

边坡稳定逆算分析法之应用探讨

许中立 李正义

(中兴大学水土保持学系 台湾台中市)

摘要 土壤的剪力强度为边坡稳定分析中最难掌握的因素之一,对于已确认滑动面之破坏边坡而言,若能以逆算分析法求取其剪力强度参数,将能更经济、有效地提供作为维护防治计划所需之资料。逆算分析法系假设边坡于破坏时之安全系数为1,如此可得数组凝聚力 c 值与内摩擦角 φ 值的组合,再依经验判断选取其中一组为设计用参数。以明潭水库地滑地之滑动破坏边坡为例,计算得其剪力强度参数为凝聚力 $c = 0.95 \text{ t/m}^2$,内摩擦角 $\varphi = 25^\circ$ 。并与前人的研究试验结果比较相当合理,且能适切地诠释滑动边坡受地下水位变动的的影响程度。故于缺乏实测参数的地区在进行边坡稳定或工程施工分析时,以逆算分析法计算应有相当之可信度。

关键词 逆算分析 地滑 剪力强度 地下水

The Application of Back Stability Analysis on Landslide Slope

Chung-Li Hsu Cheng-Yi Lee

(Department of Soil and Water Conservation, Chung-Hsing University Taichung Taiwan)

Abstract Soil shear strength are the most difficult controlled factors on slope stability analysis. If we obtain this shear strength parameters by using back stability analysis method, that will provide more economical and effective data for conservation engineering plan in the slope failure case of given slide surface. Back stability analysis method assume the factor of safety is 1 when the slope fall, as above, there are many combining values of cohesion c and angle of friction φ , thus we can base on the experience judgement to select one of this design parameters. This research select Min-Tan landslide area as the example site, calculating result of the shear strength parameters are $c = 0.95 \text{ t/m}^2$ and $\varphi = 25^\circ$; moreover comparing with previous experimental data can obtain reasonable results and suitable explanation about the groundwater variation influence on slope stability.

Key words back stability analysis landslide shear strength groundwater

1 前言

1.1 研究背景

山坡地常会因受到自然界之营力如重力、降水、风力、地震力等的作用,而产生冲蚀、崩塌、滑

动、落石等现象, 亦会因山坡地本身之地层种类、地质构造、地形、水文气象与地下水等条件的较为特殊, 而具有较高之破坏潜能(或称为敏感区)。惟这些自然因素所造成山坡地之破坏通常都具有周期性, 虽然某些现象的再发生频率较低, 但仍可视为是自然地形轮回过程中的必然现象。台湾地区由于人口密度高居世界第二位, 而平地面积却仅占 25%, 人口集中的压力造成对土地利用之需求极大。再加上经济高度而快速的成长繁荣, 人民对于居住空间与游憩场所之需求标准普遍提高, 尤其是都会区周围的山坡地, 更面临高度开发诱因与压力, 此乃必然之趋势。由于台湾的地层大多属于年代较年轻之新第三纪层与第四纪层, 其地层之褶曲较为激烈, 而地质相当脆弱, 加以地形、降雨与地震等因素以及人为之不当开发与利用, 致使山坡地之滑动或崩塌时有所闻, 造成人民蒙受生命财产的威胁与损失, 是以坡地灾害之防止与整治确实重要。

对于山坡地滑动破坏的治理对策中, 以现地调查为最基本且重要的工作, 其主要项目包括: (1) 地质调查, (2) 滑动区规模大小与滑动速度, (3) 滑动面位置, (4) 地下水分布, (5) 降雨量与地表水文, (6) 地震强度等。而预测边坡滑动之可能性、计算抵抗滑动之安全系数、解释边坡滑动破坏地区之产生原因与防治措施等之分析法, 乃为山坡地开发计划中相当重要之一环, 不可忽略之。土壤的剪力强度为边坡稳定分析中最难掌握的因素之一, 对于已确认滑动面之破坏边坡而言, 以逆算(Back Caculate)分析方式求取剪力强度参数, 作为维护与防治计划所需之资料, 本文即以此从事研究。

1.2 研究动机与目的

对于严谨之边坡稳定分析工作而言, 最困难之处乃在估算该坡面处于最恶劣情况时的安全程度(安全系数大小)。故一般均须充分了解地层与边坡之设计参数资料例如土重、摩擦抵抗力(内摩擦角)、凝聚力、被动土压、孔隙水压力、地震加速度等, 且上述之资料知道的愈详细, 则估算结果愈正确, 愈能提高工程之安全性。应用逆算分析法来决定土壤之强度参数, 可避免必须依赖室内试验的不确定性与烦琐问题, 并且可以广泛的应用于坡地工程相关之研究。这种方法避免了试验的代表性不佳例如土壤的组织(纤维)结构、土壤中裂隙(孔洞)对强度的影响以及预先就存在土块内的剪力面等问题。一般均假设在 $F_s = 1$ 之情况下, 计算数组不同的凝聚力 c 值与内摩擦角 φ 值, 再根据经验判断求取最合适之一组答案。就逆算分析法而言, 最好是一个边坡仅有一组 c 值与 φ 值二个参数, 并在滑动面位置(深度)确认后, 即可决定上述二参数的大小。因此若能将滑动破坏面的确认与逆算分析法结合, 再加上相关之观测资料佐证及分析, 对边坡破坏之机制的解析、滑动破坏规模的划定与安全性评估等均有所助益, 并可提供做为规划设计整治时的重要参据。本文以文献案例分析方式, 利用逆算分析法求得之土壤强度参数 c 值与 φ 值, 并检讨上述方法之可行性与正确性, 以提供尔后维护、整治与研究之参考。

2 分析原理与方法

2.1 稳定分析之种类

2.1.1 极限平衡分析法 此方法乃利用边坡内之土体于极限平衡状态下, 考虑大多数影响土壤或岩层抗剪强度之因素, 计算其安全系数以决定其稳定状况, 因方法较为简单, 故较常被工程界广泛地采用。极限平衡分析法评估边坡之稳定问题, 系在决定安全系数之大小。当边坡破坏滑动时, 安全因数为 1, 此时滑动面上之平均抗剪强度等于剪应力, 可由此计算滑动面上之平均剪应力强度。由于实际材料之应力与应变关系并未列入考虑, 故本方法无法计算边坡之变形量, 但边坡之变形可藉设计某一合适的安全系数值而控制之。极限平衡分析法, 已被工程师采用达几十年

之久,许多专家学者皆先后研究之,所有方法皆基于下列原则:

- (1) 假设破坏滑动机制,一般系平面或圆弧型滑动破坏,若情况较复杂且不均匀时,可考虑为不规则形状。
- (2) 利用静力学方法,计算为达到稳定平衡所需要的剪应力。在此考虑之观念,为该可能滑动土体为处于极限平衡状况下,且土壤或岩石之破坏准则,皆满足于整个可能的破坏面上。然各种不同之方法,即在于满足平衡条件时之差异,某些方法甚至违背静平衡情况之条件。
- (3) 安全系数即为破坏面上为稳定平衡所须之抗剪强度与剪应力的比值。
- (4) 依据破坏滑动机制,求得最小之安全系数,以决定最可能临界破坏面位置。

在一般的极限平衡分析方法中,经常因所考虑的应力条件、土岩层均质性或多层性、破坏面的形状等的差异而有各种不同分析方法的提出。然而经许多学者专家的数十年研究,约略可归并整理成为下列几种方法:倾斜平面分析法、圆弧面分析法、摩擦圆分析法、无限斜坡分析法与切片分析法。其中倾斜平面分析法、圆弧法、摩擦圆与无限斜坡分析法等适用于地层不甚复杂,且特定形状之滑动破坏面分析。若土岩层并非均质,又考虑地势变动、孔隙水压之分布等,仍以切片法较为适当。

切片法此方法乃将滑动体分成许多个垂直片段,各别计算再累加分析。各种切片方法不同之处乃在于将问题简化为静定(Oeterminate)时所作的假设,即有些方法仅满足力的平衡,有些仅考虑力矩之平衡,另有一些则同时考虑了力及力矩的平衡等。运用切片法分析时必须假设滑动体如刚体般地沿一特定的滑动面移动,且沿着滑动面上之剪力强度为定值,而为了使问题呈静定,还必须对侧力大小或形态等予以简化求解。由于切片法适用于各种复杂几何断面的边坡,且对于地下水位或载重变化等均可得良好的计算结果,因此目前仍是应用范围最广泛且工程界所乐于采用之边坡稳定分析。

由于极限平衡之边坡稳定分析方法的种类繁多,以下则将较常用者如 Fellenius 法(1927)、Bishop’s Modified 法(1955)、Spenser 法(1967) 与 Janbu Modified 法(1973) 等予以之综合比较之,如表 1 所示。

表 1 常用边坡稳定分析法之综合比较(吴伟特, 1992)

分析方法	满足平衡条件				方程式与未知数	破坏面形状
	破坏土体整体力矩	单一切片力矩	垂直力	水平力		
Fellenius 法		x	x	x	1	圆弧
Bishop’s Modified 法		x		x	N+ 1	圆弧
Janbu Modified 法					3N	任意
Spenser 法					3N	任意

2. 1. 2 变形分析法 系以边坡受力后之变形量为考量,一般考虑的因素包括土壤或岩石的应力与应变关系之代表性、材料特性、孔隙水压力分布层次与不连续性、最初之应力作用与施工控制程序等,因此在应用上较为复杂而困难。近年来由于电子计算机的处理能力与速度相继提升,变形分析法才又逐渐发展起来,主要的分析方法包括有:

- (1) 有限元素分析法。本法系将材料以有限个元素与节点予以切割,将原本复杂的连体几何形状,以此种相接合的网格元素与适当之函数来加以模拟该元素内之应力与应变关系。再以元素各节点之边界条件,推得其控制方程组,而以数值分析法求得近似解,相互叠合后即可表示整个系统的变动情形。

由于考虑到土壤实际受力之应力及应变,因此对于边坡内任何一点所承受之应力而产生的

应变量, 均能凭藉数值分析法求出。而边坡任何一点之破坏均源自外力的冲击而导致内应力之变化, 故在边坡内任何一点所受之应力并不一样, 因此各受力点所求得之安全系数亦不尽相同, 所以边坡内应力之改变导致破坏时, 大多属渐进发展的破坏。而经由有限元素法予以分析坡面之破坏, 实质上较为精确, 惟其试验过程较为繁杂, 且边界条件之订定较为不易, 故有其基本之限制。

(2) 边界元素分析法。本法系将材料之边界分割成子边界(边界元素), 利用向量积分原理(Green's Theorem), 藉此可将积分阶数降低, 再配合边界条件的导入, 而以数值分析法将各个节点的变动值解出。此法之优点就在于其切割不若有限元素法复杂, 且由于积分计算时阶数的降低, 有利于应用资源有限的计算机运算空间中(个人电脑) 求解。

2. 1. 3 统计分析法 由于极限平衡分析法与变形分析法均为属于静定之分析法, 系将整个边坡土壤之各种强度参数均假设为定值或平均值的情况下所进行分析。实际上这些材料常会因时因地而产生不均匀(非均质) 之变化, 故以定值所求得之边坡安全系数其可靠度值得商榷。因此为求得安全且可靠度高之分析结果, 只有采统计方法推测边坡破坏之最大可能机率, 再予以调整其边坡稳定安全系数值, 方属合理。

如此利用机率统计分析方法, 可不必事先就决定设计之参数标准值大小, 而以选定的机率分配模式加以量化解析即可。假如失败风险之可能性是高的(很容易就产生破坏), 在不考虑其机率分配模式的形式下, 其失败机率不会有很大的差异; 但对于非常小的失败风险问题而言, 则其机率分配模式之选取就显得相当的敏感。

2. 2 强度参数与安全系数之选择

2. 2. 1 影响边坡破坏之因素 边坡破坏之发生系当边坡某一临界面上发生之剪应力超过该土壤之抗剪强度时, 即发生崩塌。一般引起边坡破坏的原因, 分析如下:

(1) 剪应力增加: ① 由于荷重增加: 坡顶上建筑房屋、堆积材料等。④由于土壤重量提高: 土内含水量增加。(四)由于部分边坡土壤流失或挖除而失去平衡。¼ 由于坡脚支承力降低: 开挖隧道、坑道或渗漏等。

(2) 土壤抗剪强度降低: ① 由于吸水膨胀, 孔隙水压力增大。④由于反复胀缩而引起土壤之裂缝。(四)由于灵敏性土壤的变形或持续性破坏。¼ 由于解冻时胶结材料之老化或持续性破坏。

2. 2. 2 安全系数之选择 最小安全系数之决定, 系由下列诸因素决定之:

(1) 抗剪强度参数、孔隙水压分布、土层性质与类型、边坡几何形状等资料获得之可靠性程度。

(2) 施工控制与技术水准。

(3) 工程经费, 包括稳定边坡措施之保修与维护等。

(4) 边坡设计问题之所须资料是否充分, 诸如边坡之人为、自然等环境条件, 边坡失败之重要性, 现在边坡之暂时或永久性等。

一般言之, 获得资料之可能性程度愈低, 安全系数决定值会愈高, 如表 2 所示。

边坡破坏之重要性与损失	表 2 参考安全系数值	
	设计参数之可靠度	
	高	低
1. 修护费用相当于施工费用	$F_s = 1.25$	$F_s = 1.50$
2. 不危及人民生命与财产之安全		
1. 修护费用大于施工费用甚多	$F_s = 1.50$	$F_s = 2.00$
2. 危及人民生命与财产之安全		

2. 3 逆算分析法与安全系数

对已产生滑动破坏之边坡而言, 若其破坏面已知并可掌握其破坏当时之各项状况(如地下水、地表载重、张力裂缝等), 则可假设 $F_s = 1$ 而求取适当之边坡整体平均参数凝聚力 c 值与内摩擦角 φ

值。惟此种分析结果系为一条 $c-\varphi$ 值之配对组合, 再依据经验判断适合之土壤剪力强度参数值。此种分析有助于了解边坡之破坏机制, 而依此分析所建立之地区土壤剪力强度参数资料, 对尔后类似之边坡分析与规划设计也有莫大之助益。

Duncan and Stark 曾以 Orinda 地层之 24 个自然的边坡破坏逆算其参数, 并建议其安全系数的数值。其方法为假设已知其 φ 值, 在 $F_s = 1$ 的情况下计算对应之 c 值, 其中所以假设 φ 值盖因其变异性较 c 值为小之故。再以所计算之平均 c 值与各假设之 φ 值为参数, 计算边坡之安全系数。然而仍存在的二个重要的问题, 首先对边坡而言, 用以分析最適切之 c 值与 φ 值为何? 其次为以某一 c 值与 φ 值为参数时, 对应之最小安全系数值为何?

Meyhof 于 1970 年提出建议 φ 值之变异数 (Coefficient of Variation) $V_{\tan\varphi} = 0.10 \sim 0.15$; Lumb 于 1966 年经统计多种土壤发现, $V_{\tan\varphi} = 0.138 \sim 0.229$, $V_c = 0.162 \sim 0.316$; Harr 于 1977 年搜集了 1 403 组土壤资料, 经统计发现 $V_{\tan\varphi} = 0.05 \sim 0.11$, 无围压缩强度之变异数则高达 $0.29 \sim 0.49$ 。

c 值与 φ 值在边坡稳定分析中为滑动阻抗的来源, 且为滑动形态之重要控制因素。一般而言, c 值较低而 φ 值较高的土壤边坡, 其临界破坏面较浅, 滑动面为属于末端开放型或称为椅子型(末端未有隆起之现象); 相反的, c 值较高而 φ 值较低的土壤边坡, 其临界破坏滑动面较深, 滑动面为属于末端封闭型或称为船底型(末端会出现隆起之现象)。

Saito 于 1980 年提出再经 Li and Zhao 于 1984 年归纳整理认为 c 值于 φ 值可由考虑实际滑动面位置与安全系数而决定其数值。并指出破坏发生时安全系数于实际滑动面上为 1.0, 而略高于或低于实际滑动面位置所假设的滑动面安全系数则将大于 1.0。此外, 滑动面之形状(圆弧型或非圆弧型)对逆算之强度参数影响甚大, 其主要差异根据 Duncan and Stark 研究认为系由于渐近性(Progressively)破坏所致, 通常在过压密黏土内经常会有此种现象发生。

2.4 分析方法与步骤

由于台湾以往有关边坡稳定逆算分析的研究较少被提出, 且应用的实际案例不多, 故本文就参照上述的文献资料与分析理论, 以南投明潭抽蓄水库之一处地滑调查案例资料进行分析比较。

明潭水库地滑地系位于台湾中部之南投县水里乡, 为明潭抽蓄发电水库大坝之右侧, 距离大坝约为 500 m。由于引入日月潭(上池)水发电之故, 使得下池(即明潭水库)每日贮水位升降落差高达 10 多 m 以上(最高可达 28 m), 因此周边之淹没区边坡常会有崩塌与地滑之情形发生。

本地区自 1993 年起蒙国科会生物处补助中兴大学水土保持学谢豪荣教授进行 2 年的专案研究计划, 获得了许多相当可贵的资料, 成效良好。本文就以此试验研究案例之淹没区以上的破坏滑动坡面, 如图 1 所示, 利用调查观测所推定之滑动面为基准, 探讨以逆算分析求得该区域之边坡稳定设计参数的可行性。采用之分析软体系美国普渡大学研究发展之边坡稳定电脑分析程式(PCSTABL), 分析之程序如下:

- (1) 假设边坡于破坏时(沿特定之滑动面), 其 $F_s = 1$ 。
- (2) 假设 φ 值为已知而经极限平衡分析, 在临界破坏情况求得相对应之 c 值。
- (3) 将(2)中所得之 c 值求取平均值, 此时可发现 c 值的分布在特定值处有特别狭窄的现象, 此即具有在该处之参数值变异较小的暗示。
- (4) 以所求取之平均 c 值与各假设之 φ 值为参数, 分别计算其安全系数值。
- (5) 由(4)之结果中可发现安全系数值之分布, 于特定之参数时范围变得较为狭窄。
- (6) 土壤剪力强度参数与安全系数值的选择, 一般建议是以最大值曲线(本文系采用 95% 的

信赖区间值计算之) 中最低点所对应之一值为设计值, c 值则由 φ 值与 (3) 中所对应之平均 c 值为参数加以计算。

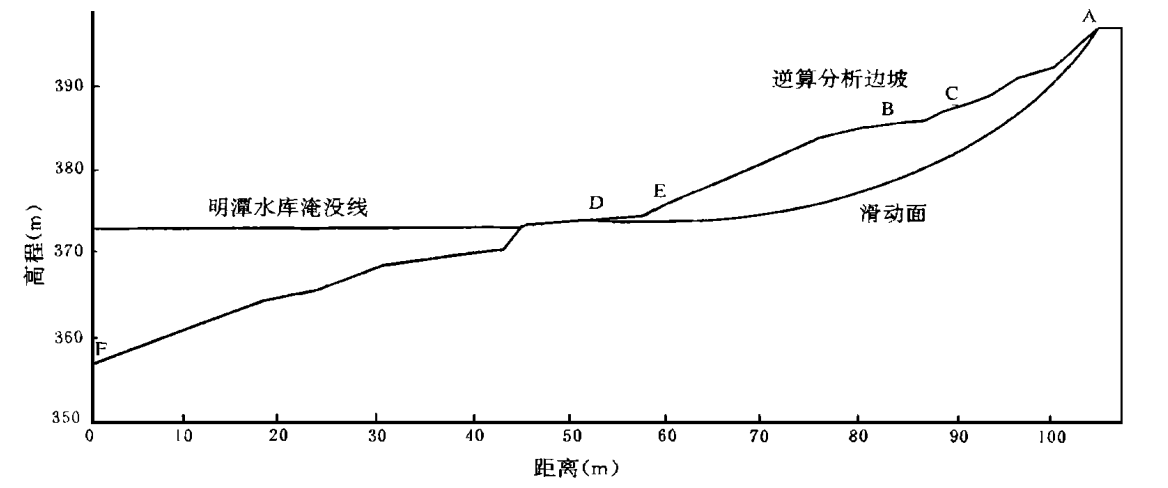


图 1 明潭水库地滑地滑动坡剖面图

这样的参数选择乃是基于考虑一旦假设破坏时之状况会较实际破坏时更为恶劣, 则所逆算之强度参数将会更趋于保守, 而减少造成不安全的设计情况发生。此外, 本研究同时又以考虑当地下水位分别为位于地表及地下 1 m、2 m、3 m、4 m 的状况下进行分析, 以究明地下水位变化对逆算分析结果之影响。

3 结果与讨论

依据上述之边坡稳定逆算分析的原理, 而所推算出之内摩擦角 φ 值与凝聚力 c 值关系均为负相关, 如表 3。此即显示当安全系数值固定时(临界平衡状态), 随着 φ 值的增大而 c 值对边坡稳定所能提供之需求或影响会渐减, 甚至于若边坡多系由砂质材料所构成或遇水软化后而仍具有相当高的 φ 值时, 则坡面仍能保持稳定的状态不会立即产生坍滑; 同理, 若边坡多系由黏性材料所构成, 则在不考虑 φ 值的情况下, 亦要有相当的 c 值方能使边坡保持稳定。经推算上述之极端状态的凝聚力 c 值的为 2. 72 ~ 3. 27 t/m², 而内摩擦角 φ 值约为 23. 6 ~ 42. 7°, 且其中内摩擦角极端值更有随着地下水位的降低而渐减的趋势, 惟凝聚力极端值并无此趋势, 如图 2 所示。此系由于计算分析之初是以假设之内摩擦角配合地下水位状态为主再求得凝聚力之数值, 自然会将许多不

表 3 逆算分析之内摩擦角
与凝聚力关系曲线

地下水状态	回归方程式	备 注
地表面	$c = 3. 2658 - 0. 0764^{\circ} \varphi$	$r^2 = 0. 9858 \quad n = 9$
地表下 1m	$c = 3. 1907 - 0. 0930^{\circ} \varphi$	$r^2 = 0. 9868 \quad n = 9$
地表下 2m	$c = 2. 7189 - 0. 1047^{\circ} \varphi$	$r^2 = 0. 9884 \quad n = 9$
地表下 3m	$c = 3. 1153 - 0. 1198^{\circ} \varphi$	$r^2 = 0. 9864 \quad n = 9$
地表下 4m	$c = 3. 1753 - 0. 1346^{\circ} \varphi$	$r^2 = 0. 9829 \quad n = 9$

确定性因素归诸于凝聚力的计算结果之上, 故不易比较不同地下水状态下的凝聚力极端值变化趋势, 但基本上其数值仍会受到不同地下水状态的影响。
又再依据不同地下水位状态的逆算分析参数所计算得到的的安全系数值, 如图 3 所示, 可知回归模式的计算结果

其各曲线之安全系数最低点值会随着地下水位的降低而逐渐减小, 且各曲线之安全系数最低点之内摩擦角亦有随着地下水位的降低而逐渐减小之趋势。

若再与图 2、图 3 之内摩擦角与安全系数关系比较, 可发现安全系数曲线之弯曲度与上、下限值的区间大小情形, 亦有随着地下水位的降低而变得较弯曲度较大(曲率较小) 以及上、下限区间加大的现象。显示由凝聚力值 95% 的信赖区间所推算得到的安全系数曲线, 其变异性会随地下水位的降低而变大, 亦即有较多的不确定性。虽然造成如此分析结果的原因至今仍不了解, 不过可以知道地下水位状态的确会对边坡稳定逆算分析结果有相当的影响, 尤其会反应在经逆算分析后决定选择某一代表参数的变异或不确定性上。

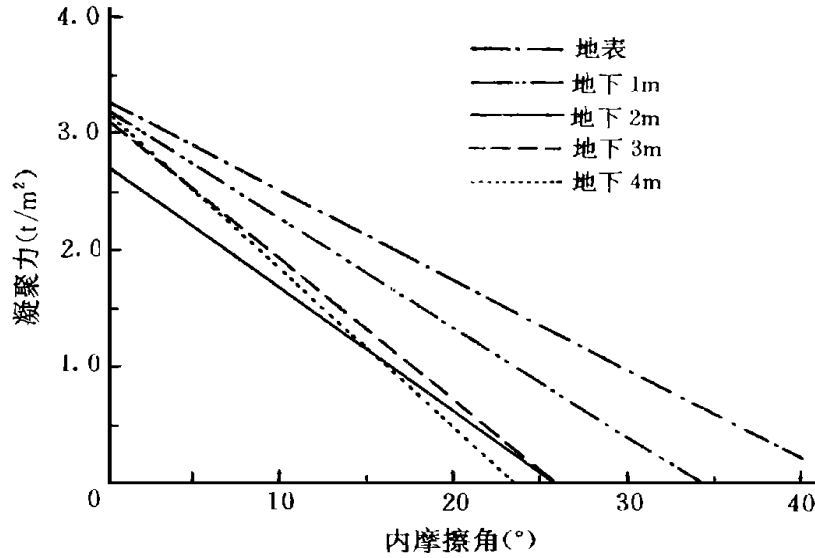


图 2 不同地下水位之逆算回归曲线

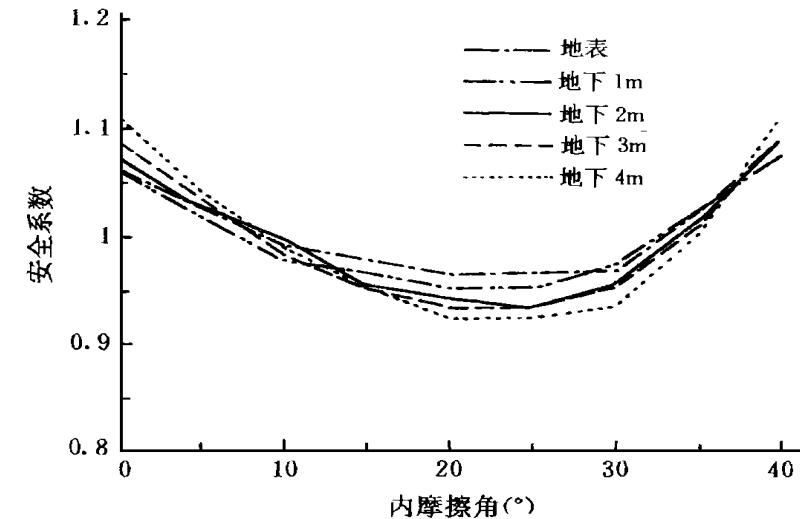


图 3 不同地下水位之安全系数曲线

根据不同地下水位状态以及上限安全系数曲线的最低点分布情形, 其内摩擦角 φ 值多系在 $20 \sim 30^\circ$ 之间, 因此较适宜的内摩擦角 $\varphi = 25^\circ$; 而相对应之凝聚力 c 值则依据不同地下水位与内摩擦角状态而有 $-0.66 \sim 1.89 \text{ t/m}^2$ 的变异, 若不考虑凝聚力为负值的情况, 较适宜的凝聚力 $c = 0.95 \text{ t/m}^2$ 。而据此强度参数推算若坡面之地下水位能保持在地表 1.1 m 以下时, 则对边坡之稳定性较理想。

若将上述决定之强度参数再与陈宏宇(1993)之建议参数 $c = 0.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\varphi = 30^\circ$ 以及谢豪荣(1995)之建议参数 $c = 0.5 \text{ t/m}^2$ 、 $\varphi = 26^\circ$ 比较, 可发现逆算分析法所求得的参数与先前两位学者采取现场土样而进行试验分析结果具有类似的情形, 即当地下水位降低至地表下 $1 \sim 2 \text{ m}$ 以下时, 边坡均能保持稳定的状态。因此在缺乏实测参数的地区进行边坡稳定或工程施设分析时, 以

逆算分析法计算所得到的强度参数值仍有相当的利用价值。

4 结 论

边坡稳定分析的理论与方法虽多, 但不论采用何种方式其主要的目的均是在估算坡面的稳定性与评量维护防治措施的效果。基本上逆算分析法也是属于极限平衡法的一支, 亦即以极限平衡的理论为基础, 应用破坏边坡系处于临界平衡状态的事实, 由先假设内摩擦角 φ 值分布再逆算求得凝聚力 c 值分布的方法。

由已确认滑动面位置的破坏边坡可以逆算分析法求得适宜的凝聚力 c 值与内摩擦角 φ 值, 如此提供作为边坡稳定分析与规划设计时所使用之参数来源之一, 其较之由采样试验所获得之实测参数用于稳定分析亦有不差之结果。故若遇缺乏实测参数的地区于进行边坡稳定或工程施工检讨时, 以此方法所计算得到的参数值应有相当之可信度。

根据本文研究所得南投县明潭水库地滑地之建议参数采凝聚力 $c = 0.95 \text{ t/m}^2$, 内摩擦角 $\varphi = 25^\circ$ 。其与前人研究的采样试验所得参数比较相当合理而类似, 且能适切地诠释地层滑动边坡受到地下水位状态影响的现象。

然对于每一个边坡的滑动破坏案例而言, 宛如是一座大规模的试验场, 若能对滑动破坏发生之条件有相当程度的了解, 就像在已知的条件下从事试验工作, 定能掌握问题的核心, 事半功倍进行顺利。此时再以逆算分析所求得之土壤剪力强度参数, 必较之试验室内所获得之资料, 于规模、时间与实际的应用等方面上均较为经济且可靠。本文中仅系考虑单一自然边坡的典型地滑案例进行分析, 为简化分析故诸多影响边坡稳定的重要因素均予以忽略, 建议若能就不同地质、地形区块、水文变化、开挖填筑与不同的滑动形态等条件, 应用更多的案例进行分析, 则获得之成果必然更具实用价值。

参考文献

- 1 包承纲, 王清友, 宋昆仑, 涂帆等. 土坡稳定分析. “清华大学出版社”, 1988
- 2 吕世璋. 明潭水库边坡稳定之研究[硕士论文]. 台中: 中兴大学水土保持学系, 1995
- 3 李德河. 坡地灾害之预防与监测. 山坡地开发灾害防治研讨会论文集, 1997
- 4 吴伟特. 边坡稳定之分析方法与应用. 兆林出版社, 1980
- 5 林启忠. 逆算分析法于破坏边坡之应用[硕士论文]. 交通大学土木工程学系, 1994
- 6 许中立. 有限元素法应用于台中浊水巷地滑地稳定分析之研究[硕士论文]. 中兴大学水土保持学系, 1992
- 7 陈宏宇. 明潭下持水库车埕村邻近民房基础沉陷及边坡坍塌之调查评估, “财团法人台湾营建研究中心”, 1993
- 8 陈信雄. 崩塌地调查与分析. 渤海堂, 1995
- 9 万昆明. 地滑地安全系数之机率分析探讨—以台中大坑浊水巷地滑地为例[硕士论文]. 逢甲大学土地管理学系, 1996
- 10 潘国梁. 山坡地地质分析. 科技图书, 1986