

第一章 绪论

1.1 软岩工程力学的概念

软岩工程系指与塑性大变形工程岩体有关的岩体工程，如软岩边坡工程、软岩隧道及软岩巷道工程等^[1]。

煤与沉积岩体共生，沉积岩体与火成岩体、变质岩体比较，往往是强度低、变形较大，特别是沉积岩岩体中与煤系地层共生的砂质页岩、泥岩、泥质砂岩类岩体更是如此。因此，煤矿软岩巷道工程出现问题更为突出。本书的软岩工程一词，主要指煤矿软岩巷道工程，简称软岩工程。软岩工程的研究任务，就是研究软岩巷道的变形力学机制及软岩巷道的支护对策技术。

软岩工程力学是近年来发展起来的，是与岩石力学有关的一门新兴力学分支，它是借助工程地质学和大变形力学的集成分析方法，研究在工程力扰动作用影响范围内软岩工程岩体的力学行为的科学。

软岩工程力学一方面强调地质体受地质过程和地质建造的影响，其力学行为有过去地质构造的烙印；另一方面，软岩工程力学强调工程扰动力的作用以及工程岩体在其作用下所发生的显著塑性变形。显著的塑性变形是指以塑性变形为主体的变形量超过了工程设计的允许变形值并影响了工程的正常使用，它包含显著的弹性变形、粘弹塑性变形、连续变形和非连续变形等。受扰动作用影响范围内的工程岩体是软岩工程力学研究的主要对象，包括岩块、结构面及其空间组合特征。

软岩工程力学是研究和解决软岩工程问题的理论基础。

1.2 软岩工程力学的研究现状

1.2.1 软岩巷道支理论

20 世纪初发展起来的以 Haim、Rankine 和 Ишк理论^[2]为代表的古典压力理论认为，作用在支护结构上的压力是其上覆岩层的重量 γH 。其不同之处在于：A. Haim 认为侧压系数为 1，W. J. M. Rankine 根据松散体理论认为是 $\text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ ，而 A. H. Ишк根据弹性理论认为是 $\mu/(1-\mu)$ 其中 μ 、 φ 、 γ 分别表示岩体的泊松比、内摩擦角和容重。

但是随着开挖深度的增加，人们发现古典压力理论许多方面都有不符合实际之处，于是 坍塌拱理论应运而生，其代表有 Terzaghi 和 Протодьяконов 理论^[3]。坍塌

落拱理论认为：坍落拱的高度与地下工程跨度和围岩性质有关。K. Terzaghi 认为坍落拱形状为矩形，而 М. М. Прогодьяконов 则认为坍落拱形状呈抛物线形。坍落拱理论的最大贡献是提出巷道围岩具有自承能力。

20 世纪 50 年代以来，人们开始用弹塑性力学来解决巷道支护问题，其中最著名的是 Fenner^[4]公式和 Kastner^[5]公式。

20 世纪 60 年代，奥地利工程师 L. V. Rabcewicz 在总结前人经验的基础上，提出了一种新的隧道设计施工方法，称为新奥地利隧道施工方法（New Austrian Tunneling Method）简称新奥法（NATM）^[6]，新奥法目前已成为地下工程的主要设计施工方法之一。1978 年，L. Müller 教授比较全面地论述了新奥法方法的基本指导思想和主要原则，并将其概括为 22 条。

1980 年，奥地利土木工程学会地下空间分会把新奥法定义为“在岩体或土体中设置的以使地下空间的周围岩体形成一个中空筒状支承环结构为目的的设计施工方法”。新奥法的核心是利用围岩的自承作用来支撑隧道，促使围岩本身变为支护结构的重要组成部分，使围岩与构筑的支护结构共同形成坚固的支承环。新奥法自奥地利起源之后，先后在欧洲诸国，特别是在意大利、挪威、瑞典、德国、法国、英国、芬兰等大量修建山地与城市隧道的国家得以应用与发展，然后世界各国，特别是亚洲的日本、中国、印度，北美洲的美国、加拿大，南美洲的巴西、智利，非洲的南非、莱索托以及大洋洲的澳大利亚、新西兰等国家都成功地把它应用于一些不同地质情况下的隧道施工之中，并且从最初的隧道施工扩展到采矿、冶金、水利电力等其他岩土工程领域。虽然新奥法的应用已如此广泛，但不同的应用者对它的解释还存在着许多矛盾^[7~9]。实际工程中存在着一种倾向，就是盲目地把新奥法应用于不适宜的地质条件，因而使这些巷道工程出现这样或那样的问题。这种情况在我国也同样存在，尤其是煤矿，人们对软岩的物理含义和力学性质理解不够，对利用仪器进行巷道变形及荷载测量的重要性认识不足，不仅时常出现不合理地套用新奥法理论来解释煤矿采动影响巷道、极软弱膨胀松散围岩巷道的支护机理，而且也出现过因应用新奥法不当而造成锚喷或锚喷网支护的巷道大面积垮落、坍塌等事故，导致人力、物力的巨大浪费与损失。

日本山地宏和樱井春辅提出了围岩支护的应变控制理论^[2]。该理论认为，隧道围岩的应变随支护结构的增加而减小，而容许应变则随支护结构的增加而增大。因此，通过增加支护结构，能较容易地将围岩应变控制在容许应变范围之内。支护结构的设计则是在由工程测量结果确定了对应于应变的支护工程的感应系数后确定的。

20 世纪 70 年代，M. D. Salamon 等人又提出了能量支护理论^[2]。该理论认为，支护结构与围岩相互作用、共同变形，在变形过程中，围岩释放一部分能量，支护结构吸收一部分能量，但总的能量没有变化。因而，主张利用支护结构的特点，使支架自动调整围岩释放的能量和支护体吸收的能量，支护结构具有自动释放多余

能量的功能。

目前,数值计算方法的发展日趋成熟,如有限单元法、边界元法、离散元法等,以此为理论基础的计算软件大量涌现,如 ADINA、NOLM、FINAL、UDEEC、SAP、FLAC 等程序都为广大用户所熟知,这些软件与一些支理论相结合,在地下工程支护中得到了广泛的应用。

我国软岩巷道支护系统研究工作始于 1958 年,当时辽宁的沈北矿区开发,在前屯矿建设中出现井口报废,以致停工数年。此后,蒲河矿、大桥矿、京西木城涧矿也出现重大技术事故。为此,原煤炭工业部集中了一些科研院所、高校和设计院的技术力量,在前屯矿二、三井进行了多种巷道支护形式的试验和测试工作,在巷道断面、支护形式及施工工艺等方面都取得了初步经验。

20 世纪 80 年代以来,与软岩工程相关的全国性会议召开了 20 余次,使地下工程软岩问题的理论研究进入了一个新的阶段。

于学馥教授等人(1981)提出“轴变论”理论^[10],认为巷道坍塌可以自行稳定,可以用弹性理论进行分析,围岩破坏是由于应力超过岩体强度极限引起的,坍塌改变巷道轴比,导致应力重分布,应力重分布的特点是高应力下降,低应力上升,并向无拉力和均匀分布发展,直到稳定而停止。应力均匀分布的轴比是巷道最稳定的轴比,其形状为椭圆形。近年来,于学馥教授等人运用系统论、热力学等理论提出开挖系统控制理论^[11,12]该理论认为开挖扰动破坏了岩体的平衡这个不平衡系统具有自组织功能。

冯豫、陆家梁、郑雨天、朱效嘉教授等提出的联合支护技术是在新奥法的基础上发展起来的^[1],其观点可以概括为:对于巷道支护,一味强调支护刚度是不行的,要先柔后刚,先抗后让,柔让适度,稳定支护。由此发展起来的支护形式有锚喷网技术、锚喷网架技术、锚带网架技术、锚带喷架等联合支护技术。

孙钧、郑雨天和朱效嘉教授等提出的锚喷-弧板支护理论^[1]是对联合支护理论的发展。该理论的要点是:对软岩总是强调放压是不行的,放压到一定程度,要坚决顶住,即采用高标号、高强度钢筋混凝土弧板作为联合支护理论先柔后刚的刚性支护形式,坚决限制和顶住围岩向中空位移。

松动圈理论^[13]是由中国矿业大学董方庭教授提出的,其主要内容是:凡是坚硬围岩的裸体巷道,其围岩松动圈都接近于零,此时巷道围岩的弹塑性变形虽然存在,但并不需要支护。松动圈越大,收敛变形越大,支护难度就越大。因此,支护的目的在于防止围岩松动圈发展过程中的有害变形。

主次承载区支护理论^[14]是由方祖烈教授提出,认为巷道开挖后,在围岩中形成拉压域。压缩域在围岩深部,体现了围岩的自撑能力,是维护巷道稳定的主承载区;张拉域形成于巷道周围,通过支护加固,也形成一定的承载力,但其与主承载区相比,只起辅助的作用,故称为次承载区。主、次承载区的协调作用决定巷道的最终稳定。支护对象为张拉域,支护结构与支护参数要根据主、次承载区相互作用过程

中呈现的动态特征来确定。支护强度原则上要求一次到位。

应力控制理论^[15]，也称为围岩弱化法、卸压法等。该方法起源于前苏联，其基本原理是通过一定的技术手段改变某些部分围岩的物理力学性质，改善围岩内的应力及能量分布，人为降低支承压力区围岩的承载能力，使支承压力向围岩深部转移，以此来提高围岩稳定。

软岩工程力学支护理论^[1,16~23]是由何满潮教授运用工程地质学和现代大变形力学相结合的方法，通过分析软岩变形力学机制，提出的以转化复合型变形力学机制为核心的一种新的软岩巷道支护理论。它涵盖了从软岩的定义、软岩的基本属性、软岩的连续性概化，到软岩变形力学机制的确定、软岩支护荷载的确定和软岩非线性大变形力学设计方法等内容。近 10 年来，该理论在我国 8 个省 15 个局矿的推广应用均取得了成功，经济效益和社会效益显著。

1.2.2 软岩工程技术

在软岩巷道支护方面，由过去单一的支护形式逐步发展为各种多次支护、联合支护形式，并形成了各种系列支护技术，如锚喷、锚网喷、锚喷网架、锚喷网架注系列技术、钢架支护系列技术、钢筋混凝土支护系列技术、料石喷支护系列技术、注浆加固系列技术和预应力锚索支护系列技术。特别是近年来锚索技术的发展十分迅速，已经成为深部矿井软岩巷道支护的重要技术，其独特优点是能把深部围岩强度调动起来，和浅部支护岩体共同作用，控制巷道稳定性，这将是 21 世纪我国软岩巷道支护的主流方向。

1.2.3 软岩工程设计

20 世纪 60 年代和 70 年代，软岩工程设计基本上沿用工程类比设计。进入 80 年代，出现了位移反馈设计、松动圈支护荷载设计、弹塑性力学数值法设计。到 90 年代，又出现了锚网耦合设计和关键部位二次耦合设计。90 年代末期，我国软岩工程设计与施工初步形成了一套比较成熟的将类比定性、定量计算和施工位移反馈相结合的动态综合设计程序。

1. 工程类比方案设计

工程类比的依据是系统的、可靠的基础资料，主要包括围岩的地质、水文、工程地质资料，岩石的物理、化学、力学性质以及工程环境资料，类似地质条件相邻矿井的支护及围岩变形的有关资料。在对这些资料、工程条件分析的基础上进行类比方案设计。

2. 理论验算进行参数校核

理论验算是根据软岩工程岩体和工程环境的有关资料确定软岩类别、岩体结构、地压显现类型，建立正确的力学模型和计算方法。通过验算巷道周边位移预计、支架的最大反力及支护结构力学参数等，从总体上验算类比法所选取的支架类型

和支架设计参数是否符合巷道围岩变形规律。随着电子计算机和各种计算软件的迅速发展,使得理论验算校核类比参数变得更加高效、快捷。

3. 施工监测与反馈设计

根据软岩工程的现场试验观测数据进行有关工程参数的高速反馈十分重要。因此,巷道开工后立即加以实验、监测等是十分必要的,监测的主要内容是:

- (1)岩石的物理力学性质的确定。
- (2)软岩巷道收敛变形规律。
- (3)巷道围岩施加于支护上的实际荷载。
- (4)典型地段的巷道围岩深部位移。

对上述 4 部分实测资料进行分析整理,然后调整工程设计参数,使设计更为完善。

值得提出的是,近几年,随着非线性力学理论的发展和对软岩工程的深入研究,软岩工程正面临着从小变形岩土工程向大变形岩土工程飞跃。例如,深埋隧道工程的大变形岩土工程大量涌现,若仍然沿用常规设计,就可能发生失稳、塌方等事故。深刻的理论原因是深埋隧道区别于浅埋隧道的显著力学标志是大变形、大地压、难支护。近年来,屡屡发生的岩土工程恶性事故也在呼唤着软岩工程设计的新阶段——非线性大变形力学设计理论及方法^[24]。

1.3 岩石力学理论在工程应用中存在的主要问题

岩石力学发展到今天,为解决工程实际问题提供了有力的理论指导,做出了巨大的贡献。但是,在当今日益复杂的工程实践中也存在着许多问题,正如孙广忠教授在他的著作《岩体结构力学基础》(1991)的前言中写的那样:岩体力学的现状是“声誉很高,信誉尚低”。为什么岩石力学的发展具有这样一个现状呢?我们认为主要有以下 5 方面的原因。

1. 工程岩体的连续性问题

人们普遍认为工程岩体是一种高度非连续介质,但迄今为止,人们沿用的力学理论是连续介质力学理论,因此,发表的很多岩体力学研究文献都属于用连续介质力学理论来分析人们认为是高度非连续介质的岩体力学问题,这本身确实是一个尖锐的矛盾。

2. 工程岩体的本构关系问题

工程岩体的本构关系既不是岩块的本构关系,也不是岩体结构面的本构关系,而是结构面和岩块在空间呈一定组合状态,又在地下水等复杂因素影响之下受到工程力的扰动所表现出来的应力应变之间的关系。这样的本构关系很难确定;但另一方面,我们在进行岩体力学分析时,又必须用到岩体的本构关系,这是一个很强烈的矛盾。

E. Heok 于 1981 年在伦敦“Rankine Lecture ”所做的学术报告“Strength of Jointed Rock Masses ”中讲到，岩体的本构关系是一个非常繁难的理论课题和实际问题，现在还没有真正解决。由此可见，工程岩体的本构关系问题是一个世界性难题。

3. 工程岩体的大变形问题

实践中出现的工程岩体力学问题是大变形问题，如开采沉陷、软岩巷道的底臃、收帮等，它们有的为几十厘米，有的达到几米（如图 1.1 所示）显然是大变形问题。然而，工程岩体力学目前沿用的弹塑性理论虽然考虑了材料的物理非线性问题，但严格地从几何理论角度看，仍然是小变形近似理论。因此，岩石力学面临的状况是正在用小变形假设为前提的弹塑性理论来解决工程岩体大变形问题，这实际上构成了岩体力学的第三个基本矛盾。

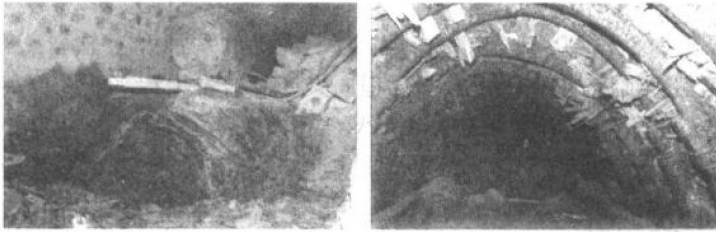


图 1.1 工程岩体的大变形

4. 岩体结构的惟一性问题

我国岩体力学的研究在国际上独树一帜，处于国际先进水平。我国学者建立的岩体力学的理论核心是岩体结构控制论。然而研究表明，岩体结构的确定存在着惟一性问题。

一般说来，岩体力学理论将岩体结构分为整体结构、块状结构、层状结构、碎裂结构和散体结构。划分的依据是建立在对结构面、结构体形成过程和所具备特性研究的基础上，根据结构面发育程度和特性、结构体组合排列和接触状态，深入探讨它们的工程地质特性和在工程作用下不同岩体的不同反应。但是，在实际工程应用中，由于工程规模或尺寸的变化，岩体的结构也是相对的，应以工程尺寸作为划分岩体结构类型的参考系，否则就会造成应用上的困难。图 1.2 为某一工程岩体，其中发育着两组近于正交的节理。对于这一工程岩体，其岩体结构类型随工程尺寸的变化而不同。图中 1、2、3、4、5 为待建的不同规模的洞室，由图可以明显看出：相对于 1 号洞室，该岩体可视为整体结构；而相

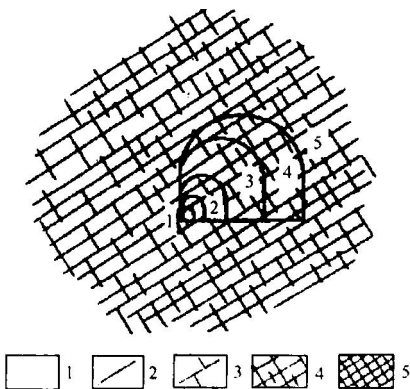


图 1.2 岩体结构

1. 整体结构 2. 块状结构 3. 块裂结构；
4. 碎裂结构 5. 散体结构

对于 1 号洞室，该岩体可视为整体结构；而相

对于 2、3、4、5 号洞室，该岩体应分别划分为块状结构、块裂结构、碎裂结构和散体结构。这也清楚地表明，在地质条件的客观基础上，只有当工程尺寸一定时，岩体结构才是确定的。

5. 工程岩体力学设计理论和设计方法问题

工程岩体的变形是高度非线性的，其力学设计应该非线性大变形力学设计。目前，研究岩体非线性力学问题的很多，但是对如何进行非线性力学设计的研究却甚少。因此，截至目前，工程岩体力学设计仍属于以小变形力学为依据的参数设计方法。然而，对于大变形软岩工程而言，其标志是进入了塑性变形阶段，其设计必须依据非线性大变形力学理论。非线性大变形力学区别于线性小变形力学的是其研究的工程岩体已进入到塑性、粘塑性和流变性的阶段，研究的能量场是耗散场，在整个力学过程中，已不服从叠加原理，而且力学平衡关系与各种荷载特性、加载过程密切相关，不同的加载特性及加载过程应对应不同的力学对策，因此，它的设计不能用简单的参数设计，必须按照其特性进行非线性大变形力学设计。

1.4 软岩工程力学的研究内容及研究方法

1.4.1 研究内容

1. 软岩工程力学理论研究

包括软岩的概念体系、软岩的基本特征与基本力学属性，软岩的强度恢复特性，软岩的工程分类，软岩巷道变形力学机制及转化，软岩工程岩体的连续性概化，软岩工程岩体的本构关系，软岩工程岩体的大变形问题，软岩工程岩体强度的确定，软岩巷道支护原理及支护荷载的确定，关键部位耦合支护理论等。

2. 软岩工程新技术、新设计方法

包括软岩巷道支护原则，软岩巷道支护非线性力学设计方法，泵房吸水井集约化设计、刚柔层(RF)和刚隙柔层支护技术、锚网耦合支护技术、锚索-锚网耦合支护技术及立体桁架支护技术等软岩巷道支护新设计与新技术体系的研究。

3. 软岩巷道支护技术的应用研究

包括膨胀(S)型软岩、高应力(H)型软岩、节理化(J)型软岩及复合型(HS、HJ、HJS)软岩等 6 类软岩巷道支护技术的应用研究。

1.4.2 研究方法

在综合分析前人研究资料的基础上，以软岩工程岩体力学为基础，以软岩的工程地质特征及软岩巷道变形力学机制为切入点，从软岩巷道支护理论研究、软岩工程设计研究和软岩巷道支护技术研究 3 个方面，全面系统地探求和建立适合我国国情的软岩巷道支护理论体系(图 1.3)。

(1)在理论研究方面，把工程地质学研究和工程力学研究相结合，通过软岩微

观 SEM 和 X 射线分析技术、细观偏光显微技术和宏观现场调查分析的手段，探索软岩的微观、细观和宏观的变形力学机制、支护破坏机理以及巷道支护-围岩相互作用的规律，总结出软岩巷道支护理论。

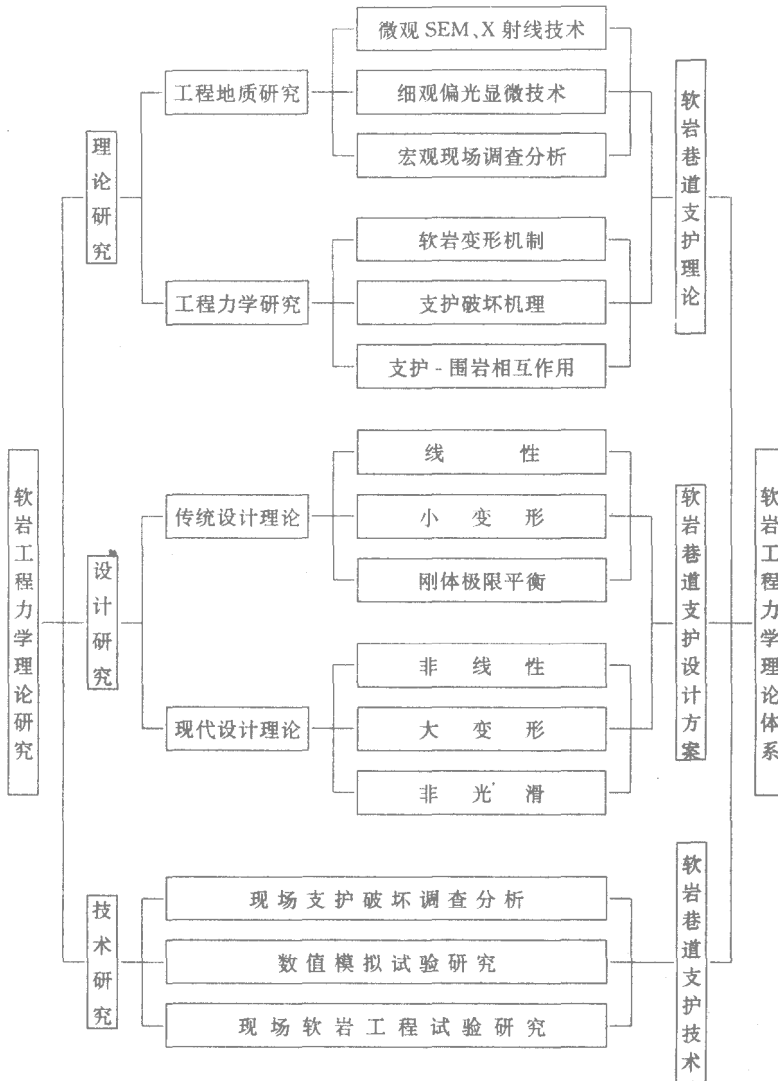


图 1.3 软岩工程力学理论研究总体思路

(2)在设计研究方面，把传统的设计理论（刚体力学、线性小变形力学）和现代设计理论（非线性、非光滑、大变形）加以比较，寻求适合于软岩巷道的设计方法。

(3)在技术研究方面，在十分注重现场支护破坏（相当于原位实验结果）调查分析的基础上，用实验室非线性大变形力学数值模拟试验来再现破坏过程，预测和模拟新支护方案的过程和效果，优选出最佳方案，在现场软岩巷道支护工程中实施和验证，完成实践-认识-再实践-再认识的过程，从而探索出各种类型的软岩巷道支

护技术。

(4) 在现场施工、推广研究方面，坚持技术到位、管理到位和质量到位的组织原则，在实施现场组织精干的科研技术人员指导施工，及时反馈信息，做进一步的技术研究，为后续工程提供技术参考和优化方案。

第二章 软岩的概念及其分类

2.1 软岩的概念

2.1.1 概述

从 20 世纪 60 年代到 90 年代初,关于软岩的概念在国内外一直争论不休,产生的软岩定义多达几十种^[1]。1981 年 9 月,国际岩石力学学会委托日本力学协会召开了国际软岩学术讨论会,软岩的概念问题被作为重要的议题进行讨论。1984 年 12 月我国煤炭工业部矿山压力情报中心站、《煤炭学报》编辑部、中国煤炭学会岩石力学专业委员会联合发起煤矿矿山压力名词讨论会,这次会议集中了国内矿山岩石力学方面的专家、学者,在昆明会议上专门讨论了松软岩层的定义。但是,在近几年的文献^[25~34]中,关于软岩的概念仍然名目繁多、定义各异,各有其优缺点,总括起来,大体上可分为描述性定义、指标化定义和工程定义 3 类。

1. 描述性定义

(1)原煤炭工业部矿山压力情报中心站副站长、软岩分站站长、长春煤炭研究所总工程师陆家梁提出,松软岩层系指松散、软弱的岩层,它是相对于坚硬岩层而言的。松软岩层由于成岩的时间短、结构疏松、胶结程度差,故自身强度很低。

(2)原煤炭工业部软岩分站副站长郑雨天、王明恕、何修仁教授等认为,软岩是软弱、破碎、松散、膨胀、流变、强风化蚀变及高应力的岩体之总称。

(3)淮南矿业学院朱效嘉教授提出,松软、破碎、膨胀及风化等岩层称为松软岩层,简称软岩。

(4)原东蒙煤炭公司的曾小泉高级工程师认为,松软岩层系松散破碎、软弱、强风化和膨胀性岩层的总称。

(5)1984 年 12 月,在昆明市举行的煤矿矿山压力名词讨论会上提出的定义是,松软岩层是指强度低、孔隙度大、胶结程度差、受构造面切割及风化影响显著或含有大量膨胀性粘土矿物的松、散、软、弱岩层。

(6)松软岩层是“低强度的岩体”。

2. 指标化定义

(1)ISRM(国际岩石力学学会,1990,1993)定义:软岩是指单轴抗压强度在 0.5~25MPa 的一类岩石。

(2)G. Russo(1994)定义:软岩指单轴抗压强度小于 17MPa 的岩石。

(3)抗压强度小于 20MPa 的岩层称为软岩。

(4) $\sigma_c/(\gamma H) < 2$ 的岩层称为软岩 (式中 σ_c 为单轴抗压强度; γ 为岩石容重; H 为深度)。

3. 工程定义

(1) 中国矿业大学董方庭教授提出, 松动圈厚度大于 1.5m 的围岩, 称为软岩。

(2) 中国矿业大学鹿守敏教授指出, 围岩松动圈大于 1.5m 并且用常规支护不能适应的围岩称为软岩。

(3) 松软岩层是指“难支护的围岩”或“多次支护需要重复翻修的围岩”。

此外, 对于软岩的概念进行过研究的国外学者还有: Coates (1964), Deer 和 Miller (1966), Brock 和 Franklin (1972), Jennings (1973), Bieniawski (1973), Eigenbrod (1974), Morgenstern (1974), Barla (1990), Sciotti (1990), Cerici (1992), E. Hoek (1993)。

由此可见, 国内外对于软岩的定义尚不能统一, 这严重阻碍了软岩的学术交流和研究的深入。作为软岩的定义, 应抽象出前述各家定义的共性规律, 抽象出软岩的本质特征, 力求简明扼要并反映软岩的实质性规律。本书作者在充分研究前人关于软岩概念的基础上, 提出了新的软岩概念及其分类体系^[35~39]。

2.1.2 地质软岩的概念

为了便于理论研究和工程应用, 将软岩分为地质软岩和工程软岩分别予以定义。

目前, 人们普遍采用的软岩定义基本上可归于地质软岩的范畴, 按地质学的岩性划分, 地质软岩是指强度低、孔隙度大、胶结程度差、受构造面切割及风化影响显著或含有大量膨胀性粘土矿物的松、散、软、弱岩层 (煤矿矿山压力名词讨论会, 昆明, 1984. 12), 该类岩石多为泥岩、页岩、粉砂岩和泥质矿岩, 是天然形成的复杂的地质介质。

国际岩石力学学会将软岩定义为单轴抗压强度 (σ_c) 在 0.5~25MPa 之间的一类岩石, 属于地质软岩的范畴, 其分类依据是岩石的强度指标。该定义用于工程实践中会出现一些矛盾, 如巷道所处深度足够浅, 地应力水平足够低, 则单轴抗压强度小于 25MPa 的岩石也不会产生软岩的特征, 工程实践中, 采用比较经济的一般支护技术即可奏效 相反 大于 25MPa 的岩石, 如其工程部位所处的深度足够深, 地应力水平足够高, 也可以产生软岩的大变形、大地压和难支护的现象。因此, 地质软岩的定义不能用于工程实践, 故提出了工程软岩的概念。

2.1.3 工程软岩的概念

工程软岩是指在工程力作用下能产生显著塑性变形的工程岩体。

如果说目前流行的软岩定义强调了软岩的软、弱、松、散等低强度的特点, 那么工程软岩的定义不仅重视软岩的强度特性, 而且强调软岩所承受的工程力荷载的

大小，强调从软岩的强度和工程力荷载的对立统一关系中分析、把握软岩的相对性实质，即工程软岩要满足的条件是

$$\begin{cases} \sigma > [\sigma] \\ U > [U] \end{cases} \quad (2.1)$$

式中 σ ——工程荷载 (MPa);
 $[\sigma]$ ——工程岩体强度 (MPa);
 U ——巷道变形 (mm);
 $[U]$ ——巷道允许变形 (mm)。

该定义的主题词是工程岩体、工程力和显著塑性变形。

工程岩体是软岩工程研究的主要对象，是巷道开挖扰动影响范围内的岩体，包含岩块、结构面及其空间组合特征。

工程力是指作用在工程岩体上的力的总和，它可以是重力、构造残余应力、水的作用力和工程扰动力以及膨胀应力等。

显著塑性变形是指以塑性变形为主体的变形量超过了工程设计的允许变形值，并影响了工程的正常使用。显著塑性变形包含显著的弹塑性变形、粘弹塑性变形，连续性变形和非连续性变形等。

此定义揭示了软岩的相对性实质，即取决于工程力与岩体强度的相互关系。当工程力一定时，不同岩体，强度高于工程力水平的大多表现为硬岩的力学特性，强度低于工程力水平的则可能表现为软岩的力学特性；而对同种岩石，在较低工程力的作用下，则表现为硬岩的小变形特性，在较高工程力的作用下则可能表现为软岩的大变形特性。

2.1.4 工程软岩和地质软岩的关系

工程软岩和地质软岩的关系是，当工程荷载相对于地质软岩（如泥页岩等）的强度足够小时，地质软岩不产生软岩显著塑性变形力学特征，即不作为工程软岩，只有在工程力作用下发生了显著变形的地质软岩，才作为工程软岩；在大深度、高应力作用下部分地质硬岩如泥质胶结砂岩等也呈现了显著变形特征则应视其为工程软岩。

2.2 软岩的基本力学属性

软岩有两个基本力学属性：软化临界荷载和软化临界深度（何满潮，1993）。它揭示了软岩的相对性实质。

2.2.1 软化临界荷载

软岩的蠕变试验表明，当所施加的荷载小于某一荷载水平时，岩石处于稳定变

形状态，蠕变曲线趋于某一变形值，随时间延伸而不再变化；当所施加的荷载大于某一荷载水平时，岩石呈现明显的塑性变形加速现象，即产生不稳定变形。这一荷载称为软岩的软化临界荷载，亦即使岩石产生明显变形的最小荷载。

当岩石种类一定时，其软化临界荷载是客观存在的。当岩石所受荷载水平低于软化临界荷载时，该岩石属于硬岩范畴；当岩石所受的荷载水平高于该岩石的软化临界荷载时，则该岩石表现出软岩的大变形特性，此时的岩石被视为软岩。

2.2.2 软化临界深度

与软化临界荷载相对应，存在着软化临界深度。对特定矿区，软化临界深度也是一个客观量。当巷道位置大于某一开采深度时，围岩产生明显的塑性大变形、大地压和难支护现象；但当巷道位置较浅，即小于某一深度时，大变形、大地压现象明显消失。这一临界深度称为岩石的软化临界深度。

软化临界深度的地应力水平大致相当于软化临界荷载。

2.2.3 软岩两个基本属性之间的关系

软化临界荷载和软化临界深度可以相互推求，在无构造残余应力矿区，其公式为

$$\sigma_{cs} = \frac{\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i}{50H} \cdot H_{cs} \quad (2.2)$$

$$H_{cs} = \frac{50H}{\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i} \cdot \sigma_{cs} \quad (2.3)$$

在构造应力或其他附加应力均存在的矿区，其公式为

$$\sigma_{cs} = \frac{1}{50H} \cdot \left[\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i \right] \cdot H_{cs} + \sum_{j=1}^3 \Delta \sigma_{cs}^j \quad (2.4)$$

$$H_{cs} = \frac{50H}{\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i} \cdot \left[\sigma_{cs} - \sum_{j=1}^3 \Delta \sigma_{cs}^j \right] \quad (2.5)$$

- 式中 H_{cs} ——软化临界深度 (m)；
 σ_{cs} ——软化临界荷载 (MPa)；
 σ_{cs}^j ——残余构造应力 (MPa)；
 $j=1$ ——构造残余应力；
 $j=2$ ——膨胀应力；
 $j=3$ ——动载荷附加应力；
 γ ——上覆岩层第 i 岩层容重 (t/m^3)；
 H ——上覆岩层总厚度 (m)；

h_i ——上覆岩层第 i 层厚度 (m);

N ——上覆岩层层数。

2.2.4 软化临界荷载与软化临界深度的确定方法

软化临界荷载与软化临界深度是相对应的,可以相互推求,只要确定了其中一个,即可求出另一个。确定的方法有:

1. 蠕变实验法

在实验中,通过岩石蠕变力学试验测定出各岩石的长期强度,此值大致相当于软化临界荷载。

2. 经验公式法

计算公式为

$$\sigma_{cs} = KR_c$$

式中 R_c ——岩石单轴抗压强度 (MPa);

K ——经验系数,膨胀性软岩 $K=0.3\sim 0.5$ 高应力软岩 $K=0.5\sim 0.7$ 节理化软岩 $K=0.4\sim 0.8$ 。

3. 现场观察法

在现场调查中,围岩开始产生显著变形的埋深即为岩石的软化临界深度。

2.3 软岩的工程分类体系

2.3.1 软岩矿井分类

在煤矿开发之前,科学地判定其是否属于软岩矿井,对于准确地实施合理设计极为重要。根据实践摸索和理论研究,提出根据软化临界深度 (H_{cs} 指标判别软岩矿井的方案。根据软化临界深度将矿井分为 3 类:一般矿井、准软岩矿井和软岩矿井。各种矿井的力学工作状态是不同的,因而其设计对策也有所不同,如表 2.1 所示。

表 2.1 软岩矿井的界定及设计对策

软岩分类	分类指标	工程力学状态	支护设计
一般矿井	$H < 0.8H_{cs}$	弹性	常规设计
准软岩矿井	$0.8H_{cs} \leq H \leq 1.2H_{cs}$	局部塑性	(1)常规设计和返修 1~2 次 (2)常规设计和局部塑性区加固处理
软岩矿井	$H > 1.2H_{cs}$	塑性、流变性	全断面实施软岩支护设计

注: H_{cs} 为软化临界深度 (m); H 为巷道所处的埋深 (m)。

一般矿井的巷道围岩是弹性工作状态,常规设计即可奏效。进入软岩工作状态

的矿井，并不表征所有岩层都进入软岩状态，而是局部某些岩层首先进入了软岩状态，其余岩层尚属于硬岩状态，故优选岩层十分重要。对进入了软岩状态的矿井，要区分准软岩和软岩两种状态。准软岩状态是指巷道围岩局部（如曲率变化最大处）进入塑性状态；软岩状态则是指整个巷道围岩全部进入塑性或流变状态。

对于准软岩矿井，其工作状态是弹塑性（局部塑性）工作状态，其设计对策可采取两种：

(1) 仍采用常规设计 但要经过 1~2 次返修才可达到稳定。

(2) 在常规设计的基础上，对局部塑性区（两底角或底部处理）予以加固，即可一次成巷，不用返修。

对于软岩矿井，常规设计绝不能奏效，返修多次也不会稳定，越返修，其稳定状态越不好，必须严格按照软岩工程力学的理论 and 支护对策进行设计，才能收到事半功倍的效果。

2.3.2 软岩分类与分级

进入软岩状态的矿井，其软岩种类是不同的，其强度特性、泥质含量、结构面特点及其塑性变形力学特点差异很大。根据上述特性的差异及产生显著塑性变形的机理 软岩可分为 4 大类 即膨胀性软岩（也称低强度软岩）、高应力软岩、节理化软岩和复合型软岩，见表 2.2。

表 2.2 软岩分类

软岩名称	泥质含量	σ_c /MPa	塑性变形特点
膨胀性软岩 (低强度软岩)	>25%	<25	在工程力作用下,沿片架状硅酸盐粘土矿物产生滑移,遇水显著膨胀等
高应力软岩	≤25%	≥25	遇水发生少许膨胀,在高应力状态下,沿片架状粘土矿物发生滑移
节理化软岩	低~中等	少含	沿节理等结构面产生滑移、扩容等塑性变形
复合型软岩	低~高	含	具有上述某种组合的复合型机理

注 σ_c 为岩石单轴抗压强度 (MPa)。

1. 膨胀性软岩的分级

膨胀性软岩 (Swelling Soft Rock 简称 S 型) 系指含有粘土高膨胀性矿物、在较低应力水平 (<25MPa) 条件下即发生显著变形的低强度工程岩体。例如 通常软岩定义中所列举的软弱、松散的岩体，膨胀、流变、强风化的岩体以及指标化定义中所述的抗压强度小于 25MPa 的岩体，均属低应力软岩的范畴。

产生塑性变形的机理是片架状粘土矿物发生滑移和膨胀。在实际工程中，一般的地质特点是泥质岩类为主体的低强度工程岩体。由于低应力软岩的显著特征是含有大量粘土矿物而具有膨胀性，因此，根据低应力软岩的膨胀性大小可以分为强

膨胀性软岩（自由膨胀变形 $> 15\%$ ）、中膨胀性软岩（自由膨胀变形为 $10\% \sim 15\%$ ）和弱膨胀性软岩（自由膨胀变形 $< 10\%$ ）。其矿物组合特征和饱和吸水率两个指标可分为 3 级 详见表 2.3。

表 2.3 膨胀性软岩分级

膨胀性软岩	蒙脱石含量/%	干燥饱和吸水率 ω_0 /%	自由膨胀变形量/%
弱膨胀性软岩	< 10	< 10	< 10
中膨胀性软岩	$10 \sim 30$	$10 \sim 50$	$10 \sim 15$
强膨胀性软岩	> 30	> 50	> 15

2. 高应力软岩的分级

高应力软岩（High Stressed Soft Rock 简称 H 型），是指在较高应力水平（ $> 25\text{MPa}$ ）条件下才发生显著变形的中高强度的工程岩体。这种软岩的强度一般高于 25MPa ，其地质特征是泥质成分较少，但有一定含量，砂质成分较多，如泥质粉砂岩、泥质砂岩等。它们的工程特点是，在深度不大时，表现为硬岩的变形特征；当深度加大至一定深度以下，就表现为软岩的变形特性了。其塑性变形机理是处于高应力水平时，岩石骨架中的基质（粘土矿物）发生滑移和扩容，此后再接着发生缺陷或裂纹的扩容和滑移塑性变形。

表 2.4 高应力软岩分级

高应力软岩	应力水平/MPa
高应力软岩	$25 \sim 50$
超高应力软岩	$50 \sim 75$
极高应力软岩	> 75

根据高应力类型不同，高应力软岩可细分为自重高应力软岩和构造高应力软岩。前者的特点是与深度有关，与方向无关；而后的特点是与深度无关，而与方向有关。高应力软岩根据应力水平分为 3 级，即高应力软岩、超高应力软岩和极高应力软岩 详见表 2.4。

高应力的界线值是根据国际岩石力学学会定义的软岩概念（ $\sigma_c = 0.5 \sim 25\text{MPa}$ ）而确定的 即能够使 $\sigma_c > 25\text{MPa}$ 的岩石进入塑性状态的应力水平称为高应力水平。

3. 节理化软岩的分级

节理化软岩（Jointed Soft Rock 简称 J 型）系指含泥质成分很少（或几乎不含）的岩体。这种软岩发育了多组节理，其中岩块的强度颇高，呈硬岩力学特性，但整个工程岩体在巷道工程力的作用下则发生显著的变形，呈现出软岩的特性，其塑性变形机理是在工程力作用下，结构面发生滑移和扩容变形。例如，我国许多煤矿的煤层巷道，煤块强度很高，节理发育很好，岩体强度较低，常发生显著变形，特别是发生非线性、非光滑的变形。此类软岩可根据节理化程度不同，细分为镶嵌节理化软岩、碎裂节理化软岩和散体节理化软岩。根据结构面组数和结构面间距两个指标将其细分为 3 级 即较破碎软岩、破碎软岩和极破碎软岩 详见表 2.5。

表 2.5 节理化软岩的分级

节理化软岩	节理组数	单位面积节理数 $J_s/(条/m^2)$	完整系数 k_v
较破碎软岩	1~3	8~15	0.55~0.35
破碎软岩	≥ 3	15~30	0.35~0.15
极破碎软岩	无序 ≥ 3	> 30	< 0.15

注 $k_v = (V_{pm}/V_{pr})^2$, V_{pm} 为节理岩体弹性波纵波速度 (km/s); V_{pr} 为完整岩块弹性波纵波速度 (km/s)。

4. 复合型软岩

复合型软岩是指上述 3 种软岩类型的组合, 即高应力-膨胀性复合型软岩 简称 HS 型软岩 高应力-节理化复合型软岩, 简称 HJ 型软岩 高应力-节理化-膨胀性复合型软岩 简称 HJS 型软岩。

5. 软岩工程分类及分级总表

软岩的工程分类和分级见表 2.6。

表 2.6 软岩工程分类与分级总表

软岩分类	分类指标			软岩分级	分级指标		
	抗压强度 /MPa	泥质含量	结构面		$\omega_0/\%$	σ_c/MPa	膨胀矿物组合
膨胀性软岩	< 25	$> 25\%$	少	弱膨胀性软岩	< 10	15~30	S, I
				中膨胀性软岩	10~50	5~15	I, K
				强膨胀性软岩	> 50	< 5	M, M/I
高应力软岩	> 25	$< 25\%$	少		深度比 A		
				高应力软岩	0.8~1.2		
				超高应力软岩	1.2~2.0		
				极高应力软岩	> 2.0		
节理化软岩	低~中等	不含	多组		节理组数	节理间距 /m	完整系数 k_v
				较破碎软岩	1~3	0.2~0.4	0.55~0.35
				破碎软岩	≥ 3	0.1~0.2	0.35~0.15
				极破碎软岩	无序 ≥ 3	< 0.1	< 0.15
复合型软岩	低~高	含	少~多组	根据具体条件进行分类和分级			

注: ω_0 为干燥饱和吸水率; σ_c 为单轴抗压强度 (MPa); S 为绿泥石; I 为伊利石; K 为高岭石; M 为蒙脱石; M/I 为伊/蒙混层物。

2.3.3 软岩软化程度分类

衡量软岩软化的程度是判别支护难易程度的关键。根据近期研究成果, 利用软化指数的概念可以科学合理地进行软岩软化程度分类。