

# 越南胡志明路某边坡加固设计研究

孙学毅, 刘 戡, 甘国荣, 李海明, 韦勇生

(柳州欧维姆工程有限公司, 广西 柳州 545005)

**摘要:** 介绍了越南胡志明路某边坡加固设计研究结果。指出用于边坡设计计算的力学指标最好采用地质勘察结果与现场调查反演结果综合而得的数据。通过工程实例论证得出: 边坡工程稳定性分析中, 地质条件是影响边坡稳定的主要内因, 水的作用则是影响边坡稳定的主要外因。因此, 水的控制和治理是边坡加固工程必须要解决的问题。

**关键词:** 边坡工程; 地质勘察; 力学指标及分析; 岩土锚固; 水流控制

**中图分类号:** TD 824.7

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2005)增 2 - 5413 - 05

## STUDY ON REINFORCEMENT OF A CERTAIN SLOPE ALONG HUZHIMING ROAD IN VIETNAM

SUN Xue-yi, LIU Yu, GAN Guo-rong, LI Hai-ming, WEI Yong-sheng

(Liuzhou OVM Engineering Co., Ltd., Liuzhou 545005, China)

**Abstracts:** The study on reinforcement of a certain slope along Huzhiming Road in Vietnam is introduced. It is pointed out that the mechanical indexes used in slope design had better adopt the data obtained from the combination of geologic reconnaissance and back analysis of results achieved from in-situ investigation. Case study indicates that geological condition is the main intrinsic factor that influences the stability of slope and the water action is the main external cause. Thus, it is an essential problem to be solved to control and deal with the action of water in slope reinforcement.

**Key words:** slope engineering; geological reconnaissance; mechanical index and its analysis; reinforcement of rock and soil; control of stream current

## 1 引 言

越南胡志明路某边坡加固设计是 OVM 公司在国外的设计边坡加固工程之一。该边坡位于越南中部半山腰, 边坡高 50 m, 边坡岩体基本上属于风化的砂粉岩和砂质板岩。该边坡的产生是修筑胡志明路时人工削坡挖扩而成。边坡下面的山谷深约 60 m, 边坡顶部还有一座山峰高 30 m, 长 178 m。开挖完成时间为 2001 年 5 月, 2 次大雨过后都产生

滑坡, 因此列为重点加固治理对象。本文仅介绍边坡中间 45 m 长一段加固设计研究。

2002 年 4 月进行第 1 次现场调查, 查明该边坡在大雨过后已经发生 2 次滑坡。现场观察边坡顶部滑落是在垂直裂缝处开始的, 直壁高度约 5 m。2002 年 9 月进行第 2 次现场调查是在大雨过后进行的, 当时看到第 3 次滑坡后的情景, 在边坡面下部有水渗出, 上部时而有泥石流下滑, 滑落面形状介于平面与圆弧状。由于边坡下部岩石较完整, 边坡仅上部发生滑落, 下部未发生滑落。滑落的结果在高度

**收稿日期:** 2005 - 06 - 26; **修回日期:** 2005 - 09 - 15

**作者简介:** 孙学毅(1937 -), 男, 1963 年毕业于东北工学院采矿系, 现为高级工程师, 主要从事岩石力学与支护工程方面的教学与研究工作。E-mail: sunkai99@vip.163.com。

4.8 m 处形成一个拐点,下部坡角较陡,上部坡角较缓。

## 2 边坡处工程地质

边坡设计之前越南科学工艺院提供的砂粉岩的力学指标如下:天然状态  $c = 25 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 16^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ; 饱水状态  $c = 20 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 10^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ 。

修路前半山腰处自然边坡平均  $38^\circ$ , 坡面有 1~2 m 厚的土层覆盖, 覆盖层上面长满树木和草类植被, 推想这种稳定状态已经持续了数百年。修建胡志明路时在半山腰削坡, 剥离的岩石推到坡下, 削坡深度约 12 m, 边坡角  $59^\circ \sim 77^\circ$ , 削坡底板作为路基。中部地段边坡长 45 m, 边坡下部岩层比较完整, 上部岩层非常破碎而且十分松散。岩层走向与边坡走向基本相同, 但岩层倾向与边坡角倾向相反, 岩层倾向角为  $65^\circ \sim 76^\circ$ 。边坡 4.8 m 高度以下坡角为  $64^\circ$ , 4.8 m 以上坡角为  $54^\circ$ , 边坡顶部山体自然边坡角为  $31^\circ$ 。

## 3 地下水对边坡稳定影响

边坡挖成之后发生的 3 次滑落都发生在大雨过后, 从而可以认为水的作用对边坡稳定极为重要。水对边坡稳定的影响有以下 2 点:

(1) 浸入张裂缝中的水产生水压, 水压随浸水高度线性增加。如果张裂缝中的水沿某些斜裂缝渗透, 则此水压将产生一个上举力。

(2) 水可以使边坡岩体的抗剪强度降低。工程经验表明, 抗剪强度略有变化, 就会使边坡的安全高度或稳定边坡角发生显著变化。

## 4 通过边坡破坏反分析估算抗剪强度

尽管一个特定边坡破坏反分析中确定的粘聚力  $c$  和摩擦角  $\varphi$  值只是对应于发生破坏时存在于边坡中的那个法向应力值, 但笔者认为, 由破坏过程估算的抗剪强度比质量很差的抗剪试验好得多, 因为质量差的抗剪强度试验结果更误人。根据现场测得边坡顶部直壁滑落, 其平均高度  $H_0 = 5.6 \text{ m}$ , 根据工艺院给出的天然状态下砂粉岩  $\varphi = 16^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , 按土力学的方法推算得  $c = 38 \text{ kPa}$ 。

现场调查表明, 虽然上部边坡岩体很破碎, 但岩体内仍然有很多未完全风化的岩块, 这些岩块在

干燥的条件下还是有着较高的抗剪强度值。基于这个事实, 参照有关岩体工程类比, 确定分析时采用的岩体力学指标如下: 干边坡  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $c = 38 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 22^\circ$ ; 饱水边坡  $c = 20 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 10^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ 。

## 5 边坡加固构思

给现场调查发现, 边坡顶部为一自然边坡, 坡高约 30 m, 坡角  $30^\circ$ 。自然边坡上部还有一个山峰, 其高约为 20 m, 坡角较陡。基于这样状态的整体边坡和人工边坡显示出的岩体结构, 可作出以下判断: 所要加固的边坡上部是古滑坡的一部分, 下部是原生岩体。分析认为倾向角为  $65^\circ \sim 76^\circ$  的岩层在与边坡面倾向相反的状态下具备倾覆破坏的条件。砂粉岩是一种沉积岩, 岩层由水平层状经过造山运动变成  $65^\circ \sim 76^\circ$ , 必然在岩体中产生很多节理裂缝, 这些节理裂缝把岩体切割成单个岩块, 单个岩块经过自然界风化, 产生倾覆滑动, 形成现存的边坡是非常自然的(见图 1)。基于上述分析, 可假定所要加固的边坡上部为土质边坡, 下部为岩质边坡。

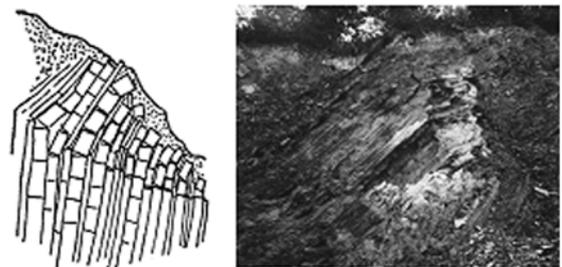


图 1 岩块复合式弯曲倾倒

Fig.1 Bending and toppling deformation of rock block

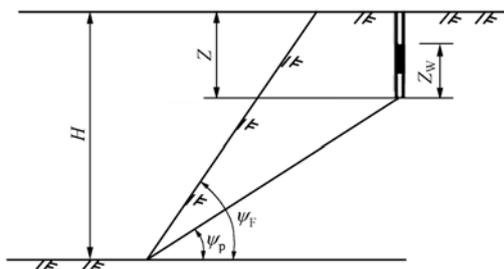
## 6 边坡稳定性分析

### 6.1 平面破坏模型的稳定性分析

现场调查表明, 边坡发生的几次滑落面走向基本与边坡面平行, 边坡顶部滑动面近于垂直。基于上述破坏特征, 假定边坡破坏为平面破坏, 其边坡几何要素如图 2 所示。

假定仅在张裂缝中有水, 边坡的几何要素均已知, 则边坡的安全系数<sup>[1]</sup>为

$$F = \frac{cA + (W \cos \psi_p) \tan \varphi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad (1)$$



$H$ —边坡高度； $Z$ —张裂缝深度； $\psi_F$ —边坡角； $\psi_p$ —边坡滑动角； $Z_w$ —张裂缝充水高度

图2 边坡平面破坏几何要素

Fig.2 Geometric elements of plane failure for slope

式中： $F$  为边坡安全系数； $c$  为边坡岩体粘聚力； $A=(H-Z)/\sin \psi_p$ ； $W$  为滑体重量； $\varphi$  为边坡岩体摩擦角； $V=1/2 \gamma_w Z_w^2$ ， $\gamma_w$  为水容重， $Z_w$  为张拉裂缝充水高度。

或

$$F = \frac{(2c/\gamma H)P + (Q/\tan \psi_p - RS)\tan \varphi}{Q + RS/\tan \psi_p} \quad (2)$$

若张裂缝中无水(干边坡)，则边坡的安全系数为

$$F = \frac{cA}{w \sin \psi_p} + \frac{\tan \varphi}{\tan \psi_p} \quad (3)$$

或

$$F = \frac{2c}{\gamma H} \frac{P}{Q} + \frac{\tan \varphi}{\tan \psi_p} \quad (4)$$

式(2)~(4)中： $P = (1-Z/H)/\sin \psi_p$ ； $Q = [1 - (Z/H)^2]/\tan \psi_p - 1/\tan \psi_F \sin \psi_p$ ； $R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \frac{Z_w}{Z} \frac{Z}{H}$ ；

$S = \frac{Z_w}{Z} \frac{Z}{H} \sin \psi_p$ ； $\gamma$  为边坡岩体容重。

已知：边坡长 45 m， $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ， $c_{\text{干}} = 38 \text{ kN/m}^3$ ， $\varphi_{\text{干}} = 22^\circ$ ， $c_{\text{饱水}} = 20 \text{ kPa}$ ， $\varphi_{\text{饱水}} = 10^\circ$ ， $\gamma_{\text{饱水}} = 19 \text{ kN/m}^3$ ， $Z = 2.2 \text{ m}$ ， $\psi_F = 54^\circ$ ， $\psi_p = 44^\circ$ ， $H = 44.7 \text{ m}$ 。

(1) 干边坡

可将上述数据代入式(4)，得

$$F = 1.03$$

(2) 饱水边坡

上述数据代入式(2)，得

$$F = 0.5$$

(3) 平面破坏模型小结

① 滑落后的干边坡未加固前安全系数等于 1，这点符合客观事实也符合力学中极限平衡概念。

② 在同样坡高、坡角条件下边坡饱水后其安全系数降低为 0.5。这点提示了现存的边坡每次大雨过后必然发生滑塌的内在因素。

### 6.2 圆弧形破坏模型的稳定性分析

工程地质揭示出的资料表明，边坡上部岩体尽管含一定比例的碎石块，但基本属于土质。由于这些单个岩块与边坡尺寸相比极小，而且这些岩块之间是散开的互相不咬合，这种结构决定着它们的运动像土一样。事实上，发生的几次滑坡尽管滑动面与边坡表面基本一致，但滑动面有一定的弧度，呈空间曲面形状。基于上述实际状况假定边坡呈圆弧形破坏。

(1) 安全系数定义

$$F = \frac{\text{滑动面上具有的抗剪强度}}{\text{滑动面滑动时产生剪应力}} = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\tau_{mb}} \quad (5)$$

式(5)可改写成

$$\tau_{mb} = \frac{c}{F} + \frac{\sigma \tan \varphi}{F} \quad (6)$$

由于  $c + \sigma \tan \varphi$  与法向应力  $\sigma$  的大小及分布有关，文[2]研究结果认为，可以假定法向荷载集中在破坏面的一点上。文[3]证实这个假定得出的结果与下限解法(摩擦圆法)得出的安全系数相同。

(2) 边坡体内水流假定

现场调查表明边坡上部破碎的岩体透水性比下部较完整岩体透水性高出好几个数量级，可以认为上部边坡体中的水存在某种流动形式。根据文[3, 4]的研究结果，假定边坡体内的等势线与潜水面近乎正交。因此，在稳态下降的条件下，流线也势必近似地平行于潜水面。E. Hoek 根据上述结果绘制了各种地下水流条件下圆弧破坏的算图。本文根据 E. Hoek 的结果对于干边坡和暴雨过后的饱水边坡稳定性进行了分析。

(3) 已知条件

$$H = 44.7 \text{ m}, \psi_F = 44^\circ, \gamma = 18 \text{ kN/m}^3, c = 38 \text{ kPa}, \varphi = 22^\circ.$$

(4) 干边坡稳定状态

① 计算  $\frac{c}{\gamma H \tan \varphi} = \frac{38}{18 \times 44.7 \tan 22^\circ} = 0.117$ 。

② 由图 3 查得： $\frac{\tan 22^\circ}{F} = 0.40$ ，由此， $F =$

$$\frac{\tan 22^\circ}{0.40} = 1.09。$$

(5) 大雨过后饱水边坡

由图 4 查得： $\frac{\tan 22^\circ}{F} = 0.6$ ，由此， $F = \frac{\tan 22^\circ}{0.6} =$

0.67。

(6) 圆弧破坏模型小结

① 采用圆弧破坏模型边坡稳定分析与平面破坏模型分析结果基本相同。大雨过后发生滑塌后现存的干边坡安全系数基本上等于 1.00 ( $F = 1.09$ )。

② 在坡高、坡角不变的条件下大雨过后(饱水

状态)不进行加固时边坡仍然会产生滑塌( $F = 0.67$ )。

## 7 边坡加固初步设计

### 7.1 方案

前面分析表明采用平面破坏模型与圆弧破坏模型得出的结论基本一致，从而使作者认识到，一个成功的边坡设计不仅取决于理论模型的选择，而且还取决于对一些不易定量因素的控制。上述分析结果表明，对胡志路某边坡而言，最突出的不易定量控制因素是水的作用，因此必须采取有效措施对边坡水进行控制。基于现场调查和工程地质资料分析，对所加固边坡构思如下。

对整个边坡而言，严格控制水的作用，采取坡顶、坡面排水，坡体导水措施。

下部边坡：加固的目的是提高边坡岩体整体性。

上部边坡：施工预应力，通过提高假想滑动面上的法向应力来提高边坡的安全系数。

除此以外，还要采取坡面防护、边坡安全监测等措施。

### 7.2 边坡加固参数设计

工程实践表明，阻止岩体沿着可能斜面产生滑动最有效方法之一是安装预应力锚索或锚杆。前面分析已经证实，设计者的职责不是去进行精确的计算，而是进行正确的判断。为了简化计算，采用平面破坏模型。假定边坡体饱水，水的作用使边坡体抗剪强度降低。在不考虑地震力作用时，边坡的安全系数可按下式计算：

$$F = \frac{c_w A + (W \cos \psi_p + T \sin \beta) \tan \varphi_w}{W \sin \psi_p - T \cos \beta} \quad (7)$$

式中： $c_w$  为边坡岩体饱水粘结强度； $\varphi_w$  为边坡岩体饱水内摩擦角； $\psi_p$  为边坡假想滑动角； $A$  为边坡假想滑动面底面积； $W$  为边坡滑体重量； $T$  为锚索施加的总预应力； $\beta$  为锚索轴线与破坏面夹角，且  $\beta = \psi_p + \theta$ ，其中， $\theta$  为锚索轴线与水平面的夹角。

式(7)可改写为

$$T = \frac{W(F \sin \psi_p - \cos \psi_p \tan \varphi) - cA}{\sin \beta \tan \varphi + F \cos \beta} \quad (8)$$

按饱水边坡设计锚索预应力，已知： $F = 1.5$ ， $c = 20 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 10^\circ$ ， $A = 2 \ 359 \text{ m}^2$ ， $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ， $\psi_p = 38^\circ$ ， $W = 12 \ 712 \text{ kN}$ ， $\beta = 59^\circ$ ，将已知数据代入式(8)，得锚索总预应力： $T = [12 \ 712 \text{ kN} \times 1.5 \times$

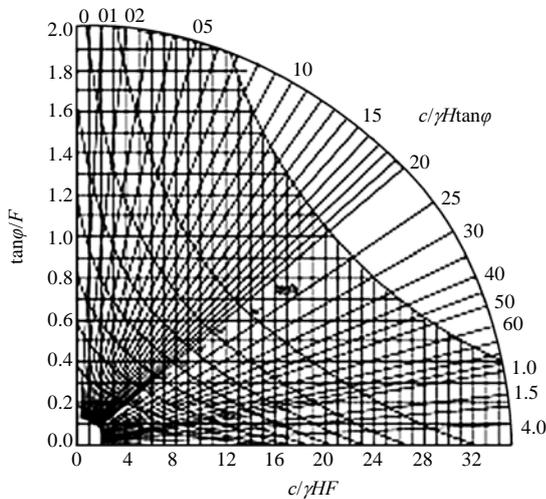


图 3 干边坡圆弧破坏算图

Fig.3 Calculation chart of arc failure for slope with lower water content

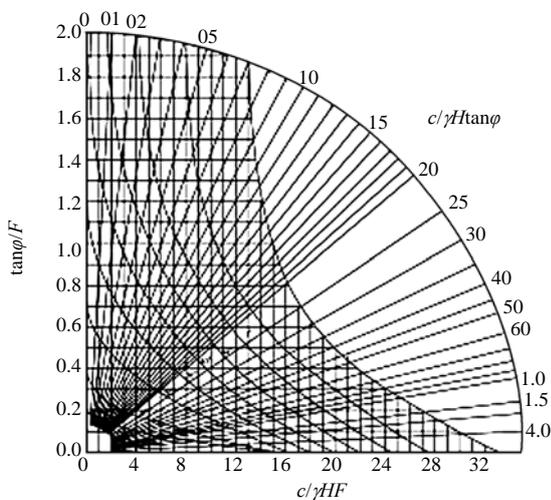


图 4 饱水边坡圆弧破坏算图

Fig.4 Calculation chart of arc failure for saturated slope

$$\sin 38^\circ - \cos 38^\circ \times \tan 10^\circ) - 20 \text{ kN/m}^2 \times 2 \text{ 359m}^2] /$$

$$\sin 53^\circ \times \tan 10^\circ + 1.5 \times \cos 53^\circ = 50 \text{ 360 kN}.$$

### 7.3 边坡水的治理

前面分析表明, 对任何边坡水的治理都是必须的, 水的治理是提高边坡稳定性最有效而且是较经济的方法。本边坡水的治理采取以下措施:

#### (1) 坡顶、坡面排水

① 在坡顶面后面修建截水沟, 使地表径流在抵达、靠近坡顶线以前就把它们汇集起来, 因为这个区域是张裂缝最易发生的危险区域。

② 边坡面修建排水沟, 每隔 5 m 修建 1 条。

③ 坡顶截水沟、坡面截水沟在修筑时都最大限度地考虑坡体最大倾斜线的方向, 以便使排水沟的坡降陡一些加速水的流动, 使积水的可能性减到最小。

#### (2) 水平钻孔坡体导水

水平钻孔导水的目的之一是导出边坡体内的地下水, 之二是降低边坡体内水的压力——减压。现场调查表明, 大雨过后边坡岩体中存在较高的水压。在越南中部, 一般大雨过后 2~3 d 边坡表面显得完全干燥, 这是因为水的渗出速度大于蒸发速度。然而在一定时间内边坡岩体内部有可能存在相当大的水压, 经验表明, 造成边坡不稳定的原因是水压而不是水流量, 因此坡体导水是必须的。导水孔的布置完全参照工程类比, 距坡顶 16, 26 m 及边坡底部布置 3 排导水孔, 孔距 5 m, 深 10~15 m, 孔径 100 mm。

### 7.4 坡面防护

事实表明, 遇到暴雨时, 加固边坡表面遭到强烈冲刷。因此加固设计时应将坡面防护作为一项内

容。坡面防护措施有如下几点:

(1) 边坡上部采用喷锚网防护。

(2) 边坡中部砌筑人字格梁防护, 格梁空地种植一种叫 chit 的草。经过 2 a 的观察, 这种生长在山坡上的草根深叶茂, 很适应当地气候。

(3) 边坡下部采用钢筋混凝土框格梁防护, 框格中间喷射混凝土。

(4) 边坡底部浆砌片石。

## 8 结 语

本文介绍了越南胡志明路某边坡加固设计研究结果。通过工程实例论证得出: 边坡工程稳定性分析中, 地质条件是影响边坡稳定的主要内因, 水的作用则是影响边坡稳定的主要外因。因此, 水的控制和治理是边坡加固工程必须要解决的问题。

### 参考文献(References):

- [1] Hoek E, Bray J W. 岩石边坡工程[M]. 卢世宗, 李成村, 夏继祥译. 北京: 冶金工业出版社, 1983.(Hoek E, Bray J W. Rock Slope Engineering[M]. Translated by Lu Shizong, Li Chengcun, Xia Jixiang. Beijing: China Metallurgical Industry Press, 1983.(in Chinese))
- [2] Frohlich O K. General theory of-the-stability-of slopes[J]. Geotechnique, 1955, 5: 37 - 47.
- [3] Taylor D W. Fundamentals of Soil Mechanics[M]. New York: Wood. J. Wiley, 1948.
- [4] Casagrande L. Naheunqsrrerfahren zur Ermittlung der sicrerunq in qeschutteten Dammen auf undrechlassiqer sohle[J]. Die Bautechnik 1934, (15): 21 - 28.(in German)