DOI:10.14048/j.issn.1671－2579.2019.03.002

基于FLAC^{3D}错落体稳定性分析及治理效果评价

余和广，张俊德
（中铁西北科学研究院有限公司，甘肃 兰州 730000）

摘要：以山区公路左侧错落体受路基开挖直接影响沿软弱夹层发生滑动变形为例，通过宏观上分析错落体变形特征、地层岩性、结构面特性，建立切合实际的计算模型，合理选取模型参数，采用有限差分软件FLAC^{3D}计算错落体稳定性，并与传统的极限平衡理论计算结果对比。通过FLAC^{3D}计算分析治理前、后边坡位移、稳定系数及软弱夹层剪切强度，说明预应力锚索框架加固方案是安全可靠的。数值分析方法及设计经验可为含软弱夹层岩质边坡稳定性分析和治理方案提供借鉴。

关键词：山区公路；错落体；FLAC^{3D}；稳定性分析；效果评价；数值分析

错落是山区公路建设中遇到的一种特殊的岩质边坡变形类型，指被陡倾角的构造面与后山完整岩体分开的风化破碎的岩体，因坡脚受冲刷或人工开挖而被压缩，引起的坡体以垂直下错为主的变形现象。错落病害常位于路基挖方边坡、隧道进出口边坡。文献[2]指出了错落依附的地质基础条件、外貌特征、演变过程及变形特征；田义斌等研究了错落体稳定性与滑坡转化关系；文献[4]、[5]采用有限差分软件FLAC^{3D}分析了岩质边坡稳定性；文献[6]－[8]进行了预应力锚索框架加固边坡数值分析及性能研究。该文针对青海某公路K8错落病害，通过建立地质边坡模型、预应力锚索框架结构模型，根据有限差分软件FLAC^{3D}计算结果，采取必要的加固措施，以提高错落体的稳定性，保证错落体下方公路的长期安全运营。

1 工程背景

1.1 病害概况

K8错落体位于青海省某在建公路左侧，为南北走向高达200 m山脊的一部分，错落体由白垩系河口群厚层砾岩、粉砂质泥岩夹薄层砂岩组成，产状NE60°∠70°/NW14°∠18°，通过出露岩层显示，在路基面以上70 m高范围内发育9组砾岩、砂岩互层，其中6组发育于后部稳定岩层，3组发育于外侧错落体，错落体与稳定岩层之间以宽10 m的断层破碎带断开，如图1所示。公路选线时未发现该错落病害，原设计公路在错落体前部以路堑形式通过，路堑开挖过程中，本已压实到位的错落体再次出现整体滑动变形，错落

[18] Bai J Q, Yin G L, Sun Z W. Random Weighted Hybrid Particle Swarm Optimization Algorithm Based on S－Econd Order Oscillation and Natural Selection[J]. Control & Decision, 2012, 27(10): 1 459－1 464.

[19] Tang R, Song Q, Fong S, et al. Improving Metaheuristics by Natural Selection[C]. Iiai International Congress on Advanced Applied Informatics. IEEE Computer Society, 2016: 588－592.

[20] Liu H F, Chu Y, Lu Z Y, et al. Emergency Rescue Platform of Electric Vehicles Based on Natural Selection PSO[J]. Applied Mechanics & Materials, 2013, 278－280: 1 941－1 944.

[21] 王玉川.缓倾煤层采空区上覆山体变形破坏机制及稳定性研究[D].成都理工大学硕士学位论文，2013.

[22] 贵州省地质环境监测院.贵州省重点地区重大地质灾害隐患详细调查——都匀市专题报告[R]，2012.

[23] SL 203－1997 水工建筑物抗震设计规范[S].

[24] 徐卫亚，张志腾.滑坡失稳破坏概率及可靠度研究[J].灾害学，1995(4).

[25] 张红日，王桂尧，兰素恋，等.坡顶建筑与顺层软岩共同作用的滑坡机制及抢险处治研究[J].中外公路，2018(2).

[26] 韩叙领.平岭大型滑坡稳定性分析及治理方案研究[J].中外公路，2016(5).

收稿日期：2018－09－25

作者简介：余和广，男，大学本科，工程师.E－mail:876003356@qq.com

体变形后沿公路宽 120 m，垂直公路长 83 m，前后高差 60 m，平均厚约 20 m，体积 16×10^4 m^3。

1.2 变形特征

错落体一般为三段式变形，按先后顺序为：压缩密实阶段、下错变形阶段、转化为滑坡阶段。K8 错落体变形处于最后阶段，以水平位移大于竖向位移的滑动变形为主，错落体整体水平位移 3～8 m，竖向位移 0.5～3 m。

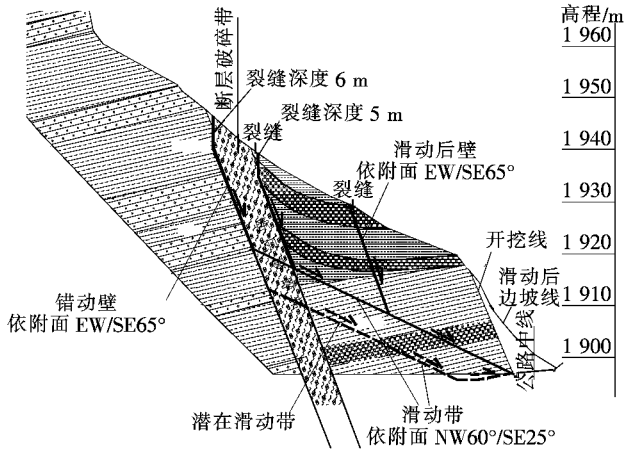

图 1 错落体地质断面图

错落体平面上分两级滑动，因断层破碎带存在，坡体上发育 3 条贯通的后缘拉张裂缝，如图 1 所示，裂缝宽 1～3 m，可见深度 5～6 m，两侧延伸至侧缘裂缝；东、西两侧缘均发育有错动裂缝，受两组节理（NE50°/SW67°、NW28°/SE73°）控制，裂缝近直线形分布，裂缝下错 1.5～2.5 m，宽 40 cm 左右；错落体前缘可见多处岩体卸荷裂缝，裂缝延伸方向与临空面基本平行，裂缝宽 20 cm 左右，开挖出露岩体节理面（NW60°/SE25°）可见滑动擦痕，泥质夹层附着大量白色石膏。

1.3 变形原因

（1）错落体存在一组陡、缓顺倾不利节理组合（后缘依附面 EW/SE65°、主滑段依附面 NW60°/SE25°）；

（2）错落体以厚层砾岩、砂岩等硬岩为主要构成物质，下卧软垫层以薄层泥岩等软岩为主要构成物质，错落体岩层结构属上硬下软式结构，节理面为泥质填充物，且含有大量石膏，为软弱夹层，遇水后抗剪强度急剧降低。

（3）人为坡脚大范围路堑开挖，剪断错落体前缘支撑，打破应力平衡。

（4）错落体后部存在一个断层破碎带，利于大气降雨后地表水汇集下渗软化软弱夹层。

（5）原设计未设防护措施以及开挖后未及时增设防护措施。

在以上几个因素影响下，已稳定的错落体再次出现大范围滑动变形。

2 稳定性分析

2.1 极限平衡理论

极限平衡理论假设滑体均为刚性体，通过简化力学模型，当滑体处于极限平衡状态时，抗滑力与下滑力比值为稳定系数。当滑动面为折线形时，采用传递系数法计算滑坡的稳定系数。选取最不利主轴断面，采用传递系数法计算错落体稳定系数，计算结果见表 1，自然工况下，稳定系数为 0.933，在暴雨及其他不利因素作用下，其稳定系数进一步降低。

表 1 错落体主轴断面稳定性计算结果

条块序号	条块重/（kN·m^{-1}）	滑带倾角/(°)	滑带长度/m	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	稳定系数
1	2 724	65	43.1	0	30.0	0.933
2	8 280	22	41.6	18	17.1	
3	7 494	22	39.8	18	17.1	
4	6 852	22	46.7	18	17.1	

2.2 FLAC^{3D}分析

在有限差分软件 FLAC^{3D}边坡稳定性计算中，岩土体采用摩尔－库仑本构关系，视岩土体为一弹塑性体，且对 c、φ 强度同时进行双折减直至岩土体塑性区贯通达到破坏，此时得到的折减系数为稳定系数。

以边坡实际坡面线、原设计开挖线、软弱夹层建立主轴断面模型，以滑体（HT）、滑床（HC）、节理面（Interface）创建 3 个不同组材料模型。节理面填充的以泥岩为主的软弱夹层厚仅 2～7 cm，为切合实际以接触面（Interface）形式建立。所有单元网格平均长 1.5 m，以达到计算准确精度，模型如图 2 所示。滑体（HT）、滑床（HC）主要构成物质为厚层砂岩、砾岩，滑动面为节理面填充的以泥岩为主的软弱夹层（Interface），岩体及软弱夹层力学指标见表 2。由表 2 可知：砂岩、砾岩的弹性模量为软弱夹层的 6～11 倍，黏聚力为软弱夹层的 11～13 倍，内摩擦角为软弱夹层的 2 倍，FLAC^{3D}数值计算中岩土体强度参数选取符合错落体岩层结构属于上硬下软式结构。通过 FLAC^{3D}计算，自然工况下，错落体稳定系数 0.927，与传递系数法结果基本一致，稳定性计算结果及软弱夹层剪切应力云图如图 2 所示。

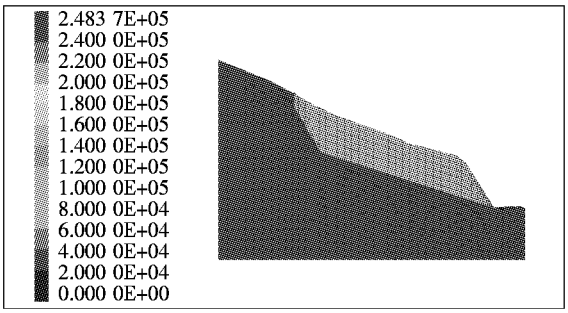

图 2　FLAC^{3D} 稳定性计算模型及计算结果（单位：Pa）

表 2　岩体及软弱夹层力学指标

岩层	重度/（kN·m^{-3}）	弹性模量/MPa	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	泊松比
砂岩	24.6	3200	200	40.7	0.24
砾岩	26.7	5100	240	45.2	0.22
软弱夹层	18.0	472	18	17.1	0.36

3　治理措施

3.1　方案考虑

错落体段公路小里程侧 100 m 为公路隧道，已基本成型，大里程侧 60 m 为顺河桥梁，主体工程已完成大半。受已有工程和路线长度控制，无法改线绕避，因此治理错落病害是必然的。

若考虑刷方清除错落体，则刷方后在 200 m 高斜坡上形成一高 60 m 左右的人工边坡，一则对高边坡处治费用较高，再则该段岩层存在不利的软弱夹层，大范围刷方势必造成新的病害。因此在治早、治小的原则下，设计对错落体加固治理。

通过计算，错落体下滑力为 1 380 kN/m，下滑力相对较大。若采用抗滑桩支挡方案，造价较高，故选择预应力锚索框架分级加固方案，其治理总体方案为：先行实施应急回填反压抢险工程，在错落体变形得到有效控制后，在已有坡型基础上适当顺坡，上部设置两级锚索框架分担下滑力，坡脚设置脚墙，同时辅以截排水进行综合治理。

3.2　治理措施

由于错落体已出现剧烈滑动变形，随时有可能从高空滑下，为保证施工安全，首先考虑应急抢险工程，待错落体稳定后实施永久治理工程。

（1）应急抢险工程

采用已有隧道弃方对错落体前缘回填反压，回填高 10 m，顶宽 5 m。反压后经地表位移监测，错落体无新增裂缝，已有裂缝无进一步发展，达到反压预期效果，可实施下一步永久治理工程。

（2）永久工程

在实施应急反压工程后，采取预应力锚索框架、坡脚挡墙、地表排水、填实裂缝综合治理，如图 3、4 所示，且严格按照由上至下逐级开挖加固的顺序施工。

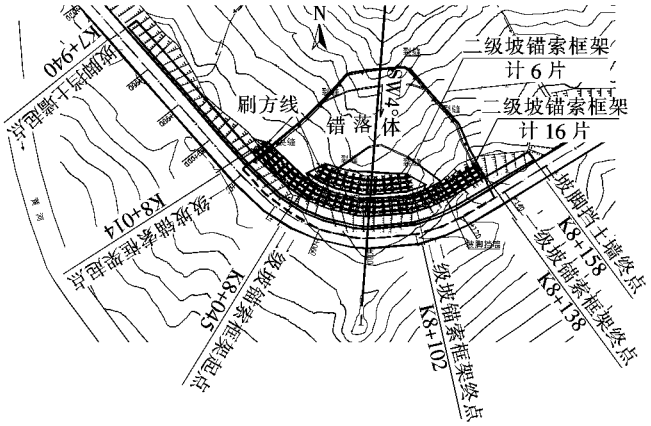

图 3　错落体治理平面图

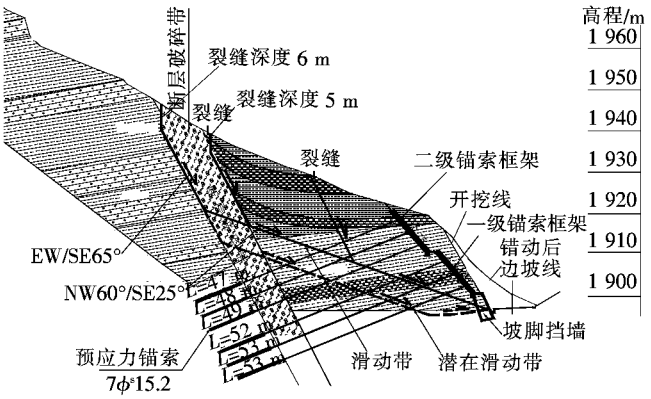

图 4　错落体治理断面图

4　效果评价

4.1　FLAC^{3D} 分析

（1）稳定系数对比

以治理后设计开挖线，沿公路长度以单片预应力锚索框架宽 6 m 重新建立工后效果评价数值分析模型，结构单元为锚索单元（Cable）、框架单元（Beam），加固分 2 级，共计 2 片框架、12 孔锚索。每孔锚索拉力为 770 kN，锚索结构单元参数见表 3，框架结构单元参数见表 4，计算结果见图 5。通过对比可知：治理前边坡稳定系数为0.927，治理后为1.537，治理后边坡稳定系数满足设计要求。

表 3 锚索结构单元参数

弹性模量/MPa	锚索孔径/mm	锚固长度/m	极限强度/MPa	岩体黏结力/kPa	预应力/kN
1.95×10^5	130	10	1 860	750	770

表 4 框架结构单元参数

弹性模量/MPa	泊松比	截面宽/m	截面高/m	横梁宽/m	竖梁长/m
3.02×10^4	0.200	0.70	0.60	6.00	12.50

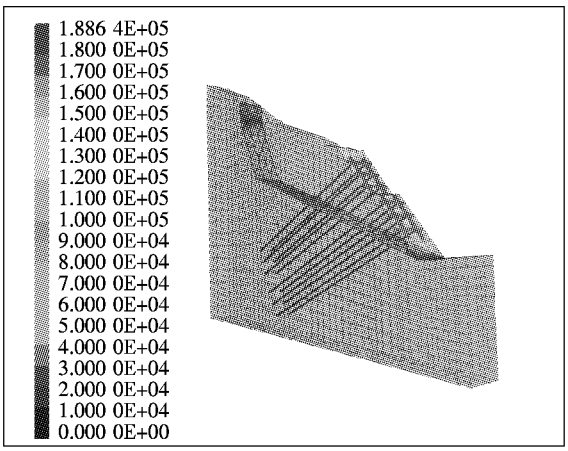

图 5 治理后稳定系数及滑动带剪切应力云图(单位:Pa)

(2) 位移量对比

通过计算,治理前位移云图见图 6、7,错落体启动变形瞬间,滑体水平位移基本上位于 60～70 mm 区间,最大位于坡脚,为 84 mm;竖向位移基本位于 25～45 mm 区间,最大位于后缘,为 64 mm。计算位移量与实际错落体启动滑动变形时基本相符。治理后位移云图见图 8、9,滑体水平、竖向位移数据相对较小,可以忽略不计,说明治理后错落体变形已彻底消除,治理后稳定性满足设计要求。

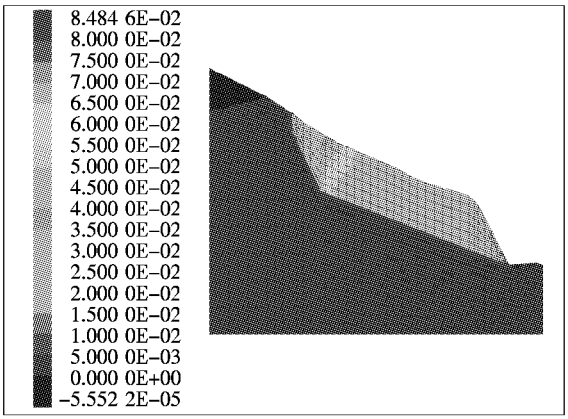

图 6 治理前水平位移云图(单位:m)

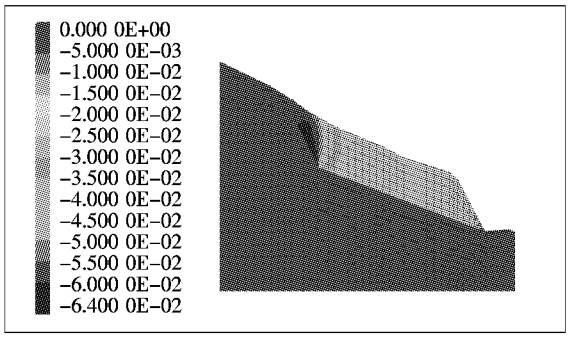

图 7 治理前竖向位移云图(单位:m)

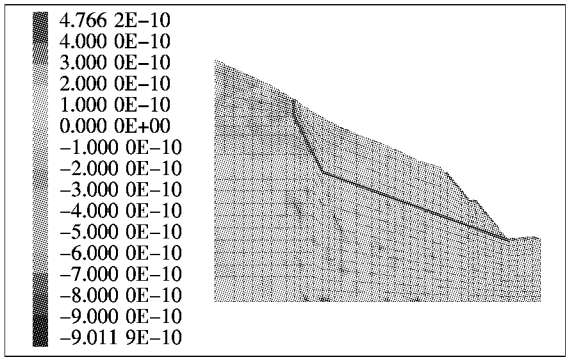

图 8 治理后水平位移云图(单位:m)

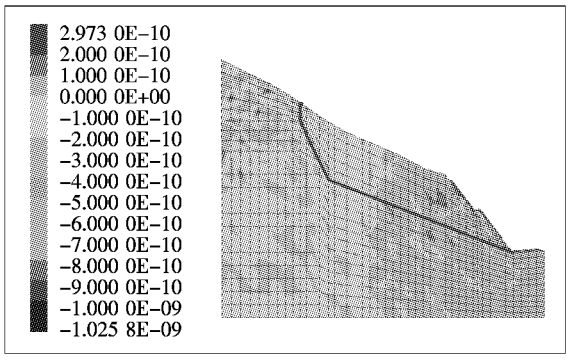

图 9 治理后竖向位移云图(单位:m)

(3) 切应力对比

通过计算,治理前滑动带切应力基本位于 220～248 kPa 区间,最大位于坡脚约 20 m 附近,最小位于滑动带后缘。治理后滑动带中后部切应力基本位于 90～180 kPa 区间,中前部位于 0～90 kPa 区间,坡脚附近基本为 0,说明治理后滑带土不会发生剪切破坏。

4.2 实用效果

病害治理工程从 2011 年 11 月完工至今,经历多次连续暴雨及多次强烈地震的不利影响,已完工工程措施完好无损,边坡未出现新变形,经受了时间的考验,保障了公路安全运营,治理工程取得了成功。

5　结论

（1）岩石具有很强的各向异性、非均质性、非连续性，岩质边坡的模型建立及参数选取应切合实际以得到准确的数值分析结果。

（2）错落体为岩质坡体，错落体后部稳定地层岩石的黏结强度较好，可提供满足设计要求的锚固力；错落体岩层结构属于上硬下软式，即使滑动后，硬质岩体整体性好且厚度大，利于框架通过锚索拉力将滑体整体约束并锚固至稳定地层，治理效果安全可靠。

对该错落病害治理，若采用传统的抗滑桩措施，其效果安全可靠，但造价高，治理费用大，工期长；若置不良地质条件于不顾，考虑不周全，贸然选择刷方清除错落体，在软弱夹层和不利节理面综合影响下必然引起更大范围的病害，增加治理费用及难度。

（3）严格贯彻“从上而下，开挖一级，支护一级”的施工原则。

原路堑开挖后，形成宽 120 m、高 25 m 边坡未及时支护，引发错落体大范围变形，新增错落病害治理工程，增加工程投资；错落病害治理施工期间，施工方为加快进度，追赶工期，框架梁坡面连续开挖，高 15 m 坡面成形不足一个月，在软弱夹层、不利节理面、卸荷作用等多种不利因素影响下，错落体再次出现大范围滑动变形。在锚索已预埋的前提下，锚索顶端增设钢垫板，及时张拉锁定才得以控制变形，防止滑动范围进一步扩大。

（4）预应力锚索是治理错落病害关键工程，应通过钻孔严格校核地质情况，判断地层是否满足设计要求。在锚索施工过程中，应严格核对地层岩性及软弱夹层位置。如该文锚索锚固段设置于中后部的稳定岩层中，根据施工过程中钻孔揭露的地质情况，避免因地层发生变化，锚索锚固于断层破碎带或者不稳定的滑体导致锚固力不足，造成锚索工程失效从而导致整个治理工程失败。

（5）防患于未然，对未变形段坡体坡脚及时增设坡脚抗滑挡墙支挡，边坡加固范围延伸至错落体东、西两侧，确保公路内侧边坡长期稳定。

参考文献：

[1] 王恭先，徐峻龄，刘光代，等.滑坡学与滑坡防治技术[M].北京：中国铁道出版社，2004.

[2] 徐邦栋.滑坡分析与防治[M].北京：中国铁道出版社，2001.

[3] 田义斌，厚行霞，柳彦虎.某错落体转化为岩石滑坡的研究[J].岩石力学与工程学报，2011(s1).

[4] 赵尚毅，郑颖人，邓卫东.用有限元强度折减法进行岩质滑坡稳定性分析[J].岩石力学与工程学报，2003(2).

[5] 冯君，周德培，李安洪.顺层岩质边坡开挖稳定性研究[J].岩石力学与工程学报，2005(9).

[6] 丁秀丽，盛谦，韩军.预应力锚索锚固机理的数值模拟试验研究[J].岩石力学与工程学报，2002(7).

[7] 李军，许明.预应力锚索加固边坡的性能研究[J].路基工程，2009(2).

[8] 韩侃，马惠民，司小东.预应力锚索加固错落式切层滑坡变形分析[J].铁道工程学报，2016(1).

[9] GB 50021－2001　岩土工程勘察规范(2009 年版)[S].

[10] Itasca Consulting Group，Inc.Fast Language Analysis of Continua in 3 Dimensions. Ver.5.0 User's Mannual[R]，2015.

[11] 郑文华.FLAC^{3D}复杂模型 interface 建模方法探讨[J].土木建筑工程信息技术，2012(2).

[12] 中铁西北科学研究院有限公司.武水路 B11 合同段 ZK41＋400～ZK41＋505 段滑坡治理工程施工图设计[Z]，2009.

[13] 中铁西北科学研究院有限公司.青海省清水乡－关门旅游二级公路 K7＋960～K8＋135 段不良地质体及错落体治理工程施工图设计[Z]，2011.

[14] 张鹏元.公路隧道洞口滑坡分析与综合治理[J].中外公路，2018(1).

[15] 王会永.锚索抗滑桩在太长高速公路的运用与对比研究[J].中外公路，2018(4).

[16] 张红日，王桂尧，兰素恋，等.坡顶建筑与顺层软岩共同作用的滑坡机制及抢险处治研究[J].中外公路，2018(2).