

SP-61

京沪高速公路金山路堑边坡加固设计

方忠强, 蔡新, 张发明, 杨建贵

(河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098)

U213.158
U412.366
U416.14

摘要:根据金山路堑的工程地质条件,利用极限平衡理论对京沪高速公路金山路堑 K74+450~K74+630 段边坡作出稳定性评价,讨论用锚杆、抗滑桩、锚索等方法加固该边坡的可能性.结合该公路的等级,并考虑到施工的方便及国内外岩质边坡加固的经验,对这三种加固边坡的方法作了分析比较,确定采用预应力锚索加固本边坡的方案.

关键词:稳定性评价;边坡加固;锚索;锚固角;锚固段

中图分类号:U213.1+58

文献标识码:B

文章编号:1006-7647(2000)06-0059-03

京沪高速公路是全国重点建设的重要路段之一,途经冀、鲁、苏等地区,把首都北京和上海连为一体.金山路堑(里程桩号为 K73+860~K75+000)属京沪高速公路的一部分,位于山东省蒙阴县桃墟镇金山村南侧,地处沂蒙山区,地形复杂.该区地震基本烈度为Ⅷ度.加固设计好本路堑区边坡是建好该公路的重要组成部分.本文主要讨论对 K74+450~K74+630 段边坡进行加固设计问题.

隙均被方解石充填.沿路轴线的地质剖面如图1所示.

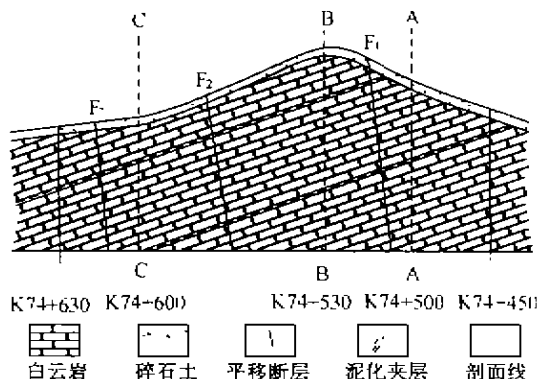


图1 沿路轴线地质剖面

1 金山路堑工程地质条件

金山路堑区岩性单一,呈单斜状,自上而下依次为:碎石土、弱风化白云岩、微风化白云岩.白云岩岩层在本路堑区与自然坡面同倾向,其走向与路轴线有一定交角,沿路轴线测得视倾角约为 15°.白云岩中还有两层泥化夹层,厚度均约为 1.30 m,在 K74+530 处标高分别为 220 m、230 m,产状与下伏岩层相同.结构面物理力学参数见表 1.

表1 金山路堑结构面抗剪强度指标

结构面类型	粘聚力 c /kPa	内摩擦角 φ (°)
岩层面	7	26
浅层软弱结构面	5	20
深层软弱结构面	20	15

金山路堑地质构造复杂,断层、裂隙、节理发育.研究区内共有三条平移断层,其走向基本平行,且大致与路轴线垂直,倾角约 82°.断层带宽约 0.4 m,且夹有紫红色的断层泥,断层带两侧岩体较完整.裂隙主要有三组:第一组,走向 105°~115°,裂隙宽度约 2~3 mm;第二组,走向 15°~25°,裂隙宽度约 1~3 mm;第三组,走向 145°~155°,裂隙宽度约 2 mm.裂

2 金山路堑边坡稳定性评价

由分析可知,金山路堑边坡可用极限平衡理论计算其稳定性(坡顶与路轴线大致平行的张裂隙按平均间距 5 m 计算),分下面三种情况:①不考虑地震作用,但认为张裂隙充满水;②考虑地震作用,但认为张裂隙不充水;③考虑地震作用,且认为张裂隙充满水.一般认为情况③不会发生,因此,对本边坡进行加固时只考虑情况①和②.

计算安全系数时,取三个剖面 A—A、B—B、C—C(图 1),里程桩号分别为 K74+500、K74+530、K74+600,由表 1 中的数据及已有经验,不难验证滑体潜在的滑动面是泥化夹层而不是岩层面.所以在进行稳定性评价时,只考虑泥化夹层的影响,不考虑岩层面.而且只评价出露于开挖坡面的泥化夹层上部的岩体.计算出的最小安全系数见表 2.

表2 A—A,B—B,C—C剖面最小安全系数

情况	以浅层泥化夹层 作为滑动面			以深层泥化夹层 作为滑动面		
	A—A	B—B	C—C	A—A	B—B	C—C
不考虑地震, 裂隙充满水	—	1.2726	—	1.0175	0.7883	0.9163
考虑地震, 裂隙不充水	—	1.1550	—	0.9675	0.9182	0.9683

3 边坡加固

根据《工程地质手册》^[1]、本边坡等级,要求安全系数在不考虑地震但认为张裂隙中充满水的情况下不小于1.30;在考虑地震但认为张裂隙中不充水的情况下不小于1.15。由表2可知,除了B—B剖面中以浅层泥化夹层作为滑动面时,在考虑地震的条件下安全系数满足要求外,其它均不满足要求,因此,有必要进行加固。在考虑地震的情况下,以深层泥化夹层作为潜在的滑动面时对边坡进行加固,然后对加固后的边坡在两种情况下验算其稳定性。

3.1 加固方案的选择

各种边坡加固措施,其目的都是要提高或保持边坡岩、土可资利用的剪切强度,最大限度地发挥岩、土边坡的自稳能力。

抗滑桩是一种当滑体开始滑动时施加抗滑力的支护结构,它只能消极、被动地阻止边坡继续滑动,因此,抗滑桩在本边坡加固中不宜采用。

岩土预应力锚固技术^[2]积极、主动地加固土体,通过预先施加作用力,及时提供抗滑力,提高、保持了岩土自身的抗剪强度,并且在长期的工程实践中,此法证明是行之有效、经济合理的。与锚杆相比,锚索有下列优点:①可以卷成盘,便于运输,施工时便于安装;②轴向设计承载力远远高于锚杆,因此,利用锚索所需钻孔数比利用锚杆所需钻孔数少得多,从而减少投资。根据国内外岩质边坡加固的经验,一般对于临界滑面较深的滑坡,需采用预应力长锚索加固。由前述可知,本边坡正属于此。

综上所述,本边坡加固宜采用常见的规格为705的预应力锚索。

3.2 锚固力大小的确定

以在考虑地震作用下使安全系数 $F_s = 1.15$ 时所需的锚固力作为加固依据,分析简图如图2所示。

假设边坡在锚固力 T' 的作用下安全系数 $F_s = 1.15$,根据安全系数等于总抗滑力与总滑动力之比,有:

$$F_s = \frac{CL + (W \cos \theta - F \sin \theta + T' \sin \alpha) \tan \varphi}{W \sin \theta + F \cos \theta - T' \cos \alpha} = 1.15$$

从而

$$T' = \frac{1.15(W \sin \theta + F \cos \theta) - (W \cos \theta - F \sin \theta) \tan \varphi - CL}{\sin \alpha \tan \varphi + 1.15 \cos \alpha} \quad (1)$$

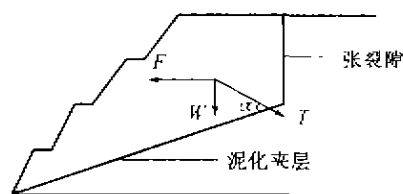


图2 地震荷载作用下的锚固力分析简图

式中: C 为滑动面粘聚力, kPa ; φ 为滑动面内摩擦角($^\circ$); L 为滑动面长度, m ; W 为单位宽度滑块重量, kN/m ; θ 为滑动面倾角($^\circ$); F 为水平地震惯性力, kN/m (采用拟静力法确定 $F = 0.1W$, 方向: 水平向外); T' 为单位宽度滑块 $F_s = 1.15$ 时所需的锚固力, kN/m ; α 为锚索与滑动面的夹角($^\circ$)。

设计锚索轴向承载力时应遵循下列原则: ①由于锚索存在预应力损失, 锚索设计承载力应大于其计算出的承载力; ②为减少投资, 应尽量少打钻孔, 因此, 尽可能采用大吨位锚索。

根据文献^[3]中锚索设计要求, 本边坡锚索采用层距 $2 \sim 4 \text{ m}$ 、排距 3 m 的矩形布置形式。通过计算, A—A、B—B、C—C 三剖面锚索锚固力分配见表3。

表3 A—A,B—B,C—C三剖面锚索锚固力分配

锚索层号	锚固力/ kN		
	A—A	B—B	C—C
①	1500	1500	1000
②	1500	1500	1000
③	—	1500	—

注: 锚索层号①、②、③从上而下编排

3.3 锚固角的确定

可以证明, 锚索与滑动面的最优倾角^[2]为

$$\alpha_{\text{优}} = 45^\circ - \varphi/2 \quad (2)$$

由此得最经济的锚索倾角

$$\beta = \alpha_{\text{优}} - \theta \quad (3)$$

式中 θ 为滑动面倾角。本边坡中 $\varphi = 15^\circ$, $\theta = 15^\circ$, 代入式(3):

$$\beta = \alpha_{\text{优}} - \theta = 45^\circ - \varphi/2 - \theta = 22.5^\circ$$

为了施工方便, 取 $\beta = 25^\circ$, 则 $\alpha = 40^\circ$ 。

3.4 锚索长度的确定

锚索的长度由三部分组成: 内锚固段、自由段、外锚固段。

3.4.1 内锚固段的确定

内锚固段长度的确定是锚索长度设计的关键, 直接关系到边坡加固的质量, 确定方法如下:

a. 锚索的组合形式。1000 kN 级锚索由 $7 \times 7 \varnothing 5$ 高强钢绞线组成, 直径为 15 mm ; 1500 kN 级锚索由 $11 \times 7 \varnothing 5$ 高强钢绞线组成, 直径为 15 mm 。

b. 内锚固段的确定。预应力锚索的失效通常是由钢绞线与锚固体之间的粘结力和锚固体与岩层之

间的粘结力不足引起的,锚索锚固长度的选择应分别对上述两种情况进行验算,然后取两者中较大值。内锚固段长度可按式进行计算:

$$L_{m1} = \frac{K \cdot P}{n \cdot \pi \cdot d \cdot \tau_a} \tag{4}$$

$$L_{m2} = \frac{K \cdot P}{\pi \cdot D \cdot \tau_b} \tag{5}$$

式中: L_{m1} 、 L_{m2} 为单孔锚索内锚固段长度, m; K 为锚索安全系数, 取 2.0 (考虑该工程为永久工程); P 为单孔锚索的设计张拉力, kN; d 为单根钢绞线直径, m; n 为钢绞线根数 (锚索数量); D 为内锚固段钻孔直径, m; τ_a 为钢绞线与锚固体之间的粘结强度, kPa; τ_b 为锚固体与孔壁岩石之间的粘结强度, kPa。计算结果见表 4。

表 4 锚索内锚固段长度

P /kN	τ_a /kPa	τ_b /kPa	d /mm	D /mm	n /根	L_{m1} /m	L_{m2} /m	最终确定长度 L_0 /m
1000	2000	1000	15	110	7	3.03	5.79	6.00
1500	2000	1000	15	150	11	2.89	6.37	6.50

3.4.2 自由伸长段的确定

锚索自由段长度主要应根据被加固边坡的可能滑动面的产状、深度和锚索设计位置确定, 它是指锚索从坡面到滑动面的距离, 可直接从图上量出。

3.4.3 外锚固段长度的确定

根据文献[3]及有关资料, 本边坡锚索的外锚固段长度均定为 0.50 m, 锚墩均为 0.50 m × 0.50 m × 0.50 m 的立方体钢筋混凝土结构。

3.5 锚索的布置

锚索横剖面布置见图 3, 纵剖面布置见图 4。

3.6 稳定性验算

对加固后的边坡分两种情况对最不稳定块体进行稳定性验算。加固后各剖面的安全系数见表 5。

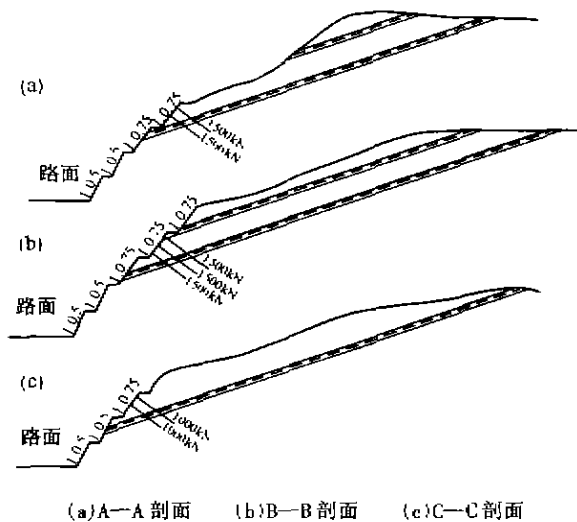


图 3 锚索横剖面布置

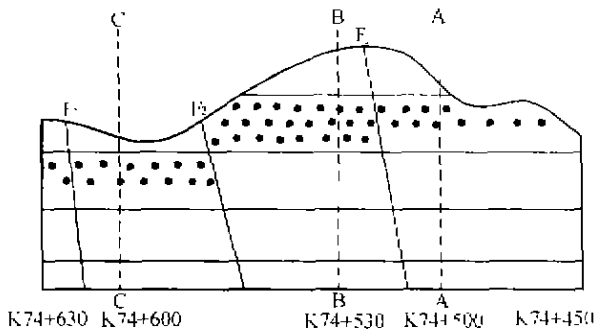


图 4 锚索纵剖面布置

表 5 加固后三剖面的最小安全系数

剖面	不考虑地震, 裂隙充满水	考虑地震, 裂隙不充水
A—A	1.50	1.19
B—B	2.19	1.21
C—C	1.62	1.21

由表 5 可知, 各剖面安全系数在不考虑地震情况下均大于 1.30; 在考虑地震的情况下均大于 1.15, 因此, 加固后各剖面是稳定的, 从而认为 K74 + 450 ~ K74 + 630 段边坡加固后是稳定的。

4 结 语

综上所述, 采用预应力锚索加固处理京沪高速公路 K74 + 450 ~ K74 + 630 段边坡是有效的, 能达到预期的目的。又因该法施工简便, 且有较成熟的经验, 故用于加固该段边坡是合适的。用该法进行加固时, 建议应注意以下几点: ①用浆砌块石对坡面进行防护; ②设置排水沟等地表排水系统, 并对排水沟做防渗处理; ③为了不使锚索由于预应力损失而影响边坡的稳定性, 需对安装好的锚索进行张拉; ④为了保证加固后的边坡安全可靠, 需对边坡以及锚索进行长期监测。

参考文献:

- [1] 《工程地质手册》编写委员会. 工程地质手册[Z]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.
- [2] 中国岩土锚固工程协会. 岩土工程中的锚固技术[M]. 北京: 地震出版社, 1992.
- [3] 《岩土工程手册》编写委员会. 岩土工程手册[Z]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.

(收稿日期: 1999-01-15 编辑: 张志琴)

(上接第 44 页)

a. 先根据实际情况确定投资分摊的方法, 按照流域规划各梯级电站的有关参数, 求出各梯级电站投资分摊初值, 待某级电站兴建时, 按照批准的初步设计有关参数, 重新核定投资分摊值。

b. 先由龙头水库电站或已建的下游梯级电站垫付, 待下游某梯级电站兴建时, 根据求得的投资分摊值归还给垫付单位。但是无论采用何种办法支付水库投资分摊值, 均应考虑资金的时间价值, 即资金的利息。

(收稿日期: 2000-04-10 编辑: 张志琴)