

磨刀溪岩石滑坡分析与治理

于兴国 宋响军 王恭先

(中铁西北科学研究院有限公司 ,甘肃 兰州 730000)

摘 要: 磨刀溪岩石滑坡由于人工开挖、在支挡不当的情况下产生并逐步扩大。对此 ,着重采用了工程地质力学法对该滑坡进行了分析 ,明确了该滑坡为一切层滑坡 ,其发生发展与岩层的结构面关系密切。在此基础上以推力传递系数法及地基系数等为理论 ,确定以一排抗滑桩及一排锚索抗滑桩进行支挡 ,并在下排桩前采用锚索框架对桩前岩土体进行加固 ,以确保抗滑桩的锚固段不松弛变形 ,同时结合疏排水的措施对该滑坡予以彻底治理 ,从实践看最后一次的治理取得了成功。同时分析了前面几次失败的治理经历 ,从中总结了很多有益的经验和教训 ,并从治理实践中证明了该滑坡治理措施的合理性和有效性 ,值得同类工程借鉴。

关键词: 岩石滑坡; 原因分析; 治理; 经验教训

中图分类号: P642. 22

文献标志码: A

随着高速公路向山区延伸 ,由于特殊的地形和地质环境 ,在建设中出现了众多高边坡和滑坡问题。施工开挖后发生了许多边坡变形 ,因为认识不足 ,变更设计未能做到一次根治 ,从而使得既增大了工程投资 ,又延误了工期 ,甚至破坏已有工程设施。这方面的经验和教训都值得我们好好总结和反思。

对于高大的自然斜坡或人工边坡 ,由于它们受众多客观条件的影啊 ,所产生病害的类型、机理及其主控条件等 ,均十分复杂多样。岩体结构和坡体构造是其主控因素。各种不同性质、规模的结构面与不同工程性质岩石的空间组合 ,以及上述两者与临空面的关系 ,能够确定病害体产生的类型、机理以及坡体内地下水的分布及变化规律。目前对于在岩体高大斜坡(含自然斜坡及人工边坡) 上产生的各种病害类型特别是岩石滑坡有许多分析理论。由徐邦栋先生提出的岩石滑坡工程地质力学调查分析方法 ,在生产实践中能快速准确地确定滑坡的分条、分级、分层和分块; 确定每块滑坡的周界、底界和滑坡区及周围坡体内的地下水埋藏和运动规律; 并可评价滑坡的整体稳定性和各块的稳定性。^[1-4]

磨刀溪岩石滑坡是在人类工程活动中 ,主要由

于边坡开挖等原因产生的滑坡。本文以该滑坡为例 ,在其工程地质勘察过程中 ,应用岩石滑坡工程地质力学调查分析方法对其进行了系统调查和分析 ,并在查清其所处斜坡的岩体结构以及其破坏类型、机理和稳定性的基础上 ,应用基于极限平衡理论的折线型滑动面推力传递系数法 ,对其进行稳定性分析及推力计算; 以温克尔的“弹性地基”假说为理论基础、以地基系数法作为计算桩锚的基本原理 ,并在此基础上采用了不同的支挡锚固型式对滑坡进行了有效处治。治理效果验证了采用工程地质力学调查分析在自然斜坡上所产生的岩石滑坡是切实可行和可靠的; 在掌握岩石滑坡破坏机理的基础上采用桩锚结合的方式一次性根治滑坡是最佳选择。

1 地质环境

磨刀溪滑坡位于重庆市石柱县沙子镇沙子村境内 ,属沪蓉国道主干线支线分水岭(鄂渝界) 至忠县高速公路 K20 + 840 ~ + 970 段左侧边坡。高速公路从滑坡的前部以路基挖方的形式通过 ,路基中心最大挖方深度为 38 m 左右。

收稿日期(Received date) : 2012 - 06 - 20; 改回日期(Accepted) : 2012 - 09 - 15。

作者简介(Biography) : 于兴国(1978 -) ,男 ,甘肃白银人 ,学士 ,高级工程师 ,主要从事岩土工程、地下工程等领域的勘察设计咨询与科研工作。

[Yu Xingguo(1978 -) , male , from Baiyin ,Gansu , bachelor of engineering , senior engineer , engaged in geotechnical engineering , underground engineering survey and design consulting and research work.]E - mail: 9215146@ qq. com

主要从这方面入手进行分析。

该区段所处构造部位属扬子准地台四川盆地川东平行岭谷区的齐耀山背斜北西翼,岩层呈单斜状态产出,在翼部沙子镇一带,岩层大部分沿路线顺倾分布,一般岩层产状 $NE50^{\circ} \sim 60^{\circ}/NW55^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 。在该滑坡区段路基河侧出露的岩层产状为 $NE67^{\circ}/NW62^{\circ}$,与区域地质构造接近,为正常产状。

路基河侧出露的中厚层砂岩,在滑坡后缘以上出露的也是中厚层砂岩,滑坡所在段基本是泥岩为主,部分为粉砂质泥岩,局部夹有薄层砂岩,滑坡即发育于该段泥岩分布的地段。

当地岩层受构造挤压作用影响,产状变化较大,路线河侧出露岩层产状为 $NE67^{\circ}/NW62^{\circ}$,山侧已经开挖的第4~7级边坡出露的岩层反倾,产状为 $NW78^{\circ}/SW32^{\circ}$,钻孔揭露坡口线外和电厂老水渠边出露的岩层产状是顺倾的,产状较陡,为 $NE50^{\circ} \sim 57^{\circ}/NW75^{\circ} \sim 82^{\circ}$ 。至滑坡后缘陡坡出露的岩层产状为当地的正常产状,在电厂水渠边可见 $NE55^{\circ}/NW57^{\circ}$ 的厚层砂岩。由此可以判断在路基位置是有小断层存在,导致路基两侧的岩层出现了完全不同的产状,原来电厂老蓄水池就位于该处的小垭口上,断层走向 $NE50^{\circ}$ 左右,目前开挖的路槽内可见极度破碎的泥岩,糜棱化严重,为典型的断层产物。

该断层是齐耀山背斜同期形成的产物,背斜隆起过程中产生层间错动,上部(河侧)的砂岩被推挤产生向上的错动,导致下伏的(山侧)泥岩严重褶皱,出现路基山侧坡面的反倾产状,而断层的影响范围比较大,在第七级坡以上岩层近乎直立,逐渐至滑坡后缘的砂岩受到断层的影响很小,因此滑坡后缘以上的砂岩产状与背斜西北翼的产状一致。

在断层挤压的过程中滑坡区泥岩发育多组节理:① $NE20^{\circ}/NW80^{\circ}$,延伸 0.3~0.5 m,发育;② $EW/90^{\circ}$,不发育;③ $NE85^{\circ}/NW64^{\circ}$,不发育,延伸较短;④ $NE50^{\circ} \sim 60^{\circ}/N19^{\circ} \sim 22^{\circ}$,不发育,贯通,延伸长 5.0~8.0 m。其中①②③组节理将岩层切割,破碎;④组岩层为一组极为不利的顺倾结构面,是该滑坡发生的主要依附结构面。发育的结构面将岩体切割成菱形块状,降雨下渗为地下水后,加速了软弱的泥岩风化,从而使得岩层风化深度较深,完整性差。

2 滑坡的变形发展特征及原因

K20+840~+970段左侧边坡原设计为7级,

坡率为1:0.75,高均为8.0 m。第1~2级为长8~10 m的锚杆格子梁,第3~6级为长22 m的锚索(8束)格子梁进行防护。2006年7月开挖了第6、7级边坡,即出现了边坡开裂变形,最远裂缝发展至坡口线外10~20 m,主要是浅层残坡积层滑动,边坡无法成形,施工被迫中止。

由于认为边坡的开裂变形是因坡率过陡造成,故在第一次变更方案(2006年8月)中由原7级坡调整为8级坡,每级坡高均为8.0 m:第1~2级坡率为1:0.75,为长8~10 m的锚杆格子梁;第3~6级坡率为1:1,为长22 m的锚索(8束)格子梁;第7~8级坡率为1:1.25,为长12 m的锚杆格子梁防护。

2007年1月边坡开挖至第3级,第4~8级防护工程基本施工完毕。5月边坡在降雨的作用下出现了变形,在坡口线外22~35 m的范围内出现了3条走向近乎平行路线的拉张裂缝,裂缝延伸长30~40 m。进入雨季,坡体的变形持续发展,裂缝拉开至0.6 m,最大1.2 m,在坡面出现了许多下错裂缝。7月中旬暴雨季节,坡体上已有裂缝持续下错,虽经多次回填,裂缝依然在雨后继续张开。而且在坡口线外82~85 m的位置产生新的牵引裂缝,下错0.5 m,裂缝张开,延伸长43 m,为弧形展布(图2)。

此后,坡体上裂缝不断张开和下错,滑坡体上锚索格子梁大部分发生变形,梁上可见错缝、开裂、锚垫板压碎、锚具缩进失效、梁体拱起等变形现象,滑坡体上也可见塌方、树木倾倒等变形破坏情况。滑坡前缘剪出口已经形成,并且在继续发展,滑坡东侧原沙子电厂旧水渠一挡墙由于受滑坡的推挤已被破坏倾倒。

2007年7月底对该滑坡进行勘察,勘察结论认为其为一工程岩石滑坡,主要有浅、深两层滑面。12月第二次变更方案确定为两排抗滑桩及锚索框架相结合进行处治:前排锚索抗滑桩设置在第4级平台上,桩间距中~中6 m,截面为2.4 m×3.6 m,桩长为26~32 m,共计18根。每根锚索抗滑桩上布设2~4孔预应力锚索,锚索长度为27~36 m;在距路线中线106~123 m处设置一排抗滑桩,桩间距中~中5~6 m,截面为2.2 m×3.4 m,桩长为26~32 m,共计14根,桩顶埋于地面下6~11.5 m,抗滑桩采用C25钢筋混凝土现浇。后因种种原因未实施,滑坡一直处于蠕滑状态,后缘下错裂缝不断加大。

2008年4月第三次变更方案,确定该段路堑边

坡采用明洞的形式通过,洞顶回填至原第2级平台;且在第4级平台上设置了一排预应力锚索抗滑桩,共计18根,桩身截面为 $2.5\text{ m} \times 3.5\text{ m}$,桩长 $23 \sim 31\text{ m}$ 不等,桩间距中-中 6 m ,抗滑桩采用C30钢筋混凝土现浇;每根桩头设置两孔预应力锚索(9束),锚索长 $29.5 \sim 37.5\text{ m}$ 。抗滑桩后设置两排 $\Phi 200\text{ mm}$ 型钢桩。抗滑桩于2008年10月底开挖,第一批抗滑桩于2009年2月浇筑完毕,第二批于2009年4月施工完毕。桩身锚索2009年3月初开始施工,4月22日最后一批锚索施工完成。2009年3月开始施工明洞,5月明洞后回填至第2级平台高度。抗滑桩浇筑完成后在桩顶建立了观测点,截止2009-08-21,位移观测结果表明,桩顶普遍位移达 3 m 左右。同时滑坡后缘下错加大至 2 m 左右,坡面开裂鼓胀严重,已做锚杆、锚索格子梁破坏严重,梁上四处可见伸缩缝错缝、张裂、锚垫板压碎、锚具缩进失效、梁体拱起开裂等变形现象。同时明洞靠山侧洞身出现水平连续贯通裂缝,宽 $1 \sim 3\text{ mm}$ (图3)。



图2 2007年7月滑坡全貌

Fig.2 Landslide whole picture in July 2007



图3 2009年9月滑坡全貌

Fig.3 Landslide whole picture in September 2009

该滑坡主滑动方向为 $\text{SW}26^\circ$,与路线走向基本垂直。滑坡区垂直线路长 160 m ,平行路线宽度约 130 m ,滑体分浅、深两层,前、后两级,浅层滑体厚度约 $8 \sim 18\text{ m}$,平均厚度约 14 m ,体积约 $15 \times 10^4\text{ m}^3$;深层滑坡厚度 $16 \sim 27.6\text{ m}$,平均厚度约 21 m ,体积约 $40 \times 10^4\text{ m}^3$ 。

该滑坡前部地形开挖路基,坡面较陡,达 $30^\circ \sim 35^\circ$,后部地形为老地面,较缓, $15^\circ \sim 20^\circ$,在自然地形陡缓交界处控制滑坡后缘,高程 $1158 \sim 1163\text{ m}$ 。浅层滑坡出口已出露于第3级边坡平台附近;深层滑坡出口在第2级边坡平台附近。现边坡已开挖至第3级坡,浅层抗滑段被切断,因此浅层滑坡已经处于挤压变形的不稳定状态。在开挖路基施工明洞的过程中,深层滑坡的抗滑段也被切断,深层滑坡也产生了滑动。浅、深层滑坡滑带的产生均主要依附岩层中的一组顺倾结构面。从断面钻孔揭露的软弱夹层及滑动面,证明该组结构面即为发生岩石滑坡的滑带,主滑段倾角 $23^\circ \sim 25^\circ$ 。浅、深层滑坡后缘均受 $\text{NE}57^\circ/\text{NW}82^\circ$ 层理面控制(图4)。该滑坡浅层滑体物质由基岩顶面附近的粘土夹碎石及强风化泥岩、砂岩组成,滑带物质为强、弱风化界面附近沿顺倾结构面发育的软弱夹层组成;深层滑带物质为弱风化界面与微风化界面附近的软弱夹层组成,多个钻孔均有揭露,部分钻孔中揭露了明显光滑镜面或擦痕。

引起滑坡滑动的原因:1. 内因:该坡体地处构造断层部位,产状变化大,岩性差,风化程度高,节理裂隙发育,加之存在倾向临空的顺倾结构面,造成表水容易沿之渗入坡体,沿顺倾结构面渗流,软化泥化夹层,使滑带土抗剪强度降低,影响滑坡的稳定。2. 外因:主要为滑坡前缘削坡,人为降低了滑坡自身的抗滑力。

3 参数取值及推力计算

滑坡工程地质力学调查分析方法通常注重滑坡滑带的后缘、主滑段、抗滑段等结构面的抗剪强度。其系根据结构面所处岩性、力学性质成因、充填物质成分、含水程度并考虑滑坡的发展阶段、所充填物质的室内实验、反算指标等,再考虑最不利组合条件下确定。^[5-7]

该滑坡中,后缘依附于 $\text{NE}57^\circ/\text{NW}82^\circ$ 的层理面,且已被拉开贯通,无充填,其抗剪强度参数应按泥

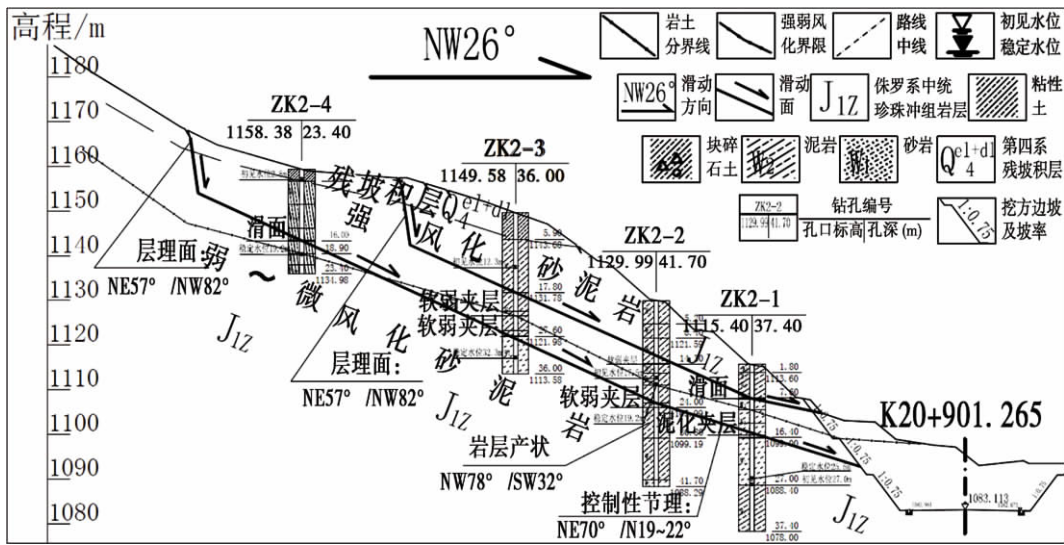


图 4 典型地质断面图

Fig. 4 Typical geological section map

质外摩擦 φ 综合 = 35° 考虑。抗滑段抗剪强度按试验指标确定,而主滑段系依附一组 NE50° ~ 60° / N19° ~ 22° 的顺倾结构面,且有泥化夹层,其抗剪强度受充泥化物强度控制,反算求得浅层主滑带参数为 $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 20^\circ$; 深层主滑带参数为 $c = 15 \text{ kPa}$, $\varphi = 21^\circ$ 。采用传递系数法求得工程部位处滑坡推力见表 1(安全系数 $K = 1.2$)。

表 1 典型断面参数取值及推力计算成果表

Table 1 Typical section of parameter values and thrust calculation results table

滑面	重度/ (kN/m^3)	后 缘	主滑段	抗滑段	上排推力 /(kN/m)	下排推力 /(kN/m)
浅层	20.8	$c = 0$ $\varphi = 35^\circ$	$c = 10 \text{ kPa}$ $\varphi = 20^\circ$	$c = 10 \text{ kPa}$ $\varphi = 19^\circ$	340	1 786
深层	21	$c = 0$ $\varphi = 36^\circ$	$c = 15 \text{ kPa}$ $\varphi = 21^\circ$	$c = 15 \text{ kPa}$ $\varphi = 20^\circ$	2 220	2 744

4 治理措施

经过 50 a 多防治滑坡的实践,目前国内基本形成了一整套高效成熟实用的防治办法,主要分为绕避滑坡、排水、力学平衡和滑带土改良 4 类。对于该滑坡,前后均为大桥,无法绕避,只能进行治理,鉴于此前进行的多次治理均未使该滑坡稳定,本次处治应尽可能做到一次根治,不留后患,既稳定滑坡又节约投资。^[8-11]

由于此前已实施了 3 次治理,在现坡体上已设

置了较多的锚杆、锚索格子梁、型钢桩及锚索抗滑桩等,路堑开挖后已设明洞并已回填至原第 2 级平台,较为理想的支挡位置已被占用。因该滑坡现后缘以外自然坡度较陡,若对滑坡中后部进行清方减载将导致后部形成更高陡的人工边坡,其稳定性难以判断,为此在后部坡体地质情况未明的情况下不宜盲目清方。由于该滑坡推力较大,宜采用抗滑桩进行支挡,若采用一级支挡,则桩身截面较大,既不利于施工又不经济;为此考虑两级支挡,即在滑坡中部设置一排埋入式抗滑桩,在滑坡前部设置一排锚索抗滑桩,具体如图 5、图 6。

4.1 埋入式抗滑桩

根据推力计算结果,在滑坡中后部坡体上设置一排 C30 砼抗滑桩,以便抵挡滑坡后部推力。为使桩身自由段减小从而减小其弯矩剪力,将桩设为“埋入式”桩,桩顶埋入地面以下高度以浅层滑坡不“越顶”为准。桩间距中 ~ 中 5 ~ 6 m,抗滑桩的长边方向平行于滑动方向(NW26°),桩身截面为 2.2 m × 3.4 m,桩长 30 ~ 32 m,共计 12 根,桩顶回填。

4.2 锚索抗滑桩

由于第 4 级平台已设有抗滑桩,若在第三级平台上设桩,则为防止滑坡越顶,需将桩抬高并挂板后反压,不利于经济和施工;考虑在第 5 级平台上设置一排 C30 钢筋混凝土抗滑桩,为改善桩身受力及减小桩身尺寸,在桩头设置锚索:桩间距中 ~ 中 6 m,抗滑桩长轴方向为 NW26°,桩身截面为 2.4 m × 3.6 m,桩长 35 ~ 36 m,共计 12 根,每根桩头布设 4 孔 8

束预应力锚索, 锚索长 35 ~ 38 m, 锚索预应力设计值为 800 kN。

4.3 锚索框架

在上述 2 排抗滑桩将滑坡主要的推力抵挡后, 为防止现桩前坡体出现滑动进一步影响明洞的安全, 在桩前第 3 级坡面上设置 3 排 9 束预应力锚索框

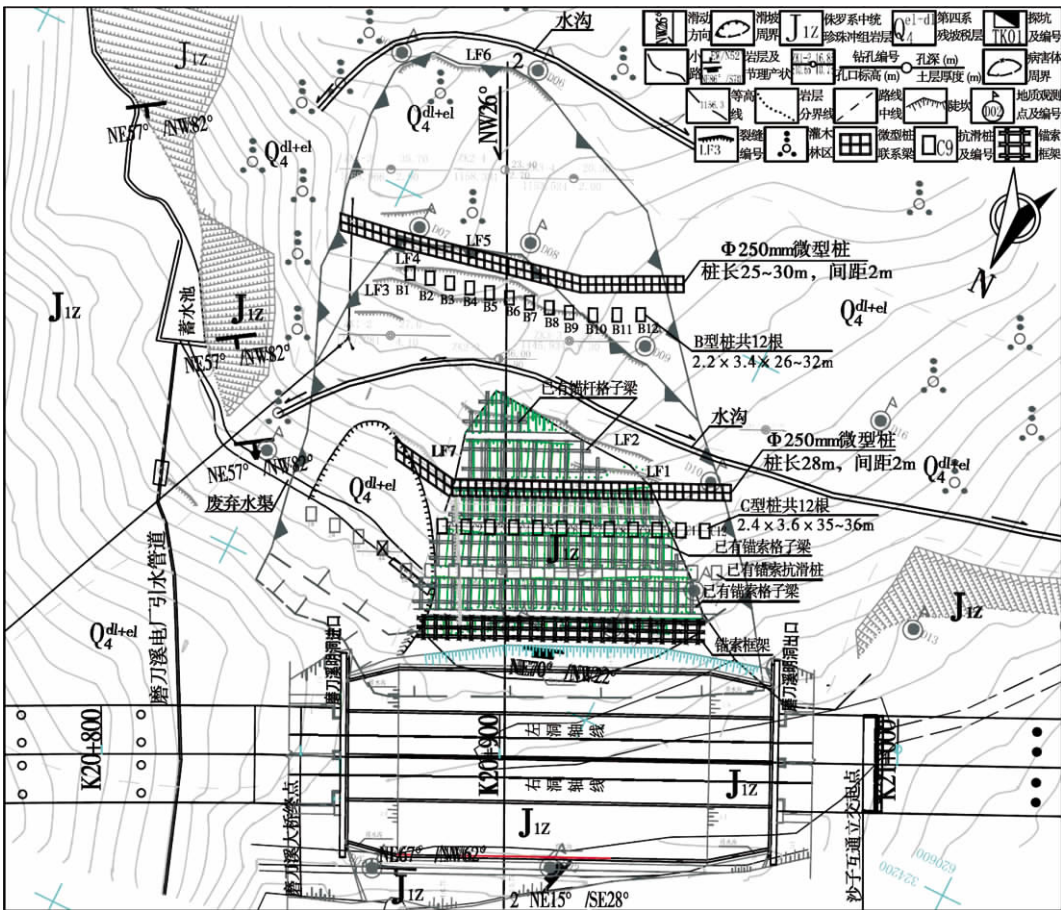


图 5 工程布置平面图
Fig.5 Layout plan of the project

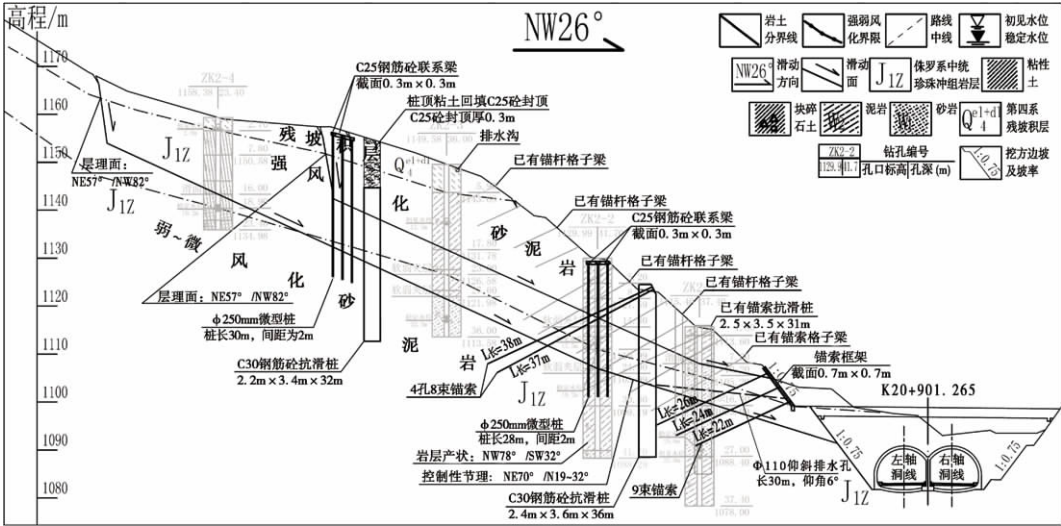


图 6 工程布置断面图
Fig.6 Engineering section layout

架 锚索长度 20 ~ 26 m ,锚索竖向间距、沿线路方向间距均为 3 m ,锚索预应力设计值为 900 kN。

4.4 微型桩

为抑制滑坡的快速滑动 ,便于抗滑桩的顺利施工 ,在新设抗滑桩后部坡面或平台上各设置 3 排微型桩 ,钻孔孔径为 250 mm ,内插 20b 工字钢 ,灌注 C25 细石混凝土。桩间距、排距均为 2 m ,桩长 25 ~ 30 m ,共计 261 根。

4.5 疏排水措施

地表汇水及地下水是导致该滑坡滑动的重要因素 ,为此先对滑坡体上的裂缝用粘土进行夯填处理 ,以防止大气降雨或者坡面汇水沿地表裂缝进入滑体进一步恶化滑坡;在滑体外侧及坡口线外各设置一道截排水沟 ,将水引出滑坡体;为疏干坡体内地下水 ,在三级坡设置一排仰斜排水孔 ,长 30 m ,孔间距 6 m ,钻孔孔径 110 mm ,内插 90 mm 透水软管 ,共计 13 孔。

4.6 治理效果

该滑坡最终治理工程于 2009 年 12 月完成。在施工过程中 ,由于采用微型桩对桩后部岩土体做了预加固 ,因此在桩坑开挖过程中 ,滑坡没有再次发生大的变形 ,桩坑护壁也没有出现较大的挤裂破坏等 ,说明治理工程做到了工前预控。治理工程至今已经历了 3 个雨季的考验 ,坡体、桩身及桩前明洞没有出现新的变形 ,治理措施无一破坏迹象 ,证明该滑坡治理措施是合理有效的。

5 结 论

该岩石滑坡系由岩质高边坡防护不当导致产生 ,并随着时间的推移和开挖高度的不断增加产生了浅、深两层滑动面 ,从第一次边坡变形到最后一次施工完成历时 3 a 多 ,期间滑坡后缘不断向后牵引、下错裂缝不断加大 ,但依附于顺倾软弱结构面的滑带未向下发展 ,经多次治理得到很多经验和教训 (表 2) ,对于日后同类工程的处治具有借鉴意义。

1. 通过该例验证了在自然斜坡上所产生的岩石滑坡采用工程地质力学调查分析是切实可行和可靠的。自然斜坡及人工边坡的变型类型及其稳定性往往受控于坡体本身的岩性及小构造 ,而与当地的区域构造无直接关系 ,这从该滑坡随着时间推移后缘不断向后牵引发展但受控于结构面的滑面未向下发展即可证明。

2. 由于前两次设计是在无该边坡详细地质勘察资料的情况下仅按一般岩质边坡进行防护的 ,因此导致在开挖后防护不到位而发生变形 ,故对于在原自然稳定斜坡上人工开挖出的高大边坡 ,须在切实掌握具体高边坡的地质、水文条件的基础上 ,进行合理的坡形、坡率和加固工程设计。

3. 第三次变更设计虽然是建立在对该滑坡充分认识的前提下进行的 ,但由于错误的将抵挡滑坡推

表 2 历次处治方案、效果及经验教训对照表
Table 2 Previous treatment program , effect and lessons table

处治方案	坡型	滑坡情况	主要处治措施	施工情况	效果评价	经验与教训
原 设 计 (2006 年 7 月)	7 级 坡 ,每级高 8 m ,总高 53 m ;第 1 ~ 7 级坡均为 1 : 0.75	为一岩石高边坡 ,表层有 3 ~ 4 m 厚的堆积层 ,开挖至第 5 级时浅层发生滑动 ,裂缝发展至坡口线外 20 m	第 1 ~ 2 级为长 8 ~ 10 m 的锚杆格子梁 ,第 3 ~ 6 级为长 22 m 的锚索 (8 束) 格子梁	第 6、7 级边坡开挖 ,防护措施未实施	不能保证边坡稳定	对于高边坡采用预加固措施的思路是正确的 ,但应在准确把握地质情况尤其是高边坡的坡体结构、可能的变形带及松弛区的前提下进行特殊设计 ,否则就会造成措施不到位或者浪费
第一次变更设计 (2006 年 8 月)	8 级 坡 ,每级高 8 m ,总高 64 m ;第 1 ~ 2 级坡均为 1 : 0.75 ,第 3 ~ 6 级坡均为 1 : 1 ,第 7 ~ 8 级坡均为 1 : 1.25	开挖至第 3 级坡时 ,在坡口线外 22 ~ 35 m 的范围内出现了 3 条拉张裂缝 ,裂缝延伸长 30 ~ 40 m。此时浅层滑坡已经形成	第 1 ~ 2 级为长 8 ~ 10 m 的锚杆格子梁 ;第 3 ~ 6 级为长 22 m 的锚索 (8 束) 格子梁 ;第 7 ~ 8 级为长 12 m 的锚杆格子梁	开挖至第 3 级坡 ,第 4 ~ 8 级边坡防护措施已实施	高边坡已转化为岩石滑坡 ,原有工程措施已无法确保滑坡稳定	放缓边坡仅适用于自身不稳的边坡 ,由于滑坡滑动所依附的滑面坡度较一般边坡的坡率缓很多 ,在滑坡前缘刷方放缓边坡 ,结果进一步削弱了抗滑力 ,人为地促使了滑坡扩大 ,故对于滑坡在未查清变形性质之前 ,切忌在滑坡前缘刷方

续表 2

处治方案	坡型	滑坡情况	主要处治措施	施工情况	效果评价	经验与教训
第二次变更设计 (2007年12月)	同第一次变更	最远在坡口线外82~85 m的位置产生牵引裂缝,下错0.5 m,裂缝张开,延伸长43 m,为弧形展布。此时浅层滑坡位移较大,深层滑坡已发生蠕动	第1级坡设长9 m的锚杆格子梁;第2~3级坡设长18~26 m的锚索格子梁;在第4级平台上设置锚索抗滑桩,截面为2.4×3.6 m,桩长为26~32 m,共计18根,每根锚索抗滑桩上布设2~4孔8束预应力锚索,锚索长度为27~36 m;在距路线中线106~123 m处设置一排埋入式抗滑桩,截面为2.2×3.4 m,桩长为26~32 m,共计14根	因故未实施	既考虑浅层又适当考虑深层滑坡,应可保证该滑坡的稳定	对滑坡处治应建立在充分掌握其形成机理及发展预期的基础上,有针对性的对其进行治理
	从路面计算,边坡总高度不变,但将原第1~2级边坡在开挖后采用明洞回填代替,实际边坡高度减小了16 m	滑坡后缘下错加大至2 m左右,坡面开裂鼓胀严重,已做锚索抗滑桩桩顶普遍位移达3 m左右,已做锚杆、锚索格子梁破坏严重。明洞靠山侧洞身出现水平连续贯通裂缝,宽1~3 mm。此时深层滑坡已完全形成并已发生较大位移滑动	路堑边坡采用明洞的形式通过,洞顶回填至原第2级平台;且在第4级平台上设置了一排预应力锚索抗滑桩,共计18根,桩身截面为2.5 m×3.5 m,桩长23~31 m,每根桩头设置两孔9束预应力锚索,锚索长29.5~37.5 m。抗滑桩后设置两排φ200 mm型钢桩	型钢桩、锚索抗滑桩及明洞均已实施	1排锚索抗滑桩难以抵挡该滑坡下滑推力,以明洞作为反压结构物其自身抗水平推力有限,以明洞结合1排锚索抗滑桩无法稳定该滑坡	对滑坡处治采取的工程措施须能抵挡滑坡推力,对于联合受力结构而言,其必须能组成实际的联合体。如本方案中意图为锚索抗滑桩联合桩前明洞回填后反压共同提供阻滑力,但实际上滑坡推力首先作用在锚索抗滑桩上,通过桩前岩土体再传递至前缘反压土体上。这里有如下问题:1. 桩前岩土体并非理想中的刚体,其只有通过一定的压缩后才能将力传递给反压体;2. 抗滑桩只有发生较大位移才能压缩桩前岩土体将部分推力传递给岩土体,但桩一旦发生较大位移其本身结构就会破坏;3. 作为反压结构的支撑体或传递体,明洞本身的强度不足以抵抗较大的水平力,本例中在桩变形后挤压河侧岩土体的情况下明洞即产生水平通缝即可说明
第四次变更设计 (2009年10月)	同第三次变更	在支挡工程实施后滑坡趋于稳定,后缘裂缝在夯填后未再出现新的开裂	在第3级坡上设3排9束预应力锚索框架,锚索长20~26 m;在第5级平台上设置了一排预应力锚索抗滑桩,截面为2.4×3.6 m,桩长35~36 m,共计12根,每根桩顶布设4孔8束预应力锚索,锚索长35~38 m,抗滑桩后设置3排φ250 mm微型桩,桩长28 m;在滑坡中后部坡体上设置一排埋入式抗滑桩,截面为2.2×3.4 m,桩长为30~32 m,共计12根,桩顶回填至地面	锚索框架、微型桩、锚索抗滑桩及埋入式抗滑桩等均已实施	从工后两个雨季的桩顶、明洞及地表位移监测情况及地表裂缝巡视情况判断,该滑坡在第四次治理后一直处于稳定状态	对在半坡剪出(该滑坡深层剪出口位于第二级坡脚处)的多层多级岩石滑坡,首先应判断其是否会随着开挖的深入而产生新的更深层的变形带(滑面),然后根据试验或反算结合经验选取适当的指标进行各级、各层的滑坡推力计算,根据结果确定是否分级支挡,并确定合理的支挡型式,以治早、治小及一次性根治为原则。滑坡治理中疏排水是既经济又见效快的重要措施,在实践中应予以重视

力建立在一排锚索抗滑桩及桩前明洞提供抗力的基础上,由于锚索抗滑桩与明洞距离较远,只有当桩与明洞之间岩土体发生较大位移后明洞方可发挥抗力

作业,但在这种条件下锚索抗滑桩位移过大后必将发生破坏;另一方面讲,明洞本身作为一种结构型式,其抗侧向力的能力很弱,无法承担该处较大的滑

坡推力,故在实施后不但抗滑桩发生了较大位移(最大桩顶位移 3 m 多,远远超出了设计值),并且明洞也出现了横向水平较贯通的裂缝。

4. 最后一次变更设计之所以取得了成功,关键是采用了 2 排抗滑桩彻底抵挡了滑坡推力:后排桩抵挡其后的滑坡推力,前排桩抵挡 2 排抗滑桩之间的滑坡推力,桩前锚索框架抵挡桩前的剩余滑坡推力,使得全部的滑坡推力均被有效抵挡,因此作用在明洞上的力基本仅为回填土压力,故在明洞未作进一步加固的情况下依然运营良好。由此充分说明对于已确定的由高边坡转化而成的工程滑坡,在准确把握岩石滑坡破坏机理的基础上采用桩锚结合的方式一次性根治滑坡是经济合理的。

参考文献(References)

- [1] Xu Bangdong. Landslide analysis and control[M]. Beijing: Chinese Railway Publishing House 2001: 149 - 163, 699 - 701 [徐邦栋. 滑坡分析与防治[M]. 北京: 中国铁道出版社 2001: 149 - 163, 699 - 701]
- [2] Wang Gongxian. Landslides and landslide control technology [G]. Beijing: China Communications Press 2010: 136 - 149 [王恭先. 滑坡学与滑坡防治技术文集[G]. 北京: 人民交通出版社, 2010: 136 - 149]
- [3] Chen Lihua, Jin Xiaoguang, Liu Xinrong. Stability analysis of landslides with multi slip surface [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering 2008, 4(06): 1138 - 1142 [陈力华, 靳晓光, 刘新荣. 多滑面滑坡稳定性分析[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(06): 1138 - 1142]
- [4] Song Xiangjun. Distribution and formation causes of landslide of K7 - K45 section of Shizhu - Zhongxian Highway [J]. Chinese J. Geot. Eng., 2011, 33(Suppl. 1): 354 - 357 [宋响军. 石忠高速公路 K7 - K45 段滑坡的分布与形成原因分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(Suppl. 1): 354 - 357]
- [5] Liu Yunpeng, Huang Runqiu, Deng Hui. The Xiaowan Hydropower Station Reservoir Xinmin dam landslide investigation into stability [J]. Journal of Mountain Science, 2011, 29(03): 328 - 337 [刘云鹏, 黄润秋, 邓辉. 小湾水电站库区新民坝子滑坡稳定性研究[J]. 山地学报 2011, 29(03): 328 - 337]
- [6] Zheng Yingren, Chen Zuyu, Wang Gongxian. Engineering Treatment of Slope and Landslide[M]. China Communication Press, 2007 年: 146 - 163. [郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 人民交通出版社 2007: 146 - 163.]
- [7] Yan Jinkai, Men Yuming. Model tests based design method of micropiles for landslide reinforcement [J]. Journal of Engineering Geology, 2012, 20(3): 355 - 361 [闫金凯, 门玉明. 基于模型试验的滑坡防治微型桩设计方法[J]. 工程地质学报, 2012, 20(3): 355 - 361]
- [8] Kong Jiming, Tian Shujun, A Fayou, et al. Guizhou Guanling "6. 28" large landslide characteristics and causes [J]. Journal of Mountain Science, 2010, 28(06): 725 - 732 [孔纪名, 田述军, 阿发友, 等. 贵州关岭“6.28”特大滑坡特征和成因[J]. 山地学报 2010, 28(06): 725 - 732]
- [9] Zhang Xiaoyan. Longdanxi Sichuan - Tibet Highway 1# Landslide evolution [J]. Journal of Mountain Science, 2003, 21(06): 731 - 736 [张晓燕. 川藏公路龙胆溪 1# 滑坡的演变[J]. 山地学报, 2003, 21(06): 731 - 736]
- [10] Deng Yiming. Investigation on double - row anti - sliding piles [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University 2008 [邓夷明. 双排抗滑桩抗滑机理的研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2008]
- [11] Wang Gongxian. Choice and optimization of landslide control plan [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(Suppl. 2): 3867 - 3867 [王恭先. 滑坡防治方案的选择与优化[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增2): 3867 - 3867]

Modaoxi Rock Landslide Analysis and Control

YU Xingguo, SONG Xiangjun, WANG Gongxian

(Northwest Research Institute Co., Ltd of C. R. E. C., Lanzhou 730000, China)

Abstracts: Modaoxi rock landslide due to artificial excavation, in retaining improper conditions and gradually expanded, the emphasis of the engineering geological mechanics method on the rock slope is analyzed, and defined the landslide is a multilayer cutting rock landslide, its occurrence and development is closely related to rock structural plane. Based on the thrust transfer coefficient and coefficient of foundation for theory, to identify a row of embedded anti slide pile and a row of anchor cable anti-slide pile supporting, and in front of row piles with anchor cable frame in front of the pile of rock and soil reinforcement in order to ensure the anti-slide pile anchorage segment not relaxation deformation, combined with drainage measures for the landslide to administer thoroughly, look from practice last management success. Simultaneous analysis of previous failed to manage the experience, and from which summed up a lot of useful experiences and lessons, and from management practice proves that the landslide treatment measures is reasonable and effective, worthy of reference in similar engineering.

Key words: rock landslide; cause analysis; treatment practice; lessons learned