

第 六 篇

岩体流变特性和分析方法

第 16 章 岩体流变的基本性质

§ 16.1 概 述

在前面的几篇中,我们对土体流变特性及分析方法与工程应用进行了较为详尽的研究。随着各类岩石工程建设规模的扩大以及对岩石介质与其工程特征认识的深入,在描述和处理岩石材料的时间效应与其流变属性方面沿用弹性或弹塑性理论将存在明显的缺陷和困难。大量的现场量测和室内试验都表明,对于软弱岩石以及含有泥质充填物和夹层破碎带的岩体,其流变属性都是非常显著的。即使是比较坚硬的岩体,由于多组节理或受到发育裂隙的切割,其剪切蠕变也会达到较大的量值。因此,在工程建设中经常会遇到岩体的变形随时间而增长变化的现象。例如,地下洞室开挖、岩石地基和岩石边坡等,都可以观察到岩体变形随时间不断增长发展的现象。研究产生这些现象的原因及其力学机制有着十分重要的意义。

以地下洞室围岩的受力和变形为例,从流变学的观点出发对毛洞失稳,形变压力增大以及支护与围岩的相互作用等问题均可作出合理的解释。

洞体开挖以后,原岩在洞周处的初始地应力被释放,使洞周附近围岩的应力重新分布,同时引起毛洞的变形。如未考虑作业面的存在而按平面问题研究时,若不计及岩体的粘性特征,这种应力调整和向洞内的弹塑性的收敛变形,认为在成洞的瞬间就已全部完成。这样,如果该瞬间围岩的应力不超过其强度值,则被认为毛洞将是永远稳定的,其变形也不会进一步发展。然而,事实却并非如此。对地下洞室的长期观察和量测都表明,许多在成洞之初呈稳定的岩体,由于变形随时间推移而不断发展,经过一些时日以后,洞体可能失稳或坍塌破坏。这说明洞周变形与时间因素密切相关。

在围岩失稳之前施作洞室支护,可以在相当程度上约束毛洞收敛变形的持续发展,而围岩对支护则将施加随时间增长而加大的地层压力。用岩体流变的观点来解释,则作用在支护上的地层压力,主要是围岩蠕变引起的形变压力(包括小部分的地层松动压力)。此外,当围岩-隧洞支护系统的变形逐步趋于稳定后,由于岩体应力松弛使作用于隧洞上的压力(支护对围岩的约束抗力)仍有少量的不断变化,并将再持续相当一段时间。这点业已为隧洞的许多实测所证实。

最后,从隧洞支护与围岩相互作用的认识来看,毛洞开挖后进行支护,再待支护强度达到足以参与围岩共同受力,都需要有相当的时间间隔。如果不考虑岩体的粘性特征,则支护发挥作用之前,毛洞的变形就已全部完成,这样,支护与围岩间就谈不上有任何相互作用和共同受力。显然,这与实际情况也是不相符合的。因此,只有认为围岩变形随时间而变化发展,才能充分阐明它与支护相互作用的受力机理和时效特征。

需要指出的是,岩体的抗力在很大程度上常取决于岩块界面上及其颗粒间的内摩擦,在毛洞蠕变发展过程中由于岩体内部晶格的变化,减小了原有的静止摩擦系数和粘聚力,从而

随时间推移不断降低岩体的强度。这就是随着岩石粘塑性变形的发展所导致的应变软化或强度恶化,从而使其长期强度不断降低的现象。由于上述原因,使得无支护毛洞的变形若无限制的自由发展变得十分不利,在设计上也难于掌握并控制围岩突然出现的崩塌和坍落。晚近盛行的新奥法设计施工方案,其力学原理即在于在毛洞开挖以后尽早地喷设一薄层混凝土(或再打筑适量的锚杆),尽量约束毛洞围岩初始蠕变的迅速发展,尽量小地扰动围岩早先的初始应力状态,以改善围岩的受力条件,维护其固有的强度。然后,根据围岩的属性,在释放了一定的蠕变变形以后,再考虑施筑永久支护。这样,一方面减小了衬砌应力,节约支护材料;另一方面又避免了岩体强度丧失过多和毛洞初始变形过大的缺点。从上述可见,按弹性或弹塑性理论的计算方法,均不能计入围岩和支护的变形随时间发展这一客观存在的因素,显然有很大的不足;而粘弹塑性理论则能为经济合理地选择支护施作时间和支护刚度,提供更有依据的计算方法,反映围岩-隧洞支护系统的受力实际。

由上述可看出,在岩体工程中,充分考虑岩体的流变特性,无论对于岩体力学理论研究,还是实际岩体工程应用都具有重要的意义。

§ 16.2 岩石流变的力学特性

由于岩石材料和土体材料在结构特性、材料组成上有较大的差异,所以,岩石的流变特性和土体材料相比较,也有较大的区别。试验工作是了解岩石流变力学属性的主要手段。目前,人们对岩石(指完整岩块)在单轴压缩、弯曲,扭转(剪切)以及常规三轴等受力条件下的流变属性已经做了较多的室内试验研究,在岩体弱面的剪切流变方面也做过一些试验。而单轴拉伸、平面双轴、真三轴以及应力松弛等方面的试验则进行得不多,现场原位流变测试研究也还比较少。

众所周知,岩石室内试验结果是描述岩石流变属性不可缺少的重要资料。它还具有能够长期观察、可严格控制试验条件、排除次要因素的影响、重复次数多和耗资较少等特点。这些试验成果为深入开展岩石流变属性的研究奠定了基础,同时也揭示了岩石在不同受力条件下具有的不同的流变属性。这就要求把不同应力水平和各种受力条件下岩石的流变属性作进一步的对比分析,以求较全面地了解其流变性状,概括其流变规律。

对于不同的受力条件,各类岩石所表现的流变性状也不尽相同。下面是一些岩石室内流变试验的成果。

① 在单向压缩情况下,岩石的侧向蠕变比轴向的更显著,侧向蠕变速率随应力增加也比轴向的更迅速。多数岩石在较低的单轴压应力作用下表现出粘弹性固体性状,待压应力超过一定量值以后,则多表现为粘塑性流体性状。某些砂岩和凝灰岩在单轴压缩条件下都有比较明显的体积蠕变特性,即其体积变形常随时间缓慢增大,而出现体积膨胀的应力值比短时加载的低。一些岩石在不同蠕变阶段的轴向和侧向蠕变曲线的形状都相类似。由于压缩蠕变的发展,使岩石的长期强度大为降低。如泡水 Nugget 砂岩在自然干燥状态下的准静力抗压强度可达到 230MPa,而蠕变 1200 小时后,其强度值降低至 130MPa 以下;弹性模量和泊松比也都随加载时间和加载速度的不同而变化。一般可把增量泊松比为 0.5 时所对应的应力作为岩石的长期强度。

② 一些岩石在单向拉伸、扭转(剪切)和多点弯曲等恒载分别作用下的变形均表现出更

加明显的时间效应。在这几种受力条件下,即使应力较低也显现出粘弹塑性流体的蠕变性态。试件受单向拉伸作用时,由于侧向应变很小,体积蠕变和轴向蠕变在性态和量值上都大体相同。一些岩石(例如花岗岩)在单轴拉伸时的蠕变速率比较高,第三期蠕变的时间又极短暂,因而常造成突然破坏;而另一些岩石(例如砂岩和石灰岩)的拉伸蠕变变形很大,在相同的应力水平(指施加应力占破坏值的百分数的大小)时,其拉伸蠕变大约是压缩蠕变值的 5~6 倍。

③ 扭转流变试验是探讨岩石剪切流变属性的重要手段。从某些砂岩的扭转蠕变试验中发现存在一个剪切屈服的上限应力。对岩样做三点弯曲试验时,受拉区岩石的弹性模量则近似不变,因此受弯构件的蠕变破坏多数是由于丧失抗拉能力造成的。

④ 在双轴和三轴压缩的复杂应力情况下,岩石的蠕变性态将受到各个方向应力大小及其加载路径的影响。对于围压恒定、轴压增加的情况,一些岩石在每一级增量荷载下的轴向、侧向和体积变形都具有明显的时间效应;其轴向和侧向瞬时应变以及轴向第二期平均蠕变速率随应力差的变化规律与单轴压缩情况近似相同。反之,在轴压恒定,围压增加的情况下,体积变形的时间效应多不明显,轴向和侧向蠕变值也不大。但许多试验结果又都表明侧压力对某些岩石蠕变的影响很显著。就花岗岩而言,剪应力增加时剪应变和体应变以及蠕变速率均迅速增加,而侧压力加大,这些量值则减小。剪应力不变时,岩石试件的断裂强度随围压增大而增加,因而,在高围压条件下,蠕变断裂比单轴压缩情况困难得多。此外,体积应变的性态对岩石畸变蠕变特性也有较大影响。

⑤ 软弱夹层和沿节理结构面的剪切流变性态是决定不连续岩体流变特征的关键。可用现场采集的包含夹层或节理的岩样在室内弱面直剪流变仪上进行试验。当与节理面正交的法向应力为不同的恒定值时,得到的沿节理面切向各时间的剪应力-剪应变时程曲线表明:节理面的剪切刚度随时间降低,剪切应变速率则随剪应力增加而增加。对表面粗糙但无大的起伏角,以及无粘土质矿物夹层充填的节理面,其蠕变曲线相对地比较平缓,变形过程中没有大的起伏和剧变。此外,层状板岩中存在的节理面还会影响到侧向蠕变;平行于节理面加载时出现的侧向蠕变值有时可达到垂直于节理面加载时相应值的 2 倍。

⑥ 仅有的少数试验还表明,含水量对岩石试件蠕变性态也有一定的影响。蠕变随岩石含水量而增加的规律尚待进一步研究。深层岩石在地温升高时蠕变量会加大。岩石的一些结构因素,诸如颗粒粒径和几何形状,胶结情况以及孔隙率等,对岩石蠕变的量值也有一定的影响。当组成岩石的颗粒粒径比较粗大时,岩石蠕变值将减小。

⑦ 在恒定的单向压应变作用下,多数岩石都表现出不同程度的应力松弛特性。应力松弛持续的时间具有随岩石单轴抗压强度降低而减小的趋势,同时还受到所施加应力值大小的影响。图 16.2-1 所示是某种砂岩和大理岩在伺服控制刚性试验机上的松弛试验的结果。从图中各条曲线所代表的松弛特性可见,在出现第一条宏观裂纹的瞬时,荷载将急剧降低,很快达到与产生裂纹大小有关的稳定值,表明裂纹扩展后又趋于下一个新的平衡。

所有的试验结果都表明,流变试验时试样破坏的形式与普通短期加载试验试样破坏形式相似,一般为拉破、剪破以及两者的复合形式。在单轴或常规三轴蠕变试验中,试件的破坏大多是剪切破坏。

完整岩块的理论蠕变曲线由图 16.2-2 所示的三个区段所组成。在恒定的应力($\sigma = \sigma_1$)作用下,除图中曲线 *a* 的 *OA* 段为加载后瞬时产生的弹性应变外,*AB* 段是随时间增长的初

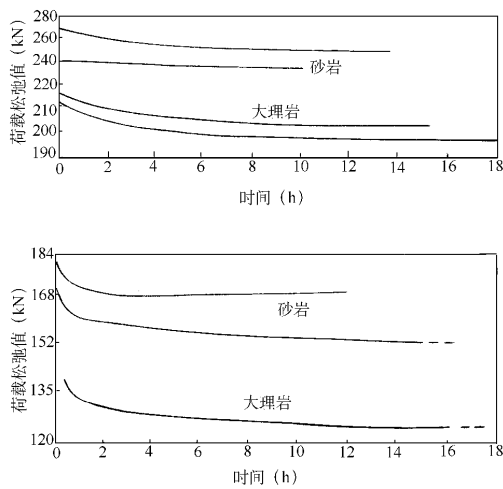


图 16.2-1 岩石的应力松弛特性

期蠕变,其应变速率逐渐递减;BC 段是应变速率呈定值稳定状态的第二期稳态蠕变(等速蠕变),这个区段历时的长短主要取决于应力水平;CD 段是试件达到破坏前应变速率呈加速增长的第三期蠕变。如果在 AB 段卸载,试件中的弹性应变将瞬时恢复,其余部分为粘弹性应变,它将随时间逐渐延迟恢复到零。如果在 BC 段卸载,试件的应变除一部分产生瞬时和延迟恢复外,还将存在不可恢复的永久的粘塑性变形。

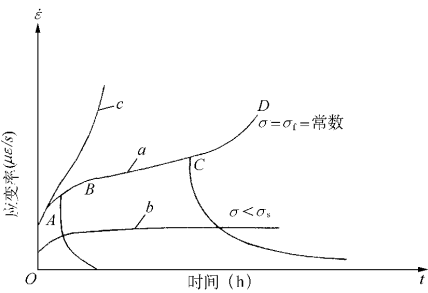


图 16.2-2 恒定应力作用下的理想蠕变曲线

显然,随着岩体自身的属性、应力状态以及环境条件等的不同,上述蠕变曲线的性状也将是不同的。当应力水平较低时,可能只产生 AB 和 BC 两个区段的蠕变;当应力水平低于某一限值时,则不产生蠕变,如曲线 b 所示,σ_s 称为蠕变下限。反之,当应力水平较高,例如在单轴压缩条件下,当应力接近岩石的抗压强度时,上述几个区段的蠕变反映不明显,变形将近似直线状态急剧发展,直至迅速地破坏,如图曲线 c 所示。以某种石灰岩的常规三轴试验为例,围压保持 1GPa,当应力差为 0.68GPa 时,岩石表现出如上三个区段的蠕变;应力差为 0.55GPa 时仅出现前两个区段的蠕变;而小于 0.44GPa 时则仅有初期蠕变;反之,当应力差大于 1GPa 时,试件急剧发展为第三区段蠕变,并迅速破坏。

§ 16.3 软岩变形发展的时间历程

16.3.1 软岩的概念与定义

岩石力学中有关软弱、破碎、风化岩石等类软岩和大坝、隧道、边坡、核电站、桥梁等建筑物有着密切关系。软岩给结构设计、施工工艺带来一系列特殊问题,因而软岩的研究引起国内外广泛的注意。但迄今对软岩的定义在工程界仍存在着分歧。1981 年在东京召开的‘国际软岩学术讨论会’规定‘软弱、破碎和风化岩石’为软岩。如低于 10MPa 抗压强度的泥煤岩、水电站坝基的软弱夹层、软弱带都属于软岩,然而,有些中硬岩石,虽然它们的抗压强度可达 $50\sim 80\text{MPa}$,但在大跨度地下洞室周围则表现不易稳定。又如某矿床埋深 920m 的矿洞,虽然其岩体具有 $30\sim 60\text{MPa}$ 的单轴抗压强度,但还是出现了严重破坏。因此有人建议把软岩称为‘难支护岩体’,以地下洞室支护是否困难作为判别软岩的条件。

为了更明确定义软岩,这里引入‘不稳定围岩’作为软岩的条件。所谓软岩可定义为‘在地应力、地下水和强风化作用下,具有显著渗流、膨胀、或崩解特性的软弱、破碎、风化和节理化围岩,简称为不稳定围岩岩体’。

16.3.2 软岩的特点及其流变特性

软岩的基本特征是强度低,孔隙率高,容重小,渗水、吸水性好,易风化,易崩解,具有显著的膨胀性和明显的时效特性。作为工程材料,其稳定性差。

(1) 单轴抗压强度

软岩由于结构松散复杂,因而取原状试样比较困难,其试验强度值一般很分散。软岩强度和石英矿物、粘土矿物的含量有着密切关系,如吉林舒兰煤矿岩层有砂岩、砂质页岩和泥岩,因含有大量粘土矿物如蒙脱石和伊利石,故其单轴抗压强度仅有 0.33MPa 。

软岩的强度和孔隙率、含水饱和度、内部颗粒的尺寸形状、不连续面及各向异性结构等有关。

(2) 软岩中的孔隙水和渗透性

软岩是和土体类似的一般岩石,其孔隙是相互联系的基体,可模拟成集束毛细管,其渗流属层流,符合 Darcy 定律。一般渗透系数 k 值很小,大多数软岩具有沿裂隙和不连续面渗流的性能。故有沿软岩内不连续面或软岩边界渗水较多的可能性。

(3) 软岩的崩解与膨胀

崩解是软岩的特点之一,含有粘土矿物的软岩往往由于浸水而发生解体现象。但也有因失水而崩解的。如天生桥一级电站左岸岩体泥岩因失水而崩解成碎裂块体。

软岩并不一定膨胀,但膨胀的岩石一般都属于软岩。蒙脱石等粘土矿物具有强烈的干缩与湿胀性,因而含量较高的软岩浸水后一般都表现出明显的体积增加,从而产生可观的膨胀压力而导致结构破坏。有的泥岩自由膨胀率可达 $7.1\%\sim 35\%$,最大可达 $128\%\sim 430\%$,其膨胀力为 $0.1\sim 1\text{MPa}$ 。值得注意的是,不含或少含蒙脱石的软岩有时也有膨胀现象,如茂名泥岩主要含高岭石和伊利石,其膨胀力亦达 0.55MPa ,膨胀率达 29% ,这主要是水分的吸附性所致,特点是膨胀快,历时短。由上述可见软岩的膨胀机理是很复杂的。

(4) 软岩的流变特性

软岩具有明显的时效特征。岩体开挖后出现持续变形,对于不稳定岩石包括泥质夹层、

节理弱面等,往往有流变性、粘弹性、粘弹塑性等。软岩的流变规律是很复杂的,它和膨胀、崩解一样给软岩工程带来极大的危害。地下洞室围岩的失稳往往是流变、膨胀和崩解的综合效应。很难区分何种效应起主导作用。

软岩流变的一个重要特征是其强度随时间的延长而降低(见图 16.3-1),图中所示应变速率不断减缓,其单轴抗压强度由 60MPa 降到 24MPa。1981 年 Toshihisa、Adachi 建议在三轴应力作用下长期强度的递减公式为

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta} = \alpha(t_r) \quad (16.3-1)$$

式中, σ_1 、 σ_3 分别为最大、最小主应力;
 t_r 为经历时间; σ'_m 为平均应力; β 、 α 为蠕变试验常数。

由此式可以预测 100 年乃至 1000 年后的软岩强度。

有的学者将软岩在常应变率下的常规三轴试验($\dot{\epsilon}_a = 0.12\%/min$)结果与蠕变试验结果进行了比较,如图 16.3-2 所示。图中的虚线是三轴试验的结果。图中所示的试验结果表明 在蠕变试验中当应力水平低于某一数值时,试件不会破坏,试件的变形将渐趋于稳定;试件破坏时的应变与常规三轴试验属同一量级,试件的破坏将落在三轴试验的破坏后区内。这些试验结果表明,在中、低围压下岩石的蠕变变形并不是无限增长的。高围压下的岩石蠕变试验结果目前尚未见报道。显然,高地应力地区的岩石蠕变将呈非线性性态发展。

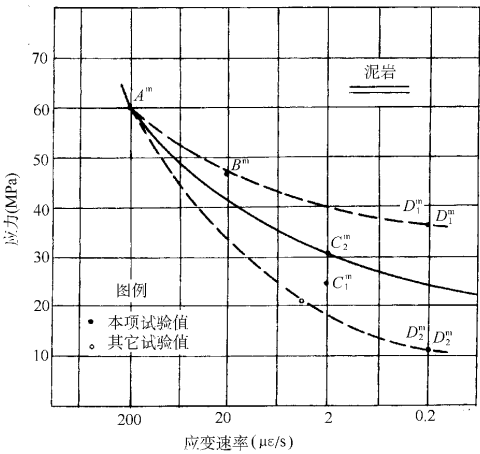


图 16.3-1 泥岩的强度(σ)与应变速率($\dot{\epsilon}$)关系曲线

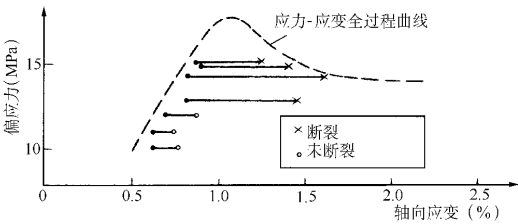


图 16.3-2 软岩的蠕变试验与应力-应变全过程曲线的比较

§ 16.4 节理发育岩体的剪切蠕变

岩体是地质构造运动的产物,在地层长期的沉积、胶结和褶皱等地质运动中,岩体中产生有大量的层理、节理、裂隙、断层和破碎带等软弱结构面,这些结构面的存在极大地影响了岩体的力学性态。就岩体的本质来说,它应该是各向异性、非匀质和非线性的不连续体。

多组节理岩体是节理岩体中的广义形式,它是指岩体被数组呈定向分布的、正斜交错的

节理面所切割而显现的地质现象,例如层状岩体,两组正交分布、甚至多组非正交分布的节理岩体等等。多年来,国内外进行了大量节理岩体的室内试验和现场量测,并提出了各种模拟节理岩体变形和强度特性的力学模型和计算方法。但对节理岩体的蠕变特性研究得还不够深入。事实上,节理发育岩体的流变特性是比较突出的,特别是在较高地应力作用下,节理岩体的剪切蠕变特性表现更为明显。笔者及其课题组早些年就对这一问题进行了研究,特别是节理面的剪切蠕变试验充分证实了节理岩体的剪切蠕变特性。

节理面剪切蠕变试验在同济大学地下结构试验室研制的“RV-84 型岩体弱面直剪流变仪”上进行,如图 16.4-1 所示。图中,岩石试件在法向荷载(由螺旋式千斤顶顶紧弹簧施加)和切向荷载(由砝码通过两级杠杆施加)恒值作用下,沿其节理面产生剪切蠕变。该设备的切向和法向最大荷载分别为 300kN 和 100kN,换算成切向应力和法向应力分别为 7.5MPa 和 2.5MPa。试样为 $20\text{cm} \times 20\text{cm} \times 20\text{cm}$ 的立方体,有从隧洞现场采集的白云质灰岩和混凝土模型材料两种。岩块加工成所需形状后,沿主节理平行方向剖开而形成节理面。试验时,节理面居于试样对中位置。

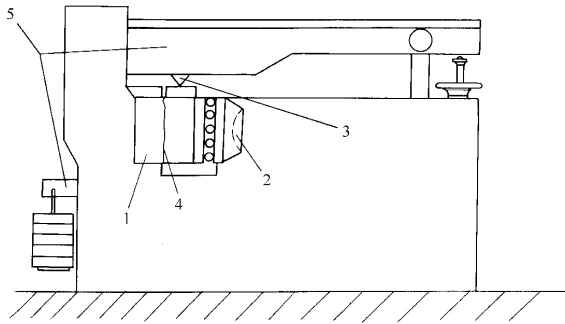


图 16.4-1 RV-84 型岩体弱面直剪流变仪

1—岩样 2—法向荷载 3—切向荷载 4—节理面 5—两级杠杆

参照岩体所处的初始地应力值确定试验荷载。岩样首先在法向荷载下固结,待节理面压密稳定后取不同切向荷载,观测节理剪切位移随时间的变化性状。试验中选择了三种不同情况的节理面进行加荷试验。由试验发现,在应力水平相同的条件下,表面平整光滑、无起伏度,并有一薄层(3~4mm)粘土类充填物的节理面,在恒载作用下产生较大的蠕变量,其蠕变曲线呈连续分布,蠕变稳定历时较长,表面粗糙、起伏度虽较小但没有充填物夹杂的节理面,蠕变量比较小,并随节理面凸出部分应力集中的发展蠕变曲线呈一定的波动跳跃状;表面虽较光滑,但起伏度较大而又镶嵌严密的节理面,则只有在以下情况才有可能产生蠕变:剪胀—即沿节理面法向发生位移(扩容),或者节理表面突出的尖齿状部分被压碎。当法向应力水平较高、岩样又较坚实时,节理面一般都观测不到明显的剪切蠕变。

图 16.4-2(a)、(b)所示为上述第一种情况时节理面在不同应力水平条件的蠕变曲线。由图 16.4-2 可知,岩样在受荷瞬时随即产生弹性位移,之后位移随时间缓慢增加。在恒定的法向应力作用下,节理面剪切蠕变量随切向应力增大而显著增大,蠕变持续时间延长,在

不同的法向应力作用下,应力水平越高,节理面切向达到某一相同蠕变量值的切向应力也越大。从流变学观点看,节理面剪切蠕变的发展过程也可大致划分为三个阶段,即:第Ⅰ阶段蠕变速率逐渐减缓;第Ⅱ阶段蠕变速率保持为常数值不变;第Ⅲ阶段蠕变速率急剧增大,直至试样节理面呈明显滑移破坏。岩体节理面有别于一般的连续介质,在蠕变属性方面主要表现为以下两个方面:

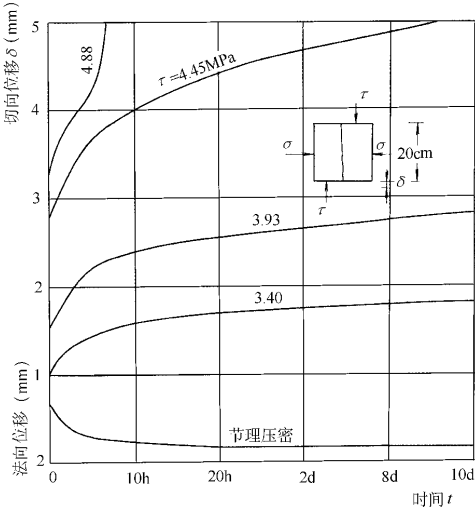


图 16.4-2(a) 节理面在不同剪切应力作用下的蠕变曲线
($\sigma = 2$ MPa)

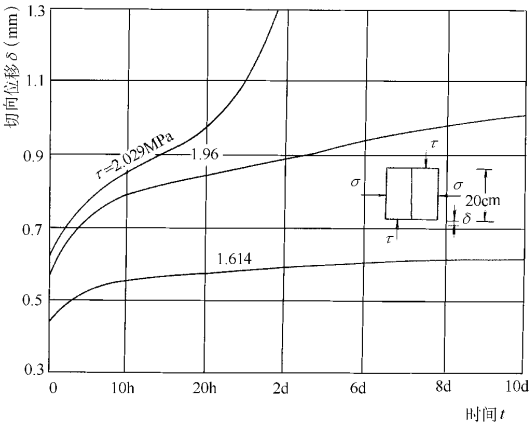


图 16.4-2(b) 节理面在不同剪切应力作用下的蠕变曲线
($\sigma = 1$ MPa)

(1) 节理面剪切变形过程中,上述蠕变速率的变化有不同的表现形式。当应力水平较低时,蠕变经历第Ⅰ、Ⅱ阶段(应变速率很低)后,变形即转而趋于稳定,可得到固定的渐近值(蠕变限界),应力水平很高时,蠕变从短暂的第Ⅰ阶段很快地直接过渡到第Ⅲ阶段,试样未经过常应变速率阶段Ⅱ即在短时间内滑动破坏。显然,节理变形的后一特点对节理岩体的稳定性会产生极为不利的影响。当应力水平较高时,从毛洞开挖成形到围岩失稳破坏只经历很短时间,容易导致工程事故。

(2) 卸载后节理已发展的剪切变形基本上并不随时间而减小,即没有明显的滞后恢复。由于在蠕变发展的同时,节理介面产生相对滑移和错位,因此,在卸荷后除极少量的瞬时回弹外,已经产生了的剪切变形均呈塑性性态。

比较图 16.4-2(a)中节理面的法向压缩和切向剪切蠕变曲线,可以明显看出节理变形的各向异性性态。造成这一现象的原因在于,节理面的法向压缩变形主要是由软弱夹层压缩以及节理面啮合和压碾作用等形成的,而切向剪切变形则由节理介面之间的相互错位所致。因而,沿节理面切向和法向的变形机理存在着本质上的差异。

§ 16.5 耦合流变力学行为及研究进展

存在并流动于土体孔隙或岩体节理和裂隙的地下水,将对岩土の力学状态产生明显的影响,最明显的特性是使岩土の流变力学特性加剧。例如,流土和隆起现象,就是渗透力大于土体潜重的结果。岩体工程中的软岩流变大变形,也多半是由于地下水和岩体相互作用,使岩体流变特性加剧的结果。许多工程实例表明,水的作用是岩土工程中必须考虑的重要因素。

试验结果以及水工、采矿和地质等工程的实践经验都证明,地下水和岩土应力状态是相互作用着的。这主要表现在,水流产生静水压力和渗透力影响围岩应力状态,应力状态控制着破裂介质中不连续面的几何形状变化或控制着孔隙介质中颗粒介质间的孔隙变化,决定着介质的水力特性。这种相互作用机理把水力现象和力学现象十分密切地结合起来,构成二相介质的耦合问题。本节的耦合主要介绍岩体流动应力场与渗流场的耦合问题。

16.5.1 岩体的水力特性

节理岩体是不连续的、多相的和各向异性的材料。岩体的复杂性首先在于其不连续性,包括晶体的微观缺陷到地质构造中的断层。根据工程尺度划分,岩体是岩基即岩块的集合体,假定岩块多孔而完整,没有明显的裂隙,岩块与岩块之间构成宏观上的不连续结构面、裂隙面或破裂面。

水在岩体中的流动由试验和实测都表明,裂隙的不连续面是对其影响决定的因素,即使只有细小的裂隙,岩体的渗透系数也远比岩基的渗透系数大得多,因而岩体的水力特性是和切割介质的破裂面的性质、几何形状和分布情况密切相关的。

据某些文献介绍,目前工程设计上应用时对岩体渗流的计算采用的数学模型有下面几种处理方法:

① 各向同性的均匀多孔介质。当岩体完整,节理闭合,裂隙发育但呈随机分布时,可以认为这类岩体是宏观各向同性的均匀多孔介质。

② 非连续渗透介质。岩体裂隙发育但岩石致密,岩石渗透系数甚小,地下水流主要在裂隙内流动,一般可采用非连续渗透介质模型。实践中对大多数岩体都接近这一类型。

③ 各向异性的均匀渗透连续介质。把各种节理裂隙的渗透特性都转化到岩体中去,就得到一种各向异性的渗透连续多孔介质。几乎所有岩体都可近似地用这种数学模型简化处理。

(1) 岩体中的水流定律

多孔介质中的层流运动由 Darcy 定律给出:

$$\{U\} = [K] \{f\} \quad (16.5-1)$$

式中, $\{U\}$ 为流速向量; $[K]$ 为渗透矩阵; $\{f\}$ 为水力梯度向量矩阵。以上方程和连续方程结合在一起,可以给出多孔介质中流动的普通公式。

对破裂介质而言,水在介质裂隙内流动,根据雷诺数大小区分为层流和紊流两种情况。大多数裂隙水都属于层流,水头损失与流速呈线性关系。

单一破裂面内:

$$\text{层流} \quad K_f = \frac{kge^2}{12ue} \quad (16.5-2)$$

$$\text{紊流} \quad K'_f = 4k \sqrt{ge} \log \frac{d}{K/D_h} \quad (16.5-3)$$

式中, K_f 导水系数; g 为重力加速度; K 为破裂面的连续性指数; e 为破裂面平均宽度; u 为流体的运动粘性指数; c 和 d 是由裂隙相对粗糙度 K/D_h 确定的两个系数。

(2) 水对岩体的作用

对连续介质:

水按体力作用在介质上,则

$$\vec{E} = -\text{grad}P \quad (16.5-4)$$

取水头势为 $\varphi = z + p/\gamma_w$, 则 $\vec{E}$ 可分解为:

$$\vec{A} = \gamma_w \text{grad}z, \text{为静水压力:}$$

$$\vec{S} = -\gamma_w \text{grad}\varphi, \text{为渗透力。}$$

对不连续介质:

在有渗透作用的裂隙岩体内,有三种由裂隙水产生的体力:

$$\vec{T}_i = n_i \gamma_w \vec{J}_i, \text{切向力,由水的粘性产生} \quad (16.5-5)$$

$$\vec{A} = -\rho_w (1-n) \delta, \text{静水压力} \quad (16.5-6)$$

$$\vec{S} = \gamma_w (1-n) \vec{J}, \text{动水作用力或渗透力} \quad (16.5-7)$$

式中, $\vec{J}$ 是空间的总水力坡度; $\vec{J}_i$ 是节理组 K_i 处的作用水力坡度; 而 n_i 是节理组 K_i 的孔隙率 ($n_i = e_i/b_i$); $(1-n)$ 是和整个岩体的节理孔隙率相应的修正因子。

16.5.2 岩体渗流场与应力场耦合及研究进展

应力状态及流变特性对岩体水力特性的影响主要表现在对渗透矩阵的影响,当岩体受到地应力或人类工程干扰力及其它外部荷载共同作用时,岩体中的应力场要发生变化,影响到岩体中的裂隙宽度,进而影响岩体的渗流场。因此,岩体渗流场与应力场的耦合问题研究具有重要的理论研究价值和工程应用前景。

(1) 裂隙岩体渗透系数与正应力关系

Louis(1974)根据某坝址钻孔抽水试验资料分析,得出了渗透系数与正应力的经验关系式,即:

$$K_f = K_f^0 \exp(-\alpha \sigma) \quad (16.5-8)$$

式中 K_f ——渗透系数;

K_f^0 ——当 $\sigma = 0$ 时的渗透系数;

σ ——有效正应力;

α ——待定系数。

式(16.5-8)是首次研究渗流与应力关系的公式,它反映了正应力增大,渗透系数变小,它们的关系呈负指数关系。

之后,德国的 Erichsen 从岩体裂隙压缩或剪切变形分析出发,建立了应力与渗流之间的耦合关系。Oda(1986)由裂隙几何张量来统一表达岩体渗流与变形之间的关系。Nolte 建立用裂隙压缩量有关的指数公式描述裂隙渗流与应力之间的关系。Noorishad(1982,1984)也提出了岩体渗流要考虑应力场的作用,他以 Biot 固结理论为基础,把多孔弹性介质的本构方程推广到裂隙介质的非线性形变本构关系,研究渗流与应力的关系。我国学者刘继山(1987,1988)用实验方法研究了单裂隙和两正交裂隙受正应力作用时的渗流公式,得出如下关系式:

$$K_f = \frac{\gamma}{12\mu} u_{f0} \cdot \exp \left[\frac{\gamma H_0}{2K_n \ln(R/r_0)} \right] \cdot \exp \left(-\frac{2\sigma}{K_n} \right) \quad (16.5-9)$$

式中 u_{f0} ——结构面最大压缩变形量;

K_n ——结构面当量闭合刚度;

H_0 ——压水井(孔)中稳定水头;

R ——影响半径;

r_0 ——压水井(孔)半径;

σ ——结构面上的法向应力。

对于正交裂隙受正应力作用时,其渗透系数与正应力的关系为:

$$D_a = \exp \left[-\frac{2}{K_n} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \alpha \right] \quad (16.5-10)$$

式中 σ_1, σ_3 分别为最大、最小正应力; $D_a = K_{f1}/K_{f2}$, 称为裂隙岩体渗透的各向异性度;

K_{f1}, K_{f2} 分别为 1, 2 裂隙的渗透系数。

Snow(1968)通过试验得出一组平行裂隙在正应力作用下的渗透系数的表达式,即:

$$K_f = K_f^0 + \frac{K_n b^3}{S(\sigma - \sigma_0)} \quad (16.5-11)$$

或者写成:

$$K_f = K_f^0 [\log(\sigma/\sigma_0)]^3 \quad (16.5-12)$$

Kilsall 等人研究了地下洞室开挖后围岩渗透系数的变化。他们认为,导致渗透系数变化的原因有:一是天然应力和重分布应力的作用,使致密岩石裂隙化;二是开挖引起作用于围岩中天然应力改变,使已有裂隙张开或闭合;三是开挖引起的卸荷导致原生晶面松弛等。他们从岩体渗透的立方定律出发,即:

$$\frac{Q}{\Delta H} = C \cdot b^3 \quad (16.5-13)$$

考虑 Goodman 的节理法向刚度模型,即:

$$\frac{(Q/\Delta H)}{(Q/\Delta H)_0} = \frac{1}{\left[A \left(\frac{\sigma}{\xi} \right)^a + 1 \right]} \quad (16.5-14)$$

从而导出应力与裂隙隙宽的关系式为:

$$b = b_0 \left\{ A \left[\left(\frac{\sigma}{\xi} \right)^a + 1 \right] \right\}^{-1} \quad (16.5-15)$$

应力与裂隙的渗透系数的关系式为:

$$K_f = K_f^{(0)} \left[A \left(\frac{\sigma}{\xi} \right)^a + 1 \right]^{-3} \quad (16.5-16)$$

式中 $(Q/\Delta H)$ —— 应力等于 σ 时的流量与水头差之比;

$(Q/\Delta H)_0$ —— 应力等于 σ_0 时的流量与水头差之比;

K_f —— 应力等于 σ 时裂隙的渗透系数;

$K_f^{(0)}$ —— 应力等于 σ_0 时裂隙的渗透系数;

b —— 应力等于 σ 时裂隙开度;

b_0 —— 应力为 σ_0 时裂隙开度;

ξ —— 裂隙的就位应力;

A, a —— 待定系数,据实验确定。

(2) 渗流场与应力场耦合的数值模拟

Louis(1967,1970)提出水力模型与力学模型相耦合的概念,并确定渗透力所需的基本数据与介质中水流势的分布,用有限元法进行了模拟计算。Hart(1984)推导了多相介质完全水-热-力学耦合模型的本构方程,描述了裂隙岩体相互作用的数值模拟技术。Hoorishad(1992)提出一种基于微分组构张量的混合 Newton-Raphson 数值计算方法。Zimmerman(1993)对单相流体-裂隙耦合非线性扩散方程进行了数值模拟。笔者曾在 1993 研究了岩石力学与工程中开挖应力场与地下水渗流场以及温度场的耦合互相作用问题。

陶振宇等(1988,1991)在研究水库诱发地震时,对应力场与渗流场的耦合分析进行了深入研究,库区向库区裂隙岩体渗透产生的动水压力 F_{ij} 会改变岩体的原始应力状态,而动水压力又直接依赖于水库水深、水文地质条件、岩体渗透张量及其组合。

常晓林(1987)推导了各向同性连续介质的等效渗透系数与应变状态的耦合关系,并对抽水井和压力隧洞进行了耦合计算。许梦国(1990)首先用 Monte-Carlo 法模拟岩体裂隙的分布,然后根据模拟结果分别形成渗流和岩体应力有限元分析的单元网络,并进行数学分析,利用位移连续条件进行耦合,最后用迭代法得出考虑渗流的不连续岩体的应力状态。郭雪莽等(1991)研究了大坝坝基内的渗流与变形相互作用对大坝应力、变形的影响。

朱伯芳(1965)根据混凝土的渗透压力-应力-应变关系,研究了渗透水对非均质重力坝应力状态的影响,并给出了精确解答和简化计算方法。

Bear 和 Carapcioglu(1981)推导了描述地层热-弹性行为的基本方程;Noorishad 等(1984)也将含结点单元的有限单元法应用于饱和裂隙和孔隙岩体的完全相关现象。Ohnishi(1985)发展了一种有限元程序以处理饱和-非饱和地质系统中相关水力-热力-力学问题。Yuzo Ohnishi 等(1987)描述了一数值模型,该模型基于 Ohnishi 等(1985)的程序之

上,并将计算结果用于研究在复杂相关加载条件下主体岩体和缓冲材料的可能行为。

Brekke 等将坝基裂隙假设为两组正交的裂隙系统,计算了在自然、灌浆和排水情况下不考虑水作用的应力耦合分析的应力场,比较结果发现:①耦合分析的上浮力比非耦合分析的上浮力高 15%;②坝址地下的耦合分析的平均水力势比非耦合分析的平均水力势高 10%;③耦合分析的渗流速度要比非耦合分析的低 40%;Gale, Witte 和 Ohnishi 等也对坝基与水流的相互作用做了许多工作。

(3) 耦合问题研究的新进展

由于岩体结构成因复杂和出露条件的局限性,使得岩体与水流相互作用的定量描述问题,长期未能得到很好解决,随着计算技术的迅速发展,以及数据处理方法和手段的日趋完善,已能将实测数据进行系统的处理。S.D. Priest 和 J. A. Hudson (1981) 提出结构面扫描线统计方法和钻孔电视照相技术方法是研究岩体水力学的新方法。

Oda (1985) 提出组构张量与弹性波速及渗透张量的关系, Roulcau 和 Gale (1987) 针对裂隙岩体水力学地质系统中裂隙介质的统计规律,用 Monte-Carlo 方法进行了相应的离散裂隙模拟计算,并提出了预测渗透张量的随机模型, Mandelbrot 等用分形理论进行过研究, WT (1988) 根据裂隙孔隙介质扩散分形性质,指出分形模型能够更好地解释渗流弥散实验。

Shaffer 等 (1987) 模拟岩体中的水力压裂而发展了一种数值模型,这一模型耦合了固体力学断裂力学和流体力学的有限元方法,认为裂纹扩展使用常规水力准静态压裂法或使用燃烧固体发射剂产生气体的动力压裂,对处于不连续面介质中裂纹的扩展可以用混合方式任意模拟。

许彦卿等 (1994) 在分析岩体地质和渗流特征的基础上,提出了岩体渗流与应力场耦合的集中参数模型,给出了耦合集中参数型数学模型辨识的递推公式。

赵阳升 (1990) 从土力学的固结理论出发,根据煤层岩层注水、疏水及抽水出现的大量工程及实验结论,提出了固体与不可压缩流体(水)相互作用的固结数学模型。

朱岳明 (1991) 对渗透系数反分析最优估计研究表明,该研究能更好地从观测资料中汲取有益的信息,其结果具有工程代表性、综合性及实用性。

毛昶熙等 (1991) 推导了裂隙网络模型,正交和非正交裂隙组的连续均质场模型计算公式,编制了数值计算方法程序并应用于工程实例。

王恩志 (1993) 首次运用图论来阐述裂隙网络的基本构成和特点,并用数值矩阵将复杂裂隙系统的组构关系形象地表示出来,为岩体裂隙的数学描述提供了新方法。

Geogakas 与 Vlatsa (1991) 研究地下水的管理中,根据裂隙渗透系数和边界条件的不确定性,首次论及了地下水的随机控制问题,提出了求解方法,即用有限元和差分技术把渗流方程转化为动态空间系统,使用最小扰动方法,分离渗透参数和边界的不确定性,以达到双层含水层在不同地质边界条件下的优化控制。

Kazikaev (1987) 通过岩体裂隙渗透变量的统计相关性研究,总结出渗透系数随深度变化呈指数递减规律,概括了从非线性潜水过渡到承压水的唯一判据,揭示出裂隙的透水性质和引起岩体变形的渗透系数变化等相关性问题。

此外,岩体力学的耦合分析法,已能将各种数值方法综合起来进行耦合计算,如有限元、边界元、无穷元、离散元和块体理论的耦合,以及数值解与数理统计的结合,数值解与半解析解、解析解的结合等。近几年,层析技术和基于系统分析的人工智能专家系统、模糊数

学、灰色预测、耗散结构、突变理论等一批新学科和新技术方法在岩体水力学中得到广泛应用,大大地推动这一学科的发展。

§ 16.6 岩体蠕变损伤、断裂问题

16.6.1 岩体蠕变与损伤

节理岩体是岩体工程的普遍对象。当前,国内外岩体工程发展迅速,越来越多的水利、交通、能源和国防工程建筑在岩石地区,其工程设计、施工、运营、稳定性和加固等都直接依赖于节理岩体的强度、变形、渗透性及破坏等特征,而且这些特性常常具有显著的时间相关性。因此,节理岩体力学特性及其时效特征的研究日益受到重视。

作为一种地质体,节理岩体经历了漫长的成岩和改造历史,赋存在一定的地质和应力环境中,具有内在的缺陷,并为各种尺度和形态的软弱结构面(主要是节理尺度的裂隙——统称节理面)所切割。因而,节理岩体的强度变形和破坏失稳不仅与错综复杂的工程地质水文地质条件有关,而且强烈地受到其内部细、宏观缺陷,尤其是节理面性态的影响、制约和控制。岩体的破坏与失稳总是伴随原有结构面的演化、发展和贯通而产生的。由此可见,对节理岩体力学特性的研究,必须在弄清各种节理的地质力学成因规律及其空间几何分布规律的基础上,着重探讨岩体在各种荷载条件下,节理裂隙的存在和演化发展对其强度变形和破坏所产生的力学效应。

另一方面,几乎所有的工程岩体破坏失稳都不是一开始就出现的,一般是在岩体工程建设和运营过程中,由于工程作用引起的应力重分布而使岩体变形在某些结构面或其间的薄弱部位随时间增长发展,或者因水文地质工程地质条件逐渐恶化致使岩体中内在裂纹(裂隙)随时间不断蠕变、演化,进而产生宏观断裂扩展,最终导致岩体由局部破坏发展到整体失稳。所以说,岩体的失稳破坏是一个渐进破坏过程,是与时间相关的。实际上,岩体的荷载作用总包含着时间因素的作用,并具有相应的应变响应。因此,节理岩体力学特性的研究必须考虑其时效特征。

节理岩体内部包含了从微观到细观并到宏观的各种尺度的缺陷,而且,岩体从原始状态直至最终破坏的整个变形过程中,同时存在分布缺陷和奇异缺陷以及两者之间的相互影响、相互作用以及相互转化。所以,企图研究每一缺陷以及所有缺陷之间的相互作用对岩体的力学效应是不现实的。严格地讲,节理岩体是一种各向异性的非均匀不连续介质,以关键块理论和离散元法为代表的岩体水力学理论通常对于完全被节理裂隙切割成块的岩体是有效的,但绝大多数岩体中的节理裂隙是非贯通的,从而大大降低了不连续岩体力学对节理岩体的适用性。

对岩体中某一特定的节理而言,在远场应力作用下的演化扩展是一个断裂扩展问题。但对节理岩体本身来讲,一方面其原有的众多节理裂隙之间不仅在几何和成因上相互交切、限制,而且在演化扩展过程中又相互影响和制约,并受到“岩桥”中微细观缺陷和宏观裂纹的共同作用。因此,节理岩体在荷载作用下,除特定节理的局部奇异裂纹扩展以外,更具工程意义的是其中随机或规则分布节理(以及岩石材料中细观分布缺陷)对岩体力学性能所产生的总体恶化作用,而这正是损伤力学研究和处理问题的出发点。

16.6.2 岩体损伤和断裂

损伤和断裂在固体力学和材料科学中是两个极其重要的概念,因为它们总是与材料力

学性能劣化、结构可靠度下降,甚至破坏、失稳等联系在一起。虽然由于各研究者的侧重点不同使得相互间有关损伤和断裂的定义有所差别,但两者的基本含义还是明确的。力学界和材料科学界普遍认为损伤和断裂是材料或结构在整个变形过程中不同阶段所发生的两种物理现象与过程,两者间常以宏观裂纹的产生或起裂人为分界,认为宏观裂纹起裂以前主要是损伤发生与演化的过程,而宏观裂纹扩展的过程则对应于断裂,所以,损伤是断裂的前因,断裂是损伤的后果。也正因此,不少学者在讨论材料、结构和介质的工程处理方法时提出,在宏观裂纹出现之前采用损伤力学,宏观主裂纹的扩展过程则采用断裂力学的方法进行处理。这说明,按照固体力学理论的一般思想,损伤和断裂这两个概念的范畴及其相对应的研究方法和理论,相互间的区分是比较明显的。

然而众所周知,上述观点的基本前提是材料或构件的初始状态并不包含有宏观裂纹,或者仅包含一条或数条裂纹。而节理岩体是一种多裂隙的地质“材料”(实际上也是一种结构),其原始状态不仅包含有数目繁多,形态、方向各异的微、细观缺陷,而且还存在着节理、裂隙等宏观裂纹和缺陷。结构如此复杂的岩体在荷载作用下,即使在变形初期也不仅仅是微细观缺陷的力学响应,因为这些微细观缺陷明显要受到宏观缺陷的影响、作用和制约。岩体在变形破坏过程中,初始细观缺陷与初始宏观缺陷的演化发展也存在着阶段性,但远不是那么明确分界,在宏观裂纹的扩展阶段,细观裂纹仍在不断增长和发展,尤其在宏观扩展裂纹端部附近。

再者,我们在提出岩体损伤力学的基本研究思路时就曾说明,岩体损伤力学的研究首先是将岩体中业已存在的各种节理裂隙视为分布缺陷,即损伤。这就是说,岩体中的损伤包括了微细观到宏观的各种尺度,所以岩体损伤的概念要比一般固体力学中对损伤的定义广泛得多。

(1) 岩体损伤与断裂的尺度效应

节理岩体在初始状态就存在着从微细观到宏观的各种尺度的缺陷,其中何者为分布缺陷,何者为奇异缺陷,或者说哪种尺度的缺陷属损伤,哪种缺陷属断裂,并不像金属等其他人工材料那样明确,因为除缺陷本身的尺度外,岩体损伤与断裂的定义还取决于所研究的尺度。

固体力学关于损伤和断裂的概念是基于缺陷的绝对尺度定义的。一般认为,散布于材料中的各类微细观缺陷是材料的“初始损伤”,损伤力学研究的主要内容也正是材料或构件中微细观缺陷的发生和发展以及含微细观缺陷的材料或构件的力学性质,而材料中所存在的宏观裂纹则是一种“原始断裂”,断裂力学就是研究各种荷载与环境条件下,含宏观裂纹材料的力学性状以及宏观裂纹的扩展规律。

对不含宏观裂纹的岩石材料而言,上述定义同样是适用的。初始状态的岩石材料没有宏观裂纹,所包含的主要是空洞、孔隙、颗粒界面和微细观裂纹等各种细观尺度的分布缺陷,岩石材料细观缺陷的形态、大小、方向和分布都具有强烈的随机特征,因而,试图通过对每一个细观缺陷以及彼此间相互作用的力学分析来评价总体的力学效应几乎是不可能的。所以,在宏观主裂纹出现之前,应用损伤力学的思想和理论分析岩石材料中细观分布缺陷的总体力学响应显然是很合理的。而岩石中的宏观主裂纹起裂以后,岩石的能量耗散并不完全集中于宏观主裂纹的扩展,因为在主裂纹以外的其他部位损伤仍在不断发展,分支裂纹的形成最能说明这一点;当然,此时岩石损伤最主要的还是在主裂纹端部附近及两侧发生。这表明,在宏观主裂纹起裂后不考虑损伤影响的单纯的断裂力学分析是不完备的。

节理岩体与岩石材料的最大差别在于岩体中大量的宏观裂纹。依据对一般人工材料按

绝对尺寸的损伤与断裂的定义,岩体中每一条节理尺度的裂隙无疑具有宏观断裂的特性,由常规的概念,这些节理裂隙的起裂扩展都属于宏观断裂问题,可由断裂力学理论求解其力学响应。然而,对工程岩体力学性质起决定作用的并非其中的某条(或某几条)节理裂隙,而是岩体中所有节理裂隙的存在与扩展所产生的总体力学响应,因为工程尺度范围内所包含的节理裂隙的数目如同一个完整岩石试样中所包含的细观缺陷的数目一样,而且在远场应力作用下岩体中的节理裂隙又彼此相互作用,使真实应力场、位移场变得极其复杂。因此,对于工程岩体,将其中分布的节理裂隙视为损伤应当更为贴切,更有意义。

(2) 岩体损伤、断裂概念的相对性

以上讨论说明,由于岩体结构的特殊性,依据缺陷绝对尺度定义节理岩体的损伤与断裂是不确切的。实际上,岩体损伤与断裂的概念具有明显的相对性,同样尺度的节理裂隙,因研究尺度的不同可以表现为奇异缺陷(断裂),也可以表现为分布缺陷(损伤)。换言之,岩体的宏观损伤与断裂是同一事物在不同研究尺度下的相对定义。

如图 16.6-1 所示为一般岩石地下工程和岩石边坡工程中,由于研究尺度的不同选取所引起的岩体损伤与断裂概念的相对性,以及由此导致的岩体力学性态分析模型的多样性。

当所研究的范围内不包含任何宏观裂纹时,岩体即为完整岩石,其初始损伤就是细微观的分布缺陷,如图 16.6-1(a)。岩体的力学性状自然可以采用各种连续介质理论进行描述,比如连续介质损伤力学理论。完整岩体的力学分析实际上就是对其细观损伤及其演化所产生的宏观力学响应的研究,在宏观主裂纹起裂以后还要涉及主裂纹的扩展问题,这一阶段将更需要损伤力学与断裂力学的有机结合。

如果研究尺度范围内包含且仅包含一条非贯通裂隙,如图 16.6-1(b)所示,那么,由于该裂隙与周围介质中其他缺陷相比明显是奇异的,因而,此岩体的力学问题根本上就是与奇异裂纹相关的断裂问题。但是还有两点值得注意:(i) 奇异裂纹置于具初始细观损伤的岩石介质中,所以用断裂理论分析宏观裂纹扩展时应当考虑初始细观损伤的影响;(ii) 原始宏观裂纹方向与所处应力场方向的相对关系使岩体的断裂可以由原始宏观裂纹的进一步起裂发展形成,也可能在岩石介质的其他部位产生新的宏观裂纹所造成。

当研究尺度所决定的岩体中至少存在一条贯通性宏观裂隙(如图 16.6-1(c))时,在贯通性宏观裂隙产状合适的情况下,岩体的力学性状完全受沿该裂面的滑移所控制,岩体力学分析时可以不涉及损伤或断裂的概念,而采用极限平衡法判别岩体是否沿贯通裂隙滑动,或者以弹性理论计算应力场和位移场,并评价在已知应力场作用下沿原始贯通裂隙滑动的可能性。

研究尺度的增大可能使所分析的岩体包含有两组或几组节理裂隙,但裂隙的尺度和数目均有限,如图 16.6-1(d)、(e)所示。这种岩体同时存在损伤和断裂两种属性的缺陷,力学特性将由细观分布缺陷和宏观裂纹共同决定,力学分析中需同时考虑细观损伤对宏观断裂扩展的影响以及宏观裂纹存在与扩展引起的损伤演化的局部性。

图 16.6-1(f)是一种典型的节理岩体。由于研究尺度相对宏观节理裂隙的尺度已大得多,所以其中任意一条宏观节理裂隙对岩体的力学性状都不会有决定性的作用,甚至对岩体的不连续性也是无关紧要的。但是,所有这些节理裂隙的总体力学效应将根本上决定岩体的宏观力学特征。这就是说,节理裂隙对这种较大的问题范围来讲已基本失去断裂意义,重要的是它们作为一种“劣化因子”对岩体的总体力学性质起作用,因而,将其视为岩体的宏观