

TESHU LUJI GONGCHENG

特殊路基工程

杨锡武 编
廖正环 审



人民交通出版社

China Communications Press

TESHU LUJI GONGCHENG

特殊路基工程

杨锡武 编
廖正环 审



人民交通出版社

China Communications Press

内 容 提 要

本书较系统地介绍了公路工程常见特殊路基及其处治方法和设计理论,包括:土质路基高边坡、岩质路基高边坡、滑坡的稳定性验算理论及加固处治设计方法、软土路基的加固处治方法及设计理论、膨胀土路基的设计及加固处治、永久性冻土和季节性冻土地区的路基设计及病害处治方法等。

本书可作为公路工程专业研究生、本科生的教材和在职工程技术人员培训用教材,还可供从事道路及其他土建专业设计、施工技术人员和大专院校师生参考。

图书在版编目(CIP)数据

特殊路基工程/杨锡武编. —北京:人民交通出版社,
2006.7

ISBN 7-114-06046-7

I. 特... II. 杨... III. 路基—道路工程
IV. U416.1

中国版本图书馆CIP数据核字(2006)第064400号

书 名:特殊路基工程

著 作 者:杨锡武

责任编辑:孙 玺

出版发行:人民交通出版社

地 址:(100011)北京市朝阳区安定门外外馆斜街3号

网 址:<http://www.ccpress.com.cn>

销售电话:(010)85285656, 85285838, 85285995

总 经 销:北京中交盛世书刊有限公司

经 销:各地新华书店

印 刷:北京交通印务实业公司

开 本:787×1092 1/16

印 张:17.75

字 数:440千

版 次:2006年9月 第1版

印 次:2006年9月 第1次印刷

书 号:ISBN 7-114-06046-7

印 数:0001~3000册

定 价:38.00元

(如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)

前 言

近 15 年来,随着国家经济的快速增长,我国的公路交通建设事业得到了前所未有的发展,高等级公路的修建已不仅仅集中在经济发达的沿海地区和大城市周围,尤其是西部大开发战略的实施,高速公路、一级公路、二级公路已从经济繁荣的城市延伸到地处崇山峻岭的山乡、渺无人烟的沙漠和戈壁、水草丰美的辽阔草原。随着公路的延伸和建设范围的扩大,以及现代运输对公路质量和运营要求的提高,公路设计、施工遇到的特殊地形、土壤、地质和自然气候条件越来越多,越来越复杂。在过去低等级公路设计施工中很少遇到或未予重视的一些路基工程问题,在目前各种自然环境条件下的公路设计施工中已变得较为常见,一般路基设计施工技术措施已难以解决这些特殊条件下的路基设计施工问题,必须采取特殊的工程技术措施,甚至新材料、新工艺、新结构才能满足公路工程质量要求和运营要求,这给公路路基设计、施工、教学和科研提出了新的研究课题。作为公路工程专业技术人员,掌握一般路基设计施工技术知识已不能满足各种特殊自然环境条件下高等级公路建设的设计、施工需要。为此,本书根据路基工程设计施工中常遇到的较为普遍而又特殊的地形、土壤、地质和气候环境条件,结合公路路基设计施工的特点,较全面系统地介绍了这些特殊自然环境条件下的土质和岩质高边坡路基、滑坡地段路基、软土地段路基、膨胀土路基和冻土地区路基的处治、设计基本理论和方法,供从事公路工程专业的设计、教学和施工技术人员参考,也可作为修完“土质土力学”和“路基工程”本科生和研究生的教材或学习参考书。

全书由杨锡武主编,廖正环教授主审。杨锡武编写第一至六章、附录及第七章的第六节,第七章第一至第五节由张学富编写。在编写中参考了大量的相关文献,在此谨向这些文献的作者一并表示感谢。

限于编者水平,书中不妥甚至错误之处在所难免,敬请读者批评指正。

编 者

2006.6 于重庆

目 录

第一章 总论	1
第二章 土质高边坡路基	4
第一节 概述	4
第二节 滑裂面为平面的土质高边坡稳定性验算	5
第三节 滑裂面为圆柱面的土质高边坡稳定性验算	8
第四节 简布普遍条分法	15
第五节 不平衡推力传递法	19
第六节 塑性极限分析法	21
第七节 土质边坡的加固和防护	26
第三章 岩质高边坡路基	35
第一节 岩体结构及力学性能	35
第二节 岩质边坡的变形破坏形式	47
第三节 岩质边坡的稳定性分析	52
第四节 岩质路基边坡防护与加固	67
第五节 岩质路堑边坡崩塌落石的稳定性分析与防治	71
第四章 滑坡地段路基	83
第一节 滑坡的形态与分类	83
第二节 产生滑坡的地形地质条件与因素	86
第三节 滑坡工程地质勘测	90
第四节 滑坡稳定性分析与推力计算	95
第五节 滑坡防治	102
第六节 抗滑桩设计及施工	105
第七节 预应力锚索支挡结构与施工	126
第五章 软土地区路基	141
第一节 软土的成因及性质	141
第二节 软土的工程设计参数	145
第三节 软土路堤稳定性分析	148
第四节 软土路堤的沉降计算	152
第五节 排水固结法加固软基	159
第六节 灌浆法加固软基	166
第七节 强夯法加固软基	187
第八节 公路软基处理的其他常用方法	195
第六章 膨胀土地区路基	201
第一节 概述	201
第二节 膨胀土的自然环境特征与判别	202

第三节	膨胀土的工程特性及其路基路面病害·····	207
第四节	膨胀土路堑边坡·····	211
第五节	膨胀土路堤·····	215
第六节	提高膨胀土路基稳定性的措施·····	217
第七章	冻土地区路基·····	220
第一节	冻土的成因·····	220
第二节	冻土区不良地质现象及路基病害·····	222
第三节	冻土的物理力学性质·····	226
第四节	多年冻土的融沉计算·····	232
第五节	多年冻土地地区路基设计、施工及控制·····	239
第六节	季节性冻土地地区的路基冻胀、翻浆与防治·····	252
附录	特殊路基测试常用原位试验·····	260
一、	平板载荷试验·····	260
二、	静力触探试验·····	263
三、	动力触探试验·····	265
四、	标准贯入试验·····	268
五、	十字板剪切试验·····	269
六、	地基土的波速试验·····	273
参考文献 ·····		275

第一章 总 论

我国地域辽阔,地形、土壤地质和自然气候条件差异大,筑路材料来源也不相同。在这些不同工程自然环境条件下修建公路遇到的工程技术问题也将不同,处理措施也不一样。如:西南的云贵川地区,山区地形陡峻,地质条件复杂,夏季暴雨大,因此滑坡、泥石流和山洪对路基的损毁及高填方和深挖方路基边坡的稳定是路基设计中需要解决的特殊路基问题;西北的新疆、甘肃地区,气候干旱少雨,公路通过沙漠和戈壁时,干稳定性和盐渍是这些地区的特殊路基问题;青藏高原地区,除了不良工程地质条件外,多年冻土是其路基设计需要解决的特殊路基问题;广东、浙江等东南沿海地区,地势平坦,路基填方高度小,但水系发达,软土较多,是影响其路基稳定的主要土壤地质条件,软土地基处理是路基设计施工必须解决的问题;在北方地区则主要解决路基季节性冻胀和翻浆病害。在这些具有特殊地形、土壤地质条件和气候环境条件地区进行路基设计施工,除采用路基设计施工规范的一般方法外,还必须针对具体的特殊工程环境条件,采取专门的设计和施工技术措施。所以,特殊路基工程是关于特殊工程环境条件下的路基设计、施工和质量控制的科学。特殊路基工程需要解决的特殊问题具有以下特点:对工程质量和道路安全运营影响大;需要采取特殊设计和施工措施才能保证路基的安全可靠;工程造价高。因此,研究特殊路基,作好特殊路基设计对保证道路质量和安全运营具有重要意义。

一、一般路基与特殊路基

1. 一般路基

路基是在天然地面上用土石填筑或开挖后形成的带状人工土工构筑物。路基处于各种不同的自然环境中,通常把无不良地形、地质和水文条件,不需要采取特殊措施和进行单独设计验算的路基称为一般路基。

一般路基的设计参数,直接按路基设计规范取值,不需专门对其进行力学强度、结构和稳定性等计算。

一般路基的施工只有开挖、填筑、压实等三个主要技术措施。同时,采取一般的防护、支持、加固和排水。

2. 特殊路基

特殊路基是指位于不良地形、不良土壤地质条件、不良水文条件和特殊地理气候自然环境下的路基,以及高填方、深挖方路基。

与一般路基相比,特殊路基存在强度低、稳定性差、易产生病害等问题,路基所处工程自然环境条件具有明显的特殊性,因此,必须进行个别设计,并采取专门的技术处治措施,才能保证路基的强度和稳定性。

二、特殊路基的类型

形成特殊路基的原因十分复杂,特殊路基的设计理论、计算方法和处治措施各不相同,因此,特殊路基类型的划分尚没有一个统一标准。但根据特殊路基形成的主要原因,特殊路基可划分为以下5个类型。

1. 不良工程地质条件下的路基

主要指位于滑坡、崩塌、岩堆、膨胀土等不良工程地质地段的路基。这类路基的稳定性主要受不良工程地质的影响,易产生病害,治理难度大,工程费用高。

2. 不良水文和水文地质条件下的路基

这类路基长年或周期性地受到大量水的浸泡、冲刷作用,其强度和稳定性受到水的影响,主要有浸水路堤、软土、翻浆和泥石流等特殊水文地质地段的路基。

3. 特殊地理环境下的路基

这类路基在我国有典型的地域特征,只分布在特定的区域,主要有黄土、多年冻土、盐渍土、沙漠、雪害、岩溶和涎流冰等地区的路基。

4. 高填方路基

指填方高度超过18m(土质)或20m(填石)的路基。这是山区高等级公路修建中为利用挖方土石而产生的一种新的特殊路基结构形式。这种路基边坡较高,若仍按常规方法进行结构设计,不能确保填方边坡的稳定性,因此,对高填方路堤的边坡设计,应通过稳定性验算确定。同时,由于其填筑高度大、填料不均匀,易产生工后沉降而引起路面的开裂破坏,因此沉降稳定是高填方路基设计和施工质量控制的另一特殊性。

5. 深挖方路基

指一般工程地质条件下挖方深度超过20m的路堑。这是为满足线形标准要求而通过大量开挖后形成的一种新的特殊路基结构形式。由于这种路基开挖破坏了天然坡体的平衡,产生了人为的边坡稳定问题,稳定性受边坡地质构造、岩质的影响。对深挖形成的路堑高边坡设计,应通过稳定性验算确定,视边坡稳定情况采取必要的支挡、锚固措施进行加固,同时加强防护和排水。

三、处治特殊路基的一般技术措施

特殊路基的形成常常是多种因素综合作用的结果。例如,翻浆是水、土质和气温的综合作用,泥石流是暴雨、地形、土质的综合作用,滑坡是地质、水、施工活动的综合作用。因此,对特殊路基的处治必须根据特殊路基所处的自然环境条件及其产生的原因和特点,采取相应的处治技术措施,一般有以下几种。

1. 绕避

特殊路基的处治不仅技术复杂,施工难度大,而且费用高昂,因此在公路选线时,若遇到特殊不良水文地质条件等特殊路基条件,应尽量绕避,如必须通过,应选择最短路径穿过。

2. 改路基为桥梁和隧道

当特殊路基处治工程费用很高时,可以与桥梁或隧道通过方案进行,经技术经济比较后确

定。

3. 预防

采取工程措施,如排水(沙漠除外)、封闭或隔离等,限制或消除发生路基病害的某些条件,避免特殊路基引发的路基路面病害。

4. 提高路基强度和稳定性

通过工程技术措施改善土质成分、增强岩体自身的稳定性等,如提高土体的内摩阻力(增大内摩擦角 φ 和粘聚力 c 等)。

5. 支挡

修建支挡结构物,增加路基稳定性,提高抵抗造成路基病害破坏的能力。

在实际的工程实践中,上述 5 种措施不是孤立的,通常可综合采用,以提高处治效果。

四、研究特殊路基的意义

过去不良工程地质和不良水文地质地带被视为筑路“禁区”,有些领域至今仍是空白或仅有个别工程实例。对特殊路基的系统研究是公路设计、施工和科研面临的一项艰巨任务。研究特殊路基对我国公路建设具有以下重要意义。

1. 是公路建设质量和运营质量的保证

特殊路基在路基工程中所占比例虽然不大,但若处理不好,不但影响路基质量,造成路基病害,甚至酿成工程灾害,中断交通,影响道路运营和增加养护维修费用。因此,特殊路基是影响公路建设质量和运营的关键。作好特殊路基的设计施工是提高公路建设质量的保证。

2. 是提高公路路线质量的根本保证

为避免出现特殊路基而采取绕线避开的办法,常会导致路线标准降低,这对于低等级公路或许是可行的。但高速公路和一级公路由于线形标准高,绕避不仅会严重降低线形质量,而且将增加路线长度,反而使工程总造价增加。而通过特殊路基处治,可以避免由于路线绕避导致的公路线形标准降低。

3. 有利于促进我国主干线公路网的建设

我国地域辽阔,地形、地貌复杂,自然环境多种多样,公路建设必然会遇到处治各种特殊路基问题。随着特殊路基设计施工技术的不断发展,将提高我国在各种自然环境条件下的筑路质量和水平,促进全国公路网的建设。

第二章 土质高边坡路基

第一节 概 述

在一定地形、地质条件下,天然土坡或人工填筑的高路堤,由于各种自然因素或人为因素的影响,使土体在重力作用下,沿土坡或路堤内的某个面发生向下向外的整体滑动,包括小型滑移、大规模的滑动,有缓慢的,也有突然的或间歇性滑动,形成各种形式的土坡滑移破坏。在土坡的滑移过程中,有的有明显的滑裂面,有的则没有,对于那种无明显滑裂面并有翻转现象的称为崩塌。

影响边坡稳定的因素很多,有地形、地质、水文、气候等各方面的因素。由于重力作用的影响,土坡的稳定性随其高度及边坡的陡度而变化,高度愈大、边坡愈陡,其稳定性愈低。土体内若有水流下渗,水对土起润滑作用,降低了土的抗剪强度,从而降低土坡的稳定性,极易产生滑动,如边坡坍塌经常发生在雨季或暴雨之后,滑坡往往是由于地表水下渗或地下水渗流在土体内形成了软弱面所致。此外,边坡土层倾斜或夹有软弱土层,地面有张开裂缝,受动荷载或地震作用,砂土振动液化,以及河流对土坡脚的冲刷淘蚀或人为开挖山坡下部等也可能造成土坡失去平衡而发生坍滑。在各种外界因素中,水是影响土坡稳定的主要因素。土坡稳定的内因在于土的物理力学性质,其中土的力学强度是土坡抵抗破坏的基本因素,对土坡稳定性起决定作用。

土坡滑动失稳,是由于土体内部发生剪切作用并形成了贯通的滑裂面,使土体沿此面而滑动的剪切破坏。原因是作用于土坡的外荷和土坡自重应力在滑裂面上产生的剪应力超过了土的抗剪强度,因此研究剪切面上的应力条件是土坡稳定分析的核心问题。大量的观察调查证实:黏性土坡破坏时的滑裂面近似圆柱面,在横断面上呈圆弧形;砂性土的滑裂面近似一个平面,在横断面上为一条直线。因此在分析土坡稳定性时,一般假设土坡是沿着圆弧滑裂面或直线滑裂面而滑动,以简化土坡稳定验算的方法。

瑞典工程师费兰纽斯(Fellenius)根据黏性土坡的滑裂面呈圆弧形,首先提出了用圆弧法验算边坡的稳定性,这种方法在验算土坡稳定性时把滑动体分为若干土条,用滑裂面上的抗滑力矩与下滑力矩之比值来确定边坡的稳定程度,因此,也称为条分法或瑞典法。其后,各国学者以圆弧滑面为前提,又提出了摩擦圆法(φ 圆法)、应力总和法、有效应力法、台罗尔图解法以及半图解法等,这些方法考虑的因素和适用条件虽有所不同,但都是基于圆弧滑裂面假定并从极限平衡状态出发来分析边坡的稳定。因此,圆弧条分法仍为使用最广泛的一种基本方法。此外,用极限平衡理论分析砂性土边坡稳定时,假定滑裂面为平面,验算方法如库尔曼(Culmann)法,也有的验算方法假设滑裂面为对数螺旋线及不规则滑面等。

除上述极限平衡法外,近年还提出了一些新的土坡稳定性验算方法,如极限分析法,它与建立在极限平衡理论基础上的方法不同,这种方法考虑了土的应力-应变关系,是土坡分析的新方法。

土坡的稳定程度,通常用安全系数(稳定系数)来评价,它表明土坡在可能的最不利条件下具有的安全保证。土坡的安全系数可定义为滑面上的抗滑力矩与滑动力矩之比,即 $F_s = M_r/M_s$,或实有的抗剪强度 s 与维持极限平衡所需的抗剪强度 s_d 之比,即 $F_s = s/s_d$;或是实有的凝聚力 c 与维持极限平衡所需的凝聚力 c_d 之比,即 $F_c = c/c_d$ (它表示凝聚力部分的平均安全系数);也有用摩擦角、临界高度表示的,其表达式分别为 $F_\phi = \tan\phi/\tan\phi_c$ 和 $F_H = H_c/H$,前者表示抗剪强度中实有的摩擦强度与维持极限平衡需要的摩擦强度之比,为抗剪强度中摩擦部分的平均安全系数;后者 F_H 是对高度的安全系数,临界高度 H_c 是土坡能保持稳定的最大高度, H 为实际高度。安全系数的不同表达方式都是不同情况下为应用而提出的,其可靠程度在很大程度上决定于计算中选用的土的物理力学性质指标(主要是土的抗剪强度指标 c, ϕ 和土的重度 γ 值)必须得当,才能使验算符合实际。同时,在进行边坡稳定性设计时, F_s 值应选取适当,根据大量的工程实践经验,公路路基边坡的 F_s 一般取 1.25~1.5,在一般情况下,只要抗剪强度参数取值合理,土坡的安全系数达到了规定值,土坡的安全保障是足够的,经济上也是合理的。

为了对土坡稳定性作出准确的评价,必须做好勘探、调查工作,收集地形、地质、水文等资料,并对这些资料进行认真地分析研究,选择适当的验算方法,然后按照土坡稳定性设计要求做出设计,确保土坡在各种自然因素作用下具有足够的稳定性和经济性。

第二节 滑裂面为平面的土质高边坡稳定性验算

1. 均质砂砾类土、碎石土路堤边坡

由均质砂性土构成的土坡,破坏时滑裂面多近于平面,成层的非均质砂类土构成的土坡,破坏时滑裂面也往往近于一个平面。这些滑裂面在断面上近似呈一条直线。

对于用透水的砂、砾石、卵石、碎石、块石等填筑的路堤,因为填料均没有凝聚力 c ,因此对用具有较大内摩擦角 ϕ 的填料所填筑的路堤边坡稳定性检算时,可采用直线破裂面法。

当透水性填土中存在少量黏性土,其抗剪强度主要是内摩擦力,但也存在一定的凝聚力时,边坡稳定性验算仍可采用直线法。同时还应考虑凝聚力对边坡的影响。

直线破裂面法的基本假定是:破裂面为一平面,破坏时不稳定的土体沿此平面作整体滑动。

如图 2-1a),设土体 ABCD 沿 AD 面滑动,土体 ABCD 的自重及外荷载之和为 W , AD 面的水平倾角为 ω ,显然 W 在滑面 AD 方向上的分力 T 是推动土体滑动的,称为滑动力。阻止土体滑动的力有两部分:滑面上土体的凝聚力和摩擦阻力,称为抗滑力。

滑动力和抗滑力分别以下式表示:

$$\text{滑动力} \quad T = W \sin \omega$$

$$\text{抗滑力} \quad R = W \cos \omega \tan \phi + cl$$

因此,根据极限平衡原理,以抗滑力和滑动力的比值来表示土体沿滑面滑动的可能程度,此比值即是稳定系数(或安全系数),以 F_s 表示。即:

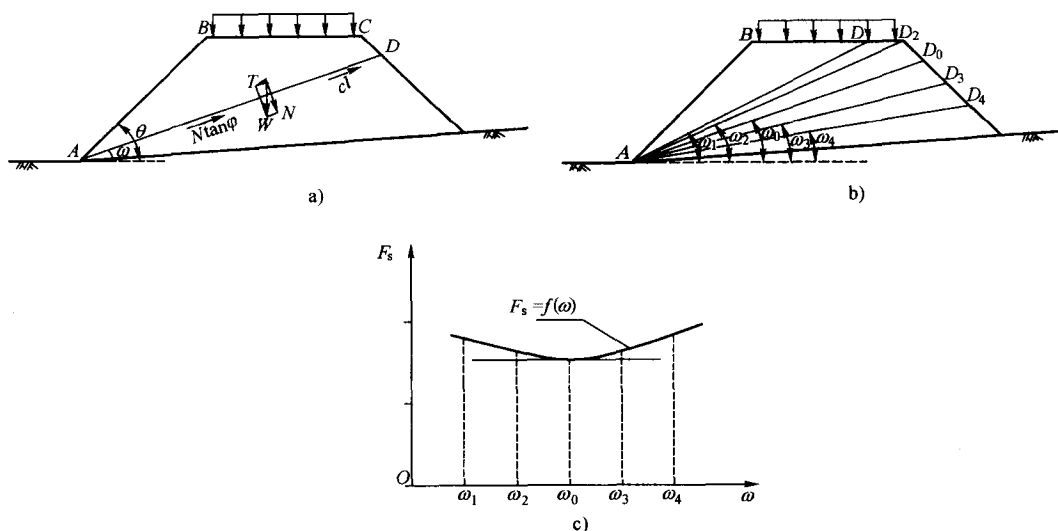


图 2-1 直线法验算砂砾类土高路堤边坡稳定性

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{W \cos \omega \tan \varphi + cl}{W \sin \omega} \quad (2-1)$$

式中: W ——滑体 $ABCD$ 的重力(当有外荷载时,为两者之和)(kN);

ω ——滑裂面的倾角($^\circ$);

l ——滑裂面的长度(m)。

当 $T > R$, 表示滑动力大于抗滑力, $F_s < 1$, 部分土体不稳定; 当 $T < R$, $F_s > 1$, 表示土坡稳定; 当 $T = R$, $F_s = 1$, 表示处于极限平衡状态。

为了求得最小稳定系数, 找出边坡的最危险滑裂面, 用直线法验算边坡的稳定性时, 可过坡角 A 点, 假定 3~4 个可能的滑裂面, 如图 2-1b), 求出边坡沿 AD_1 , AD_2 , AD_3 和 AD_4 滑裂面滑动的稳定系数 F_{s1} , F_{s2} , F_{s3} 和 F_{s4} 等值, 并绘出 $F_s = f(\omega)$ 曲线, 找出曲线最低点的水平切线, 如图 2-1c), 切点即为边坡的最小稳定系数 $F_{s\min}$ 值, 其所对应的滑裂角为最危险滑裂面倾角 ω_0 值, 其滑裂面为最危险滑裂面。最危险滑裂面确定后, 即可以此判别路堤边坡的稳定性, 若 $F_{s\min} > [F_s]$ ($[F_s] = 1.25 \sim 1.5$), 则边坡稳定。

稳定系数 F_s 值应大于 1.25, 这是因为在稳定计算中作了一系列假定, 这些假定与实际情况难免有出入, 并且所采用的计算参数(例如土的抗剪强度指标)也不可能与实际情况完全吻合, 此外, 尚有一些难以预估的因素等, 都使计算结果存在着不同程度的误差。所以要求的稳定系数需要有一定的安全度。验算所得的 F_s 值, 满足这个要求时, 即可保证路基的稳定性, 如不能满足要求的 F_s 值, 必须重新设计或采取适当的加固措施。

2. 均质砂砾类土、碎石土路堑边坡

从式(2-1)可知, $F_s = f(\omega)$, 即 F_s 是滑裂面倾角 ω 的函数。因此, 对路堑边坡或不计荷载的路堤边坡, 可以直接导出 $F_{s\min}$ 及 ω_0 的关系式, 一次计算即可得出结论。

如图 2-2, 假定土楔 ABD 沿破裂面 AD 滑动, 其稳定系数 F_s 按下式计算:

$$\begin{aligned}
F_s &= \frac{R}{T} = \frac{fW \cos \omega + cl}{W \sin \omega} \\
&= f \cot \omega + \frac{cl}{W \sin \omega} \\
&= f \cot \omega + \frac{cl}{\frac{1}{2} \gamma h l \frac{\sin(\theta - \omega) \sin \omega}{\sin \theta}} \\
&= f \cot \omega + a_0 [\cot \omega + \cot(\theta - \omega)] \\
&= (f + a_0) \cot \omega + a_0 \cot(\theta - \omega)
\end{aligned} \quad (2-2)$$

式中: W ——土楔 ABD 的重力(kN),按 1m 长

度计;

ω ——滑裂面的倾角($^\circ$);

θ ——边坡的坡度角($^\circ$);

γ ——边坡土体的重度(kN/m³);

h ——边坡的垂直高度(m);

f ——边坡土体的内摩擦系数, $f = \tan \varphi$;

c ——边坡土体的单位凝聚力(kPa);

l ——滑裂面 AD 的长度(m);

a_0 ——参数, $a_0 = \frac{2c}{\gamma h}$ 。

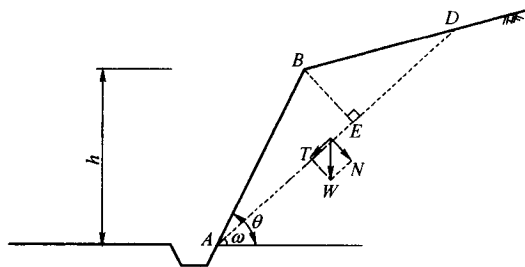


图 2-2 直线法验算砂砾类土路堑边坡稳定性

由微分学可知,为求得 F_{smin} ,可令 $\frac{dF_s}{d\omega} = 0$,即可求得 F_s 为最小时的破裂面倾角 ω_0 值,即

令:

$$\frac{dF_s}{d\omega} = -(f + a_0) \frac{1}{\sin^2 \omega} + \frac{a_0}{\sin^2(\theta - \omega)} = 0$$

而

$$\begin{aligned}
\frac{\sin^2(\theta - \omega)}{\sin^2 \omega} &= \left(\frac{\sin \theta \cos \omega - \sin \omega \cos \theta}{\sin \omega} \right)^2 \\
&= (\sin \theta \cot \omega - \cos \theta)^2 = \frac{a_0}{f + a_0}
\end{aligned}$$

$$\cot \omega_0 = \cot \theta + \sqrt{\frac{a_0}{f + a_0}} \cdot \csc \theta$$

所以将式(2-2)中的 $\cot(\theta - \omega)$ 展开,并以上式的 ω_0 代替 ω ,得:

$$\begin{aligned}
\cot(\theta - \omega_0) &= \frac{\cot \omega_0 \cot \theta + 1}{\cot \omega_0 - \cot \theta} \\
&= \cot \theta + \frac{\csc \theta}{\sqrt{\frac{a_0}{f + a_0}}}
\end{aligned}$$

把 $\cot \omega_0$ 和 $\cot(\theta - \omega_0)$ 代入式(2-2),则得最小稳定系数为:

$$F_{smin} = (2a_0 + f) \cot \theta + 2\sqrt{a_0(f + a_0)} \cdot \csc \theta \quad (2-3)$$

以上式中的 γ, c, φ, h 及 θ 在计算前可以确定, 因此, 用式(2-3)可以一次求得边坡的最小稳定系数, 从而大大简化边坡稳定性验算工作。

对于松散的砂砾类土, 可取 $c=0$, 从式(2-1)可得:

$$F_s = \frac{\tan\varphi}{\tan\omega}$$

处于极限平衡状态时, $F_s=1$, 则 $\tan\omega=\tan\varphi$, 或 $\omega=\varphi$, 即砂砾类土的极限坡角等于内摩擦角, 这个角亦称为天然休止角, 对于砂砾类土是一个常数。

对于路堤, 当原地面横坡较大, 如陡坡路堤, 除验算路堤边坡本身的稳定性外, 还应验算整个路堤沿原地面滑动的可能性。原地面为单一坡时, 可按直线法验算, 这时的强度指标 c, φ 值应取地基及路堤填料土质较差的一种土的试验值, 并根据具体情况合理使用。

对于均质黏性土边坡, 用直线法计算稳定系数, 得到的结果, 一般较圆弧法为大。我国经验, 有时可大至 20% 左右, 是不安全的。因此, 对不同土质组成的边坡应根据其破坏滑裂面形式采用相应的稳定性验算方法。

第三节 滑裂面为圆柱面的土质高边坡稳定性验算

根据大量的调查表明, 黏性土自然山坡或人工填筑的土坡坍塌破坏体的形态多呈圆柱状, 从而提出了假定滑裂面在横断面上为圆弧形的边坡稳定验算方法。

用圆弧滑裂面进行土坡稳定性分析的具体方法很多, 但在我国公路、铁路工程中应用最多的是费兰纽斯(Fellenius)提出的圆弧条分法, 这也是土坡稳定分析的一种基本方法。

一、圆弧条分法

公路路基为在平面上延伸的条形建筑物, 因此对路基边坡的稳定性力学分析, 可以按平面变形问题沿线路方向取一单位长度来考虑。

图 2-3a) 表示一个可能产生滑动破坏的土质路基边坡, AB 为可能破坏的滑裂面。假定边坡破坏时, 滑动体 $ABCD$ 同时整体地滑动, 并视为沿 AB 面绕圆心 O 向下转动, 其作用力有抵抗土体 $ABCD$ 滑动的抗滑力与推动土体滑动的下滑力, 当这两部分力对滑体产生的力矩不平衡时, $ABCD$ 将产生沿滑裂面 AB 的破坏。设滑体对圆心 O 的抗滑力矩为 M_r , 下滑力矩为 M_s , 则定义两者之比为稳定系数(或安全系数), 即:

$$F_s = \frac{M_r}{M_s} = \frac{s \cdot l \cdot R}{W \cdot E} \quad (2-4)$$

式中: W ——滑动土体(包括荷载)的重力(kN);

s ——土的抗剪强度(Pa);

l ——滑弧长度(m);

E ——滑体重心至圆心的距离(m);

R ——滑弧半径(m)。

显然, 此比值表示边坡土体沿着 AB 面滑动的可能程度。

从式(2-4)可知, 为了计算稳定系数 F_s , 必须求得 M_s 和 M_r 的大小。其中 M_s 是由滑动土

体(包括荷载)的重力产生的,当滑裂面的位置确定后,可以根据滑动体的重力和力臂来计算,而 M_r 是由土的抗剪强度引起的,为了确定土的抗剪强度,必须先知道作用在滑面上的法向应力的分布,或者说滑面上的应力分布情形,然后才能按库仑公式进行计算,但是滑面上的应力分布是一个十分复杂的课题,要准确地求解很困难,因此只能借助于近似的条分法来求解。

如图 2-3a) 所示,采用条分法计算稳定系数 F_s 时,将滑动体 $ABCD$ 分割成许多小直条。直条的宽度越小,计算精度越高,但为了避免计算过于繁琐,并能满足设计要求,一般取为 $1 \sim 2\text{m}$ 。当土坡由不同土质的土分层填筑时,应选择土层变化点作为分条的界限。根据圆弧条分法的原理,取任一分条 i [图 2-3b)], 其上的作用力有:

(1) 土条的自重 $W_i = \gamma A_i$, 其中 γ 为土的重度, A_i 为 i 分条的面积。将 W_i 沿其形心作用线引至滑面上并分解为垂直于滑面的法向分力 N_i 和切于滑面的切向分力 T_i , 由图 2-3b) 可知

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i$$

显然, T_i 是推动土体下滑的力。但如果第 i 分条位于滑弧圆心铅垂线的左侧(坡脚一边), 则 T_i 起抗滑作用。起抗滑作用的切向分力用 T'_i 表示。因滑面反力 N'_i 作用线通过圆心, 所以力矩为零, 对土坡不起滑动作用, 但 N'_i 却决定着滑面上抗剪强度的大小, $N'_i = N_i = W_i \cos \alpha_i$ 。

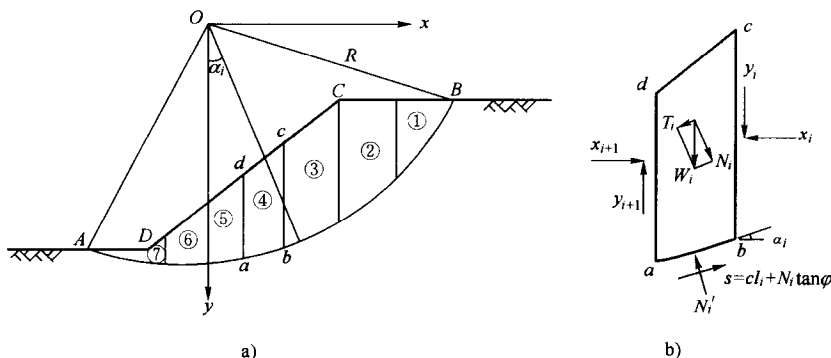


图 2-3 圆弧条分法分析土坡稳定性示意图

(2) 滑面上土的抗滑力 s , 方向与滑动方向相反。根据库仑公式:

$$s = N'_i \tan \phi + c l_i$$

式中: l_i —— 第 i 分条的弧长 $\overline{ab}$ 。

(3) 条间力 $x_i, y_i, x_{i+1}, y_{i+1}$

根据前述整体滑动的假定, 条间力属于内力, 但从一分条来看又为外力, 当分条宽度不大时, 近似地认为分条两侧条间力的合力大小相等、方向相反, 在同一条作用线上, 因而在分条计算中, 可不予考虑。实际上条间力是不平衡的, 但经验表明, 忽略条间力的作用所产生的误差较小。

将作用于各分条弧段上的力 $c l_i, N'_i \tan \phi, T_i, T'_i$ 分别乘以滑弧半径 R , 便得到土体破坏时绕圆心 O 转动的总滑动力矩 $\sum M_s$ 和总抗滑力矩 $\sum M_r$:

$$\begin{aligned}\sum M_r &= R \cdot (\sum_i cl_i + \sum_i N'_i \tan \varphi + \sum_i T'_i) \\ \sum M_s &= R \sum_i T_i\end{aligned}$$

于是

$$F_s = \frac{\sum M_r}{\sum M_s} = \frac{R(\sum_i cl_i + \sum_i N'_i \tan \varphi + \sum_i T'_i)}{R \sum_i T_i} = \frac{\sum_i cl_i + \sum_i N'_i \tan \varphi + \sum_i T'_i}{\sum_i T_i} \tag{2-5}$$

式中, T'_i 数值很小, 且有利于稳定, 有时可忽略不计。

这便是土坡圆弧条分法稳定分析的计算公式。

对于一个可能破坏的滑裂面, 用上述公式即可以算出相应的稳定系数 F_s 值。为了判定土坡的稳定性, 在一个计算断面上, 可以任意假定多个可能破坏的滑裂面, 算出相应的 F_s 值, 显然, 其中 F_s 值最小的那个滑裂面应当是最危险的。即, 如果土坡发生破坏的话, 必定首先沿着这个滑裂面滑动。因此, 应用最小的 F_s 值 F_{smin} 代表土坡的稳定系数(或安全系数)。其相应的圆心及滑裂面分别称为“临界圆心”及“临界滑裂面”。

为了寻求临界滑裂面, 要进行大量的试算, 因此, 必须寻求一种简捷的方法找出临界滑裂面。

费兰纽斯(Fellenius)根据对均质黏土($\varphi=0$)直线边坡的研究得到了临界圆心的位置, 可用表 2-1 给出的数字用作图法来确定。根据边坡比查出其对应的 α, β 值, 然后绘 α, β 角, 图 2-4 中 α, β 角的交点 O 即为临界圆心的位置。

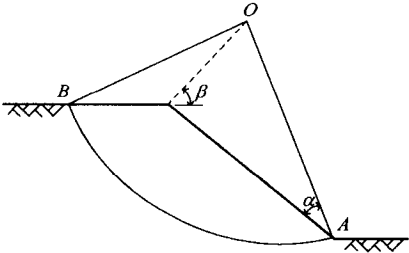


图 2-4 用 α, β 确定临界圆心

过坡脚的临界圆心位置有关角值 表 2-1

坡 度		α	β
$1:m$	i		
1:0.5	63°26'	29°30'	40°
1:0.75	53°18'	29°00'	39°
1:1	45°00'	28°	37°
1:1.25	48°30'	27°	35°30'
1:1.5	33°47'	26°	35°
1:1.75	29°45'	26°	35°
1:2	26°34'	25°	35°
1:3	18°26'	25°	35°
1:5	11°19'	25°	37°

对于黏性土($\varphi \neq 0$), 费氏指出, 当 φ 值增大, 其圆心位置向上及向外移动, 可用过 E 点作一直线 OE 来表示圆心之轨迹线(图 2-5), 其中 E 点为距坡脚 A 点深度为边坡高度 H 、水平距离为 $4.5H$ 的一点, 这种作圆心轨迹线的方法又叫 $4.5H$ 法。

另一种求圆心轨迹线的方法是从路堤坡顶作一与水平线成 36° 的直线, 作为圆心轨迹线[图 2-6a)], 其计算结果与前者近似, 为前者的简化方法, 这种作辅助线的方法又叫 36° 法。

有活载作用时, 圆心轨迹线应从换算土柱的边缘顶点起始[图 2-6b)]。但在实际工作中,

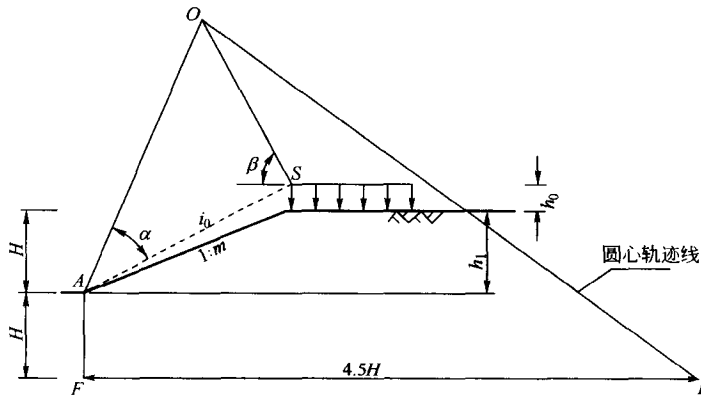


图 2-5 4.5H 法作滑裂面圆心轨迹线

对于高路堤,由于换算土柱的高度与路堤整个高度相比较小(最大不过 $1/6$),故圆心轨迹线也可从实际坡顶开始。两者计算所得的 F_s 值仅差 ± 0.01 左右。

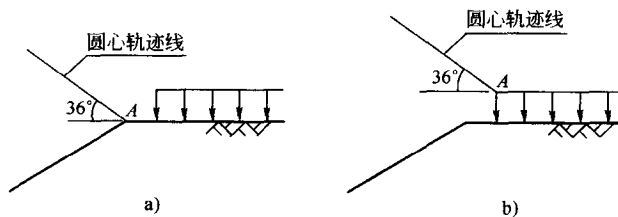


图 2-6 36°法作滑裂面圆心轨迹线

必须指出,上述自坡顶引 36° 线寻求临界圆心轨迹的方法,只适用于土坡坡度 $30^\circ \sim 45^\circ$ ($1:1.73 \sim 1:1$) 的情况,超出这一范围,求得的圆心位置将与实际位置有偏离。

在 φ 值很小的黏性土层内,当边坡角缓于 53° 时,临界圆弧可能是通过坡脚以外某点地基下的深置圆(滑弧通过地基以下叫深置圆或坡底圆)。大量的验算结果表明;当 φ 值略大于 5° 时,则最危险深置圆的位置就与最危险坡趾圆(通过坡脚的滑弧称坡趾圆)的位置接近一致。故一般 φ 值大于 5° 的黏性土边坡的临界圆弧均通过坡脚。

路基边坡稳定性设计经验表明,在一般情况下,当地基良好,临界圆弧的下缘通过路基坡脚,对于路堤,其上缘又多见于滑动边坡另侧的路面或线路中心附近。

若坡顶地面不水平而具有一定倾斜度的斜坡时,则临界滑裂面的圆心轨迹线将有变动。据有关研究,临界圆心的位置除与边坡坡度及地面横坡陡度有关外,还与比值“ $\xi = \tan\varphi / \frac{c}{\gamma h}$ ”有关, ξ 值增大,则临界圆心向外移,当 ξ 达到某值时,破裂圆弧就通过边坡与坡顶地面线的交点。圆心轨迹线为一曲线,但可近似地以直线代替,对稳定系数的影响很小。

以上求临界圆心轨迹的方法是按土坡外形为给定的简单图形得出的。如果土坡外形复杂,如坡面有台阶或成折线形,坡顶形状复杂或有大小不等的各种荷载,则上述临界圆心的轨迹将有变化。并可能出现一个以上的被等 F_s 值圆心点连线包络的最小 F_s 值圆心区域,其值不一。因此,在坡形复杂时,应扩大试算范围,不受上述规律的限制。