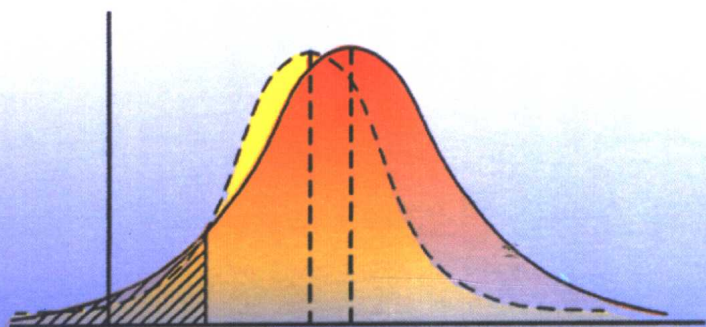


岩体强度准则概率 模型及其应用

严春风
徐 健 著



重庆大学出版社

岩体强度准则 概率模型及其应用

严春风 徐 健 著

重庆大学出版社

内 容 简 介

岩土工程的安全是公众极为关心的问题,也是岩土工程师设计时必须考虑的重要问题之一。本书是一本有关岩体可靠度研究的专著,主要内容有二滩岩石物理力学参数概率分布 Bayes 推断方法、节理岩体物理力学的统计特征、岩体强度准则模型及参数的敏感度分析、强度准则概率模型在节理岩体断裂力学分析中的应用、强度准则概率模型与随机场有限元分析耦合和二滩金龙山节理岩体边坡稳定可靠度分析等。本书基于对国内外岩土工程可靠度理论及随机分析领域已有研究成果的综述和分析,明确了目前岩体强度可靠度和随机分析的研究前沿,针对二滩节理岩体大量的物理力学参数的分析,得到了许多有益的成果和结论。

本书可供从事岩土力学研究人员和岩土工程设计与施工人员参考。

岩体强度准则概率模型及其应用

严春风 徐 健 著

责任编辑 谢晋洋

*

重庆大学出版社出版发行

新华书店经销

四川外语学院印刷厂印刷

*

开本:850×1168 1/32 印张:6.75 字数:181千

1999年12月第一版 1999年12月第一次印刷

印数:1~1500

ISBN 7-5624-1992-2/P·27 定价:22.80元

前 言

拥有装机总容量 300 万 kW,总库容 58 亿 m^3 的二滩工程是即将建成的亚洲最大的水电工程之一,其拱坝高度达 240m。二滩工程地处 40 ~ 60 MPa 的高应力地区,基岩主要以二叠系玄武岩和侵入的正长岩为主。大量的岩体实验室和原位实验证明二滩岩体特点是强度大,但强度参数测量值的离散性较大。地质勘察发现,左岸距水电站坝轴线 570m 的九龙山存在一威胁工程施工和运营的古滑坡,滑坡分为 I、II、III 等三个区,其中 II 区的巨厚层滑坡体由于距离施工区很近,且后期潜在滑坡体方量可能达到 2000 万 m^3 而引起格外的关注,此滑坡自二滩建设初期(1986 年),就得到了有关部门的重视,并掘进了若干探硐并钻深孔(深约 30 ~ 50m)多处,还安设了美国 SINCO 公司的 50329M 型倾斜仪等仪器观测坡体内部各测点的位移和速率。十年来的监测结果表明,在距滑坡体地表深约 25 ~ 45m 有一显著的滑动带,滑动带宽度在滑坡体上、中、下部分别为 10m、2m 和 20m,滑动带上的水平位移约为 4.5 ~ 8mm/a。对监测数据的研究还发现,水平位移在均值上下随时间波动,最大变异幅度达 3 ~ 6mm。

为了研究 II 区的稳定性,本书利用岩石物理力学参数概率分布函数的改进推断方法,对二滩节理岩体物理力学性质的统计特征进行了研究,这些参数包括岩体的抗剪强度参数、变形参数等。本书还建立了节理岩体常用 Mohr - Coulomb 强度理论和 Hoek - Brown 经验强度准则的概率模型。岩体强度参数强相关性和概型较大变异性是公认的事实,为了弄清参数相关性和概型究竟对可靠度的影响程度,本书还深入分析 Mohr - Coulomb 抗剪强度准则中 C 、 ϕ 的概型和相关系数、Hoek - Brown 经验强度准则中的参数 m 、 s 的概型和相关系数对准则可靠度指标的敏感度。根据岩体大剪实验(共计 31 组 167 个点)求得强度参数,本书对比 Hoek -

Brown 强度准则、Mohr - Coulomb 强度准则分析发现,在正应力约 1.0 MPa 的潜在滑动面处,Hoek - Brown 强度准则在该低应力区域的破坏强度比 Mohr - Coulomb 强度准则要低得多。

二滩岩体一般强度大且脆性高,易发生脆性断裂,为了建立二滩边坡节理岩体断裂力学概率特性,本书基于二滩节理的实际空间分布规律,对二滩节理岩体中不同受力条件下的各种裂纹的扩展的随机性,从断裂力学角度进行了全面的研究。对二滩节理岩体的断裂和初裂强度的随机特征及裂纹各参数的敏感程度的研究表明,在诸多参数中除裂纹与主应力之间的夹角之外,岩体结构面的强度参数的变异性对可靠度的影响程度最大。

极限平衡法无法计算滑坡体的变形,而常规有限元对具有岩体物理力学参数和数学模型的不确定性的边坡分析又束手无策。近年来,随机有限元(SFEM)因具有处理此类问题的优势而得到蓬勃发展,并取得成功。笔者基于随机变量变分原理,利用 NDP - FORTRAN 语言,采用一次二阶矩可靠度计算方法和随机场离散化手段,编制了随机场八节点等参单元弹塑性有限元程序,并对二滩金龙山边坡稳定可靠度进行了分析。分析成果表明,在滑坡面处应用 H - B 强度准则、M - C 准则计算后的可靠度指标在 1.5 附近,远低于 D - P 准则的 2.0。此外,研究还发现在 II 区坡顶有一可靠度仅为 1.0 的拉应力集中区域。这些计算成果和观测到的规律是一致的。

值得一提的是,还不能将计算位移值和测量位移值直接进行对比,因为计算模型考虑的重力所形成的位移,实际上,它在仪器安装前已经形成,因此测量得到的位移主要是由于岩体流变和其他因素形成的。本书在对比二滩金龙山边坡的测量位移数据进行分析时发现,位移和时间有很明显的相关关系。由于原位流变实验测得的流变参数的数据的不足而难以满足随机场有限元的要求,为了分析随时间稳定的位移增长的原因,本书引用了 ADINA 进行分析,通过对边坡岩体的蠕变进行了分析,研究发现,二滩金

龙山边坡的长期稳定的位移递增主要是由于边坡滑动面和岩体的蠕变造成的。

进一步数值分析发现,利用流变完全可以模拟边坡长期的位移变化趋势,而季节性的位移测量值的波动则无法解释。经研究,降雨和位移的变化规律的相关关系不十分明显,这样位移检测值波动的可能的原因只有温度。众所周知,气温变化只影响距地表约 8m 以内的岩层。由于 II 区边坡几何形状复杂且向阳,故本书仅基于简化了的温度场模型利用 ADINA 进行了分析。分析成果表明,边坡位移随时间的变化曲线和实测结果的对比是满意的。从而可以得出位移测量数据随时间的不规则变异的原因极可能是地表温度变化的结论。当然由于二滩地区气温和蠕变资料有限,再加上未考虑温度与地点、岩性、风的关系,因此金龙山滑坡的蠕变和温度应力等方面还有待于更深一步研究。

应该指出的是,现阶段二滩金龙山滑坡的稳定状态尚不能被可靠地预测,目前尚无任何理论或经验框架可用以确立水平位移速度的安全值是多少。因此在预测滑坡的长期稳定时,仅凭观察法或在边坡浅层量测到的移动率,预估何时蠕变滑坡体会突然发生破坏还比较困难。全强风化岩体边坡在浸水条件下可能会产生局部失稳。当水库蓄水或地下水位提高的条件下,是否可能出现以牵引式塌滑为先导的深层滑动应引起足够的重视并投入力量作进一步的研究。

总之,边坡工程的可靠度分析是一个崭新的课题,由于边坡工程随机分析方法和确定性方法是相辅相成的,因此对边坡稳定分析确定性研究方法的突破,将会对边坡工程可靠度分析方法产生巨大的推动作用。边坡工程的可靠度问题也是牵涉到社会、经济、技术等十分广泛的因素。本文只是在有限的资料背景下,应用边坡可靠度分析方法在二滩水电站金龙山 II 区巨厚层滑坡体的一次尝试。边坡可靠度分析方法在理论上和实际应用中还有大量的问题需要研究和探索,有待更加细致而卓有成效的研究。

The Reliability Analysis Of Rock Slope Stability And Its Application To The Jinlongshan Slope

ABSTRACT

Located on the Yalong River with a capacity of 3,000 million Watts and a reservoir of 5,800 million cubic meters , the Ertan Hydroelectric Project involves an arch dam with a maximum height of 240m. The rock formations at the site consist of Permian basalt with later age intrusions of syenite in a high stress field of 40 – 60 MPa. Due to the importance of the Project , extensive investigation by laboratory and field investigations have been carried out on a large number of items on important rock mechanics parameters. Since there is evidence of ancient slide at the Jinlongshan mountain, only 570 m away from the dam site, in order to ensure safety during construction and later operations, great concern has prompted a series of research and investigations on the stability of the slope. Notable creep and minor slides have been observed repeatedly in Zone I, II, and III. Since Zone II seems to be more important for the safety of the dam due to its estimated sliding volume is around 1.8 million cubic meters, and the potential volume might be around 20 million, thus investigations were concentrated in this zone. Deep boreholes and adits were driven to locate the possible or actual slide surface. Uniaxial horizontal inclinometers of SINCO Co. , USA, and related instruments were installed in the boreholes to measure the horizontal displacement, etc. , at three deep boreholes of 30 to 50 m in 1986. It was established the slide surface should be at 25 – 45m below the surface. The total measured horizontal displacement in each hole was in the order of 45 – 60 mm since

installation up to the end of 1996 in a general increasing trend. But there were an obvious seasonal fluctuation at all points along the bore holes. The maximum value was in the range of 3 – 6 mm per annum either above or below the mean. An obvious abrupt change occurred in a zone at the elevation corresponding to the inferred sliding surface. In the nearby region mainly above the zone, there was a stretch of 10 m, 2 m and 20 m for the top, middle, and bottom holes, respectively. Below this zone, 3 m, 6m, 6m, respectively.

In order to evaluate the stability of Zone II, rock mechanics parameters were derived from site investigation for the dam, which includes shear strength, deformation parameters, creep, etc. Since the maximum normal stress on the sliding surface would be around 1 MPa, a comparison was made to evaluate the suitability of the Mohr – Coulomb, Drucker – Prager and Hoek – Brown criteria from the large amount of data from in – situ direct shear tests of 31 groups (167 data points), of which 106 data points were used for detailed analysis. The method developed by Hoek is not satisfactory, thus a new computing algorithm has been proposed. Evidently, in the case of Zone II, the failure strength from the Hoek – Brown criterion is fairly below those given either by Mohr – Coulomb or Drucker – Prager.

Since the limit equilibrium method can not provide the displacement of the sliding mass and the fact that there are so many uncertainties in the mechanical properties as well as in the numerical modeling, the conventional FEM. seems to be not appropriate. In recent years, the Stochastic Field Finite Element Method (SFEM) has been developed and applied in several examples with success. So a computer program specially developed by means of NDP – FORTRAN language for analyzing 2D elastic – plastic problems is applied to analyze the stability of the slope. Due considerations have been paid to the statistical characteristic

nature of the pertinent properties of all related important rock mechanics parameters , including of the closely – spaced intermittent joints from a fractural mechanics view. Special attention has also been paid to apply the advanced Bayes method to extend the range of test data as well as to establish the inferred probability distribution function (PDF) .

Extensive parametric studies have been performed to provide a valid base for selecting parameters analyzing the behavior in Zone II. The analysis has shown that the reliability index is around 1.5 for the Mohr – Coulomb or Heok – Brown criterion on the slide surface as compared with 2.0 for Drucker – Prager criterion. Furthermore , there is a tension zone at the top of the slope , where the reliability index is only around 1.0 there. These results confirmed well with the conclusion derived from direct shear strength tests .

It should be emphasized that the computed displacements cannot be directly compared with the measured ones since they are not equivalent. The numerical model considers only the gravity loading while we could only measure after initiation of the reading following installation of the measuring instruments. Thus what the instruments measured is the displacements due to either creep or other disturbances. As mentioned above, a seemingly linear creep has been established with a creep rate of 2.5 – 6.0 mm per annum(0,0007 – 0017 mm per day) . Laboratory tests suggested a linear creep rate of 0.5 – 4 mm per day, much higher than the measured ones. Field tests suggested a logrizmic law, which would eventually give a insignificant creep rate after a short period of time. Both are inadequate to predict the long time behavior though it appears a linear law may suit the purpose. Even though the SFEM could be modified to take care of the linear creep, it was decided to use the more versitile ADINA for further analysis.

The results showed that linear creep displacement was simulated as a

general trend but the seasonal and local variations could not be taken into account. The correlation between rainfall and the displacements seems insignificant and the only possible source should be the severe temperature change due both to the air temperature variations and radiation on the Southern Slope. As is well known, temperatures in the rock mass somewhat 8 m below the surface would not be influenced by even annual air temperature variations. Yet, due to the particular geometry and boundary conditions in Zone II, the top surface layer could be displaced rather more or less freely but restrained by the bottom layers. A simplified temperature field was adopted and analysis by ADINA was performed. The seasonal changes of the displacement were simulated well and also the abrupt change near the sliding surface. By further refinement of transition stretches, it might be possible to simulate the local variations.

The paper concludes that the stability of a slope can not be predicted reliably at the present stage of development and recommends that much efforts should be done as suggested by Prof. Leonards in his famous "Overview and Personal Commentary" in Engineering Geology, vol. 24, No. 1 - 4, 1987. Jinlongshan slope hardly met these prerequisites. It was assumed that the velocity of the surface displacements was an index of impending failure. It will be shown subsequently that this assumption is incorrect but, even if it were valid, there was no analytical or empirical framework on the basis of which a safe value of horizontal displacement rate could be established. So it is necessary to do more to research the mechanism of the slope failure at the Jinlongshan mountain.

目 录

1	绪论	(1)
1.1	引言	(1)
1.2	国内外研究现状及评述	(8)
1.3	问题的进一步提出	(20)
1.4	本书的技术思路及研究方法	(22)
2	岩体物理力学参数概率分布 Bayes 推断方法	(25)
2.1	引言	(25)
2.2	岩体参数常用统计方法	(25)
2.3	岩石力学参数检验方法	(30)
2.4	岩体参数概率分布函数改进 Bayes 推断体系	(31)
2.5	数值算例	(36)
2.6	二滩玄武岩变形模量分布函数推断	(39)
2.7	本章小结	(40)
3	节理岩体物理力学参数的统计特征	(41)
3.1	引言	(41)
3.2	节理岩体结构面几何参数的统计特征	(42)
3.3	岩石(岩体)物理力学性质的随机分布特征	(54)
3.4	岩体 Mohr - Coulomb 抗剪强度准则参数随机特征 研究	(57)
3.5	岩体 Hoek - Brown 经验强度参数 m 、 s 的随机特征 分析	(60)
3.6	本章小结	(70)

4	岩体强度准则概率模型及参数的敏感度分析·····	(72)
4.1	引言·····	(72)
4.2	Mohr - Coulomb 抗剪强度准则可靠度分析·····	(72)
4.3	节理岩体 Hoek - Brown 经验准则可靠度分析·····	(76)
4.4	关于 Mohr - Coulomb 强度准则参数分布函数概型的 敏感度分析·····	(83)
4.5	强度参数相关性的敏感度分析·····	(90)
4.6	本章小结·····	(98)
5	强度准则概率模型在节理岩体断裂力学分析中的应用 ·····	(99)
5.1	引言·····	(99)
5.2	应用于岩石力学中的 Weibull 统计断裂理论·····	(101)
5.3	拉剪条件下节理岩体断裂力学概率模型·····	(103)
5.4	单一边裂纹拉剪应力条件下断裂力学概率模型 ·····	(108)
5.5	压剪条件下节理岩体断裂力学概率模型·····	(111)
5.6	二滩 C - 1 级断续节理岩体裂纹扩展概率分析·····	(119)
5.7	本章小结·····	(123)
6	强度准则概率模型与随机场有限元分析耦合·····	(124)
6.1	引言·····	(124)
6.2	节理岩体参数随机场的局部平均及其离散·····	(125)
6.3	随机变量的变分原理·····	(131)
6.4	随机场有限元的计算格式·····	(133)
6.5	弹塑性随机场有限元的计算格式·····	(137)
6.6	节理岩体随机场弹塑性随机有限元 SFEMP 程序简介 ·····	(144)
6.7	数值算例·····	(146)
6.8	本章小结·····	(148)

7	二滩金龙山节理岩体边坡稳定可靠度分析	(150)
7.1	二滩地区基本地质条件	(150)
7.2	金龙山滑坡特征分析	(159)
7.3	II区巨厚层滑坡体的工程地质条件	(164)
7.4	II区巨厚层滑坡体稳定性问题	(167)
7.5	金龙山II区巨厚层滑坡体随机场有限元计算条件	(170)
7.6	II区巨厚层滑坡体的随机场网格划分	(172)
7.7	滑坡体位移场概率特征分析	(172)
7.8	滑坡体应力场概率特征分析	(175)
7.9	滑坡体稳定性可靠度分析	(177)
7.10	成果分析及建议	(181)
7.11	本章小结	(182)
8	结论及展望	(183)
8.1	结论	(183)
8.2	建议及展望	(188)
	主要参考文献	(190)

1 绪 论

1.1 引言

岩土工程的安全一直是公众极关心的问题。它也是岩土工程师设计时考虑的关键所在。岩土工程一旦失事造成的后果往往是惊人的。1963年,经世界一流专家论证一直被认为比较安全的意大利 Vajont 水电站(坝高 265.5m)的 Mont Toc 山体的 2.4 亿 m^3 的滑坡,以瞬间 150km/h 的速度将水库全部填没,它形成的高 260m 的巨大水浪将下游多个村镇冲毁,并造成三千余人遇难。1975 年我国河南亳山水库的大坝因暴雨失效,使 8 亿 m^3 的蓄水冲向下游造成巨大灾难。

岩体工程设计都必须考虑该工程所处的特殊的地质地理环境、岩石类型、破坏形式、设计荷载和使用用途等多方面因素。因此,每一个岩体工程都具有特殊性和惟一性。但对于不同类型的岩体工程,有必要采用统一的指标或参数来评价和描述不同工程的安全度。

由 Berlider[1729]和 Coulomb[1773]提出的评价工程安全度的安全系数指标一直沿用至今。安全系数可定义为使结构达到极限状态时抗剪强度的折减系数(Morgenstern[1992]^[129]):

$$F_s = \frac{A}{B} \quad (1-1)$$

式中 A ——强度或强度效应;

B ——荷载或荷载效应。

很明显,Berlider 和 Coulomb 提出安全系数的本意在于给设计中的岩体工程预留一定的安全储备。这种思想很快为人们所接受并沿用至今。几百年来,安全系数法得到了不断的丰富和发展,并

结合极限状态设计方法形成了适于不同岩体工程的一整套安全系数的确定方法。表 1-1 就是在不同破坏形式下边坡的建议安全系数数值。

表 1-1 边坡在不同破坏形式下的建议安全系数值表

破坏形式	使用状态	建议安全系数	备 注
滑坡(土体或松散岩体)	永久性	1.5 ~ 2.0	G. Meyerhof
	临时性	> 1.3	G. Meyerhof
岩质滑坡 (节理岩体)	永久性	> 1.5	E. Hoek
	临时性	> 1.3	E. Hoek
楔形体滑动 (节理岩体)	永久性	> 1.5	E. Hoek
	临时性	> 1.3	E. Hoek

1959 年结构设计正确且施工质量精良的法国 Malpasset 大坝 (高 66.5m) 的左岸基础突然发生失效, 并造成巨大损失和人员伤亡。坝基破坏的楔形体如图 1-1 所示, 其中两个破坏面为软弱夹层和断层。

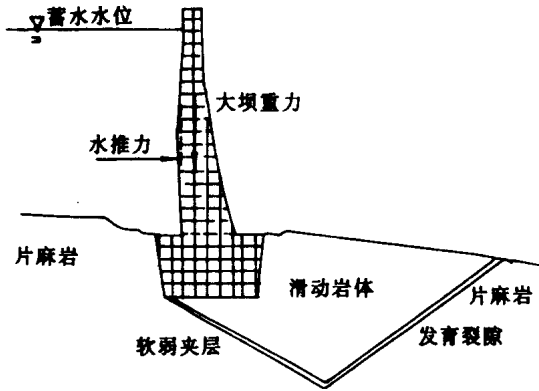


图 1-1 Malpasset 大坝坝基岩体示意图

另一平面为破坏时形成的拉裂面,地下水在该坝基破坏过程中起了重要的作用。该水坝基础的失事震惊了全世界,也促使岩土工程师们反思岩体工程设计过程中采用的计算方法是否正确。那么,安全系数是否能够真实反映工程的安全程度呢?是否 1.5 的安全系数就代表工程有 150% 的安全度呢?答案是否定的。很明显,取相同安全系数的两个岩体工程,其真实安全度不可能一样,同一岩体工程在不同破坏形式下设计的安全系数相差较大,而且真正出现的破坏形式并不一定和最小安全系数者相对应。例如,加拿大哥伦比亚河上的 Mica 水电站的 Dutchmen 边坡,由于加固设计是基于十分详尽的地质勘察和位移监测,因而安全系数仅取 1.06(远低于建议的 1.5)。位移长期监测揭示该边坡是处于稳定之中的。事实上,在岩体设计过程中,安全系数的取值与人们对工程岩体的结构、强度特性及破坏形式的掌握程度密切相关。图 1-2 和图 1-3 就说明了安全系数与测量样本数及测量参数变异系数的相互关系。

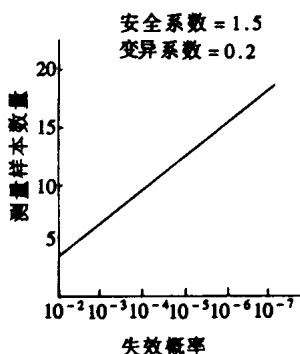


图 1-2 失效概率与样本数量关系图

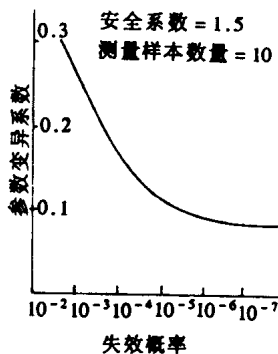


图 1-3 失效概率与参数变异系数关系图

由图 1-2 和图 1-3 可知,在安全系数为 1.5 的情况下,当式(1-1)的强度 A 参数测量样本数量和参数变异系数变化时,岩体工程失效概率变化十分敏感。众所周知,岩体是经过漫长地质年代、经历了各种地质作用和多次造山运动形成的,自然条件和人类的工程活动引起岩体性状的改变。岩体的物质组成、组织结构特点及其在自然界的赋存状态是自然历史的结果,是在自然的条件下形成的,因此,岩体的性状具有很大的变异性。各种地质作用改变着岩体的赋存条件和性状,并在岩体中形成断层、节理和裂隙。对于对岩体性状的测量和把握,人们只能在特定的时刻、特定的地点和范围内对岩体的某个部位进行测量,然后基于一定的数学模型利用测量的结果去估计预测岩体的性状。因此,人们对岩体的认识具有很大的局限性。岩体工程的设计和施工也只能在这种不确定性条件下进行。在目前技术经济条件下,精确测量和掌握岩体内在性质及节理裂隙的性状是相当困难的。也就是说,在这种状态下,安全系数设计方法反映岩体工程的安全状态对应的失效概率变化的范围相当大,其表达的安全度也是模糊不清的。

为了区别极限状态各参数对于失效的影响程度的差异,一些学者(Taylor [1948], Hansen [1953])提出分项系数方法。各参数的分项系数是通过参数分析得到的。这些分项系数对于相同的设计的使用方法和安全系数是一样的。经过数十年的发展,分项系数法已发展得相对成熟,丹麦(DS415 [1965])、加拿大(CFEM [1992] 和 NBCC [1995])、美国(ANSI A58 [1980])和欧洲(EUROCODE [1993])都制定了相应的规范。它已广泛应用于岩土结构(如基础、挡土结构和土工构筑物等)失效分析。这种方法是一种半概率方法,它克服了安全系数法的不考虑各参数对稳定的贡献差异的不足。即使这样,安全度的真实意义在分项系数方法中仍未得到正确表达。

由于岩体具有巨大的变异性,当人们不能可靠地预估岩体工程的工作性态时,常尽可能地测量岩体性态的关键指标,并在施工过程中不断地修改设计,这一工作方法就叫做“观察法”(R. B.