

边坡稳定性 整体分析理论与方法

孙冠华 郑宏 杨永涛 等著

非外借



科学出版社

边坡稳定性整体分析理论与方法

孙冠华 郑 宏 杨永涛 等 著

科 学 出 版 社

北 京

版权所有, 侵权必究

举报电话: 010-64030229, 010-64034315, 13501151303

内 容 简 介

边坡稳定性分析一直是岩土力学与工程的重要研究课题, 自 20 世纪 50 年代以来在国内外兴起了研究和应用热潮, 并取得了长足的发展。本书首先综述传统的极限平衡法, 然后以作者多年来在严格极限平衡法及相关领域中取得的研究成果为主进行介绍, 主要内容包括: 传统条分法、边坡稳定性分析的无条分法、基于 Morgenstern-Price 假定的整体分析法、边坡安全系数和推力线求解的优化模型、考虑抗滑桩加固效应的无条分法、严格三维极限平衡法、考虑加固措施的严格三维极限平衡法及一些工程应用等。本书主要针对边坡稳定性分析方法的基础问题开展研究, 并扩展传统极限平衡法的研究范畴, 具有一定的创新性和实用性。

本书可供高校、科研院所及工程技术单位从事岩土力学与工程专业工作的同仁参考, 也可作为高校岩土工程、地质工程专业的专业课教材。

图书在版编目 (CIP) 数据

边坡稳定性整体分析理论与方法/孙冠华等著. —北京: 科学出版社, 2019.9
ISBN 978-7-03-062097-2

I. ①边… II. ①孙… III. ①岩石-边坡稳定性-稳定分析 IV. ①TU457

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2019) 第 178417 号

责任编辑: 杨光华 何 念 / 责任校对: 刘 畅

责任印制: 彭 超 / 封面设计: 耕者设计工作室

科学出版社出版

北京东黄城根北街 16 号

邮政编码: 100717

<http://www.sciencep.com>

武汉中科兴业印务有限公司印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

开本: 787×1092 1/16

2019 年 9 月第 一 版 印张: 9 1/4

2019 年 9 月第一次印刷 字数: 216 000

定价: 78.00 元

(如有印装质量问题, 我社负责调换)

前 言

边坡是自然或人工形成的斜坡，是人类活动中最常见的地质环境，也是工程建设中最基本的工程形式之一。近年来，我国基础设施建设的步伐不断加快，工程建设遇到了大量的边坡问题，特别是在地形、地质条件复杂，地势起伏大的地区，边坡的稳定性问题显得尤为突出。

研究边坡稳定性的目的，在于预测边坡失稳的规模以及危害程度，事先采取防治措施，减轻地质灾害，使人工边坡的设计达到安全、经济的目的。不稳定的天然斜坡和潜在失稳的人工边坡，在岩土体重力、水荷载或其他外因作用下，常发生滑动或崩塌破坏。大规模的边坡失稳可能引起交通中断、建筑倒塌、江河堵塞、水库淤填，给人民生命财产带来巨大损失。

稳定性分析方法是边坡稳定性评价和滑坡灾害防治的关键手段，主要有极限平衡法、极限分析法和数值分析法等。传统的极限平衡法一直是并将在今后很长时间内仍然是工程设计的首选方法。极限平衡法强调的是某一特定滑面上刚性条块间的静力平衡，抓住了边坡稳定性分析的主要矛盾。根据条间力的假定、所满足的静力平衡条件和适用滑面的不同，传统的极限平衡法非常丰富，传统条分法可统称为局部法；另一类方法，可称为整体法，即取整个滑体而不是单个条块为研究对象，未引入条间力假定。

本书内容主要取材于中国科学院武汉岩土力学研究所计算岩石力学研究团队所依托的国家自然科学基金项目（11972043、50925933）、国家重点研发计划项目子课题（2018YFE010010003）、国家重点基础研究发展计划（973 计划）课题（2011CB013505）、中国科学院青年创新促进会项目（2014302）等，在边坡稳定性整体分析方法方面取得的相关研究成果，主要包括以下两个方面的内容。

（1）二维整体分析法方面：提出边坡稳定性分析的无条分法和基于 Morgenstern-Price 假定的整体分析法，建立边坡安全系数和推力线求解的优化模型。

（2）严格三维极限平衡法方面：提出严格三维极限平衡法、考虑加固措施的严格三维极限平衡法及边坡稳定性分析的代数特征值问题。

全书包括 9 章，孙冠华负责全书统稿及第 2、4、5、8 章的写作，郑宏负责第 1、3、7 章的写作，杨永涛负责第 9 章的写作，张谭负责第 6 章的写作。另外，本书的写作过程中，得到了三峡大学研究生黎彦、宋鹏程，中国科学院武汉岩土力学研究所研究生林姍、孙英豪、易琪等的帮助和支持，在此表示衷心感谢！书中参考了大量的宝贵文献资料，对各位作者表示衷心感谢！

由于作者才疏学浅，书中难免存在不当之处，希望各位读者不吝赐教。

作 者

2019 年 8 月 31 日于武昌小洪山

目 录

第 1 章 绪论	1
1.1 边坡稳定性分析方法概述	1
1.1.1 关于安全系数	3
1.1.2 临界滑面的确定方法	4
1.1.3 边坡三维分析方法	6
1.2 极限平衡法	7
1.2.1 静定问题	7
1.2.2 超静定问题	10
1.3 本书主要内容	11
第 2 章 传统条分法	13
2.1 全局弯矩平衡法	14
2.2 一般条分法	16
2.3 简化 Bishop 法	17
2.4 瑞典法	18
2.5 简化 Janbu 法	20
2.6 Spencer 法	22
2.6.1 每个块体的力方程	23
2.6.2 每个块体的弯矩方程	24
2.7 一般极限平衡法	26
2.8 一般 Janbu 法	29
2.9 Sarma 法	31
2.10 传递系数法	34
2.10.1 显式解法	34
2.10.2 隐式解法	35
2.11 各种条分法的对比	36
第 3 章 边坡稳定性分析的无条分法	38
3.1 基本原理	39
3.2 主动力矩的边界化	40

3.3	滑面上的正应力分布	41
3.4	关于 F_s 、 a' 和 b 的线性方程组	43
3.5	滑体内推力线的确定	44
3.6	算例与讨论	45
第4章	基于 Morgenstern-Price 假定的整体分析法	47
4.1	边坡稳定性分析的整体平衡方程	47
4.2	基于 Morgenstern-Price 假定的滑面正应力描述	48
4.3	滑面上正应力的修正和数值求解	50
4.4	数值算例与验证	53
4.4.1	算例 1: 圆弧形滑面边坡	53
4.4.2	算例 2: 非圆弧滑面边坡	55
4.4.3	某边坡开挖过程中的稳定性演化	58
第5章	边坡安全系数和推力线求解的优化模型	61
5.1	滑面正应力的修正及优化模型	62
5.2	算例与讨论	64
5.2.1	算例 1: 圆弧滑面边坡	64
5.2.2	算例 2: 非圆弧滑面滑坡体	66
5.2.3	讨论	69
第6章	考虑抗滑桩加固效应的无条分法	70
6.1	等效土条计算模型	70
6.2	无条分法计算抗滑桩加固边坡稳定性	70
6.3	算例与讨论	72
6.3.1	算例 1: 均质边坡	72
6.3.2	算例 2: 非均质边坡	73
6.3.3	算例 3: 含软弱夹层边坡	74
6.3.4	抗滑桩位置对边坡稳定性影响的讨论	76
第7章	严格三维极限平衡法	79
7.1	滑体的整体平衡方程	80
7.1.1	面元上的力和力矩	80
7.1.2	整体平衡方程组	80
7.2	关于滑面应力分布	81
7.3	以 F_s 和 a 为未知量的方程组	83
7.4	式 (7.15) 解的存在性	84

7.5 式(7.15)的解法	85
7.6 域积分的边界化处理	86
7.7 算例与讨论	87
7.7.1 算例1: 椭球体滑体边坡	87
7.7.2 算例2: 楔形滑体边坡	89
第8章 考虑加固措施的严格三维极限平衡方法	91
8.1 滑体的极限平衡方程	91
8.1.1 面元上的力和力矩	91
8.1.2 整体平衡方程组	91
8.2 关于滑面应力分布	92
8.3 代数特征值问题	94
8.4 算例与讨论	95
8.5 工程应用: 重力坝深层抗滑稳定性	97
8.5.1 工程地质条件	97
8.5.2 潜在滑移模式分析	98
8.5.3 计算结果及加固处理措施	99
第9章 涉水边坡稳定性分析与工程应用	101
9.1 渗透力(动水压力)的计算	103
9.2 水荷载作用下的滑面正应力表达式	105
9.3 水荷载作用下的边坡稳定性分析方法	107
9.4 工程应用: 库岸边坡	108
第10章 三维整体分析法工程应用	115
10.1 滑坡体岩土工程特征	116
10.2 边坡稳定性分析方法	118
10.2.1 滑体的整体平衡方程	118
10.2.2 基于Morgenstern-Price法的滑面上的正应力	119
10.2.3 滑面上的正应力修正和平衡方程求解	121
10.3 稳定性分析模型和结果	122
参考文献	126

第1章 绪论

边坡稳定性分析是岩土力学与工程的重要分支学科,而我国又是边坡失稳和滑坡灾害频发的国家。滑坡的主要危害是造成人员伤亡和摧毁城乡建筑、交通道路、工厂矿山、水利水电工程、农田土地等,边坡失稳和滑坡灾害给社会经济和人民生活带来了严重的威胁^[1]。因此,边坡稳定性评估与滑坡灾害防治是我国国民经济建设和可持续发展的重要支撑。

20世纪以来,国内外众多的岩土及地质工作者致力于边坡滑坡研究,取得了丰硕的研究成果,特别是20世纪80年代以来,随着数理计算方法尤其是现代计算机技术的快速发展,边坡滑坡研究进入一个崭新的高速发展阶段,引入了有限元法、离散元法、边界元法等数值方法,显著推动了边坡演化过程研究;将数值模拟方法和传统的极限平衡法、Sarma法等条分法结合,推动了解析方法的发展。

大型边坡的稳定性评估一般分为两个阶段:定性分析和定量分析。定性分析一般是指地质工程的手段和技术,它包含地质分析法(历史成因分析、过程机制分析)、工程地质类比法、图解法、斜坡稳定专家系统等。而定量分析则包括前述的数学、力学的方法,如极限平衡法、极限分析法、有限元法、可靠度分析法、离散元法、有限差分法、非连续变形分析方法及关键块体理论等。本章主要对定量分析方法进行综述。

1.1 边坡稳定性分析方法概述

在边坡稳定性分析方法中,尽管有限元方法可以考虑复杂的本构模型,但在工程规范中采用更多的还是传统的极限平衡法。极限平衡法强调特定滑面上刚性条块间的静力平衡,力学模型简单易懂,并且抓住了边坡稳定性分析的主要矛盾。根据条间力基本假设、静力平衡条件及滑面适用性的不同,常用的极限平衡法有:瑞典法(Fellenius method)^[2]、Janbu法^[3-4]、Bishop法^[5]、Lowe法^[6]、美国陆军工程师团(USACE, US Army Corps of Engineer)法^[7]、Morgenstern-Price法^[8]、Spencer法^[9-10]、Sarma法^[11-12]、传递系数法^[13-14]等。其中,除Sarma法^[12]外,其余的分析方法都是垂直条分法;除传递系数法外,其余方法都采用基于强度储备的安全系数,而传递系数法是我国规范^[13-14]中指定的边坡稳定性分析方法,其显式的安全系数求解格式是在超载条件下定义的^[15]。

在以上各种基本的极限平衡分析方法的基础上,许多学者进行了不断的改进、发展和完善。Chen等^[16]对Morgenstern-Price法^[8]进行了改进,通过对各种边坡稳定性分析方法的综合,建立了统一的静力平衡方程组,完整地推导了静力平衡微分方程的闭合解,解决了Morgenstern-Price法数值计算收敛困难的问题;为保证剪应力成对原理不被破坏,提出了条间力在边界上需遵守的限制条件和求解安全系数合理值的最大值、最小值方法^[15]。

杨明成等^[17]、郑颖人等^[18]将极限平衡条分法对条间力的假定表示成统一形式,建立了基于力平衡的安全系数统一求解格式。朱大勇等^[19, 23]、Zhu 等^[20-22]在安全系数的求解方法、保证计算的精度和收敛性等方面做了许多改进,如改进了 Morgenstern-Price 法^[8]、Janbu 法^[3-4]、Sarma 法^[11-12],推导了在同时满足力与力矩平衡条件下,条间力和条间力矩之间的递归关系,运用 Newton-Raphson 法提出了一种新的运用 Morgenstern-Price 法计算安全系数的简便方法。戴自航等^[24]基于边坡稳定性分析普遍极限平衡法的数值积分解法,建立了安全系数积分表达式,据此建立了一种简单而实用的内部力函数。Zheng 等^[25]基于滑面应力修正技术并取整个滑体为受力体,提出了无条分法。Cheng 等^[26]则在临界滑面搜索方面进行了改进。朱大勇等^[27]利用数值分析得到的应力场,计算潜在滑面上的正应力分布,再按正应力修正技术求解边坡安全系数。依据边坡滑动的矢量特征,葛修润^[28]提出了边坡抗滑稳定的矢量和分析方法,定义了矢量和法安全系数。

边坡稳定性分析的经典方法还包括特征线法^[29-31]和极限分析法^[32-36],特征线法解题范围有限,仅适用于平面问题。极限分析法中最重要的当属上限原理和下限原理。从极限分析原理出发,可以衍生出比传统极限平衡法更有效的分析方法,如陈祖煜^[32]利用极限分析法的上限原理、下限原理建立了与经典的垂直条分法和斜条分法平行的极限平衡法体系。该方法的一个突出优点就是能清楚地知道所求的安全系数与真实安全系数之间的定性关系。Yu 等^[33]探讨了极限分析法与极限平衡法之间的关系。Sloan^[34-35]、Lyanmin 等^[36]将极限分析法的上限原理、下限原理与有限元法和数学规划法结合起来,可以在不事先假定机动模式和静力模式的前提下求得安全系数(或极限载荷)的全局最优解(指上限解、下限解)。

自有限元方法被 Clough 等^[37]引入边坡及水电领域以来,其在边坡及坝基稳定分析中得到了广泛的应用。初期的应用仅限于边坡和坝基的变形分析及工程的施工过程研究。为了像其他方法一样提供一个安全系数,Zienkiewicz 等^[38]采用了有限元强度折减法,这也是后来很多学者研究的方法,如 Naylor^[39]、Donald 等^[40]、Matsui 等^[41]、Ugai^[42]、Dawson 等^[43]、Griffiths 等^[44]。与经典的极限平衡法和极限分析法相比,有限元强度折减法^[38-88]具有自己特有的优势:第一,可以得到极限状态下的失效形式,这在很多场合是非常重要的,如果采用削坡方式来改善滑坡的稳定性,就需要充分了解滑带的滑动部分和阻滑部分^[69],开挖体只有位于滑带的滑动部分之上,才能起到积极作用,否则会适得其反;第二,可以了解边坡随强度的恶化而呈现出的渐进失稳过程^[70-73],这样就可将有限的加固措施置于最紧要的部位;第三,可以考虑不同施工工序对边坡最终安全度的影响^[67];第四,可以考虑影响边坡稳定的某些更复杂的因素^[74-77],如模拟降雨过程^[76]、考虑动力因素^[77]、采用更接近实际的本构模型^[54]等。当然除了有限元法,近年来发展起来的其他数值方法也是边坡分析的有效方法,如非确定性方法^[78-80]、一些非连续方法^[81-83],以及其他一些方法^[84-85]等。当然,引起滑坡的因素很多,仅凭一两种方法来预测是否会发生滑坡可能是不现实的^[86]。

尽管在有限元分析中可以考虑更复杂的本构模型^[54],甚至还可以结合变形观测来进行反演^[87],但目前工程分析中最普遍的还是基于莫尔-库仑(Mohr-Coulomb)强度准则

的理想弹塑性模型,因为由此得到的计算结果与工程师熟悉的极限平衡法的结果最具可比性。Johnson^[88]也证明了“如果对理想弹塑性结构简单加载,则极限载荷与相同强度参数的刚塑性体的极限载荷相等”。

自20世纪60年代以来,众多学者对边坡的三维分析从理论或实施技术上进行了研究。正如 Stark 等^[89]所指出的那样,所有的三维分析方法都存在局限和不足。近年来,Zheng^[90]、Toufigh 等^[91]、Farzaneh 等^[92]及朱大勇等^[93]都在三维分析的研究上取得了一定进展。

1.1.1 关于安全系数

一般情况下,不同场合采用不同的安全系数定义,对于同一个计算对象,按照不同的定义计算得到的安全系数,其值一般都存在一定差异^[15]。总的来说,基于强度储备概念的安全系数定义(即泰勒定义)在边坡稳定性分析中似乎更为普遍^[45],如此定义边坡的安全系数,是由岩土类材料的受力特点及材料强度的摩擦特性决定的。

基于强度储备概念的定义,极限平衡方法实质上是假定岩土体的强度参数折减某一数值后岩土体的力学体系刚好达到极限状态,由此极限状态的力系平衡给出求解安全系数的方程。20世纪较多学者进行过各种极限平衡法所得安全系数可靠性的论述,如 Spencer^[9-10]、Chen 等^[94]、Wright 等^[95]、Chen 等^[96]、Huang 等^[97]、Fredlund 等^[98]、Garber 等^[99]、Sarma^[11-12]、Chen 等^[16]、Leshchinsky^[100]、Leshchinsky 等^[101]、Duncan^[45]等。Duncan^[45]认为,在指定滑面上用各种方法计算的安全系数相互比较是没有意义的,因为每种方法都有自己的假定等计算条件,所得结果自然没有可比性,所以相互比较的应该是同一边坡采用各种方法求得的最小的安全系数。满足所有平衡的极限平衡法所得结果的最大差异为12%。总的来说,Bishop法、Janbu法、Morgenstern-Price法、Spencer法的计算结果较为可靠,但Bishop法仅限于圆弧滑面;各计算结果对条间力的倾角较为敏感,较差的条间力倾角假定可能会导致错误的结果;所有的极限平衡法都会遇到不同程度的数值问题^[45]。

目前在利用弹塑性有限元法进行边坡稳定性分析时,大多是利用强度折减系数^[38-88]来求解安全系数的,即不断地将岩土类材料的抗剪强度参数(黏聚力 c 和摩擦系数 f)除以折减系数 Z 并求解一系列非线性问题,直到边坡达到极限平衡状态(临界状态),就将此时的 Z 取为安全系数。

采用有限元强度折减法时,由于临界状态下的切线刚度矩阵是奇异的^[56],除非采用弧长法^[46, 102]或位移控制法^[103],否则现有的非线性有限元法中广泛采用的载荷控制法是无法达到临界点的,因此大多采用近似的临界状态或准临界状态。准临界状态的标准不是唯一的,很多学者都讨论了这一问题。目前工程计算中大多是将迭代次数作为控制标准,即若对于某一折减系数 Z_1 ,系统能够在规定的迭代次数内收敛,而对于比 Z_1 稍大的 Z_2 ,就不能收敛,则将安全系数取为介于 Z_1 和 Z_2 的某个值。因为没有确定“规定的迭代次数”的客观标准,且导致不收敛的原因也不仅限于结构已接近坍塌^[102],所以在使

用这一判据时应特别小心。鉴于此, 连锁营等^[104]和栾茂田等^[55]给出了一个比较客观的标准: 当边坡达到临界状态时, 广义塑性剪应变的等值线由坡底贯通至坡顶。张孟喜等^[49]所采用的也是类似的标准。

众所周知, 除了 Fellenius 法, 不同的极限平衡法所求得的安全系数差别不大^[45], 然而, 由有限元求得的安全系数有时却小于极限平衡法的结果^[75]。这种情形似乎与我们的理解相矛盾, 因为任何极限平衡法都或多或少地引入了一些假定, 这些假定通常会对条块间的约束做出一定的松弛, 从而可能导致极限平衡法中的刚性块体系的安全性低于真实的边坡。而基于连续介质模型的有限元法未引入任何导致松弛的假定, 按理说有限元算得的安全系数应高于传统的极限平衡法。

郑宏等^[51]发现对于任何符合莫尔-库仑强度准则的弹塑性材料, 都满足 $\varphi - v$ 不等式: $\sin\varphi > 1 - 2v$, 其中 φ 、 v 分别为内摩擦角和泊松比。基于此, 就要求在对 c 、 f 打折扣的时候, 应同时调泊松比 v , 以确保 $\varphi - v$ 不等式始终成立。如果不调整泊松比, 当折减系数增加到一定程度时, 可能会破坏 $\varphi - v$ 不等式, 而一旦 $\varphi - v$ 不等式不再成立, 必将导致过大的塑性区估计。因为进入屈服的单元越多, 所以在求解非线性有限元方程组时所需的平衡迭代次数也越多, 如果“在规定的迭代次数内不收敛”, 就可能会导致偏小的安全系数。通过 Zheng 等^[56]所建议的弹性参数的调整策略并采用关联流动法则, 可以在更少的迭代次数下, 得到更加合理的边坡在极限状态下的塑性区分布及与严格满足三个平衡条件的极限平衡法(如 Spencer 法等)或极限分析法^[29]十分相近的结果。

为了克服莫尔-库仑屈服面上的不光滑角点给弹塑性本构积分带来的不便, 改善安全系数的求解精度, 郑颖人等^[52]建议用与莫尔-库仑屈服面在 π 平面上有相同截面积的德鲁克-普拉格(Drucker-Prager)屈服面来代替莫尔-库仑屈服面。

1.1.2 临界滑面的确定方法

众所周知, 极限平衡法中确定圆弧形状的临界滑面较为简单, 而非圆弧滑面的确定比较复杂^[45]。自从极限平衡法诞生以来, 对非圆弧滑面的研究就未停止过。早期的研究举例如下: Boutrop 等^[105]利用滑面生成器将所有可能的滑面动态地生成, 对应于最小安全系数的临界滑面自然就找到了; Baker^[106]将动态优化技术跟 Spencer 法相结合搜寻临界滑面; Celestino 等^[107]提出了一种方法, 从滑面上某一点出发按特定的方向搜寻最可能破坏的下一点, 后来 Li 等^[108]、Arai 等^[109]发展了这种方法; Nguyen^[110]的优化方法等。令人遗憾的是, 这些早期的方法仅仅适用于简单边坡。

正如 Duncan^[45]所指出的, 在简单均质边坡中, 将滑面假定为圆弧形状所得到的结果误差很小。Celestino 和 Duncan^[107]、Spencer^[10]等认为均质边坡的临界滑面为圆弧形状, 而 Chen 和 Garber^[94]、Baker^[106]等则认为临界滑面更接近于螺旋曲线, 而假定为这两种形状的临界滑面对应的安全系数在任何情况下都相差很小。

早期的研究中, 争议最多的应该是变分方法, 该方法最早被 Baker 等^[111-112]、Castillo 等^[113]及 Ramamurthy 等^[114]所采用, 但后来不少学者又对此方法从理论和应用上均提出

了质疑,然而其数学上的理论对于工程师来讲确实过于复杂^[45]。相对而言,随着优化算法的发展,在搜索临界滑面的研究中该方法则一直被研究者所提及,早期的有 Nguyen^[110]、Greco^[115]和 Malkawi 等^[116]。近年来,启发式全局优化算法的发展较快,然而其在岩土工程领域的应用比较有限。Cheng^[117]采用的模拟退火算法,Zolfaghari 等^[118]和 Bolton 等^[119]采用的遗传算法和“leap-frog”算法,属于这一类方法。基于修正的粒子群优化算法,Cheng 等^[120]得到的临界滑面与早期的 Greco^[115]和 Malkawi 等^[116]较为相近。在任意滑面的搜索中,采用优化算法的难度在于:①安全系数的目标函数,通常是不光滑、非凸的,而且有可能在求解区域内不连续,这样就给梯度类的优化算法带来了不收敛的困难;②很多算法都过分依赖初值,而只能得到局部最优解,因为复杂边坡可能存在多个局部极小安全系数;③从工程角度,确定一个初始的失稳滑面存在难度,而这点对于大部分经典的优化算法都较为重要^[120]。

对于二维问题,在根据应力计算结果确定临界滑面的有关算法中,也有一些相对严谨的技术性优化方法,如 Zou 等^[65]的结合动态规划法、王成华等^[66]的采用人工智能的蚂蚁算法、邵龙潭等^[50]所建议的广义数学规划命题和模式搜索方法等,都是基于安全系数的 Fellenius 定义(即抗滑力比滑动力)来讨论临界滑面的搜寻问题的。Zheng 等^[56]建立了二维临界滑面所满足的一个常微分方程组的初值问题,通过求解该初值问题,获得了滑面的空间位置。

工程设计通常要求有限元法也能像极限平衡法那样为边坡提供一个安全系数和临界滑面,但不幸的是利用强度折减系数仅能提供近似的安全系数,在 Zheng 等^[58]之前一直没有学者严格基于应力场的数学模型来定义临界滑面的空间位置。目前在工程计算中一般是根据临界态的塑性区、变形图或其他可视化技术来大致估计临界滑面的,如连镇营等^[104]利用广义塑性剪应变的等色图来确定滑动面。郑宏等^[62]认为采用塑性功等值线更具普遍性,原因是当边坡内同时含有软岩(土)和硬岩(土)时,硬岩(土)内的广义塑性应变远远低于软岩(土),因为等值线对于节点值异常敏感,所以会使广义塑性应变等值线严重畸变而让临界滑面的准确定位变得困难。采用塑性功等值线则不然,由于相邻破损区内的塑性功相差不大,其等值线要规整得多。对于人工边坡,宋二祥^[46]建议采用位移增量等值线来确定临界滑面。Griffiths 等^[44]使用非关联流动法则并将剪胀角取为零,发现在变形后的网格中会出现一条明显的畸变带,他们将这条畸变带就定义为临界滑面。取剪胀角为零意味着完全忽略岩土材料的剪胀特性,而仅突出其剪切变形。果然在使用他们的程序并取非零的剪胀角后,发现这条畸变带并不明显;而且即使将剪胀角取为零,所使用的网格也必须相当规则密集,否则也难以出现畸变带;此外,当边坡内含有软硬相差较大的材料时,畸变带也难以出现。Zheng 等^[62]揭示了基于常规的位移型有限元难以出现畸变带的根本原因。

还有一种常见的经验性方法,如 Geo-Slope 公司的软件产品 Geo-Sigma 等,则是根据分析者的经验,手工指定一系列线段和圆弧的组合作为可能的滑移路径,从中找出具有最小 Fellenius 安全系数的滑移路径,并将其作为临界滑面。这对于简单边坡而言精度尚可,但对于由软硬相间的复杂介质所组成的边坡,由于其临界滑移线非常复杂,往往

会出现多个拐点^[54], 这时根据分析者的经验很难再想象出临界滑移线的形态, 所以采用上述方法的估算误差是很大的。而且一直以来, 安全系数的 Fellenius 定义的物理意义及其在评价边坡稳定性的合理性方面是受到一部分学者的质疑^[68]。Zheng 等^[64]的研究成果表明: 对应于 Fellenius 定义的临界滑面通常要浅于对应于 Bishop 定义的临界滑面, 所以基于 Fellenius 定义的临界滑面来进行边坡加固设计可能是偏于危险的。

1.1.3 边坡三维分析方法

对三维边坡研究最早的当属极限平衡法, 但是, 这些方法大多基于二维极限平衡法的思路。例如, Anagnosti^[121]基于的是 Morgenstern-Price 法; Baligh 等^[122]、Azzouz 等^[123-124]、Gens 等^[125]基于的是 Fellenius 法; Hovland^[126]、Ugai^[127]等基于的是一般条分法; Chen 等^[128-129]、Zhang^[130]、陈祖煜^[131]、张均锋等^[132]基于的是 Spencer 法; Hungr^[133]等基于的是 Bishop 法; Huang 等^[134-135]、冯树仁等^[136]、张均锋等^[133]扩展了 Janbu 法; Lam 等^[138]扩展了通用条分法; 等等。早期还有一些学者采用其他方法进行三维边坡稳定性分析, 如 Leshchinsky 等^[139]、Ugai^[140]、Barker 等^[141]将变分法与极限平衡法联合求解, Giger 等^[142]采用上限定理等。尽管三维极限平衡分析具有重要意义, 但是以上三维极限平衡法及其计算程序还远远不能满足工程需要, 仅仅限于研究领域。Stark 等^[89]在考察了主流的三维分析方法和程序后指出, 所有的方法和程序都存在引入过多假定的缺陷, 但很多假定没有任何物理意义, 因而与工程实际情况相对照时也存在很多局限。Duncan^[45]、陈祖煜^[2]等对截至 2002 年的三维极限平衡法进行了全面的概述和总结。2007 年, 郑宏^[143]提出的严格三维极限平衡法, 是基于滑面应力分布的自然形式并通过分片插值来逼近的整体分析方法; 同时, 朱大勇等^[93]将滑面的法向应力表达为一个瑞典法的法向应力乘以坐标 x 和 y 的一个非完整二次多项式, 给出了三维边坡的严格极限平衡解答。邓东平和李亮^[144-145]等基于滑动面法向应力的简单计算模式及莫尔-库仑强度准则, 多个计算参数使用于对滑动面应力进行合理假设, 并依据三维滑动体所满足的静力平衡条件, 推导三维边坡稳定性极限平衡解答; 还建立了适用于准严格法和非严格法的三维极限平衡解答。针对三维蠕动边坡, 周小平等^[146]提出了基于位移的严格极限平衡法, 可用来求解三维蠕动边坡的长期安全系数。

从二维扩展到三维的研究中, 相对于极限平衡法, 有限元方法在理论上则比较简单。早在 20 世纪 70 年代, Eisenstein 等^[147]、Cathie 等^[148]就采用线弹性及非线性弹性应力-应变关系将三维有限元与二维进行过对比研究。利用三维自适应有限元和超弹塑性大变形分析方法, Boris^[149]分析了三维边坡的破坏机制。采用强度折减法, Wei 等^[156]研究了三维边坡的破坏形态。

除极限平衡法和有限元方法外, 应用于三维分析较多的还有极限分析法。边坡的三维极限分析法均源于二维极限分析法, 其基本原理与二维相同, 这方面的研究成果也不少。采用莫尔-库仑强度准则与关联流动法则, Michalowski^[151]在极限分析上限法的基础上, 提出了适用于均质土坡的三维边坡稳定性分析方法。这种方法在求解时, 将三维滑

体划分为一族块体,其中块体的交界面与滑体对称轴必须垂直,采用二维的方法构造速度场。后来, Soubra 等^[152]和 Farzaneh 等^[92]发展了 Michalowski^[151]的方法,分别将其应用于求解三维挡土墙的被动土压力问题和三维非均质边坡的稳定性问题。Chen 等^[153-154]采用上限方法解决了三维多块体的破坏结构问题,发展了基于塑性力学上限原理的三维边坡稳定性分析方法,并提出了一种构造任意形状滑动面的方法,并且在此基础上提出了利用优化方法搜索临界滑动面的方法。Chen 等^[155]提出了一种简化的三维边坡稳定性分析极限平衡法,但其前提是条柱间的作用力相互平行且部分剪切分量不计,Chen^[156]、陈祖煜^[157]通过严格的数学推导,证明了楔体在摩擦角剪胀时相应的安全系数获极大值,提出了楔体问题的广义解,并通过离心模型试验进行了验证,从而在楔形体稳定分析领域基于莫尔-库仑强度准则和关联流动法则证明了潘家铮极值原理。在此基础上,孙平^[158]提出了建立在非关联流动法则基础上的三维极限分析法。

极限分析法建立在三个基本假定的基础上,即材料为理想刚塑性体、微小变形及材料遵守关联流动法则。研究表明,符合关联流动法则的材料,其强度要高于非关联流动法则的材料强度。而实际的岩土材料大多不符合关联流动法则,这就意味着极限分析高估了土体稳定的安全系数或极限承载力。但它毕竟考虑了岩土体的应力-应变关系,因而能提供比极限平衡法在理论上更严格的结果^[15]。

1.2 极限平衡法

极限平衡法根据静力平衡条件和极限平衡条件求得滑动面上力的分布从而求得安全系数。大多数稳定分析的主要目的是根据极限平衡判定边坡的安全系数。首先,假定一个滑动面。极限平衡中,滑动面上剪应力表达式为

$$\tau = \frac{s}{F_s} \quad (1.1)$$

式中: τ 为剪应力; s 为抗剪强度; F_s 是安全系数。

根据莫尔-库仑强度准则,抗剪强度为

$$s = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1.2)$$

式中: c 为黏聚力; σ_n 为法向应力; φ 为内摩擦角。

c 和 φ 均为岩土强度参数。若安全系数已知,可以通过式(1.1)求出破坏面的剪应力。在极限平衡法中,只有静力学方程被应用。但是,在边坡稳定分析中,除极少的简单情况外,大多数边坡问题中未知量的个数远大于方程的个数,属于超静定问题。因此,为了求得安全系数,做了一些简单的假设来增加方程个数,使方程的个数和未知量的个数相等。下面分别对静定和超静定问题做简单介绍。

1.2.1 静定问题

下面两种情况分别是平面失稳和圆弧面失稳。

第一种情况是平面失稳。图 1.1 为一斜坡的受力情况。假定滑面为斜坡表面， W 为重力， N 为破坏面法向力，破坏面的切向力 T 为

$$T = \frac{C' + N \tan \varphi}{F_s} \quad (1.3)$$

式中： C' 为总黏聚力，其等于黏聚力 c 和破坏面的乘积。

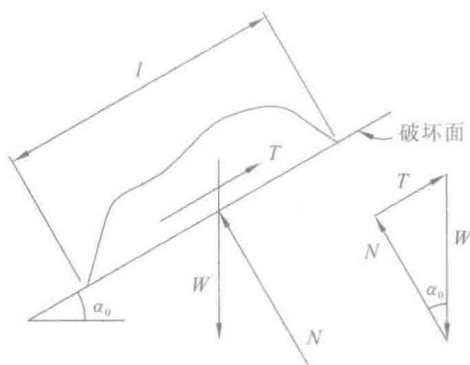


图 1.1 平面静定问题受力模型

式 (1.3) 中含有三个未知数，即安全系数 F_s 、 N 的大小和作用点。按照静力学有三个平衡方程：所有法线方向力为 0，所有切线方向力为 0，关于任意点的力矩为 0， W 、 T 和 N 相交于一点。已知 W 的大小和方向、 N 和 T 的方向， N 和 T 的大小可以通过图 1.1 的图解和式 (1.3) 求得。因为所有作用于破坏面的力的大小、方向和作用点位置能够通过静力学求得，所以该问题称为静定问题。通过式 (1.3) 可以得到求解安全系数的方程：

$$F_s = \frac{cl + W \cos \alpha_0 \tan \varphi}{W \sin \alpha_0} \quad (1.4)$$

式中： l 为破坏面长度，同时也为单位厚度的破坏面的面积； α_0 为坡角。

从式 (1.4) 可以看出，对于静定问题，安全系数为破坏面上阻滑力与下滑力的比值。

第二种情况是圆弧面失稳。 φ 为零的破坏面，即纯黏性土边坡，如图 1.2 所示。当 $\varphi = 0$ 时，阻滑力仅由黏聚力提供。假设整个破坏面上黏聚力均匀分布，如图 1.2 (a) 所示，可将黏聚力分解为垂直于弦和平行于弦两部分，平行于弦的部分同向可以叠加，垂直于弦的部分反向相互抵消。因此，黏聚力的合力大小为 cL_c ，平行于弦， L_c 为弦长，切向力为

$$T = \frac{cL_c}{F_s} \quad (1.5)$$

从圆心到切向力 T 的距离 d ，可以通过圆弧中点 O 测得，如 $cL_c d = cL_b R$ ，或者

$$d = \frac{RL_b}{L_c} \quad (1.6)$$

式中： L_b 为弧长。

已知重力 W 作用点和切向力 T ，其交点 O' 可以作图求得，如图 1.2 (b) 所示，为满足力矩平衡，法向力 N 一定通过交点 O' ，因此所有的法向力 N 也必须通过点 O ， N

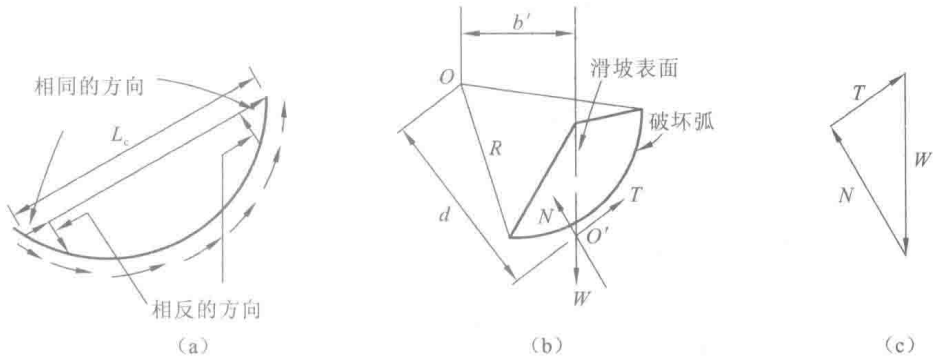


图 1.2 内摩擦角为零的静定圆弧滑面

b' 为圆心至重心的水平距离; R 为圆弧半径

的方向可以通过连接 O 和 O' 点确定。已知 W 的大小和方向、 T 和 N 的方向, T 的大小可以通过力的图解求得, 如图 1.2 (c) 所示, 安全系数可通过式 (1.5) 解得。因为所有作用于破坏面的力的大小、方向和作用点位置能够通过静力学求得, 所以该问题称为静定问题。

通过 O 点的弯矩平衡代数求解安全系数更加简便:

$$Td = Wb' \tag{1.7}$$

将式 (1.5) 和式 (1.6) 代入式 (1.7), 得

$$F_s = \frac{cL_b R}{W_b} \tag{1.8}$$

对于静定问题, 从式 (1.8) 可以看出安全系数为破坏面上阻滑力与下滑力的比值。求解式 (1.8) 的难度在于如何确定阻滑力矩 W_b 。为此, 图 1.3 将滑体分为几部分来计算重力作用点。

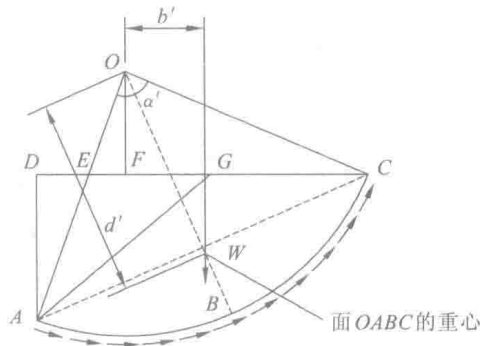


图 1.3 计算重力作用点

$$\text{区域 } ABCG = \text{区域 } OAC - \triangle OFC - \triangle OEF - \triangle AGD + \triangle AED \tag{1.9}$$

其中,

$$\text{区域 } ABCG = \pi R^2 \alpha' / 360$$

式中: R 为圆弧的半径; α' 为圆心角或者两个半径之间的角。

$OABC$ 的重心作用点在圆心角的角平分线上, 距离圆心的距离为

$$d' = \frac{4}{3}R \left[\frac{\sin\left(\frac{\alpha'}{2}\right)}{\alpha'} \right] \quad (1.10)$$

每个三角形的面积比较容易求得, 三角形重心到顶点的距离等于它到对边中点距离的两倍。

1.2.2 超静定问题

除图 1.1 和图 1.2 展示的简单情况外, 大多数工程问题都是超静定问题。如图 1.4 (a) 所示, 隔离体受重力 W 及在两个底部破坏面上的法向和切向力作用。通过力和力矩平衡分析, 有 5 个未知数, 但仅有三个方程。这 5 个未知数是安全系数 F_s 、 N_1 的大小和作用点、 N_2 的大小和作用点。一旦安全系数确定, 破坏面上的切向力 T_1 和 T_2 可确定。因为方程的个数多于未知数的个数, 所以这个问题属于超静定问题。

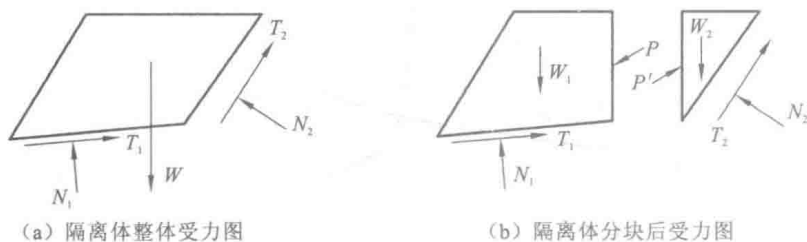


图 1.4 超静定问题

如果仅仅考虑力平衡, 有安全系数、 N_1 和 N_2 的大小三个未知数, 但是仅有两个方程。为了使问题静定可解, 如图 1.4 (b) 所示, 将土体分成两个块体, 假定条间力 P 作用位置。每个块体有两个平衡方程, 方程数等于未知数 (安全系数及 P 、 N_1 、 N_2 的大小)。 P 为水平时, 块体间无摩擦, 安全系数最小。安全系数随着 P 倾角的增大而增加。通过调整 P 的倾向来求得合理的安全系数。

条分法是应用于圆弧或者非圆弧破坏面的方法。如图 1.5 所示, 条分法一般是将滑动土体分成若干土条, 然后将土条作为隔离体进行受力分析。将滑动土体分成若干土条后, 土条宽度 b_i 较小, 假定法向力作用于破坏面中点。在隔离体中, 除了重力 W_i 外, 切向力 T_i 与安全系数相关, 可通过式 (1.3) 求得。未知力为安全系数 F_s 、土条侧向的切向力 H_i 、土条侧向的法向力 P_i 、竖直距离 h_R 、法向力 N_i 。如果将滑动土体分成 n 个条块, 未知量个数是 $4n-2$, 见表 1.1。