

支挡结构设计

与施工

雷用 赵尚毅 郝江南 石少卿 编著



中国建筑工程工业出版社

支挡结构设计与施工

雷 用 赵尚毅 郝江南 石少卿 编著

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

支挡结构设计及施工/雷用等编著. —北京: 中国建筑工程出版社, 2010

ISBN 978 - 7 - 112 - 11912 - 7

I. 支… II. 雷… III. ①挡土墙—支撑—结构设计②挡土墙—支撑—工程施工 IV. TU476

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2010) 第 044340 号

为了保证支挡工程的设计合理、施工及运营安全, 创新和提高支挡结构设计、施工水平, 作者根据二十多年来支挡工程的实践经验, 依据土力学、岩石力学等基本原理, 吸收“强度折减法”等新理论, 按照现行相关规范、规程, 并结合工程实例, 将近年来大量应用的、代表工程设计和施工领域最新成果的支挡结构资料归集编著此书。全书共五章, 分别是: 抗滑短桩设计与施工、树根桩设计与施工、锚杆设计与施工、联合支挡结构设计及施工、边坡新型支挡结构设计中的关键问题。本书图文并茂, 采用设计、施工与工程实例相结合的方法, 方便工程技术人员通过实例理解设计理论, 掌握设计、施工方法, 解决设计、施工问题, 达到做出合理的支挡结构设计、施工的目的。

本书可作为岩土边坡支挡设计、施工技术人员的技术资料手册, 也可供大专学校相关专业师生教学科研参考。

* * *

责任编辑: 范业庶

责任设计: 李志立

责任校对: 王金珠 王雪竹

支挡结构设计及施工

雷 用 赵尚毅 郝江南 石少卿 编著

*

中国建筑工程出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

北京永峥排版公司制版

北京市书林印刷有限公司印刷

*

开本: 787 × 1092 毫米 1/16 印张: 20 1/4 字数: 492 千字

2010 年 7 月第一版 2010 年 7 月第一次印刷

定价: 45.00 元

ISBN 978 - 7 - 112 - 11912 - 7

(19156)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

序

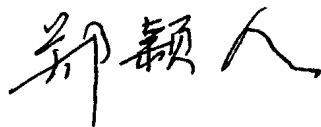
我国山区地域面积大，随着“西部大开发”的再次推进，我国边（滑）坡治理工程将会明显增多。如何确保边（滑）坡工程的安全可靠，减少工程事故，同时又能节省投资，缩短工期，如何提升边（滑）坡治理工程的科技创新水平，是一条不断探索和追求的道路。

尽管边（滑）坡工程设计、施工技术有了日新月异的发展，也有了《建筑边坡工程技术规范》（GB50330-2002）等标准的实施，但由于边（滑）坡工程地质条件复杂多变，地区差异很大。要更好更快地解决边（滑）坡工程治理中的问题，除了已有编入规范、规程的支挡结构外，尚需要有一些新型支挡结构来补充和完善。

编著者在吸收、消化前人理论研究，引进新理论和工程实践的基础上，以图文并茂的方式，通过大量的工程实例探讨了抗滑短桩、树根桩、锚杆、锚钉以及联合支挡（抗滑短桩与重力式挡墙、抗滑桩与锚索（杆）、锚杆与锚钉、树根桩与灌浆、锚杆（钉）与防护网联合支挡结构）等支护结构的设计理论、设计方法和施工技术，将给读者留下一些深入研究的经验，也将有助于我国支挡结构设计、施工水平的创新和提高。

祝年青的岩土科技工作者为岩土工程理论和实践不断努力，为社会发展作出更多更大的贡献。

中国工程院院士



2009年12月31日

前言

随着我国经济建设的快速发展,需要完成大量的“大挖大填”任务,为确保“高切坡、高填方、深基坑”等各项边(滑)坡工程的安全,大量的支挡结构得到了广泛应用。在“西部大开发”大量工程建设中,各种类型的支挡结构,特别是新型支挡结构,将在工程建设中发挥重要而不可或缺的作用。本书是作者根据二十多年来对工程实践经验总结和重庆、贵州、三亚等地区工程建设的需要编写的,以满足新时期,新的边坡工程安全实施的需要。

支挡结构,如抗滑短桩、树根桩、锚杆、锚钉以及联合支挡结构(抗滑短桩与重力式挡墙、抗滑桩与锚索(杆)、锚杆与锚钉、树根桩与灌浆、锚杆(钉)与防护网联合支挡结构)等,已在公路、铁路边坡、水利边坡(港口、码头等)、建筑边坡工程中得到了大量应用,其作用将越来越大。为保证边坡工程的设计合理、施工及运营安全,紧密结合工程实例,编写一本《支挡结构设计施工》是十分必要的,它将有助于我国支挡结构设计、施工水平的创新和提高。

本书是依据土力学、岩石力学等基本原理,吸收“强度折减法”等新理论,按照现行相关规范、规程,并结合工程实例,将近年来大量应用的、代表工程设计和施工领域最新成果内容的新型支挡结构编著而成。

本书第1章为抗滑短桩的设计计算方法和适用条件,抗滑短桩的施工方法、要求和应力监测;第2章为树根桩的支挡体系作用原理和承载力估算,施工方法、要求和变形监测;第3章为锚杆的设计、施工和质量检验;第4章为各种联合支挡结构的设计方法和施工要求;第5章为新型支挡设计的特点和原则,边坡工程变形原因分析和加固,支挡结构与环境绿化。每章均给出了工程实例及部分计算书。

本书图文并茂,采用设计、施工与工程实例相结合的方法,让科技人员不仅使用方便,还能通过实例理解设计理论,掌握设计、施工方法,解决设计、施工问题,达到能作出合理的支挡结构设计、施工的目的。因此,从这个角度讲,本书能为从事边(滑)坡工程设计、施工的科技人员提供一本具有实用价值的支挡结构方面的设计、施工资料和范例。

本书得到了总后基建营房部营科[2008]142号计划课题的资助。本书借鉴了许多技术资料,若有未尽内容和未标注引用者,请有关科技人员、学者和专家谅解。

由于某些新型支挡结构虽然在国内有应用,但应用的范围受限或实际研究的程度有待进一步探讨,因此,本书未一一列出。

由于时间仓促,水平有限,书中错漏不足在所难免,敬请广大专家、读者批评指正。

目 录

1 抗滑短桩设计与施工	1
1.1 抗滑短桩设计	1
1.1.1 抗滑短桩分析机理及其应用	1
1.1.2 抗滑短桩的设计计算方法	18
1.1.3 抗滑短桩在滑坡治理中的适用条件研究	26
1.2 抗滑短桩施工	35
1.2.1 施工方法	35
1.2.2 施工要求	38
1.2.3 质量检验和验收	39
1.3 抗滑短桩应力监测	44
1.3.1 概述	44
1.3.2 现场监测	44
1.3.3 监测结果与分析	49
1.4 抗滑短桩实例	56
1.4.1 概述	56
1.4.2 抗滑短桩在土质滑坡治理中的应用实例	57
1.4.3 抗滑短桩在矸石山滑坡治理中的应用实例	67
2 树根桩设计与施工	71
2.1 树根桩设计	71
2.1.1 引言	71
2.1.2 树根桩的支挡体系作用原理	71
2.1.3 树根桩的优点	72
2.1.4 树根桩的承载力估算	72
2.2 树根桩施工	77
2.2.1 施工方法	77
2.2.2 施工要求	79
2.2.3 质量检验	81
2.3 树根桩变形监测	86
2.3.1 支挡结构的变形控制	86
2.3.2 支挡结构变形监测	89
2.3.3 支挡结构变形监测常用设备	93

2.3.4	支挡结构变形监测系统	96
2.4	树根桩实例	97
2.4.1	树根桩的变形监测实例	97
2.4.2	树根桩在基坑工程中的应用实例	107
2.4.3	树根桩在边坡工程中的应用实例	112
3	锚杆设计与施工	118
3.1	锚杆设计	118
3.1.1	概述	118
3.1.2	锚杆的类型	118
3.1.3	锚杆的锚固原理	119
3.1.4	锚杆的灌浆原理	121
3.1.5	岩土作用计算	124
3.1.6	锚杆的设计	135
3.2	锚杆施工	140
3.2.1	施工准备	140
3.2.2	施工组织设计	144
3.2.3	锚杆孔的形成	144
3.2.4	锚杆杆体材料的制作	146
3.2.5	高压注浆	149
3.2.6	预应力锚杆的张拉与锁定	150
3.2.7	质量检验	152
3.3	锚杆实例	157
3.3.1	板肋式及格构锚杆在边坡工程中的实例	157
3.3.2	格构锚索在边坡加固工程中的实例	160
3.3.3	锚杆喷射混凝土在边坡工程中的实例	169
4	联合支挡结构设计与施工	178
4.1	抗滑短桩与重力式挡墙的联合支挡结构	178
4.1.1	设计	178
4.1.2	施工	180
4.1.3	工程抗滑短桩 + 重力式挡墙设计与施工实例	181
4.2	抗滑桩与锚桩的联合支挡结构	192
4.2.1	设计	192
4.2.2	施工	193
4.2.3	工程抗滑桩 + 锚桩设计与施工实例	194
4.3	抗滑桩与锚索的联合支挡结构	208
4.3.1	设计	208
4.3.2	施工	211
4.3.3	工程抗滑桩 + 锚杆、锚索设计与施工实例	212

4.4 锚杆与锚钉的联合支挡结构	219
4.4.1 设计	219
4.4.2 施工	220
4.4.3 锚杆 + 锚钉联合支挡结构设计 with 施工实例	220
4.5 树根桩与灌浆的联合支挡结构	224
4.5.1 设计	225
4.5.2 施工	225
4.5.3 质量检验	226
4.5.4 树根桩 + 灌浆支挡结构设计 with 施工实例	226
4.6 生态石笼与卵石回填压脚的联合支挡结构	227
4.6.1 设计	228
4.6.2 施工	228
4.6.3 生态石笼 + 卵石回填支挡结构设计 with 施工实例	229
4.7 锚杆（钉）与防护网的联合支挡结构	239
4.7.1 SNS 主动柔性防护网	239
4.7.2 SNS 被动柔性防护网	243
4.7.3 锚杆（钉）与防护网支挡结构设计 with 施工实例	246
5 边坡新型支挡结构设计中的关键问题	249
5.1 边坡的类型	249
5.1.1 边坡的分类	249
5.1.2 边坡的特征	249
5.1.3 边坡的类型	252
5.2 边坡的稳定性评价方法	252
5.2.1 稳定系数与安全系数	252
5.2.2 边坡稳定性的影响因素	254
5.2.3 边坡的稳定性评价	255
5.3 边坡新型支挡设计的特点和原则	256
5.3.1 边坡新型支挡设计的特点	256
5.3.2 边坡新型支挡设计的原则	257
5.4 边坡新型支挡设计中的计算参数	259
5.4.1 边坡的破坏模式	259
5.4.2 边坡的理论破裂角	261
5.4.3 边坡力学参数的选取	262
5.5 锚杆的防腐	265
5.5.1 防腐设计的原则	265
5.5.2 永久性锚杆的防腐	265
5.5.3 临时性锚杆的防腐	266
5.5.4 锚桩的防腐处理	266

5.6 边坡工程变形原因分析及加固	267
5.6.1 边坡变形原因分析	267
5.6.2 既有支挡结构变形原因及加固	285
5.7 支挡结构与环境绿化	307
5.7.1 边坡绿化的一般原则	307
5.7.2 格构绿化及实例	308
5.7.3 喷射植被绿化及实例	309
参考文献	313

1 抗滑短桩设计与施工

1.1 抗滑短桩设计

1.1.1 抗滑短桩分析机理及其应用

1. 引言

自古以来，滑坡就与人类共存，滑坡给人类带来了巨大的损失，人类也为防治滑坡和减轻滑坡灾害而不断努力。我国是一个多山的国家，是世界上地质灾害频发的国家之一，尤其是中西部地区山高坡陡、沟壑纵横，城市建筑依山而立，公路、铁路翻山越岭，复杂多变的地形地貌决定了我国各项建设，尤其是我国政府实施的西部大开发过程中和三峡库区沿江及各支流两岸将面临大量的滑坡问题，处理不好会给人民的生命财产造成巨大的损失。边坡稳定分析是滑坡治理设计的前提，它决定着滑坡的稳定性（滑坡是否失稳）以及滑坡需支挡部位存在多大的滑坡推力，以便为抗滑桩或抗滑短桩的结构设计提供科学依据。

抗滑桩和抗滑短桩均指由锚固段侧向地基岩（土）抗力抵抗滑坡的下滑力或土压力的横向受力桩，二者的区别：

①桩的长、短（见图 1-1 和图 1-2）不一样，抗滑桩的桩端进入稳定岩（土）层的深度大于抗滑短桩；抗滑桩的桩顶一般达到支挡部位的现状地表面，抗滑短桩的桩顶不需达到支挡部位的现状地表面，而是只需超过滑移面进入滑坡体一定长度不至于滑坡体出现越顶现象即可。

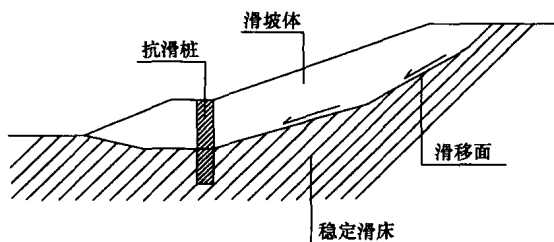


图 1-1 滑坡治理中抗滑桩剖面示意图

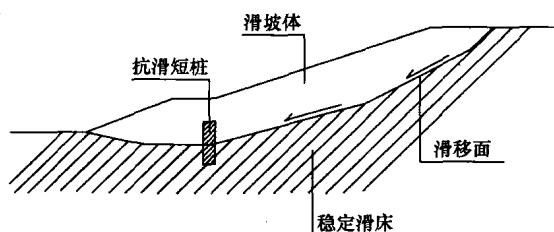


图 1-2 滑坡治理中抗滑短桩剖面示意图

②桩的受荷大小不同。

③桩的截面、桩的配筋、施工工期、材料用量、经济指标等均不相同。

抗滑短桩在滑坡防治工程中的关键问题，就是要求准确确定桩的合理长度与作用在抗滑短桩上的岩土压力。按现行规范无法计算有抗滑桩时的滑坡安全系数，而有限元强度折减法可以确定合理桩长。在现行计算方法上，通常都采用极限平衡条分法来确定支护结构上的推力，但它忽略土体的变形，并要求事先准确确定临界滑面的位置与形状再采用合理

的条分法计算,这样才能准确算出岩土压力。近年来,国内外岩土工程技术人员做了不少的工作,已有了很大进展。其次,还要明确岩土压力如何分布在支挡结构上。传统方法中,桩上的推力分布是假定的,一般假设为矩形分布,有时假设为三角形或梯形分布。不同的分布形式会使支挡结构内力计算结果有很大差异,因而传统算法有较大误差。再次,如何考虑抗滑短桩与岩土介质的共同作用,用现行传统计算方法很难解决好上述问题。采用有限元 ANSYS 软件包来计算抗滑短桩,既可以考虑抗滑短桩与岩土介质共同作用关系,又可确定作用于抗滑短桩上的滑坡推力,因而具有很大的优越性。本文主要探讨有限元 ANSYS 软件包如何实现计算抗滑短桩的相关问题,如:几何模型的建立、单元类型的选取、材料特性的定义、网格划分、屈服准则的选用、抗滑短桩与桩周岩土的共同作用、加载、求解、求解的收敛判定等。

2. 有限元强度折减法的基本原理及其应用

(1) 基本原理

Duncan (1996)^[1]指出,边坡安全系数可以定义为使边坡刚好达到临界破坏状态时,对土的剪切强度进行折减的程度。所谓强度折减,就是在理想弹塑性有限元计算中将边坡岩土体抗剪切强度参数(内聚力和内摩擦角)逐渐降低到极限破坏状态为止,此时程序可以得到边坡的强度储备安全系数 ω 。

强度折减安全系数表示为:

$$\omega = \frac{\tau}{\tau'} \quad (1-1)$$

式中, τ 为岩土体材料的初始抗剪强度; τ' 为折减后使坡体达到极限状态时的抗剪强度。

有限元强度折减法中可以采用不同的强度屈服准则,这里的强度 τ 因采用的强度屈服准则不同而有不同的表达形式,对于摩尔-库仑准则(图1-3): $\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$,其强度折减过程如下:

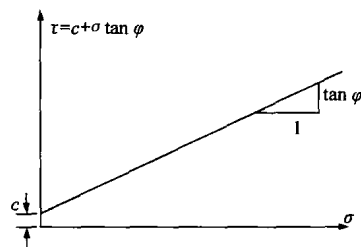


图 1-3 摩尔-库仑屈服条件

$$\tau' = \frac{\tau}{\omega} = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\omega} = \frac{c}{\omega} + \sigma \frac{\tan \varphi}{\omega} = c' + \sigma \tan \varphi' \quad (1-2)$$

$$\text{所以有: } c' = \frac{c}{\omega}, \tan \varphi' = \frac{\tan \varphi}{\omega} \quad (1-3)$$

此强度折减形式与边坡稳定分析的传统极限平衡条分法安全系数定义形式是一致的。传统边坡稳定分析的极限平衡方法事先假定一滑动面,根据力(矩)的平衡来计算安全系数,将稳定安全系数定义为滑动面的抗滑力(矩)与下滑力(矩)之比

$$\omega = \frac{\int \tau dl}{\int \tau_s dl} = \frac{\int_0^l (c + \sigma \tan \varphi) dl}{\int_0^l \tau_s dl} \quad (1-4)$$

式中 ω ——安全系数;

τ ——滑动面上各点的抗剪强度;

τ_s ——滑动面上各点的实际剪应力。

将上式两边同除以 ω ,式(1-4)变为:

$$1 = \frac{\int_0^l \left(\frac{c}{\omega} + \sigma \frac{\tan \varphi}{\omega} \right) dl}{\int_0^l \tau_s dl} = \frac{\int_0^l (c' + \sigma \tan \varphi') dl}{\int_0^l \tau_s dl} \quad (1-5)$$

$$\text{式中, } c' = \frac{c}{\omega}; \tan \varphi' = \frac{\tan \varphi}{\omega} \quad (1-6)$$

可见, 传统的极限平衡方法是将土体的抗剪强度指标 c 和 $\tan \varphi$ 减少为 $\frac{c}{\omega}$ 和 $\frac{\tan \varphi}{\omega}$, 使边坡达到极限状态 (安全系数等于 1), 此时的 ω 称为安全系数, 实际上就是强度折减系数。

(2) 屈服准则的选用

物体受到荷载作用后, 随着荷载的增大, 由弹性状态过渡到塑性状态, 这种过渡称为屈服, 而物体内某一点开始产生塑性应变时, 应力或应变所必需满足的条件称为屈服条件。应用的岩土屈服条件有多种, 实验和工程实践已证实, 摩尔-库仑屈服准则能较好地描述岩土等材料的破坏行为, 在岩土工程领域得到了广泛的应用, 土力学中边坡稳定、土压力和地基承载力这三大经典问题都直接或间接地借助了这一准则, 也就是说, 应用最广和应用时间最长的是摩尔-库仑屈服条件。

1) 摩尔-库仑屈服条件的一般形式

对于一般受力下的岩土, 所考虑的任何一个面, 其极限抗剪强度通常可用库仑定律表示为

$$\tau_n = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1-7)$$

式中 τ_n ——极限抗剪强度;

σ_n ——受剪面上的法向应力, 以拉为正;

c 、 φ ——岩土的内聚力和内摩擦角。

式 (1-7) 表示库仑公式在 σ - τ 平面上是线性关系。在更一般的情况下, τ - σ 曲线可表达成双曲线、抛物线、摆线等非线性曲线, 统称为摩尔强度条件。

利用摩尔定律, 可以把式 (1-7) 推广到平面应力状态而成为摩尔-库仑屈服条件 (图 1-4)。

因为

$$\tau_n = R \cos \varphi$$

$$\sigma_n = (\sigma_x + \sigma_y) / 2 + R \sin \varphi$$

$$= (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 + R \sin \varphi$$

所以, 由式 (1-7) 得:

$$R = c \cos \varphi - (\sigma_x + \sigma_y) \sin \varphi / 2 \quad (1-8)$$

式中, R 是摩尔应力圆半径

$$R = [(\sigma_x - \sigma_y)^2 / 4 + \tau_{xy}^2]^{1/2} = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

式 (1-8) 还可以用主应力 σ_1 、 σ_3 表示成

$$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 = c \cos \varphi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi / 2 \quad (1-9)$$

或

$$\sigma_1 (1 + \sin \varphi) - \sigma_3 (1 - \sin \varphi) = 2c \cos \varphi \quad (1-10)$$

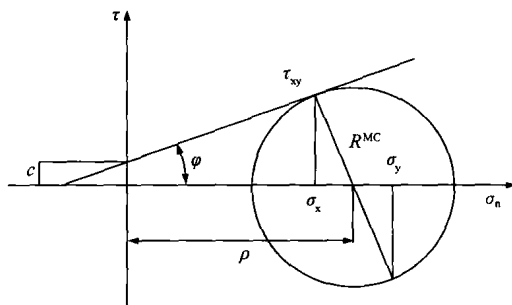


图 1-4 摩尔-库仑屈服条件

写成一般屈服条件形式, 为

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 + F_1 [(\sigma_1 + \sigma_3)/2] \quad (1-11)$$

由

$$\sigma_1 = (2/3)^{1/2} r_\sigma \sin(\theta_\sigma + 2\pi/3) + \sigma_m$$

$$\sigma_3 = (2/3)^{1/2} r_\sigma \sin(\theta_\sigma - 2\pi/3) + \sigma_m$$

用 I_1 、 J_2 、 θ_σ 代以 σ_1 、 σ_3 , 其中

$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ (I_1 : 应力张量第一不变量, 与坐标轴无关。其物理意义: 平均应力的 3 倍);

$J_2 = S_{ij}$, $S_{ij}/2 = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]/6$ (J_2 : 应力偏量的第二不变量。其物理意义: 它在数值上是八面体平面上剪应力的倍数, 又是 π 平面上的矢径大小);

$\tan\theta_\sigma = (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3) / (3^{1/2}\sigma_1 - 3^{1/2}\sigma_3)$ (θ_σ : 洛德角, π 平面上应力 PQ 与 σ'_2 轴的垂线间的夹角)。

$$\text{可得} \quad F = I_1 \sin\varphi/3 + (\cos\theta_\sigma - \sin\theta_\sigma \sin\varphi/3^{1/2}) J_2^{1/2} - c \cos\varphi = 0 \quad (1-12)$$

$$\text{其中} \quad -\pi/6 \leq \theta_\sigma \leq \pi/6$$

2) 摩尔-库仑屈服条件的特殊情况

当 $\theta_\sigma = \text{常数}$ 时, 屈服函数不再与 θ_σ 或应力偏量的第三不变量 J_3 有关。它在 π 平面上为一个圆, 这时式 (1-12) 可写成

$$\alpha I_1 + J_2^{1/2} - k = 0 \quad (1-13)$$

这就是广义米赛斯 (Misses) 条件。此式是 1952 年由德鲁克-普拉格 (Drucker-Prager) 提出的, 所以通常也叫 Drucker-Prager 屈服条件。

Mohr-Coulomb 准则的屈服面在 π 平面上为一个不等角六边形 (图 1-5), Drucker-Prager 屈服准则在应力空间中的屈服面是一圆锥面, 在 π 平面上是一个圆, 其偏平面上的圆半径 r 等于偏平面上的剪应力 τ_π , 其表达式为:

$$r = \tau_\pi = \sqrt{2J_2} = \sqrt{2} (k - \alpha I_1) \quad (1-14)$$

由式 (1-14) 作变换可得:

$$\frac{3\sin\varphi}{\sqrt{3}(\sqrt{3}\cos\theta_\sigma - \sin\theta_\sigma \sin\varphi)} I_1 + \sqrt{J_2} - \frac{\sqrt{3}c\cos\varphi}{(\sqrt{3}\cos\theta_\sigma - \sin\theta_\sigma \sin\varphi)} = 0 \quad (1-15)$$

比较式 (1-13) 和式 (1-15) 可得:

$$\alpha = \frac{3\sin\varphi}{\sqrt{3}(\sqrt{3}\cos\theta_\sigma - \sin\theta_\sigma \sin\varphi)}, k = \frac{\sqrt{3}c\cos\varphi}{(\sqrt{3}\cos\theta_\sigma - \sin\theta_\sigma \sin\varphi)} \quad (1-16)$$

式 (1-16) 中取不同的 θ_σ 值, 即有不同的 α 、 k 值。

当取 $\theta_\sigma = -\pi/6$ 时, 为受拉破坏, 可得

$$\alpha = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin\varphi)}, k = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin\varphi)} \quad (1-17)$$

当取 $\theta_\sigma = \pi/6$ 时, 为受压破坏, 可得

$$\alpha = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)}, k = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)} \quad (1-18)$$

当将式 (1-16) 对 θ_σ 微分时, 并使之等于零, 这时 F 取极小, 可得

$$\alpha = \frac{\sin\varphi}{\sqrt{3} \sqrt{3 + \sin^2\varphi}}, \quad k = \frac{\sqrt{3}c\cos\varphi}{\sqrt{3 + \sin^2\varphi}} \quad (1-19)$$

徐干成、郑颖人、姚焕忠 (1990 年) 还提出了一种与传统摩尔-库仑条件等面积圆的屈服准则, 该准则要求偏平面上的摩尔-库仑不等角六角形与 $D-P$ 圆的面积相等, 由此可得

$$\theta_\sigma = \arcsin \left[\frac{-2A\sin\varphi + \sqrt{4A^2\sin^2\varphi - 4(\sin^2\varphi + 3)(A^2 - 3)}}{2(\sin^2\varphi + 3)} \right] \quad (1-20)$$

$$\text{式中, } A = \sqrt{\frac{\pi(9 - \sin^2\varphi)}{6\sqrt{3}}}$$

计算表明它与摩尔-库仑准则十分接近, 而且使有限元数值计算变得方便。

摩尔-库仑 (Mohr-Coulomb) 准则在三维应力空间中的屈服面为不规则的六角形截面的角锥体表面, 在 π 平面上的屈服曲线为不等角六边形, 存在尖顶和菱角, 应用于塑形理论计算时, 需要计算屈服面的法向矢量, 给数值计算带来困难。而 Drucker-Prager 屈服准则在三维主应力空间的屈服面为光滑圆锥面 (图 1-6), 在 π 平面上的屈服曲线为圆形, 不存在尖顶处的数值计算问题, 数值计算效率很高, 因此, 目前国际上流行的大型有限元软件 ANSYS 以及美国 MSC 公司的 MARC、NASTRAN 等均采用了 Drucker-Prager 准则。

α 、 k 是与岩土材料内摩擦角 φ 和黏聚力 c 有关的常数, 不同的 α 、 k 在 π 平面上代表不同的圆, 各准则的参数换算关系见表 1-1。

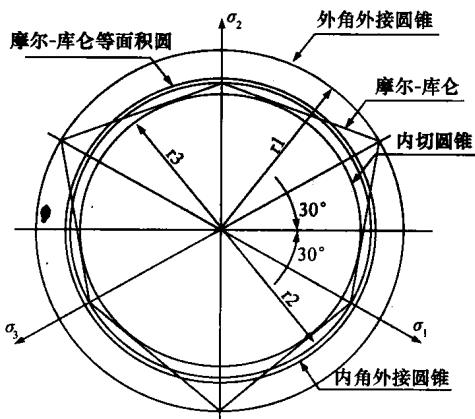


图 1-5 在 π 平面上不同 α 、 k 值的屈服曲线

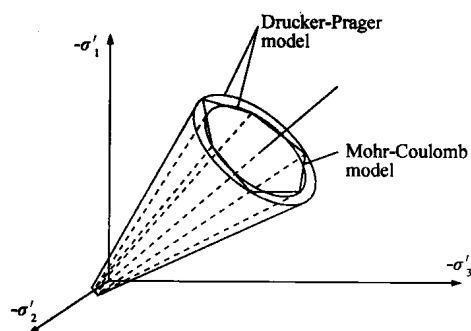


图 1-6 三维应力空间中的 Drucker-Prager 屈服面

各准则参数换算表

表 1-1

编 号	准则种类	α	k
DP1	六边形外角点外接 DP 圆	$\frac{2\sin\varphi}{[3^{1/2} (3 - \sin\varphi)]}$	$\frac{6c \cos\varphi}{[3^{1/2} (3 - \sin\varphi)]}$
DP2	六边形内角点内接 DP 圆	$\frac{2\sin\varphi}{[3^{1/2} (3 + \sin\varphi)]}$	$\frac{6c \cos\varphi}{[3^{1/2} (3 + \sin\varphi)]}$

续表

编 号	准则种类	α	k
DP3	摩尔-库仑等面积 DP 圆	$\frac{2(3^{1/2}) \sin \varphi /}{[2(3^{1/2}) \pi (9 - \sin^2 \varphi)]^{1/2}}$	$\frac{2(3^{1/2}) \sin \varphi /}{[2(3^{1/2}) \pi (9 - \sin^2 \varphi)]^{1/2}}$
DP4	平面应变关联法则下摩尔-库仑匹配 DP 准则	$\frac{\sin \varphi /}{[3(3 + \sin^2 \varphi)]^{1/2}}$	$\frac{3c \cos \varphi /}{[3(3 + \sin^2 \varphi)]^{1/2}}$
DP5	平面应变非关联法则下摩尔-库仑匹配 DP 准则	$\sin \varphi / 3$	$c \cos \varphi$

(3) 滑动面的确定

根据边坡破坏的特征, 边坡破坏时滑动面上节点位移和塑性应变将产生突变, 滑动面就在水平位移和塑性应变突变的地方。因此本文根据位移或塑性应变突变, 确定边坡临界滑动面, 即在 ANSYS 程序的后处理中通过绘制边坡水平位移或者等效塑性应变等值云图来确定边坡临界滑动面的位置和形状。

下面我们通过一个均质土坡的算例来分析有限元强度折减法是如何确定滑动面位置的。计算模型如图 1-7 所示, 坡高 20m, 坡角 45° , 坡角到左端边界的距离为坡高的 1.5 倍, 坡顶到右端边界的距离为坡高的 2.5 倍, 且总高为 2 倍坡高。流动法则采用关联流动法则。土坡计算参数为: $c = 42\text{kPa}$, $\gamma = 25\text{kN/m}^3$, $\varphi = 45^\circ$ 。屈服准则采用等面积圆屈服准则 DP3。

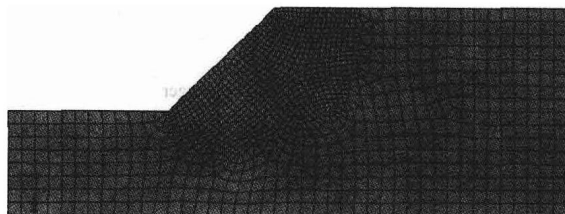


图 1-7 计算模型图



图 1-8 用塑性应变剪切带表示的滑动面位置和形状 (变形显示比例设置为 0)

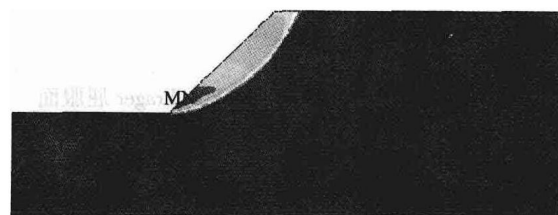


图 1-9 用水平位移等值云图表示的滑动面位置和形状

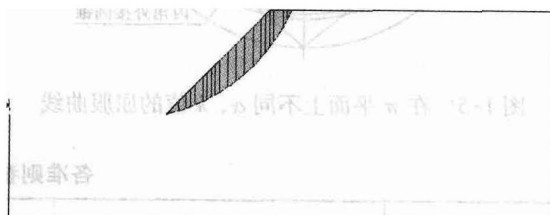


图 1-10 用 GEO-Slope/w 软件中的 Spencer 法得到的滑动面形状

由图 1-8 ~ 图 1-10 可见, 两种方法得到的滑动面位置和形状十分接近, 表明有限元强度折减法在寻求潜在滑面位置方面的优越性和可行性。

(4) 计算和破坏判断研究

1) 设桩后滑坡体是否稳定的判据

ANSYS 分析滑坡治理中设置抗滑短桩后滑坡体是否稳定的一个关键问题,是如何根据有限元计算结果来判别滑坡是否达到极限破坏状态,目前这方面还没有统一的认识,其判据主要有以下几种类型:

①在有限元计算过程中,滑坡不稳定与有限元数值计算不收敛同时发生,采用以有限元数值计算不收敛作为滑坡不稳定的判断依据^{[2][3]}。

②以广义剪应变或者广义塑性应变从滑坡前缘到后缘贯通作为滑坡不稳定的标志^[4]。

③土体破坏标志应当是滑动土体无限移动,此时土体滑移面上应变和位移发生突变且无限发展^[5]。

日本学者 MATSUI & SAN (1992) 利用从坡脚到坡顶的剪应变来定义土坡的破坏,当土坡达到破坏时将剪应变的等值线作为滑动面,然后在这个面上利用应力水平计算安全系数。

连镇营等 (2001) 认为采用解的不收敛性作为破坏的判别标准,物理意义不是十分明确,因此提出边坡内一定幅值的广义剪应变自坡底向坡顶贯通,则认为边坡破坏,广义剪应变定义为:

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{1}{6} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]} \quad (1-21)$$

栾茂田等 (2002) 也认为以有限元数值计算不收敛作为滑坡不稳定的依据具有一定的人为任意性,缺乏客观性。但是认为由于失稳时刚好贯通的广义剪应变值一般无法事先确定,由此所确定的边坡的安全系数也带有一定的非确定性等人为因素,并认为无论在广义剪应变还是在位移中不仅含有塑性分量,而且也包括弹性分量,因此根据这些物理量的大小判断塑性区及剪切破坏区的开展与发展是不够合理和准确的。因此,提出采用塑性应变作为滑坡不稳定的评判指标,根据塑性区的范围及其连通状态,确定潜在滑动面及其相应的安全系数,以此评价滑坡的稳定性。广义塑性应变定义为:

$$\varepsilon_d^p = \sqrt{\frac{1}{6} [(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p)^2 + (\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p)^2 + (\varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)^2]} \quad (1-22)$$

周翠英 (2003)、郑宏 (2002) 也采用了塑性区自坡底向坡顶贯通作为边坡破坏的标准,可见这一观点目前在国内还比较盛行。

但该文研究认为,塑性区从滑坡前缘到后缘贯通并不一定意味着破坏,塑性区贯通是破坏的必要条件,但不是充分条件。土体破坏的标志应是滑体出现无限移动,此时滑移面上的应变或者位移出现突变,因此,这种突变可作为滑坡不稳定的标志,此外有限元静力计算会同时出现不收敛。可见,上述①、③两种判断依据是一致的,因而以有限元静力平衡方程组是否有解,有限元数值计算是否收敛或滑面上节点塑性应变和位移突变作为滑坡不稳定的依据是合理的。

2) 力和位移的收敛准则

有限元计算的迭代过程就是寻找一个外力和内力达到平衡状态的过程,整个迭代过程直到一个合适的收敛标准得到满足才停止,用来终止平衡迭代的合理收敛标准是有效的增量求解策略中的一个基本部分。每次迭代结束,得到的解必须对照一个设定的允许值进行

检查,看是否已经收敛。

对于一次平衡迭代,就是要找到一个解使得以下平衡方程得到满足。

$$\{\psi\} = \{P\} - [K(u)]\{u\} = 0 \quad (1-23)$$

这就要求不平衡力或者说内力和外力的差值 $\{\psi\}$ 为零,但是在数值计算过程中,通常是不可能的,而且也不需要不平衡力达到为 0 的状态。因此可以设定一个很小的允许值来判断,这个标准就是力的收敛标准。

在 ANSYS 软件中,力的收敛标准定义为:

$$\|\{\psi\}\|_2 \leq \varepsilon_R R_{\text{ref}} \quad (1-24)$$

式中, $\{\psi\}$ 为不平衡力或内力和外力的残差矢量;

$\|\cdot\|_2$ 表示矢量的欧几里德范数, $\|\{\psi\}\|_2 = (\sum \psi_i^2)^{0.5}$ 。

$$\text{即力的收敛标准为: } \|\{\psi\}\|_2 = \|\{P\} - [K(u)]\{u\}\|_2 \leq \varepsilon_R R_{\text{ref}} \quad (1-25)$$

同样,在有限元位移分析中,计算位移必须接近真实值,我们可以采用当前第 (i) 次和第 $(i-1)$ 次迭代之间的位移改变值小于事先设定的一个很小的允许值,这就是位移的收敛标准。

在 ANSYS 程序中,位移的收敛标准定义为:

$$\|\{\Delta u_i\}\|_2 \leq \varepsilon_u u_{\text{ref}} \quad (1-26)$$

其中, $\varepsilon_R, \varepsilon_u$ 为事先给定的一个很小的系数,该系数越小,计算精度越高,但是迭代次数越多,计算时间越长。计算经验^[6]表明,取 0.001 ~ 0.00001 能够满足安全系数计算的精度要求。

$R_{\text{ref}}, u_{\text{ref}}$ 为参考值,在 ANSYS 程序中可以指定一个数值,也可以采用系统的缺省值,系统的缺省值是所加荷载和所加位移值。

$\{\Delta u_i\}$ 是位移增量,即第 (i) 次和第 $(i-1)$ 次迭代之间的位移改变。

计算迭代过程中,程序使用系统不平衡力的平方总和的平方根进行收敛检查,对于位移,程序将收敛检查建立在当前第 (i) 次和第 $(i-1)$ 次迭代之间的位移改变上。如果不平衡力小于或等于力的收敛值 ($\text{VALUE} \cdot \text{TOLER}$),且如果位移的改变(以平方和的平方根检查)小于或等于位移收敛值,则认为计算是收敛的。以力为基础的收敛提供了收敛的绝对量度,而以位移为基础的收敛仅提供了表观收敛的相对量度。

3) 设桩后滑坡体是否稳定的 ANSYS 表现

计算结果表明,对于不稳定的滑坡,随着迭代次数的增加(从 0 到 100 次),位移的收敛曲线是逐渐向上发展的,且逐渐远离位移收敛标准线,不管程序怎么迭代都无法满足收敛标准,塑性应变和位移随着迭代次数的增加而无限发展下去,有限元静力平衡方程组无解,计算不收敛。当计算参数太不合理时,位移的收敛曲线与位移收敛标准线近于平行,计算不收敛。

计算结果表明,对于稳定的边坡,力和位移的收敛曲线是逐渐向下发展的,随着迭代次数的增加(从 0 到 100 次),其量值逐渐减小,并向收敛标准线逐渐逼近,最后达到收敛。因此,我们可以从迭代过程中位移的收敛曲线的发展趋势来判断设置抗滑短桩后的滑坡是否稳定。