

张永兴 王桂林 胡居义 著

岩石洞室地基稳定性 分析方法与实践



科学出版社
www.sciencep.com

岩石洞室地基稳定性 分析方法与实践

张永兴 王桂林 胡居义 著

科学出版社

北 京

内 容 简 介

全书共八章,简述了目前洞室地基的研究现状,分析了岩石洞室地基的破坏模式及稳定性判据,采用弹性力学理论对圆形洞室地基的稳定性进行了评价,提出了基于数值分析结果的岩石洞室地基稳定性研究方法,将均匀试验设计与自适应神经模糊系统相结合建立了岩石洞室地基稳定性智能识别系统,以重庆市轻轨小什字车站洞室地基稳定性研究为例提出了复杂洞室地基稳定性综合分析方法,分析研究了两个典型工程实例,以及主要结论与建议。

本书可供岩土工程、地质工程等专业的研究人员参考,也可作为土木工程、矿业工程、交通运输工程等专业研究生的教学参考书,对高等学校和工程部门相关专业的科技人员也有参考价值。

图书在版编目(CIP)数据

岩石洞室地基稳定性分析方法与实践/张永兴等著. —北京:科学出版社, 2005

ISBN 7-03-015086-4

I. 岩… II. 张… III. 轻轨铁路-地下洞室-地基稳定性-分析
IV. U453.2

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2005)第 015268 号

责任编辑:杨家福 / 责任校对:柏连海
责任印制:吕春珉 / 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>

新蕾印刷厂印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2005 年 6 月 第 一 版 开本: B5 (720×1000)

2005 年 6 月 第一次印刷 印张: 11 3/4

印数: 1—2 500 字数: 224 000

定价: 28.00 元

(如有印装质量问题,我社负责调换〈新欣〉)

销售部电话 010-62136131 编辑部电话 010-62137026 (BA06)

前 言

随着地面与地下空间的综合开发利用日愈增多,地面建筑与地下工程的冲突也日愈突出,地处山区的山城重庆,这类问题尤为突出,研究岩石洞室地基的稳定性已成为城市建设中急需解决的一项重要课题。

近年来作者在岩石洞室地基稳定性研究方面开展了一系列研究,在理论、方法、应用上有所创新,在重庆市诸多洞室地基工程应用中取得了较好的社会效益和经济效益。本书的研究得到了建设部项目“重庆市轻轨二号线较临段地下工程与相邻建筑物相互作用研究”(建科[1999]210号-21)和高等学校骨干教师资助计划项目“重庆市开洞地基变形破坏机理及承载能力研究”(教技司[2000]65号)等相关科研课题的支持。

本书在上述课题研究成果的基础上撰写而成,内容结合重庆市轻轨岩石洞室地基工程,简述了目前洞室地基的研究现状,较为系统地分析了岩石洞室地基的稳定性问题;全面分析了岩石洞室地基的破坏模式及稳定性判据,提出了岩石洞室地基存在三种典型破坏模式;根据建筑地基附加应力的影响深度及地基洞室次生应力的影响范围,将岩石洞室地基分为深埋洞室地基、浅埋洞室地基和洞室无影响地基三大类,并采用弹性力学理论对圆形洞室地基稳定性进行了评价;明确了对开洞地基应采用加载系数法、地基开洞应采用强度折减法来研究其稳定性,提出了用塑性区面积相对比等强度变形指标来综合确定岩石洞室地基安全系数的方法;将均匀试验设计与方法与自适应神经模糊系统(ANFIS)相结合,建立了岩石洞室地基稳定性智能识别系统;基于工程实例分析的研究成果,提出了具有实用价值的复杂洞室地基稳定性综合分析方法及其推荐研究路线。这些研究成果对于洞室地基稳定性研究具有重要的理论意义和工程实用价值,可为相应的工程设计与施工提供帮助。

本书的部分研究成果由作者所在的永兴学术研究团队(www.yxcivil.com)集体共同完成。其中罗济章教授、阴可教授、周小平博士、孙运轮硕士、彭跃硕士等参加了相关研究,做出了重要贡献,特在此对他们表示衷心的感谢。

目 录

前言

第一章 绪论	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的及意义	1
1.3 洞室地基稳定性研究现状	2
1.3.1 地基开洞研究现状	2
1.3.2 开洞地基研究现状	4
1.3.3 稳定性判据研究现状	8
1.4 本书主要研究内容及研究思路	11
第二章 岩石洞室地基破坏模式分析及稳定性判据研究	13
2.1 建筑岩石地基破坏模式及稳定性判据	13
2.1.1 岩石地基强度破坏模式	13
2.1.2 岩石地基变形破坏模式	15
2.1.3 建筑岩石地基稳定性判据	16
2.2 洞室地基洞室的破坏模式及稳定性判据	19
2.2.1 无支护洞室的破坏模式	19
2.2.2 有支护洞室的破坏模式	21
2.2.3 地下洞室稳定性判据	23
2.3 洞室地基整体破坏模式及稳定性判据	27
2.4 洞室地基失稳的影响因素分析	28
2.5 洞室地基爆破振动破坏的稳定性判据	31
2.6 本章小结	33
第三章 圆形洞室地基稳定性研究	34
3.1 深浅埋洞室地基的定性划分	34
3.2 浅埋圆形洞室地基平面弹性解析解	35
3.2.1 平面弹性解析解方法	35
3.2.2 问题的复变函数法描述及基本方程	35
3.2.3 共形映射	37
3.2.4 边界条件	38
3.2.5 解析解的确定	41
3.2.6 算例分析	42

3.3 深埋圆形洞室地基的解析解	44
3.3.1 深埋洞室地基应力计算	44
3.3.2 深埋洞室地基稳定性判断	46
3.4 地基中圆形洞室埋深对稳定性的影响分析	48
3.5 本章小结	49
第四章 基于数值分析的岩石洞室地基稳定性研究	50
4.1 概述	50
4.2 计算模型及计算方案	50
4.2.1 计算模型及物理力学参数	51
4.2.2 计算方案	51
4.2.3 拟采用的安全控制指标	52
4.3 开洞地基计算结果分析	53
4.3.1 强度折减法计算结果分析	53
4.3.2 加载系数法计算结果分析	66
4.3.3 强度折减法与加载系数法计算结果比较	79
4.4 地基开洞计算结果分析	81
4.5 洞室地基安全系数确定方法	84
4.6 本章小结	85
第五章 岩石洞室地基稳定性智能识别系统研究	87
5.1 智能识别系统构建的基本思路	87
5.2 数值试验均匀设计的基本原理	87
5.3 神经模糊基本理论	90
5.3.1 人工神经网络	90
5.3.2 模糊逻辑及模糊推理系统	91
5.3.3 神经模糊 ANFIS 系统	93
5.4 智能识别系统集成研究	98
5.4.1 虚拟试验机——Ansys 数值分析软件	98
5.4.2 算例模型参数	98
5.4.3 试验均匀设计	98
5.4.4 智能识别系统集成方法	99
5.4.5 智能识别系统训练及工程应用	101
5.5 本章小结	104
第六章 复杂洞室地基稳定性综合分析方法研究 ——以重庆市轻轨小什字车站洞室地基为例	105
6.1 重庆市轻轨小什字车站洞室地基稳定性分析	105
6.1.1 工程概况及特点	105

6.1.2	工程地质及水文地质概况	107
6.1.3	岩体力学参数研究	108
6.1.4	典型剖面稳定性分析	113
6.1.5	二维数值模拟分析	114
6.1.6	三维数值模拟分析	125
6.1.7	监测信息反馈	135
6.2	复杂洞室地基稳定性综合分析方法	135
6.2.1	综合分析方法研究路线的推荐	135
6.2.2	安全保障对策	136
6.3	本章小结	139
第七章	工程实例分析	140
7.1	工程实例一——重庆图书金融大楼洞室地基	140
7.1.1	工程概况	140
7.1.2	有限元模拟分析	142
7.1.3	工程类比	149
7.1.4	结论及建议	149
7.1.5	工程监测	150
7.2	工程实例二——邹容广场高层建筑岩石洞室地基	151
7.2.1	工程概况	151
7.2.2	有限元模拟分析	155
7.2.3	分析结论与建议	169
7.3	本章小结	171
第八章	主要结论与建议	172
8.1	主要结论	172
8.2	进一步研究的建议	173
	参考文献	174

第一章 绪 论

1.1 研究背景

由于历史原因,重庆市地下布满了防空洞等地下工程。重庆是一座山城,可利用空间本来就不多,再加上人口密集,又是直辖市,面临着合理规划城市、改变旧容老貌的艰巨任务,所以不得不在岩石洞室地基上修建高层建筑,如渝中区的大正商场、解放碑的邹容广场、谊德大厦等。随着我国城市建设的快速发展,地铁建设将是我国 21 世纪城市地下空间开发的重点^[1],随之在已建好的地面建筑下面穿越隧洞或在建好的人防洞及浅埋地下铁道等地下建筑上面修建高层建筑的问题也变得十分突出。毫无疑问,已有或拟建的地下工程对地基构成地基支承的损失,对地面建筑规模的建设有着极大的约束作用。正当地面地下建筑修建日趋火热的时候,位于重庆商业闹市区的朝天门隧道出现了险情。该隧道施工前座落于隧道上方的大正大厦已建至 18 层,隧道竣工后又增建 17 层,1997 年初隧道竣工时发现二次衬砌上有少量裂缝,而裂缝主要发生在隧道通车后一年内,虽经压浆处理,裂缝仍在发展。相关政府部门对此高度重视,曾召开多次专家会议,研究解决岩石洞室地基出现的险情。

在此背景下,重庆市对很多洞室地基稳定性问题展开了研究,其中笔者所在的学术团队负责承担了邹容广场、谊德大厦、鑫泰大厦、世星大厦及沙坪坝区三角碑至新立小学地下人防改造工程、轻轨一号线小什字车站隧道等洞室地基稳定性的研究^[2~11],并于 1999 年和 2000 年向建设部和教育部就此相关问题先后申请立项研究(建设部项目“重庆市轻轨二号线较临段地下工程与相邻建筑物相互作用研究”和高等学校骨干教师资助计划项目“重庆市开洞地基变形破坏机理及承载能力研究”)。在这些相关课题的支持下,本书对岩石洞室地基稳定性进行了较为全面的研究。

1.2 研究目的及意义

岩石洞室地基由岩石、地下洞室及地面建筑三者组成,根据地下洞室和地面建筑修建的先后顺序,可分为地基开洞(先建房后挖洞)和开洞地基(先挖洞后建房)两类。无论是地基开洞还是开洞地基,由于地基已存在或即将存在地下洞室都使地基有支承损失,与其他地基相比主要具有如下特点:

- 1) 复杂性强。岩石地基因其独特的结构特性而比土体地基复杂,且地基的支

承损失是浅埋隧洞,浅埋隧洞的稳定性本身也是隧洞稳定性研究的难点,因此洞室地基的受力破坏失稳机理更为复杂;

2) 变异性大。洞室地基的承载性能与地基岩石的工程性质,地基洞室的工程性质如规模大小、几何尺寸、施工工艺方法等,以及与地面建筑的建筑布置、结构类型、施工方法等密切相关,而这些因素多变,因而变异性大。

3) 风险性高。地基稳定是以不危害地下洞室及地面建筑两者的安全为基准,因而要求安全性标准高,无论地下或地面建筑出现破坏,必构成极大的安全事故和巨大的经济损失,因而具有高风险。

由于目前对岩石洞室地基的破坏机理、稳定性判据及分析方法的研究较少,因此在建筑基础设计方案和地基处理技术上不得不采取十分保守的措施,如在原有地下工程上面再建一个规模较大的跨越结构,以承受上部建筑的荷载,保护已建的地下工程。这样的做法没有充分利用原有地下结构及其上岩层的承载能力,且工程费用高,施工时间长^[12],显然既不经济又不合理。

随着社会的不断发展,所需空间不断增加,地面地下空间应同时开发利用,这是城市发展的必然趋势,而两者又相互制约、相互影响。只有解决了洞室地基稳定性的问题之后才可能既经济又安全地同时使用两个空间。该问题的解决,无疑将对山城重庆的合理布局及类似地区充分开发利用地面、地下空间有着极大的帮助。

1.3 洞室地基稳定性研究现状

1.3.1 地基开洞研究现状

随着城市经济和建设事业的发展,城市地面交通的压力越来越大,单一的地面交通已无法从根本上解决城市交通拥挤的现状,迫切需要大力发展地下快速轨道交通。1863年英国建成了世界上第一条地下铁道,其后纽约、布达佩斯、维也纳、巴黎、柏林、雅典、马德里、东京、莫斯科等21座城市也相继修建了地下铁道。目前我国北京、上海、广州等各大城市也在发展城市快速轨道交通,在市中心区修建地下铁道。

然而城市地铁隧道施工过程会给周围建筑物带来不同程度的影响,地基开洞施工会使周围地层和地面产生变形,严重者会造成建筑物产生不均匀沉降、开裂甚至倒塌,将严重危害生产建设和人民生命财产安全。因此,近年来,关于隧道工程施工对周边建筑物影响与危害的研究已经引起学术界和工程界的注意和重视。目前对隧道施工所引起的地表沉降的预计出现了很多方法,其中主要有经验法、模型试验法、理论预测法等。

目前广泛应用于隧道开挖引起地表沉降的预测方法主要是 Peck 公式^[13]

$$W_x = W_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1.1)$$

式中: W_x ——距隧道中线 x 处的地面沉降量(m);

$W_{\max}$ ——隧道中线处(即 $x=0$)的地面沉降量(m);

x ——距隧道中线的距离(m);

i ——沉降槽宽度系数,即沉降曲线反弯点的横坐标(m)。

Peck 假定横向沉陷曲线为正态分布曲线。横向沉降槽宽度系数 i 取决于接近地表的地层强度、隧道埋深和隧道半径。Peck 公式是一个经验公式,它是基于很多隧道工程的地表沉降观测曲线得出的,既未在理论上经过严格的证明,在实际应用中也存在着若干需要解决的问题,如不同的施工方法和支护手段的影响;严格来说,Peck 公式仅适用于盾构法施工的情况,而对于用矿山法施工的隧道,其地表沉降由于受施工方法的影响较大,因此,基本上是不适用于计算岩石洞室地基沉降的。

英国是世界上最早修建地下铁道的国家,对地铁等城市隧道施工地表沉降问题研究较多。O Reilly、New 等^[14,15]针对不同的地层,研究了采用不同施工方法所引起的地表沉降问题。

Davis 等人(1980)^[16]用上、下限塑性理论研究了黏性土中浅埋隧洞开挖稳定性问题,E Leca 和 Dormieux(1990)^[17]对圆形浅埋土层隧道通过极限分析,得到了圆形浅埋土层隧道的上下限解。

我国不少学者在地基开洞方面也进行了大量的研究^[18~26]。如刘建航等(1991)^[15]以 Peck 法为基础,根据上海延安东路隧道施工实测资料,提出“负地层损失”的概念,在此基础上得出预测纵向沉降槽曲线的计算公式。徐斌(1998)用边界元法研究了软土中地铁隧道与邻近建筑的相互影响问题。王善勇等人(2002)采用数值分析手段对地基中地铁开挖影响问题进行了研究。阳军生和刘宝深(2002)用随机介质理论研究了城市隧道施工引起的地表移动及变形的规律及计算问题。对于岩石地基开洞问题,郭建群等人(2003)对地基开洞的浅埋隧道开挖控制爆破技术进行了研究。

实际上,关于地基开洞地表沉降的预计早在 15 世纪就引起人们的重视,17 世纪末期,在欧洲,随着近代工业的发展,煤炭的需求量逐渐增大,围绕大矿区、大煤田形成了许多大的工业中心,如德国的鲁尔矿区、波兰的西里西亚煤田、前苏联的顿巴斯煤田等,沉陷理论的研究也逐渐深入。应该说在煤炭行业最先开展了地表沉降的研究工作。开采沉陷地表移动与变形分布规律研究主要有经验法、分布函数法、理论模型法三大类。早期人们根据当时所了解的有关岩层或土层移动知识还不能提出有关岩层移动过程的统一理论,只能放弃创立岩层移动力学——数学模型的企图,而以实践经验、现场观测为基础来研究可直接用于工程的经验性的地表变形预计方法。其后,随着矿山岩土工程实践的增多以及矿山岩石力学的发展和现代技术的应用,开采沉陷也在多学科相互渗透的过程中快速发展,并在采动区及采空区上修建建筑物的地基基础设计和结构设计等方面有了一定的经验积累^[27~37]。

1.3.2 开洞地基研究现状

对于开洞地基的研究,目前主要集中在岩溶地基的稳定性分析及处理措施研究^[38~45]。20世纪80年代始,英国、波兰、德国等国的一些学者相继研究采空区等地下空洞对公路的危害性。另外,20世纪60~70年代,由于历史的原因,我国城市中建有許多地下防空洞,随着城区改扩建工程发展,在基础工程勘探中经常遇到地下防空洞,因此地基中已有防空洞的稳定性分析与处理也普遍得到重视^[46~57]。

目前,开洞地基稳定性的分析方法主要有定性分析法和定量分析法两大类,定量分析方法中有近似结构力学方法、传统极限平衡法和数值分析等^[58~61],其中一些近似结构力学方法和传统极限平衡法被编入地方相关规范中,如重庆市地方标准《工程地质勘察规范》(DB50/5005-1998)^[61]。

(1) 定性分析法。

定性分析法适用于初勘阶段选择场地及一般工程,地基稳定性分析评价包括综合分析法、工程类比法。

1) 综合分析法。此法可根据洞隙各项边界条件,对影响洞体的诸因素进行综合分析并做出评价。

2) 工程类比法。与条件相似的已有成功或失败工程实例进行类比,如铁道部隧道局有表1.1所列的覆跨比标准进行类比分析。

表 1.1 深浅埋隧道的覆跨比标准

铁路隧道围岩类别	I	II	III	IV	V	VI
相当国标准围岩类别	I	II	III	IV	V	VI
覆跨比标准	0.15~0.3	0.3~0.5	0.5~1	1.5~2.5	2.5~3.5	4~6

(2) 近似结构力学分析法。

1) 按无铰拱计算验算。当洞顶呈拱形时按无铰拱验算,根据无铰抛物线拱或圆弧拱公式计算公式求拱脚和拱顶的支座反力 H 、 V 、 R 和力矩 M 后,由下式求无铰拱最小安全厚度:

$$b = 2F_s R / \sigma \quad (1.2)$$

式中: R ——支座反力合力;

σ ——围岩抗压强度;

F_s ——安全系数。

2) 按板梁验算。当顶板岩层均较完整、强度较高、层理厚且已知顶板厚度和裂隙切割情况时,可按板梁验算。当跨中有裂缝、顶板两端支座处的岩石坚固完整时,按悬臂梁验算;若裂缝位于支座处、顶板较完整时,按简支梁计算;若支座和顶板岩层均较完整时,按两端固定梁计算。

(3) 传统极限平衡方法。

1) 普氏卸荷拱理论公式。洞室开挖前,地层处于静止平衡状态,洞室开挖后破坏了这种平衡,周围各点的应力重分布,最终达到新的平衡,前苏联 М. М. Протдьяконов(普氏)认为洞室开挖后在上覆岩(土)体中可以形成自然平衡拱(或称卸荷压力拱、坍塌拱)。卸荷拱高 h_1 取决于洞室的跨度和岩(土)体的性状,由下式确定:

$$h_1 = \frac{\frac{1}{2}L_1}{f} = \frac{\frac{1}{2}L + h \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{f} \quad (1.3)$$

式中 f 为岩(土)坚固性系数,又称普氏系数。

当洞室埋置较浅时、上覆岩土体整体塌落、不能形成卸荷拱;埋置较深时,岩土体局部塌落,将形成卸荷拱。一般认为,当埋深 $H > (2 \sim 2.5)h_1$ 时,洞室地基可按深埋处理,否则按浅埋处理。

卸荷拱除承担上覆岩土层的自重压力外,还可承担一部分外部荷载,因此,卸荷拱的极限承载力 P_x 可由下式求得,即

$$P_x = \frac{\sigma_c \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)(H - h_1) - 2W_x}{L_x} \quad (1.4)$$

式中: σ_c ——岩土体抗压强度设计值;

L_x ——卸荷拱的平均跨度, $L_x = L + (2h + H) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$;

W_x ——半个卸荷拱的自重, $W_x = \frac{1}{2} \gamma L_x H - \frac{2}{3} \gamma h_1^2 f$;

γ ——岩土体的容重。

当地表荷载 $q \leq P_x$ 时,洞室地基视为稳定。

2) 太沙基理论公式。太沙基(K. Terzaghi)把洞室围岩视为散粒体,从应力传递概念出发推出作用于衬砌上的作用力。洞室开挖后,顶部岩土体在重力作用下向下移动,在洞室两侧至地面出现 2 个剪切面,作用于衬砌顶部的压力为岩土体自重减去两侧的抗剪力。假定地面均布荷载为 q ,取 z 深处单元土体宽为 $2a_1$,厚为 dz ,由竖向平衡条件得

$$2\gamma a_1 dz = 2a_1 d\sigma_z + 2cdz + 2k\sigma_z \tan\varphi dz \quad (1.5)$$

式中: $a_1 = a + h \tan(\pi/4 - \varphi/2)$;

k ——侧压力系数,可取为 $k = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$ 。

将式(1.5)积分,并引进边界条件 $z=0, \sigma_z=q; z=H, \sigma_z=q_v$,得

$$q_v = \frac{\gamma a_1 - c}{k \tan\varphi} [1 - \exp(-kH \tan\varphi/a_1)] + q \exp(-kH \tan\varphi/a_1) \quad (1.6)$$

当地表荷载小于或等于 q_v 洞室地基视为稳定。

3) 浅埋隧道滑动破坏计算方法。如图 1.1 所示,浅埋洞室当上覆岩土柱 $ejkh$ 受到岩土柱自重和地表荷载作用时,便产生下沉,并受到两侧岩土体的约束,从而

带动两侧三棱岩土体 abe 和 dch 下沉,岩土体沿 ab 及 dc 出现破裂面,两破裂面间的岩土体变形破坏或坍塌。

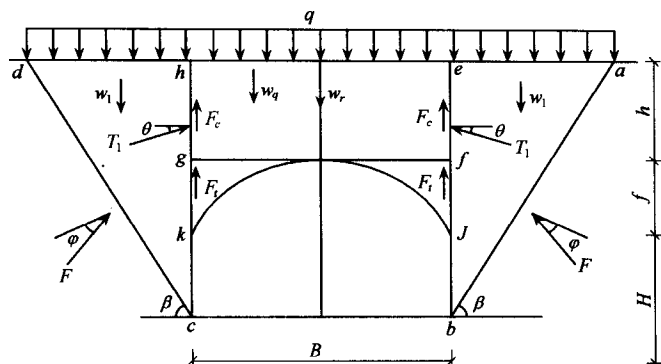


图 1.1 浅埋隧道计算图

岩土棱体 abe 在 F 、 T_1 、 W_1 的作用下,根据块体平衡的力多边形关系和正弦定律可导出该楔体对 je 边的岩土压力 T_1 为

$$T_1 = \frac{1}{2} \gamma (f + H)^2 \frac{\lambda}{\cos \theta} \text{ (无地表荷载)} \quad (1.7)$$

同理,岩土棱体 dch 在 F 、 T_1 、 W_1 及 q 的作用下, kh 边的岩土压力 T_1 为

$$T_1 = \left[\frac{1}{2} \gamma (f + H)^2 + (f + H)q \right] \frac{\lambda}{\cos \theta} \text{ (有地表荷载)} \quad (1.8)$$

式中: λ ——侧压力系数, $\lambda = \frac{\tan \beta - \tan \varphi}{\tan \beta [1 + \tan \beta (\tan \varphi - \tan \theta) + \tan \varphi \tan \theta]}$;

β ——岩土体的破裂角($^\circ$);

φ ——岩土体的内摩擦角($^\circ$);

γ ——岩土天然重度(kN/m^3);

q ——地表荷载(kPa)。

其余符号见图 1.1。

为偏安全,以下计算可用块体 $efgh$ 代替 $ejkh$,如图 1.1,洞顶岩土块体 $efgh$ 在 T_1 产生的摩擦力 F_f 和面 fe 和 gh 上产生的粘结力 F_c 、自重 W_r 、地表荷载 q 的作用下应平衡。

若安全系数 $K = \frac{(2F_f + 2F_c)}{(W_r + W_q)} > 1.0$ 稳定, $K = 1.0$ 基本稳定(极限平衡), $K < 1.0$ 不稳定;若不稳定,则 $(W_r + W_q) - 2(F_f + F_c) > 0$,此时其差值便是作用在地下洞室结构上的附加荷载,应验算地下结构的强度。

4) 冲切破坏验算。当洞室围岩稳定、基础直接放置在洞室顶板整体状中等风化或微风化岩层上时,洞室地基承载力可按顶板冲切破坏模式进行计算[如《重庆市建筑地基基础设计》(DB50/5001-1997)9.2.4 条规定](计算简图如图 1.2 所示),即

$$F_l = \frac{0.3}{\lambda + 0.5} f_l U_m h \quad (1.9)$$

对于矩形基础

$$U_m = 2(b + l + 2\lambda h)$$

验算时应符合要求

$$F_l \geq F + V_m \gamma$$

据地勘资料及设计资料,式中计算参数取值如下:

F ——上部结构传给基础底面的荷载设计值;

λ ——冲跨比;

l, b ——矩形基础的长边与短边边长;

h ——基础底面以下洞穴顶板的厚度;

γ ——洞穴顶板岩石的重度;

f_l ——岩石抗拉极限强度标准值;

U_m ——冲切破坏锥体在 $h/2$ 高度处的周长;

V_m ——冲切破坏锥体的体积;

F_l ——顶板抗冲切承载力设计值。

(4) 数值分析方法。

前面所提及的方法中,无论是定性分析、近似结构力学分析法还是传统极限平衡法,都很难估算地基变形,且无法反映隧道的实际施工过程,在应用过程中常常受其适用性所限制,而且同一个模型计算出来的结果差别很大。比如文献[62]在同一工程实例中,同时应用了普氏卸荷拱理论公式和太沙基理论公式,但得出来的结果,一个稳定,一个不稳定,结论相互矛盾。因此,传统的洞室地基极限平衡分析方法具有局限性,且这些方面无法考虑地下隧洞及地面建筑的施工顺序和共同作用问题,对复杂的洞室地基更是望尘莫及。对复杂的洞室地基,常规计算方法很难确定。在施工阶段,可对地面建筑及地下洞室进行监控量测,及时把握其动态稳定性,但毕竟要在工程实施阶段才能进行。因此,工程实施前的洞室地基安全性预评估就显得非常必要,预评估意义主要有两方面:一方面可以评估工程的可行性;另一方面通过评估发现工程实施时可能出现的危险区域,进而指导设计、施工及监控量测的布置。预评估的手段有三大类,一是工程类比,二是相似模型试验,再就是数值模拟分析。工程类比要有类似工程的条件才能进行,相似模型试验虽有优势,但费时耗资,因此数值模拟分析是最常用的手段,它能模拟复杂的洞室地基且能得到整个地基的应力位移值。

数值模拟分析方法具有考虑各种因素、描述材料非线性和几何非线性等能力和特点,突破了经典弹塑性理论有关介质连续、均质、各向同性和小变形等假定的限制,其分析方法及其成果更加贴近工程实际。运用现代化的计算手段和计算工

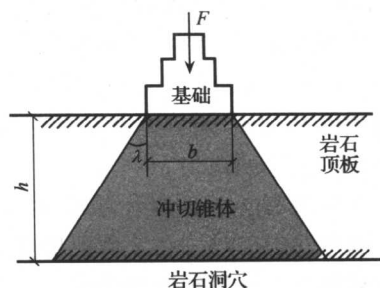


图 1.2 洞室地基冲切计算图式

具,将力学分析引入岩土体稳定性分析领域,是近年来的方向和趋势,国内外许多学者对此进行了有益的研究^[41,62~72]。

Badie 及 M. C. Wang(1991)用 FLAC 程序研究了三种不同形状的洞穴对地面荷载的影响,得出了垂曲线形洞穴的支撑力最大,圆形洞穴次之,方形洞穴承受荷载能力最小的结论。

罗济章等人采用有限元、边界元和 FLAC 等数值分析方法模拟分析了浅埋地下洞室与地面结构相互作用机理。张国学(1995)采用有限元方法对地基土中空洞支承损失对建筑结构构件内力影响进行了分析。Mroueh 和 Shahrour(2003)用三维有限元数值方法模拟分析了隧洞与邻近建筑物相互作用问题。

黄润秋、黄家渝(1998)用数值模拟了洞顶以上为沙岩、洞壁为泥岩、有房屋基础作用时的工况;研究表明,当洞顶岩石厚度较小时(荷载一定),基础附近及其与洞拱之间拉应力集中,地表拉破坏区与洞拱附近的拉破坏区贯通,地基将在上部荷载的作用下继续沿拉裂共同面向下剪切错动,最后完全破坏。最后还计算了洞室地基安全顶板厚度 T 和隧道不同跨度 L 的关系,可表示为

$$T = \exp(0.0548 \times L) \times 2.924 \quad (1.10)$$

1.3.3 稳定性判据研究现状

洞室地基的破坏是地基岩石的破坏及由此而引发的洞室或地面建筑物的稳定性问题,而岩石破坏是岩石力学研究主要内容之一。一般而言,边坡及地下工程的失稳主要是由于施工开挖引起的应力重分布超过围岩强度或引起围岩过分变形所致。从力学角度看,边坡及围岩失稳是因围岩应力达到或超过岩石强度的范围较大,最后形成一片连续贯通的塑性区和滑裂面,因而使岩石产生过大的变形而导致失稳。非线性有限元法可以较为全面地反映复杂岩石的力学特性,也可给出相应的变形场、应力场和塑性区分布情况,有助于分析岩石变形的破坏机制,由此可对岩石的稳定性加以定性分析。但如何判断岩石是否破坏,即判据的确定一直是岩土工程领域研究的难点、重点和热点^[73~83]。由于岩土体的异常复杂性,对其失稳机制、分析方法以及评判准则的研究至今尚未达到成熟的程度,甚至未能给工程稳定性下个严格的定义和量化的标准。

目前用于岩土工程的稳定性判据主要有安全系数法、可靠度或破坏概率、岩石的应力位移和干扰能量法等。

(1) 安全系数法。

在有限元计算中,可从点应力的安全系数来评价围岩及结构的安全度,根据莫尔-库仑准则,可用式(1.11)来计算点应力强度安全系数 F_s ,即有

$$F_s = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{C}{\tan\varphi}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)} \sin\varphi \quad (1.11)$$

于学馥(1991)认为对于岩土破坏可采用破坏系数、软化稳定系数作为力学强度判据:

1) 破坏系数,其表达式为 $f = \frac{\alpha I_1 + J_2^{1/2}}{K}$ (D-P 准则, $\alpha I_1 + J_2^{1/2} - K = 0$), 其物理意义为: f 值的大小反映了材料的应力状态及安全度。

2) 软化稳定系数。考虑到岩石一定的软化状态对应一定塑性体积应变, 软化稳定系数定义为达到残余破坏强度时永久性塑性体积应变与各种应力状态下塑性体积应变之比, 即 $S = \frac{(\epsilon_v^p)_f}{\epsilon_v^p}$, 它适于应变软化状态下的剪切破坏的分析判别。

以上是点应力的安全系数, 是基于应力位移解的基础上的。其实安全系数还有一个更具广泛意义上的安全系数, 即工程上的安全系数, 它是通过极限平衡分析法, 计算出的可能滑动面上的综合抗滑力与综合下滑力的比值 F_s , 通过 F_s 的大小来评价岩土体的稳定性。这种安全系数法主要应用于边坡工程。

安全系数法是一种历史悠久而目前仍最普遍应用的定量评价方法, 传统的安全系数是 1955 年由 Bishop 提出的, 他将 F 定义为土体的实际抗剪强度与阻止破坏所需的最小抗剪强度之比, 用公式表述为^[84]

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (1.12)$$

式中: τ_f ——土体的抗剪强度;

τ ——极限平衡所需要的剪应力。

按照这个定义无法将有限元数值分析结果应力应变与安全系数建立起关系。国内外不少学者就如何用数值分析结果来评价边坡稳定性做了很多有益的研究^[85~99]。

1996 年 Duncan 提出了另一种描述安全系数 F 的定义^[85]: 将土体的抗剪强度除以一个系数 F 使土坡达到临界破坏状态, 这个系数 F 就是坡体的安全系数, 用公式表述为

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} \quad (1.13)$$

进一步可以表述为

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F} = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan \varphi}{F} \quad (1.14)$$

上式就是强度折减法中安全系数的定义。用这个定义可以将有限元计算与稳定建立对应关系。因此强度折减有限元的基本原理^[88]就是将坡体强度参数粘聚力 c 和内摩擦角 φ 值同时除以一个折减系数 F_{trial} , 得到一组新的 c' 、 φ' 值, 然后作为新的材料参数输入, 再进行试算; 当计算不收敛时, 对应的 F_{trial} 被称为坡体的最小稳定安全系数, 此时坡体达到极限状态, 发生剪切破坏, 同时可得到坡体的破坏滑动面。两种安全系数定义的方法本质上是一致的。近年来, 基于强度折减法的安全系

数法在边坡工程上得到一定的应用与发展。

对这种强度折减法,早在1975年Zienkiewicz等人就用此方法分析边坡稳定,只是由于需要花费大量的计算时间而在具体应用中受到限制,Ugai(1989)、MatsuiSan(1992)、Griffiths和Lane(1996)、Dawson和Roth(1999),以及郑颖人、连镇营等国内外学者先后采用该方法进行坡体的有限元分析,计算结果与传统条分法非常吻合,证明用强度折减有限元分析边坡不仅可行而且非常有效。郑颖人等将该技术应用于岩质边坡的稳定性分析,也取得了非常好的效果^[98]。强度折减有限元法与其他稳定分析相比具有如下优点:

- ① 能够对具有复杂地貌、地质的边坡进行计算。
 - ② 考虑了土体的非线性弹塑性本构关系以及变形对应力的影响。
 - ③ 能够模拟土坡的失稳过程及其滑移面形状。
 - ④ 能够模拟土体与支护的共同作用。
 - ⑤ 求解安全系数时不需要假定滑移面的形状,也无需进行条分。
- (2) 可靠度或破坏概率。

理论与实践均证明,影响岩土工程稳定性的诸多因素常常都具有一定的随机性,它们多是具有一定分布形式的随机变量,因此可用概率论原理和方法来分析稳定性。近年来,这方法在岩土工程中得到不断的研究和发展。

- (3) 岩石的位移、应力、位移速度。

以容许位移量、应力强度准则及容许位移速度作为安全控制判据。

- (4) 定性经验。

根据已建的经验进行类比判断。

- (5) 干扰能量法。

该判据的原理是基于稳定性分析的能量准则,它以研究对象受干扰后产生的干扰能量值作为判据来考察研究对象是否稳定。卓家寿等人在这方面做了大量的工作^[75~77]。

但目前就如何应用数值模拟结果评价洞室地基的稳定安全性问题,国内外仍无统一的认识,不同的学者和工程界人士有不同的看法。如有人不允许出现塑性区,实际上出现塑性并不一定表明洞室地基工程失稳,在满足变形的条件下,适度的变形与少量的塑性区有利于应力转移与平衡。因此上述点安全系数法对点应力的安全评价只能说明该点的塑性破坏的程度或强度安全储备情况,实际上,即使一点上的应力超过强度破坏了,也不能说明洞室地基失稳、不安全,也就是说力学意义上的破坏不能等同于工程意义的破坏。因此岩石工程破坏(如本书的洞室地基工程)与岩石破坏是两个不同的概念,但它们又在同一个岩石工程中。岩石工程破坏的直接原因是工程周围岩石的破坏,其控制标准则是工程使用功能允许改变的极限。

对应于特定的岩石工程破坏控制标准,必然存在周围岩石的特定破坏状态,对