

黄土边坡稳定性影响因素及分析方法

王晓峰 董 辉 于清桦

(机械工业勘察设计研究院,陕西西安 710043)

【摘要】 陕西省内存在大量的黄土冲沟天然高陡边坡,在公路、铁路等工程建设中,边坡的稳定性是一个极为重要的问题。如果处理不当,则会造成人力和经济上的损失。分析了边坡失稳的外部 and 内部因素,对目前用于边坡稳定性分析方法总结归纳,为实际工程的边坡稳定性设计、边坡稳定性分析方法及边坡治理提供理论依据。

【关键词】 边坡稳定;影响因素;分析方法

【中图分类号】 TU 444

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2013.01.010

Influencing Factors of Loess Slope Stability and Analytical Methods

Wang Xiaofeng Dong Hui Yu Qinghua

(China JiKan Institute of Engineering Investigations and Design, Xian 710043, Shanxi, China)

【Abstract】 There are many loess gully natural high and steep slopes in Shanxi Province, Slope stability is an extremely important issue in the construction of highways, railways and other projects. If not handled properly, it will result in the loss of human and economy. This paper analyzes the slope failure of external and internal factors, currently used for slope stability analysis are summarized to provide a theoretical basis for slope stability designs of practical engineering, slope stability analysis and slope treatment.

【Key words】 slope stability; influencing factors; analytical methods

0 引言

我国黄土和黄土状土的分布面积为 64 万 km², 占国土总面积的 6.3%, 其中湿陷性黄土面积约 38 万 km², 特殊的地域与生成条件造成黄土的粉粒性、富盐性、大孔性、欠压密性、水敏性、非饱和结构和各向异性, 黄土的水敏性因这些性质不同也有很大差异, 一旦浸水黄土强度大幅度下降, 变形骤然增加^[1]。黄土的特殊结构和工程性质, 在日常的工程中出现泥石流、地基湿陷、边坡失稳等问题, 而边坡失稳问题一直是影响公路、铁路、水利建设的重要因素。

影响边坡稳定性的因素较多, 也较为复杂, 如: 边坡所在的地层和岩性、坡体结构和构造、植被条件、地下水、雨水的渗漏、边坡的形态、基质吸力、动荷载作用、人为因素等影响^[2-3], 这也是造成边坡失稳的主导因素, 更深入地研究这些因素, 对边坡稳定性的评价、强度参数的确定及计算方法的选择显得尤为重要。

1 边坡稳定性影响因素

1.1 地层和岩性

不同的地层和岩性, 边坡保持的坡率和坡高也

不尽相同, 如长江三峡峡谷由比较坚硬且较为完整的岩石所形成; 黄土类边坡在干旱时, 直立陡峭, 一旦遇水便发生湿陷, 黄土中的盐基溶蚀, 颗粒之间的胶结强度降低, 颗粒间的固化联结键遭到破坏, 导致边坡变形和失稳。

1.2 坡体结构和构造

我国从青藏到黄土高原, 再到华北平原和江汉平原两级大陆斜坡地带等都是滑坡的密集分布地区, 这些地区的坡体结构在一定程度上决定了边坡的变形类型及滑动面的位置和形状。坡体结构面的破碎程度、贯通性及坡面上出露位置较大地影响边坡稳定性。地质构造造成岩层褶曲和断裂、节理裂隙发育, 为岩体滑坡的产生创造了结构条件, 也为地下水活动提供通道, 地下水软化潜在滑动带地层, 降低其强度, 更易形成滑坡。

1.3 水的作用

据统计, 我国重大的滑坡灾害近 94% 是由降雨和人为因素造成。水是产生滑坡和边坡失稳的主要因素, 陕西黄土的湿陷性较为明显, 雨水、地下水、地

表水的冲刷一方面降低湿陷性黄土边坡土骨架的有效应力强度,增大边坡后缘裂隙中孔隙水压力及滑体中动水压力从而增大下滑力,增湿溶解了部分胶质和盐基,同时吸力联结丧失;水膜的楔入作用,使土体所有的胀缩势能释放出来,破坏了颗粒间的固化联结键,加速了湿陷性黄土的结构损伤演化;另一方面,在黄土边坡等特殊地层中形成潜蚀、溶滤、水化学作用,使土体的结构发生软化,降低滑带土的强度,在振动等动荷载作用下,饱和细砂和粉土地层发生液化而形成滑坡。

1.4 边坡的形态和植被条件

边坡的形态对边坡稳定性影响很大,不利形态的边坡在坡顶产生张应力,张应力长期作用使坡顶出现裂缝,坡脚处应力集中,出现塑性区,塑性区得到扩展,塑性区发展到一定程度形成贯通的剪切带,边坡发生滑塌。坡面适当的植被不仅可以绿化边坡,还可以防止水土流失,植被遮挡降雨,减少雨水渗入量,其根系、茎叶蒸发作用吸收土体中的水分,降低地下水位,减缓地表水及雨水对边坡表面的冲刷作用,边坡中的植被根系对土壤有很好的加固作用,提高土体的抗剪强度。

1.5 基质吸力

基质吸力的存在是非饱和土最根本特性,也是区别饱和土和非饱和土的根本标志。基质吸力的存在会对土的强度有新的贡献,使渗水系数降低,在天然边坡,因吸力的存在使其抗剪强度增大,一旦降雨或地下水位上升使基质吸力大幅度降低,抗剪强度降低,最后导致边坡失稳。吴俊杰,王成华^[4]等研究表明基质吸力对边坡稳定性的影响。郭璇^[5]等认为基质吸力对非饱和土边坡稳定性有很大的影响。

1.6 人为因素^[6]

在公路、铁路等工程建设不断发展,人类工程对边坡的影响也日益增加,对边坡的主要改造也日益增多,如开挖削坡、坡顶加载、坡脚开挖等人类工程活动均对边坡的稳定性产生很大影响,对坡体表面植被过度的破坏,坡面保护能力下降,长期遭受雨水冲刷、雨水入渗、地下水位上升均不利于边坡的稳定。此外,人工开挖洞穴、采空塌陷造成滑坡、水库蓄水造成老滑坡复活或新生滑坡,以及灌溉等因素也诱发边坡滑塌的因素。

2 边坡稳定性分析方法

早在十九世纪中叶,西方国家就开始了边坡稳定性的研究,形成了极限平衡理论体系。随着现代数学、岩体力学、土力学等的发展,边坡稳定性的理论计算方法也进一步完善。计算机技术的发展及相关软

件的开发,有限元法(FEM)、有限元强度折减法、flac3D、DDA法等数值计算分析方法得到进一步的改进和完善,分析评价的结果也更加切合工程实践。

2.1 定性分析法

定性分析法是一种以稳定性地质判别标志为基础的地质分析法,工程地质类比法,又称地质比拟法就是其中最常用到的定性分析方法。是对天然边坡的稳定性及已建工程边坡的稳定性进行统计研究,与待建工程边坡的各种条件进行对比,从而确定其稳定性的方法。其主要内容有自然成因历史分析法、因素类比法、类型比较法等。除工程地质类比法以外,边坡稳定的定性分析方法还有图解法赤平投影图法、诺模图法、边坡岩体质量评分法、工程地质专家系统法等。随着模糊数学理论、灰色系统理论、可靠度理论等引入边坡稳定性评价,国内外对边坡稳定性的评价已不限于单一种理论或方法的运用,而是朝着多种方法综合运用方向发展。

2.2 极限平衡法

极限平衡法是目前国内外在分析边坡稳定性应用最广泛的方法,随着计算机技术的发展,极限平衡法逐步从一种经验型的方法发展为具备完整的理论体系的分析方法。极限平衡法逐渐发展为两个不同研究领域,一种是对边坡滑裂面上作用力的静力平衡和临界滑裂面的确定来求解;另一种是假定边坡土体单元均达到极限平衡状态,通过一定的简化条件,应用特征线法求解其应力场。

极限平衡法建立在 M-C 准则上,其表达式为

$$\tau_t = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

式中: τ_t 为土的抗剪强度; c' 为土的有效粘聚力; σ, σ' 为作用于剪切面上的法向应力和有效应力; ϕ' 为土的有效内摩擦角

极限平衡法的特点是只考虑边坡土体达到极限平衡状态来求解。而实际问题是静不定的,应用极限平衡法来求解需在一定的假设条件之下,使之变为静定问题来求解,虽极限平衡法中某些假定导致一定的误差,但对实际工程中的结果影响不大,由此带来计算量大为简化,从而得到广泛地应用。

比较有代表性的有 1927 年 Fellenius 提出瑞典圆弧法、1955 年 bishop 在瑞典法基础上提出的毕肖普法等,瑞典法可直接求得安全系数,不需要迭代求解,bishop 法在确定土条底部法向力考虑了土条间作用力在法向的作用,由于 bishop 法建立在有关 F 的力矩平衡方程,因此需要迭代求解。这两种方法的前提是假定边坡的滑裂面为一圆弧,而实际边坡

发生滑坡的滑裂面未必是圆弧形,此时二者就不再适用。Duncan对瑞典法和bishop法在“堤坝稳定性分析25年回顾”专注^[7]中指出,瑞典法在孔隙水压力较高和边坡平缓的情况下,对其进行有效应力分析其结果有较大偏差,bishop法一般的计算结果是精确的,但也只适用于边坡的滑裂面为圆弧形。

2.3 Sarma法

条分法为目前应用最为广泛的一种方法,即对滑动土体分成若干条,通过分析土条的静力平衡条件来确定其安全系数。在条分法中也有一系列的假定,有对土条侧向力的倾角分布形状、对土条倾向力作用的位置、对土条倾向力大小分布的假定,而对土条倾向力大小分布假定的这一类方法比较有代表性的是1973年Sarma提出的Sarma法。

Sarma法^[8-9]是分析边坡中平面和弧面滑动常用的方法,也是分析边坡极限平衡法较新颖的方向,该方法是基于斜条分的边坡稳定性极限平衡法,对每个土条施加水平力,分析各种形状的滑动面,据实际岩层的断层、层面和节理等来划分条块,有明显的切割裂隙或是节理,岩体沿裂隙或节理面发生折线滑动,Sarma法不要求各条块保持垂直,计算结果将求解的安全系数的非线性方程迭代步骤从二维减少为一维,比较接近实际。但Sarma法中的带量纲分布函数的假定存在一定人为因素,缺少明确的力学背景。

3 数值分析法

数值分析方法在20世纪60年代边坡稳定性分析中应用较多,它包括FEM、有限元法、边界元法、离散元法、拉格朗日分析法(FLAC)、DDA法等,数值分析可以较大范围考虑土体的复杂性、全面分析边坡的应力应变状态。

近年来,随着计算机技术的发展及相关软件的开发,有限元法(FEM)、有限元强度折减法、拉格朗日分析法(FLAC)、DDA法等数值计算分析方法得到了进一步的改进和完善,分析评价的结果也更加切合工程实践。

3.1 有限元法(FEM)

有限元法(FEM)在工程界应用广泛,对边坡稳定性分析有许多优点。有限元法(FEM)把坡体用网格离散,求出网格中的每个节点的位移、应变和应力,以求出每个节点的位移、应变和应力,用弹塑性理论分析,判定边坡坡体的塑性区及塑性区的发展情况,因该方法能反映弹性、弹塑性、粘弹塑性、边坡岩体的不均匀性和不连续性问题,全面反映坡体的应力应变特性和破坏机理。但该法的主要问题是

边坡土质物性参数的选取、计算模型的选取等。

3.2 有限元强度折减法

有限元强度折减法是通过不断降低边坡岩体强度,使其达到极限平衡状态直至岩体极限破坏状态,可直接得出边坡的滑动面位置及边坡的强度储备安全系数。在求解安全系数时,有限元软件ANSYS 5.61-University High option商业版可自动求出滑动面,省去人为对滑动面的位置、形状进行假定和滑动面的条分,同时考虑边坡开挖过程对边坡稳定性的影响,能够很好地模拟边坡土体与各种支挡结构相互作用,进而得出边坡与支挡结构之间的作用力。但其在分析岩体的本构模型时,选取屈服准则的不同,对分析安全系数的准确性有一定的影响。屈服准则一般有Mises准则、广义Mises准则、Tresca准则、广义resca准则、M-C准则等,屈服准则的不同,安全系数也存在差异,如M-C准则只考虑了最大剪应力($\sigma_1 - \sigma_3, \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)而没有考虑中主应力的影响,在 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 主应力组成的空间中,M-C准则不是一个连续函数,且在 π 平面上的投影为不等角的六边形,其奇异点的存在对数值计算造成很大的困难;广义Mises准则在 π 平面上的投影为圆形,没有奇异点,为数值计算带来了简便。

3.3 DDA法

DDA^[10]法是由石根华博士提出的一种基于边坡土体介质、非连续性的数值分析方法,用于研究岩体的大变形和大位移问题。其原理是土体节理面把土体切割成若干不同土体单元,切割成的土体单元在边界上有张开、闭合和滑动,单个土体单元满足连续介质的变形协调方程和本构关系,单个土体单元内部满足连续介质变形方程和本构关系,土体单元之间则不满足,所以DDA法可计算静力问题和动力问题及边坡滑裂面发生前的小位移和发生后的大位移,对边坡的极限状态设计和计算有很好的适用性。切割的土体单元形成的网格与土体物理网格是一致的,所以它可以反映土体连续和不连续的位置。其缺点也是显而易见的,把研究对象完全离散化,不适合分析连续和半连续问题,而且边坡土体种类较多,各向异性,性质复杂,对计算的结果影响很大,实际的计算耗费大量时间。

4 结语

边坡的稳定性由多方面因素决定,各因素之间随机性、模糊性较大。不连续强度面、节理及岩土体颗粒组成和构造的不同,使边坡同一层面的强度参数具有高度不确定性。任何一种分析方法是

和计算模型均不能准确地、定性地涵盖这些影响因素。如果把现有分析边坡岩土体稳定性分析方法有机地结合在一起,以边坡岩土体的力学响应为基础,结合实际坡体结构和性质及环境因素的复杂性,从坡体的极限平衡状态、应力应变状态、屈服时的破坏状态、坡体的安全系数、工程危害等角度分析坡体实际受力状态来研究边坡稳定性,更加贴切实际工程应用。

参 考 文 献

- [1] 谢定义. 试论我国黄土力学研究中的若干新趋向[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 3-13.
- [2] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安: 陕西科学出版社, 1997.
- [3] 张咸恭, 王思敬, 张倬元, 等. 中国工程地质学[M]. 北京: 科学出版社, 2000.

- [4] 吴俊杰, 王成华, 李广新. 非饱和土基质吸力对边坡稳定的影响[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 732-744.
- [5] 郭 璇, 赵成刚, 于威威. 非饱和土边坡稳定的安全分析及进展[J]. 中国安全科学学报, 2005, 15(1): 8-14.
- [6] 李玉銮. 边坡变形及其失稳影响因素分析[J]. 福建建筑, 2009, 99(3): 67-69.
- [7] Duncan, J. M. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes. Journal of Geotechnical Engineering. 1996, 122(7): 577-596.
- [8] 李克钢. 岩质边坡稳定性分析及变形预测研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2006.
- [9] 张强勇, 刘大文, 蔡德文. Sarrna 法在加锚岩质高边坡安全稳定评价分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(18): 3368-3372.
- [10] 刘 军, 李仲奎. 非连续变形分析(DDA)方法研究现状及发展趋势[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 25(5): 839-845.

收稿日期: 1012-09-12

(上接第 16 页)

3.3 模拟结论可靠性分析

将模拟结果与理论计算值、建筑物使用中的沉降实测值相比较发现, 模拟值要小于计算值(见表 6)。这是因为地基土体的⑥层即复合地基加固区的 S1 层实际分布不均匀, 而在土层概化模拟的过程中, 将各层都设置为均匀土体, 造成一定的误差; 另外, 该层土体的参数特别是切、法向弹簧参数的设置偏保守, 造成模拟沉降值偏小。但总的来说, 模拟结果与计算结果、实测结论能够较好地符合, 这也验证了 FLAC 软件对于复合地基模拟计算的可靠性。

表 6 模拟值、计算值与设计要求的比较

指标	模拟值	实测值	计算最大值	设计要求	结论
建筑物中心最终总沉降量/mm	41.7	47.5	49.0	50.0	满足要求
柱间差异沉降	0.00145	0.00174	0.00188	0.002	满足要求

4 结 论

通过对该工程的 CFG 桩复合地基的数值模拟分析, 得出以下结论:

复合地基沉降分布呈中间大, 四周小的椭圆盆形, 最大位移出现在中心。

复合地基加固区的应力变化小于外侧土体, 这是由桩体的置换效应引起的。

综合比较建筑物总沉降和差异沉降的模拟值、理论计算值以及实测值等, 发现两者相差不大, 符合实际要求, 验证了 FLAC^{3D} 软件的可靠性。

参 考 文 献

- [1] 张在明. 北京地区高层和大型公用建筑的地基基础问题[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(1): 11-23.
- [2] 孙 钧. 城市地下工程施工安全的智能预测与控制及其三维仿真模拟系统研究[J]. 海峡两岸隧道与地下工程专集(1). 岩石力学与工程学报, 1999, 18(增刊): 753-762.
- [3] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [4] 阎明礼, 张东刚. CFG 桩复合地基技术及工程实践[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [5] 化建新, 董长和. CFG 桩垫层效应研究[J]. 岩土工程技术, 1999(1): 48-50.
- [6] 张小敏, 郑俊杰. 刚性桩复合地基应力及沉降计算[J]. 岩土工程技术, 2002(5): 265-268.
- [7] 郑 刚, 刘双菊, 伍止超, 等. 刚性桩复合地基在水平荷载作用下工作性状的模型试验[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 865-868.
- [8] FLAC-3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 2.1, User's manual [M]. Itasca Consulting Group, Inc. USA.
- [9] 董必昌, 郑俊杰. CFG 桩复合地基沉降计算方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(97): 1084-1086.
- [10] 黄绍铭, 等. 减少沉降量桩基的设计与初步实践[C]. 第六届土力学及基础工程学术会议论文集. 上海: 同济大学出版社, 1991.

收稿日期: 2012-09-26