $\nabla 1\ 050.00$  m 往下至坝底高程,左岸从高程 $\nabla 1\ 090.00$  m 至坝底高程,建议削坡区的锚索长度为 30.0 m,锚索的其他指标为:锚固角为仰角 $5^\circ$ (考虑施工的质量和速度);锚索预应力选用 3 000 kN;锚索采用 19 根 $f\ 15.24$  mm 的钢丝线组成; $\nabla 1\ 090.0$  m 锚索水平间距 4.0 m,垂直间距 8 m。同时,在削坡加固方案中,考虑了锚杆和锚索联合支护,锚杆的基本参数指标为: $f\ 36$  mm 高强度螺纹钢筋,长度 16 m,间距 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$ 。

在高程为 $\nabla 953.0 \sim \nabla 975.0$  m 的坝肩部位,按锚固洞方式加固岩体,初步选定锚固洞断面 $2.0\text{ m} \times 2.0\text{ m}$ ,深度 100 m,左右岸各打 10 个锚固洞。

在考虑削坡和岩体断裂损伤模型的基础上,共

进行了 6 个加固方案的三维有限元非线性分析,计算方案如下:

方案 3 蚀变带置换,削坡,锚杆和锚索联合支护(弹塑性);

方案 4 蚀变带置换,削坡,锚索支护(弹塑性);

方案 5 蚀变带置换,不削坡,锚索支护(弹塑性);

方案 6 蚀变带置换,削坡,锚索支护(弹塑性断裂损伤);

方案 7 蚀变带置换,不削坡,锚索支护(弹塑性断裂损伤);

方案 8 蚀变带置换,削坡,锚固洞和锚索联合支护(弹塑性)。

### 3.5 计算结果

从有限元的计算结果可知,坝体的最大顺河向位移位于坝体拱冠部位。坝体右侧部位的位移大于左侧部位,左拱端的位移大于右拱端位移,坝体下游面左拱端最大顺河向位移位于 $\nabla 1\ 050.00$  m,右拱端最大顺河向位移基本上位于 $\nabla 1\ 050.00$  m。从坝体横河向位移计算结果看,拱冠部位基本上偏向左侧山体,从坝体下游面左拱端 $\nabla 1\ 090.00$  m 以上部位总体向河床变形,右拱端 $\nabla 1\ 010.00$  m 以上偏向右岸山体。从坝体垂直向位移看,坝体上游面左拱端最大下沉位于高程 $\nabla 1\ 050.00$  m 处,右拱端最大下沉位于高程 $\nabla 1\ 010.00$  m 处;坝体下游面左拱端最大下沉位于高程 $\nabla 1\ 050.00$  m 处,右拱端最大下沉位于高程 $\nabla 1\ 090.00$  m 处。坝体顺河向位移如表 2 所示。

## 4 合理的坝肩加固方案

根据有限元计算结果,从坝肩岩体稳定性角度看,削坡方案的坝肩岩体的稳定性比不削坡方案要好。对削坡方案,锚杆和锚索联合支护的效果比锚索支护的效果要好,锚索与锚固洞联合支护的效果优于锚索支护。因此,针对小湾坝肩岩体风化层较厚的工程特点及本文的研究结果,小湾坝肩岩体较优的锚固方案为:锚杆和锚索联合支护与锚索(锚固洞)联合支护,其左右坝肩的支护方案如图 2, 3 所示。

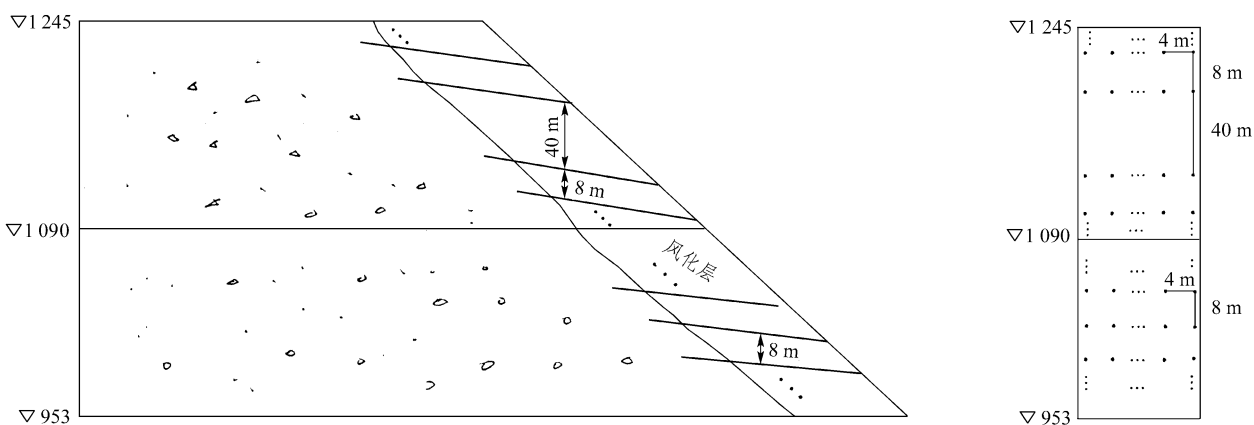
## 5 结 论

(1) 从整体位移场来看,左右坝肩在高程为 $\nabla 1\ 050.0$  m 下可产生指向河床的位移,其余部位则产生指向山体的横河向位移,同时由于大量横河向

表 2 坝体的顺河向位移(表中“-”指向上游,“+”指向下游)

Table 2 Downriver displacements of dam(“-” means upstream,“+” means downstream)

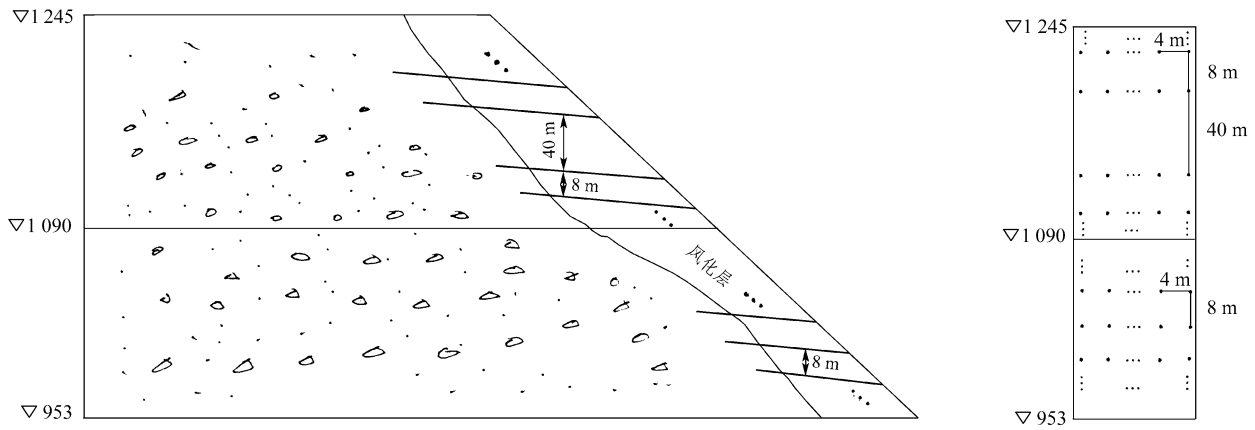
| 位置/m    | 位移/mm   |         |         |         |         |         |         |         |
|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|         | 方案 1    | 方案 2    | 方案 3    | 方案 4    | 方案 5    | 方案 6    | 方案 7    | 方案 8    |
| 右拱端     |         |         |         |         |         |         |         |         |
| ▽ 1 245 | - 0.3   | 0.1     | - 0.2   | - 1.9   | - 0.3   | - 8.1   | - 0.5   | 0.1     |
| ▽ 1 210 | - 2.5   | - 1.9   | - 2.1   | - 2.3   | - 2.5   | - 6.9   | - 3.6   | - 1.7   |
| ▽ 1 170 | - 6.0   | - 4.7   | - 4.9   | - 4.3   | - 5.9   | - 6.5   | - 4.5   | - 4.5   |
| ▽ 1 130 | - 2.0   | - 7.5   | - 7.4   | - 7.4   | - 2.0   | - 7.2   | - 7.4   | - 7.1   |
| ▽ 1 090 | - 13.6  | - 10.6  | - 11.2  | - 8.8   | - 13.5  | - 8.9   | - 11.1  | - 10.4  |
| ▽ 1 050 | - 13.6  | - 17.8  | - 17.6  | - 17.4  | - 13.6  | - 12.3  | - 18.3  | - 18.0  |
| ▽ 1 010 | - 11.2  | - 12.7  | - 14.3  | - 12.0  | - 11.0  | - 13.8  | - 14.2  | - 12.7  |
| ▽ 990   | - 11.1  | - 10.7  | - 10.9  | - 10.5  | - 11.0  | - 11.4  | - 11.1  | - 10.1  |
| ▽ 975   | - 16.0  | - 8.8   | - 10.7  | - 8.6   | - 16.0  | - 9.6   | - 10.8  | - 10.6  |
| ▽ 953   | - 9.5   | - 6.9   | - 6.8   | - 6.1   | - 9.6   | - 1.1   | - 4.2   | - 6.6   |
| 拱冠      |         |         |         |         |         |         |         |         |
| ▽ 1 245 | - 168.3 | - 156.4 | - 155.1 | - 157.7 | - 168.1 | - 188.4 | - 201.8 | - 161.2 |
| ▽ 1 210 | - 137.6 | - 126.9 | - 124.7 | - 128.2 | - 137.4 | - 157.9 | - 174.7 | - 131.1 |
| ▽ 1 170 | - 108.0 | - 99.0  | - 105.7 | - 99.8  | - 107.9 | - 123.2 | - 123.4 | - 102.3 |
| ▽ 1 130 | - 84.7  | - 77.2  | - 82.2  | - 77.3  | - 84.5  | - 95.2  | - 96.6  | - 79.1  |
| ▽ 1 090 | - 67.2  | - 60.3  | - 64.7  | - 60.5  | - 67.1  | - 74.5  | - 75.8  | - 61.5  |
| ▽ 1 050 | - 47.0  | - 40.1  | - 43.5  | - 39.9  | - 46.9  | - 48.7  | - 50.2  | - 40.3  |
| ▽ 1 010 | - 26.9  | - 21.8  | - 23.6  | - 20.5  | - 26.8  | - 24.0  | - 25.6  | - 20.6  |
| ▽ 990   | - 23.8  | - 18.0  | - 19.7  | - 17.0  | - 23.8  | - 20.3  | - 21.4  | - 17.1  |
| ▽ 975   | - 28.6  | - 21.6  | - 23.0  | - 20.5  | - 28.6  | - 25.7  | - 26.0  | - 20.7  |
| ▽ 953   | - 9.6   | - 12.7  | - 13.8  | - 12.0  | - 9.6   | - 13.4  | - 10.5  | - 12.2  |
| 左拱端     |         |         |         |         |         |         |         |         |
| ▽ 1 245 | - 0.3   | - 5.2   | - 5.6   | - 5.0   | - 0.3   | - 7.6   | - 0.5   | - 6.5   |
| ▽ 1 210 | - 1.1   | - 4.9   | - 5.4   | - 4.8   | - 1.1   | - 7.4   | - 1.8   | - 6.4   |
| ▽ 1 170 | - 2.5   | - 4.7   | - 5.5   | - 5.2   | - 2.5   | - 8.1   | - 4.4   | - 6.5   |
| ▽ 1 130 | - 11.9  | - 2.9   | - 3.4   | - 2.8   | - 11.9  | - 1.5   | - 16.6  | - 2.0   |
| ▽ 1 090 | - 14.3  | - 7.1   | - 9.2   | - 8.0   | - 14.3  | - 8.1   | - 19.4  | - 7.6   |
| ▽ 1 050 | - 12.7  | - 21.3  | - 24.0  | - 22.7  | - 12.6  | - 28.4  | - 17.5  | - 22.6  |
| ▽ 1 010 | - 8.9   | - 13.3  | - 14.4  | - 12.8  | - 8.9   | - 15.2  | - 12.9  | - 12.8  |
| ▽ 990   | - 6.8   | - 9.2   | - 10.4  | - 8.5   | - 6.7   | - 9.5   | - 10.1  | - 8.4   |
| ▽ 975   | - 6.1   | - 5.6   | - 6.3   | - 5.6   | - 5.9   | - 4.8   | - 8.9   | - 1.6   |
| ▽ 953   | - 8.5   | - 0.9   | - 1.9   | - 0.2   | - 8.5   | - 0.8   | - 11.2  | - 0.3   |



注：本方案布设 3 000 kN 级长锚索，考虑到预应力锚索的施工和安装的方便，锚索应有 5° 的仰角，由于坝肩岩体的风化层较厚，高程▽ 1 245.00~▽ 1 090.00 m 锚索的长度为 60~70 m，高程▽ 1 090.00~▽ 953.00 m 锚索的长度为 30~40 m，以保证锚索的锚固段能固定在新鲜岩体内。根据目前工程经验，3 000 kN 级的锚索在围岩中形成直径约为 4.0 m 的加固区，由于小湾左右坝肩存在较多的横河向断层，因此，锚索的顺河向间距为 4 m。在高程▽ 1 245.00~▽ 1 090.00 m 锚索的排距为：每三排为一组，第一排与第二排的间距为 8.0 m，第二排与第三排的间距为 40.0 m，依次类推；在高程▽ 1 090.00~▽ 953.00 m 锚索的排距为 8.0 m，在▽ 1090.00~▽ 953.00 m 锚索与 200 kN 预应力锚杆的排距为 4.0 m。

图 2 削坡、长锚索与锚杆联合支护方案

Fig.2 Cooperating support scheme of cut, cables and bolts



注：本方案布设 3 000 kN 级长锚索，考虑到预应力锚索的施工和安装的方便，锚索应有 5° 的仰角，由于坝肩岩体的风化层较厚，高程 ∇ 1 245.00 ~ ∇ 1 090.00 m 锚索的长度为 60 ~ 70 m，高程 ∇ 1 090.00 ~ ∇ 953.00 m 锚索的长度为 30 ~ 40 m，以保证锚索的锚固段能固定在新鲜岩体内。根据目前工程经验，3 000 kN 级的锚索在围岩中形成直径约为 4.0 m 的加固区，由于小湾左右坝肩存在较多的横河向断层，因此，锚索的顺河向间距为 4 m。根据三维有限元的计算结果，在高程 ∇ 1 245.00 ~ ∇ 1 090.00 m 的锚索的排距为：每三排为一组，第一排与第二排的间距为 8.0 m，第二排与第三排的间距为 40.0 m，依次类推；在高程 ∇ 1 090.00 ~ ∇ 953.00 m 的锚索的排距为 8.0 m，在 ∇ 1 090.00 ~ ∇ 953.00 m 之间打一排锚固洞，锚固洞断面尺寸为 2.0 m×2.0 m，顺河向的间距为 10.0 m，洞深 ∇ 80 ~ ∇ 100 m。

图 3 削坡、长锚索与锚固洞联合支护方案

Fig.3 Cooperating support scheme of cut, cables and reinforcing tunnel

断层的存在，使得左右坝肩均产生指向下游的顺河向位移。右坝肩岩体的稳定性比左坝肩岩体差一些。

(2) 从高程 ∇ 1 090.0 m 往下，左右坝肩岩体内产生塑性区，因此，选择高程 ∇ 1 090.0 m 以下作为重点加锚区域，使用的锚固参数为预应力 3 000 kN 级，间距 4 m × 8 m，锚杆使用的参数为  $f$  36 mm，长 16 m，预应力 200 kN。

(3) 通过对左右坝肩采用锚索、锚杆和锚固洞等方法加固坝肩后，坝肩岩体的稳定性得到改善，坝体的位移明显减小。

(4) 从三维非线性有限元计算成果和锚固方案经济指标比较的结果看，小湾坝肩较优的加固方案

为锚索/杆联合支护和锚索/锚固洞联合支护。

参 考 文 献

- 1 Ju J W. On energy based coupled elastoplastic damage theories : constitutive modeling and computational aspects[J]. Int. J. Solids Structure, 1989, 25(7) : 803 ~ 833
- 2 朱维申, 张强勇, 李术才. 三维弹塑性断裂损伤模型在裂隙岩体工程中的应用[J]. 固体力学学报, 1999, 20 (2) : 164 ~ 170
- 3 张强勇, 朱维申, 陈卫忠. 三峡船闸高边坡开挖卸荷弹塑性损伤分析[J]. 水利学报, 1998, (8) : 19 ~ 22

RESEARCH ON REINFORCEMENT SCHEME FOR XIAOWAN ABUTMENT

Chen Weizhong , Zhu Weishen , Qiu Xiangbo , Yang Jialing , Zhang Qiangyong  
 (Key Laboratory of Rock and Soil Mechanics , Institute of Rock and Soil Mechanics ,  
 The Chinese Academy of Sciences , Wuhan 430071 China)

**Abstract** Based on the fracture-damage coupled constitutive model of jointed rock mass , 3-D FEM analysis on stability of Xiaowan arch dam abutment is proceeded. The distribution of stress and deformation of abutment and dam is obtained. Furthermore , the preferred reinforcement schemes of abutment are suggested according to the technical and economic feasibility.

**Key words** abutment , fracture-damage , FEM , reinforcement schemes