

# 强震作用下某高边坡的稳定加固分析

潘钦锋

(福建工程学院 土木工程系, 福建 福州 350108)

**摘要:**分析了某复杂地质条件高边坡在强震作用下可能出现的失稳模式。采用有限元软件分析该边坡开挖前后在天然状态、强地震作用和强降雨等工况下的稳定性。针对强震作用下的边坡稳定性问题提出了两种解决方案,通过比较建议采用分台阶削土放坡的加固方法。

**关键词:**高边坡;强震;稳定性;加固;有限元分析

**中图分类号:**TU457 **文献标识码:**A **文章编号:**2095-0373(2012)03-0078-05

## 0 引言

地震是诱发边坡失稳的主要原因之一。2008年四川汶川发生Ms8.0级强烈地震,地震触发了大量的滑坡、崩塌等地质灾害,其数量之多、分布之广、类型之复杂、破坏之巨大,举世罕见<sup>[1]</sup>。由地震引起的边坡失稳造成的次生灾害甚至超过地震本身。因此,有必要对地震下的边坡稳定性问题进行分析研究。

地震边坡稳定性常用拟静力法和Newmark有限滑移法进行分析。前者基于极限平衡理论,用地震安全系数表示边坡的稳定性,后者则以地震永久变形作为边坡稳定性的评价指标<sup>[2]</sup>。采用岩土专业有限元软件,以拟静力法和动力时程法分析地震作用下某高边坡在天然状态、开挖及加固处理等情况下的稳定性,为其它同类边坡的稳定性分析和加固改造提供技术借鉴。

## 1 工程概况

某水电站水库正常蓄水位732.0 m,最大坝高115.0 m,迳水长约48.0 km,总库容 $2.1 \times 10^9 \text{ m}^3$ ,装机容量为1100 MW。发电枢纽中心采用坝后式厂房,位于在下坝址左岸边坡开挖区,场地工程地质条件复杂。

该工程位于冈底斯-念青唐古拉褶皱系(IV)内的二级构造单元福贡-镇康褶皱带(IV<sub>1</sub>)的西部边界附近,外围区域断裂发育,新构造运动表现为大面积整体掀斜抬升和断块间的差异升降运动,其次表现为断裂的新活动与强烈的火山活动,工程区地震烈度高。勘察揭示下坝址区有多条断层,断层带宽度一般为0.05~0.30 m,带内主要为碎裂岩、角砾岩夹糜棱岩,其中F86与下坝线左岸枢纽区河漫滩相距较近,呈近似平行分布,形成宽度10~30 m的破碎带。

枢纽中心所在区域下坝址左岸山体分布有较大范围的第四系覆盖层,为崩坡积物及阶地冲洪积物。表层以沉积为主,形成I级阶地及河漫滩,崩坡积物成分上部主要以粘性土夹碎(块)石为主,碎石含量为20%~30%,块石少量,松散~稍密状;下部以碎(块)石夹粘性土为主,碎(块)石含量为70%~80%,中密状;底部沿古河床多分布有砂卵(砾)石等冲洪积物。中低高程厚度一般厚达7~30.0 m,局部最大厚度为48.80 m,向高处厚度逐渐变薄为5.0~10.0 m。覆盖层基岩为弱风化白云岩。

## 2 边坡工程失稳模式

该工程左岸阶地及岸坡覆盖层厚度较大,枢纽区厂房侧边坡开挖中将使坡积体下部临空,其最大高度约140 m(厂区地面高程以上永久开挖边坡最大高度约90 m),上部土质边坡可能失稳。潜在的失稳模

收稿日期:2012-04-19

作者简介:潘钦锋 男 1975年出生 讲师

式主要有以下几种:(1)沿第四系边界接触带的平面型失稳破坏;(2)沿崩坡积体内部的圆弧型滑动;(3)沿断层的平面型失稳滑动;(4)复合型的滑动破坏。

### 3 地震作用下边坡稳定性分析

影响边坡稳定性的因素复杂,工程条件繁多。就地震因素而言,该边坡工程区内构造发育,新构造运动强烈,多条活动性断开从工程区通过。根据国家地震局分析预报中心提供的地震安全性评价成果,该场地的地震基本烈度为Ⅷ度,50 a 超越概率为 63.2%、10% 及 5% 对应的水平方向加速度峰值分别为  $65.2 \text{ cm/s}^2$ 、 $188.6 \text{ cm/s}^2$ 、 $243.0 \text{ cm/s}^2$ ,100 a 的超越概率为 2% 对应的设计水平加速度峰值为  $395.0 \text{ cm/s}^2$ 。可见,该场地的地震动加速度峰值较大,地震发生时可能诱发较严重的边坡失稳,造成相应危害。因此,坝址区的边坡稳定性评价和支护处理措施必须考虑地震的影响。

以图 1 所示Ⅲ-Ⅲ剖面为例进行地震作用下的边坡稳定性分析,先采用有限元强度折减法对天然状态的边坡进行地震荷载(作用)拟静力法分析,寻找和判断出滑动面,计算相应的安全系数,再进一步采用极限平衡法进行分析。

#### 3.1 有限元强度折减分析

有限元强度折减分析采用荷兰 Delft 技术大学开发的岩土专业有限元分析软件 Plaxis。分析中,地震荷载(作用)只计水平地震惯性力,其值按《水工建筑物抗震设计规范》<sup>[3]</sup>第 4.5.9 条规定计算,取水平向地震加速度代表值  $a_h$  为  $188.6 \text{ cm/s}^2$ ,不计入质点沿高程的动态放大系数对地震惯性力的影响。表 1 为在有限元分析中设置的参数。

表 1 边坡有限元分析的计算参数

| 序号 | 岩土层名称               | $E_0/\text{GPa}$ | $E/\text{GPa}$ | 波松比  | 阻尼比   |
|----|---------------------|------------------|----------------|------|-------|
| 1  | 微风化块状玄武岩            | 15~18            | 50             | 0.25 | 0.012 |
| 2  | 弱风化玄武岩              | 5~6              | 20             | 0.26 | 0.016 |
| 3  | 强风化玄武岩              | 3~5              | 15             | 0.28 | 0.018 |
| 4  | 微风化白云岩              | 12~15            | 40             | 0.22 | 0.012 |
| 5  | 弱风化白云岩              | 8~10             | 30             | 0.25 | 0.015 |
| 6  | 弱风化白云岩              | 3~5              | 10             | 0.28 | 0.018 |
| 7  | F86、Ⅱ级断层(糜棱岩、碎裂岩为主) |                  | 10             | 0.3  | 0.02  |
| 8  | 残坡积壤土夹碎石、碎石土        |                  | 0.012          | 0.3  | 0.04  |
| 9  | 冲洪积层                |                  | 0.03           | 0.3  | 0.04  |

通过计算,得到Ⅲ-Ⅲ剖面边坡的变形破坏趋势和规律如图 1 和图 2。结果表明,该剖面范围内的最大变形发生在坡体的中上部软硬接触带,强度折减分析得到的安全系数为 1.253,边坡处于稳定状态。该方法得到的安全系数可与后面极限平衡法的计算结果比较,进而用于滑动模型的判断。

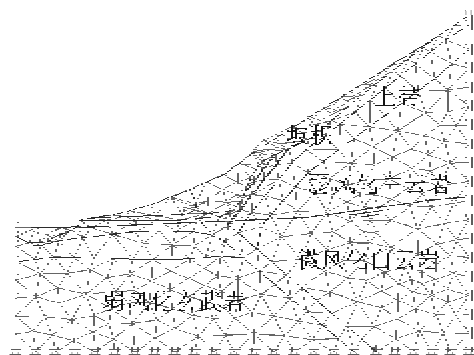


图 1 Ⅲ-Ⅲ剖面变形网格

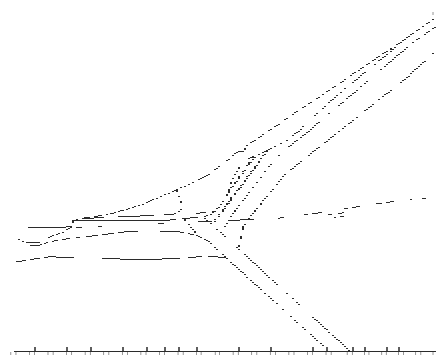


图 2 Ⅲ-Ⅲ剖面剪应变增量云图

#### 3.2 极限平衡分析

刚体极限平衡法原理简单,被大量的工程实践所应用,在安全标准的控制等方面有着广泛的实践经验。本工程采用 GeoStudio 软件对边坡坡体进行极限平衡分析,其中地震动力响应分析由该软件的 quake/w 模块完成。然后将结果导进 Slope/w 模块中进行稳定性计算,从而得到动力条件下边坡的稳定

性。

地震动力响应采用时程分析法。根据边坡工程的场地条件、设防烈度和地震波形特征,选用如表 2 所列的 1952 年 7 月 21 日发生在当地的震级为  $M_s7.2$  的真实地震纪录,地震记录的加速度时程按Ⅷ度 50 年超越概率为 10% 的多遇地震的峰值进行模拟,水平与竖直的加速度幅值按 1: 0.65 进行调幅。图 3、图 4 即为所选地震纪录中主频域持时为 50 s,并经低通滤波处理后的两个方向的加速度时程曲线图。

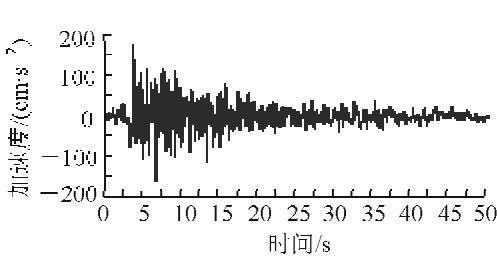


图 3 模型输入的水平方向地震加速度时程曲线图

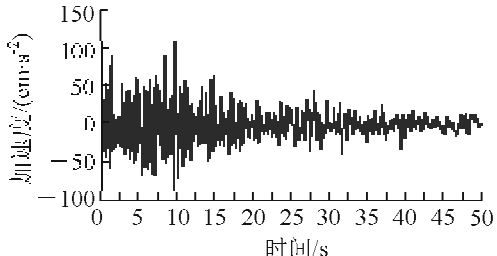


图 4 模型输入的垂直方向地震加速度时程曲线图

表 2 地震波的基本数据统计表

| 分量方位 | 峰值加速度/( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ) | 记录点数  | 测点步长/s |
|------|-------------------------------------------|-------|--------|
| S69E | 175.94                                    | 2 720 | 0.02   |
| VERT | 108.9                                     | 2 714 | 0.02   |

有限元动力时程分析时,剖分单元格的尺寸为 5 m,为减少边界对入射地震波的反射,指定模型四周为自由场边界。岩土体的阻尼比(%)分别为:块状玄武岩取 1.2,灰岩、砂岩取 1.5,全风化玄武岩取 2,强风化玄武岩取 1.8,弱风化玄武岩取 1.6,坡积层取 3,冲积层取 4,F86 取 2。

由计算可得图 5、图 6 所示分析成果。在天然状态下,Ⅲ-Ⅲ剖面滑面 1 为自动搜索,位于软硬接触面(Morgenstern-Price 法)、滑面 2 位于坡脚第四系地层内部(Janbu 法)。

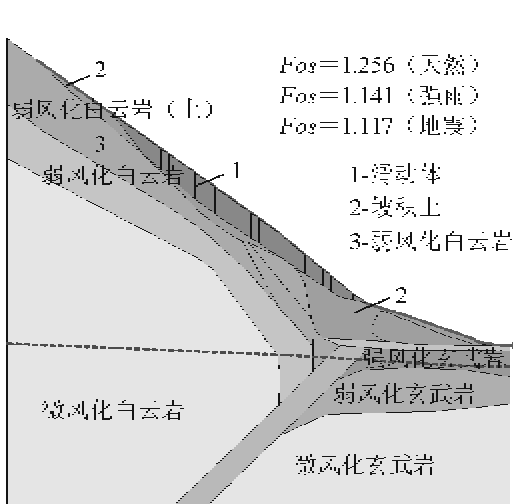


图 5 Ⅲ-Ⅲ剖面滑面 1 稳定性分析成果图

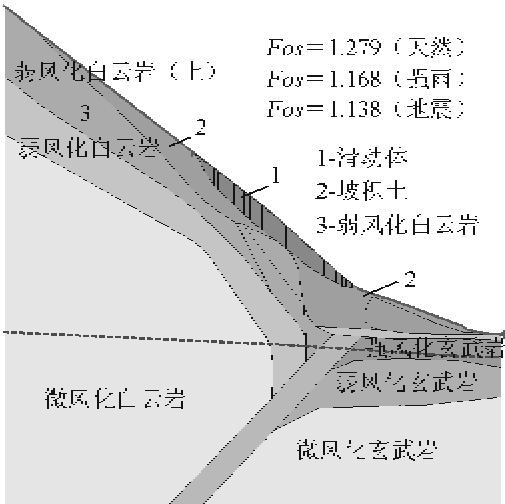


图 6 Ⅲ-Ⅲ剖面滑面 2 稳定性分析成果图

稳定性分析结果见表 3、表 4,安全系数符合规范要求的允许值。

表 3 Ⅲ-Ⅲ剖面滑面 1 稳定分析结果

| 工况 | 安全系数  | 安全系数允许值     |
|----|-------|-------------|
| 天然 | 1.256 | 1.25 ~ 1.15 |
| 暴雨 | 1.141 | 1.15 ~ 1.05 |
| 地震 | 1.117 | 1.05        |

表 4 Ⅲ-Ⅲ剖面滑面 2 稳定分析结果

| 工况 | 安全系数  | 安全系数允许值     |
|----|-------|-------------|
| 天然 | 1.279 | 1.25 ~ 1.15 |
| 暴雨 | 1.168 | 1.15 ~ 1.05 |
| 地震 | 1.138 | 1.05        |

图 7 显示,地震作用下该天然边坡的最小安全系数为 1.084,能满足相关规范要求。

3.3 边坡开挖与处理的稳定分析

该工程发电枢纽区建在在下坝线左岸坡下,需对边坡进行台阶式开挖,每 15 ~ 20 m 高(覆盖层及全

风化岩坡高控制在 10 ~ 15 m) 的设 3 ~ 6 m 宽的平台。各岩土层的永久边坡开挖坡比, 根据各开挖边坡岩体质量及结构面发育情况确定。对覆盖层及全风化土层取 1: 1.3 ~ 1: 1.5, 强风化岩体取 1: 0.75, 强风化上带岩体取 1: 0.5, 强风化下带岩体取 1: 0.3 ~ 1: 0.5, 微新岩体取 1: 0.25 ~ 1: 0.3。

开挖形成临空面, 产生新的边坡稳定性问题。经计算可得到对 III-III 剖面边坡开挖后各种工况下潜在滑面的安全系数, 分析成果见图 8。其中, 上部第四系覆盖层容易产生圆弧型滑动面, 在强震下的安全系数最小, 其值为 0.993。可见, 边坡开挖后需要进行加固处理。

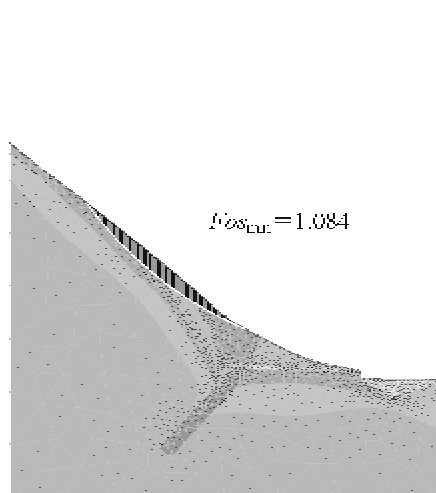


图7 III-III剖面动力有限元分析

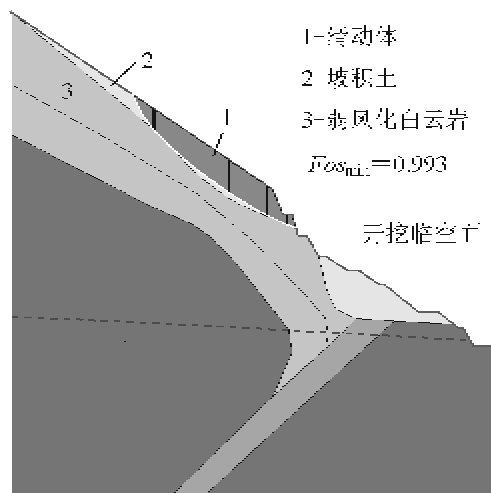


图8 III-III剖面开挖后稳定性分析成果图

加固方案一见图 9。采用框格梁 + 锚索加固, 并在某一高度处设置抗滑桩, 抗滑桩长度约为 40 m。经有限元分析, 天然状态下其稳定性安全系数为 1.259, 地震荷载作用下, 安全系数为 1.107。

加固方案二见图 10。削除部分第四系覆土, 采取分台阶开挖放坡, 即按 1: 1.2 放坡, 每 15 m 坡高设 3 m 宽平台, 以减轻潜在滑动体的重量, 提高边坡的稳定性。

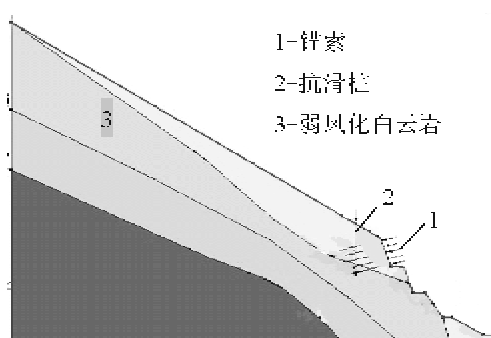


图9 III-III剖面加固方案一示意

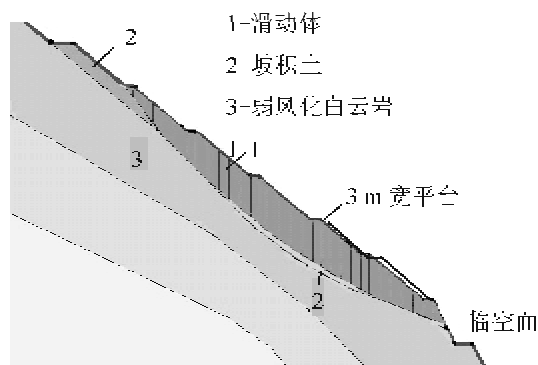


图10 III-III剖面加固方案二示意

削土减重后, 边坡稳定性分析结果如图 11 所示, 采用 Janbu 法计算, 滑面位于断层带区域。不同工况下的稳定分析结果见表 5, 可见分台阶削土放坡处理能使开挖后边坡的稳定性符合规范规定的安全系数允许值。

表5 III-III剖面稳定分析结果

| 工况  | 安全系数  | 安全系数允许值     |
|-----|-------|-------------|
| 天然  | 1.202 | 1.25 ~ 1.15 |
| 强降雨 | 1.103 | 1.15 ~ 1.05 |
| 地震  | 1.099 | 1.05        |

考虑到本工程覆盖土层厚度大, 采用方案一加固施工难度相对较大, 造价高; 而采用分台阶放坡, 削除部分覆土, 施工简单方便, 土方量适中, 总造价较低, 同时也能得到较好的稳定性。放坡台阶可用作施

工便道,又能阻止局部岩块坠落,也便于今后观测。综合考虑,选用方案二作为本工程加固处理措施。

#### 4 结语

边坡的稳定性与岩性参数、地应力场、结构面及软弱夹层等很多因素有关,是实际工程中广泛存在的问题。以某复杂地质条件高边坡为例,分析了其可能出现的失稳模式,采用有限元软件进行了天然、强降雨和强震等工况下的边坡稳定性分析,并针对强震作用下的边坡稳定性问题提出了两种解决方案,通过比较建议采用分台阶削土放坡的方法,使减重后边坡的稳定性符合规范要求,同时也可达到施工简便,经济合理的目标。

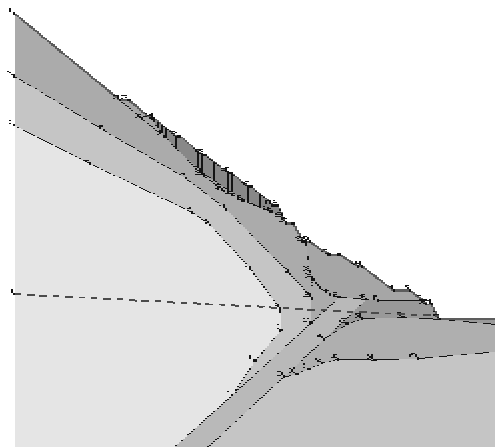


图 11 III-III 剖面削土放坡计算图

#### 参 考 文 献

- [1] 黄润秋,李为乐. “5·12”汶川大地震触发地质灾害的发育分布规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 27(12): 2585-2592.
- [2] 言志信,张森. 地震边坡失稳机理及稳定性分析[J]. 工程地质学报, 2010, 18(6): 844-850.
- [3] 中国水利水电科学研究院. DL5073—2000 水工建筑物抗震设计规范[S]. 北京:中国电力出版社, 2001.

### Stability Analysis and Reinforcement for a High Slope Due to Strong Earthquake Loading: a Case Study

Pan Qinfeng

(Department of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350108, China)

**Abstract:** The failure mode is investigated for a high slope with complex geological conditions due to strong earth loading. Considering excavation construction, strong earthquake, raining and seepage conditions, the stability analysis of the high slope case is performed by using finite element method. Two methods for high slope reinforcement are given and discussed according to the stability problem. Then reinforced multi-step excavation is proposed to reinforce the slope.

**Key words:** high slope; strong earthquake; stability; reinforcement; element analysis

(责任编辑 刘宪福)