

青海八大山滑坡群形成机制及稳定性评价研究

崔芳鹏¹, 胡瑞林¹, 谭儒蛟¹, 杨 坤², 于进庆¹, 张 明¹, 王立朝³, 李 雄⁴

(1. 中国科学院地质与地球物理研究所 工程地质力学重点实验室, 北京 100029; 2. 山东科技大学 资源与环境工程学院, 山东 青岛 266510;
3. 中国地质环境监测院, 北京 100081; 4. 湖南百利工程科技有限公司 勘察分公司, 湖南 岳阳 414007)

摘要: 在对青海八大山滑坡群进行现场勘查、室内试验和相关论证的基础上, 阐述该滑坡群的基本特征和形成机制, 并运用极限平衡分析法和数值模拟对该滑坡群在预设不同工况下的稳定性进行计算和评价; 同时, 对与 750 kV 官亭—兰州东输电线路塔基稳定性关系密切的滑坡 H₃, H₄, H₅ 进行重点研究。研究表明, 天然状态下, 滑坡 H₃, H₄, H₅ 的整体稳定性系数均大于 1.10, 处于基本稳定及稳定状态, 该状态下的 20[#], 21[#], 22[#] 塔基稳定性可满足要求; 在暴雨工况下, 滑坡 H₃ 的稳定性系数略小于 1.05, 处于欠稳定状态, 滑坡 H₄ 处于基本稳定状态, 而滑坡 H₅ 仍然处于稳定状态。受此影响, 20[#] 塔基安全性受到威胁, 而 21[#], 22[#] 塔基仍可满足稳定要求; 在烈度为 VII 度地震状态下, 滑坡 H₃, H₄, H₅ 的稳定性系数均小于 1.0, 处于不稳定状态, 20[#], 21[#], 22[#] 塔基的稳定性也因此而无法得到保障。此外, 敏感性分析结果表明, 滑体内摩擦角是影响滑坡群稳定性的最敏感因素。最后, 基于滑坡形成机制和定量评价结果, 提出为提高滑坡稳定性应采取的工程加固措施, 为输电线路的安全运行提供了物质保障, 具有较高的实践和理论意义。

关键词: 数值模拟; 八大山滑坡群; 滑坡特征; 形成机制; 极限平衡分析法; 敏感性分析

中图分类号: O 242

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2008)04-0848-10

STUDY ON FORMATION MECHANISM AND STABILITY EVALUATION OF BADASHAN LANDSLIDE GROUP IN QINGHAI PROVINCE

CUI Fangpeng¹, HU Ruilin¹, TAN Rujiao¹, YANG Kun², YU Jinqing¹,
ZHANG Ming¹, WANG Lichao³, LI Xiong⁴

(1. Key Laboratory of Engineering Geomechanics, Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100029, China; 2. College of Natural Resources and Environmental Engineering, Shandong University of Science and Technology, Qingdao, Shandong 266510, China; 3. China Institute of Geoenvironmental Monitoring, Beijing 100081, China;
4. Baili Engineering Technology Limited Company, Yueyang, Hunan 414007, China)

Abstract: Based on field investigation, indoor test and related studies of Badashan landslide group, the basic characteristics and formation mechanism are elaborated. According to different presupposed working conditions, the stability is calculated and evaluated by adopting limit equilibrium analysis method and numerical simulation. At the same time, landslides H₃, H₄ and H₅, which are closely related with tower ground stability of 750 kV transmission line from Guanting to Lanzhou are mainly considered. The results show that coefficients of integral stability of landslides H₃, H₄ and H₅ are all greater than 1.10, and therefore these landslides are under steady state in natural state. As a result, stabilities of towers No.20, 21 and 22 can be satisfied. Under rainstorm state, stability coefficient of landslide H₃ is slightly less than 1.05 and therefore it is under metastable state. In addition, landslides H₄ and H₅ are under stable state. As a result, stabilities of towers No.21, 22 except for 20 can be

收稿日期: 2007-09-19; **收稿日期:** 2007-12-20

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划项目(2006BAC04B02); 国家重点基础研究发展规划(973)项目(2002CB412702)

作者简介: 崔芳鹏(1979-), 男, 1999年毕业于华北水利水电学院岩土工程系建筑基础工程专业, 现为博士研究生, 主要从事工程地质、地质灾害等方面的研究工作。E-mail: Cuifrb0823@126.com

satisfied. Under seismic loading with magnitude VIII, stability coefficients of landslides H_3 , H_4 and H_5 are all less than 1.0 and therefore they are unstable. As a result, stabilities of towers No.20, 21 and 22 can not be satisfied. What's more, sensibility analysis of stability influencing parameters on landslides H_3 , H_4 and H_5 is carried out. The analytical result shows that internal friction angle of landslide mass is the most sensitive factor that influences the landslide stability. Finally, relevant engineering strengthening measures are provided based on formation mechanism; and quantitative evaluation results of the landslides group to guarantee safe operation of the transmission line are presented. Therefore, the results are of great significance in practice.

Key words: numerical simulation; Badashan landslides group; landslide characteristics; formation mechanism; limit equilibrium analysis method; sensibility analysis

1 引言

八大山滑坡位于青海民和县中川乡八大山村, 滑坡体积达 $4.4 \times 10^7 \text{ m}^3$, 为一特大型滑坡。该滑坡早在 20 世纪 60 年代就曾发生过大规模滑移, 此后又发生了多期局部次级滑移, 最近的一次滑移发生在 2005 年雨季。该滑坡群对八大山村居民及穿越该区的国家电网示范线路 750 kV 官亭—兰州东输电线路工程构成了严重威胁(见图 1)。



图1 八大山滑坡群全貌

Fig.1 Panorama of Badashan landslides group

据现场踏勘和勘查, 八大山滑坡由于受到位于位移监测点 J_2 和 J_1 之间的基岩浅埋出露带的分割而使其失去整体性, 从而可将其分为 A, B 两个区, 其中 A 区分布有 H_1 , H_2 两个滑坡, B 区分布有 H_3 , H_4 , H_5 , H_6 , H_7 五个滑坡, 因此该滑坡不是一整体滑坡, 而是由多个滑坡构成的滑坡群(见图 2)。因此, 评价目前状态下该滑坡群尤其是 B 区滑坡群(750 kV 官亭—兰州东输电线路的 20[#], 21[#], 22[#]塔基位于其上, 而位于 A 区的大部分八大山村舍已在政府的安排下搬迁)的稳定性及其对塔基安全的影响便迫在眉睫。

2 滑坡区地质条件及滑坡特征

滑坡区内山岭起伏, 沟谷切割较深, 东侧山梁海

拔高程约 2 400 m, 西侧红岩沟海拔高程约 1 800 m, 有季节性河流。该区多年平均降水量为 373 mm, 年降水主要集中在 6~9 月份, 占全年降水量的 70%~80%, 主要的灾害性天气以暴雨为主。

2.1 地层岩性

地层岩性是滑坡发育的物质基础, 也是滑坡研究和防治中需首先查清的问题^[1]。滑坡区地层由新至老分别为: (1) 第四系全新统滑坡堆积层(Q_4^{del}), 主要成份为黄土、紫红色红黏土、砖红色粉细砂、黏土岩和粉砂岩碎块以及局部的卵砾石, 该层厚约 20 m; (2) 第四系上更新统风积黄土层(Q_3^{col}), 该层在该区分布较广, 几乎覆盖了八大山滑坡群 90% 以上的面积, 构成典型的黄土梁、峁地貌特征, 该层厚约 15 m; (3) 第四系中下更新统卵砾石层($Q_{1-2}^{\text{al+pl}}$), 该层以泥钙质胶结为主, 局部已胶结成砾岩, 厚 10~15 m; (4) 上第三系上新统临夏组砂岩、泥岩互层(N_2l), 其厚度较大, 厚约 70 m, 该层出露部分多为强风化, 局部表层已风化为残积土, 该层主要出露于红岩沟西侧陡崖、 J_2 监测点基底、八大山滑坡群的冲沟沟底等, 是基岩中出露地表面积最大的地层; (5) 白垩系下统河口群砂砾岩层(K_1hk), 该层厚大于等于 50 m, 局部含泥岩夹层, 主要出露于红岩沟西侧陡崖、八大山滑坡群南侧较大冲沟两侧的陡崖及 J_2 监测点基底等处。

2.2 地质构造

本区位于巴州—官亭断陷盆地中, 构造形迹很少, 新构造运动表现显著, 活动方式以震荡式垂直升降运动为主, 具明显的继承性和差异性, 其显著标志是山区夷平面, 河流多阶地及巴州—官亭断陷带凹陷的形成, 较大幅度的二次切割地貌为滑坡的发育提供了有利的地形条件。该区地震动峰值加速度值为 0.10 g, 相应的地震设防烈度为 VII 度, 地震反应谱特征周期为 0.40 s。

表 1 八大山滑坡群特征统计

Table 1 Statistical achievements of characteristics of Badashan landslide group

滑坡 编号	后 壁		滑向/(°)	几何尺寸					地表变 形程度	落水洞 发育情况	对塔基危 害性程度
	高度/m	坡度/(°)		均长/m	均宽/m	均厚/m	平均坡度/(°)	堆积物体积/(10 ⁴ m ³)			
H ₁	2~3	60	290	730	500	30	17	1 095	明显	发育	微弱
H ₂	50	60	302	430	400	30	20	516	微弱	微弱	微弱
H ₃			275	600	500	40	16	1 200	一般	发育	严重
H ₄			260	520	600	36	20	1 125	微弱	微弱	一般
H ₅	80~100	65~70	275	300	400	30	16	360	微弱	发育	一般
H ₆	8~10	70	290	200	150	20	20	60	明显	发育	严重
H ₇	8~15	80	260	110	200	20	25	44	明显	微弱	微弱

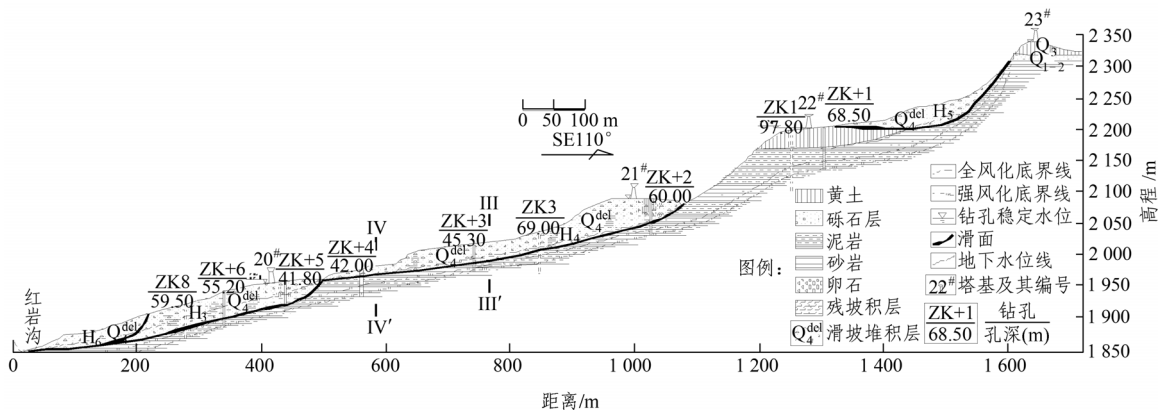


图 3 八大山滑坡群 I - I'剖面图

Fig.3 Profile map of cross-section I - I' of Badashan landslides group

3 滑坡形成机制分析

由于该区在全风化泥岩上覆盖了较厚的具有强烈湿陷性的黄土层,在该黄土层中发育有较多的大孔隙、裂隙、垂直节理和落水洞,这给地表水垂直入渗提供了有利条件,而地表水流入渗到全风化泥岩层(隔水层)以上的黄土孔隙中滞留下来,形成饱和层^[2],使黄土层与泥岩接触带长期处于过湿软塑状态,形成一软弱结构面。该带状态的变化导致其 c , ϕ 值和抗剪强度 τ 值的降低,从而使高陡斜坡体在重力作用下产生蠕动变形。饱和土层在外动力作用之前,土骨架没有产生滑移,外界重力全部由土骨架来承担,一旦受蠕变所产生的剪切力作用,土颗粒就会产生滑移,改变排列状态,产生孔隙水压力,导致有效应力降低,产生轻微液化。轻微液化的结果加速了滑坡体变形的发展,产生滑动。随着滑动速度的提高,产生的孔隙水压力不断增加,有

效应力不断降低,这种状况持续发展,循环往复,直至有效应力消失,总应力等于孔隙水压力,饱和黄土完全液化。此时不但外力全部由孔隙水来承担,而且土颗粒本身的重力也施加于孔隙水上,产生液化物质。这种物质接近液体,不能承受任何剪切力,而只依靠非常微弱的黏滞力起阻碍作用,这时斜坡体便会发生高速滑移^[3]。

在现场挖掘的探槽 2(位于滑坡 H₄西南内缘)中发现,滑面存在于黄土层和全风化泥岩界面下约 1 m 处;另据现场踏勘资料,在滑坡 H₂北侧边界的冲沟中发现的岩层错动也存在于黄土层和全风化泥岩界面附近,这些证据都直接证明了上述滑坡机制分析的正确性。

研究表明:土壤崩解速率和抗冲性之间存在较密切的幂函数关系,即土壤崩解速率越快则土壤抗冲性越小;反之,土壤崩解速率越小,则土壤抗冲性越大^[4],而本区黄土的崩解速率较高,导致其抗冲能力大大降低,故使得位于滑坡区西侧红

岩沟附近坡脚处黄土层在季节性河流冲蚀作用下迅速崩解并被水流带走, 这样不但形成了天然的滑坡临空面, 还降低了滑坡的抗滑力, 从而引起斜坡的失稳滑移。这种由黄土湿陷性引起的滑面土层液化和黄土崩解性引起的坡脚冲蚀最终导致了牵引式滑坡的形成, 这种机制在滑坡 H_1 , H_3 , H_6 , H_7 的形成过程中表现尤为明显。

4 滑坡稳定性极限平衡分析

滑坡稳定性评价是在确定了滑坡地质模型和物理破坏模式以后, 给出合理的力学概化模型, 通过计算分析评价其稳定状态和可能的发展趋势。当前滑坡稳定性评价的数学模型方法大致可分为两类: 一类是基于极限平衡理论的刚体极限平衡法, 另一类是数值分析法。基于极限平衡理论的刚体极限平衡法是建立在 Mohr-Coulomb 准则基础上的, 是工程实践中最广泛、最成熟的方法^[5]。该法把影响土体或岩体抗剪强度的所有因素均纳入计算, 并且比变形分析法简单, 但在分析中不使用实际的应力-应变关系, 故该法不用于进行预期变形的计算, 而是通过设置某一适当的安全系数控制的^[6], 本次八大山滑坡稳定性评价采用目前理论成熟, 且在生产实践中应用最为广泛的刚体极限平衡分析法。

在极限平衡分析中, 由于 Janbu 法^[7]与 Morgenstern-Price 法^[8]具有力学概念清晰、适用面广、操作简单的优点, 因此本研究选用这 2 种方法对八大山滑坡的稳定性进行综合分析评价, 并把 Bishop 法^[9]的计算结果作为分析参考。

4.1 计算模型

由于项目的主要任务是评价塔基安全性, 因此结合工作区的滑坡分布特点以及地质特征, 分别选取 B 区涵盖 20[#], 21[#], 22[#]塔基的 I-I' 剖面与 A 区的 II-II' 剖面进行计算, 得出图 4, 5 所示的计算模型。

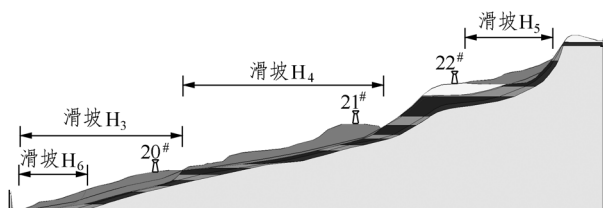


图 4 I-I' 剖面计算模型示意图

Fig.4 Schematic diagram of cross-section I-I' in calculating model

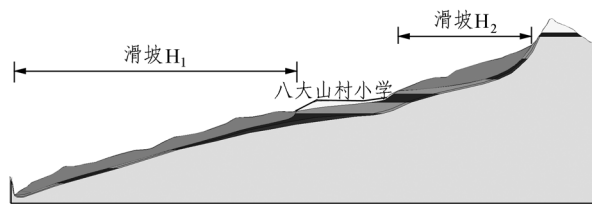


图 5 II-II' 剖面计算模型示意图

Fig.5 Schematic diagram of cross-section II-II' in calculating model

4.2 计算工况

由于八大山滑坡的稳定性主要影响因素为降雨, 且位于地震设防烈度为 VII 度的地区, 因此其稳定性计算需主要考虑暴雨及地震的影响, 选用以下 3 种组合工况条件进行极限平衡计算: 工况 1: 自然状态; 工况 2: 自然状态+暴雨; 工况 3: 自然状态+地震。

4.3 计算参数

通过对现场滑体、滑带、滑床所取试样进行的室内试验得出其岩土体物理力学参数和水力学参数, 并结合天然状态下滑坡堆积体的稳定性现状反算分析等对岩土体计算参数进行综合取值(见表 2)。

4.4 计算结果分析与评价

依据极限平衡原则, 运用 GeoStudio 系列软件的 SLOPE/W 和 SEEP/W 模块对八大山滑坡群稳定性及其对 20[#], 21[#], 22[#]塔基的安全性影响进行分析, 得出如下结论:

(1) 自然状态下, 滑坡 H_4 , H_5 的整体稳定性系数均大于 1.15, 处于稳定状态; 位于滑坡 H_4 上的 21[#]塔基和滑坡 H_5 剪出口处的 22[#]塔基稳定性良好; 滑坡 H_3 的整体稳定性系数约为 1.10, 处于基本稳定状态, 位于其上的 20[#]塔基稳定性可满足要求; 滑坡 H_3 前缘的次 H_6 级小滑坡处于欠稳定状态(见表 3), 该滑坡若发生滑移会对滑坡 H_3 构成牵引作用, 进而威胁 20[#]塔基的安全, 所以有必要对次级小滑坡 H_6 采用工程措施加固。据 Morgenstern-Price 法的计算结果, 将此斜坡按二类边坡考虑, 稳定性系数 F_s 评价标准: $F_s < 1.00$ 为不稳定, $F_s = 1.00 \sim 1.05$ 为欠稳定, $F_s = 1.05 \sim 1.15$ 为基本稳定, $F_s > 1.15$ 为稳定状态。

(2) 参数敏感性分析结论是滑坡堆积体的内摩擦角, 尤其是饱水状态下的内摩擦角参数值对塔基稳定性的影响最为显著(见图 6, 图中 c_1 , f_1 , c_2 , f_2 分别代表滑坡体天然及饱水状态下的黏聚力和内摩擦角; F_s 为稳定性系数)。

表 2 八大山滑坡群岩土体计算参数表

Table 2 Rock-soil calculating parameters in Badashan landslide group

地层 代号	岩土体名称	容重/(kN·m ⁻³)		内摩擦角/(°)		黏聚力/kPa		弹性模量 /MPa	泊松比	抗拉强度 /MPa	渗透系数 /(cm·s ⁻¹)	孔隙率
		天然	饱和	天然	饱和	天然	饱和					
1	滑坡堆积体	19.5	20.0	18.0	14.0	20.0	12.0	5.20	0.35	—	1.04×10 ⁻⁴	0.459
2	黄土	18.5	19.1	17.0	11.7	10.0	2.2	6.36	0.33	—	6.38×10 ⁻⁵	0.401
3	泥岩	20.4	21.1	18.8	10.7	10.2	2.9	6.12	0.32	—	1.32×10 ⁻⁶	0.352
4		21.0	21.5	22.0	13.4	16.5	6.0	6.67	0.30	0.001	5.33×10 ⁻⁷	0.338
5	砂岩	19.7	21.6	16.0	13.9	3.3	2.0	8.11	0.30	—	3.12×10 ⁻⁶	0.476
6		20.9	22.0	24.0	15.0	6.9	4.0	9.38	0.29	0.020	7.76×10 ⁻⁷	0.417
7	滑带土	21.1	21.6	18.0	14.0	20.0	12.0	6.31	0.31	—	4.11×10 ⁻⁶	0.315
8	强风化底界以下岩体	22.5	23.0	27.0	15.0	32.0	20.0	5.43×10 ³	0.25	1.170	5.03×10 ⁻⁹	0.318

表 3 八大山滑坡群稳定性计算结果

Table 3 Stability calculating results of Badashan landslide group

滑坡 编号	自然状态			自然状态+暴雨			自然状态+地震			备注
	Morgenstern-Price 法	Janbu 法	Bishop 法	Morgenstern-Price 法	Janbu 法	Bishop 法	Morgenstern-Price 法	Janbu 法	Bishop 法	
H ₁	0.984	0.983	0.983	0.943	0.939	0.947	0.727	0.720	0.725	
H ₂	1.120	1.086	1.143	1.102	1.074	1.113	0.848	0.819	0.865	
H ₃	1.093	1.079	1.099	1.045	1.032	1.050	0.765	0.759	0.774	20 [#] 塔基
H ₄	1.196	1.188	1.221	1.059	1.051	1.081	0.822	0.816	0.842	21 [#] 塔基
H ₅	1.207	1.121	1.175	1.184	1.102	1.153	0.878	0.823	0.861	22 [#] 塔基
H ₆	1.059	1.029	1.046	1.010	0.982	0.998	0.778	0.761	0.768	

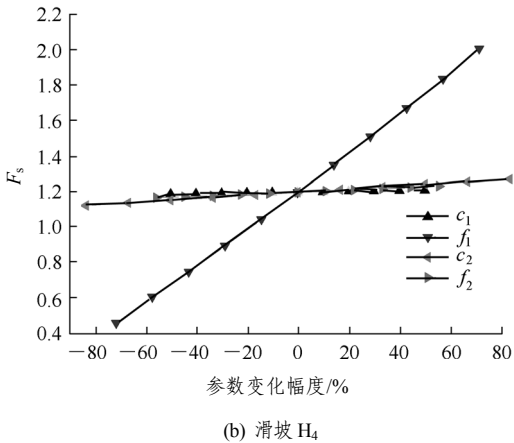
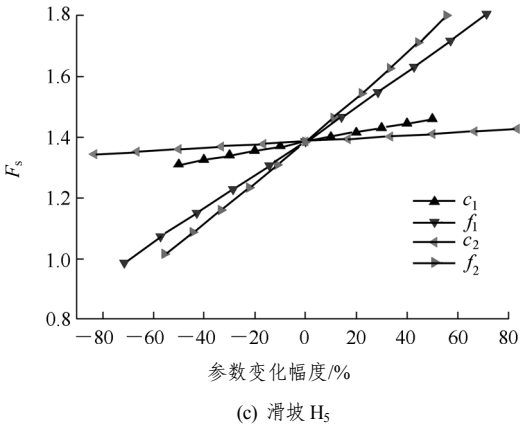
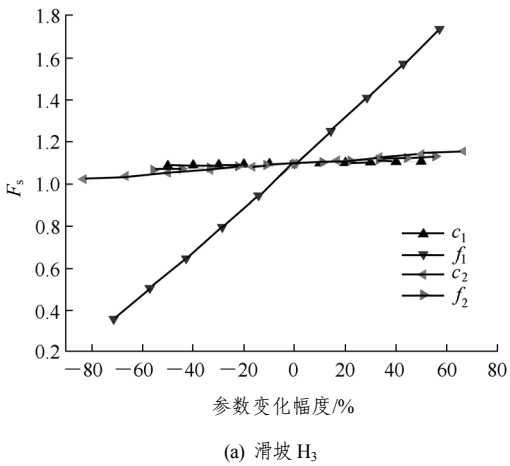


图 6 滑坡 H₃~H₅ 参数敏感性分析结果图

Fig.6 Results of parameter sensibility analysis of landslides H₃ - H₅

(3) 局部稳定性计算结果表明, 主要受地形坡度的影响, 20[#]塔基前缘局部块体处于基本稳定状态(见图 7); 21[#], 22[#]塔基前缘的最危险滑移块体的稳定性系数分别为 0.914(见图 8)和 0.623(见图 9), 均存在局部失稳下滑的可能, 但从最危险块体的滑移面边界来看, 目前不会对 21[#], 20[#]塔基基座形成直接影响。另据现场踏勘, 因滑坡 H₅ 堆积体与下伏岩体的接触面倾向与斜坡滑移方向(方位角 NW275°)

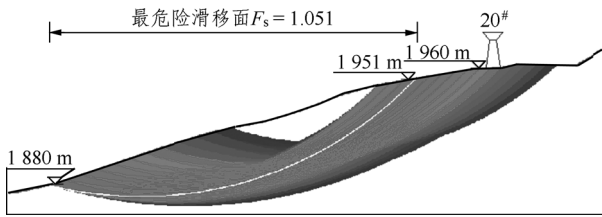


图7 20#塔基局部稳定性计算结果示意图

Fig.7 Schematic diagram of calculating results of local stability of foundation of tower No.20

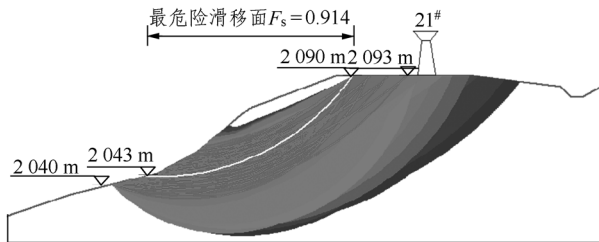


图8 21#塔基局部稳定性计算结果示意图

Fig.8 Schematic diagram of calculating results of local stability of foundation of tower No.21

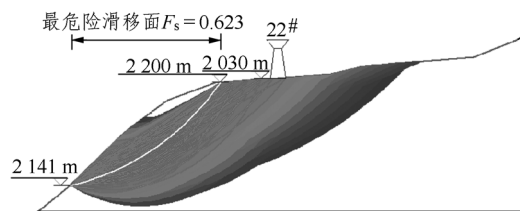


图9 22#塔基局部稳定性计算结果示意图

Fig.9 Schematic diagram of calculating results of local stability of foundation of tower No.22

相反且下伏岩体(产状 $NE75^\circ \angle 3^\circ \sim 5^\circ$)几近水平,且塔基局部也不大可能往侧向冲沟临空方向产生滑移,因此仅存在坡面浅层失稳崩滑的可能。

(4) 在日降雨量为 50 mm 即降雨强度为 1.2×10^{-6} m/s 持续 3 d 的暴雨工况下,滑坡 H_3 , H_4 , H_5 的稳定性较自然状态下均显降低,其中滑坡 H_3 的稳定性系数略小于 1.05,处于欠稳定状态,滑坡 H_4 处于基本稳定状态,而滑坡 H_5 仍然处于稳定状态。受此影响,20#塔基安全性受到威胁,而 21#, 22#塔基仍可满足稳定要求。

(5) 烈度为 VII 度的地震状态下,滑坡 H_3 , H_4 , H_5 的稳定性系数均小于 1.00,处于不稳定状态,因此 20#, 21#, 22#塔基的安全性无法得到保障。

5 滑坡变形数值模拟分析

滑坡岩土体的变形、破坏及运动过程,是一个

渐进性的地质历史过程,也是一个复杂的动力学过程,是变形量从量变积累到质变(突变)的过程。其变形阶段是一个小变形过程,而破坏、运动阶段是一个大变形过程。在研究岩体工程地质模型及力学本构模型基础上,采用数值计算方法,模拟斜坡岩土体变形至破坏演化过程中应力及位移的变化特征,可以再现斜坡变形破裂的整个历史过程,可以更全面、准确地理解其几何学、运动学及动力学过程^[10]。同时,数值模拟弥补了极限平衡分析不能确定滑体内及滑面上的实际应力分布情况,不能解决岩体本身的变形、破坏对应力分布及稳定性的影响等缺陷,使本研究的滑坡稳定性计算更为全面和具有说服力。

5.1 研究范围

本次研究范围确定为包括剖面 I, II, III, IV 在内的矩形区域(见图 2),东西长约 1 820 m,南北宽约 1 650 m,竖直范围为从地表(最高处高程约 2 400 m)延伸至基岩内一定深度(模型底面高程约 1 600 m),即工程地质概念模型长、宽、高分别约为 1 820, 1 650, 800 m(见图 10, 11)。

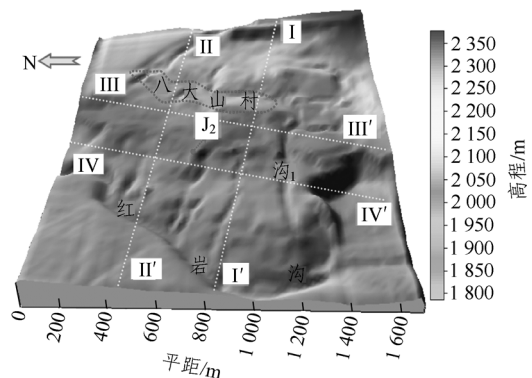


图10 八大山滑坡群地表地形三维效果图

Fig.10 3D topography of Badashan landslide group

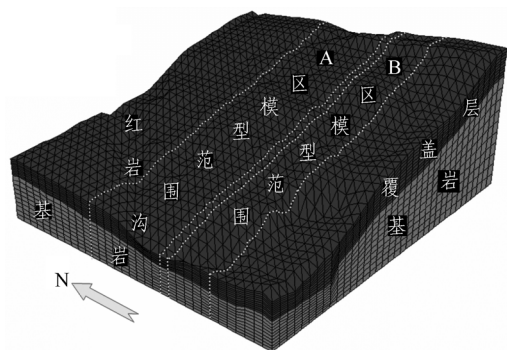


图11 八大山滑坡群数值模拟网格剖分图

Fig.11 Meshes of numerical model for Badashan landslide group

5.2 初始、边界条件

本数值模拟拟定以下初始、边界条件:

- (1) 模型前后、左右侧面施加水平方向的约束, 即其边界节点水平位移为 0。
- (2) 模型底部施加固定约束, 即底部边界节点垂直、水平位移均为 0。
- (3) 初始地应力参考实测数据和部分修正后的理论数据。

5.3 力学模型和计算参数

八大山滑坡为黄土-泥岩滑坡, 其滑体材料可近似地视为弹塑性体。在 FLAC^{3D} 中, 一般对于弹塑性材料, 判断其破坏的基本准则为 Drucker-Prager 和 Mohr-Coulomb 准则^[11], 本次计算的力学本构模型选取 Mohr-Coulomb 弹塑性材料力学模型。

计算模型中所用的岩土力学参数包括密度、内摩擦角、黏聚力、弹性模量、泊松比、抗拉强度、渗透系数等(见表 2), 而岩石的体积模量 K 和剪切模量 G 可按式确定:

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (1)$$

式中: E 为弹性模量, μ 为泊松比。

5.4 模拟方案

本次数值模拟设计方案对应于滑坡稳定性计算极限平衡分析中的工况设计, 根据滑坡孕育发展过程中的不同诱发因素, 将模拟方案主要分为以下 4 种情况:

- 方案 1: 天然状态下的斜坡变形分析;
- 方案 2: 暴雨(设计降雨量 50 mm/d, 降雨持续 3 d)中的斜坡变形分析;
- 方案 3: 地震作用下的斜坡变形分析;
- 方案 4: 暴雨与地震耦合作用的斜坡变形分析。

在以上方案中, 暴雨和地震工况有着比较重要的现实意义。其中暴雨工况主要模拟在特定的降雨强度、坡度和渗透条件下坡体内孔隙水压力的上升和由此引起的岩土体有效应力的降低, 而这种降低对潜在滑带的影响使斜坡最终发生滑移。在暴雨模型中, 底面为不透水边界, 初始地下水位线同自然状态, 全坡面取为入渗边界, 坡脚定义为自由排水边界; 而对地震工况进行模拟时, 先让数值模型在自重和构造应力状态下达到平衡后, 再输入依据特定地震条件人工合成的地震波, 考察在此影响下的斜坡变形破坏情况。该数值模型的底部及四侧边界均采用黏滞边界。

5.5 模拟结果分析与评价

从不同预设方案的塑性区分布图看, 在天然状

态下, 滑坡 H_1 , H_7 下方已出现明显贯通的剪切破坏带, 开始蠕变滑移(见图 12(a), 图 13(a)), 而其他滑坡虽然也出现了不同程度的剪切破坏, 但均未产生贯通剪切破坏, 基本稳定(见图 12, 13); 在汛期暴雨影响下, 由于受到地表水流冲刷和滑坡体内孔隙水压力的双重影响, 滑坡 H_1 , H_7 继续滑移, 滑坡 H_3 下方开始出现贯通剪切破坏带(见图 13(b)), 开始滑移, 位于该滑坡上的 20[#] 塔基受到严重威胁, 而其他滑坡均开始出现局部滑移; 在地震作用(按本区最大地震设防烈度(VII 度)发生的地震)下, 除滑坡 H_2 , H_4 , H_5 发生局部滑移之外, 其他滑坡均发生了整体性滑移, 位于滑坡 H_3 , H_4 之上的 20[#], 21[#] 塔基和滑坡 H_5 剪出口处的 22[#] 塔基安全性开始受到较大威胁, 所以地震的作用是极具破坏性的; 在暴雨与地震耦合作用下, 该区滑坡均发生了整体性滑移, 20[#], 21[#], 22[#] 塔基的稳定性均无法得到保障, 所以这种耦合作用更是毁灭性的(见表 4)。

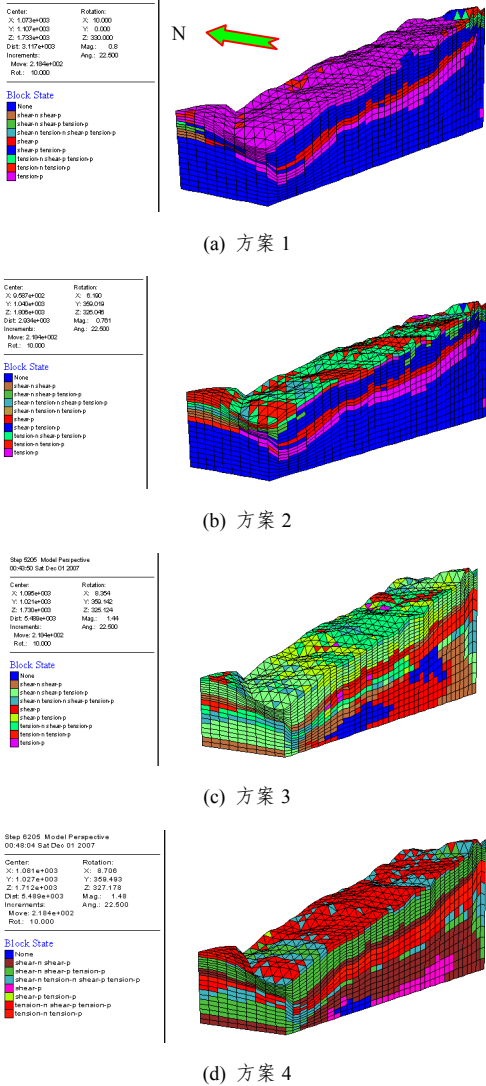


图 12 A 区滑坡塑性区分布

Fig.12 Plastic zones distribution in region A

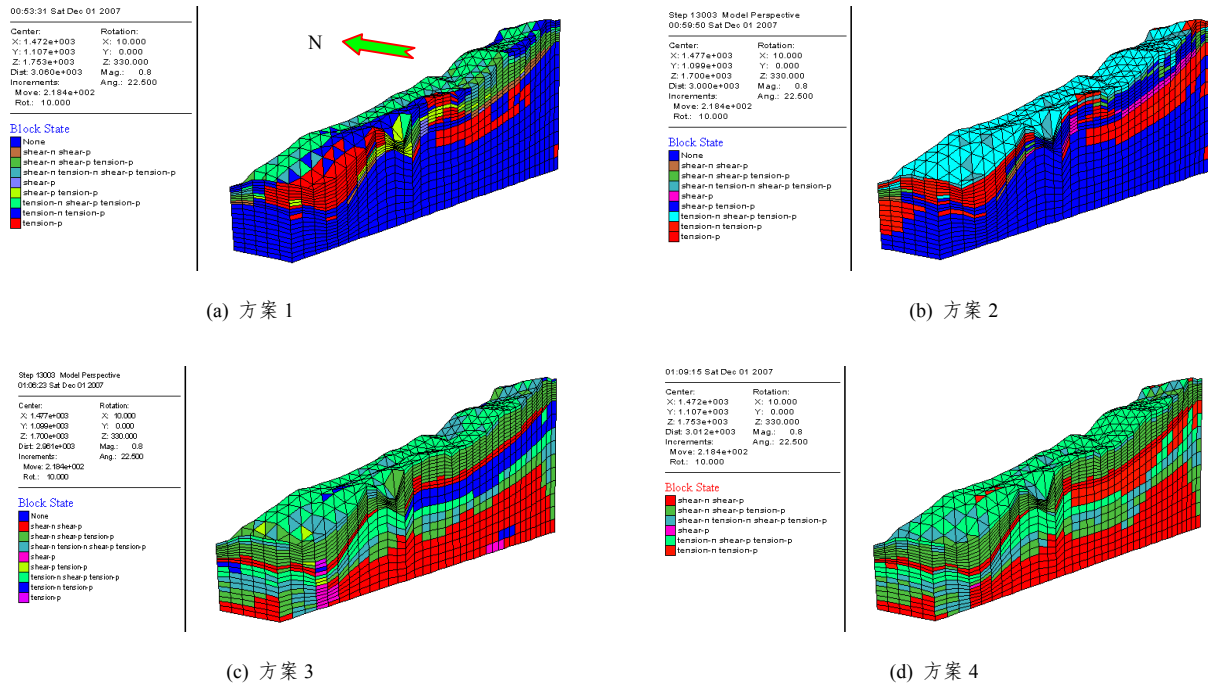


图 13 B 区滑坡塑性区分布
Fig.13 Plastic zones distribution in region B

表 4 八大山滑坡群数值模拟成果

Table 4 Numerical simulation results of Badashan landslide group

滑坡 编号	滑坡变形破坏分析			
	天然状态	汛期暴雨	地震作用	暴雨与地震耦合作用
H ₁	出现贯通剪切破坏带, 继续发生滑移	变性破坏明显, 发生滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移
H ₂	出现剪切破坏带, 但未贯通, 目前稳定	整体稳定, 出现局部滑移	变性破坏明显, 发生局部滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移
H ₃	出现剪切破坏带, 但未贯通, 目前欠稳定	出现贯通剪切破坏带, 发生滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移
H ₄	出现剪切破坏带, 但未贯通, 目前基本稳定	出现剪切破坏带, 但未贯通, 局部滑移	变性破坏明显, 发生局部滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移
H ₅	出现剪切破坏带, 但未贯通, 目前稳定	出现剪切破坏带, 但未贯通, 局部滑移	变性破坏明显, 发生局部滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移
H ₆	出现贯通剪切破坏带, 历史上曾发生滑移, 目前稳定	出现剪切破坏带, 但未贯通, 局部滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移
H ₇	出现贯通剪切破坏带, 继续发生滑移	出现贯通剪切破坏带, 继续发生滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移	变性破坏明显, 发生整体滑移

6 结 论

(1) 综合以上分析, 青海八大山滑坡群形成机制主要受控于以下 2 个因素: ① 风化泥岩层(隔水层)与黄土层界面附近黄土层的饱和蠕液化; ② 季节性河流对由崩解性黄土层构成的坡脚的冲蚀而使滑坡阻滑段局部甚至整体破坏, 这 2 个因素的耦合作用形成了该滑坡群。

(2) 经研究论证: 在目前状态下, 滑坡 H₅ 位于未滑动地层之上, 且其下伏岩层倾向(产状 NE75°∠3°~5°)与斜坡滑移方向(方位角 NW275°)相反, 所以该滑坡和位于其剪出口处的 22[#]塔基稳定性均较好; 21[#]塔基座落于滑坡 H₄ 范围内, 滑坡 H₄ 由于受到监测点 J₂ 和 J₁ 西侧陡崖一带浅埋基岩的阻挡, 使滑床沿主滑方向呈收缩趋势, 因此该滑坡也较稳定, 位于其上的 21[#]塔基安全性在正常工况下不会显著恶化。20[#]塔基位于滑坡 H₃ 范围内, 滑坡 H₃ 滑

面较深、较陡, 前缘可能受滑坡 H_6 , H_7 的牵引影响, 且 20[#]塔基前、后部发育有多处串珠状落水洞, 因此该滑坡稳定性相对较差, 位于其上的 20[#]塔基安全性受到一定威胁。

(3) 滑坡区三维应力 - 变形数值模拟分析结果表明: 天然状态下, 滑坡 H_3 的后缘和坡脚变形较为明显, 位于其上的 20[#]塔基安全性受到一定威胁; 汛期暴雨条件下, 滑坡体有效应力较天然状态下明显降低, 堆积体与基岩接触面孔隙水压力集中和有效剪应力降低, 从而导致了滑体剪切破坏带的扩散或贯通, 滑坡 H_3 , H_4 , H_5 均出现不同程度的位移变形, 并以滑坡 H_3 变形破坏最为显著, 受此影响, 20[#], 21[#], 22[#]塔基安全性均受到威胁; 地震状态下, 滑坡 H_3 , H_4 , H_5 均出现了贯通性剪切破坏带, 存在整体失稳破坏的可能; 暴雨与地震耦合作用条件下, 固体、流体和动力耦合作用使得滑坡 H_3 , H_4 , H_5 的变形破坏进一步加剧, 在地震、暴雨与地震耦合作用下的 20[#], 21[#], 22[#]塔基均发生滑移, 输电线路极有可能中断。

(4) 针对该滑坡群的形成机制, 建议滑坡整治方案如下: 在滑坡 H_3 前缘靠近红岩沟附近采用重力挡墙支护, 主要防止冲沟水流对坡脚的侧向侵蚀作用而导致的牵引式滑坡的发生, 同时挡墙工程可以提高滑坡的整体稳定性。鉴于该区滑坡稳定性主要与降雨和地面侵蚀强度相关, 为防治降雨入渗和地表水冲刷而使地面侵蚀强度加剧, 需要封堵 B 区落水洞及裂隙带, 做好坡面防护, 并在考虑利用冲沟地形条件下修建地表截、排水沟工程设施。

参考文献(References):

- [1] 吴玮江, 王念秦. 黄土滑坡的基本类型与活动特征[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2002, 13(2): 36 - 40.(WU Weijiang, WANG Nianqin. Basic types and active features of loess landslide[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2002, 13(2): 36 - 40.(in Chinese))
- [2] 王家鼎, 惠浹河. 黄土地区灌溉水诱发滑坡群的研究[J]. 地理科学, 2002, 22(3): 305 - 310.(WANG Jiading, HUI Yanghe. Landslides in crows induced by irrigated water in loess area[J]. Scientia Geographica Sinica, 2002, 22(3): 305 - 310.(in Chinese))
- [3] 王家鼎. 高速黄土滑坡的一种机制——饱和黄土蠕动液化[J]. 地质论评, 1992, 38(6): 532 - 538.(WANG Jiading. A mechanism of high-speed loess landslides—saturated loess creeping liquefaction[J]. Geological Review, 1992, 38(6): 532 - 538.(in Chinese))
- [4] 蒋定生, 李新华, 范兴科, 等. 黄土高原土壤崩解速率变化规律及影响因素研究[J]. 水土保持通报, 1995, 15(3): 20 - 27.(JIANG Dingsheng, LI Xinhua, FAN Xingke, et al. Research on the law of soil disintegration rate change and its effect factors on the loess plateau[J]. Bulletin of Soil and Water Conservation, 1995, 15(3): 20 - 27.(in Chinese))
- [5] 张 萍, 田 斌. 滑坡稳定性评价研究进展[J]. 三峡大学学报(自然科学版), 2004, 26(3): 254 - 257.(ZHANG Ping, TIAN Bin. Research advance of evaluation of landslide stability[J]. Journal of China Three Gorges University(Natural Sciences), 2004, 26(3): 254 - 257.(in Chinese))
- [6] SCHUSTER R L, KRIZEK R J. Landslides analysis and control[M]. Washington, D.C.: National Academy of Sciences, 1978: 186 - 187.
- [7] 张均锋. 三维简化 Janbu 法分析边坡稳定性的扩展[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(17): 2 876 - 2 881.(ZHANG Junfeng. Extension of three-dimensional simplified Janbu's method for slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(17): 2 876 - 2 881.(in Chinese))
- [8] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.(CHEN Zuyu. Soil slope stability analysis—theory, methods and programs[M]. Beijing: China Water Power Press, 2003.(in Chinese))
- [9] BISHOP A W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes[J]. Geotechnique, 1955, 5(1): 7 - 17.
- [10] 程谦恭, 彭建兵. 高速岩质滑坡动力学[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1999: 85 - 86.(CHENG Qiangong, PENG Jianbing. Dynamics for high-speed rocky landslide[M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1999: 85 - 86.(in Chinese))
- [11] Itasca Consulting Group Inc.. User's manual(version 3.0) of FLAC^{3D}[R]. [S. l.]: Itasca Consulting Group Inc., 2005.