

文章编号: 1001-7372(2009)06-0018-08

陕西地区黄土路堑高边坡可靠度研究

李 萍¹, 王秉纲², 李同录¹, 徐 平¹, 李 文¹

(1. 长安大学 地质工程系, 陕西 西安 710054; 2. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘要:以极限状态坡作为输入坡型, 将陕西黄土地区公路勘察中实测的粘聚力和内摩擦角作为主要随机变量参考值, 采用 Monte-Carlo 法抽样, 简化 Bishop 法公式作为控制方程, 对陕西地区 3 个地段的黄土高边坡进行了可靠度模拟, 获得黄土高边坡的失效概率与可靠指标。经过对参数变异性与失效概率关系的系统分析, 并考虑陕西地区黄土强度参数变异系数的分布特点和工程可接受水平, 提出了陕西地区黄土路堑高边坡可靠度设计标准。结果表明: 对于高速公路和一级公路, 设计失效概率为 7%~10%, 相应可靠指标为 1.28~1.48; 对于二级及二级以下公路, 设计失效概率为 14%~16%, 相应可靠指标为 0.99~1.08。

关键词: 道路工程; 黄土边坡; Monte-Carlo 法; 可靠度; 失效概率

中图分类号: U 416.14 **文献标志码:** A

Study of Reliability for Loess Cutting High Slopes in Shaanxi Province

LI Ping¹, WANG Bing-gang², LI Tong-lu¹, XU Ping¹, LI Wen¹

(1. Department of Geological Engineering and Geomatics, Chang'an University, Xi'an 710054, Shaanxi, China;

2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: The critical loess slopes along the highways were the inputted form of slopes and measured values of cohesions and internal friction angles were the reference values of random variants. Monte-Carlo method was used to choose samples and the formula of the Bishop simplified method was regarded as control equation. The reliabilities of the loess high slopes in three positions of Shaanxi Province were simulated. Failure probability and reliability index were obtained. According to system analysis of relation between parameter variation and failure probability, considering distribution character of variation coefficient of strength parameter for loess in Shaanxi and acceptable level of engineering, design standard of reliability of loess cutting high slopes was proposed. The results show that design failure probability is 7% to 10% and corresponding reliability index is 1.28 to 1.48 for expressway and the first grade highway; For the second grade highway and the lower one, the failure probability is 14% to 16% and the corresponding reliability index is 0.99 to 1.08.

Key words: road engineering; loess slope; Monte-Carlo method; reliability; failure probability

0 引 言

黄土边坡设计的关键是稳定性评价, 目前的工

程实践主要采用 3 种方法: ①自然类比法。参照相似工程地质条件的自然边坡的形态和坡度进行设计。自然类比法与设计人员的认识和经验有关, 存

收稿日期: 2009-02-04

基金项目: 国家自然科学基金项目(40772181); 陕西省交通科技项目(02-09K)

作者简介: 李 萍(1971-), 女, 内蒙古临河人, 副教授, 工学博士, E-mail: dcdgx07@chd.edu.cn。

在较大的主观随意性。②理论计算法。目前常采用极限平衡法进行计算。③规范推荐法。现行《公路路基设计规范》^[1]中针对地区、年代、土质的差异,提供了坡高在30 m以内的坡度设计参考值;对于高度大于30 m的边坡,规范中没有给出取值标准。

目前黄土地区公路高边坡的工程设计,一般是依据上述3种方法综合分析,结合设计人员的经验确定方案。研究人员力求寻找理论上较为合理的方法解决这一问题,因此除常用的极限平衡法以外,可靠度分析法^[2]、极限分析法^[3]、数值分析法^[4]、模糊综合评判法^[5]及模型试验^[6]等方法的研究也得到广泛开展,其中模型试验注重机理分析。各种计算方法都要提供土性参数,包括重度 γ 、粘聚力 c 和内摩擦角 φ 。 c 、 φ 值对稳定性计算敏感性很高。实际工程中,多采用直剪试验测试 c 、 φ 值,其结果离散性较大,计算取值较为困难。同时在现行各行业规范中,边坡稳定性采用安全系数法评价,如黄陵—延安高速公路沿线边坡设计安全系数一般都大于1.30,但仍有一部分边坡在开挖中局部失稳,有些甚至形成较大规模的工程滑坡,可见增大安全系数不一定安全。而给定较高的安全系数在某些情况下又造成浪费,这种浪费是工程人员在边坡设计中认识不足付出的代价。龚宪伟等^[7]分析了边坡安全系数评价标准的局限性,认为安全系数不能定量地表示边坡的安全度。事实上对于同一工程而言,由于岩土参数的可靠度相同,因此安全系数越大则工程越安全;但对于不同的工程,有可能安全系数取1.2的比安全系数取1.5的更安全,这取决于参数的来源与可靠性。

可靠度设计方法较好地解决了参数不确定性对工程的影响,加之失效概率设计指标意义明确,当前各行业都在积极推行可靠度设计理念。公路工程结构设计时,按公路工程等级对路面提出目标可靠指标^[8],对于高速公路路面而言,可接受的失效概率为5%,对于一级公路路面而言为10%,二级公路路面为15%,是否将该标准作为黄土路堑边坡设计的参考标准,仍需详细的分析论证。

中国香港特区政府规定对高3 m以上的开挖边坡必须备案和跟踪调查,到目前为止有60年来约55 000个以上边坡的主要特征记录,Cheung等^[9]对这些记录进行统计分析,预测不同使用年限的失效概率,认为香港开挖边坡年失效概率达1%。Thornton^[10]采用点估计法计算了美国阿肯色州不同地层情况的路堑边坡可靠度,认为用于州际公路

路堑边坡的可接受失效概率为1%。高德彬等^[11]计算了黄土路堑边坡的失效概率,得出多数情况的失效概率在10%以上。

然而以上各个来源的标准都较难应用于黄土边坡,因此如采用可靠度指标设计黄土路堑边坡,还需要进行系统深入的研究工作。基于此,本文中笔者对陕西地区黄土自然极限状态坡做了系统测量和统计,采用Monte-Carlo法对该区边坡进行可靠度分析,提出该区域黄土路堑边坡的可靠度设计标准。

1 可靠度计算模型的建立

可靠度计算方法主要有二次矩法、Monte-Carlo法和点估计法等^[12-14]。其中Monte-Carlo法不受分析条件的限制,变量可以是任意分布,只要模拟的次数足够多,计算精度就能相对较高。目前岩土工程中的可靠度设计方法,均采用极限状态设计理念。利用Monte-Carlo法构造极限状态方程时,所有计算边坡稳定系数的极限平衡法计算公式,都不能直接变成可靠度分析中的极限状态方程,因此,将现有边坡稳定性分析方法转化为可靠度分析方法,需要做形式上的处理,以稳定系数计算公式为基础,定义功能函数。将极限状态方程写为

$$k(x_1, x_2, \dots, x_n) - 1 = 0$$

式中: k 为通过某种方法获得的稳定系数; $x_1 \sim x_n$ 为 n 个随机变量。

相应的可靠指标定义为

$$\beta = \frac{\mu_k - 1}{\sigma_k}$$

式中: μ_k 、 σ_k 分别为稳定系数 k 的均值和标准差。

Monte-Carlo法模拟中边坡的失效概率 P_f 定义为:稳定系数 $k \leq 1$ 的样本数 n 与抽样总数 N 的比值,以百分比计。

在极限平衡法中,简化Bishop法与一些严格方法,如 Morgenstern-Price法、Janbu法的计算结果很接近,又是规范推荐方法,因此本文中采用简化Bishop法作为稳定系数 k 的计算模型,且只局限于考虑边坡土体参数的不确定性,对计算模型不确定性(如弹塑性、延性)、施工不确定性(如人为因素)、突发灾害(如地震)、使用时间的风险分析等暂且不作考虑。Monte-Carlo法与简化Bishop法的分析过程详见文献[15]。

2 可靠度计算坡率的确定

对黄土地区边坡稳定性的分析,以自然极限状

态坡为主要依据^[16]。采用以下4条标准现场定性判别极限状态坡: ①坡顶有拉裂缝; ②坡面破碎, 局部滑塌多; ③已有滑坡恢复边坡; ④滑坡两侧未滑动的边坡, 其工程地质条件与已发生滑动的地段相近。通过对陕西省安塞—泾河的自然边坡调查和测量, 进而按地形地貌、土的粒度组成和水对土的强度影

响等因素, 将调查地区分为洛河、延河分水岭以北(靖安段)、分水岭至富县(甘泉段)及富县至关中(铜黄段)3个地段, 对所测边坡进行坡高和坡度的对数线性回归分析, 得出二者在不同置信度下的回归关系, 确定了坡高与相关坡率值(表1), 将这些简单土坡作为可靠度研究的输入坡型。

表1 Monte Carlo法模拟边坡坡率值

Tab. 1 Slope Ratio Values for Monte-Carlo Method Simulation

坡高/m	极限状态坡			0.25 置信度下限坡			0.15 置信度下限坡			0.05 置信度下限坡		
	铜黄段	甘泉段	靖安段	铜黄段	甘泉段	靖安段	铜黄段	甘泉段	靖安段	铜黄段	甘泉段	靖安段
20	1: 0.54	1: 0.84	1: 0.92	1: 0.68	1: 1.05	1: 1.09	1: 0.72	1: 1.12	1: 1.14	1: 0.80	1: 1.25	1: 1.25
30	1: 0.69	1: 0.99	1: 1.01	1: 0.85	1: 1.25	1: 1.20	1: 0.90	1: 1.33	1: 1.26	1: 0.99	1: 1.49	1: 1.38
40	1: 0.81	1: 1.12	1: 1.08	1: 0.99	1: 1.41	1: 1.29	1: 1.04	1: 1.51	1: 1.35	1: 1.15	1: 1.70	1: 1.49
50	1: 0.91	1: 1.23	1: 1.14	1: 1.11	1: 1.56	1: 1.37	1: 1.17	1: 1.67	1: 1.43	1: 1.30	1: 1.90	1: 1.57
60	1: 1.00	1: 1.33	1: 1.20	1: 1.23	1: 1.70	1: 1.43	1: 1.30	1: 1.82	1: 1.50	1: 1.44	1: 2.09	1: 1.65
70	1: 1.09	1: 1.43	1: 1.24	1: 1.33	1: 1.83	1: 1.49	1: 1.41	1: 1.97	1: 1.56	1: 1.57	1: 2.27	1: 1.72
80	1: 1.16	1: 1.51	1: 1.28	1: 1.44	1: 1.96	1: 1.54	1: 1.52	1: 2.11	1: 1.62	1: 1.70	1: 2.46	1: 1.79
90	1: 1.24	1: 1.60	1: 1.32	1: 1.54	1: 2.09	1: 1.59	1: 1.63	1: 2.26	1: 1.67	1: 1.82	1: 2.64	1: 1.85
100	1: 1.31	1: 1.68	1: 1.36	1: 1.64	1: 2.21	1: 1.63	1: 1.74	1: 2.40	1: 1.72	1: 1.95	1: 2.83	1: 1.91

3 可靠度计算参数及分布概型

坡型确定后, 计算稳定系数需要3个参数, 即天然重度 γ 、粘聚力 c 和内摩擦角 φ 。天然重度变异性小, 对稳定性的影响不明显, 可按常量考虑, 因此只将粘聚力 c 和内摩擦角 φ 作为随机变量。随机抽样之前, 需要确定参数的均值、标准差和分布概型。

3.1 参数均值的选定

收集了铜川—延安高速公路和靖边—安塞高速公路沿线土工试验数据, 分3个地段和不同年代, 共整理出1635组黄土基本物理力学性质指标, 以 Q_2 黄土固结快剪测试结果为主要参考值, 经综合分析得到参数均值, 如表2所示。

表2 天然重度、粘聚力和内摩擦角均值

Tab. 2 Mean Values of Unit Weights, Cohesions and Internal Friction Angles

地段	数据组数	土质	重度 γ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	粘聚力 c kPa	内摩擦角 φ ($^\circ$)
铜黄段	634	Q_2 黄土	17.6	40.6	26.8
甘泉段	121	Q_2 黄土	18.0	20.5	26.9
靖安段	84	Q_2 黄土	17.5	24.1	27.9

3.2 参数变异系数组合

对标准差的选用, 需要在对研究区域黄土参数变异系数的特点进行分析后确定。统计了黄陵—延安高速公路沿线19个地点的变异系数, 如图1所示。由图1可见: c 的变异性较高, 19个地点的变异

系数均值为0.27, 47%的数据大于0.30, 数据离散性大; φ 的变异性较小, 19个地点均值为0.10, 数据离散性较小, 但也有37%的数据大于0.1, 16%的数据大于0.15。因此模拟中对 c 、 φ 的变异系数进行组合时, 考虑其工程上变异系数范围和二者对稳定系数计算结果的影响程度, c 采用0.10、0.30、0.50这3种取值, φ 采用0.10、0.15、0.20、0.30这4种取值, 3个地段各给出13种组合, 包括各地段收集的试验测试的 c 、 φ 统计标准差和变异系数

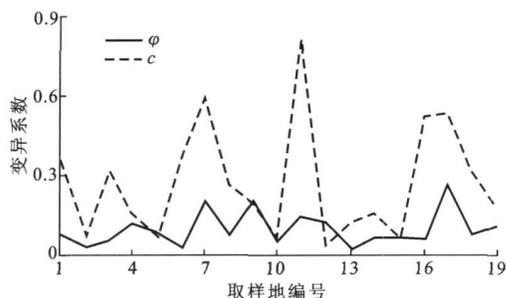


图1 粘聚力和内摩擦角的变异系数

Fig. 1 Variation Coefficients of c and φ

3.3 c 、 φ 值的分布概型

拟定正态分布、对数正态分布、Weibull分布和 β 分布4种概型进行检验, 采用K-S检验法, 检验结果如表3所示。表3中, D_{\max} 是检验样本测试值累积频率与假设的理论概率分布差值的最大值, D_n^a 是可接受假设概型的临界值, 如果 $D_{\max} < D_n^a$, 则表示接受该概率分布, 反之, 则拒绝。3个地段的 c 值和

表3 假设概型的检验结果

Tab.3 Test Results of Supposed Probability Distributions

指标	正态分布		对数正态分布		Weibull分布		β分布		D_{α}
	验证结果	D_{max}	验证结果	D_{max}	验证结果	D_{max}	验证结果	D_{max}	
铜黄段 c 值	接受	0.065	接受	0.079	拒绝	0.122	拒绝	0.095	0.087
铜黄段 φ 值	接受	0.081	接受	0.043	拒绝	0.886	拒绝	0.112	
甘泉段 c 值	接受	0.070	接受	0.113	接受	0.104	接受	0.087	0.122
甘泉段 φ 值	接受	0.053	接受	0.087	拒绝	0.892	接受	0.065	
靖安段 c 值	接受	0.127	接受	0.113	接受	0.100	拒绝	0.185	0.157
靖安段 φ 值	接受	0.078	接受	0.113	拒绝	0.935	接受	0.100	

φ 值全部接受正态分布和对数正态分布,甘泉段和靖安段的 c 值接受 Weibull 分布,甘泉段的 c 值、 φ 值和靖安段的 φ 值接受 β 分布。因此,陕西地区黄土强度指标 c 、 φ 值的概型,采用正态分布较为适宜。

4 模拟结果分析

将 c 和 φ 作为随机变量,进行 Monte-Carlo 模拟,由于共有 13 种参数组合、9 种坡高、4 个置信度、3 个区段,故共计模拟次数为 $13 \times 9 \times 4 \times 3 = 1404$,每次模拟随机抽样 5 000 个。

4.1 可靠性分析

取 c 、 φ 值的 8 组典型变异系数组合,将各区段失效概率随坡高的变化绘成曲线,如图 2 所示。理论上,按坡高和坡度回归统计的极限状态坡的破坏概率应接近 50%,图 2 中极限状态坡的模拟结果为,铜黄段 40~100 m、甘泉段 30~80 m 及靖安段 40~100 m 坡高的边坡失效概率接近 50%,3 个地段低边坡失效概率都较小。这主要是因为:①黄土结构强度高,当坡高低于某一数值,即使是直立边坡,也不会达到极限状态;②各地段没有测量低边坡的极限状态坡样本,低边坡坡度是按趋势线推测的结果。调查测量的坡高多在 30~80 m,占被调查边坡总数的 76%,在这个高度段计算结果基本能反映实际情况。靖安段高边坡较多,100 m 以上高度的有 4 个,大于 80 m 高度的占该段测量边坡总数的 35%,因此靖安段的极高边坡破坏概率在 50% 左右。

4.2 参数变异性与失效概率的关系分析

由图 2 可见,从极限状态坡至 0.05 置信度下限坡,随着坡度变缓,失效概率逐渐减小,各个地段都显示参数变异性对失效概率的影响显著,且粘聚力 c 的变异系数 δ_c 和内摩擦角 φ 的变异系数 δ_φ 对不同坡高段边坡失效概率的影响不同。以铜黄段 0.15 置信度下限坡模拟结果为例,主要有以下特点:

(1) 当坡高较低(如 20 m 坡高)时, δ_c 对边坡失效概率的影响较大,例如在 $\delta_\varphi = 0.10$ 情况下,当 $\delta_c = 0.50$ 时,失效概率为 17.8%,而 $\delta_c = 0.10$ 时,失效概率仅为 0.1%;相反, δ_φ 对边坡失效概率的影响较小,在 $\delta_c = 0.10$ 情况下, $\delta_\varphi = 0.30$ 时,失效概率为 6.6%,而 $\delta_\varphi = 0.10$ 时,失效概率为 0.1%。

(2) 当边坡极高(如 100 m 坡高)时, δ_φ 对边坡失效概率的影响较大,例如在 $\delta_c = 0.10$ 情况下,当 $\delta_\varphi = 0.30$ 时,失效概率为 20.9%,而 $\delta_\varphi = 0.10$ 时,失效概率仅为 1.4%;相反, δ_c 对边坡失效概率的影响较小,在 $\delta_\varphi = 0.10$ 情况下,当 $\delta_c = 0.50$ 时,失效概率为 8.2%,而 $\delta_c = 0.10$ 时,失效概率仅为 1.4%。

(3) 图 2 中 3 个地段失效概率随坡高的增加都出现峰值,峰值所对应的坡高处,如 50 m 坡高, δ_c 、 δ_φ 对失效概率影响都很大,当 $\delta_c = 0.10$ 、 $\delta_\varphi = 0.30$ 时,失效概率为 26.2%,当 $\delta_\varphi = 0.10$,而 $\delta_c = 0.50$ 时,失效概率为 23.4%。

以上特点说明: c 值对低坡稳定性影响较大, φ 值对极高边坡稳定性影响较大。中间存在 c 、 φ 值都对稳定性起较大作用的过渡坡高段,图 2 也显示出这一坡高段的位置不仅随着地域在变化,即使在同一地域,也随 c 、 φ 值及其变异系数的大小在变化。

4.3 稳定系数与失效概率的关系分析

不论强度指标变异系数怎样组合,采用的强度指标均值是同一个值,按一定的概率分布随机抽样计算所得的边坡稳定系数均值变化极小,变异性也较小,因此当坡型和强度均值确定时,稳定系数期望值趋于一定值,与强度指标的变异性关系较小。

表 4 为在不同变异系数组合下,综合 3 个地段及各个置信度边坡,在不同稳定系数情况下取失效概率的最大值和最小值。由表 4 可见,当稳定系数确定时,在不同参数变异系数组合下,失效概率相差较大。同时,表 4 中某一稳定系数下失效概率的最大值与最小值的差距代表了坡高和坡度对失效概率

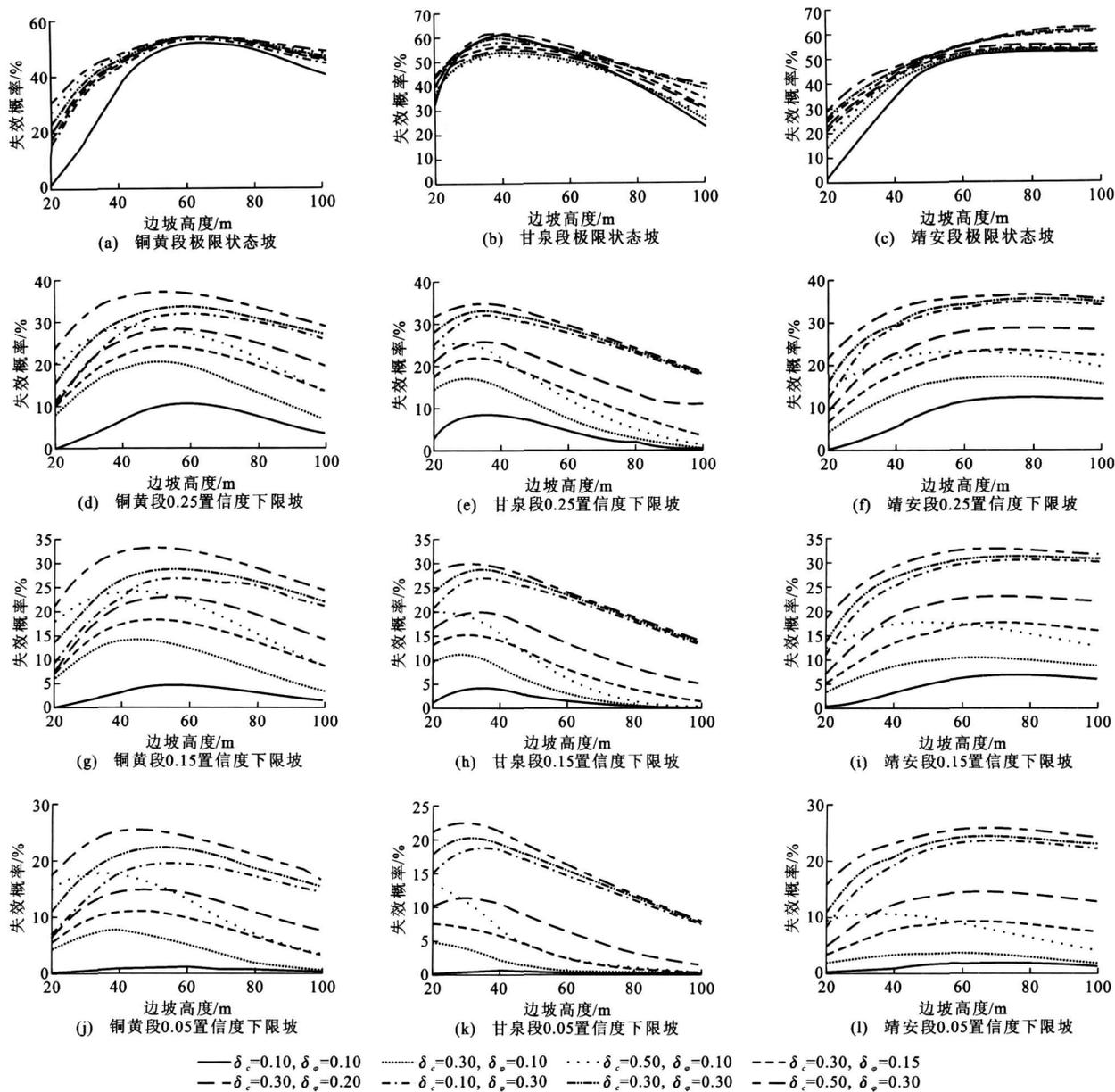


图2 边坡失效概率随坡高的变化曲线

Fig. 2 Variation Curves of Failure Probabilities of Slopes vs Slope Heights

表4 不同变异系数组合、不同稳定系数下的失效概率值

Tab. 4 Failure Probability Values with Different Variation Coefficient Combinations and Different Stability Factors

变异系数组合	不同稳定系数下的失效概率/%									
	1.15		1.20		1.25		1.30		1.35	
	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值	最小值
$\delta_c = 0.10, \delta_\phi = 0.10$	8.0	6.0	4.2	1.8	2.2	0.8	1.2	0.2	0.6	0.1
$\delta_c = 0.30, \delta_\phi = 0.10$	18.0	13.1	14.1	7.0	11.5	3.6	9.0	2.0	6.9	1.1
$\delta_c = 0.30, \delta_\phi = 0.15$	21.0	20.2	16.0	14.0	13.0	10.0	10.0	6.4	7.1	4.3
$\delta_c = 0.30, \delta_\phi = 0.20$	28.0	25.0	22.0	18.9	16.6	14.4	13.4	10.7	10.0	8.5
$\delta_c = 0.50, \delta_\phi = 0.10$	27.8	19.8	25.0	11.8	22.0	6.4	20.0	3.2	15.8	1.8
$\delta_c = 0.10, \delta_\phi = 0.30$			30.0	24.0	27.0	16.0	23.6	11.0	21.0	7.8
$\delta_c = 0.50, \delta_\phi = 0.30$	36.0	35.4	32.0	30.0	27.0	26.0	25.4	23.0	23.8	20.0

的影响,如 $\delta = 0.50$, $\delta_{\varphi} = 0.10$ 和 $\delta_c = 0.10$, $\delta_{\varphi} = 0.30$ 的变异系数组合代表 δ 、 δ_{φ} 相差较大,此时相同稳定系数下失效概率相差较大,反映了参数变异系数组合与坡高和坡度的相关性较大;而在其他 δ_c 、 δ_{φ} 接近的组合中,相同稳定系数下边坡的失效概率最大值和最小值相差较小,说明 δ 、 δ_{φ} 接近的参数变异系数组合与坡高和坡度的相关性较小。需要指出的是, δ 、 δ_{φ} 接近指的并不是二者的数值接近,而是二者对失效概率计算结果的影响接近,一般 δ 较 δ_{φ} 要大一些。

5 目标可靠度的提出

一般情况下工程上采用 0.05 置信度更为可信。在不同变异系数组合下,3 个地段 0.05 置信度下限坡中,铜黄段失效概率范围为 1.1%~25.5%,甘泉段为 0.1%~22.5%,靖安段为 1.7%~25.4%,可见给定设计失效概率时,需要合理选用一定的变异系数组合。研究区黄土的变异性具有以下特点: δ_c 均值为 0.27,有 63.2% 的数据小于 0.30,78.9% 的数据小于 0.40; δ_{φ} 均值为 0.10,有 57.9% 的数据小于 0.10,84.2% 的数据小于 0.15,因此变异系数组合可选用 $\delta_c = 0.3$, $\delta_{\varphi} = 0.10$, $\delta_c = 0.30$, $\delta_{\varphi} = 0.15$ 或 $\delta_c = 0.40$, $\delta_{\varphi} = 0.15$ 等组合。 $\delta_c = 0.30$, $\delta_{\varphi} = 0.10$ 时,在 0.05 置信度下 3 个地段失效概率都小于 7.6%; $\delta_c = 0.30$, $\delta_{\varphi} = 0.15$ 时,在 0.05 置信度下 3 个地段失效概率基本都小于 10%; $\delta_c = 0.40$, $\delta_{\varphi} = 0.15$ 时,在 0.05 置信度下 3 个地段失效概率全部小于 14.8%。根据以上分析的黄土变异系数情况与失效概率计算结果,笔者推荐了公路工程黄土边坡设计失效概率值及相应的可靠指标,见表 5。对于 $\delta_c > 0.30$ 的较低边坡或 $\delta_{\varphi} > 0.15$ 的极高边坡,建议取表 5 中设计失效概率的大值;对于 δ_c 和 δ_{φ} 都小于

表 6 计算参数

Tab. 6 Calculated Parameters

起止桩号	c 均值/kPa	c 标准差/kPa	c 变异系数	φ 均值/(°)	φ 标准差/(°)	φ 变异系数	重度 γ /(kN·m ⁻³)
K170+900~K171+042	73.3	10.8	0.15	19.5	7.40	0.38	18.0
K173+925~K173+965	70.0	24.0	0.34	31.3	4.90	0.16	17.7
K202+020~K202+158	58.4	23.7	0.41	28.6	6.00	0.21	17.7
K222+865~K223+035	66.6	15.1	0.23	26.4	2.49	0.09	17.0
K256+350~K256+550	41.8	11.3	0.27	22.5	3.20	0.14	17.6

由表 7 可知:

(1) 除 K256+350~K256+550 段的边坡外,其他 4 个设计边坡坡度与统计的 0.05 置信度下限坡坡度相近。目前这 4 个边坡还没有出现破坏现象。

表 5 边坡设计失效概率及相应的可靠指标

Tab. 5 Design Failure Probabilities of Slope and Corresponding Reliability Indexes

公路等级	失效概率/%	可靠指标 β
高速公路、一级公路	7~10	1.28~1.48
二级及二级以下公路	14~16	0.99~1.08

0.10 的边坡,建议取表 5 中失效概率的小值。这样取值的意义在于,参数变异性大的边坡必须承担较大的风险,才能易于在经济性与安全性两方面达到平衡;参数变异性较小的边坡,则可适当地提高安全标准。

$\delta_c = 0.30$, $\delta_{\varphi} = 0.15$ 对失效概率的影响较为接近,在这一变异系数组合情况下,7% 的失效概率相当于表 4 中稳定系数为 1.3 时的最小值和 1.35 时的最大值;10% 的失效概率相当于稳定系数为 1.25 时的最小值和 1.3 时的最大值,14% 相当于稳定系数为 1.2 时的最小值;而 16% 相当于稳定系数为 1.2 时的最大值。这些结果与目前采用的安全系数取值较接近。文献[1]中对高速公路、一级公路正常工况下取 1.20~1.30 的安全系数,二级及二级以下公路正常工况下取 1.15~1.25 的安全系数,这种取值一方面基于工程经验,另一方面基于对自然边坡的调查和认识。表 5 中的目标可靠度也是以自然边坡为依据,结合指标的变异性特点提出的,二者的出发点一致,本质相同。但失效概率在工程中概念明确,又充分考虑了强度指标的变异性,考虑的因素更全面。

6 实例验证

以黄陵—延安高速公路沿线高边坡为例,选用沿线 5 个高边坡工点,对表 5 推荐的失效概率设计值进行验证,采用表 6 的计算参数,各段边坡的计算结果见表 7。表 6 中 c 、 φ 值采用地勘报告钻孔样的测试数据,没有进行修正。

而 K256+350~K256+550 段设计坡度比统计坡度陡,计算的稳定系数也较低,失效概率较大。经调查,K255+800~K255+835 段右侧边坡和 K276+010~K276+030 段边坡出现局部失稳现象,证明该

表7 工程设计坡度与按失效概率设计坡度对比

Tab.7 Contrasts of Project Design Slopes and Slopes Calculated by Failure Probabilities

起止桩号	坡高/ m	台阶 数	工程设计采用指标			按设计失效概率计算指标			0.05置信度 下限坡度
			坡度	稳定系数	失效概率/%	坡度	稳定系数	设计失效概率/%	
K170+ 900~ K171+ 042	90	10	1: 1.69	1.17	30.9	1: 2.71	1.60	10	1: 1.82
K173+ 925~ K173+ 965	32	3	1: 0.97	1.79	1.7	1: 0.62	1.53	7	1: 1.02
K202+ 020~ K202+ 158	64	8	1: 1.67	1.62	3.3	1: 1.28	1.37	10	1: 1.49
K222+ 865~ K223+ 035	80	9	1: 1.62	1.45	0.2	1: 1.20	1.20	7	1: 1.70
K256+ 350~ K256+ 550	60	8	1: 1.47	1.13	20.4	1: 1.75	1.27	7	1: 2.09

段设计坡度偏陡。这些边坡位于甘泉段,甘泉段由于其地理位置条件特殊,黄土中粘粒含量较高,土对水的敏感度高,自然坡度普遍较缓。

(2) K170+ 900~ K171+ 042段是统计中坡度最高的路段,但收集到的相关参数,内摩擦角均值仅为 19.5° ,这在黄土地区较为少见,同时变异系数很高,达到0.38。虽然粘聚力均值较高,变异系数也较小,但 φ 对高边坡的影响较大,因此该边坡在工程设计坡度下,稳定系数较低,失效概率达到30.9%。但是如果将其失效概率降低到10%,其设计坡度为1:2.71,则过于平缓,说明其参数来源的可靠性值得考究。这也进一步说明,即使采用可靠度设计方法,参数的来源仍是计算结果可靠与否的关键,不仅在采样和测试过程中要注意其准确性,同时需要在工程中做大量的剪切试验,取得大样本,以保证参数统计结果的可靠性。样本数过少,导致参数变异系数过大和变异系数过小都会误导工程设计。

(3) 对于K173+ 925~ K173+ 965段、K202+ 020~ K202+ 158段和K222+ 865~ K223+ 035段工点,采用目标失效概率计算的坡度比原设计坡度陡,说明它们都满足失效概率的设计水平。K202+ 020~ K202+ 158段和K222+ 865~ K223+ 035段是铜黄段与甘泉段的过渡地段,土质条件较为复杂,如果按照甘泉段考虑,直剪试验的粘聚力需作一定的折减,才能反映实际土质条件。而K173+ 925~ K173+ 965段粘聚力大,坡高又较低,设计坡度再陡一些是有可能的。

以上的分析说明,即使考虑到强度参数的变异性而提出的目标可靠度,针对每一个工点,仍需要分析工点的地理地质条件、土质条件、坡高等,结合计算结果做出综合评价,才能得出较为合理的设计坡度。

7 结 语

(1) 由于各地岩土体的复杂性不同,工程的重要

性各异,目标可靠度在所有岩土工程设计中较难统一,但分区域、分岩土类型、分工程类别提出小范围的目标可靠度较为实际。

(2) 提出了陕西地区黄土路堑高边坡的目标可靠度,对于高速公路和一级公路,设计失效概率为7%~10%,对于二级及二级以下公路,设计失效概率为14%~16%。

(3) 参数变异性对失效概率影响较大,并且粘聚力的变异性对低边坡失效概率影响较大,内摩擦角的变异性对极高边坡失效概率影响较大。因此即使采用可靠度设计标准,参数的来源及系统分析仍是边坡稳定性评价的关键,不仅在采样和测试过程中要注意其准确性,同时需要在工程中做大量剪切试验,取得大样本,以确保参数的可靠性。

(4) 目前黄土边坡设计以自然类比法为参考,本文中失效概率的计算是基于自然极限状态坡和大量工程测试参数进行的,选用的计算方法是工程上普遍应用的方法,计算所得失效概率偏大是一个客观存在的问题,也体现了目前黄土边坡修建的安全水平。如果想降低失效概率值,唯一的办法是减缓设计坡度或增加工程防护,对于长线性公路工程,这两种方法都将大大增加经济投入,工程的实施必须在经济与安全上寻找平衡。

参考文献:

References:

- [1] JTG D30—2004, 公路路基设计规范[S].
JTG D30—2004, Specifications for Design of Highway Subgrades[S].
- [2] 陈强,李耀庄. 边坡稳定的可靠度分析与评价[J]. 路基工程, 2007(1): 1-2.
CHEN Qiang, LI Yao-zhuang. Reliability Analysis and Evaluation for Slope Stability [J]. Subgrade Engineering, 2007(1): 1-2.
- [3] 谭晓慧,王建国,刘新荣,等. 边坡稳定的有限元可靠度计算及敏感性分析[J]. 岩石力学与工程学报,

- 2007, 26(1): 115-122.
- TAN Xiaohui, WANG Jianguo, LIU Xinrong, et al. Finite Element Reliability Computation and Sensitivity Analysis of Slope Stability[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(1): 115-122.
- [4] 陈祖煜. 土力学经典问题的极限分析上、下限解[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 1-11.
CHEN Zuyu. Limit Analysis for the Classic Problems of Soil Mechanics [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(1): 1-11.
- [5] 贾厚华, 贺怀建. 边坡稳定模糊随机可靠度分析[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 657-660.
JIA Houhua, HE Huaijian. Analysis of Fuzzy-random Reliability of Slope Stability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(4): 657-660.
- [6] 邓卫东, 吴光勇, 唐树名. 路堑边坡破坏机理的试验与计算分析[J]. 中国公路学报, 2001, 14(3): 21-24.
DENG Weidong, WU Guangyong, TANG Shuming. Test and Calculation on the Failure of Cutting Slope[J]. China Journal of Highway and Transport, 2001, 14(3): 21-24.
- [7] 龚宪伟, 易念平, 张信贵. 对边坡工程安全系数的思考[J]. 广西大学学报: 自然科学版, 2006, 31(3): 265-270.
GONG Xianwei, YI Nianping, ZHANG Xingui. Discussion for the Safety Factor of Slope Project [J]. Journal of Guangxi University: Nat Sci Ed, 2006, 31(3): 265-270.
- [8] GB/T 50283—1999, 公路工程结构可靠度设计统一标准[S].
GB/T 50283—1999, Unified Standard for Reliability Design of Highway Engineering Structures[S].
- [9] CHEUNG R W M, TANG W H. Reliability of Deteriorating Slopes[J]. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(5): 589-597.
- [10] THORNTON S I. Slope Reliability[R]. Fayetteville: University of Arkansas, 1995.
- [11] 高德彬, 倪万魁, 梁伟. 基于 Monte-Carlo 模拟的公路黄土高边坡可靠性研究[J]. 公路交通科技, 2005, 22(9): 66-68.
GAO Debin, NI Wan-kui, LIANG Wei. Reliability Analysis on Highway Loess Slope Stability Based on Monte-Carlo Method [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2005, 22(9): 66-68.
- [12] 赵明华, 曾昭宇, 刘晓明, 等. 考虑轴向横向荷载共同作用的基桩可靠度[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(2): 57-60.
ZHAO Minghua, ZENG Zhao-yu, LIU Xiao-ming, et al. Reliability of Pile Foundation Under Vertical and Lateral Loads [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(2): 57-60.
- [13] 李志纯, 朱道立. 随机动态交通网络可靠度分析与评价[J]. 交通运输工程学报, 2008, 8(1): 106-112.
LI Zhichun, ZHU Dao-li. Analysis and Evaluation of Reliability for Stochastic and Dynamic Transport Network [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2008, 8(1): 106-112.
- [14] 阙云, 凌建明, 曾四平. 加筋土路堤内部稳定的可靠指标分析[J]. 交通运输工程学报, 2006, 6(3): 37-41.
QUE Yun, LING Jianming, ZENG Siping. Reliability Index Analysis of Internal Stability of Reinforced Embankment [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2006, 6(3): 37-41.
- [15] 李萍. 黄土边坡可靠性研究[D]. 西安: 长安大学, 2006.
LI Ping. Reliability Applied to Stability Analysis of Loess Slope[D]. Xi'an: Chang'an University, 2006.
- [16] 李萍, 王秉纲, 李同录. 自然类比法在黄土路堑边坡设计中的应用研究[J]. 公路交通科技, 2009, 26(2): 1-5.
LI Ping, WANG Binggang, LI Tonglu. Study on Analogism Used in Highway Cutting Loess Slope Design [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2009, 26(2): 1-5.