软岩巷道底臌的机理及防治

康 红 普 编著

煤 炭 工 业 出 版 社

（京）新登字042号

内 容 提 要

本书详细分析软岩的物理力学性质，软岩巷道底臌的各种研究方法，全面论述引起软岩巷道底臌的诸因素及其关系，提出估算底臌量的数学表达式；列举防治软岩巷道底臌的各种措施，阐述它们控制底臌的机理、合理参数及适用范围。

本书可供从事地下工程的科技工作者，工程技术人员及矿业院校师生参考。

软岩巷道底臌的机理及防治

康 红 普 编著

责任编辑：田 克 运

*

煤炭工业出版社 出版

（北京安定门外和平里北街21号）

煤炭工业出版社印刷厂 印刷

新华书店北京发行所 发行

*

开本 787×1092mm 1/32 印张8 7/16

字数183千字 印数 1—890

1993年6月第1版 1993年6月第1次印刷

ISBN 7-5020-0831-4/TD·771

书号 3597 G0258 定价 7.20元

前　言

长期以来，巷道底臌一直是煤矿开采等地下工程中难以解决的问题之一。强烈底臌带来大量维修工作，增加巷道维护费用，严重影响着矿井的正常生产。在软岩巷道中，由于软岩具有独特的性质，加之开采深度的不断增加或受到采动影响，底臌现象表现得尤为突出。因此，研究软岩巷道底臌的机理及防治措施非常必要。

巷道底臌的主要原因在于底板岩层软弱及围岩应力场过高。软岩性质的复杂性和对应力变化的敏感性给底臌机理及防治的研究带来极大的困难，导致对软岩巷道底臌的一些原因认识不清，因而在采取防治措施时存在较大的盲目性。目前，有关论述底臌的文章与书籍，大多只就一两个因素进行讨论，虽然可得出一些定性的规律，但缺乏全面性、系统性，不能较好地反映底臌的全过程，因而对防治措施的机理、合理参数及适用条件不能作出令人满意的结论。

鉴于上述情况，作者将近几年自己及国内外有关巷道底臌的研究成果编写成书，以期对软岩性质、底臌的机理及防治措施有一全面的、系统的、深入的阐述，为生产实践提供可靠的理论依据和合理的技术方案。

本书共分三篇十章，第一、二、三章论述软弱岩层的物理性质、力学性质及其相互关系；第四、五、六、七章介绍软岩巷道底臌机理的各种研究方法和研究成果；第八、九、十章介绍软岩巷道底臌的各种防治措施。

本书的出版得到了煤炭科学研究总院北京开采所王金华、刘玉堂、石文波等领导同志的大力支持和帮助。同时，兖州矿务局鲍店煤矿李洪远总工程师、淮南矿务局王吉才总工程师给予了热情的帮助。在此表示衷心的感谢。

由于作者水平有限，书中不当之处在所难免，恳请读者批评指正。

作　者

1992年11月于北京

目　录

绪　论……1

第一篇　软弱岩层的物理力学性质

第一章　软弱岩层的物理性质……9

第一节　软弱岩层的矿物成分……9

第二节　软弱岩层的微结构特征及结构连接……13

第三节　软弱岩层的水理性质……20

第二章　软弱岩层的力学性质……28

第一节　软弱岩层的变形与强度……28

第二节　软弱岩层的扩容性……32

第三节　软弱岩层的流变性……36

第四节　软弱岩体结构……42

第三章　软弱岩层物理性质与力学性质的关系……47

第一节　软弱岩层矿物成分与力学性质的关系……47

第二节　软弱岩层微结构与力学性质的关系……50

第三节　水对软弱岩层力学性质的影响……56

第四节　软弱岩层扩容与软化及膨胀的关系……60

第五节　水与软弱岩层损伤……63

第二篇　软岩巷道底臌机理的分析

第四章　软岩巷道底臌的理论分析……69

第一节　软岩弹塑性变形引起的底臌……69

第二节　软岩扩容引起的底臌……74

第三节　软弱岩层遇水膨胀引起的底臌 ……79
第四节　软岩流变引起的底臌 ……86
第五节　软岩弯曲引起的底臌 ……91
第六节　软岩巷道底臌的综合分析 …… 105
第五章　软岩巷道底臌的有限单元法分析 …… 111
第一节　有限单元法的处理方法 …… 111
第二节　软弱岩层巷道底臌的弹塑性有限单元法分析 …… 113
第三节　软岩巷道底臌的动态模型 …… 122
第六章　软岩巷道底臌的相似材料模拟研究 …… 128
第一节　相似材料模型法 …… 128
第二节　软弱岩层巷道底臌的相似材料模型试验 …… 133
第七章　软岩巷道底臌的实测研究 …… 138
第一节　实测内容与方法 …… 138
第二节　实测数据的处理和分析 …… 143
第三节　实例分析 …… 148

第三篇　软岩巷道底臌的防治

第八章　支护加固法 …… 163
第一节　底板锚杆 …… 163
第二节　底板注浆 …… 180
第三节　封闭式支架 …… 184
第四节　底板防治水 …… 192
第九章　卸压法 …… 196
第一节　切缝卸压法 …… 196
第二节　钻孔卸压法 …… 206
第三节　爆破卸压法 …… 209
第四节　掘巷卸压法 …… 216
第五节　卸压法实例分析 …… 231

第十章　联合支护法 …… 240
第一节　底板爆破注浆 …… 240
第二节　切缝与底板锚杆 …… 246
第三节　其它联合支护法 …… 247
第四节　各种防治底臌措施的选择 …… 249
参考文献 …… 251

绪　论

巷道开挖以后，破坏了岩体的原岩应力状态，引起应力重新分布，围岩将向巷道内移动。随着巷道埋深的增加或受到采动影响，围岩位移将不断增大，以致造成巷道围岩破坏。

软岩是软、弱、松散、破碎、膨胀、流变、强风化蚀变和高地应力的岩体统称。根据软岩属性的不同，可把软岩分成三类：第一类岩层其自然状态下的强度就很低，呈松散、破碎状，如果再受到水和风化等作用，强度会进一步弱化，它是一种很难维护的岩层。第二类岩层自然状态下的强度并不低，但受到水和风化等作用后，强度急剧降低、体积膨胀，导致松散、破碎。第三类岩层自然状态下的强度较高，而且受水和风化等影响较小，只有处在高地应力状态下才表现出较大的变形特征。我们把前两类岩层称为软弱岩层，第三类岩层称为高地应力岩层。

在软岩巷道中，底臌是围岩变形和破坏的主要方式之一，它与底板岩层性质及其应力状态密切相关。下面简单介绍软岩巷道底臌的特点、研究内容及研究方法，并对现有的研究成果进行评述，以期对软岩巷道底臌有一整体的了解。

一、软岩巷道底臌的特点

软岩巷道底臌一般具有以下特点：

（1）由于软岩强度比较低（或相对于地应力较小），特别是软弱岩层，通常节理裂隙发育，易受到水和风化作用

的影响，导致底板岩层的稳定性极差，表现为底板岩层位移及破坏范围都比较大。

（2）软岩巷道底臌对应力的变化比较敏感。在一定的地质及生产条件下，软岩巷道底臌可能表现得并不明显。但随着巷道埋深的增加或受到采动影响，底板岩层就会失稳并向巷道内臌起。已有的研究成果表明，对于同一条软岩巷道，由于受采动影响程度的不同，底臌量可相差几十倍，甚至上百倍。

（3）软岩巷道底臌具有明显的时间效应。具体表现为：底臌的初始速度大，之后逐渐减缓并过渡到比较稳定的阶段。底臌速度趋于稳定的时间比较长，而且在稳定状态下底板岩层仍以一定的速度向巷道内移动。当总的底臌量超过一定数值后，底臌速度还会再度增大，导致底板岩层破坏。

二、软岩巷道底臌的研究内容

软岩巷道底臌的研究内容包括软岩的性质、巷道底臌的机理及防治措施三个方面。

1．软岩性质

软岩性质是影响巷道底臌的一个主要因素。在相同的应力状态下，由于软岩性质的不同，可使巷道底臌量相差悬殊。在研究底臌时，涉及的软岩性质主要有以下内容：

（1）软岩的物理性质。

（2）软岩的力学性质。

（3）软岩物理性质与力学性质之间的关系。

2．软岩巷道底臌的机理

软岩巷道底臌机理研究的目的在于弄清底板岩层的变形特征、破坏方式及破坏过程等内容，它包括：

（1）分析引起底臌的各个因素以及它们之间的相互作

用与影响。

（2）在具体的生产及地质条件下确定出诸因素对底臌的影响程度，进而确定出该种条件下底板岩层的主要变形与破坏方式。

（3）利用理论计算、模拟方法及经验公式等手段对巷道底臌量与底板岩层破坏状况进行预测。

3．软岩巷道底臌的防治措施

在弄清软岩巷道底臌机理的基础上就可以比较合理地选择防治措施，它一般包括如下内容：

（1）研究各种防治措施控制底臌的机理。

（2）研究各种防治措施的合理布置方式及参数。

（3）确定各种防治措施的适用范围。

（4）分析各种防治措施的技术经济效益。

三、软岩巷道底臌的研究方法

研究方法的合理与否直接影响着软岩巷道底臌研究成果的可靠性。目前广泛采用理论分析、模拟研究及井下实测三种方法。

1．理论分析

借助连续介质力学理论分析软岩巷道围岩的应力场与位移场，从而得出一些定性的解答。关于底臌的研究，有两种方法：

（1）局部研究法：局部地研究底板岩层的应力与位移，不考虑顶板及两帮围岩对底臌的影响。

（2）整体研究法：研究巷道周围全部岩层的应力与位移，它比局部研究法更全面一些。

由于理论分析需要对巷道条件作一些简化，有时甚至忽略了引起底臌的重要因素，因而计算结果往往与实测数据相

差较大。

2．模拟研究

模拟研究包括数值模拟与相似材料模型试验等方法。

（1）数值模拟：如有限单元法、差分法、边界元法及离散单元法等都是数值模拟方法。这种方法克服了理论分析的局限性，适用于复杂岩层、任意边界条件及结构几何形状的情况。其计算结果的可信度取决于所选择的描述岩层应力应变关系的本构方程及对岩层初始状态的模拟程度。

（2）相似材料模型试验：就是在试验室相似材料模型上研究巷道底板岩层的变形与破坏规律。从目前看，它不失为一种较好的方法。模拟结果的可靠性与相似材料的特性、对岩层初始状态的模拟程度及试验技术等有关。

3．井下实测

此法可以获得软岩巷道底臌的第一手资料，通过处理和分析这些资料，就可得出巷道底臌的一些规律，它是研究软岩巷道底臌最重要的一种方法。

四、软岩巷道底臌的研究现状

以下从软岩性质、底臌机理及防治措施三方面评述软岩巷道底臌的研究现状。

1．软岩性质

关于软岩性质，主要是对软弱岩层的性质，国内外都有大量研究成果。在软弱岩层物理性质方面，人们借助x-射线衍射分析、热分析、扫描电镜及透射电镜等手段研究了软弱岩层的矿物成分及微结构特征，并初步论述了软弱岩层的这些物理性质与其强度和变形的关系。由于水对软弱岩层性质会产生显著影响，所以很多学者致力于软弱岩层水理性质的研究，分析了软弱岩层遇水软化、崩解、膨胀的机理，以及

水理性质对软弱岩层力学参数的影响。在软弱岩层力学性质方面，人们研究了软弱岩层受力后表现出来的各种力学特性，诸如弹塑性、扩容性及流变性等，对软弱岩层的变形特征与强度特征有了比较全面、深入的了解。上述研究成果为研究软弱岩层巷道底臌的机理创造了良好的条件。

2．软岩巷道底臌的机理

在巷道底臌的机理方面，前苏联的研究成果较多。秦巴列维奇 П.М.认为，底臌现象的力学本质与松散土体在由两个压模传给底板的荷重作用下压出的现象是一样的，应用极限平衡理论计算底臌岩层作用在巷道支架上的压力；兹包尔什奇克 М.П.等认为，巷道底板岩层突然臌起是由于底板中塑性岩层对下部岩层移动的阻力以及底板岩层暴露的面积与周长的比例急剧变化时岩层储存的弹性能量释放的结果所造成（同时建立了判断底板岩层稳定性的数学表达式）；利特维斯基Г.Г.在研究准备巷道底臌机理的过程中，提出了一个判别岩层破坏的局部性破坏准则。该准则将巷道周边的应力图与岩层强度图进行比较，以此确定巷道周边的稳定地段、极限状态地段及不稳定地段；切尔尼亚克 И.Л. 利用数理统计法对大量实测数据进行了分析，得出了预测巷道底臌量的经验公式。

在德国，奥顿哥特 М. 运用相似材料模型试验研究了巷道底臌的全过程。他认为巷道岩层的破坏顺序为：首先是两帮岩层由于垂直应力作用被压裂，之后是巷道顶底板由于水平应力的作用向巷道内臌出。其中较先破坏的是直接底板岩层，然后是更下面的岩层。布什曼 N. 则从很多相似模型试验中得出底板岩层最大破坏深度与巷道宽度成比例的结论。

美国的哈拉米（Haramy K.）把底板岩层看作两端固支

的岩梁进行分析，讨论了底板岩层的应力状态及稳定性，得出一些有益的结论。

在我国，潘一山等人借助有限单元法和相似材料模型试验研究了软岩巷道底臌的时间效应及软岩遇水膨胀引起的底臌，模拟结果能较好地反映这些因素对底臌的影响。本书作者采用各种研究方法详细分析了引起软岩巷道底臌的诸因素，在此基础上，建立了求解底板岩层破坏范围的动态模型，提出了估算软岩巷道底臌量的公式。实践证明，它能较好地描述底臌的特征。

3．软岩巷道底臌的防治

目前出现的软岩巷道底臌的防治措施有多种形式，包括底板锚杆、底板注浆、封闭式支架等支护加固法，切缝、打钻孔、爆破、开掘卸压巷等卸压法，以及各种联合支护法。

在国外，德国的奥顿哥特 M．和日本的内田早月等利用相似材料模型试验比较详细地研究了底板锚杆控制底臌的机理、合理参数的选择及其适用范围，并介绍了井下使用情况。前苏联的切尔尼亚克 И.Л．等分析了防治底臌的各种封闭式支架，以及采用打钻孔及爆破等卸压法控制底臌的效果。井原恕等（日本）探讨了采用巷帮卸压法维护巷道的效果，并初步给出较合理的卸压法方案设计。卡尔 F.（美国）介绍了煤层巷道中开掘卸压巷防治底臌的方法，在井下试验中抑制了底臌的产生。此外，波兰、荷兰等国家都进行过巷道底臌防治的研究工作。

在我国，中国矿业大学曾对底板锚杆、封闭式支架及开掘卸压巷等控制软岩巷道底臌的措施进行过详细的、深入的研究，在井下试验中明显地减小了底臌量。阜新矿业学院也曾采用爆破注浆、封闭式支架与爆破等联合支护法防治软岩

巷道底臌，取得了较好的维护效果。

以上仅是软岩巷道底臌的部分研究成果。可以预见，随着采矿工程技术的发展和科学的不断进步，软岩巷道底臌的研究将会更加深入并获得更有效的防治方法。

第一篇　软弱岩层的物理力学性质

软弱岩层的变形特征与强度特征取决于其本身的物理力学性质及应力状态。随着煤矿开采的发展，我国许多矿区，诸如舒兰、沈北、龙口、平庄、淮南、徐州及兖州等矿区，都出现了大量软岩问题，致使软岩巷道的维护成为一个重大课题。

底臌作为软岩巷道变形和破坏的主要方式之一，在很大程度上取决于软岩的性质。对于软弱岩层，其性质对底臌的影响尤为突出。处在这类岩层中的巷道，底臌不仅与岩层的物理、力学性质有关，而且两者的相互作用也决不能忽略不计。至于高地应力岩层，巷道底臌主要是一个力学过程。故本篇着重分析软弱岩层的物理力学性质及其关系，为底臌机理的研究及选择合理的防治措施奠定基础。

第一章　软弱岩层的物理性质

软弱岩层的物理性质包括软弱岩层的容重、比重、孔隙率、矿物成分、微结构特征、结构连接及水理性质等。下面着重论述后四项内容。

第一节　软弱岩层的矿物成分

软弱岩层的矿物成分是决定其力学特性的一个根本因素，研究软弱岩层的物理性质必须从这方面开始。

一、软弱岩层矿物成分测定

随着x-射线衍射分析、热分析等方法的不断发展和完善，人们已经可以较准确地确定软弱岩层矿物成分的类型和含量。

如图1-1、1-2、1-3是软弱岩层的x-射线衍射图谱。图中7.9Å左右的衍射峰为高岭石；10Å左右的衍射峰为伊利石；15Å左右的衍射峰为蒙脱石；伊蒙混层矿物居于两者之间。表1-1列出了用x-射线定量分析得出的我国部分煤矿软弱岩层的粘土矿物成分含量。可见，我国煤矿中软弱岩层的粘土矿物成分主要有四类：高岭石、蒙脱石、伊利石及伊蒙混层矿物。

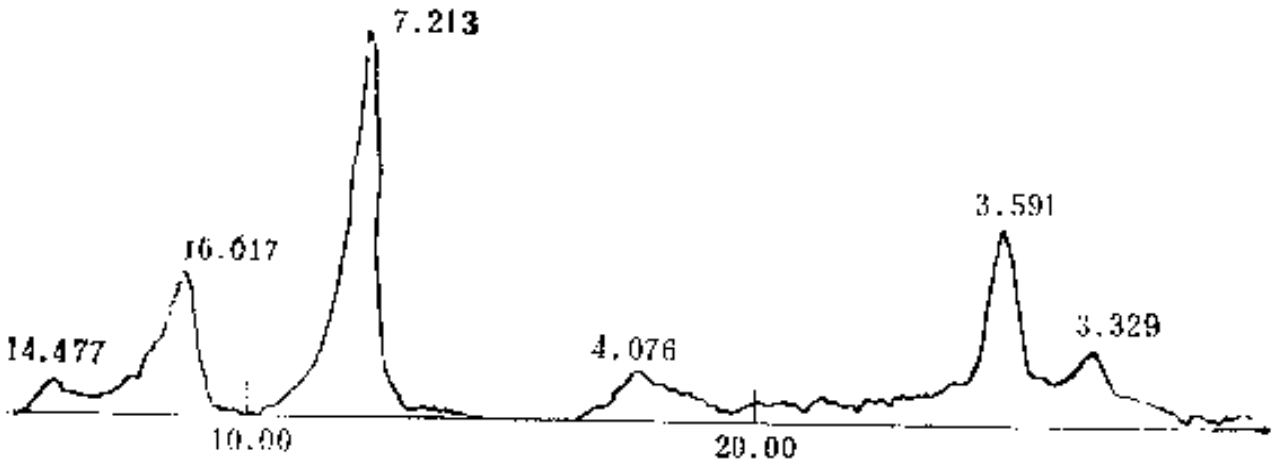


图 1-1　泥岩x-射线衍射图谱（兖州鲍店）

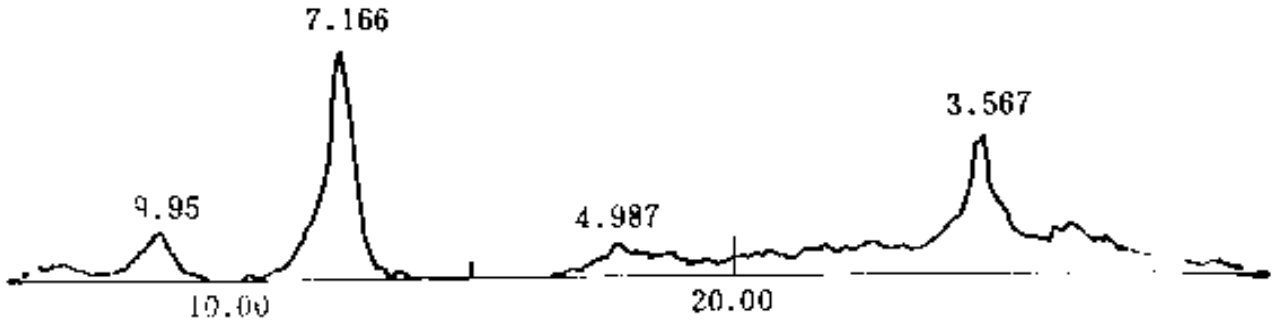


图 1-2　砂质泥岩x-射线衍射图谱（淮南新庄孜）

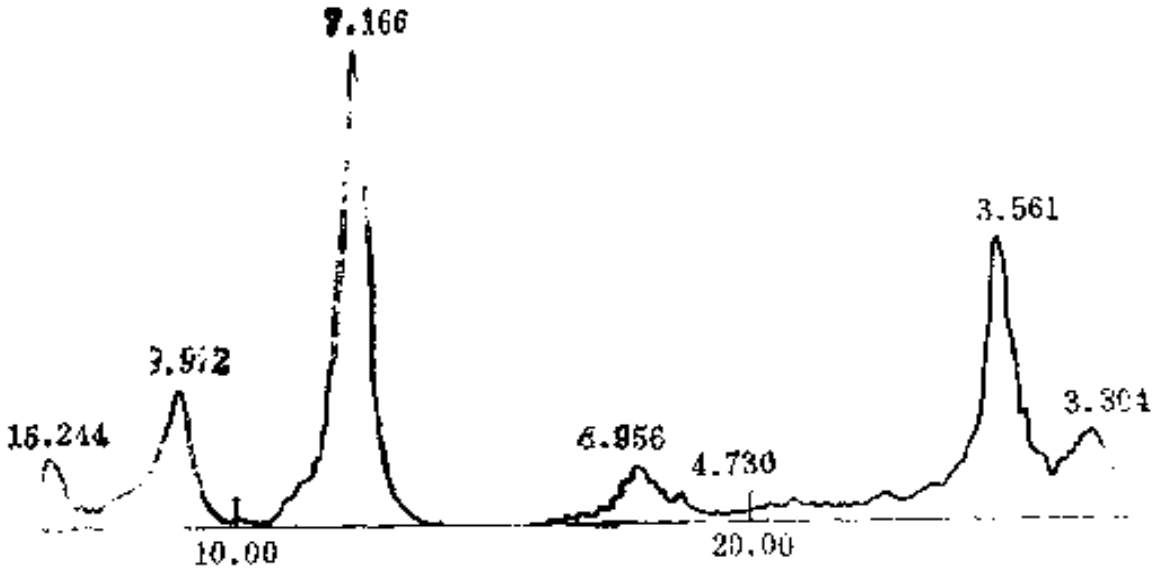


图 1-3　粘土岩x-射线衍射图谱（兖州济宁二号井）

如图1-4、1-5分别是兖州鲍店煤矿泥岩、粉砂质泥岩的差热分析曲线。高岭石的差热曲线的特征为：在600～700℃有较大的吸热峰，950～1000℃有一个高而尖的放热峰。吸热峰是由于脱失（OH）而引起的，放热峰是发生再结晶为富铝红柱石而形成的。蒙脱石在100～300℃、600～700℃、800～900℃时均有吸热峰出现。在950℃紧接吸热峰有一个

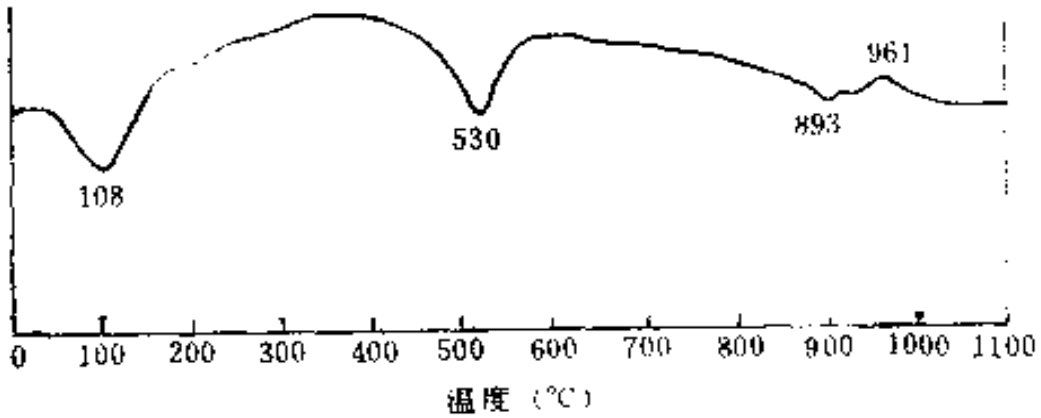


图 1-4　泥岩差热分析曲线（兖州鲍店）

表 1-1 我国部分煤矿软弱岩层的粘土矿物成分

取样地点	岩性 / 矿物成分	高岭石 (%)	伊利石 (%)	蒙脱石 (%)	伊蒙混层 (%)
龙口北皂	油 泥 岩	25.8	9.7	64.5	
内蒙平庄	粘 土 岩	11.5	7.0	81.5	
吉林舒兰	泥质页岩	39.3	6.0	54.7	
淮南潘集	泥 岩	38.2			61.8
淮北芦岭	泥 岩	36.0	10.0		54.0
平顶山七矿	泥 岩	37.0～51.0			63.0～49.0
平顶山十一矿	泥 岩	32.0	12.0		56.0
徐州董庄	泥 岩	51.0			49.0
兖州济宁二号井	粘 土 岩	25.0	5.0		70.0
兖州鲍店	泥 岩	42.4	20.6		37.0

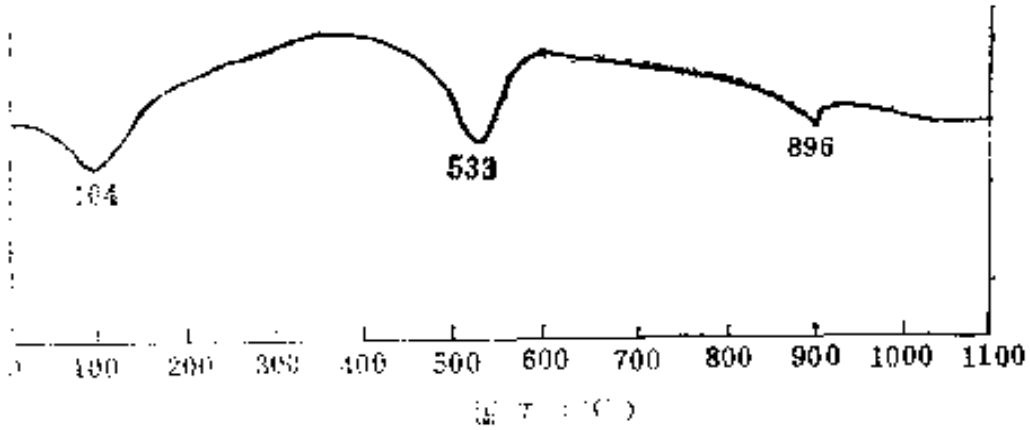


图 1-5 粉砂质泥岩差热分析曲线（兖州鲍店）

小放热峰，这是因再结晶作用而出现的。伊利石在100℃左右、500～600℃及850～950℃时出现吸热峰。紧接最后的吸热峰，在900～1000℃往往有一个小放热峰。

差热分析的结果进一步证实了x-射线衍射分析所得出的结论。

二、粘土矿物的结构特征

高岭石、伊利石、蒙脱石等粘土矿物属于层状或层-链状硅酸盐，有两种结构单元类型作为矿物结晶结构的基础：第一种是硅氧四面体，另一种是硅氧八面体。高岭石的结构层由一层四面体和一层八面体构成，如图1-6所示。这种结构具有刚性晶格，阳离子交换量很小，层间不能水化。其水化作用仅靠水分子和晶体外层表面的相互作用进行。它们的晶体结构沿厚度方向并不变化。蒙脱石和伊利石都是由两层四面体加一层八面体构成。蒙脱石构造的明显特征是水和其它极性分子极易进入晶层中，引起晶格沿厚度方向膨胀。蒙脱石具有很大的阳离子交换能力，它具有很高的亲水性，遇水泥化、膨胀，强度大大降低。伊利石晶层中间的平衡阳离子主要是K^+，它的单位晶层比较固定，水和极性分子不易进入层间以致引起膨胀。所以，蒙脱石是对软弱岩层巷道稳定性危害最大的粘土矿物，是引起底臌的重要物理原因。

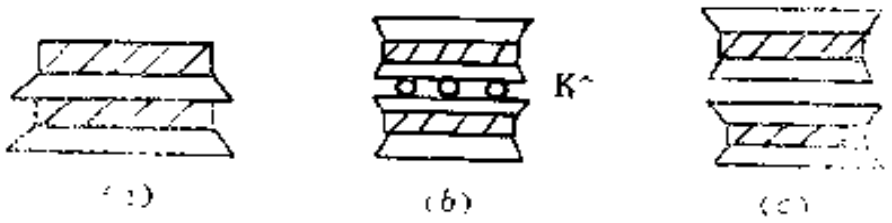


图 1-6　粘土矿物的结构

(a)高岭石；(b)伊利石；(c)蒙脱石

第二节　软弱岩层的微结构特征及结构连接

软弱岩层的微结构包括矿物颗粒及其集聚体的形状、大小，裂隙、孔隙的分布，以及定向程度等。它同矿物成分一

样，是影响软弱岩层力学性质的重要因素。为全面了解软弱岩层的组构形状，借助光学显微镜、扫描电镜及透射电镜等测试手段观察软弱岩层的微结构特征。

一、软弱岩层的微结构观察

1。宏观

采用光学显微镜或在低倍扫描电镜下观察软弱岩层组构，目的在于了解软弱岩层结构的基本概念，砂、粉粒分布，粗孔隙的大小，颗粒集聚体及其定向程度等。

图1-7是偏光显微镜下泥岩的形态：粘土矿物主要以集聚体的形式存在。在集聚体之间有大量孔隙，在集聚体内亦存在比较小的孔隙。特别是微裂纹把大大小小的孔隙连接起来，给水进入矿物内部形成了通道，对软弱岩层的性质极为不利。另外，矿物集聚体和微孔隙有向右下角定向的趋势。矿物颗粒的定向度直接影响着软弱岩层的各向异性和膨胀

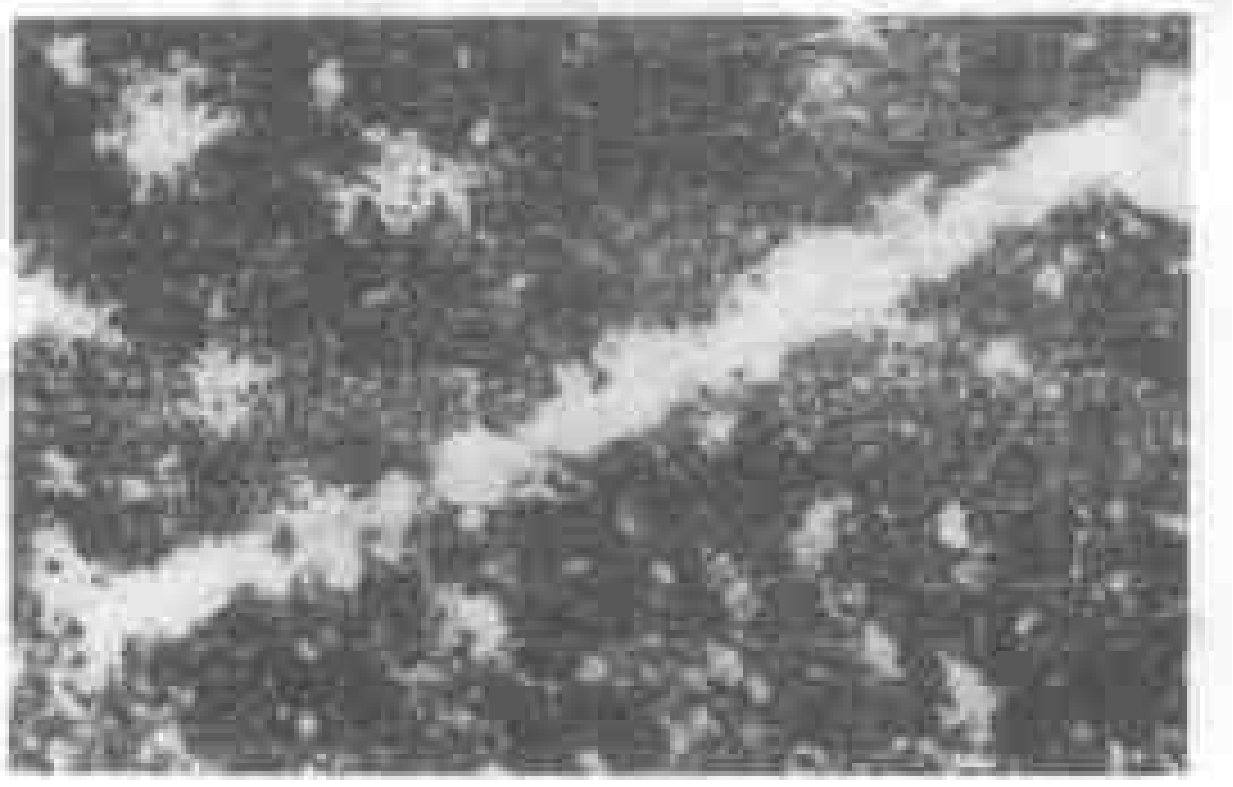


图 1-7　偏光显微镜下的泥岩（兖州鲍店，×50）

性，并同时可作为软弱岩层破坏的一个判据。

2．亚微观

主要使用扫描电镜在500～2000倍下观察软弱岩层的组织单元，分析这些组织单元的形态、相互排列关系，取向的状况和孔隙的大小。图1-8，图1-9是软弱岩层的低倍扫描图片（样品为泥岩）。从图1-8中看出，粉砂粒子完全悬浮在粘土颗粒为基底的基质之中，相互之间没有接触，即：软弱岩层的传力性能和变形主要由粘土构成的基质决定。粘粒基质中粘土畴构成“面-面”叠聚体，呈鳞片状（图1-9），定向排列。

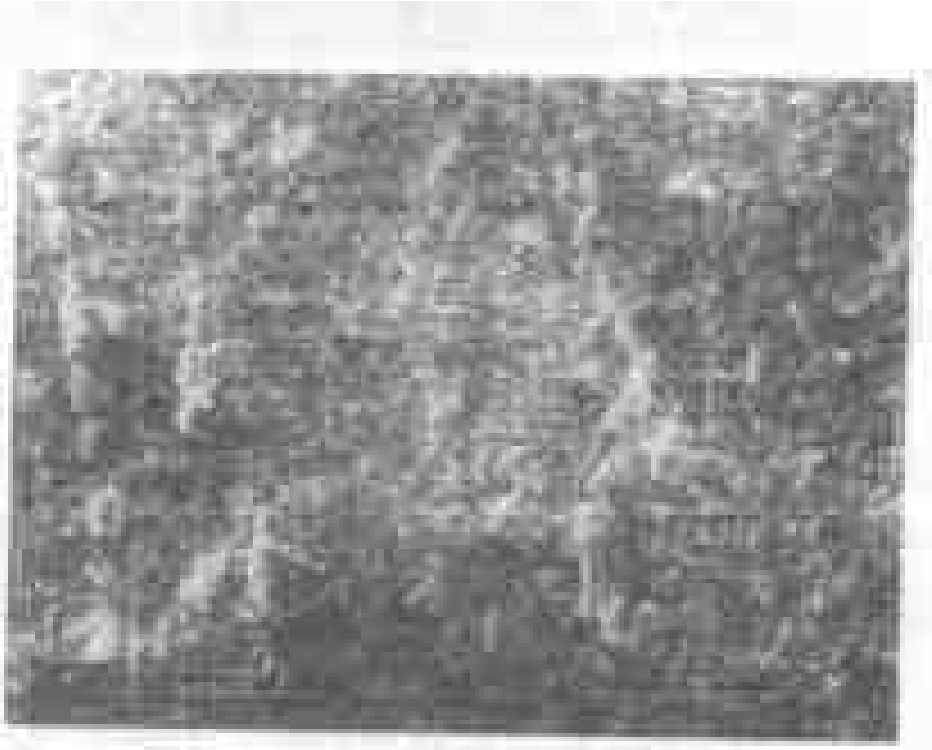


图 1-8 扫描电镜下的泥岩（淮北芦岭，×500）

据B.И.奥西波夫的观点，把粘土类岩石的微结构分为五种类型：蜂窝状、骨架状、基质状、紊流状及层流状。蜂窝状结构的特点是疏松、不牢固、孔隙率高，具有强烈的压缩性，抗压、抗剪强度很低；骨架状结构较蜂窝状结构密实

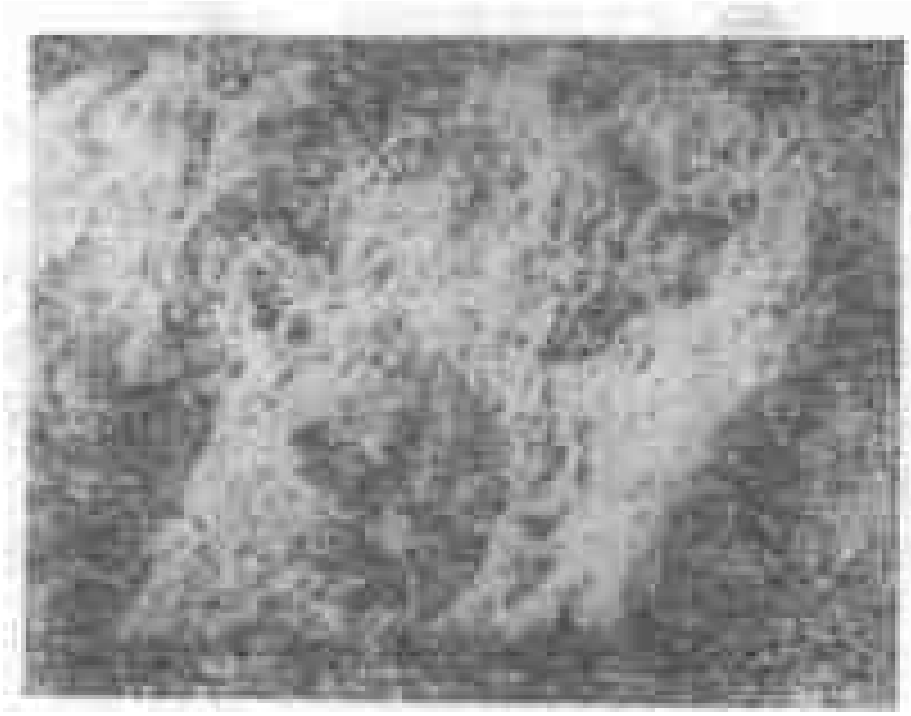


图 1-9　扫描电镜下的泥岩（徐州董庄，×500）

一些，其最大的特点是有触变性；具有基质状结构的粘土类岩石在整个无定向的粘土基质中含有无序分布的粉土粒和砂粒，属中等密实程度；絮流状结构由沿层理定向很好的粘土微集聚体组成，具有中等和高压密程度；层流状结构的特征是结构单元按大小具有良好的分选性及沿层理面的高度定向性，具有严重的各向异性。在我国煤矿中，年代比较老或以高岭石、伊利石为主的软弱岩层一般具有絮流或层流状结构（图1-9），而年代比较新或富含蒙脱石矿物的软弱岩层多数具有蜂窝状或骨架状结构。

3。微观

在高倍扫描电镜或透射电镜下，可以看到各种形态的粘土片或粘土畴，如图1-10～13所示。

高岭石的形貌特征为：结晶良好的高岭石呈端正的六边形、鳞片状。结晶不好的高岭石颗粒的六边形和鳞片呈现不



图 1-10　扫描电镜下的高岭石（兖州鲍店泥岩，×4500）



图 1-11　扫描电镜下的蒙脱石（兖州济宁二号井粘土岩，×4500）

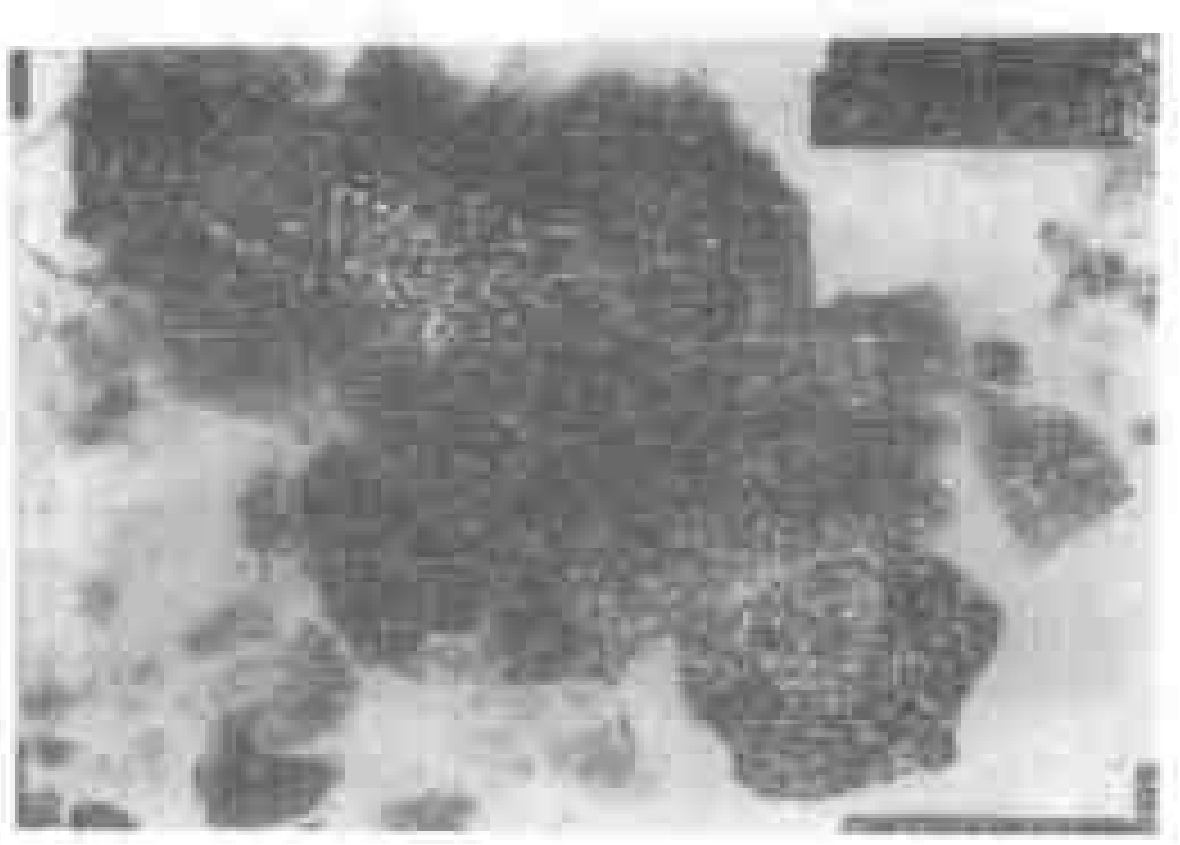


图 1-12　透射电镜下的伊利石（兖州鲍店泥岩，×20000）

太明显，鳞片的一边往往拉长，边缘不规则，并有残缺，六边形的轮廓呈现梗概。

蒙脱石的形貌特征为呈无规则形状。在透射电镜下呈团块状，结晶很细，通常看不见各个颗粒的细粒，大团块似由无一定轮廓的鳞片状单元堆叠而成。它易分裂成近乎单位晶胞厚度的鳞片。由于鳞片的不规则性，难以精确估计其尺寸。

伊利石的形貌特征为呈很不清楚的小鳞状，常聚集在一起成为不规则的集聚体。有些鳞片具有清楚的六角形轮廓，但形状不规则。

二、软弱岩层的结构连接

软弱岩层的力学性质并不取决于矿物晶体的强度，而是

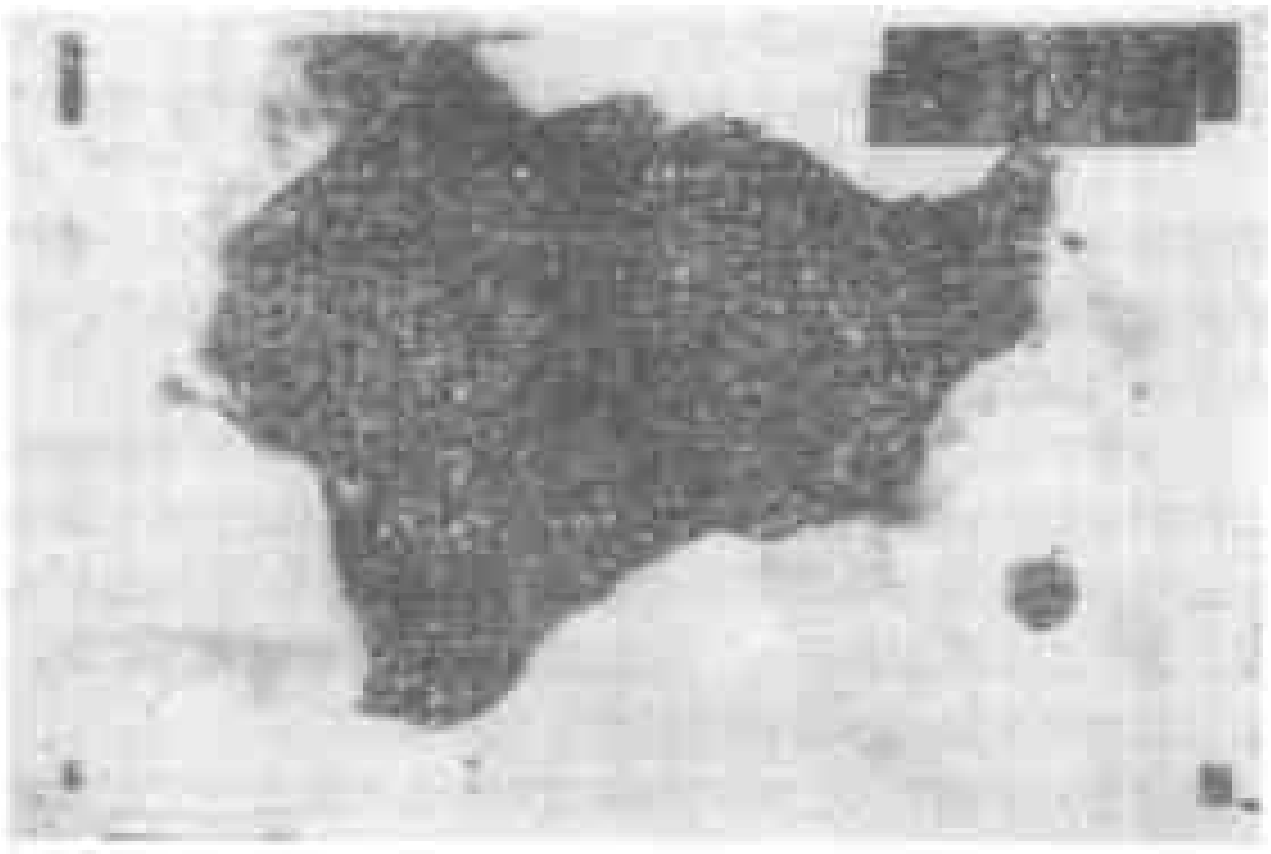


图 1-13 透射电镜下的蒙脱石（兖州济宁二号井粘土岩，×50000）

在于它们之间的结构力，因为原始颗粒强度很高，使之发生破坏非常困难。只有矿物颗粒或微集聚体间的相互作用，即结构连接，才是决定软弱岩层强度和变形的本质因素。

根据分散体系物理、化学、力学的研究成果可知，对粘土类岩石结构连接有重要影响的有磁力、库仑力、分子力、离子-静电力、化学力和毛细管力。

（1）磁力是由于粘土类岩石中的赤铁矿等，在颗粒表面形成薄膜产生的。这种力不大。

（2）库仑力是由颗粒表面所带静电电荷而产生的，同号相斥、异号相吸。

（3）分子力在粘土类岩石中起着很大的作用，其特点

是有远距作用。它受三种类型的相互作用的制约：极性分子之间的定向作用，双电极分子电场中非极性分子极化产生的感应作用，在分子和电子相互作用下所产生的分散作用。

（4）离子-静电力。巷道底板岩层经常是含水的，矿物颗粒与交换阳离子相互作用即可获得电荷。如果另一个颗粒接近此带电颗粒，则阳离子同时与两个颗粒相互作用，两颗粒之间就会形成离子-静电力。

（5）化学力。在胶结的粘土类岩石中，由化学价键形成的化学结构连接占优势地位。化学连接是由原子的外围电子进行的，在粘土类岩石中发育着共价的和离子的化学连接。化学力是近距作用力，这种结构连接具有很高的能量，接触强度与颗粒晶体结构的强度相似。

（6）毛细管力。在三相体系的粘土类岩石中应该考虑毛细管弯液面的存在。弯液面可牵引颗粒，提高它们的连接强度。

以分子长距离的相互作用形成凝聚接触；以离子-静电力为基础的接触形成过渡接触；靠化学键和离子-静电力的相互作用形成同相接触。凝聚接触强度最低，同相接触强度最高，过渡接触强度居中。

第三节　软弱岩层的水理性质

由于软弱岩层的矿物成分及微结构特征，造成了它与水的特殊关系。再则，软弱岩层内节理裂隙发育，所以水很容易进入软弱岩层内部，引起软化、崩解及膨胀等现象，结果导致软弱岩层强度急剧降低。可见，以粘土矿物为主要成分的软弱岩层巷道底臌与底板是否含水密切相关。而目前我国煤矿中软弱岩层底板含水是比较普遍的现象，故研究水对软

弱岩层性质的影响是非常重要的。

软弱岩层遇水后通常有两种破坏方式：一是软化、碎裂、崩解，但体积基本不增加。二是体积发生膨胀，最终导致软化、松散。本节从微观与宏观两方面出发，探讨水与软弱岩层的作用机理及其影响因素。基于水理性质实验，建立软弱岩层膨胀参数与含水率及干容重等参数的关系。

一、软弱岩层遇水软化、崩解

遇水仅软化、崩解的软弱岩层其矿物成分以高岭石、伊利石为主。由于这两种粘土矿物受水作用后体积增加很小，所以只能导致软弱岩层节理裂隙中充水，削弱软弱岩层颗粒之间的连接力，致使颗粒间发生破坏，产生软化、崩解。该过程可以从图1-14中看出。另外，此类软弱岩层遇水再干燥以后，强度比原试件低。这是由于经过反复干湿以后，软弱岩层内部会出现小裂纹的缘故。

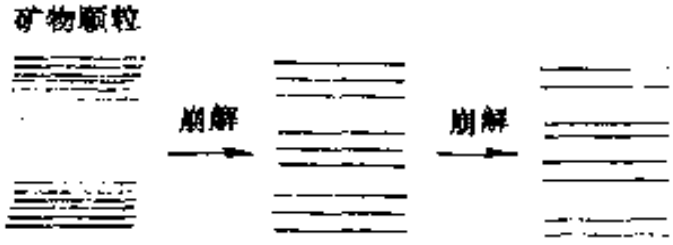


图1-14　软弱岩层崩解过程示意图

二、软弱岩层遇水膨胀

遇水膨胀的软弱岩层其特点是含有较多的蒙脱石矿物。另外，软弱岩层遇水膨胀与其微结构也有关系。膨胀过程如图1-15所示。

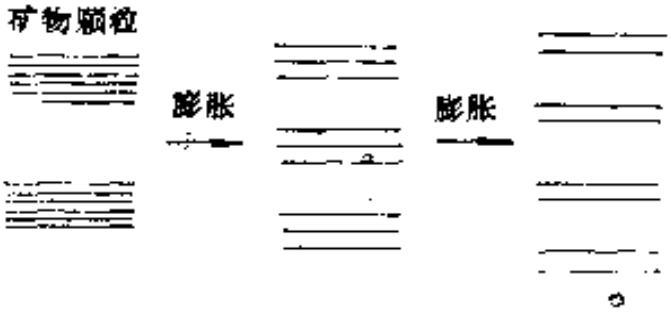


图 1-15　软弱岩层膨胀过程示意图

1．软弱岩层的膨胀机理

关于软弱岩层遇水膨胀的机理有多种理论，众说不一，不过最普遍的有两种：晶格扩张理论，双电层理论。

（1）晶格扩张理论：晶格扩张理论从矿物晶格出发，认为粘土矿物的膨胀与矿物成分及矿物晶格的结晶化学构造，以及颗粒表面的交换性阳离子成分等有关。不同的矿物成分具有各不相同的晶格构造形式，决定着与极性水分子相结合的难易程度。交换阳离子成分则决定离子水化作用的强弱，以及交换容量的大小。膨胀晶格的存在，使水极易渗入晶层之间，形成水膜夹层而引起晶格扩张，从而导致软弱岩层体积增加。

晶格扩张理论仅仅局限于晶层间吸附结合水膜的楔入作用，而没有考虑粘土颗粒及其集聚体的吸附结合水作用。实际上，粘土的膨胀不仅发生在晶格构造内部晶层之间，而且同时也发生在颗粒或集聚体之间。此外，并不是只有蒙脱石类矿物具有膨胀构造，而以伊利石为主的软弱岩层，有时同样具有膨胀性，这是该理论无法解释的。

（2）双电层理论：双电层理论的基础是胶体化学。粘土矿物由于晶格置换产生负电荷，在颗粒表面必然吸附带有相反电荷的离子。这些反离子是以水化离子形式存在的。带有负电荷的粘土矿物颗粒吸附水化阳离子，形成扩散形式的离子分布，即双电层。双电层中的离子对水分子具有吸引力，被约束集聚在粘土矿物颗粒的周围，形成表面结合水。由于结合水膜加厚，将固体颗粒“楔开”，使固体颗粒的距离增大，从而导致体积膨胀。

已有的研究成果表明，粘土矿物中结合水膜的厚度，特别是弱结合水膜的厚度主要取决于双电层中扩散层厚度。它

可以用以下表达式表示：

$$h_c = \left(\frac{D_e K_b T}{8\pi n_t e^2 v^2}\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (1\text{-}1)$$

式中 h_c——双电层厚度，cm；

D_e——介电常数；

K_b——Boltzmann常数；

T——绝对温度，K；

n_t——远离颗粒表面处的离子浓度；

e——单位电荷；

v——阳离子化合价。

从上式看出，双电层厚度与颗粒表面电荷密度、电解质浓度、阳离子化合价、介质介电常数以及温度有关。在其它参数不变的情况下，双电层厚度与浓度的平方根及化合价成反比，而与介电常数及温度的平方根成正比。可见，化合价愈高的阳离子与矿物颗粒表面之间的静电引力愈强，扩散层愈紧密地吸附在矿物颗粒表面上，因而扩散层厚度愈小，结合水膜薄，膨胀量小。图1-16是Na^+型和Ca^{++}型蒙脱石晶层c轴方向上的膨胀量与含水率的关系（Norilsh，1954）。从图上看出，Na^+型蒙脱石比Ca^{++}型蒙脱石更具有膨胀性。

总之，软弱岩层的矿物成分和微结构是其膨胀的内在原因。一般情况下膨胀岩具有以下特点：

① 粘土矿物成分主要由蒙脱石组成。

② 含有大量细小粘土颗粒。

③ 微结构的基本要素是以片状颗粒相互叠聚形成的集聚体。

④ 具有发育的微孔隙-裂隙结构，为膨胀提供了吸水通道。

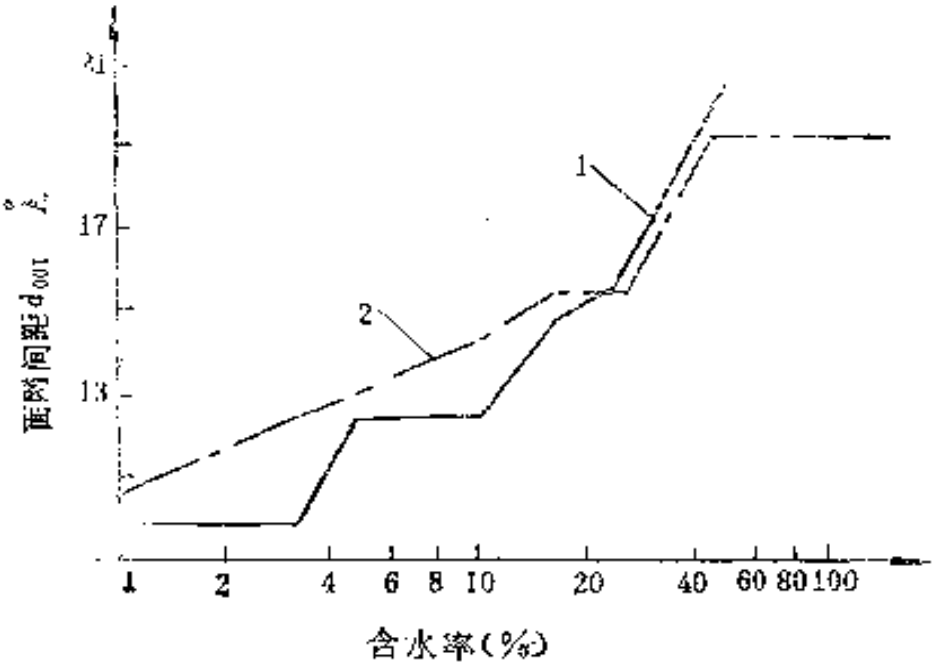


图 1-16 蒙脱石c轴膨胀量与含水率的关系

1—Na型蒙脱石；2—Ca型蒙脱石

2。影响软弱岩层膨胀的因素

除上述分析的软弱岩层矿物成分、微结构特征及阳离子交换量和类型是影响软弱岩层膨胀的重要因素外，还有其它因素与软弱岩层的膨胀性有关。

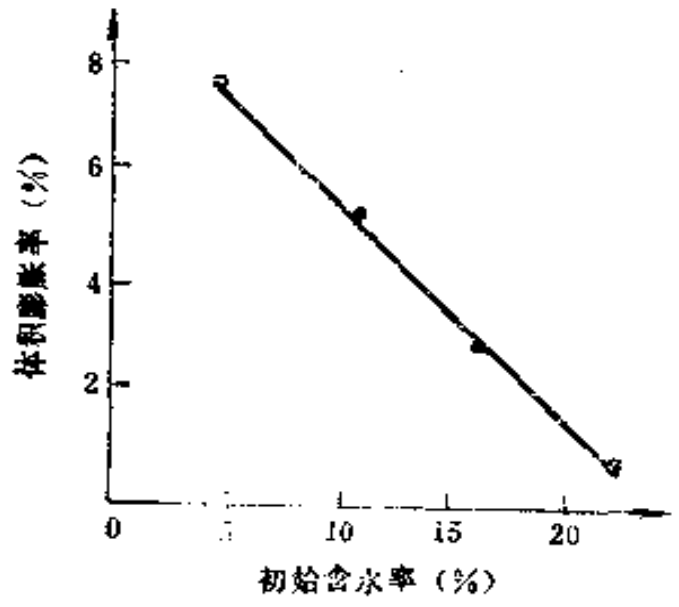


图 1-17 软弱岩层的初始含水率与体积膨胀率的关系

（1）初始含水率：实验结果表明，当有充分水源时，软弱岩层的初始含水率越小，其膨胀性越大，如图1-17所示。

（2）干容重：如图1-18所示，软弱岩层的干容重越大，其膨胀

性越强。如果把干容重作为衡量软弱岩层膨胀性的指标，有以下表达式：

$$\sigma_s = ab^{\gamma_d} \quad (1\text{-}2)$$

式中 σ_s——膨胀力，kPa；

γ_d——干容重，kN/m^3；

a、b——与软弱岩层膨胀性有关的系数。

（3）粘粒含量：软弱岩层的膨胀性随着粘粒含量的增加而加大。这主要是由于粘粒含量越多，软弱岩层的比表面积越大，从而矿物颗粒与水的接触面积越大，软弱岩层的亲水性越强。

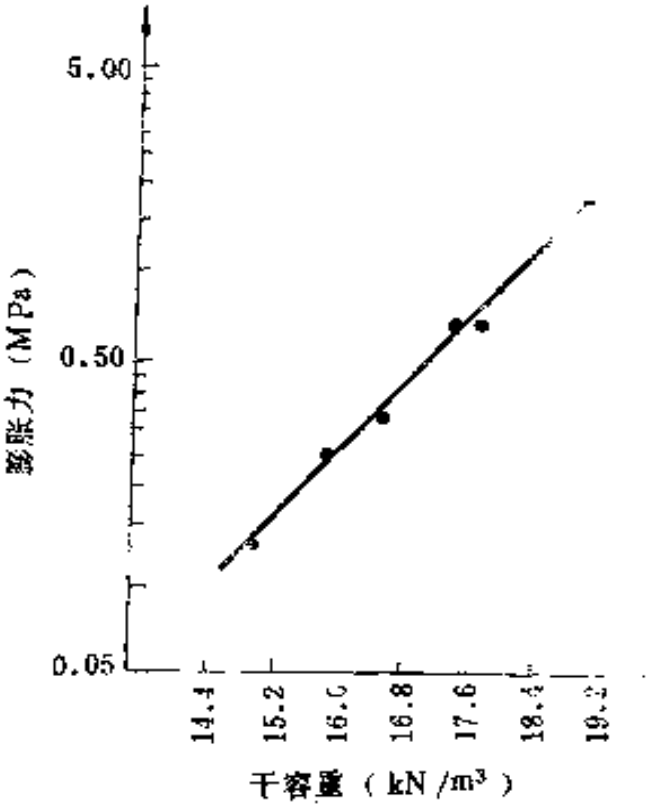


图 1-18 软弱岩层干容重与膨胀力的关系

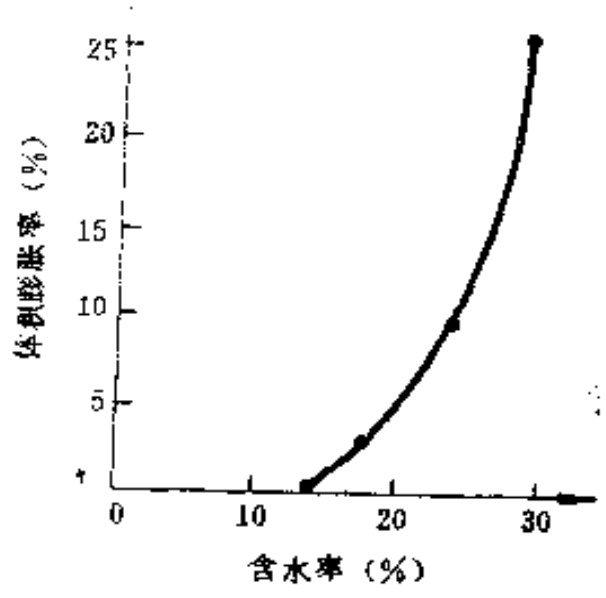


图 1-19 软弱岩层含水率与体积膨胀率的关系

（4）含水率：软弱岩层含水是其膨胀的先决条件。对于同一种软弱岩层，其膨胀性随含水率的增大而增大，如图1-19所示。

软弱岩层膨胀性与含水

率的这种关系也可从膨胀参数与浸水时间的关系曲线上看出。图1-20是广东石鼓煤矿泥岩的膨胀试验结果，膨胀率随着浸水时间加长而增大。增加幅度在开始浸水后的一段时间内比较显著，之后逐渐趋于稳定。这是由于泥岩含水率在浸水开始阶段增加很快，随后逐渐减小的缘故。

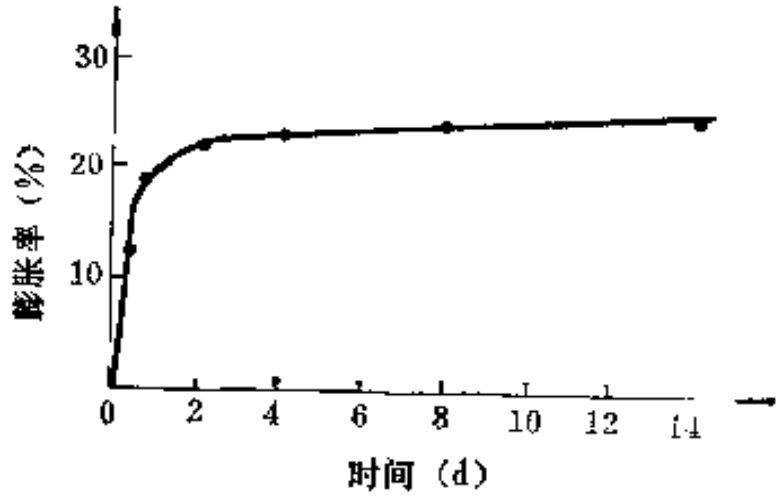


图 1-20　软弱岩层浸水时间与膨胀率的关系

表1-2列出了我国部分矿区软弱岩层的膨胀参数。可见，由于岩性、容重及含水率等参数的不同，软弱岩层的膨胀性相差很大。

综合分析上述研究成果，再考虑到巷道围岩中存在的破碎区、塑性区及弹性区内岩石的容重和含水率各不相同，我们认为用干容重与含水率评价软弱岩层的膨胀性比较合理，并有以下表达式：

$$\left.\begin{aligned} \sigma_e &= a\gamma_d^a(w-w_0)^\theta \\ k_e &= b\sigma_e \end{aligned}\right\} \qquad (1\text{-}3)$$

式中　w ——含水率，%；

w_0——不发生膨胀时的含水率，%；

k_e——膨胀率，%；

a、b、α、β——与软弱岩层性质有关的参数。

表 1-2 我国部分矿区软弱岩层的膨胀参数

矿区	岩石名称	容重 (kN/m³)	含水率 (%)	膨胀力 (MPa)	膨胀率 (%)
内蒙平庄	粘泥岩	24.2	5.7	0.82	83.2
	灰黑色泥岩	22.3	19.3	0.98	54.0
	灰色泥岩	21.1	15.8	1.03	38.8
	砂质泥岩	20.6	15.7	0.15	33.0
广东石数	灰白色泥岩	22.4	9.5	0.57	24.5
	灰绿色泥岩	22.7	6.5	0.23	19.0
	碳质泥岩	19.0	11.5	0.50	11.8
龙口北皂	油泥岩	15.1	15.5	2.70	67.6
吉林梅河	粘泥岩	24.7	12.8	1.02	70.0
沈北前屯	泥质页岩	19.4	15.0	0.10	7.1
沈北大桥	杂色泥岩	18.5	10.0	1.00	7.1

第二章　软弱岩层的力学性质

软弱岩层的力学性质是指其受力后表现出的各种强度及变形特征，诸如软弱岩层的抗压强度、抗拉强度及抗剪强度，软弱岩层的弹塑性、扩容性及流变性等。

第一节　软弱岩层的变形与强度

一、软弱岩层的单轴压缩

图2-1是兖州济宁二号井粘土岩的单轴压缩应力应变曲线，从图上看出：

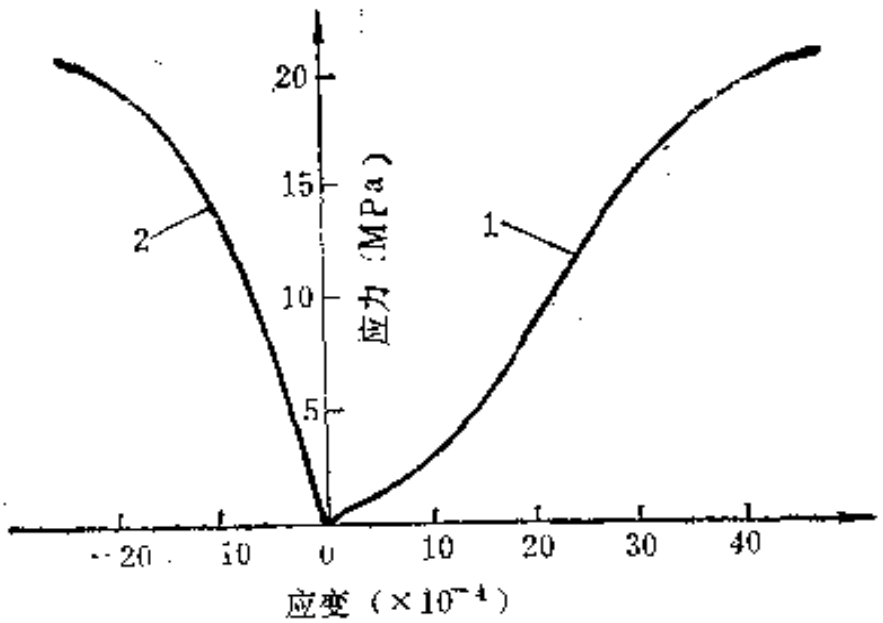


图 2-1　软弱岩层单轴压缩应力应变曲线
（兖州济宁二号井粘土岩）
1—纵向；2—横向

曲线一开始具有明显的压缩段，该段内纵向变形很大、横向变形很小，表明粘土岩处于压缩状态，其内部微孔隙、微裂隙在纵向力作用下闭合，孔隙率降低、容重增大、体积缩小。

压缩段过后，纵向应变近似呈线性增加，横向应变发生向上凸的弯曲，应变的增长率有所增加。该段内粘土岩的微裂隙、微孔隙继续闭合，但伴随有少量新的微裂纹产生。总的来说，体积应变仍属压缩应变，不会导致粘土岩破坏。

弹性变形段过后，纵向变形曲线开始发生弯曲，横向变形同样呈非线性增加。当应力达到粘土岩的单轴抗压强度时则发生破坏，承载能力降低。在此段内新裂纹占优势，随着应力增加，微裂纹不断产生和扩展，最后汇合成宏观裂纹，使粘土岩破坏。大量裂纹的存在导致了粘土岩体积增加。

可见，软弱岩层单轴压缩变形与强度特征在于：由压密阶段过渡到弹性阶段，最后由于裂纹数目及尺寸的增加使得软弱岩层发生破坏。

二、软弱岩层的抗剪性

一般来说，随着结构在剪切面上定向程度的增大，软弱岩层的内摩擦角增大，而凝聚力降低，所以颗粒定向程度高的软弱岩层虽然结构均一，但其层理结构连接强度却很低。随着颗粒沿剪切应力方向重新定向，软弱岩层的抗剪强度会不断降低。此外，软弱岩层的抗剪强度与其结构连接有很大关系，如图2-2所示。对于结构疏松、孔隙率大的凝聚接触型软弱岩层，其抗剪强度很低，它仅有很小的弹性变形阶段，之后是塑性流动。对于过渡接触型软弱岩层，其弹性阶段较长，峰值强度与残余强度相差较小。而对于强度较高的同相接触型岩石，几乎到抗剪极限都是弹性变形，残余强度

比峰值强度小得多。由于软弱岩层结构连接形式的不同，不仅软弱岩层的抗剪强度有显著差异，而且其变形过程表现出不同的特性。

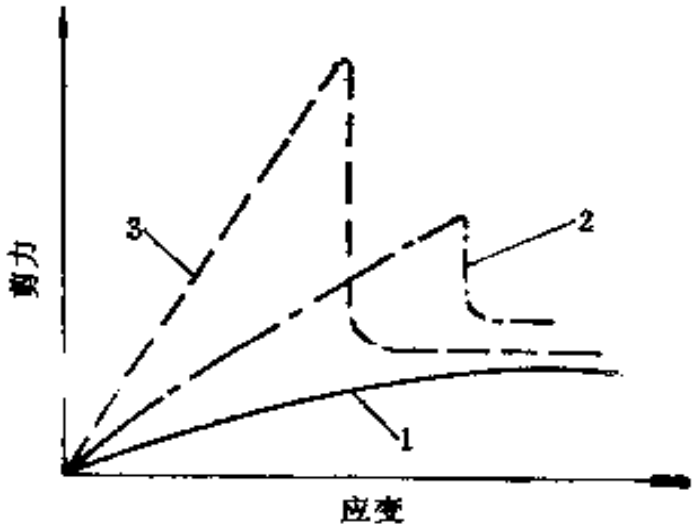


图 2-2 软弱岩层剪力与变形的关系

1—凝聚接触型；2—过渡接触型；3—同相接触型

三、软弱岩层的三轴压缩

图2-3是兖州济宁二号井粉砂岩的三轴压缩应力应变曲线。它有以下特点：

（1）随着围压σ_3的增大，粉砂岩的强度提高。

（2）随着σ_3的增加，粉砂岩总的变形量显著增加。在破坏前发生了很大的塑性变形，此时应力增加很小，但应变增加很大。在总变形中，塑性流动占很大比例。

（3）在纵向压力相同的条件下，σ_3的增加使粉砂岩的横向变形减小。但当纵向压力达到一定数值后，横向变形曲线发生弯曲。在这种情况下，即使σ_3较大，也不能阻止横向变形增加。

粉砂岩试件的破坏状况表明：当σ_3为零或较小时，试件破坏面与其轴线的夹角比较小。而在σ_3较大的情况下，破坏

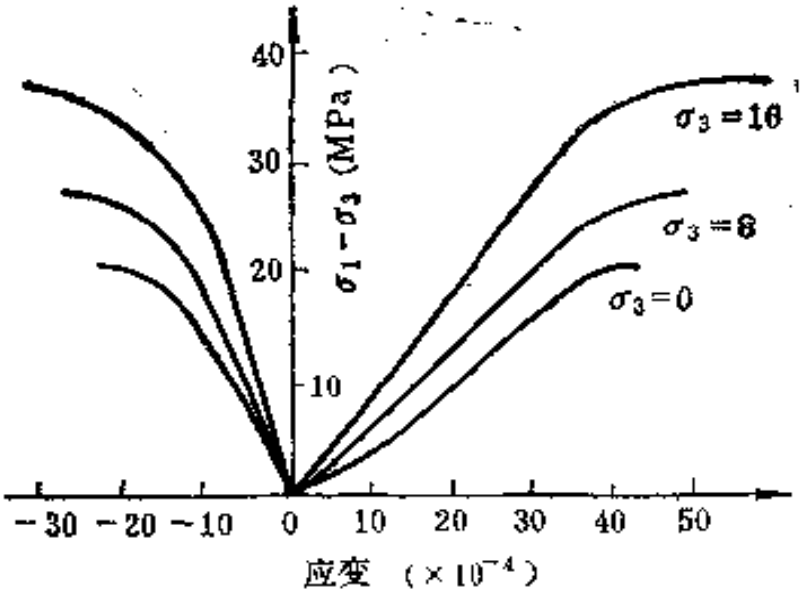


图 2-3 软弱岩层三轴压缩应力应变曲线

（兖州济宁二号井粉砂岩）

表 2-1 我国部分矿区软弱岩层的力学参数

矿区	岩石名称 \ 项目	抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	抗剪强度 (MPa)	凝聚力 (MPa)	内摩擦角 (°)
龙口矿区	油泥岩	6.70	0.80		1.30	31
	粘土岩	12.70	2.70		1.80	32
	油页岩	26.10	8.10		3.90	14
舒兰矿区	粉砂岩	7.40	0.43		1.63	29.6
	砂质页岩	8.62	1.92		2.08	27
	泥质页岩	9.90	0.20			
沈北前屯	泥质页岩	3.38	1.38	1.79	0.78	37
	粘土质页岩	4.97	0.15		1.07	34
淮南潘一	粘土岩	15.75	1.19			
	砂质粘土岩	37.40	4.13	5.25	2.60	26.4
扎赉诺尔	砂质泥岩	3.45		1.25	0.93	26.8
济宁二号井	粘土岩	23.9	1.70		2.16	33
兖州鲍店	泥　岩	42.8	1.39		4.00	36

面与轴线的夹角变大。可见前者是以劈拉破坏为主，而后者是以剪切破坏为主。

我国部分矿区软弱岩层的力学参数如表 2-1 所列。从表中看出，大多数软弱岩层的单轴抗压强度小于20MPa，凝聚力小于3MPa，内摩擦角小于35°。有些岩层虽然岩块强度很高，但由于岩体内节理裂隙发育，再受到水及风化作用的影响，导致岩体强度很低。此外，随着矿井开采深度的不断增加或受到采动影响，有些强度大的岩层也表现出大变形特性，这就是高地应力岩层。所以软岩的力学参数仅是其特性的一个方面，应该把岩石放在具体的生产及地质条件下判断其是否属于软岩的范畴。

第二节　软弱岩层的扩容性

一、软弱岩层的扩容现象

扩容现象起源于砂子在剪应力作用下的膨胀。雷诺兹（Reynolds）在1885年用砂子进行试验，揭示了简单剪切作用下体积变化的事实。他称这种现象为剪胀，认为是由于在剪切力作用下砂子颗粒重新叠聚所致，并用各种形状球堆叠的著名模型来说明。

勃列德曼（Bridman）在1949年首先观测到岩石的扩容现象，随后又有一些学者发表了许多试验结果及其分析。试验结果表明：岩石的扩容性与其性质及所承受的应力偏量有很大关系。

图2-4是兖州鲍店煤矿泥岩的三轴压缩应力应变曲线。从图上可以看出，随着应力偏量增加，应力偏量-体积应变关系由线性过渡为非线性。当应力偏量超过一定极限时，泥岩就发生扩容现象。应力偏量继续增加，则扩容也随之加大。

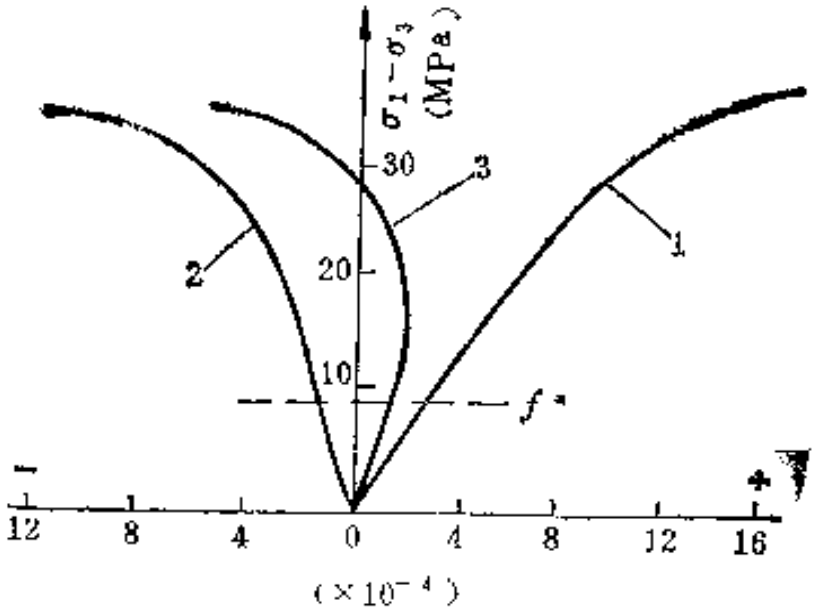


图 2-4　泥岩三轴压缩应力应变关系

（兖州鲍店，$\sigma_3=16$MPa）

1—纵向应变；2—横向应变；3—体积应变

二、扩容本构方程

关于岩石扩容的本构方程，有多种形式，其中陈宗基提出的本构方程比较全面。他认为扩容的体积应变有瞬时部分，接着是与时间有关的随时间而增加的部分。总应变可以写成：

$$\varepsilon(t)_{ij}=\varepsilon_{eij}+\varepsilon_c(t)_{ij}+\varepsilon_{dij}+\varepsilon_d(t)_{ij} \qquad (2\text{-}1)$$

式中　$\varepsilon(t)_{ij}$——与时间有关的总应变；

ε_{eij}——弹性应变；

$\varepsilon_c(t)_{ij}$——蠕变应变；

ε_{dij}——瞬时扩容应变；

$\varepsilon_d(t)_{ij}$——与时间有关的扩容应变。

如果仅考虑岩石的瞬时变形，有以下形式：

$$\varepsilon_x = -\frac{S_x}{2G} - \frac{1-2\mu}{E}\sigma_m + \left(\frac{\sigma_{oct}}{f_s}\right)^{n_d}\left(D^* - C\frac{S_x}{\sigma_{oct}}\right) \quad (2\text{-}2)$$

ε_y、ε_z有相同的形式，不再列出。

$$\varepsilon_v = -3\frac{1-2\mu}{E}\sigma_m + 3D^*\left(\frac{\sigma_{oct}}{f_s}\right)^{n_d} \quad (2\text{-}3)$$

式中 ε_x、ε_y、ε_z、ε_v——应变分量及体积应变；

E、G——岩石的弹性模量、剪切模量，MPa；

μ——岩石的泊松比；

$$S_x = \sigma_x - \sigma_m;$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3};$$

$$\sigma_{oct} = \left\{\frac{1}{6}\left[(\sigma_x-\sigma_y)^2+(\sigma_y-\sigma_z)^2+(\sigma_z-\sigma_x)^2+6\tau_{xy}^2+6\tau_{yz}^2+6\tau_{zx}^2\right]\right\}^{\frac{1}{2}};$$

σ_x、σ_y、σ_z、τ_{xy}、τ_{yz}、τ_{zx}——应力分量，MPa；

σ_1、σ_2、σ_3——主应力，MPa；

n_d、D^*、C——岩石扩容参数；

$$f_s = \frac{f^*}{\sqrt{3}};$$

f^*——岩石刚发生扩容时的临界应力差，MPa。

当$\sigma_{oct} > f_s$时岩石发生扩容。在（2-2）及（2-3）式中都以扩容应变为正。

对于平面应变问题来说，假定中间主应力σ_2在非弹性变形中不起主要作用，在此不考虑与时间有关的变形，本构方程有如下形式：

$$
\left.\begin{aligned}
\varepsilon_x &= -\frac{1-\mu^2}{E}\left(\sigma_x - \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_y\right) + \\
&\quad + \left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_3}\right)^{n_d}\left(D^* - C\frac{\sigma_x-\sigma_y}{\sigma_1-\sigma_3}\right) \\
\varepsilon_y &= \frac{1-\mu^2}{E}\left(\sigma_y - \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_x\right) + \\
&\quad + \left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_3}\right)^{n_d}\left(D^* - C\frac{\sigma_y-\sigma_x}{\sigma_1-\sigma_3}\right) \\
\varepsilon_v &= -\frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E}(\sigma_x+\sigma_y) + \\
&\quad + 2D^*\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_3}\right)^{n}
\end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}4)
$$

上式右边第二项为扩容应变。

扩容参数可由实验结果确定。在三轴应力状态下有：

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sqrt{3}}$$

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

则

$$
\left.\begin{aligned}
\varepsilon_{d1} &= \left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{f^*}\right)^{n_d}\left(D^* - \frac{2}{\sqrt{3}}C\right) \\
\varepsilon_{d3} &= \left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{f^*}\right)^{n_d}\left(D^* + \frac{1}{\sqrt{3}}C\right) \\
\varepsilon_d &= 3D^*\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{f^*}\right)^{n_d}
\end{aligned}\right\} \qquad (2\text{-}5)
$$

式中 ε_{d1}、ε_{d3}、ε_d——纵向、横向及体积扩容应变。

根据不同应力状态下所测得的扩容应变，可求得 D^*、n_d、C。f^*可在应力应变关系曲线上得到。

岩石的扩容参数取决于岩石性质及应力状态。一般情况下，扩容参数n_d随着围压σ_3的增加而减小（图2-5）。f^*随着静水压力σ_m的增加而增大（图2-6）。

对于软弱岩层来说，其扩容参数n_d、D^*一般较大，而f^*比较小，所以软弱岩层受力后极易发生扩容现象，其扩容性比硬岩突出。

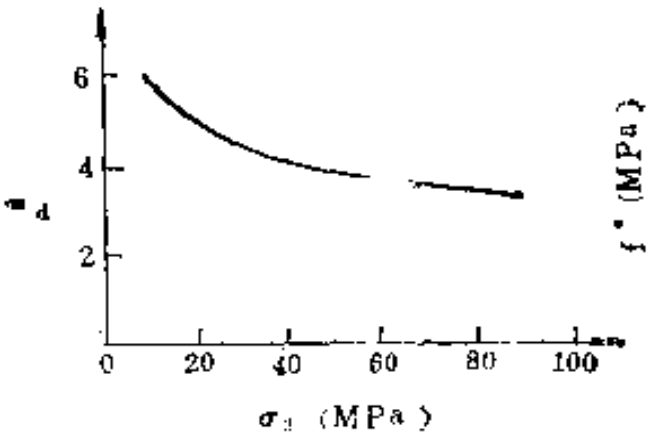


图 2-5 围压σ_3对n_d值的影响

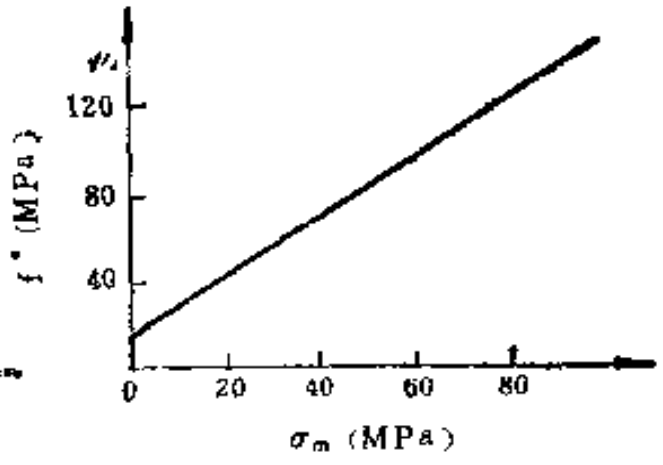


图 2-6 f^*与静水压力σ_m的关系

第三节 软弱岩层的流变性

流变性是指材料应力应变关系与时间因素有关的性质。软弱岩层是一种非线性的弹塑-粘性介质，它的永久变形不一定要载荷达到一定数值才发生，只要作用时间长，即使软弱岩层所受的载荷很小，它也会发生永久变形。流变有两种客观的表现形式，即蠕变和松弛。

一、软弱岩层的蠕变阶段

图2-7是典型的软弱岩层的蠕变曲线，它可分为四个阶段：

（1）瞬时弹性变形阶段（$O-A$），加载后迅速完成弹性变形。

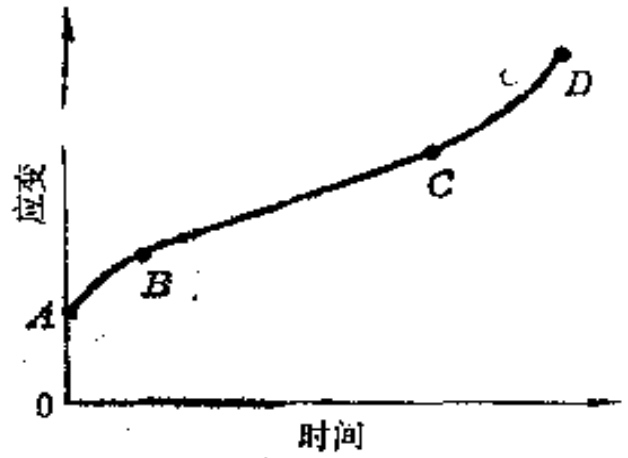


图 2-7　软弱岩层的典型蠕变曲线

（2）蠕变开始阶段（$A-B$），在这个阶段内，蠕变速度是递减的，也称衰减蠕变。微观上表现为微孔隙、微裂隙趋向闭合。

（3）蠕变第二阶段（$B-C$）。在这个阶段蠕变速度保持不变，称稳定蠕变阶段。微观上表现为：一方面一些原有的微孔隙、微裂隙在外力作用下不断闭合；另一方面一些微团粒开始分解，颗粒重新定向，产生新的细小微裂纹。两者基本达到平衡状态。

（4）蠕变第三阶段（$C-D$）。此阶段内蠕变速度迅速增加，直至破坏阶段。在微观上，微裂纹的闭合与产生失去平衡，大量的微团粒破坏，颗粒间的连接严重削弱。最后强烈发育的微裂纹汇合成宏观裂纹，导致软弱岩层破坏。

二、软弱岩层的流变模型

为了反映岩石的流变特性，人们采用了各种元件组成的模型来描述应力应变与时间的关系。这些反映岩石流变的模

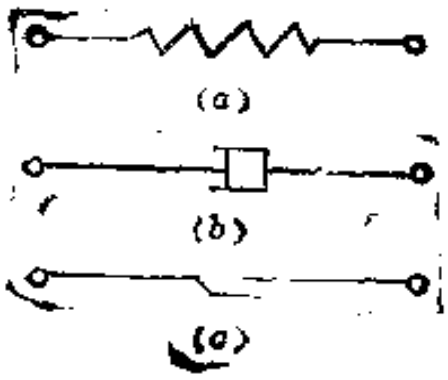


图 2-8 模型原件

(a)弹簧；(b)阻尼筒；(c)摩擦片

型主要有三个基本元件，即弹簧、阻尼筒及摩擦片（见图2-8）。通过三种元件的不同组合，可构成一系列线性和非线性模型，用以描述岩石的流变特性。下面简单介绍几个模型。

1. 马克斯伟尔模型

该模型由弹簧和阻尼筒串联而成，如图2-9所示，用以说明弹粘性变形材料的流变。由于它具有松弛特性，故又称为松弛模型。

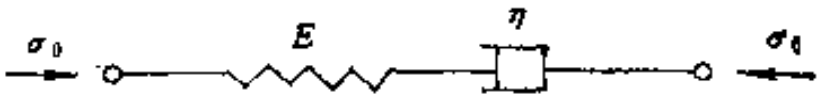


图 2-9 马克斯伟尔模型

其蠕变方程为：

$$\varepsilon(t)=\left(\frac{1}{E}+\frac{t}{\eta}\right)\sigma_0 \qquad (2\text{-}6)$$

式中 $\varepsilon(t)$——与时间有关的应变；

t ——时间，s；

η——粘滞性系数，MPa·s；

σ_0——恒定载荷，MPa。

松弛方程为：

$$\sigma(t)=E\varepsilon_0 e^{-\frac{E}{\eta}t} \qquad (2\text{-}7)$$

式中 $\sigma(t)$——与时间有关的应力，MPa；

ε_0——恒定应变。

马克斯伟尔模型虽然反映了材料的弹性、蠕变及松弛，但由于模型的蠕变和松弛性能都太极端（当$t\to\infty$，$\varepsilon(t)\to\infty$，$\sigma(t)\to0$），所以不适用于模拟岩石。

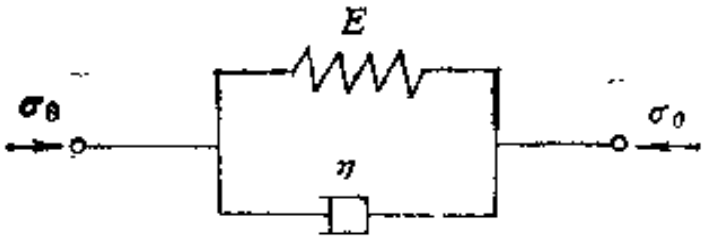


图 2-10 凯尔文模型

2。凯尔文模型

它由一个弹簧和一个阻尼筒并联而成，如图2-10所示。由于该模型的蠕变实际上是弹性后效的结果，所以又叫推迟模型。

其蠕变方程为：

$$\varepsilon(t)=\frac{\sigma_0}{E}\left(1-e^{-\frac{E}{\eta}t}\right) \qquad (2\text{-}8)$$

松弛方程为：

$$\sigma(t)=E\varepsilon_0=\text{常数} \qquad (2\text{-}9)$$

凯尔文模型属稳定蠕变类型$\left(\text{当 } t\to\infty,\varepsilon(t)=\frac{\sigma_0}{E}\right)$，但它没有弹性和松弛，只有弹性后效而没有流动，所以无法描述岩石的流变特性。

3。改进的凯尔文模型

此模型是凯尔文模型串联一弹簧元件后得到的，如图2-11所示。

其蠕变方程为：

$$\varepsilon(t)=\frac{\sigma_0}{E_2}+\frac{\sigma_0}{E_1}\left(1-e^{-\frac{E_1}{\eta}t}\right) \qquad (2\text{-}10)$$

式中 E_1——凯尔文模型中弹簧的弹性模量，MPa；

E_2——串联弹簧的弹性模量，MPa。

松弛方程为：

$$\sigma(t)=\frac{E_2}{E_1+E_2}\varepsilon_0\left(E_2e^{-\frac{E_1+E_2}{\eta}t}+E_1\right) \qquad (2\text{-}11)$$

改进的凯尔文模型既有弹性、蠕变，又有松弛，而且蠕变属稳定形式，松弛不致到应力为零，所以性能比较全面，常用来描述岩石。

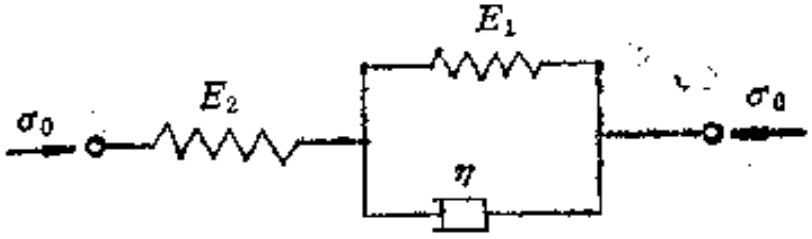


图 2-11 改进的凯尔文模型

4。伯格模型

将马克斯伟尔模型与凯尔文模型串联就可以得到伯格模型，如图2-12所示。

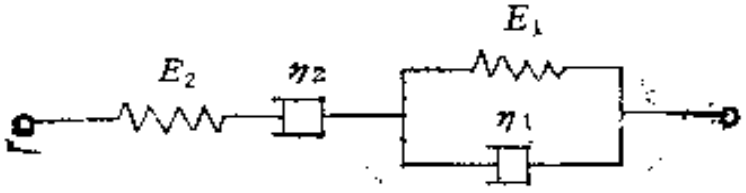


图 2-12 伯格模型

模型的蠕变方程为：

$$\varepsilon(t)=\left(\frac{1}{E_2}+\frac{t}{\eta_2}\right)\sigma_0+\frac{1}{E_1}\left(1-e^{-\frac{E_1}{\eta_1}t}\right)\sigma_0 \qquad (2\text{-}12)$$

式中　E_1、E_2——凯尔文模型、马克斯伟尔模型弹簧的弹性模量，MPa；

η_1、η_2——凯尔文模型、马克斯伟尔模型阻尼筒的粘滞性系数，MPa·s。

松弛方程为：

$$\sigma(t)=C_1e^{r_1t}+C_2e^{r_2t} \tag{2-13}$$

式中　$$\begin{matrix}r_1\\r_2\end{matrix}=-\frac{1}{2}\left(\frac{E_2}{\eta_1}+\frac{E_2}{\eta_2}+\frac{E_1}{\eta_1}\right)\pm$$

$$\pm\frac{1}{2}\left[\left(\frac{E_2}{\eta_1}+\frac{E_2}{\eta_2}+\frac{E_1}{\eta_1}\right)^2-4\frac{E_1E_2}{\eta_1\eta_2}\right]^{\frac{1}{2}}$$

C_1、C_2——积分常数，由初始条件决定。

由于该模型性能更加全面，有弹性、蠕变及松弛等，而且松弛属完全松弛，因此它最适用于软弱岩层。

三、软弱岩层的长期强度

流变性导致了软弱岩层强度随着时间的加长而降低，因此在研究软弱岩层巷道变形和破坏时必须考虑时间因素。

图2-13是典型的软弱岩层长期强度曲线。从图上看出，在恒定载荷长期作用下，软弱岩层会在比瞬时作用载荷小得多的情况下破坏。实验表明，粘土质页岩的长期强度仅为瞬时强度的一半。

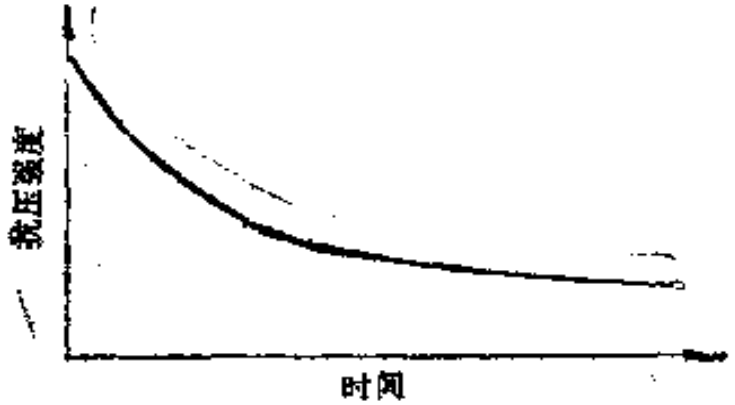


图 2-13　软弱岩层长期强度曲线

当采用库仑准则作为软弱岩层的屈服条件时，如果不考虑时间因素，则软弱岩层的强度包络线是不变的。但对长期受载的软弱岩层而言，不同的时间将有不同的强度包络线。软弱岩层长期强度包络线是其中最低的一条，如图2-14所示。软弱岩层抗剪强度τ、凝聚力c及内摩擦角φ随着时间的加长而降低（图2-15）。

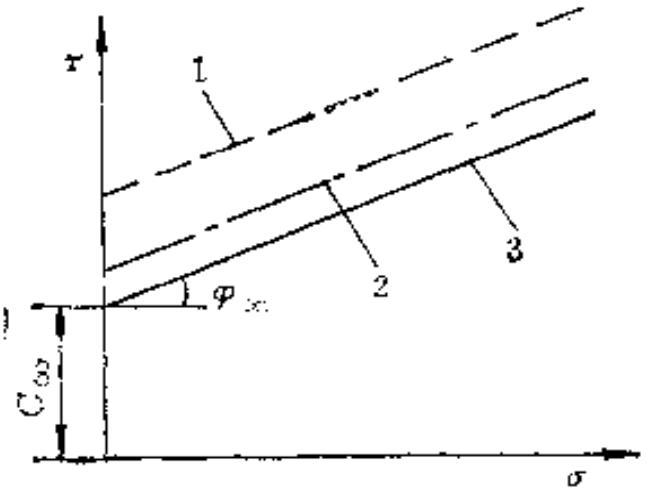


图 2-14　时间对软弱岩层强度包络线的影响

1—$t=0$；2—$t>0$；3—$t=\infty$

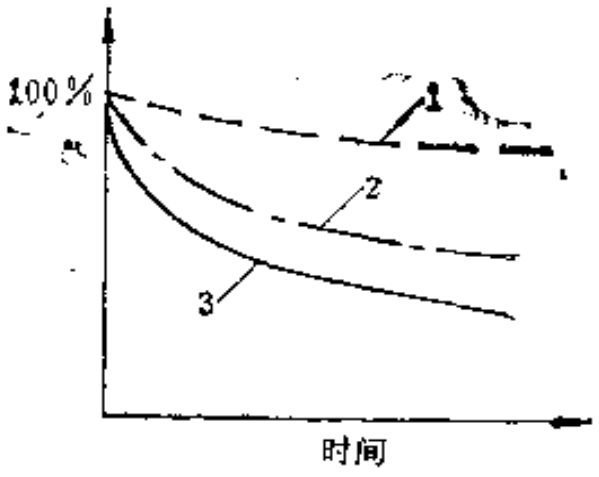


图 2-15　软弱岩层强度与时间的关系

1—$\mathrm{tg}\varphi/\mathrm{tg}\varphi_0$；2—$c/c_0$；3—$\tau/\tau_0$

第四节　软弱岩体结构

岩体是被节理、裂隙、层理、破碎带及断层等结构面切割的裂隙体。由于软弱结构面的存在，会使岩石固有的力学性质发生很大变化。有些岩层，虽然其岩块的强度和变形不具有软弱岩层的特性，但是由于存在大量弱面，致使岩体强度极低。因此在分析巷道稳定性时，必须充分考虑结构面的影响。

一、软弱岩体结构类型

岩体结构是反映岩体被结构面切割的程度以及结构面在

空间组合切割岩体形成的结构体的排列方式。按结构面在岩体中的空间分布组合形式，可将岩体分为五种结构类型，如图2-16所示。

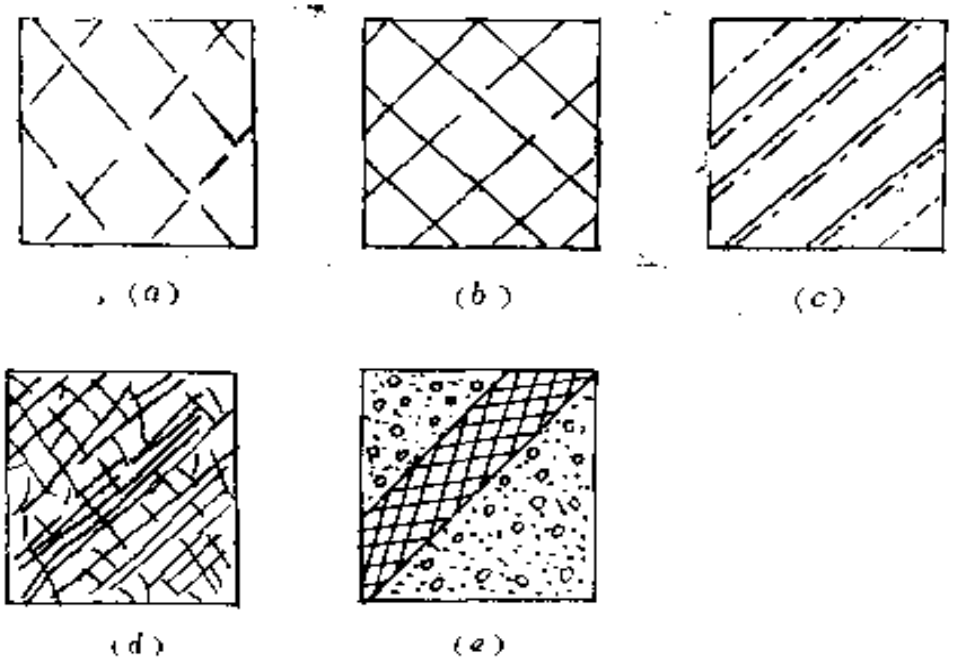


图 2-16　岩体结构

(a)整体结构；(b)块状结构；(c)层状结构；(d)碎裂结构；(e)散体结构

（1）整体结构。这种结构节理不发育，构造影响轻微，无弱面或夹层，层面结合良好，具有比较均一的力学性质。水对岩体力学性质影响不大，可用均质的各向同性的弹性介质描述。

（2）块状结构。此类岩体裂隙较发育，并有若干软弱夹层。结构面将岩体切割成块状、柱状及菱形等结构体。由于存在比较发育的弱面，对巷道围岩的稳定性极为不利。水对岩体性质有一定影响。它属于不连续介质，可用块体力学理论分析。

（3）层状结构。它是由厚度不大的均一坚硬、软弱或软硬相间的岩层形成的岩体。结构面以层理、片理及节理为主。结构体呈板状、片状互相迭合。水主要对层间软弱夹层有显著的软化作用。它属于各向异性、层内均质的连续介质。

（4）碎裂结构。这种岩体构造发育，各种结构面与断裂面交叉发育，岩体破碎成碎块状或鳞片状，局部裹有坚硬的大块岩石。水对岩体特性有明显影响。它属于不均质的不连续介质。

（5）散体结构。此类岩体一般遭到剧烈风化或挤压破碎，结构面非常发育，岩体呈碎块、碎屑或颗粒状，松散堆积。水对岩体性质的影响极为明显。可用松散连续介质描述。

我国矿区出现的软弱岩层从结构上大体可分为三类：第一类是块状或碎裂状，虽然岩块强度较高，但是发育的结构面及水的存在使得岩体强度很小。处于这种岩体中的巷道，其围岩变形和破坏主要取决于结构面。第二类是岩块本身的强度很低，虽然岩体结构比较简单，但在其中开掘的巷道围岩变形很大。属于第三类的软岩，不仅岩块的强度很低，而且岩体内节理裂隙发育，受水及风化等影响严重，呈松散状。巷道围岩中如果有这类软弱岩层，它的维护将十分困难。

二、结构面的描述

描述结构面的参数有结构面的方位、连续性、密度及粗糙度等。

结构面的连续性是指在所研究岩体范围一定方向断面内，结构面的总面积与整个断面积的比值。

结构面的密度是指岩体中发育的各组结构面各自的密集程度。通常用结构面线密度及结构面间距表示。线密度为一组结构面法线方向上，平均单位长度内该组结构面交切的数目。而间距是指同一组结构面法线方向上该组结构面的平均间距。

岩体的裂隙发育程度还可以用岩体质量指标RQD值表征。它是根据钻孔岩芯完整程度判断岩体质量的指标，用下式表示：

$$RQD = \frac{l_p}{l_h} \times 100\% \qquad (2\text{-}14)$$

式中 l_p——10cm以上岩芯的累计长度，m；

l_h——钻孔全长，m。

三、软弱岩体的变形与强度特征

1．软弱岩体的变形特征

岩体的变形特征取决于结构面与结构体。结构不同，岩体变形特征、破坏特点各不相同。

对于块状结构的软弱岩体，加载初期有压密阶段，弹性阶段短，塑性变形大。最终表现为主破裂面贯通结构面呈滑移破坏。

碎裂结构的软弱岩体，弹性变形阶段极短，塑性阶段较长，主要为沿其中软弱结构面滑移破坏，属塑性破坏。

2．软弱岩体的强度特征

软弱岩体的强度特征与岩体的尺寸、结构及应力状态有关，它有以下特点：

（1）随着岩体尺寸增大，其强度降低。

（2）应力方向与结构面之间的夹角明显地影响着岩体强度。

（3）随着侧向应力的增大，结构面对岩体强度的影响减小。低围压下岩体强度的结构效应明显，而在高围压下结构面的影响不明显，其力学特征近似完整岩石。

第三章　软弱岩层物理性质与力学性质的关系

前面分别论述了软弱岩层的物理力学性质，其实软弱岩层的各种性质都是相互联系、相互影响的。只有弄清它们之间的关系，才能对软弱岩层的特性有比较全面的了解。本章着重论述软弱岩层矿物成分、微结构及水理性质与其力学性质的关系，以及应力状态对软弱岩层水理性质的影响。

第一节　软弱岩层矿物成分与力学性质的关系

矿物成分是影响软弱岩层力学性质的一个重要因素，而且它还制约着影响软弱岩层力学性质的其它因素。

图3-1是具有不同蒙脱石、高岭石含量的膨胀土的内摩擦角变化曲线。由于高岭石抗剪强度最高，伊利石次之，蒙脱石最低，所以随着蒙脱石含量的增加，膨胀土的内摩擦角逐渐减小。这种趋势在蒙脱石含量小于40%时比较明显，之后曲线趋于稳定。可见，当蒙脱石含量达到一定数值后，它的变化对膨胀土的抗剪强度没有多大影响。由于含有大量粘土矿物的软弱岩层与膨胀土有很大的相似性，所以上述规律也适合这类软岩。

当软弱岩层中主要粘土矿物成分是伊利石时，则伊利石与砂粒含量的比值控制着岩石的强度和变形特征。软弱岩层的抗压强度、弹性模量、抗剪强度等均随砂粒含量的增大而增大。

对于含有伊利石、高岭石及砂粒的软弱岩层，砂粒含量

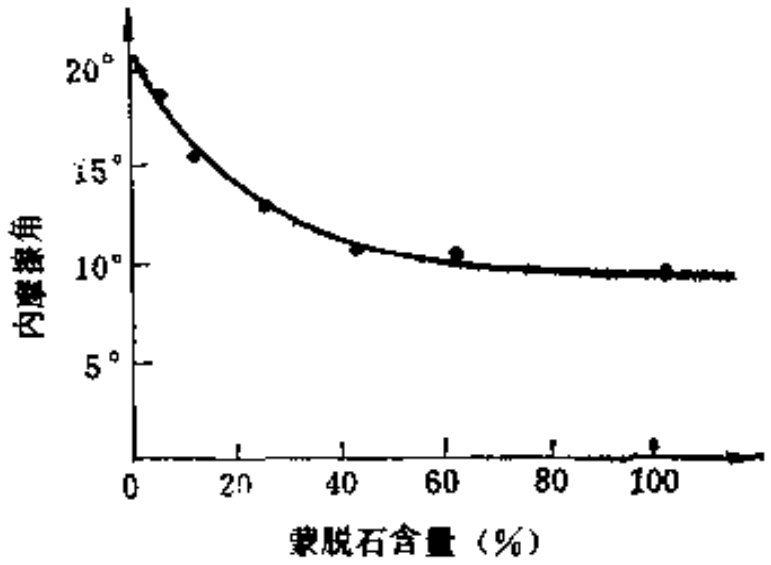


图 3-1　蒙脱石含量与内摩擦角的关系

是决定其力学性质的重要因素。图 3-2 是泥质胶结粉砂岩单轴抗压强度与砂粒含量的关系。随着砂粒含量的增加，岩石强度增高。

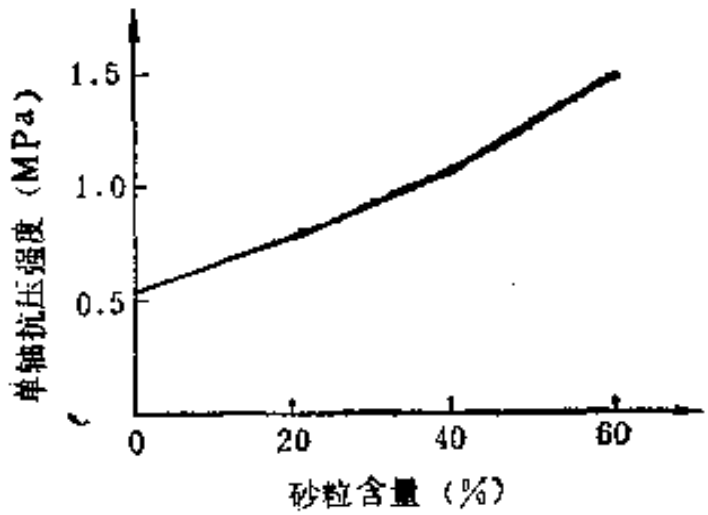


图 3-2　砂粒含量与软弱岩层单轴抗压强度的关系

对于含有多种粘土矿物成分的软弱岩层，其力学性质与矿物成分亦有明显的规律性。凡含有大量蒙脱石矿物的软弱岩层，其单轴抗压强度一般小于 10MPa（如表 1-1 中龙口油泥岩、舒兰泥质页岩等）。蒙脱石及伊蒙混层矿物含量达40%以上时，单轴抗压强度一般都不会超过30MPa。随着蒙脱石及伊蒙混层矿物含量的减小，单轴抗压强度有增大的趋势。

表3-1列举了平顶山等矿区泥岩及粘土岩中蒙脱石及伊蒙混层矿物的含量与巷道底臌及维护状况的关系。可见，凡伊蒙混层含量超过50%，巷道围岩变形量均较大。尤其是受到回采影响期间，巷道底臌强烈，巷道维护都比较困难。凡伊蒙混层含量不超过25%左右时，底臌不明显，巷道维护状况良好。

表 3-1 平顶山等矿区软弱岩层的矿物成分对巷道稳定性及变形的影响

矿名	层位	岩样特征	粘土矿物含量(%)			矿物成分对巷道稳定性的影响
			高岭石K	伊利石I	伊蒙混层I/M	
淮北芦岭矿	8、9煤层底板	粘土岩	36	10	54	粘土岩具有较强膨胀性。井下巷道底臌较强烈。回采巷道变形>500mm，维护困难
徐州董庄矿	3号煤层底板	灰色泥岩	51		49	井下巷道底臌强烈，回采巷道变形量，顶底>300mm，两帮>500mm，维护困难
平顶山六矿	戊8煤层顶板	泥岩	78		22	泥岩以高岭石为主，较致密，煤层底板为砂岩，回采巷道维护良好
平顶山七矿	己组煤层底板		37～51		63～49	I/M含量较高，岩层具有较强底臌性，巷道维护困难
平顶山十一矿	$J5-6$煤层顶、底板	灰色泥岩	32		68	I/M含量高，岩层有膨胀性，巷道维护比较困难

总之，随着蒙脱石及伊蒙混层矿物含量的增加，软弱岩层强度有降低的趋势。这对软弱岩层巷道围岩的稳定性与维护极为不利。

第二节　软弱岩层微结构与力学性质的关系

一、软弱岩层孔隙率与其强度的关系

孔隙率是反映软弱岩层中孔隙、裂隙的一个综合指标。具有凝聚接触的软弱岩层孔隙率非常高，因而具有较大程度的压缩性，其抗压、抗拉及抗剪强度都很低。而过渡接触和同相接触型软弱岩层，其孔隙率都比较小。特别是同相接触型软弱岩层，其结构强度比较大，表现出弹性特征。孔隙率与软弱岩层孔隙、裂隙尺寸、分布、定向度、胶结物特性及压密程度等有关。软弱岩层受力后孔隙率将发生变化。随着孔隙率的增加，软弱岩层的强度降低。实验证明，对于煤矿开采中遇到的软弱岩层，这种关系呈近似线性形式。

二、软弱岩层受力后的微结构变化

软弱岩层中的裂隙、孔隙等统称为缺陷。可以用破损度W和定向度M表示软弱岩层中缺陷的变化。

$$W=\frac{S_p}{S}\times 100\%$$
$$M=\frac{S_d}{S}\times 100\% \qquad (3\text{-}1)$$

式中　S_p——截面上结构缺陷所占面积；

S_d——平行剪切方向的颗粒所占面积；

S——总截面积。

分析软弱岩层初始状态的微结构固然重要，但是研究软弱岩层受力以后的微结构变化更为重要。因为正是微结构的变化（诸如微裂纹的闭合、张开、扩展等）控制着软弱岩层的变形和强度。软弱岩层在抗拉、抗压、抗剪及三轴应力状态下有不同的变形和破坏方式。下面以兖州济宁二号矿井粘

土岩的试验结果为例进行论述。

1．单轴抗拉破坏

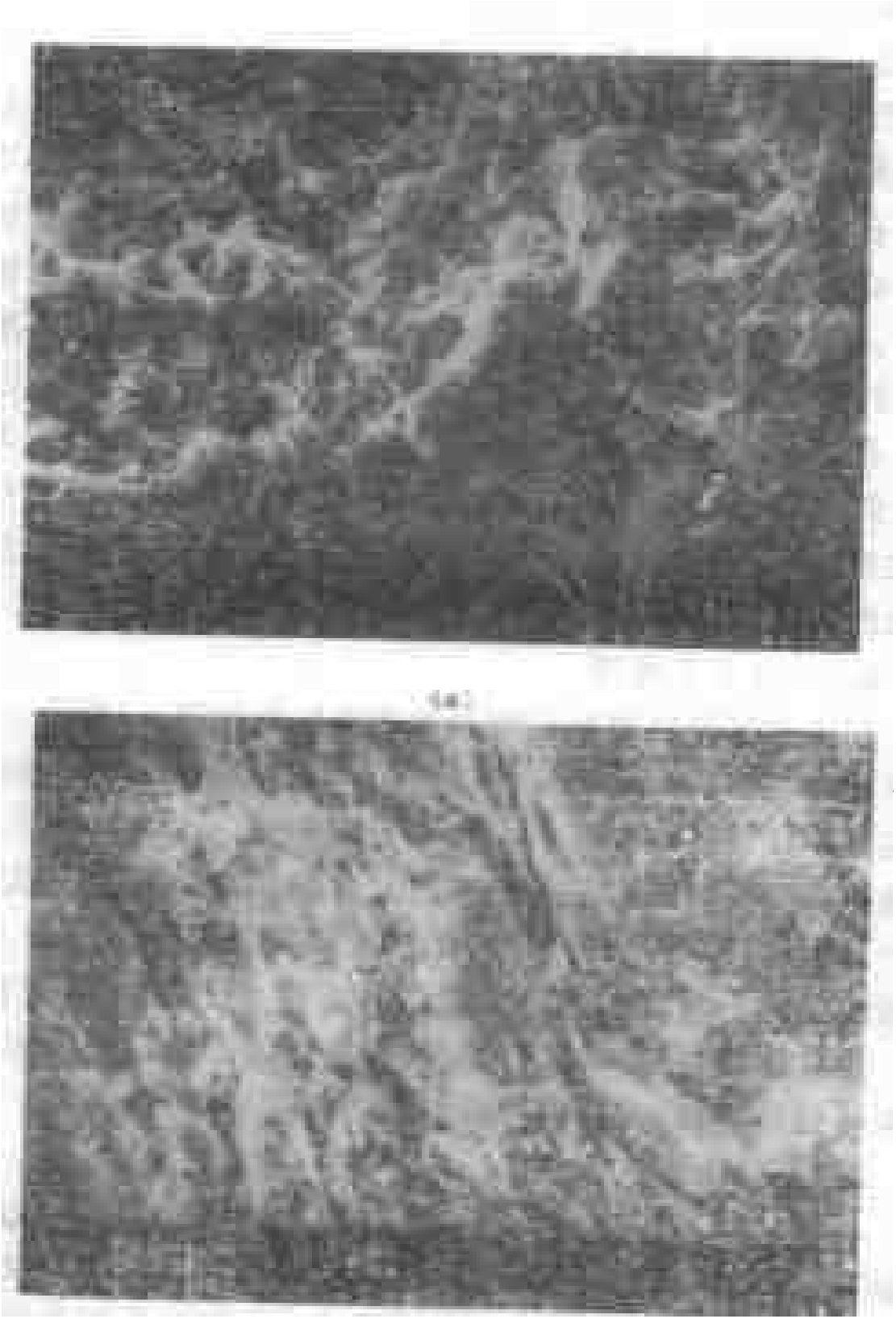
图3-3（a）是粘土岩在自然状态下的微结构形状：粘土颗粒集聚体虽有一定的趋向，但不太明显。除含有大小不一的微孔隙外，没有长度比较大的微裂纹。图 3-3(b) 是抗拉劈裂面扫描电镜图片。可见，此种状态下粘土岩微结构的特点在于：矿物颗粒集聚体在某一方向被拉长，而且具有高度的定向性。此外出现了众多的微裂纹。微裂纹一般起源于原始的微孔隙，随后沿集聚体面-面接触的边界面上传播。最后小裂纹汇合成大裂纹，导致粘土岩的破坏。而在集聚体中很少发现微裂纹。所以矿物集聚体被拉长、高度定向以及沿其接触面出现裂纹是软弱岩层抗拉破坏的本质因素。

2．单轴抗压破坏

粘土岩试件单轴抗压断裂面的微结构如图3-4所示。从图（a）中可以看出裂纹的整体分布，出现众多的裂纹是断裂面的基本特征。这些裂纹大致趋于同一方向。大裂纹有分叉的趋势，而小裂纹有汇合的趋势。颗粒集聚体的定向程度不是十分明显。从图（b）中可以看出局部的裂纹分布。裂纹一般源于粘土岩原来的微缺陷，它沿着矿物集聚体边界传播。集聚体虽有拉长，但没有抗拉断裂面严重。所以裂纹沿集聚体边界传播和汇合是单轴抗压破坏最本质的原因。

3．三轴压缩破坏

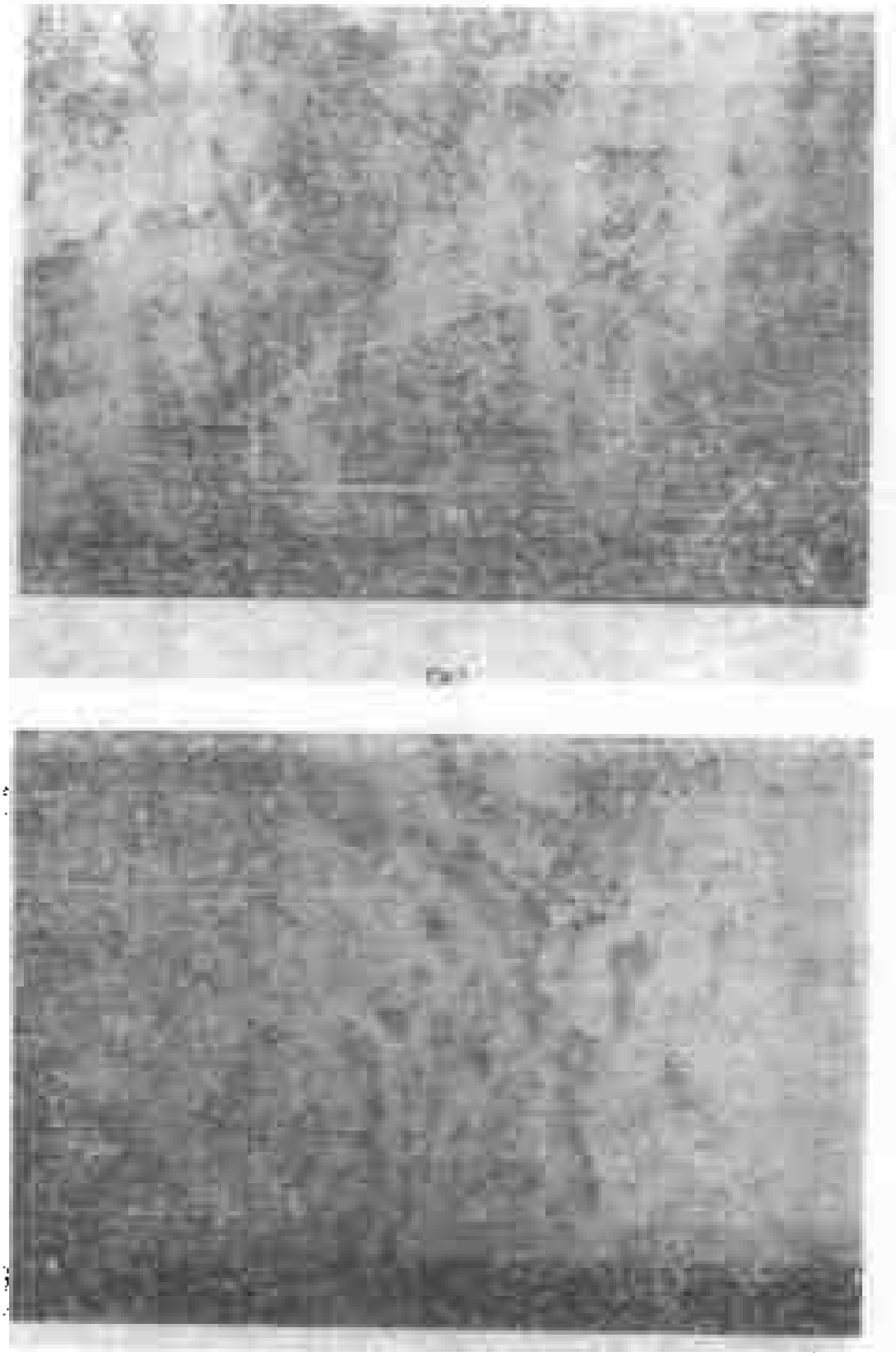
在20MPa围压下进行了粘土岩的三轴压缩试验，粘土岩剪切破断面的形貌如图 3-5 所示。从图上看出：微裂纹既长又宽是三轴压缩破断面的基本特征。裂纹附近的颗粒集聚体有指向裂纹方向的趋势，但总体定向度并不很高。由于众多大裂纹的出现，所以必然导致粘土岩宏观上体积增加，这就



(b)

图 3-3 粘土岩抗拉破坏前后微裂纹分布状况（兖州济宁）

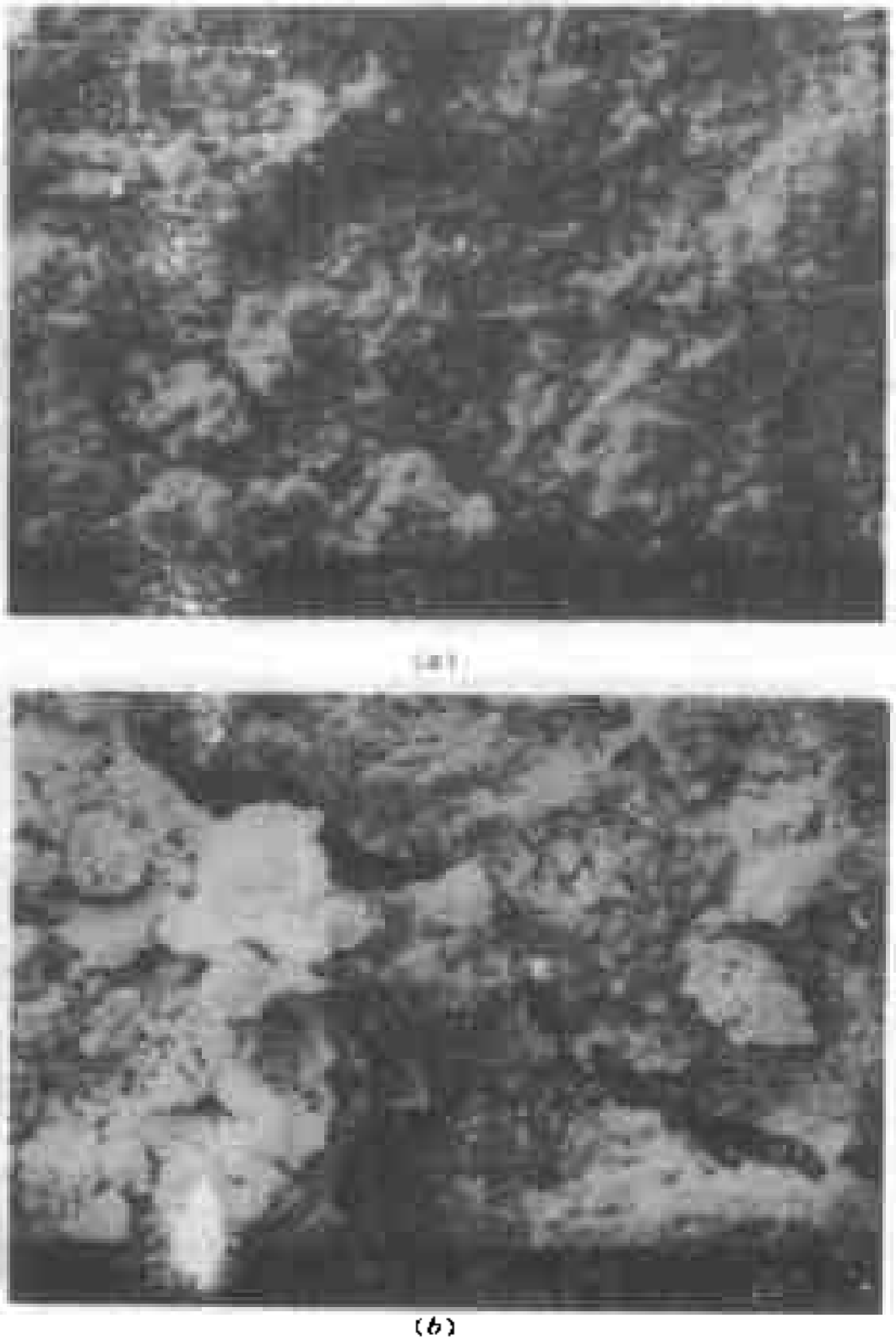
(a)破坏前，(b)破坏后



(b)

图 3-4　粘土岩单轴抗压破坏面微裂纹分布状况（兖州洛宁）

(a)整体；(b)局部



(b)

图 3-5　粘土岩三轴压缩破坏面微裂纹分布状况（兖州济宁）

(a)整体；(b)局部

是三轴压缩试验中，大偏应力导致软弱岩层发生扩容现象最根本的原因。

通过分析软弱岩层在不同应力状态下的破坏状况得知，判断软弱岩层破坏的两个重要指标是破损度和定向度。微孔隙、裂隙的闭合，表现为破损度的减小。而新微裂纹的产生和扩展以及汇合形成大裂纹，表现为破损度的增大。颗粒集聚体的重新定向，使得集聚体间面-面接触的粘结力减小，更易发生剪切破坏。所以我们有理由把破损度看作软弱岩层破坏的判断准则，即认为破损度小于临界值 W_p 时，软弱岩层不发生破坏，而当破损度达到这一临界值时发生破坏。

破损度仅考虑了软弱岩层的微观缺陷，并没涉及软弱岩层颗粒的定向度、颗粒形状的变化等微结构特性。基于粘土矿物晶体面的x-光反射密度，可以获得定向度M：

$$M=\frac{PR_A}{PR_A+(PR_B+PR_C)/2} \tag{3-2}$$

式中 $PR=J_{001}/J_{060}$；

J_{001}、J_{060}——001、060 面上x-光的反射密度；

A、B、C——三个相互垂直的面。

在一定条件下，定向度也可作为判断软弱岩层破坏的一个指标。

为全面考虑岩石的破损度及定向度，赫沃斯（Howarth D.F.）提出一个综合分析岩石微结构的系数T_C：

$$T_C=A_W\left[\frac{N_0}{N_0+N_1}\times\frac{1}{FF_0}+\frac{N_1}{N_0+N}\ AR_1\times AF_1\right] \tag{3-3}$$

式中 A_W——颗粒堆集密度；

N_0——长宽比小于一定数值的微粒；

N_1——长宽比大于一定数值的微粒；

FF_0——颗粒形状系数，表示颗粒的圆度；

AR_1——判断数值；

AF_1——角度系数，表示颗粒的定向度，只对伸长度大于 2 的颗粒进行计算；

$FF_0 = 4\pi S/C^2$；

S——颗粒面积；

C——颗粒周长。

结构系数是判断岩石阻止微裂纹传播能力的定量指标。经实验证明，岩石的抗压强度、抗拉强度及弹性模量随着结构系数的增加呈线性增加。这样就建立了岩石微结构参数与其力学性质之间的关系。

综上所述，软弱岩层受力后微结构在不断变化，表现为微裂纹的产生、扩展及汇合。在应力偏量大的情况下，软弱岩层的微裂纹既长又宽，是其体积增加的本质原因，说明在大偏应力下，扩容是软弱岩层巷道围岩变形的一个重要原因。

第三节　水对软弱岩层力学性质的影响

软弱岩层的水理性质决定了水对其力学性质的影响。下面借助对兖州矿务局鲍店煤矿泥岩的一组试验，分析软弱岩层力学参数受水影响的程度。

一、水对泥岩抗压强度及弹性模量的影响

鲍店煤矿泥岩的天然含水量并不大（2.3%），容重（25kN/m³）与砂岩相近，孔隙率（8.1%）也很小。自然状态下岩块单轴抗压强度为 42.8MPa，并不呈现软岩的特征。岩体松软的主要原因在于节理裂隙发育及水对岩体强度的损伤。

把泥岩试件浸入水中，其含水率随着时间的延长不断增加。增加幅度在一开始时比较大，当时间达到一定数值时，含水率趋于一定值，如图3-6所示。

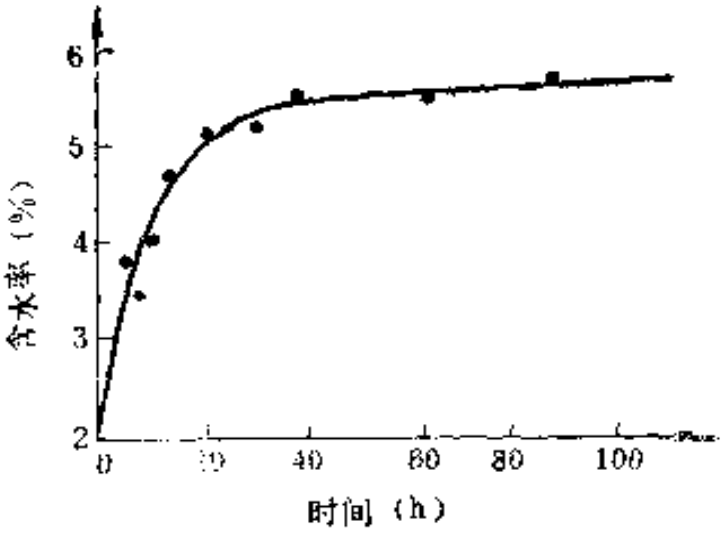


图 3-6　泥岩含水率与浸水时间的关系（兖州鲍店）

由于水的渗入，泥岩的单轴抗压强度大大减小。图 3-7 表明了单轴抗压强度与浸水时间的关系。从图上看出，单轴抗压强度在 0～40 小时内变化剧烈，之后曲线趋于平缓，最终泥岩的软化系数为0.24。

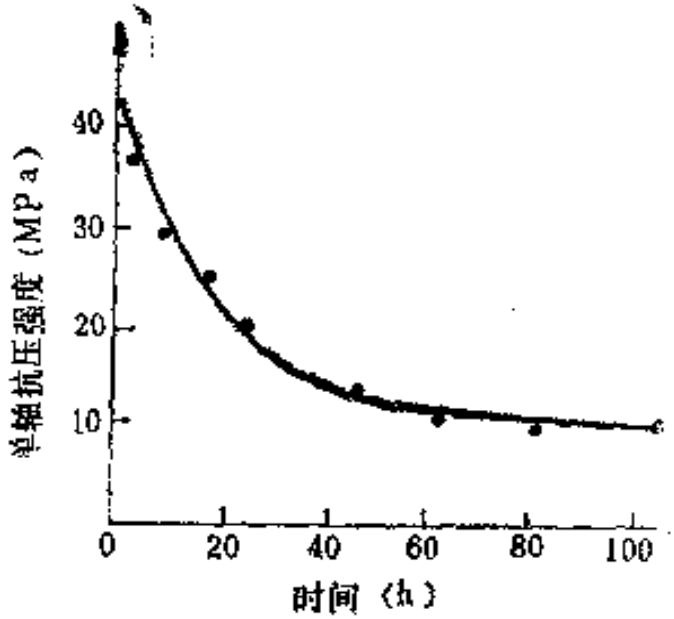


图 3-7　泥岩单轴抗压强度与浸水时间的关系（兖州鲍店）

将浸水时间转化成含水率，可得出泥岩的软化系数与含水率的关系，如图 3-8 所示，两者基本呈线性关系。实验结果还表明，泥岩的弹性模量与含水率也基本呈线性关系，如图3-9所示。

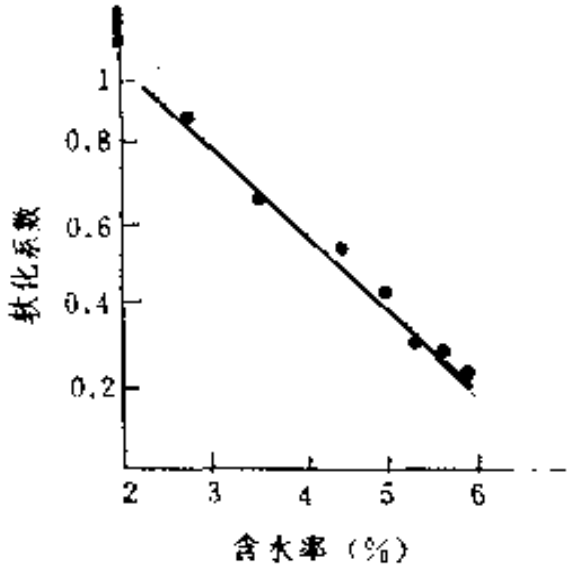


图 3-8 泥岩软化系数与含水率的关系（兖州鲍店）

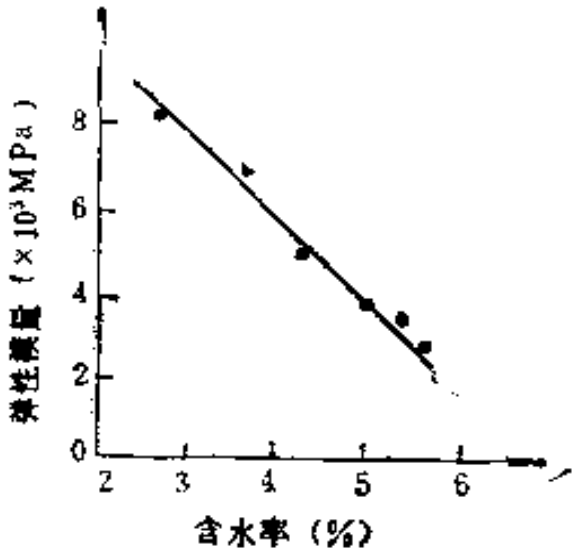


图 3-9 泥岩弹性模量与含水率的关系（兖州鲍店）

二、水对泥岩抗拉强度的影响

图3-10表明了泥岩的单轴抗拉强度与浸水时间的关系。此曲线的形状与图3-7类似，但抗拉强度受水的影响程度大于抗压强度。当泥岩浸水20小时后，抗拉强度降低到自然状态下的1/8。其原因在于所取的岩样呈层状构造，层理垂直于岩样的轴向。当浸水后，层与层之间的粘结力迅速降低，从而岩样出现层与层之间裂开甚至崩解等情况，显著消弱了采用巴西劈裂法获得的抗拉强度。

在试验过程中，有的岩样遇水后强度下降的幅度更大，特别是抗拉强度，甚至接近零。

根据上述试验结果知，可以用线性关系描述软弱岩层含水率与其单轴抗压强度及弹性模量之间的关系，用下式表示：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_c &= \sigma_{c0} - A(w - w_1)\\ E &= E_0 - B(w - w_1)\end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}4)$$

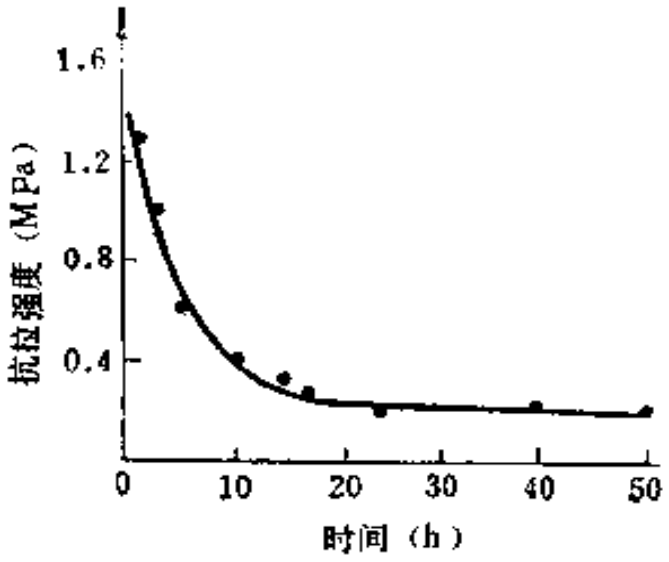


图 3-10　泥岩抗拉强度与浸水时间的关系（兖州鲍店）

式中　σ_c、E——软弱岩层遇水后的抗压强度与弹性模量，MPa；

σ_{c0}、E_0——软弱岩层自然状态下的单轴抗压强度与弹性模量，MPa；

w、w_1——软弱岩层含水率、自然含水率，%；

A、B——与软弱岩层水理性质有关的系数。

表 3-2 列出了部分软弱岩层的软化系数。可见，水显著地削弱了软弱岩层的强度。

表 3-2　软弱岩层的软化系数

岩石名称	单轴抗压强度（MPa）		软化系数
	干燥状态	饱水状态	
粘土质粉砂岩	17.3	10.5	0.61
泥质页岩	20.3	8.2	0.41
花斑粘土岩	66.8	15.0	0.24
片理化泥质页岩	3.4	0	0

第四节　软弱岩层扩容与软化及膨胀的关系

上节中我们仅借助实验室试件的水理性质试验简单分析了水对软弱岩层力学性质的影响，这是很不全面的。井下巷道围岩应力状态十分复杂，它不同程度地影响着软弱岩层的孔隙率、含水率等参数，从而引起软弱岩层软化与膨胀程度的变化，扩容就是一个很重要的因素。围岩在偏应力作用下发生扩容后体积增加，产生新的微裂纹，使得水更容易进入围岩内部，导致更大程度的软化或膨胀。同时由于水严重损伤了软弱岩层的强度，势必使软弱岩层在更小的偏应力下就会产生扩容。可见，软弱岩层扩容与软化及膨胀是相互作用的，结果会使软弱岩层强度受到更大程度的劣化，体积进一步增加，最终导致软弱岩层破坏。

一、水对软弱岩层扩容的影响

软弱岩层遇水后其扩容参数都会发生变化，其中f^*的变化幅度较大。设f^*与单轴抗压抗度σ_c有相同的损伤程度，则

$$f^* = \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} f_0^*$$

将（3-4）式代入上式得：

$$f^* = \left[1 - \frac{A}{\sigma_{c0}}(w - w_1)\right] f_0^* \qquad (3\text{-}5)$$

则

$$f_s = \frac{1}{\sqrt{3}} \left[1 - \frac{A}{\sigma_{c0}}(w - w_1)\right] f_0^* \qquad (3\text{-}6)$$

式中　f^*、f_0^*——遇水后、遇水前的值，MPa；

f_s——遇水后的值，MPa。

软弱岩层的其它扩容参数（D^*、C、n_d）的变化可由实验室试验测定，设它们变为D_w^*、C_w、n_{dw}。将（3-6）式代

入（2-4）式的扩容部分，得软弱岩层遇水后的扩容本构方程：

$$\left.\begin{aligned}
\varepsilon_{dx} &= \left\{\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\frac{2}{\sqrt{3}}\left[1-\frac{A}{\sigma_{c0}}(w-w_1)\right]f_s^*}\right\}^{n_s w}\times \\
&\quad\times\left(D_w^*-C_w\frac{\sigma_x-\sigma_y}{\sigma_1-\sigma_3}\right) \\
\varepsilon_{dy} &= \left\{\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\frac{2}{\sqrt{3}}\left[1-\frac{A}{\sigma_{c0}}(w-w_1)\right]f_s^*}\right\}^{n_s w}\times \\
&\quad\times\left(D_w^*-C_w\frac{\sigma_y-\sigma_x}{\sigma_1-\sigma_3}\right) \\
\varepsilon_{dv} &= 2D_w^*\left\{\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\frac{2}{\sqrt{3}}\left[1-\frac{A}{\sigma_{c0}}(w-w_1)\right]f_s^*}\right\}^{n_s w}
\end{aligned}\right\} \quad (3\text{-}7)$$

式中 ε_{dx}、ε_{dy}、ε_{dv}——扩容应变分量及体积应变。

由于扩容变形对f_s的变化很敏感，所以软弱岩层遇水后f_s降低，必然会引起较大的扩容位移。

二、扩容对软弱岩层软化和膨胀的影响

1。扩容对软弱岩层软化的影响

软弱岩层扩容后其容重将会发生变化，可用下式计算：

$$\gamma_d=\frac{\gamma_{d0}}{1+\varepsilon_v} \quad (3\text{-}8)$$

式中 γ_d、γ_{d0}——扩容后、扩容前软弱岩层的干容重，kN/m³；

ε_v——体积应变。

扩容后软弱岩层的孔隙率为：

$$n_{d1}=\left(1-\frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right)\times 100\% \tag{3-9}$$

式中 n_{d1}——扩容后软弱岩层的孔隙率，%；

γ_s——软弱岩层颗粒容重，kN/m^3。

扩容状态下软弱岩层的饱和含水率为：

$$w_s=\gamma_w\left(\frac{1}{\gamma_d}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\% \tag{3-10}$$

式中 w_s——扩容状态下软弱岩层的饱和含水率，%；

γ_w——水的容重，kN/m^3。

将（3-8）代入（3-10）式得：

$$w_s=\gamma_w\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{d0}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\% \tag{3-11}$$

将（3-11）式代入（3-4）式得：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_c&=\sigma_{c0}-A\left[\gamma_w\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{d0}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\%-w_i\right]\\ E&=E_0-B\left[\gamma_w\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{d0}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\%-w_i\right]\end{aligned}\right\} \tag{3-12}$$

将（2-4）式第三式代入（3-12）式得：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_c&=\sigma_{c0}-A\left\{\gamma_w\left[\frac{1}{\gamma_{d0}}-\frac{(1-2\mu_0)(1+\mu_0)}{E_0\gamma_{d0}}(\sigma_x+\sigma_y)+\right.\right.\\&\left.\left.+\frac{2D_0^*}{\gamma_{d0}}\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_{s0}}\right)^{n_0}-\frac{1}{\gamma_s}\right]\times 100\%-w_i\right\}\\ E&=E_0-B\left\{\gamma_w\left[\frac{1}{\gamma_{d0}}-\frac{(1-2\mu_0)(1+\mu_0)}{E_0\gamma_{d0}}(\sigma_x+\sigma_y)+\right.\right.\\&\left.\left.+\frac{2D_0^*}{\gamma_{d0}}\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_{s0}}\right)^{n_0}-\frac{1}{\gamma_s}\right]\times 100\%-w_i\right\}\end{aligned}\right\} \tag{3-13}$$

式中下角标 0 表示软弱岩层遇水前的参数。

（3-13）式就是由于软弱岩层扩容引起含水率变化而导致软弱岩层强度变化的表达式。

2．扩容对软弱岩层膨胀的影响

如（1-3）式所示，软弱岩层的膨胀力与膨胀率均是其干容重与含水率的函数，而扩容会引起干容重和含水率的变化，所以扩容将会引起膨胀参数的改变。

将（3-8）式及（3-11）式代入（1-3）式得：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_s &= a\left(\frac{\gamma_{d0}}{1+\varepsilon_v}\right)^a\left[\gamma_w\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{d0}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\%-w_0\right]^\beta\\ k_s &= b\sigma_s\end{aligned}\right\} \tag{3-14}$$

将（2-4）式第三式代入（3-14）式得：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_s = a\gamma_{d0}^a\Bigg\{&1-\frac{(1-2\mu_0)(1+\mu_0)}{E_0}(\sigma_x+\sigma_y)+\\ &+2D_0^*\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_{s0}}\right)^{n_{d0}}\Bigg]^{-a}\Bigg\{\gamma_w\Bigg[\frac{1}{\gamma_{d0}}-\\ &-\frac{(1-2\mu_0)(1+\mu_0)}{E_0\gamma_{d0}}(\sigma_x+\sigma_y)+\frac{2D_0^*}{\gamma_{d0}}\times\\ &\times\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_{s0}}\right)^{n_{d0}}-\frac{1}{\gamma_s}\Bigg]\times 100\%-w_0\Bigg\}^\beta\\ k_s &= b\sigma_s\end{aligned}\right\} \tag{3-15}$$

（3-15）式表明了由于软弱岩层扩容引起的膨胀性变化。

第五节　水与软弱岩层损伤

从软弱岩层的微结构分析中看出，软弱岩层内含有大量

微孔隙、微裂隙。由于它们的存在，严重改变了软弱岩层的力学性质。作为研究材料与结构中微观缺陷的产生和扩展的损伤力学是分析软弱岩层变形机理的有力工具。

造成软弱岩层损伤的原因与方式是多种多样的。首先，自然状态下的软弱岩层含有大量的微观缺陷，所以它是一种自然损伤材料。当软弱岩层受力以后，产生了弹塑性变形，因而有弹塑性损伤。另外还有与应力和结构变化有关的疲劳损伤，与时间有关的蠕变损伤等等。

在以前的研究中，对岩石受力以后表现出的损伤特性分析得比较充分，而对引起岩石损伤的其它原因却研究得不够。对于含有大量粘土矿物的软弱岩层来说，水的存在使其力学性质受到严重劣化，所以水是造成软弱岩层损伤的一个重要原因。有时它比力学原因造成的损伤更为严重，这一点可以从本章第三节中看出。故本节在前面研究成果的基础上，推导与水有关的软弱岩层损伤变量的演化方程，据此建立描述受水损伤软弱岩层的力学行为的物性方程，以期对水与软弱岩层力学性质的关系有更深入、更全面的了解。

一、损伤变量

损伤力学的研究方法有好几种，目前普遍用于岩石材料中的是连续介质损伤力学。它引入了损伤变量，而损伤变量有其自身的演变规律，同时又对岩石的力学行为施加影响。

损伤变量的测定方法有弹性模量法、弹性应变法、塑性应变法、粘塑性特征量法、密度法等等。对于软弱岩层来说，比较简单的方法是弹性模量法，损伤变量 D 为：

$$D = 1 - \frac{E}{E_0} \tag{3-16}$$

式中 E ——损伤后材料的弹性模量，MPa；

E_0——损伤前材料的弹性模量；MPa。

对于软弱岩层受水损伤问题，将（3-4）式第二式代入（3-16）式，就可得到用含水率表示的损伤变量：

$$D = \frac{B(w - w_1)}{E_0} \tag{3-17}$$

当考虑软弱岩层扩容对软化的影响时，将（3-13）式第二式代入（3-16）式得：

$$D = \frac{B}{E_0}\left\{\gamma_w\left[\frac{1}{\gamma_{d0}} - \frac{(1-2\mu_0)(1+\mu_0)}{E_0\gamma_{d0}}(\sigma_x+\sigma_y)+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{2D_1^*}{\gamma_{d0}}\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2f_{s0}}\right)^{n_{d0}} - \frac{1}{\gamma_s}\right]\times 100\% - w_1\right\} \tag{3-18}$$

（3-18）式就是由于与扩容有关的软化引起的软弱岩层损伤变量的演变方程，它是软弱岩层应力状态的函数。

二、损伤物性方程

在各向同性弹性损伤情形下，热力学中的自由能势 ψ_e 为：

$$\psi_e = \frac{1}{2\gamma_0}C^{ijkl}\varepsilon_{ij}^e\varepsilon_{kl}^e(1-D) \tag{3-19}$$

式中 γ_0——受水影响前软弱岩层密度，g/cm³；

C^{ijkl}——四阶弹性常数矩阵；

ε_{ij}^e、ε_{kl}^e——弹性应变分量。

当不考虑温度变化时有：

$$\psi_e = \frac{1-D}{2\gamma_0}(\lambda\varepsilon_{ii}^e\varepsilon_{jj}^e + 2G\varepsilon_{ij}^e\varepsilon_{ij}^e) \tag{3-20}$$

式中 λ、G——拉梅常数，MPa。

应力分量σ_{ij}为：

$$\sigma_{ij}=\gamma_0\frac{\partial\psi_0}{\partial\varepsilon^e_{ij}} \tag{3-21}$$

将（3-20）代入（3-21）式得：

$$\sigma_{ij}=(1-D)(\lambda\varepsilon^e_{kk}\delta_{ij}+2G\varepsilon^e_{ij}) \tag{3-22}$$

将（3-17）式或（3-18）式代入（3-22）式，就可得到描述软弱岩层遇水软化的损伤物性方程。

在单轴压缩状态下有以下表达式：

$$\sigma=E_0(1-D)\varepsilon \tag{3-23}$$

将（3-17）式代入（3-23）式得：

$$\sigma=[E_0-B(w-w_1)]\varepsilon \tag{3-24}$$

考虑软弱岩层扩容时，在此种状态下有：

$$\varepsilon_v=-\frac{1-2\mu}{E_0}\sigma+3D_0^*\left(\frac{\sigma}{f_0^*}\right)^{n_{d0}} \tag{3-25}$$

将（3-25）式代入（3-11）式，并代入（3-24）式得：

$$\sigma=\left\{E_0-B\left[\gamma_w\left(\frac{1}{\gamma_{d0}}-\frac{1-2\mu}{E_0\gamma_{d0}}+\frac{3D_0^*}{\gamma_{d0}}\left(\frac{\sigma}{f_0^*}\right)^{n_{d0}}-\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.-\frac{1}{\gamma_a}\right)\times 100\%-w_i\right]\right\}\varepsilon \tag{3-26}$$

确定出软弱岩层受水损伤的物性方程后，就可借助这些方程分析巷道围岩受水影响后的应力场与位移场。可以预见，由于水的存在必将导致围岩稳定性降低，位移量增大。

第二篇　软岩巷道底臌机理的分析

软岩的物理力学性质与应力状态是决定巷道底臌的两个主要因素。归纳起来，软岩巷道底臌主要由下列几方面原因引起：

（1）底板岩层弹塑性变形。巷道开挖使得底板岩层局部和部分卸载，随即将产生弹性恢复。当应力超过岩层的屈服强度时，就会产生塑性变形。

（2）底板岩层扩容。软岩在应力偏量达到一定数值后会产生扩容现象，造成岩石体积增加。巷道开挖后，导致底板岩层局部区域垂直应力降低、水平应力增加，必然引起应力偏量的增加，因而扩容变形是引起巷道底臌的一个重要原因。

（3）底板岩层遇水膨胀。对于含有大量粘土矿物的软弱岩层，特别是在蒙脱石矿物含量较大的情况下，软弱岩层遇水后会剧烈膨胀，它是膨胀岩巷道底臌的主要原因。

（4）底板岩层流变。底板岩层流变导致底臌量随着时间的推移不断增大、岩层强度不断降低。在软岩巷道中，底臌的时间效应表现得尤为突出。

（5）底板岩层弯曲断裂。巷道两帮移近挤压底板岩层及下部岩层向上移动将会引起底板岩层失稳，向巷道内弯曲。在许多层状岩层巷道中，它是底板岩层变形和破坏的主要方式。

上述引起软岩巷道底臌的几方面原因并不是单独地起作

用，而是相互联系、相互影响的。本篇借助各种研究方法分析引起底臌的各个因素及其关系，以期对软岩巷道底臌的机理有一个比较全面、深入的了解。

第四章　软岩巷道底臌的理论分析

连续介质力学是研究巷道围岩变形和破坏规律的基本手段。将实际巷道的条件作必要的简化，可得出一些理论性的解答，对生产实践有一定的指导意义。本章借助弹塑性、扩容、膨胀、流变及弯曲等理论，分析软岩巷道底臌的机理。

第一节　软岩弹塑性变形引起的底臌

一、弹性变形

圆形巷道围岩的弹性应力与变形已研究得比较充分，在此不再赘述。对于其它形状的巷道，可利用复变函数的方法求出围岩的应力场与位移场。

1．巷道围岩应力状态

煤矿开采中的巷道多数具有垂直对称轴（图4-1），从保证精度要求的实际计算角度出发，可利用如下的映射函数：

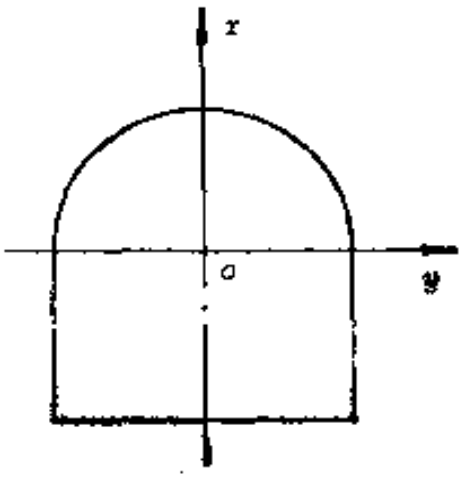


图 4-1　巷道断面

$$Z = w(\zeta) = \sum_{n=0}^{6} F_n \zeta^{1-n} \tag{4-1}$$

映射分析可采用数值解法、图解法进行，求出F_0、F_1、…、F_6等6个系数，然后将它们作为已知值进行计算，得出围岩的应力解答，有以下形式：

$$\left.\begin{aligned} \sigma_\rho &= K\gamma H \frac{2\rho^2 MN - Q}{4\rho^2 M^2} \\ \sigma_\theta &= K\gamma H \frac{2\rho^2 MN + Q}{4\rho^2 M^2} \\ \tau_{\rho\theta} &= K\gamma H \frac{P}{4\rho^2 M^2} \end{aligned}\right\} \tag{4-2}$$

式中 σ_ρ、σ_θ、$\tau_{\rho\theta}$——曲线坐标表示的应力分量，MPa；

K——应力集中系数；

γ——上覆岩层的平均容重，kN/m³；

H——巷道埋深，m；

ρ、θ——曲线坐标；

$$M = c_1^2 + d_1^2;$$

$$N = c_1 a_1 + d_1 b_1;$$

$$Q = c_1 A_1 + d_1 B_1;$$

$$P = c_1 B_1 - d_1 A_1;$$

$$A_1 = c_0 A_0 - d_0 B_0 - C_0;$$

$$B_1 = c_0 B_0 + d_0 A_0 - D_0;$$

$$A_0 = a_2 c_1 - a_1 c_2 - b_2 d_1 + b_1 d_2;$$

$$B_0 = a_2 d_1 - a_1 d_2 + b_2 c_1 - b_1 c_2;$$

$$C_0 = c_3(c_1 a_1 - d_1 b_1) - d_3(c_1 b_1 + d_1 a_1) + a_3(c_1^2 - d_1^2) - 2c_1 d_1 b_3;$$

$$D_0 = c_3(c_1 b_1 + d_1 a_1) + d_3(c_1 a_1 - d_1 b_1) + b_3(c_1^2 - d_1^2) +$$

$$+2c_1d_1a_3;$$

$$c_0=(\rho-\rho^{-1})\cos\theta+\sum_{n=1}^{4}q_n(\rho^{-n}-\rho^n)\cos n\theta;$$

$$c_1=1-\sum_{n=1}^{4}nq_n\rho^{-n-1}\cos(n+1)\theta;$$

$$c_2=\sum_{n=1}^{4}n(n+1)q_n\rho^{-n}\cos n\theta;$$

$$c_3=-1+\sum_{n=1}^{4}nq_n\rho^{n+1}\cos(n+1)\theta;$$

$$a_1=1+\lambda-\sum_{n=1}^{4}n\rho^{-n-1}D_n\cos(n+1)\theta;$$

$$a_2=\sum_{n=1}^{4}n(n+1)\rho^{-n}D_n\cos n\theta;$$

$$d_0=-(\rho-\rho^{-1})\sin\theta+\sum_{n=1}^{4}q_n(\rho^{-n}-\rho^n)\sin n\theta;$$

$$d_1=\sum_{n=1}^{4}nq_n\rho^{-n-1}\sin(n+1)\theta;$$

$$d_2=-\sum_{n=1}^{4}n(n+1)q_n\rho^{-n}\sin n\theta;$$

$$d_3=\sum_{n=1}^{4}nq_n\rho^{n+1}\sin(n+1)\theta;$$

$$b_1=\sum_{n=1}^{4}n\rho^{-n-1}D_n\sin(n+1)\theta;$$

$$b_2=-\sum_{n=1}^{4}n(n+1)\rho^{-n}D_n\sin n\theta;$$

$$a_3=\sum_{n=1}^{3}n\rho^{n+1}A'_n\cos(n+1)\theta-(1+\lambda)-$$

$$-(1+\lambda)\sum_{n=1}^{4} nh_n\rho^{n+1}\cos(n+1)\theta+$$

$$+2\rho^2(1-\lambda)\cos 2\theta;$$

$$\sigma_\theta=\sum_{n=1}^{3} n\rho^{n+1}A'_n\sin(n+1)\theta-(1+\lambda)\sum_{n=1}^{4} nh_n\rho^{n+1}$$

$$\sin(n+1)\theta+2p^2(1-\lambda)\sin 2\theta;$$

$$A'_1=D_1q_3+2D_2q_4;$$

$$A'_2=D_1q_4;$$

$$D_1=[2(1-\lambda)-(1+\lambda)(h_1+2h_2q_4)]/(1-q_3-2q_4^2);$$

$$D_2=-(1+\lambda)h_2+D_1q_4;$$

$$D_3=-(1+\lambda)q_3;$$

$$D_4=-(1+\lambda)q_4;$$

$$h_1=q_1(1+q_3)+2q_2q_4;$$

$$h_2=q_2+q_1q_4;$$

$$h_3=q_3;$$

$$h_4=q_4.$$

$$q_i=\frac{F_{i+1}}{F_0}\quad(i=1、2、\cdots、4);$$

λ——侧压系数。

按一定步长改变曲线坐标ρ、θ，就可得到（4-2）式中所需的各个系数，从而确定巷道围岩的应力分布。

曲线坐标与直角坐标的转换采用下式：

$$\left.\begin{aligned} x&=\sum_{n=0}^{8} F_n\rho^{1-n}\cos(1-n)\theta\\ y&=\sum_{n=0}^{8} F_n\rho^{1-n}\sin(1-n)\theta \end{aligned}\right\}\qquad(4-3)$$

2、底板岩层弹性位移

岩层的弹性应变为：

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1-\mu^2}{E}\left(\sigma_x - \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_y\right)\\ \varepsilon_y &= \frac{1-\mu^2}{E}\left(\sigma_y - \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_x\right)\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}4)$$

如求底板中心点相对于较远范围围岩的垂直弹性位移，则将（4-4）式第一式积分即可。

$$u_{ex} = \frac{1-\mu^2}{E}\int_{x_0}^{x_e}\left[(\sigma_x)_{y=0} - \frac{\mu}{1-\mu}(\sigma_y)_{y=0}\right]dx \qquad (4\text{-}5)$$

式中 u_{ex}——垂直位移，m；

x_0——o点到底板的距离，m；

x_e——计算相对位移的深度，m；

$(\sigma_x)_{y=0}$、$(\sigma_y)_{y=0}$——底板中心线ox上的应力分量，MPa。

（4-5）式可用数值积分方法计算。

二、塑性变形

弹性力学解答只适用于软岩处于弹性状态的情况。当应力超过软岩的弹性极限，就会产生塑性变形。岩石由弹性状态最初到达塑性状态时，必须满足的条件称为屈服条件。常用的岩石屈服条件是库仑-摩尔条 件（Coulomb-Mohr），其函数形式为：

$$-\alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \qquad (4\text{-}6)$$

式中 I_1——应力第一不变量，MPa；

J_2——应力偏张量的第二不变量，MPa；

$$\alpha = \frac{\sin\varphi}{3\cos\theta_\sigma + \sqrt{3}\sin\theta_\sigma\sin\varphi},$$

$$k=\frac{3c\cos\varphi}{3\cos\theta_\sigma+\sqrt{3}\sin\theta_\sigma\sin\varphi},$$

c——岩石凝聚力，MPa；

φ——岩石内摩擦角，(°)；

θ_σ——罗代角，(°)；

$$\theta_\sigma=\operatorname{arc\,tg}\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\ \frac{2\sigma_2-\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_1-\sigma_3}\right)。$$

由于库仑-摩尔条件的公式和图形都相当复杂，因此对该条件作了修正，如德鲁克-普拉格（Drucker-Prager）条件。它仍采用（4-6）式的形式，只是系数α、k不同，即：

$$\alpha=\frac{\sin\varphi}{\sqrt{3}\sqrt{3+\sin^2\varphi}}$$

$$k=\frac{\sqrt{3}c\cos\varphi}{\sqrt{3+\sin^2\varphi}}$$

借助弹塑性理论，可得出均质圆形巷道围岩应力与位移的解析解答，这在许多教科书中都有介绍，不再重复。而对于非均质或断面形状比较复杂的巷道，只能采用有限单元法等数值计算方法，这将在第五章中介绍。

第二节　软岩扩容引起的底臌

计算扩容引起的底臌需将底板岩层的应力状态与扩容本构方程联系起来。下面利用（2-4）式求解底板岩层的扩容位移。

一、扩容区域的确定

平面应变状态下有：

$$\tau_{oct}=\left[\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2\right]^{1/2}\qquad(4-7)$$

围岩扩容范围由$\sigma_{oct}=f_s$确定，将上式代入得：

$$\left[\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2\right]^{1/2}=f_s \tag{4-8}$$

将（4-2）式代入（4-8）式得：

$$K\gamma H\frac{(Q^2+\rho^2)^{1/2}}{4\rho^2M^2}=f_s \tag{4-9}$$

通过改变ρ、θ，可获得由ρ、θ表示的围岩扩容范围。然后，经（4-3）式变换，得到直角坐标下的围岩扩容区域。

二、扩容引起的底臌

在此仅计算底板中心点x向的扩容位移。

令$\theta=\pi$，由（4-9）式求得扩容区间（ρ_0，ρ_d）。将其转换成直角坐标，设为（x_0，x_d）。由于ox是对称轴，所以有：

$$\max[(\sigma_x)_{y=0},\ (\sigma_y)_{y=0}]=\sigma_1$$

$$\min[(\sigma_x)_{y=0},\ (\sigma_y)_{y=0}]=\sigma_3$$

$$(\tau_{xy})_{y=0}=0$$

故（2-4）式第一式右边第二项扩容应变的表达式变为：

$$\varepsilon_{dx}=\left[\frac{|(\sigma_x)_{y=0}-(\sigma_y)_{y=0}|}{2f_s}\right]^{n-1}(D^*\pm C) \tag{4-10}$$

式中 ε_{dx}——扩容应变。

当$(\sigma_x)_{y=0}<(\sigma_y)_{y=0}$时，上式取正号，则扩容位移为：

$$u_{dx}=\int_{x_0}^{x_d}\varepsilon_{dx}dx$$

$$=(D^*\pm C)\int_{x_0}^{x_d}\left[\frac{|(\sigma_x)_{y=0}-(\sigma_y)_{y=0}|}{2f_s}\right]^{n-1}dx \tag{4-11}$$

式中 u_{dx}——底板中心点垂直扩容位移，m。

(4-11) 式中直角坐标下的应力分量可由 (4-2)式求出的曲线坐标分量经过变换得到。

由于计算应力比较复杂，所以编制计算机程序求解，按以下步骤进行：

第一步：利用弦割法对 (4-9) 式求解，得扩容区间 (ρ_0, ρ_d)；

第二步：将 (ρ_0, ρ_d) 转换成 (x_0, x_d)；

第三步：将区间 (ρ_0, ρ_d) 内 (ρ, θ) 平面上的应力转换成区间 (x_0, x_d) 内 (x, y) 平面上的应力；

第四步：利用辛普松数值积分公式求解 (4-11) 式，得扩容位移u_{dx}。

三、影响扩容位移的因素分析

从 (4-11) 式看出，影响扩容位移的因素很多，可以分为两类：其一是软岩扩容参数，其二是应力状态。下面以矩形巷道为例进行分析。

对于宽度大于高度的矩形断面巷道 (图4-2)，其映射函数可取如下形式：

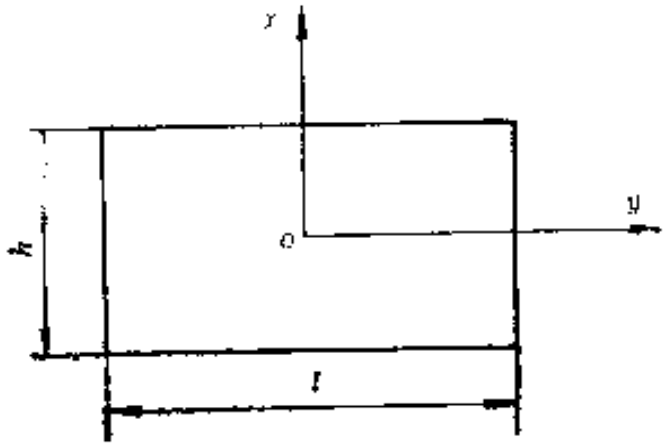


图 4-2 矩形断面巷道

$$Z = w(\xi) = l\sum_{n=0}^{6} F'_n \xi^{(3-2n)} \qquad (4-12)$$

式中 l ——巷道宽度，m。

所分析的矩形巷道宽度 l 为3m，高度 h 为2.5m。由数值计算得出系数F'_n为：$F'_0 = 0.52945$；$F'_1 = F'_2 = F'_5 = 0$；$F'_3 = 0.05367$；$F'_4 = -0.08579$。

围岩扩容参数及与计算有关的其它参数为：

$D^* = 1\times10^{-4}$；$C = 6\times10^{-5}$；$n_d = 5$；$f_3 = 4.5$MPa；

$\gamma = 25$kN/m^3；$H = 430$m；$k = 4$；$\lambda = 1$

将上述参数输入计算机程序，运行后得：

$$u_{dx} = 246.5\text{mm}$$

1．扩容参数对扩容位移的影响

图4-3、4-4、4-5是f_3、n_d、D^*与扩容位移u_{dx}的关系图。从图上看出，f_3、n_d是影响扩容位移最重要的两个扩容参数。当f_3为小值时，它的稍许增加会导致u_{dx}的急剧减小。随着f_3的增大，u_{dx}的减小量逐渐趋于缓和。当f_3达到一定的数值时，岩层将不发生扩容。对于软弱岩层，由于其强度较低，因而f_3一般都比较小，故在应力偏量较大的情况下，扩容表现得非常突出。n_d与u_{dx}的关系呈近似指数函数形式，当n_d值较小时，u_{dx}随它的增加变化幅度不大，而当n_d为大值时，它的微小变化将引起u_{dx}的强烈变化。D^*与u_{dx}呈线性关系，与f_3、n_d相比，它对u_{dx}的影响较小。

2．围岩应力状态对扩容位移的影响

图4-6为应力集中系数K与扩容位移u_{dx}的关系图。当$K<2$时，u_{dx}很小，而当K超过2时，u_{dx}随K的增大剧烈增加。可见，对于高应力岩层，虽然岩层本身的强度较大，但扩容变形也表现得非常突出。

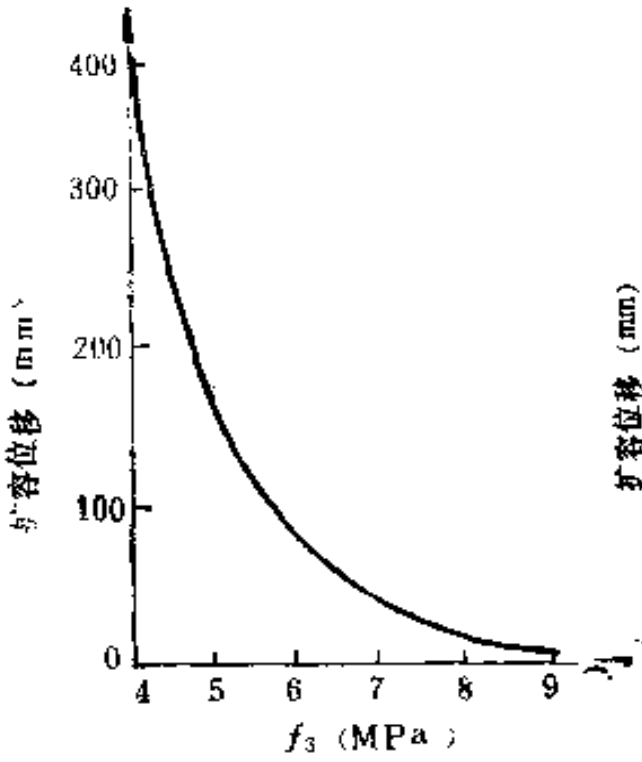


图 4-3 f_3与扩容位移的关系

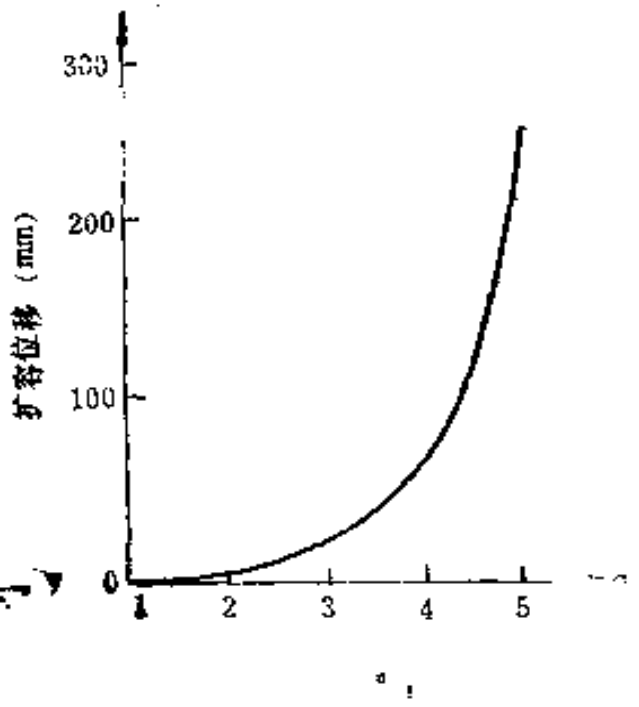


图 4-4 n_3与扩容位移的关系

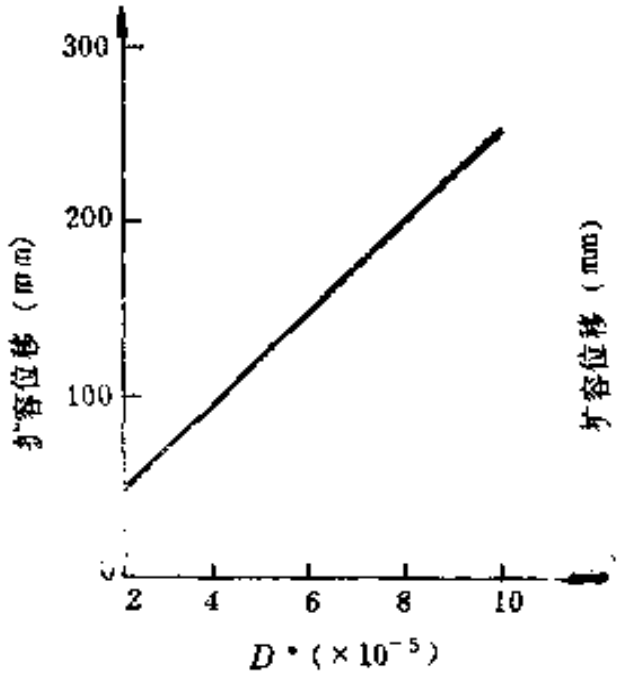


图 4-5 D^*与扩容位移的关系

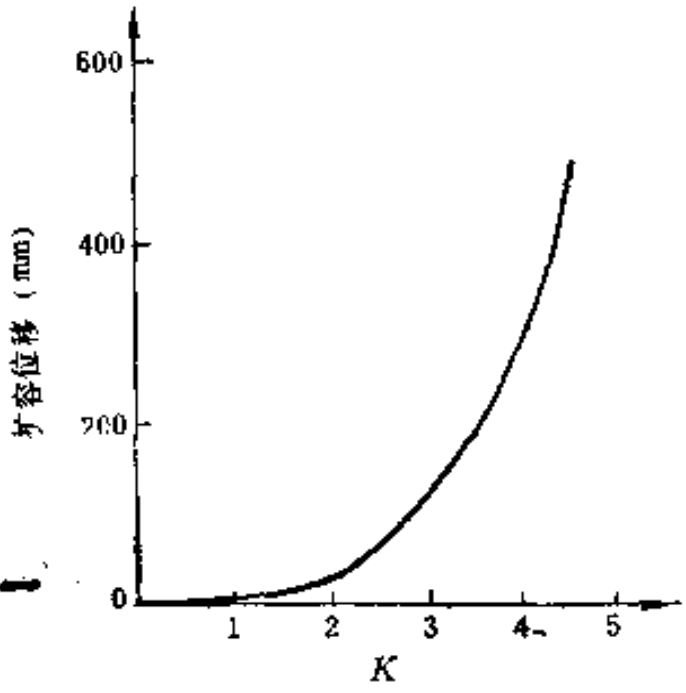


图 4-6 应力集中系数与扩容位移的关系

第三节　软弱岩层遇水膨胀引起的底臌

软弱岩层遇水软化和膨胀都会引起巷道底臌量增加，以膨胀最为强烈。关于软化，仅仅是降低了底板岩层的强度，在计算中只需采用软化后的力学参数即可。在此着重分析底板岩层的膨胀位移。

一、软弱岩层的膨胀理论

图4-7是典型的软弱岩层膨胀曲线。当轴向力为零时，轴向膨胀应变最大。而当轴向力大于软弱岩层的膨胀力时，就不会发生膨胀。应力状态与软弱岩层膨胀应变的关系由膨胀理论描述。

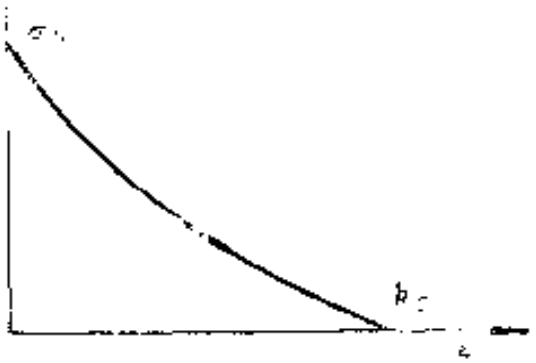


图 4-7　软弱岩层膨胀曲线

1．传统的软弱岩层膨胀理论

传统的膨胀理论认为软弱岩层的膨胀参数与应力状态无关，是恒定不变的。它目前主要有两种形式：一种是一维膨胀理论，另一种是三维膨胀理论。

一维膨胀理论由吉赛尔（Gyscl M．）提出。此理论基于压密式（Oedometer）膨胀仪试验，用以下表达式描述：

$$\varepsilon_{sz}=k_s\left(1-\frac{\lg\sigma_z}{\lg\sigma_s}\right) \qquad (4\text{-}13)$$

式中　ε_{sz}——轴向膨胀应变；

σ_z——轴向应力，kPa；

σ_s——膨胀力，kPa；

k_s——膨胀率，%。

需要说明的一点是，（4-13）式中的k_s应该是当σ_z为一单位力时的膨胀率。当应力单位取得很小时，它与无轴向力时的膨胀率相差无几，所以可用$\sigma_z=0$时的膨胀率代替上述的膨胀率，并认为当$\sigma_z\leqslant$1单位力时，具有同样的膨胀率。

由于一维膨胀理论仅考虑了轴向应力对软弱岩层膨胀的影响，并没有考虑其它应力，所以很不全面。有一些学者建议采用三维膨胀理论，威特克（Wittke W.）等提出如下表达式：

$$\Delta I_{1s}=k_s\left[1-\frac{\lg\left(\frac{1-\mu}{1+\mu}I_1\right)}{\lg\left(\frac{1-\mu}{1+\mu}I_{1s}\right)}\right] \qquad (4-14)$$

式中 ΔI_{1s}——膨胀应变第一不变量的变化；

I_{1s}——膨胀试验中软弱岩层应力第一不变量，kPa；

I_1——软弱岩层应力第一不变量，kPa。

三维理论虽然比一维理论全面，但有时也与实际情况有较大的差距。在实际计算中究竟采用何种理论合理，需根据具体情况进行分析。

2．与扩容有关的软弱岩层膨胀理论

传统的软弱岩层膨胀理论认为膨胀参数为常数，这与实际情况不符。如（3-14）式或（3-15）式所示，软弱岩层膨胀参数与其扩容有很大关系。在底板附近的岩层，由于垂直应力很小而水平应力较大，必然产生较大的扩容变形，从而引起底板岩层垂直膨胀位移的变化。在此我们仅分析扩容对一维膨胀理论的影响，至于三维膨胀理论，由于软弱岩层产生扩容时的应力第一不变量一般大于膨胀试验中软弱岩层应

力第一不变量，所以不予考虑。

将（3-14）式代入（4-13）式得（此时轴向力为σ_x）：

$$\varepsilon_{sx}=ab\left(\frac{\gamma_{do}}{1+\varepsilon_v}\right)^{\alpha}\left[\gamma_w\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{do}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\%-w_0\right]^{\beta}\times$$

$$\times\left\{1-\lg\sigma_x\left[\lg a+\alpha\lg\frac{\gamma_{do}}{1+\varepsilon_v}+\beta\lg\left(\gamma_w\times\right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left.\times\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{do}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\%-w_0\right)\right]^{-1}\right\} \qquad (4\text{-}15)$$

（4-15）式就是考虑软弱岩层扩容引起膨胀性发生变化的一维膨胀理论。

二、膨胀区域的确定及膨胀引起的底臌

1．运用传统的软弱岩层膨胀理论计算

（1）一维膨胀理论。采用一维膨胀理论时，岩层仅发生轴向位移，而不发生环向位移。同时岩层仅受轴向力和由轴向力引起的径向力的作用，没有剪应力。而在实际软弱岩层巷道中，岩层应力状态相当复杂，所以仅仅用轴向力一个指标计算岩层膨胀位移会产生很大误差。但是在某些特殊情况下，它不失为一种简单而有效的方法。

考虑巷道底板中心线x向的膨胀位移，此方向上剪应力等于零。当软弱岩层的膨胀具有严重的各向异性时，轴向膨胀率比侧向膨胀率大得多。此时侧向力的大小对岩层的膨胀影响不大，而控制膨胀大小的主要是轴向力，故可以采用一维膨胀理论预测巷道底板的膨胀位移。

巷道围岩的应力状态仍采用（4-2）式的形式。令式中$\theta=\pi$，得到巷道底板中心线上的应力值。再令$\sigma_\rho=\sigma_s$，即：

$$K\gamma H\left(\frac{2\rho^2MN-Q}{4\rho^2M^2}\right)_{\theta=\pi}=\sigma_s \qquad (4\text{-}16)$$

由上式即可求得底板中心线 x 向的膨胀区域。设其直角坐标为（x_0，x_{s1}），膨胀位移由（4-13）式在区间（x_0，x_{s1}）上积分求得（此时轴向力为σ_x）：

$$u_{ex}=\int_{x_0}^{x_{s1}} k_s\left(1-\frac{\lg(\sigma_x)_{y=0}}{\lg\sigma_s}\right)dx \qquad (4\text{-}17)$$

式中 u_{ex}——底板中心点垂直膨胀位移，m。

（2）三维膨胀理论。一维膨胀理论只能在特定的条件下采用。对于普遍情况，三维膨胀理论更符合实际一些。但它也只适合于各向同性的软弱岩层，而对于具有各向异性的软弱岩层，仍会产生较大的误差。

采用三维膨胀理论确定底板岩层的膨胀区域时认为：当$I_1<I_{1s}$时软弱岩层膨胀，$I_1\geqslant I_{1s}$时软弱岩层不膨胀，以$I_1=I_{1s}$划分膨胀与非膨胀区域。下面求解I_{1s}。

在压密式膨胀试验中，圆柱形试件不能产生侧向变形，只能轴向膨胀。当轴向应力等于膨胀力时，轴向膨胀也被抑制。在这个应力状态下有：

轴向应变$\varepsilon'_{s,z}=0$；轴向应力$\sigma'_z=\sigma_s$；

侧向应变 $\varepsilon'_{s,x}=\varepsilon'_{s,y}=0$；侧向应力 $\sigma'_x=\sigma'_y=\dfrac{\mu\sigma_s}{1-\mu}$。则

$$I_{1s}=\sigma'_s+\sigma'_y+\sigma'_z=\sigma_s+2\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_s=\frac{1+\mu}{1-\mu}\sigma_s \qquad (4\text{-}18)$$

$$I_1=\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z=(1+\mu)(\sigma_x+\sigma_y) \qquad (4\text{-}19)$$

将（4-18）式、（4-19）式代入$I_1=I_{1s}$得：

$$\sigma_x+\sigma_y=\frac{\sigma_s}{1-\mu} \qquad (4\text{-}20)$$

如果利用（4-2）式的曲线坐标应力分量，因为有：

$$\sigma_x+\sigma_y=\sigma_\rho+\sigma_\theta \qquad (4\text{-}21)$$

所以将（4-21）式代入（4-20）式，并将（4-2）式的前两式代入，就可得到膨胀区域的曲线坐标表达式：

$$K\gamma H\frac{N}{M}=\frac{\sigma_s}{1-\mu} \tag{4-22}$$

将（4-18）式、（4-19）式代入（4-14）式得：

$$\Delta I'_{1s}=k_s\left\{1-\frac{\lg[(1-\mu)(\sigma_x+\sigma_y)]}{\lg\sigma_s}\right\} \tag{4-23}$$

下面求解底板中心点垂直膨胀位移。

假设膨胀体积应变的变化分成$\Delta\varepsilon_{sx}$、$\Delta\varepsilon_{sy}$两部分（$\Delta\varepsilon_{sz}=0$）。据威特克的假设有：

$$\Delta\varepsilon_{sx}:\Delta\varepsilon_{sy}=\Delta\sigma_x:\Delta\sigma_y \tag{4-24}$$

式中 $\Delta\sigma_x=(\sigma_x)_{y=0}-\sigma_s$

$$\Delta\sigma_y=(\sigma_y)_{y=0}-\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_s$$

则

$$\Delta\varepsilon_{sy}=\frac{(\sigma_y)_{y=0}-\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_s}{(\sigma_x)_{y=0}-\sigma_s}\Delta\varepsilon_{sx} \tag{4-25}$$

$$\Delta\varepsilon_{sx}=\frac{du_{sx}}{dx} \tag{4-26}$$

式中 u_{sx}——底板中心点垂直膨胀位移，m。

则

$$\Delta I'_{1s}=\frac{du_{sx}}{dx}+\frac{(\sigma_y)_{y=0}-\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_s}{(\sigma_x)_{y=0}-\sigma_s}\cdot\frac{du_{sx}}{dx}$$

$$=k_s\left\{1-\frac{\lg[(1-\mu)((\sigma_x)_{y=0}+(\sigma_y)_{y=0})]}{\lg\sigma_s}\right\} \tag{4-27}$$

设由（4-22）式确定的底板中心线上的膨胀区间为（ρ_0，ρ_{e3}），转换成直角坐标为（x_0，x_{e3}）。则将（4-27）式在区间（x_0，x_{e3}）上积分并整理得：

$$u_{ex}=\frac{k_s}{\lg\sigma_s}\int_{x_0}^{x_{e3}}\frac{\lg\sigma_s-\lg\{(1-\mu)[(\sigma_x)_{y=0}+(\sigma_y)_{y=0}]\}}{(\sigma_x)_{y=0}+(\sigma_y)_{y=0}-\frac{1}{1-\mu}\sigma_s}\times$$

$$\times[(\sigma_x)_{y=0}-\sigma_s]dx \qquad (4\text{-}28)$$

式中应力的直角坐标分量可由曲线坐标分量经变换得到。

2．运用与扩容有关的软弱岩层膨胀理论计算

采用与扩容有关的软弱岩层膨胀理论时，用下式确定底板中心线上的膨胀区间：

$$K\gamma H\left(\frac{2P^2MN-Q}{4\rho^2M^2}\right)_{\rho=x}=$$

$$\begin{cases}\sigma_s\\ a\left(\dfrac{\gamma_{do}}{1+\varepsilon_v}\right)^n\left[\gamma_w\left(\dfrac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{do}}-\dfrac{1}{\gamma_s}\right)\times 100\%-w_0\right]^a\end{cases}$$

（4-29）

其中，当膨胀区间边界岩层没有发生扩容时取上式，相反取下式。式中ε_v是由曲线坐标应力分量计算出的底板中心线上的体积应变。

计算扩容区间内岩层的膨胀位移时，将（4-15）式在扩容膨胀区间内积分即可：

$$u'_{ex}=ab\int_{x_0}^{x_{d3}}\left(\frac{\gamma_{do}}{1+\varepsilon_v}\right)^n\left[\gamma_w\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{do}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times\right.$$

$$\left.\times 100\%-w_0\right]^a\times\left\{1-\lg(\sigma_x)_{y=0}\left[\lg a+\alpha\lg\frac{\gamma_{do}}{1+\varepsilon_v}+\right.\right.$$

$$+\beta\times\lg\left(\gamma_w\left(\frac{1+\varepsilon_v}{\gamma_{d0}}-\frac{1}{\gamma_s}\right)\times100\%-w_0\right)\Bigg]^{-1}dx$$

(4-30)

式中 $u'_{s,x}$——扩容和膨胀同时发生的区间的膨胀位移，m；

x_{ds}——扩容和膨胀同时发生的区间边界直角坐标，m。

计算非扩容区间岩层的膨胀位移时，σ_s、K_s均为常数，采用（4-17）式的形式计算，将其计算结果与$u'_{s,x}$相加即得到总的膨胀位移u_{sx}。

总之，进行底板膨胀位移计算时，应首先根据软弱岩层性质确定所采用的膨胀理论，然后确定膨胀区域，最后求出膨胀位移。编制计算程序求解的步骤与求解扩容位移相似，不再赘述。

三、影响膨胀位移的因素分析

仍以矩形巷道为例进行分析。围岩为含有大量蒙脱石的强膨胀软弱岩层，并且膨胀具有严重的各向异性。软弱岩层的膨胀参数为：$\sigma_s=2.7$MPa；$k_s=70\%$；其它参数为$H=307$m，$\gamma=25$kN/m^3，$K=1$，$\lambda=0.5$；巷道尺寸与本章第二节相同。采用传统的一维膨胀理论计算。

将各个参数输入计算程序中，得如下结果：

$$u_{sx}=224\text{mm}$$

1．膨胀力对膨胀位移的影响

图4-8是软弱岩层膨胀力与膨胀位移u_{sx}之间的关系曲线。从图上看出，当膨胀力较小时，两者呈近似线性关系。随着膨胀力的增加，曲线有轻微的向下弯曲。这表明：当膨胀力为大值时对u_{sx}的影响不如小值的膨胀力明显。

2．膨胀率对膨胀位移的影响

软弱岩层膨胀率与膨胀位移呈线性关系，如图4-9所示。与图4-8比较发现，它对u_{sx}的影响比膨胀力大。

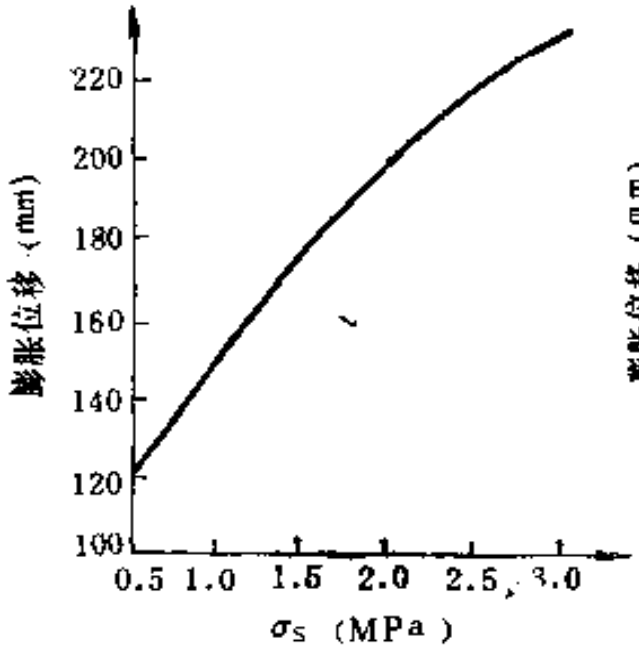


图 4-8 膨胀力与膨胀位移的关系

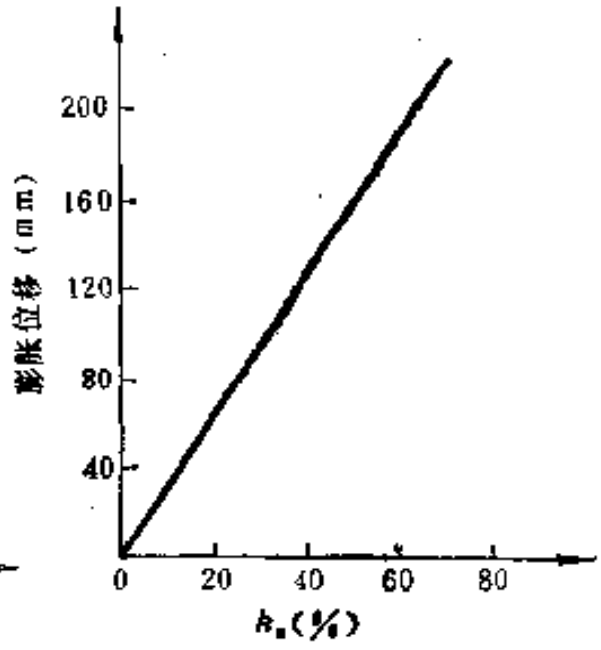


图 4-9 膨胀率与膨胀位移的关系

第四节 软岩流变引起的底臌

软岩巷道底臌量随着时间的加长而增大是一个很复杂的问题。对于井下遇到的非均质或断面形状比较复杂的巷道，很难得出解析解答，只能采用数值计算方法。为了说明软岩巷道底板位移与时间的关系，本节简单地分析弹粘性围岩圆形巷道的应力与位移。流变模型采用凯尔文模型和改进的凯尔文模型。

一、凯尔文模型围岩的应力与位移

凯尔文模型的状态方程为：

$$\sigma = E\varepsilon + \eta\frac{de}{dt} \tag{4-31}$$

仿照广义虎克定律的形式，可将（4-31）式加以扩展。当假设围岩体积不可压缩时，有以下形式：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= (\sigma_m + 2G\varepsilon_r) + 2\eta\frac{d\varepsilon_r}{dt}\\ \sigma_\theta &= (\sigma_m + 2G\varepsilon_\theta) + 2\eta\frac{d\varepsilon_\theta}{dt}\end{aligned}\right\} \tag{4-32}$$

式中 σ_r、σ_θ——极坐标表示的应力分量，MPa；

ε_r、ε_θ——极坐标表示的应变分量；

$$\sigma_m = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z}{3}$$

几何方程和平衡微分方程仍可采用与弹性力学轴对称平面问题相同的形式，即：

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_r &= \frac{\partial u}{\partial r}\\ \varepsilon_\theta &= \frac{u}{r}\\ \frac{\partial u}{\partial r} &+ \frac{u}{r} = 0\end{aligned}\right\} \tag{4-33}$$

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \tag{4-34}$$

由（4-33）式第三式得：

$$\ln u = \ln \Phi(t) r^{-1}$$

则

$$u = \frac{\Phi(t)}{r} \tag{4-35}$$

式中 $\Phi(t)$——时间的函数。

由（4-33）式上两式得：

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} = -\frac{\Phi(t)}{r^2}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} = \frac{\Phi(t)}{r^2}$$

故

$$\frac{d\varepsilon_r}{dt} = -\frac{1}{r^2}\frac{d\Phi(t)}{dt}$$

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dt} = \frac{1}{r^2}\frac{d\Phi(t)}{dt}$$

将以上各式代入（4-32）式，并设岩层原岩应力场为静水压力，$\sigma_r = \sigma_\theta = \sigma_z = \sigma_0$，得：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_0 - \frac{1}{r^2}\left[2G\Phi(t) + 2\eta\frac{d\Phi(t)}{dt}\right]\\ \sigma_\theta &= \sigma_0 + \frac{1}{r^2}\left[2G\Phi(t) + 2\eta\frac{d\Phi(t)}{dt}\right]\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}36)$$

式中 σ_0 ——原岩应力，MPa；

G ——岩层的长期剪切模量，$G = G_\infty$，MPa；

r ——围岩内考察点的半径，m。

边界条件为：当$r = r_0$时，$\sigma_r = 0$。则从（4-36）式第一式得：

$$\frac{d\Phi(t)}{dt} = \frac{\sigma_0 r_0^2}{2\eta} - \frac{G}{\eta}\Phi(t) \quad (4\text{-}37)$$

积分后得：

$$\ln\left|\frac{\frac{\sigma_0 r_0^2}{2\eta} - \frac{G}{\eta}\Phi(t)}{\frac{\sigma_0 r_0^2}{2\eta} - \frac{G}{\eta}\Phi(0)}\right| = -\frac{G}{\eta}t \quad (4\text{-}38)$$

根据凯尔文模型的初始条件，当$t = 0$时，弹性位移$u_0 =$

0，故$\Phi(o)=u_{or}=0$。将$\Phi(o)$代入（4-38）式，整理得：

$$\Phi(t)=\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G}\left(1-e^{-\frac{G}{\eta}t}\right)$$

$$\frac{d\Phi(t)}{dt}=\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G}e^{-\frac{G}{\eta}t}$$

将上两式代入（4-35）式和（4-36）式，得围岩应力和位移的表达式：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r&=\sigma_0\left(1-\frac{r_0^2}{r^2}\right)\\ \sigma_\theta&=\sigma_0\left(1+\frac{r_0^2}{r^2}\right)\\ u&=\frac{\sigma_0 r_0^2}{2Gr}\left(1-e^{-\frac{G}{\eta}t}\right)\end{aligned}\right\}\qquad(4\text{-}39)$$

式中 r_0——巷道半径，m；

u——围岩径向位移，m。

二、改进凯尔文模型围岩的应力与位移

采用同样的推导过程，但初始条件改为：

当 $t=0$，$u_0=\dfrac{\sigma_0 r_0^2}{2G_0 r}$

于是有

$$\Phi(o)=u_0 r=\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G_0}$$

$\Phi(t)$的解为：

$$\Phi(t)=\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G_\infty}\left(1-e^{-\frac{G}{\eta}t}\right)+\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G_0}e^{-\frac{G}{\eta}t}$$

围岩应力与位移的表达式为：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_0\left(1-\frac{r_0^2}{r^2}\right)\\ \sigma_\theta &= \sigma_0\left(1+\frac{r_0^2}{r^2}\right)\\ u &= \frac{\sigma_0 r_0^2}{2G_\infty r}\left(1-e^{-\frac{G}{\eta}t}\right)+\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G_0 r}e^{-\frac{G}{\eta}t}\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}40)$$

式中 G_0——岩层的瞬时剪切模量，与E_2（图2-11）相对应，MPa；

$G=G_\infty$——岩层的长期剪切模量，与E_1、E_2相对应，MPa。

三、弹粘性围岩位移与时间的关系

对于改进的凯尔文模型：

$$t=0\text{时}，\ u_0=\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G_0 r}$$

$$t=\infty\text{时}，\ u_\infty=\frac{\sigma_0 r_0^2}{2G_\infty r}$$

式中 u_0——初始的瞬时弹性位移，m；

u_∞——最终位移，m。

图4-10是巷道围岩中任一点的位移值与时间的关系。可见，围岩的位移值随时间而增长，最终趋于一定值。

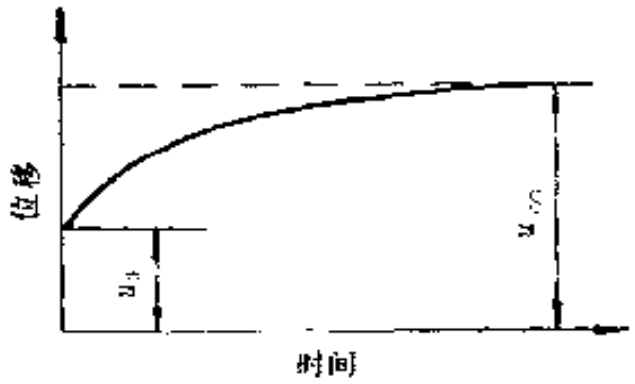


图 4-10 巷道围岩位移与时间的关系

巷道围岩位移与时间的上述关系虽然是在圆形巷道中得出的，但对于弹粘性围岩的其它形状巷道，其底板岩层位移随时间的变化也基本呈图 4-10 所示的

趋势，这就是时间对底臌量的影响。

第五节　软岩弯曲引起的底臌

在层状岩层中，由于各层间的粘结力比较小，所以在两帮围岩的挤压以及下部岩层向上移动的作用下，底板岩层将会失稳并向巷道内弯曲，它是层状岩层中软岩巷道底臌的一个重要原因。

关于巷道底板的稳定性及挠曲已经有人研究过，但是理论计算出的底板岩层挠曲量与实际相差甚远，其原因是：

（1）运用岩梁理论得出的，仅是底板岩层失稳之前的挠曲量，并没有考虑失稳之后的弯曲断裂，但正是后者为底臌量的主要部分。

（2）没有考虑两帮围岩挤压底板岩层使之产生的弯曲变形，而在软岩巷道中，两帮移近量一般都比较大，故因两帮移近而引起的底臌量决不能忽略不计。

鉴于上述情况，本节借助板的理论分析底板岩层的应力状态与稳定性，进而提出底板岩层因压曲失稳而向巷道内弯曲的设想，基于底板岩层的实际破坏状况，由几何图形估算底板岩层的弯曲位移。

一、底臌巷道长度远大于底板宽度的情况

图4-11是巷道底板岩层的赋存状况，底臌就取决于这些岩层（h_1、h_2、…、h_n）的稳定性与位移量。当底臌巷道长度远大于底板宽度时，可把底板岩层看作无限长板进行分

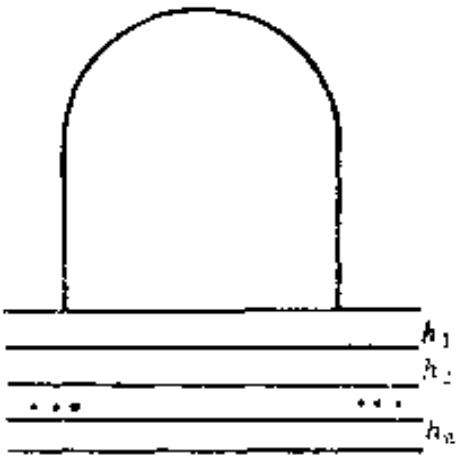


图 4-11　巷道底板分层

析。我们现从分析h_1岩层的稳定性和弯曲开始。

1。底板岩层的挠曲及应力状态

如图4-12所示，底板岩层h_1下部承受垂直向上的分布力，两端作用有水平力。在分布载荷作用下，底板岩层h_1的弹性曲面微分方程为：

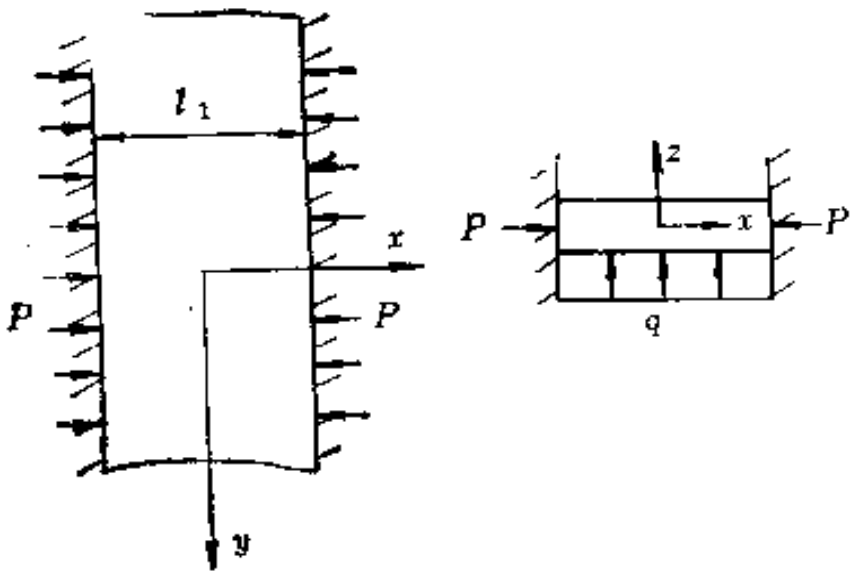


图 4-12　巷道底板岩层受力状况

$$D_1\nabla^4 w = q$$

由于岩层的位移仅与x有关，所以上式变为：

$$D_1\frac{d^4w}{dx^4} = q \qquad (4\text{-}41)$$

式中　w——h_1岩层挠度，m；

D_1——h_1岩层的弯曲刚度，MN·m；

q_1——垂直分布载荷，MPa。

在一般情况下，q是x的函数。在此为了分析简便，取q为常数。解（4-41）式，并利用边界条件（两端固支）得挠度的表达式为：

$$w = \frac{q l_1^4}{384 D_1}\left(1 - 8\frac{x^2}{l_1^2} + 16\frac{x^4}{l_1^4}\right) \tag{4-42}$$

式中 l_1——h_1岩层的宽度，m。

h_1岩层中的应力为：

$$\left.\begin{aligned}
\sigma_x &= \frac{E_1 z}{1-\mu_1^2}\frac{d^2w}{dx^2}\\
\sigma_y &= \frac{\mu_1 E_1 z}{1-\mu_1^2}\frac{d^2w}{dx^2}\\
\sigma_z &= 2q\left(\frac{1}{2} - \frac{z}{t_1}\right)^2\left(1 + \frac{z}{t_1}\right)\\
\tau_{xy} &= \tau_{yz} = 0\\
\tau_{xz} &= \frac{6D_1}{t_1^3}\left(\frac{t_1^2}{4} - z^2\right)\frac{d^3w}{dx^3}
\end{aligned}\right\} \tag{4-43}$$

式中 E_1——h_1岩层弹性模量，MPa；

μ_1——h_1岩层泊松比；

t_1——h_1岩层厚度，m。

将（4-42）式代入上式得：

$$\left.\begin{aligned}
\sigma_x &= \frac{q l_1^2 z}{2t_1^3}\left(\frac{12x^2}{L_1^2} - 1\right)\\
\sigma_y &= \frac{\mu_1 q l_1^2 z}{2t_1^3}\left(\frac{12x^2}{l_1^2} - 1\right)\\
\sigma_z &= 2q\left(\frac{1}{2} - \frac{z}{t_1}\right)^2\left(1 + \frac{z}{t_1}\right)\\
\tau_{xy} &= \tau_{yz} = 0\\
\tau_{xz} &= \frac{6qx}{t_1^3}\left(z^2 - \frac{t_1^2}{4}\right)
\end{aligned}\right\} \tag{4-44}$$

水平力引起的应力为：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{P}{t_1}\\ \sigma_y &= \frac{\mu_1 P}{t_1}\\ \tau_{xy} &= \tau_{yz} = \tau_{xz} = 0\end{aligned}\right\} \tag{4-45}$$

式中　P——水平力，MN/m。

将（4-44）式与（4-45）式叠加，得到总应力为：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{q l_1^2 z}{2t_1^3}\left(\frac{12x^2}{l_1^2} - 1\right) + \frac{P}{t_1}\\ \sigma_y &= \frac{\mu_1 q l_1^2 z}{2t_1^3}\left(\frac{12x^2}{l_1^2} - 1\right) + \frac{\mu_1 P}{t_1}\\ \sigma_z &= 2q\left(\frac{1}{2} - \frac{z}{t_1}\right)^2\left(1 + \frac{z}{t_1}\right)\\ \tau_{xy} &= \tau_{yz} = 0\\ \tau_{xz} &= \frac{6qx}{t_1^3}\left(z^2 - \frac{t_1^2}{4}\right)\end{aligned}\right\} \tag{4-46}$$

显然，h_1岩层固定端处的应力最大。根据屈雷斯加（Tresca）屈服准则有：

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_1 \tag{4-47}$$

式中　τ_1——h_1岩层抗剪强度，MPa。

考虑到应力分量σ_x远大于σ_z、τ_{zx}，可取$\sigma_1 - \sigma_3 = |\sigma_x|$，于是（4-47）式变为：

$$|\sigma_x| = 2\tau_1 \tag{4-48}$$

令（4-46）式第一式中 $x = \frac{l_1}{2}$，$z = \frac{t_1}{2}$，并代入(4-48)式中，整理得：

$$q_0 = \frac{4\tau_1 t_1^2 - 2Pt_1}{l_1^2} \qquad (4\text{-}49)$$

式中 q_0——h_1岩层屈服时的临界载荷，MPa。

我们认为，当$q > q_0$时，h_1岩层的固定端破坏，失去垂直向上方向的承载能力。

2。底板岩层的压曲

由上述分析可知，当$q > q_0$时，发生破坏的只是h_1岩层的固定端，其它部分并没有屈服，所以当巷道两帮相对移近时，仍有水平力施加于h_1岩层上，使之产生压曲，如图4-13所示。此时因h_1岩层的两端受两帮围岩的挤压发生移动，故不能再看成固定端，应视为简支端。其压曲方程为：

$$D_1\nabla^4 w + \left(N_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y} + N_y\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = 0 \qquad (4\text{-}50)$$

式中 N_x、N_{xy}、N_y——h_1岩层的中面内力，MN/m。

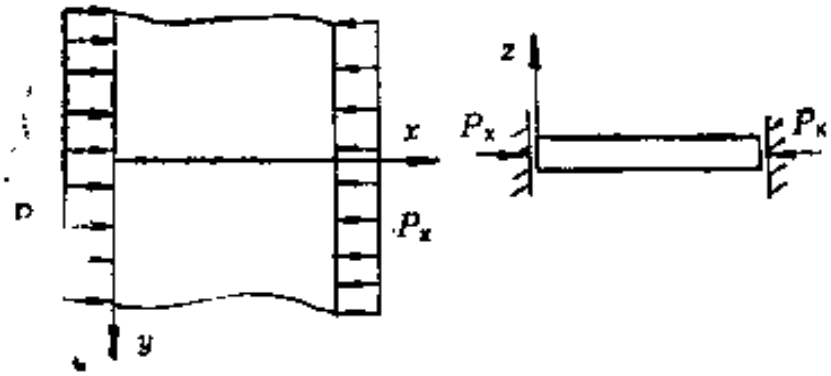


图 4-13 底板岩层压曲

h_1岩层中的应力为：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{P_x}{t_1}\\ \sigma_y &= \frac{\mu_1 P_x}{t_1}\\ \tau_{xy} &= 0\end{aligned}\right\} \tag{4-51}$$

式中 P_x——压曲状态下的水平力，MN/m。

于是得中面应力：

$$\left.\begin{aligned}N_x &= P_x\\ N_y &= \mu_1 P_x\\ N_{xy} &= 0\end{aligned}\right\} \tag{4-52}$$

将（4-52）式代入（4-50）式中，并考虑到挠度仅与 x 有关，得：

$$D_1\frac{d^4w}{dx^4} + P_x\frac{d^2w}{dx^2} = 0 \tag{4-53}$$

取挠度的表达式为：

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} A_m \sin\frac{m\pi x}{l_1} \tag{4-54}$$

式中 m——任意正整数；

A_m——待定系数。

将（4-54）式代入（4-53）式得：

$$\sum_{m=1}^{\infty} A_m\left(\frac{D_1 m^4\pi^4}{l_1^4} - \frac{P_x m^2\pi^2}{l_1^2}\right)\sin\frac{m\pi x}{l_1} = 0$$

压曲条件为：

$$\frac{D_1 m^4\pi^4}{l_1^4} - \frac{P_x m^2\pi^2}{l_1^2} = 0$$

当 $m = 1$时，得最小临界载荷为：

$$(P_x)_c = \frac{\pi^2 D_1}{l_1^2} \tag{4-55}$$

式中 $(P_x)_c$——压曲临界载荷，MN/m。

于是得临界状态下h_1岩层内的应力为：

$$\left.\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\pi^2 D_1}{t_1 l_1^2} \\ \sigma_y &= \frac{\mu_1 \pi^2 D_1}{t_1 l_1^2} \\ \sigma_z &= \tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0 \end{aligned}\right\} \tag{4-56}$$

当$P_x > (P_x)_c$时，h_1岩层失稳。

一般情况下，不讨论岩层在超临界载荷下的位移和应力，这是因为当水平载荷到达临界载荷以后，载荷的稍许增加将使得位移和内力增大很多。不过我们可以根据井下巷道底板岩层的实际破坏状况作一估计。如图4-14所示，底板岩层的压曲破坏以发生在岩层中部为多见。根据这一现象，

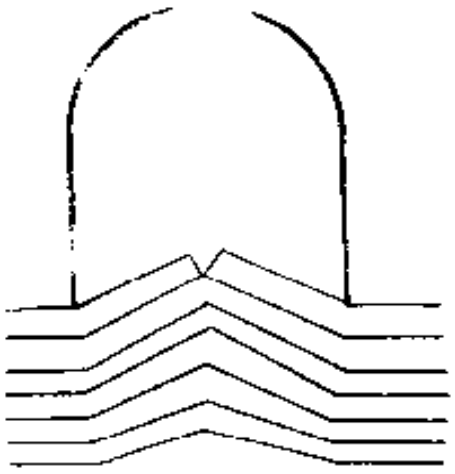


图 4-14 底板岩层弯曲断裂破坏

用如图4-15所示的图形估计h_1岩层失稳后的弯曲位移，得：

$$u_v = \frac{(2u_{t1}l_1 - u_{t1}^2)^{\frac{1}{2}}}{2} \qquad (4\text{-}57)$$

式中 u_v——h_1岩层弯曲位移，m；

u_{t1}——h_1岩层两端移近量，m。

以上分析的是h_1岩层的挠曲与压曲。对于h_n岩层，可用

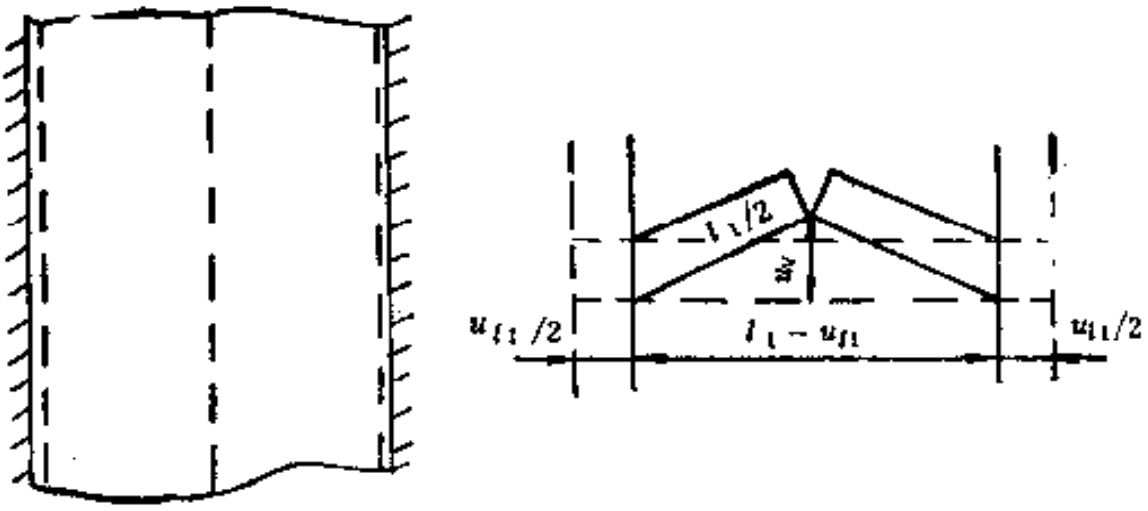


图 4-15 底板岩层弯曲位移计算图

类似的方法计算，不再阐述。

可见，底臌取决于底板岩层的不断失稳。当h_1岩层弯曲断裂后，围岩应力重新分布，达到新的平衡状态。随着应力的增加或时间的推移，h_2岩层也将会发生弯曲断裂。以此类推，直到底板岩层最终弯曲断裂的破坏深度。

二、一般情况

当所分析巷道的底臌段长度与底板宽度之比不是足够大时，需采用如图（4-16）所示的力学模型。

1。底板岩层的挠曲与应力状态

根据薄板理论，h_1岩层弯曲面的那维埃解为：

$$w = \frac{8}{\pi^4 l_1 l_2 D_1} \sum_{m=1,3,\cdots}^{\infty} \sum_{n=1,3,\cdots}^{\infty} \frac{1}{\left(\frac{m^2}{l_1^2} + \frac{n^2}{l_2^2}\right)^2 - \frac{m^2 P}{\pi^2 l_1^2 D_1}} \times$$

$$\times\left(\frac{2l_1l_2q}{\pi^2mn}+\frac{\pi l_1}{2l_2}nE_m+\frac{\pi l_2}{2l_1}mF_n\right)\sin\frac{m\pi x}{l_1}\sin\frac{n\pi y}{l_2} \tag{4-58}$$

分布弯矩为：

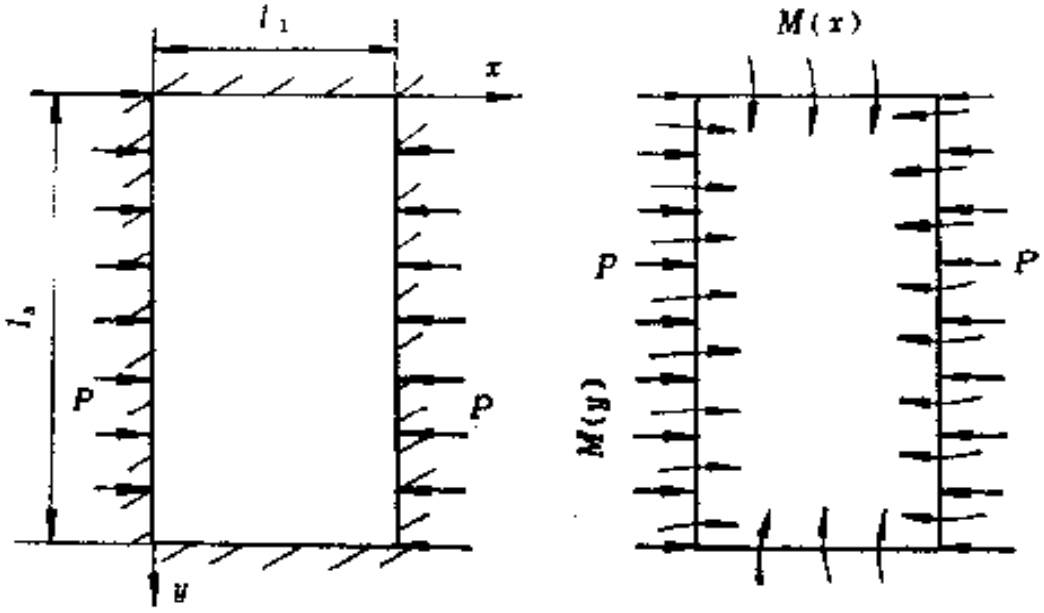


图 4-16　底板岩层力学模型

$$\left.\begin{aligned}M(x)&=\sum_{m=1,3,\cdots}^{\infty}E_m\sin\frac{m\pi x}{l_1}\\M(y)&=\sum_{n=1,3,\cdots}^{\infty}F_n\sin\frac{n\pi y}{l_2}\end{aligned}\right\} \tag{4-59}$$

式中　l_2——巷道底臌段长度，m；

E_m、F_n——待定系数；

$M(x)$、$M(y)$——分布弯矩，MN·m。

由于四边固定，所以有：

$$\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_{\substack{x=0\\x=l_1}}=\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{\substack{y=0\\y=l_2}}=0$$

将（4-58）式代入上式得：

$$\left.\begin{aligned}
&\sum_{m=1,3,\cdots}^{\infty}\frac{1}{\left(\frac{m^2}{l_1^2}+\frac{n^2}{l_2^2}\right)^2-\frac{m^2P}{\pi^2l_1^2D_1}}\times\\
&\times\left(\frac{2ql_1l_2}{\pi^2m}+\frac{\pi l_1}{2l_2}n^2E_m+\frac{\pi l_2}{2l_1}mnF_n\right)=0\\
&\sum_{n=1,3,\cdots}^{\infty}\frac{1}{\left(\frac{m^2}{l_1^2}+\frac{n^2}{l_2^2}\right)^2-\frac{m^2P}{\pi^2l_1^2D_1}}\times\\
&\times\left(\frac{2ql_1l_2}{\pi^2n}+\frac{\pi l_1}{2l_2}mnE_n+\frac{\pi l_2}{2l_1}m^2F_n\right)=0
\end{aligned}\right\}\quad(4\text{-}60)$$

由上面两个算式可得到无穷多个联立方程，以解系数E_m、F_n。在一般情况下，取E_m、F_n的前几项就足够精确地得出作用于h_1岩层上的最大弯矩。然后求出最大应力，用（4-48）式判断h_1岩层周边是否破坏。

2。底板岩层的压曲

底板岩层周边破坏可能出现两种情况：其一是岩层仅有两边（沿巷道长度方向）破坏，其二是岩层四边都发生破坏。

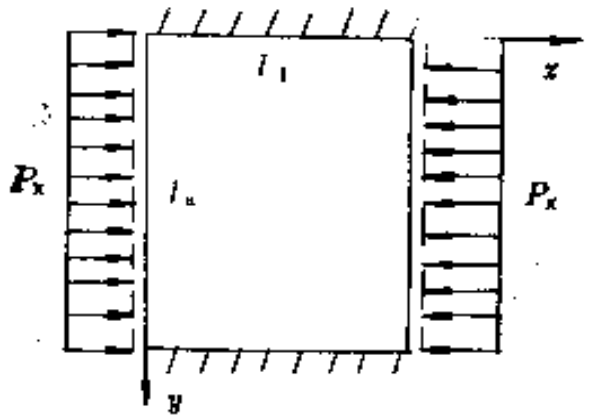


图 4-17 底板岩层两端断裂的压曲模型

（1）两边破坏的情况

此时，底板h_1岩层的压曲计算模型如图4-17所示。压曲微分方程为：

$$D_1\nabla^4w+P_x\frac{\partial^2w}{\partial x^2}=0\qquad(4\text{-}61)$$

取：
$$w=\sum_{m=1}^{\infty}w_m=\sum_{m=1}^{\infty}Y_m\sin\frac{m\pi x}{l_1}\qquad(4\text{-}62)$$

式中 Y_m——y的函数。

将（4-62）式代入（4-61）式，可得出常系数微分方程：

$$\frac{d^4Y_m}{dy^4}-\frac{2m^2\pi^2}{l_1^2}\frac{d^2Y_m}{dy^2}+\left(\frac{m^4\pi^4}{l_1^4}-\frac{P_x}{D_1}\frac{m^2\pi^2}{l_1^2}\right)Y_m=0$$

其特征方程为：

$$\left(r^2-\frac{m^2\pi^2}{l_1^2}\right)^2=\frac{P_x}{D_1}\frac{m^2\pi^2}{l_1^2}$$

这个代数方程的四个根为：

$$\pm\sqrt{\frac{m\pi}{l_1}\left(\sqrt{\frac{P_x}{D_1}}+\frac{m\pi}{l_1}\right)}$$

$$\pm i\sqrt{\frac{m\pi}{l_1}\left(\sqrt{\frac{P_x}{D_1}}-\frac{m\pi}{l_1}\right)}$$

令

$$\alpha=\sqrt{\frac{m\pi}{l_1}\left(\sqrt{\frac{P_x}{D_1}}+\frac{m\pi}{l_1}\right)}$$

$$\beta=\sqrt{\frac{m\pi}{l_1}\left(\sqrt{\frac{P_x}{D_1}}-\frac{m\pi}{l_1}\right)}$$

则Y_m的解答可以写成：

$$Y_m=C_1\mathrm{ch}\alpha y+C_2\mathrm{sh}\alpha y+C_3\cos\beta y+C_4\sin\beta y$$

（4-62）式变为：

$$w=\sum_{m=1}^{\infty}w_m$$

$$=\sum_{m=1}^{\infty}(C_1ch\alpha y+C_2sh\alpha y+C_3\cos\beta y+C_4\sin\beta y)\sin\frac{m\pi x}{l_1}$$

（4-63）

边界条件为：

$$(w)_{y=0}=0,\ \left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=0}=0$$

$$(w)_{y=l_2}=0,\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=l_2}=0$$

在岩层压曲时，（4-63）式的某一个 w_m 具有满足边界条件的非零解，即：

$$w=w_m=(C_1\mathrm{ch}\alpha y+C_2\mathrm{sh}\alpha y+C_3\cos\beta y+C_4\sin\beta y)\sin\frac{m\pi x}{l_1}$$

将上式代入四个边界条件中得：

$$(\mathrm{ch}\alpha l_2-\cos\beta l_2)^2=\left(\mathrm{sh}\alpha l_2+\frac{\beta}{\alpha}\sin\beta l_2\right)\times$$

$$\times\left(\mathrm{sh}\alpha l_2-\frac{\alpha}{\beta}\sin\beta l_2\right)\qquad(4\text{-}64)$$

因α和β中包含$\frac{P_x}{D_1}$，所以对一定的岩层，可以针对不同的正整数 m，由（4-64）式求解出$\frac{P_x}{D_1}$，从而求得临界载荷，它可以表示为：

$$(P_x)_c=k\frac{\pi^2D_1}{l_2^2}\qquad(4\text{-}65)$$

式中　k——与边长比$\frac{l_1}{l_2}$及泊松比有关的系数。

（2）四边破坏的情况

该种状态下，h_1岩层的压曲计算模型如图4-18所示。岩层的中面内力为：

$$N_x=P_x,\quad N_y=\mu_1P_x,\quad N_{xy}=0$$

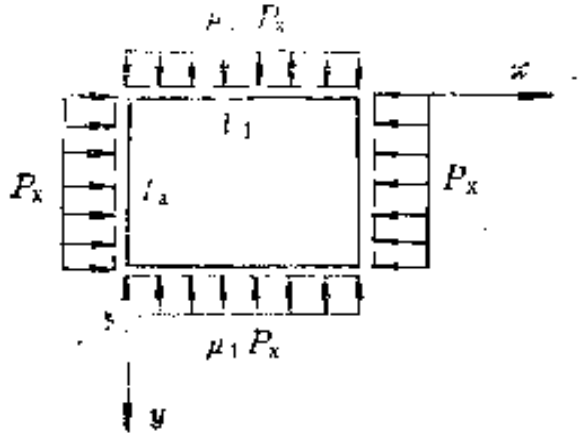


图 4-18　底板岩层四边断裂的压曲模型

将上式代入（4-50）式得：

$$D_1\nabla^4 w + P_x\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu_1\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = 0 \qquad (4\text{-}66)$$

取挠度的表达式为：

$$w = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} A_{mn}\sin\frac{m\pi x}{l_1}\sin\frac{n\pi y}{l_2} \qquad (4\text{-}67)$$

式中　A_{mn}——待定系数。

将（4-67）式代入（4-66）式得：

$$\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} A_{mn}\left[D_1\left(\frac{m^2}{l_1^2}+\frac{n^2}{l_2^2}\right)^2 - \frac{P_x}{\pi^2}\left(\frac{m^2}{l_1^2}+\mu_1\frac{n^2}{l_2^2}\right)\right]\times \sin\frac{m\pi x}{l_1}\sin\frac{n\pi y}{l_2} = 0$$

从而得压曲条件：

$$P_x = \frac{\pi^2 D_1}{l_1^2}\,\frac{\left(m^2+n^2\,\frac{l_1^2}{l_2^2}\right)^2}{m^2+\mu_1 n^2\frac{l_1^2}{l_2^2}} \qquad (4\text{-}68)$$

对于任何已知的比值$\frac{l_1}{l_a}$及μ_1，都可以由(4-68)式中令m、n为不同的整数，求出不同的P_x值，从而得临界载荷$(P_x)_c$。

h_1岩层失稳之后，仍以（4-57）式计算其弯曲位移，此时两端围岩的移近量应为沿y向的最大值。对于h_n岩层，可用类似的方法计算。

三、实例计算

兖州矿务局鲍店煤矿一变电所硐室，长10m，宽4m。顶板及两帮为混凝土砌碹支护，底板无支护。该硐室受到上部采煤工作面的采动影响后，底板岩层首先在沿长度方向的两边断裂。底板岩层的弹性模量$E=2000$MPa，泊松比$\mu=0.3$，分层厚度$t_0=0.4$m，则弯曲刚度D_0为：

$$D_0=\frac{Et_0^3}{12(1-\mu^2)} \tag{4-69}$$

采用（4-65）式计算。由长宽比得$K=9.44$。将上述参数代入（4-65）式得：

$$(P_x)_c=\frac{9.44}{10^2}\cdot\frac{\pi^2\times0.4^3\times2000}{12(1-0.3^2)}=10.91\text{MN/m}$$

当采煤工作面在硐室附近回采时，硐室产生了较强烈的底臌，如图（4-19）所示。底板岩层在中部断裂，此处臌起量最大，为720mm，其中弯曲位移为510mm。底板岩层两端的相对移近量为150mm。现根据（4-57）式计算弯曲位移：

$$u_v=\frac{(2\times0.15\times4-0.15^2)^{-\frac{1}{2}}}{2}=0.543\text{m}$$

可见，计算值与实测值相差较小，说明（4-57）式可较好地估算底板岩层的弯曲位移。弯曲位移是硐室底臌的重要原因。



图 4-19　硐室底臌及破坏状况

第六节　软岩巷道底臌的综合分析

前面我们分别论述了引起软岩巷道底臌的各个因素。在实际的软岩巷道中，底臌是诸因素综合作用的结果。

如本章第五节所述，随着应力的增加或时间的加长，软岩巷道底板岩层中会出现一定范围的弯曲断裂破坏区，底臌量就是破坏区岩层的各种位移与其下部稳定岩层位移之和。关于底板岩层弯曲断裂破坏区的确定，将在第五章第三节中介绍。下面推导估算软岩巷道底臌量的数学表达式，并分析诸因素之间的关系。

一、底板破坏区岩层的弹性及扩容位移

底板岩层不论在挠曲或是压曲状态下都会因偏应力的存

在发生扩容。在此我们分析岩层在压曲临界状态下的扩容位移。对于图4-14所示的底板岩层破坏状况，我们从分析h_1岩层开始。

将（4-56）式代入σ_{oct}、σ_m、S_z的表达式中得：

$$\sigma_{oct}=\frac{(1-\mu_1+\mu_1^2)^{1/2}\pi^2 D_1}{\sqrt{3}\,t_1 l_1^2}$$

$$\sigma_m=\frac{(1+\mu_1)\pi^2 D_1}{3t_1 l_1^2}$$

$$s_z=-\frac{(1+\mu_1)\pi^2 D_1}{3t_1 l_1^2}$$

将上式代入（2-2）式中得：

$$\varepsilon_{z1}=-\frac{\mu_1(1+\mu_1)\pi^2 D_1}{E_1 t_1 l_1^2}+\left[\frac{(1-\mu_1+\mu_1^2)^{1/2}\pi^2 D_1}{\sqrt{3}\,t_1 f_{31} l_1^2}\right]^{n_{d1}}$$

$$\left[D_1^*+C_1\frac{1+\mu_1}{\sqrt{3}\,(1-\mu_1+\mu_1^2)^{1/2}}\right] \tag{4-70}$$

则弹性及扩容引起的z向位移为：

$$u_{ed1}=\frac{\mu_1(1+\mu_1)\pi^2 D_1}{E_1 l_1^2}+\left[\frac{(1-\mu_1+\mu_1^2)^{1/2}\pi^2 D_1}{\sqrt{3}\,t_1^{1-1/n_{d1}} f_{31} l_1^2}\right]^{n_{d1}}$$

$$\left[D_1^*+C_1\frac{1+\mu_1}{\sqrt{3}\,(1-\mu_1+\mu_1^2)^{1/2}}\right] \tag{4-71}$$

对于h_1岩层，由于一般情况下其上部破坏岩层重量远小于σ_x，所以仍可认为$\sigma_z=0$，用上式计算其扩容位移，则总的弹性和扩容位移为：

$$u_{ed}=\sum_{i=1}^{n_0}\frac{\mu_i(1+\mu_i)\pi^2 D_1}{E_1 l_1^2}+$$

$$+\left[\frac{(1-\mu_1+\mu_1^2)^{1/2}\pi^2 D_1}{\sqrt{3}\,t_1^{1-1/n_0}f_{s1}L_1^2}\right]^{n_0}$$

$$\left[D_1^*+C_1\frac{1+\mu_1}{\sqrt{3}(1-\mu_1+\mu_1^2)^{1/2}}\right] \qquad (4\text{-}72)$$

式中 u_{sd}——破坏岩层总的弹性与扩容位移，m；

n_0——底板岩层破坏层数。

下角标 i 表示第 i 层岩层的参数及位移。

二、底板破坏区岩层的膨胀位移

对于有膨胀性的软弱岩层，需要计算膨胀位移。采用传统的一维膨胀理论计算底板岩层失稳后的膨胀位移。岩层膨胀具有严重的各向异性。对于 h_1 岩层，由于 $\sigma_z=0$，则其膨胀位移为：

$$u_{s1}=k_{s1}t_1 \qquad (4\text{-}73)$$

第 i 层岩层的膨胀位移为：

$$u_{si}=k_{si}t_i\left(1-\frac{\lg\sum_{j=1}^{i-1}\gamma_j t_j}{\lg\sigma_{si}}\right) \qquad (4\text{-}74)$$

则总的膨胀位移为：

$$u_s=k_{s1}t_1+\sum_{i=2}^{n_0}k_{si}t_i\left(1-\frac{\lg\sum_{j=1}^{i-1}\gamma_j t_j}{\lg\sigma_{si}}\right) \qquad (4\text{-}75)$$

式中 u_s——破坏岩层总的膨胀位移，m。

下角标 i、j 表示第 i、j 层岩层的参数及位移。

三、底臌量估算

叠加（4-57）、（4-72）、（4-75）式以及底板破坏区下方稳定岩层的位移，即可得到估算软岩巷道底臌量的表达式：

$$u = \frac{(2u_{11}L_1 - u_{11}^2)^{1/2}}{2} + \sum_{i=1}^{n_0}\left\{\frac{\mu_i(1+\mu_i)\pi^2 D_i}{E_i L_i^2} + \right.$$

$$+\left[\frac{(1-\mu_i+\mu_i^2)^{1/2}\pi^2 D_i}{\sqrt{3}\,t_i^{1-1/n_{si}} f_{si} L_i^2}\right]^{n_{si}} \times$$

$$\left.\times\left[D_i^* + C_i\frac{1+\mu_i}{\sqrt{3}(1-\mu_i+\mu_i^2)^{1/2}}\right]\right\}\times$$

$$+k_{s1}t_1 + \sum_{i=2}^{n_0} k_{si}t_i\left[1 - \frac{\lg\sum_{j=1}^{i-1}\gamma_j t_j}{\lg\sigma_{si}}\right] + u' \qquad (4\text{-}76)$$

式中 u ——底臌量，m；

u'——底板破坏区下方稳定岩层的位移，m。

值得注意的是，(4-76) 式表明了 h_1 岩层的弯曲位移为最大值的情况。如果在破坏岩层内第m层岩层的弯曲位移最大，则l_1、u_{t1}应变为l_m、u_{tm}。

(4-76) 式估算了图4-14所示的底板岩层破坏状况下的底臌量。当底板浅部岩层由于水和两帮围岩的挤压作用导致其呈松散状时，这部分岩层将会产生更大的位移，底臌状况如图4-20所示。

设呈松散状的岩层数为n_p，我们用碎胀系数和松散状态下岩层的膨胀率近似估计松散状岩层的位移。

$$u_p = k_d k_{sp}\sum_{i=1}^{n_p} t_i \qquad (4\text{-}77)$$

式中 u_p——松散状岩层位移，m；

k_d——岩层碎胀系数；

k_{sp}——松散状岩层的膨胀率，%。

此时底臌量的表达式变为：

$$u = \frac{(2u_{1m}l_m - u_{1m}^2)^{1/2}}{2} +$$

$$+ k_d k_{sp} \sum_{i=1}^{n_p} t_i + \sum_{i=n_p+1}^{n_d} \left\{ \frac{\mu_i(1+\mu_i)\pi^2 D_i}{E_i l_i^2} + \right.$$

$$+ \left[\frac{(1-\mu_i+\mu_i^2)^{1/2}\pi^2 D_i}{\sqrt{3}\, t_i^{1-1/n_{di}} f_{si} l_i^2} \right]^{n_{di}} \times$$

$$\left. \times \left[D_i^* + C_i \frac{1+\mu_i}{\sqrt{3}(1-\mu_i+\mu_i^2)^{1/2}} \right] \right\} +$$

$$+ \sum_{i=n_p+1}^{n_0} k_{si} t_i \left[1 - \frac{\lg \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j t_j}{\lg \sigma_{si}} \right] + u' \qquad (4\text{-}78)$$

当底板岩层两端围岩的移近量很小时，虽然底板岩层内出现破坏区，但岩层的弯曲位移很小（图4-21）。此种状况下底臌量主要由岩层的扩容、膨胀及弹塑性位移等决定。当底板岩层的扩容性、膨胀性较小时，底臌量不会很大。

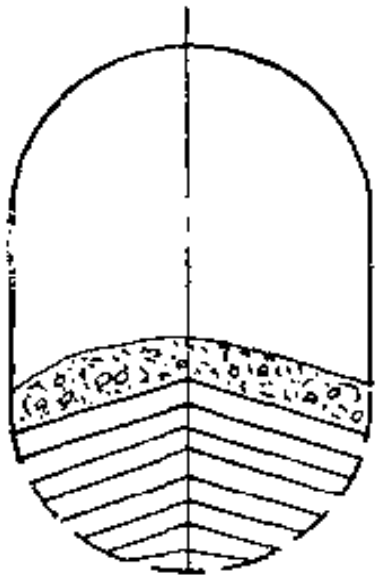


图 4-20 底板岩层破坏状况

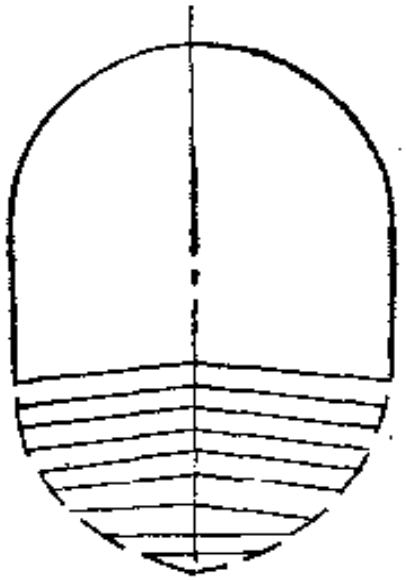


图 4-21 底板岩层破坏状况

（4-76）式和（4-78）式包括了引起底臌的各个因素。

在实际计算时，有的软岩可能不具备某种性质，此时仅计算其它因素引起的底臌即可。

四、引起底臌诸因素的关系

(4-76)式、(4-78)式中包含了底板破坏区岩层的弯曲、扩容及膨胀等位移，它们并不是相互独立的，而是相互影响共同作用的。关于软弱岩层扩容与膨胀的关系已在第三章第四节中作了详细分析，不再论述。

软弱岩层扩容与膨胀相互作用的结果将会引起底板岩层强度显著降低，这就势必导致底板岩层破坏范围扩大，两帮移近量增加，从而导致弯曲位移增大。因此，底板破坏岩层层数及两帮移近量都与扩容、膨胀有关。反之，由于底板岩层破坏范围的扩大及两帮移近挤压作用，将会使得底板岩层在更大范围内更大程度地产生扩容与膨胀，以致引起底臌量增加。

此外，无论是哪类软岩，随着时间的加长，岩层强度都会不断降低，这也会导致底板岩层破坏范围及底臌量增大。所以底板破坏岩层层数、两帮移近量及岩层力学参数都是时间的函数。

总之，引起底臌诸因素相互作用的结果将使得底板岩层强度不断降低，破坏范围逐渐增加，最终导致底板岩层剧烈臌起。

第五章　软岩巷道底臌的有限单元法分析

理论分析只能求出简单条件下巷道围岩的应力与位移，对于岩层分布及断面形状比较复杂的巷道，无法给出围岩应力与位移的解析解答。随着计算机技术的不断发展，人们采用了许多数值模拟方法来分析巷道围岩的应力场与位移场，如有限单元法、边界元法及离散单元法等，并取得了可喜的成果。本章对有限单元法在研究软岩巷道底臌方面的处理方法及应用作一介绍。

第一节　有限单元法的处理方法

有限单元法是把复杂的围岩形状分割成一定数量的小单元体，逐个进行研究。各个单元之间用节点连接起来。节点的集中力代替单元上的分布力，使各节点力相互平衡，又使各节点的变形相互协调，从而使各单元又连成一个整体，于是各单元的应力应变便是整体中的一部分。一般来说，在任一单元体内各点的位移都是坐标的一个较复杂的函数，要找出这个函数很困难。但当单元较小时，可认为位移与坐标呈线性关系。如果将应力应变关系也按线性来处理，就可用一系列线性方程求解节点力与节点位移，从而求得围岩的应力与位移。关于有限单元法的基本原理，许多书中都有详细介绍，不再阐述。下面简单介绍一下有限单元法在研究软岩巷道围岩变形与应力方面的处理方法。

一、单元划分

单元划分是有限单元法计算的第一步，它的合理与否直接影响着计算结果的准确程度。首先根据研究对象的性质确定计算范围。如果巷道应力应变是对称的，可以取其中的一部分进行计算。单元的划分应尽量使基本线条与坐标轴一致，这样有利于节点坐标的计算。单元的大小是不等的，在应力变化较大的区域，单元应划得小一些。而在应力变化不大的区域，单元体可适当放大。对于具有多种岩层的软岩，单元应从岩层界面划分，使每一单元内只包含一种岩石。不同的岩层可采用不同的力学参数。如果岩层中存在结构面，则应以结构面作为单元的分界线。

二、应力应变关系

有限单元法采用的应力应变关系是线性的。对于大多数软岩，其应力应变关系都是非线性的。为了利用线性关系的计算方法，需采取一些处理方法。目前出现的有初应力法、初应变法及改变弹性模量等方法，它们都是经过一系列线性运算来逼近非线性的。

由于软弱岩层抗拉强度很小，所以即使软弱岩层承受很小的拉应力也可能破裂，破裂后不能再承受拉应力。在计算中当个别单元的拉应力达到抗拉强度时，可按初应力法重新计算，直至拉应力等于 0 为止。

对于岩体中遇到的结构面，如断层面、裂隙及节理等，其力学性质与岩块有很大差别，可将其划分为厚度为零的单元，与其它单元类似，加入计算系统进行计算。

对于与时间有关的软岩巷道围岩变形，以及软岩扩容与膨胀引起的围岩变形，都可以根据相应的应力应变关系进行有限单元法计算，在此不再介绍。

第二节　软弱岩层巷道底臌的弹塑性有限单元法分析

本书以兖州矿务局鲍店煤矿北翼胶带输送机大巷为例，采用弹塑性有限单元法计算巷道围岩的应力场与位移场，在此基础上分析引起软弱岩层巷道底臌的有关因素。

一、模拟条件与单元划分

1．模拟对象

该大巷围岩主要是泥岩及粉砂质泥岩，岩层分布如图5-1所示。大巷底板与粉砂质泥岩同泥岩的交界面重合。底板泥岩中节理裂隙非常发育，虽然岩块在自然状态下的单轴抗压强度不低，但岩体的强度很小。此外，泥岩中含有大量伊蒙混层矿物，遇水后泥岩强度大幅度降低，软化系数在0.1～0.25之间（如第三章第三节所述）。为此，计算中底板岩层的力学参数采用遇水后的参数。其它岩体的力学参数均列于表5-1内。巷道埋深为430m，形状为半圆拱形，宽度为5m，高度为4.5m，模拟巷道顶板及两帮混凝土砌碹支护、底板无支护的情况。

表 5-1　模型岩体力学参数

岩性 \ 参数	弹性模量 (MPa)	泊松比	凝聚力 (MPa)	内摩擦角 (°)	抗拉强度 (MPa)
粉细砂岩	10000	0.20	10	31	4.2
粉砂质泥岩	3000	0.30	6	35	0.9
泥　岩	1000	0.33	4	36	0.8
石灰岩	12000	0.20	12	32	5.3

2．边界条件及单元划分

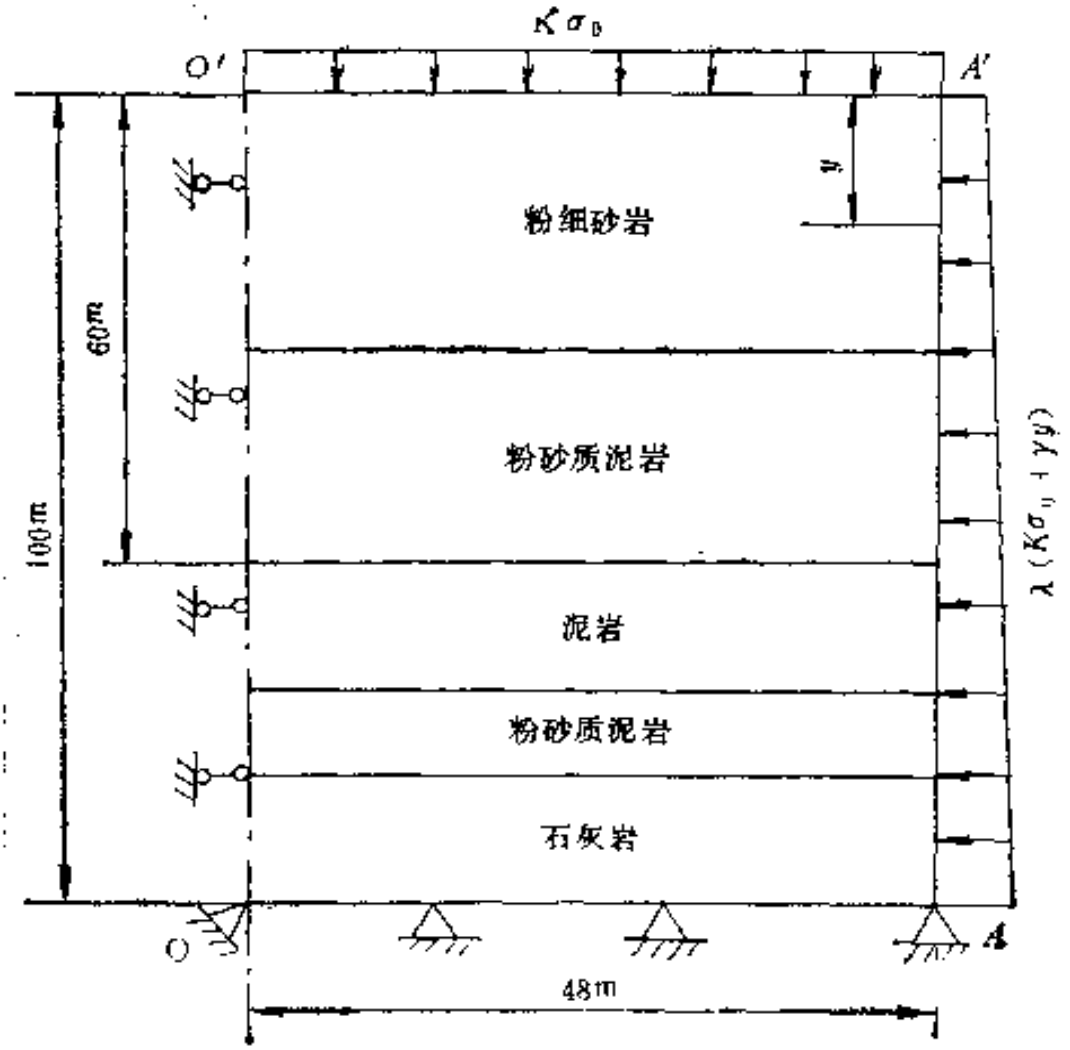


图 5-1　模型岩层分布及边界条件

采用平面应变模型计算。模拟范围为长×宽＝100×96m，由于对称仅取一半进行分析。边界条件如图5-1所示。对称轴OO'只有垂直位移而无水平位移，底板OA没有任何位移。顶部$O'A'$边作用有均布载荷$K\sigma_0$，侧边作用有梯度载荷$\lambda\times(K\sigma_0+\gamma y)$。将模拟范围划分成单元，如图5-2所示。底板上部两层单元采用八节点单元，以提高计算精度。在底板中，为方便计算底板破坏范围将其划分成三角形单元（在下节中叙述）。

3．计算程序及模拟过程

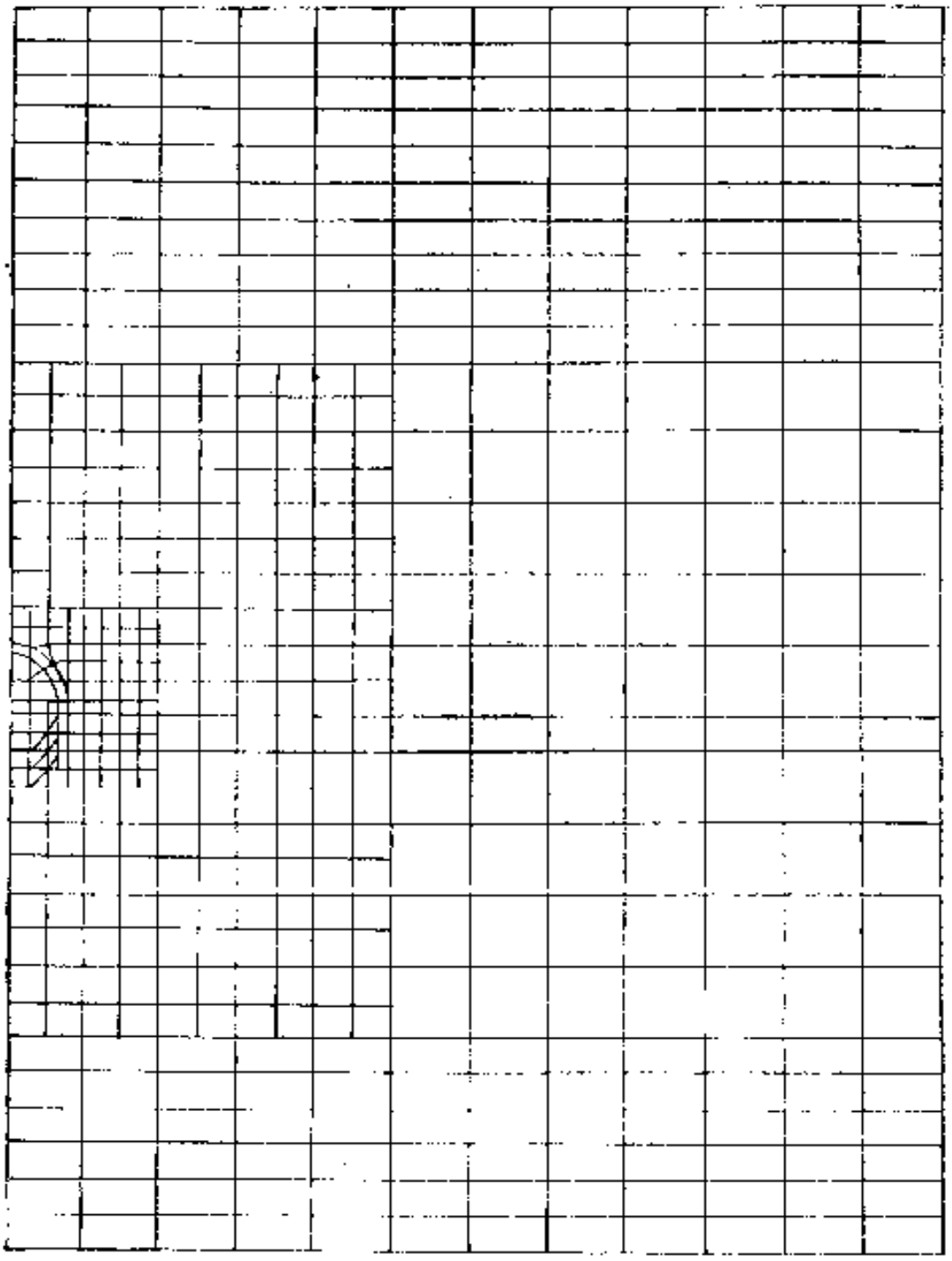


图 5-2　模型单元划分

采用自动动态增量非线性分析有限元程序 ADINA 进行计算，材料采用弹塑性、带有硬化帽和拉断的德鲁克-普拉格屈服条件模式。

计算按下列步骤进行：

（1）计算未开掘巷道时的原岩应力场与位移场；

（2）计算开挖巷道引起的围岩应力场与位移场；

（3）计算采动影响后（相当于4倍原岩应力）的围岩应力场与位移场。

二、模拟结果与分析

1．巷道围岩应力分布特征

图5-3是巷道围岩的垂直应力分布。图5-4是巷道底板线 oy 下方第一层单元的应力分布曲线及底板岩层的拉断区及塑

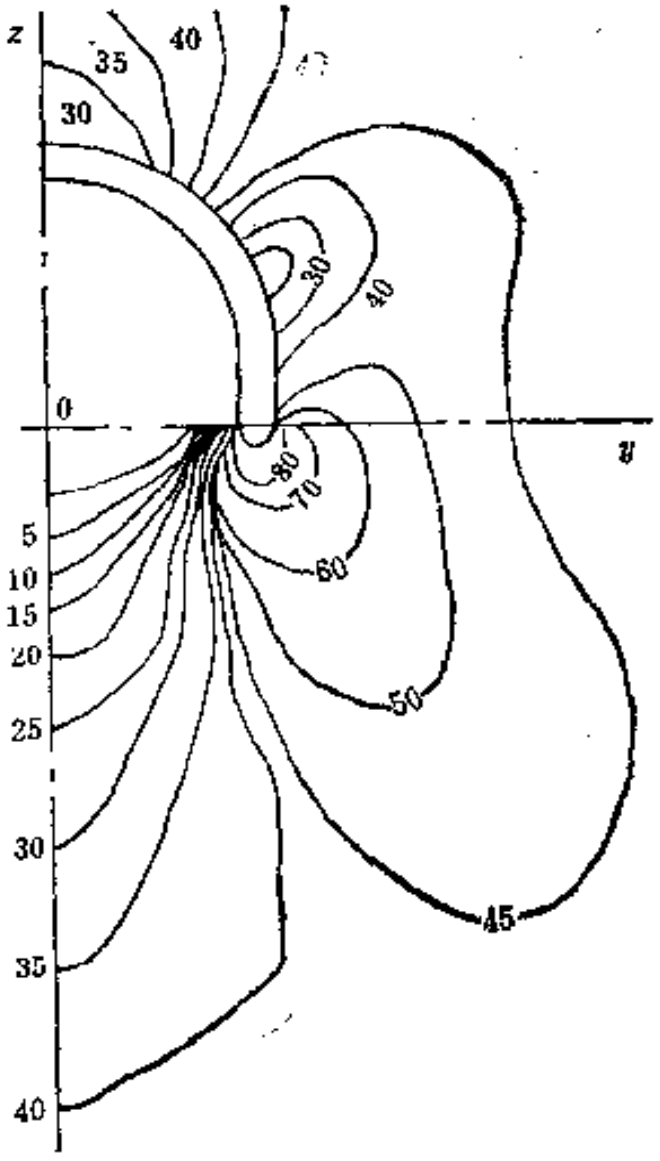


图 5-3　巷道围岩垂直应力分布（$\lambda = 1$）

性区范围。该层单元侧压系数为0.5与1.5的应力分布如图5-5所示(图中，σ_z、σ_y 为垂直及水平应力，σ_1、σ_3 为最大、小主应力)。从图5-2中可以看出应力场有如下特征：

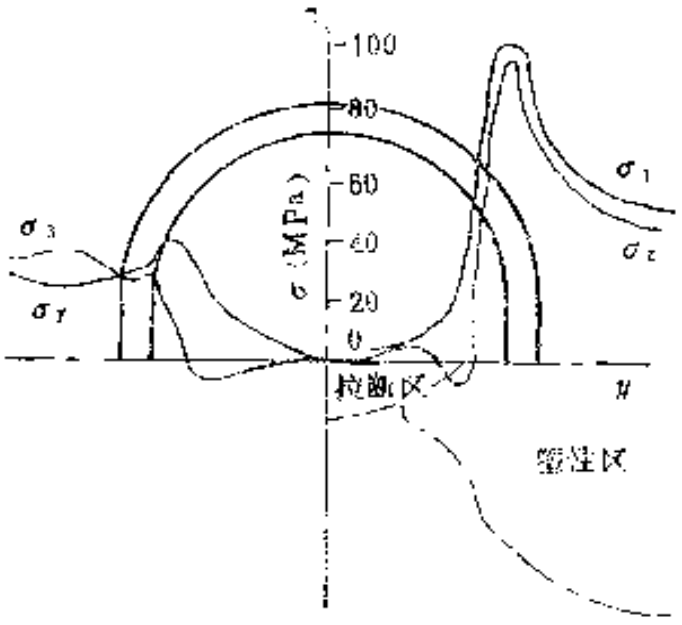


图 5-4　巷道底板岩层应力及拉断区塑性区分布 ($\lambda = 1$)

(1) 在4倍原岩应力的采动影响下，巷道基角处产生了应力集中现象。最大集中应力

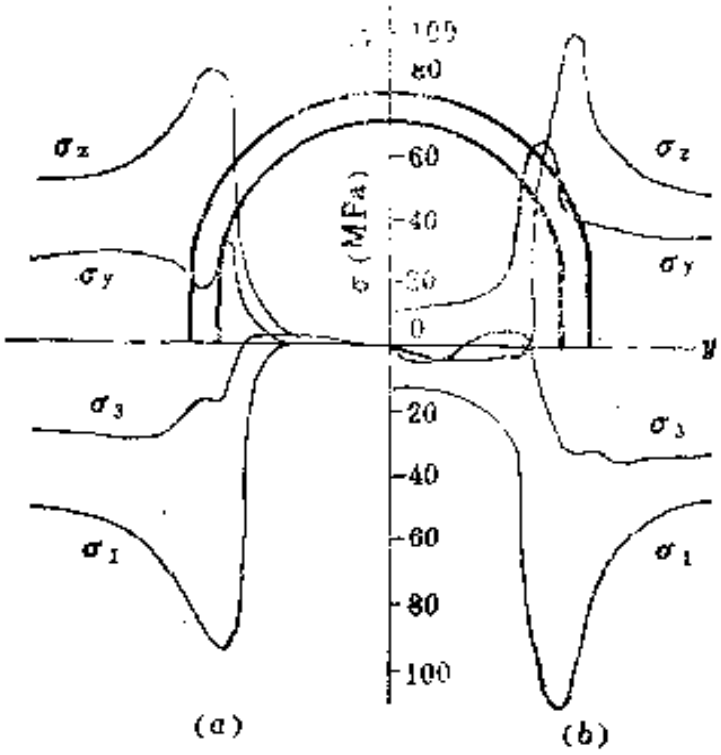


图 5-5　巷道底板岩层应力分布

(a) $\lambda = 0.5$;　(b) $\lambda = 1.5$

达8.5倍的原岩应力，最大水平应力与所施加的侧压相差

无几。

（2）在巷道基角处最大主应力达原岩应力的8.7倍，而最小主应力仅为原岩应力的2.3倍。此处应力偏量为6.4倍的原岩应力。

（3）在底板岩层中垂直应力降低。应力小于4倍原岩应力的范围约为巷道宽度的1.5倍，并在底板存在1m左右的拉断区。塑性区主要分布在巷道基角下方。

（4）随着侧压系数的增加，巷道基角处的垂直应力与水平应力都在增加，水平应力增加的幅度远大于垂直应力。另外，最大主应力亦有所增加，但最小主应力变化不明显，因而应力偏量增加。

2．巷道围岩的位移特征及其影响因素

（1）载荷对巷道围岩位移的影响：巷道底臌量与两帮移近量同应力集中系数K的关系如图5-6所示。底臌量与载荷近似呈线性关系，载荷增加一倍，底臌量约增加1.3倍。两帮移近量随载荷增加的幅度没有底臌量大。当$K>1$时，两者基本呈线性关系。

（2）底板岩层性质对巷道围岩位移的影响：在模型其它参数不变的情况下，改变底板岩层的弹性模量得到如图5-7所示的曲线。可见，随着底板岩层弹性模量的增加，底臌量与两帮移近量都在减小，但两帮移近量的减小程度远不及底臌量。所以，当底板岩层弹性模量降低时（如遇水软化），巷道底臌量会显著增加。

（3）底板软岩层厚度对巷道围岩位移的影响：通过改变底板岩层中泥岩的厚度，得到如图5-8所示的曲线。随着软岩层厚度的增加，底臌量及两帮移近量均在增加。变化幅度在6m以内比较明显，而当软岩层厚度大于6m时，它的改变对

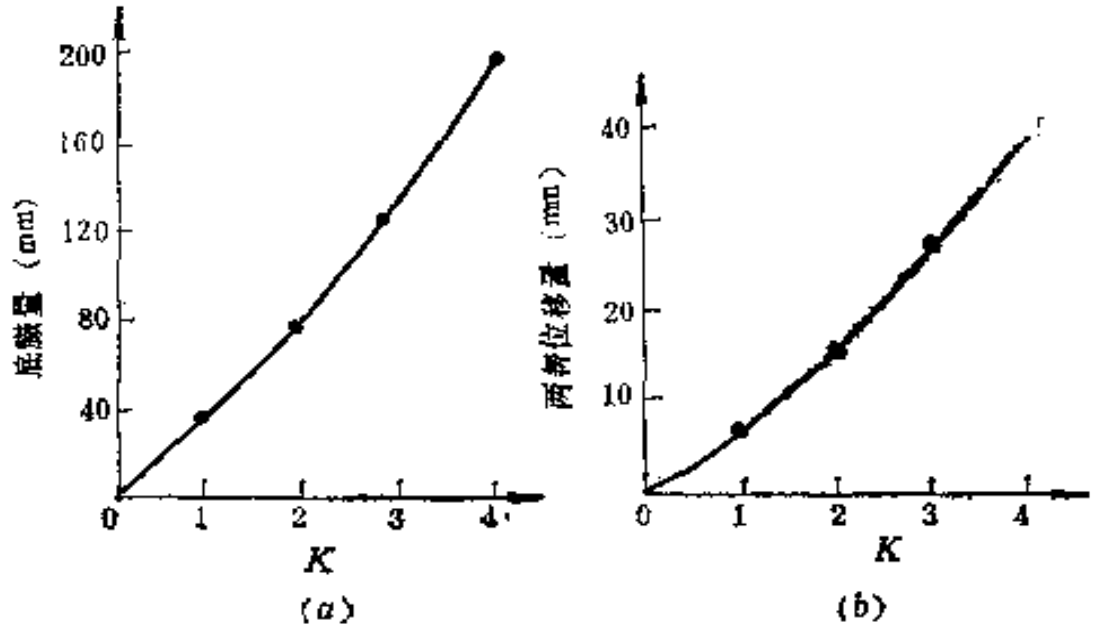


图 5-6　巷道围岩位移与应力集中系数的关系

(a)底鼓量；(b)两帮移近量

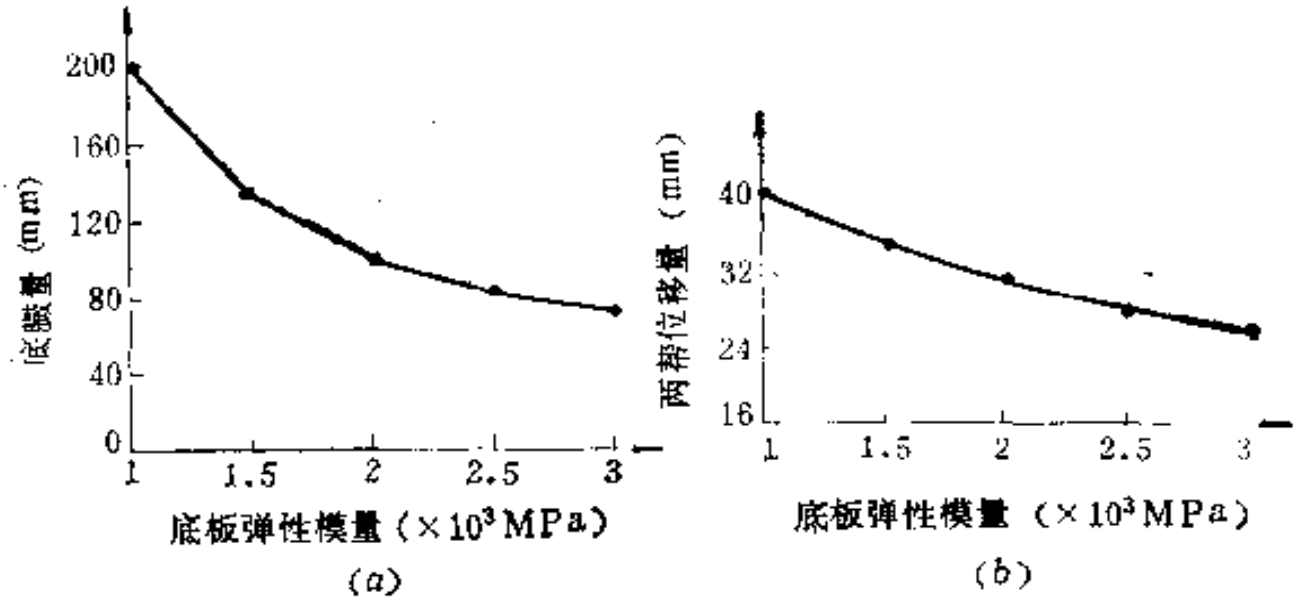


图 5-7　巷道围岩位移与底板岩层弹性模量的关系

(a)底鼓量；(b)两帮移近量

巷道围岩位移无显著影响。由此可见，当巷道底板软岩层厚度不大时，将其挖掉对底板的维护比较有利。

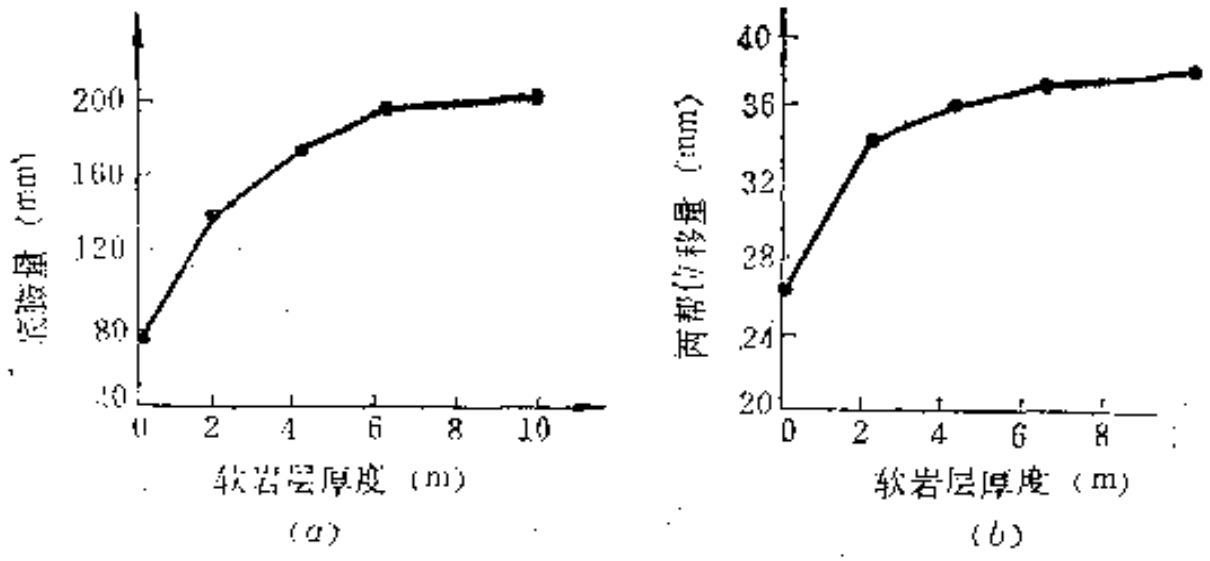


图 5-8 巷道围岩位移与底板软岩层厚度的关系

(a)底臌量；(b)两帮移近量

（4）两帮岩层性质对巷道围岩位移的影响：两帮岩层的弹性模量与巷道围岩位移的关系如图 5-9 所示。可见，加固两帮岩层使其弹性模量增大，在一定程度上可以减小底臌量，但增加了两帮移近量。而侧帮弱化则有增加底臌量的趋势，但可以减小两帮移近量。当底板岩层发生破坏后，两帮移近同样可以导致底臌。在这种情况下，究竟哪种方法对维护底板有利，需作具体分析。

（5）顶板岩层性质对巷道围岩位移的影响：图5-10是顶板岩层弹性模量与巷道围岩位移的关系。从曲线上看出，顶板岩层的弹性模量与底臌量几乎没有关系，它仅对两帮移近量有影响。随着顶板岩层弹性模量的增加，两帮移近量不断减小。当弹性模量到一定数值时，曲线趋于平缓。可见，加固顶板岩层能够抑制两帮移近，当底板岩层破坏后，它在一定程度上能控制因两帮移近引起的底板岩层弯曲变形。

（6）侧压系数对巷道围岩位移的影响：保持垂直压力

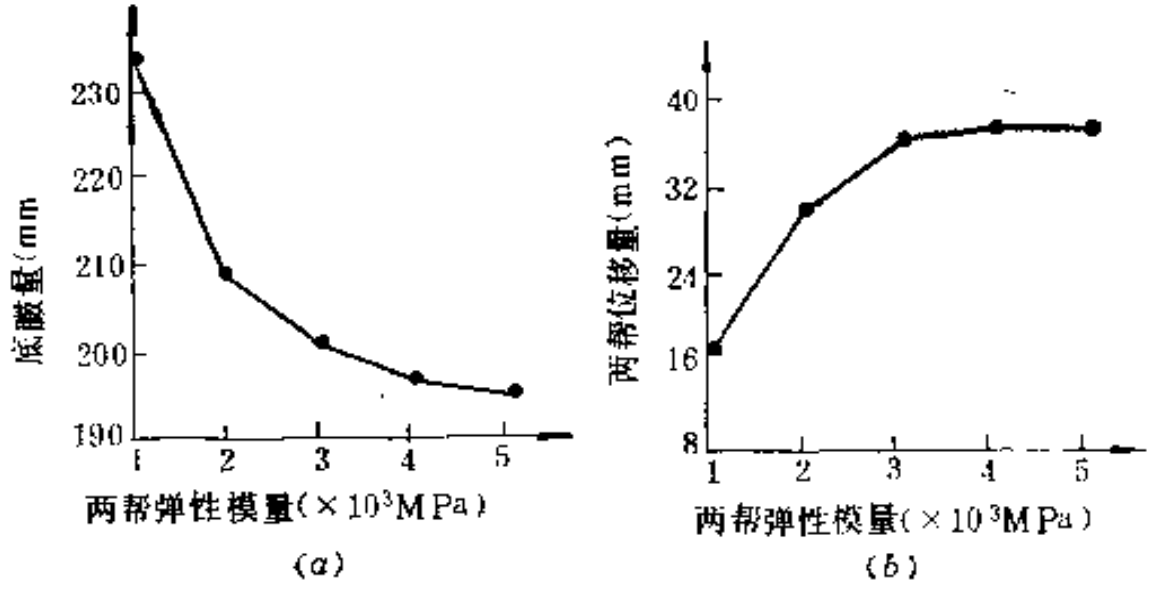


图 5-9　巷道围岩位移与两帮岩层弹性模量的关系

(a)底臌量，(b)两帮移近量

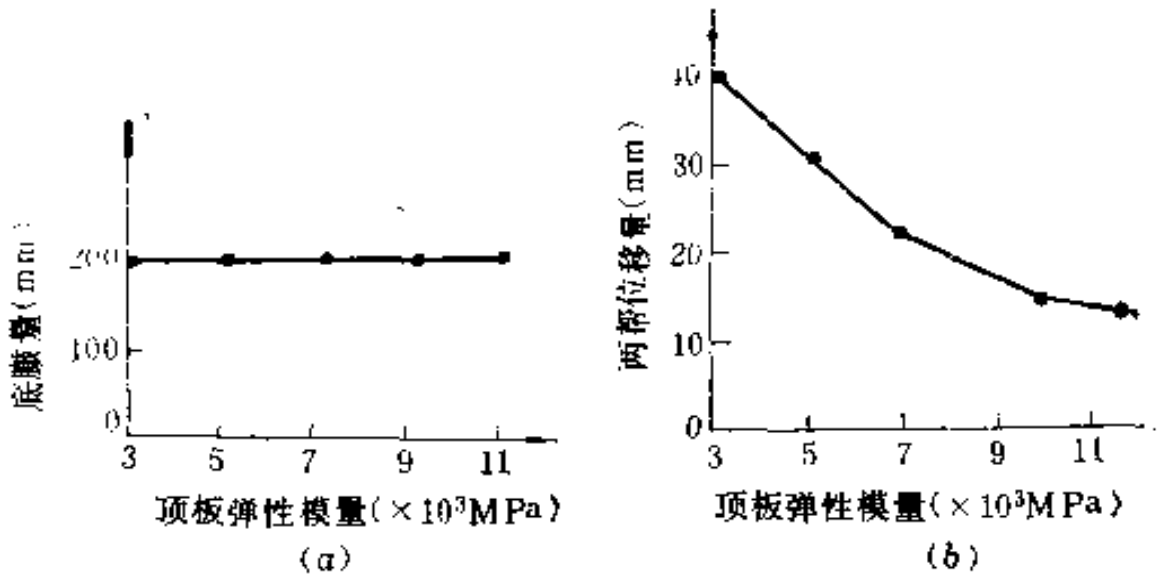


图 5-10　巷道周岩位移与顶板岩层弹性模量的关系

(a)底臌量，(b)两帮移近量

不变，改变模型的侧压系数λ，得到如图 5-11 所示的曲线。从图上看出，随着侧压系数的增加，底臌量有减小的趋势，但很不明显。相反，两帮移近量与侧压系数有很大关系。在

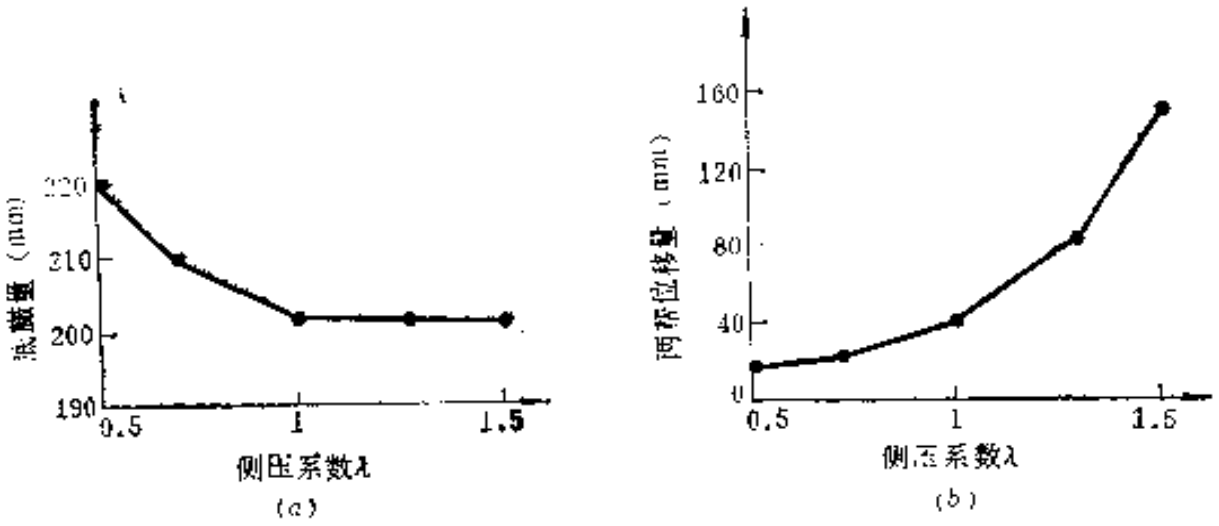


图 5-11 巷道围岩位移与侧压系数的关系

(*a*)底臌量；(*b*)两帮移近量

$\lambda=0.5\sim1.0$范围内，两帮移近量变化不大。而当$\lambda>1.0$时，侧压系数的少量增加会引起两帮移近量的显著增加。当底板岩层发生破坏后，巨大的两帮移近量必然引起巨大的底臌量。

第三节 软岩巷道底臌的动态模型

一、动态模型的建立

上述的弹塑性有限单元法虽然可以定性地给出软岩巷道围岩的应力场与位移场，但计算结果往往与实际情况相差悬殊。如上节中计算出的巷道受采动影响后的底臌量仅为200mm，而实际底臌量却高达1200mm。即使是考虑岩层扩容、膨胀或流变的有限元模型，因其涉及的引起底臌的因素较少，也不能全面反映底臌的整个过程。

其实软岩巷道底臌是一个动态过程，底板岩层的最终破坏范围并不是马上就会形成，而是随着应力的不断增加或时间的推移逐步发展的。当底板岩层破坏并向巷道内臌起时，

已经基本失去了承载能力。如果在计算中仍把它看作连续体而承受较大的应力时，必然会产生很大误差。所以计算应分步进行，在每步计算中都应将已破碎和弯曲断裂的底板岩层去掉，这样巷道形状就发生了变化，然后重新计算围岩应力场。最后确定出底板岩层的弯曲断裂破坏范围。破坏范围内岩层的位移与下部稳定岩层位移之和即为巷道底臌量。

基于上述思想，提出了求解软岩巷道底板岩层弯曲断裂破坏范围的动态模型。该模型有以下假定：

（1）考虑巷道顶板、两帮有支护而底板无支护的情况。

（2）底板岩层的破坏条件采用德鲁克-普拉格屈服准则。

（3）底板岩层发生弯曲断裂后，认为它已失去了承载能力。

动态模型的计算步骤为：由原岩应力状态开始计算巷道开挖引起的围岩应力场，并对底板岩层两端的最大应力单元进行判断。如果底板两端岩层没有发生破坏，则增加载荷后（模拟采动影响）继续判断。如果发生破坏，再判断该岩层在水平压力作用下是否发生弯曲断裂。若发生弯曲断裂，则将该岩层单元挖掉，然后重新计算围岩的应力场，重新判断。若没有发生弯曲断裂，认为它还具有水平承载能力，继续增加载荷进行判断。在计算中的每级载荷下都进行上述过程，直至最终载荷，如下列框图所示。

当分析软岩巷道底臌的时间效应时，保持载荷不变，将某时刻底板岩层的力学参数代入判断准则中进行判断，就可得到该时刻的底板岩层弯曲断裂破坏范围。计算过程与模拟采动影响类似，只不过模拟采动影响时载荷不断增加，而模拟

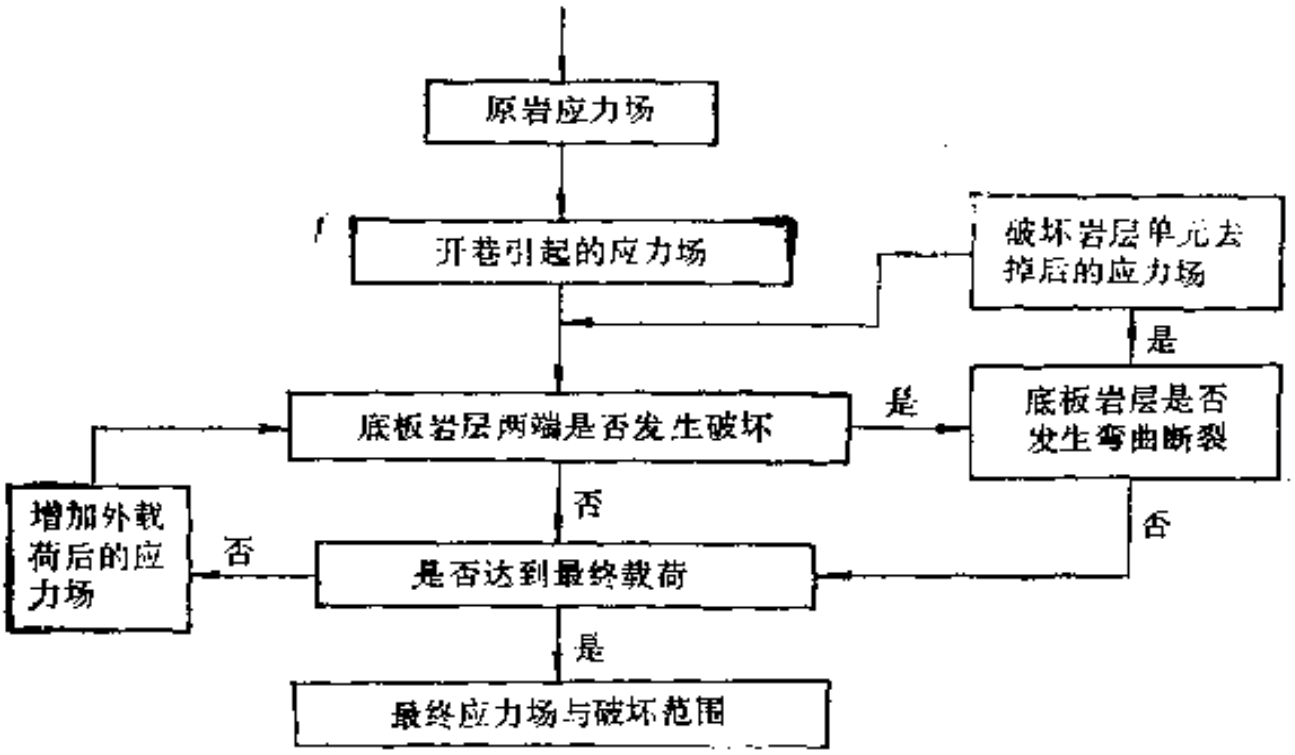


图 5-12　动态模型计算框图

岩层流变时岩层的强度随时间的加长降低。

二、实例分析

仍以兖州矿务局鲍店煤矿北翼胶带输送机大巷为例进行计算。模型的模拟条件和单元划分与本章第二节相同。底板岩层中的三角形单元为常应变单元，即在整个单元内应力应变相同，以使判断底板岩层两端破坏比较方便。按照动态模型的计算步骤，计算大巷在4倍原岩应力的支承压力作用下的底板弯曲断裂破坏范围及应力分布（侧压系数为1），并估算巷道底臌量，分析各种因素对底臌的影响程度。

1．底板岩层弯曲断裂破坏范围及应力分布

图5-13是底板岩层弯曲断裂破坏范围及垂直应力分布。底板线oy下方第一层单元的应力分布如图5-14所示。与图5-3及图5-4相比，可看出如下特点：

（1）动态模型计算出的底板岩层破坏深度为4m，是

巷道宽度的 0.8 倍，这与实测数据(0.5～0.75 倍的巷道宽度）是相符的。而弹塑性有限元模型计算出的底板岩层破坏深度仅为 1m，与实际数据相差太远。

（2）动态模型计算出的巷道最终形状近似呈椭圆形，而椭圆是一种比较稳定的洞形，所以巷道围岩随着应力的增加或时间的加长发生破坏后，巷道形状向使其处于稳定状态的洞形发展。

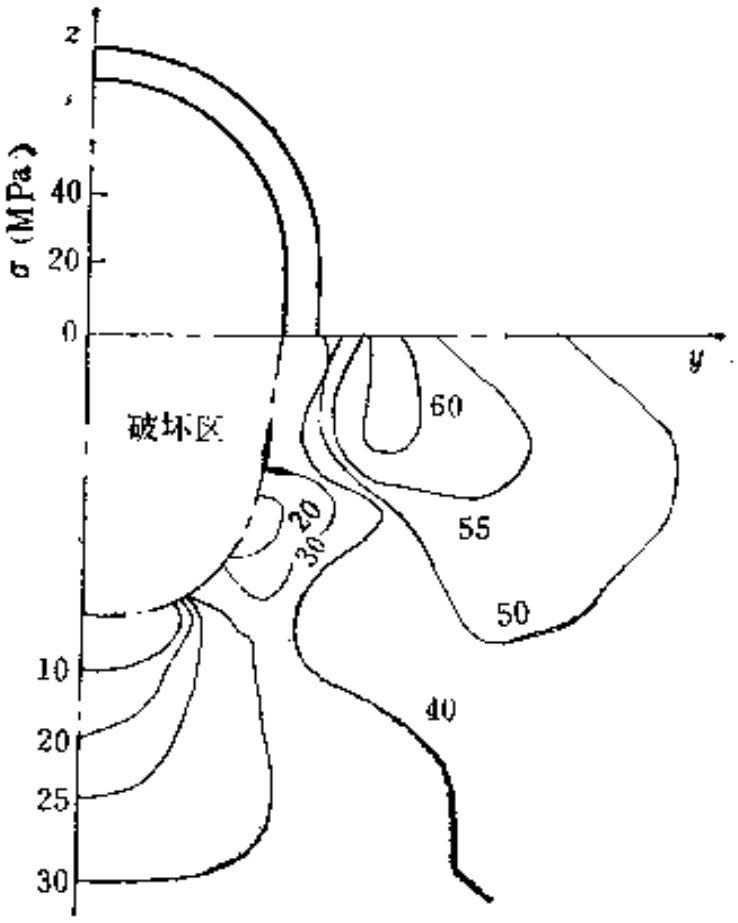


图 5-13　巷道底板垂直应力分布

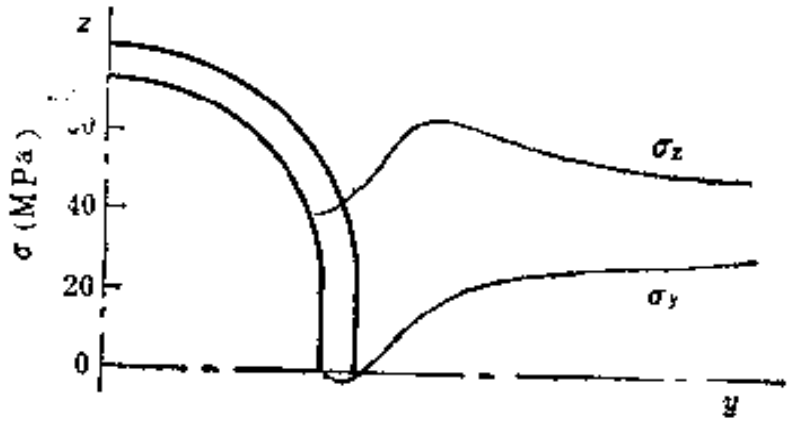


图 5-14　巷道底板岩层应力分布

（3）两模型给出的底板岩层应力分布有明显差别。弹塑性有限元模型计算出的巷道基角处的集中应力非常大，这是岩层不能承受的，因而与实际不符。而动态模型则消除了

上述现象，把岩层根本不能承受的那部分应力转移到深部围岩，因而比较切合实际。

2．巷道底臌量估算

求出巷道底板岩层的弯曲断裂破坏范围后，就可借助（4-76）式或（4-78）式估算底臌量。

根据鲍店煤矿以前类似条件下的实测资料，巷道底板岩层将出现如图4-20所示的破坏状况：两层岩层破坏后，由于受水的影响呈松散状。计算中所需的各个参数为：

$E=1000\text{MPa}$；$\mu=0.33$；$D^*=1\times10^{-4}$；

$C=6\times10^{-5}$；$n_d=5$；$f_s=4.3\text{MPa}$；$t_0=0.5\text{m}$；

$k_s=2\%$；$\sigma_s=0.2\text{MPa}$；$\gamma=25\text{kN/m}^3$；

$k_{sp}=8\%$；$k_d=1.05$；$n_p=2$。

动态模型给出的结果为：$n_0=8$；$u_{1m}=240\text{mm}$；$l_m=4\text{m}$；$u'=120\text{mm}$。由破坏区形状确定其它岩层的宽度。

将上述参数代入（4-78）式得巷道底臌量为：

$$u=1015\text{mm}$$

其中弯曲位移$u_v=682\text{mm}$；扩容位移$u_d=114\text{mm}$；膨胀位移$u_s=99\text{mm}$。

图5-15是动态模型与弹塑性有限元模型计算出的巷道底臌量与载荷的关系。从图上看出：

（1）当应力集中系数$K<2$时，底板岩层处于稳定状态，两模型计算结果一致。

（2）当应力集中系数$K>2$时，动态模型计算出的底臌量随载荷的增加急剧增大，这与巷道受采动影响后，随着采动影响程度的加大底臌量急剧增加的实测曲线（见第七章第三节）是一致的。巷道的实际底臌量为1245mm，可见采用动态模型与（4-78）式可较好地估算巷道底臌量。而弹塑

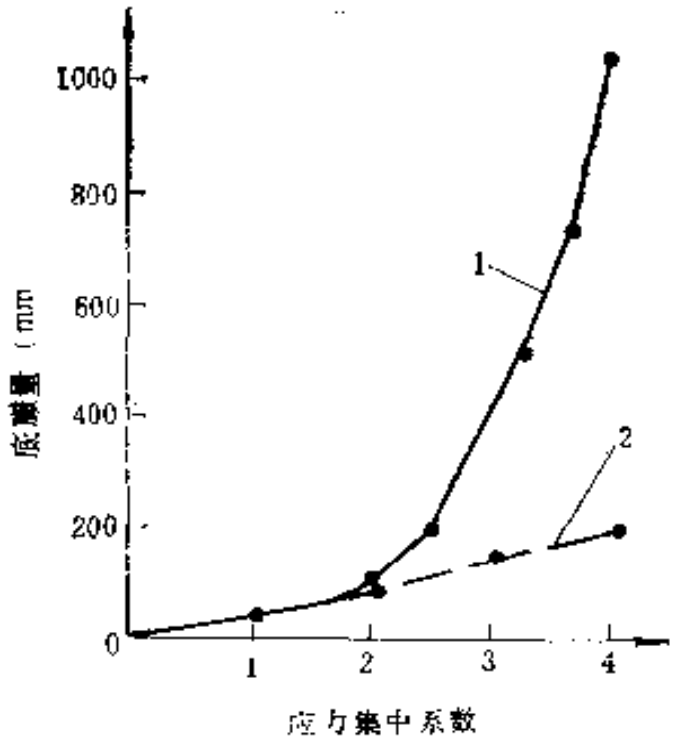


图 5-15 巷道底臌量与应力集中系数的关系

1—动态模型；2—弹塑性模型

性模型计算结果与实测值相差太远，不能反映底臌的实质。

3．各种因素对巷道底臌的影响程度

（1）底板岩层弯曲引起的底臌量为682mm，占总底臌量的67.2%。可见它是引起底臌的主要原因。

（2）底板岩层扩容位移为114mm，占总底臌量的11.2%，在此它不是底臌的主要原因。但是在扩容性强的岩层中，它也是引起底臌的重要因素。

（3）由于巷道底板泥岩的膨胀性不大，所以膨胀位移仅占总底臌量的9.8%。但在强膨胀岩层中，膨胀会导致强烈底臌。

（4）底板稳定岩层的弹塑性位移为总底臌量的11.8%。可见仅仅用弹塑性位移描述底臌是远远不够的。

第六章　软岩巷道底臌的相似材料模拟研究

相似材料模型试验就是用与原型力学性质相似的材料按几何相似缩成模型，以观察与研究巷道围岩变形与破坏的规律。它具有经济、快速等优点。模型不仅可以辅助井下试验工作，而且能给一些新设计与新方案的效果提供实验室依据，在一定程度上避免井下施工的盲目性。同时还可以解决目前理论分析和数值计算等方法尚不能解决的矿压问题。

软岩巷道底臌的相似材料模型一般以定型模型为主，即主要通过模拟试验研究软岩巷道底臌的机理。这种模型只要求满足主要的相似条件，不要求严格遵循各种相似关系。此类模型做得越多，其可信度越高。至于定量模型，它要求主要物理量尽可能满足相似常数与相似判据，所以材料消耗多、费用昂贵，目前还很难做到这一点。

第一节　相似材料模型法

一、相似材料模型法的单值条件与相似判据

在研究软岩巷道围岩变形与应力时涉及到的物理量主要有：原岩应力σ_0；围岩应力σ、τ；软岩强度σ_c、σ_t等；弹性常数E、μ；凝聚力c；内摩擦角φ；容重γ；位移u、v；应变e；以及时间t等。欲使模型与原型相似，这些物理量应满足一定的相似关系与准则。

1．几何相似

模型与井下巷道各部分的尺寸应按同样的比例缩小。对于二维问题，只需保证几何尺寸相似即可，即：

$$a_l = \frac{l_p}{l_m} \tag{6-1}$$

式中 a_l——长度相似常数；

l_p——原型长度，m；

l_m——模型长度，m。

对于仅为大致了解软岩巷道底臌的模型，几何相似常数可取得大一些，否则应取小值。

2．物理相似

物理相似应包括应力相似、弹性相似、强度相似及容重相似等。

应力相似常数a_σ为：

$$a_\sigma = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \tag{6-2}$$

弹性相似常数a_E为：

$$a_E = \frac{E_p}{E_m} \tag{6-3}$$

强度相似系数a_{σ_c}、a_{σ_t}为：

$$a_{\sigma_c} = \frac{(\sigma_c)_p}{(\sigma_c)_m} \tag{6-4}$$

$$a_{\sigma_t} = \frac{(\sigma_t)_p}{(\sigma_t)_m} \tag{6-5}$$

容重相似常数为：

$$a_\gamma = \frac{\gamma_p}{\gamma_m} \tag{6-6}$$

式中 p——原型；

m——模型。

对于无量纲量，如μ、φ、ε等，相似材料要与模拟的软岩相同。

当不考虑自重时，a_σ可自由选取。

当考虑自重时，应满足下式关系：

$$\frac{a_\sigma}{a_1 a_\gamma} = 1 \tag{6-7}$$

当分析软岩变形的时间效应时，要考虑时间因素。一般地讲，时间相似常数a_t与长度相似常数a_1符合如下关系：

$$a_t = \sqrt{a_1} \tag{6-8}$$

理论上讲，用模型研究软岩蠕变问题时，应使原型与模型材料的蠕变过程相似。但目前解决这个问题还很困难，有待于继续研究。

3．初始状态相似

软弱岩层最重要的初始状态是它的结构特征，包括结构面的方向、密度、间距及力学性质等。如前所述，结构面严重影响着岩体的变形与强度特征，所以需要模拟。

对于巷道围岩中的主要结构面，如大的断层、节理、层理及裂隙等，应按几何相似条件单独模拟。而对于尺寸较小、数量较多的小结构面，大体上模拟即可。

4．边界条件相似

当巷道沿长度的尺寸远大于其它两个方向的尺寸时，可看成平面应变问题。这种模型要求满足平面应变的要求，即尽量采用各种措施保证模型前后表面不产生变形。这一点对软岩巷道尤为重要。

另外，在模拟巷道地压时，特别是高地应力岩层，需采用外部加载的方法代替自重应力、构造应力及采动影响。根

据弹性理论计算结果，在均质岩体中开挖巷道引起的应力重新分布范围约为巷道半径的4～5倍，所以采用外部加载时，模拟范围应超过应力重新分布范围。

二、相似材料

1．对相似材料的基本要求

相似材料的选择应该使其力学性质与模拟的岩层或结构相似。此外还要求它的力学性能稳定，不易受外界条件的干扰；改变相似配比可得到不同的变形和强度特性；制作方便、周期短；以及材料来源丰富、成本低等。

2．相似材料分类

相似材料通常由几种材料配制而成，它们可分为两类：

（1）骨料：主要有砂、粘土、云母粉、软木屑及硅藻土等。

（2）胶结材料：有石膏、水泥、石灰、水玻璃、碳酸钙、石蜡、树脂、松香及沥青等。

目前使用的相似材料按其变形和破坏特性可划分为四类：第一类是无机胶结剂类（如石膏、水泥、水玻璃等）相似材料。这种材料具有脆性破坏特点。第二类是由石油生成的碳氢化合物类（如石蜡等）相似材料，其特点是具有弹塑性及塑性。属于第三类的是合成树脂类（如环氧树脂、脲醛树脂等）相似材料，它的特性范围广，从脆性直到塑性。属于第四类的有天然生成的胶质物类（如松香、沥青等）相似材料，其特征为脆性。

模拟岩石的相似材料广泛采用石膏胶结材料，它的特点是能够模拟岩石的脆性，制作工艺简单，材料来源广。但它的缺点是硬化时间长，特性受湿度影响大，塑性小，所以它不能很好地模拟软弱岩层的塑性变形。

石蜡胶结材料具有较高的塑性，其优点是：

（1）岩层沿模型全长制作均匀。

（2）由于石蜡加热后塑性良好，模型中各层易压平，能保证在小比例模型中较准确地模拟厚度不大的岩层。

（3）制作模型快，只要材料冷却凝固后就可以进行试验。

（4）材料的力学性质不受湿度的影响。

（5）材料可多次复用。

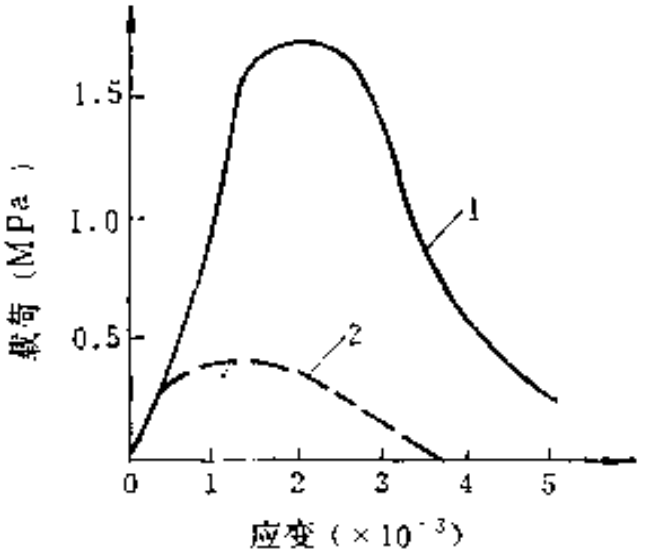


图 6-1　石蜡胶结材料的应力应变曲线
1—配比为4:100；2—配比为2:100

图 6-1 是石蜡与石英砂配比为 4:100 及 2:100 时圆柱形试件的应力应变曲线。可见石蜡胶结材料是一种比较适合模拟软弱岩层的相似材料。

三、模型试验装置与模具

目前巷道相似模型试验装置与模具有两种情况，一种是合二为一的，另一种是分开的。

对于前一种，直接把模型制作在试验装置上，待相似材料性能稳定后进行试验。其优点是模型制好后不移动，减少了一些人为因素的干扰。它的缺点是模型占据着试验装置，试验周期长。

后一种则有专门的模具，可事先制好模型，再移到试验装置上进行试验。它的优点是同时可以制作许多模型，而且在很短的时间内可以完成多个模型的对比试验。但模型在移

动和安置过程中会受到一定的扰动。

四、加载方法

软岩巷道围岩的载荷主要是自重应力、采动影响引起的支承压力及构造应力。对于浅部巷道，可利用材料本身的重量模拟自重应力。对于埋深较大、受采动影响及高地应力的巷道，需采用施加面力的方法。由于软岩巷道底臌与水平应力有很大关系，所以应尽量模拟构造应力。此时要求模型试验装置能双向加载。在我国，煤炭科学研究总院北京开采所相似材料模型试验室的平面应变模型加载试验台能给模型施以双向载荷及纵向约束，具有加载空间大、加载能力大及性能稳定等特点，是一种比较理想的软岩巷道模型试验装置。

五、模型制作

模型的制作过程为：首先架设好模板，然后将选定的相似材料按比例搅拌均匀，倒入模具内，耙平压实。压实程度应尽量均匀。在使用石蜡胶结材料时，应先将骨料与配料加热，然后再加入碎块石蜡，直到液化、搅拌均匀为止。模拟层状岩层时，应分层装填，层间用云母粉隔开。

六、观测内容

软岩巷道模型的观测内容主要包括巷道的表面位移、深部围岩位移、围岩应力、支架载荷及模型破坏状况的描述等，还可以根据模型研究问题的不同，增加一些特殊的观测内容。

第二节　软弱岩层巷道底臌的相似材料模型试验

下面借助一个实例，论述软弱岩层巷道底臌的相似材料模型的试验方法、试验结果及其分析。

一、模型试验方法

本试验为不同底板岩层及不同外载荷下软弱岩层巷道的对比试验。

1．模拟条件

模型几何尺寸及岩层分布如图 6-2 所示。模型几何尺寸为长×宽×厚＝130×100×35cm³。采用石蜡石英砂作为相似材料。用四种不同配比（F＝石蜡重量：石英砂重量）的相似材料模拟不同性质的岩层。它们分别为 $F_1=4:100$，$F_2=2.5:100$，$F_3=2:100$，$F_4=1.5:100$。模型Ⅰ的巷道开掘在 F_3中。模型Ⅱ的巷道开掘在 F_2 中，以强度很低的岩层 F_4作为底板。

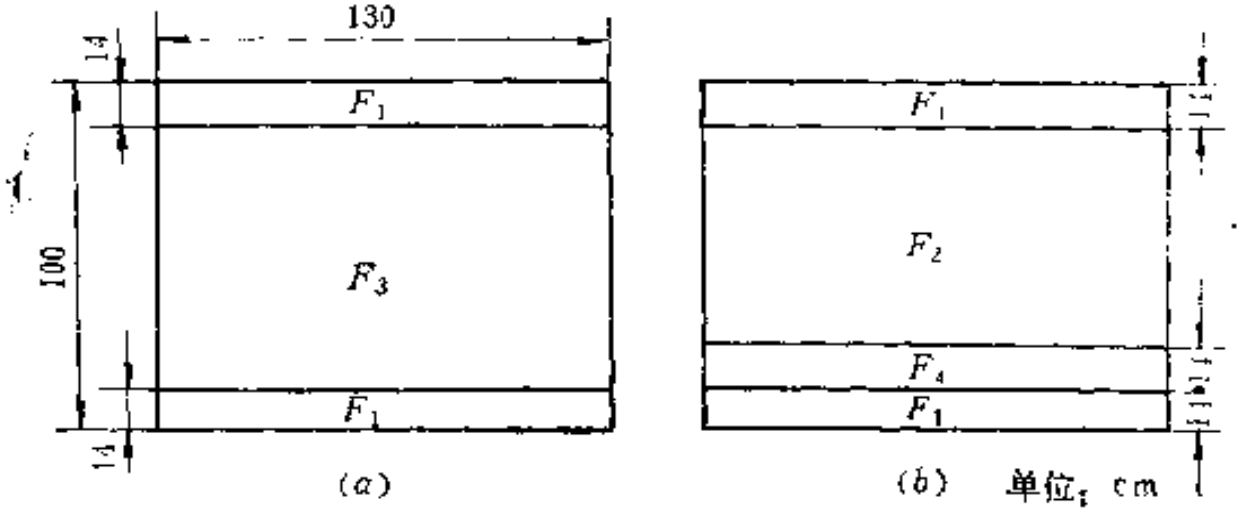


图 6-2　模型几何尺寸与岩层分布

(a)模型Ⅰ；(b)模型Ⅱ

模型的几何相似常数$a_1=50$，容重相似常数$a_\gamma=1.47$，由（6-7）式得出应力相似常数$a_\sigma=73.5$。

模型模拟的巷道为半圆拱形，宽度为5m，高度为4.5m（模型中的参数均换算成了实际参数），金属拱形支架支

护，底板无支护。巷道埋深为430m。

2．加载方法及观测内容

加载设备为：在模型顶部布置4个千斤顶加载，四周采用角钢和钢板约束。载荷的大小及作用时间由控制台操纵。

为了观察巷道围岩破坏的全过程，采用分级加载的方式。载荷从0开始分别加到原岩应力σ_0的1.0、1.33、2.0、2.67、3.33、4.0及4.67倍，每级载荷均稳压一段时间，并量测围岩位移，观察破坏情况。

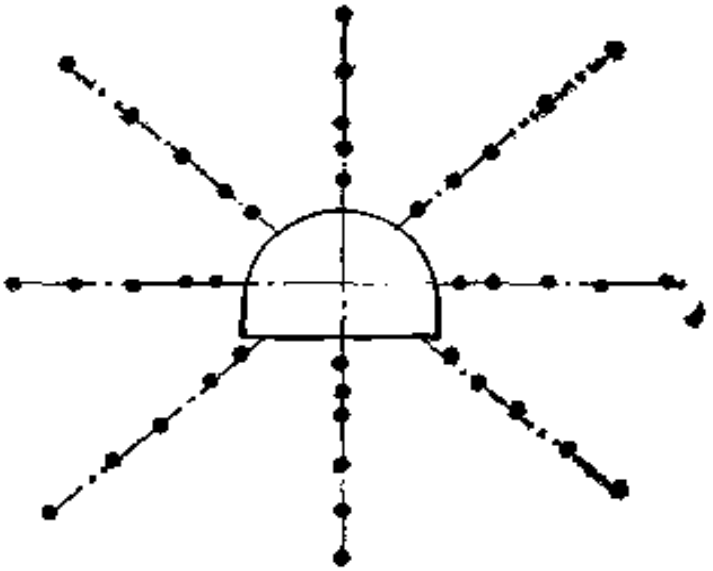


图 6-3 深部围岩位移测点布置

测量内容为巷道表面位移及深部围岩位移。深部围岩位移测点布置如图6-3所示。

二、模型试验结果与分析

1．模型 I

将载荷加至原岩应力σ_0后开掘巷道，开好之后逐渐加载。从σ_0到$1.33\sigma_0$，巷道变形不大。当载荷为$2.0\sigma_0$时，巷道围岩有明显位移，顶板最大，底板最小，两帮居中。此时，巷道维护状况良好。继续加载至$2.67\sigma_0$时，顶板下沉量为350mm，两帮移近量为300mm，并伴有少量的底臌。在载荷为$3.33\sigma_0$的情况下，顶板下沉量达750mm。由于顶板变形较大，致使支架形状发生很大变化。拱形部分曲率半径增大，拱脚向内弯曲。此时底板也出现较大范围的破坏，岩层向巷道内弯曲，底臌量为300mm。在$4.0\sigma_0$载荷下，巷道维护状

况进一步恶化，支架拱顶逐渐变平，拱脚进一步向巷道内弯曲。顶板下沉量达1000mm，底臌量为 500mm。最后一级载荷为$4.67\sigma_0$。巨大的载荷使得巷道支架严重变形，近似呈半椭圆形。顶底板内大量岩层松动破碎，底板岩层向巷道内涌入。顶板下沉量达1300mm，底臌量达800mm。顶底板位移与载荷的关系如图 6-4 所示。图 6-5 表明了巷道深部围岩位移分布状况。可见，软弱岩层受高地应力作用后，底臌

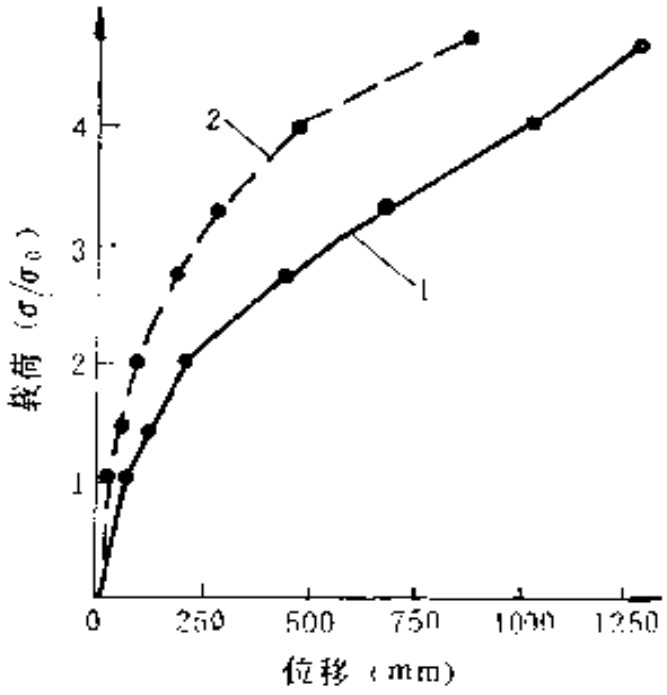


图 6-4　顶底板位移与载荷的关系

1—顶板；2—底板

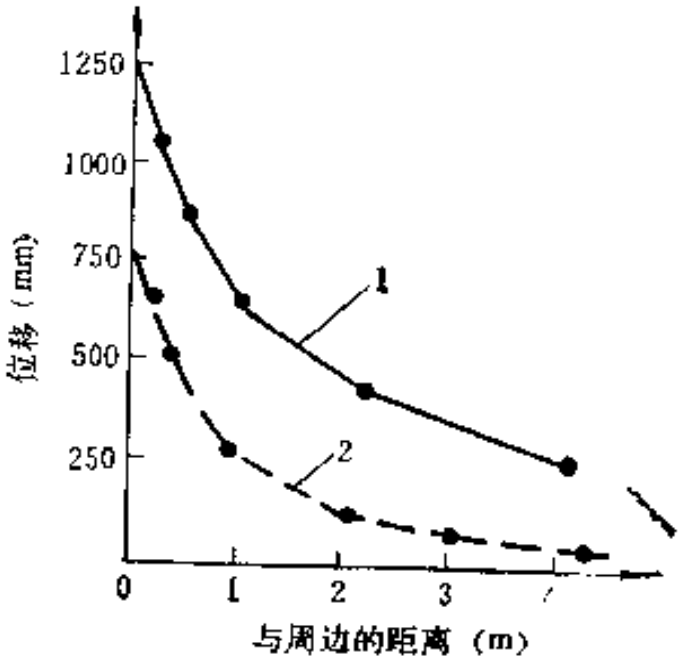


图 6-5　深部围岩位移

1—顶板；2—底板

会更加强烈。

2．模型Ⅱ

该模型巷道围岩变形及破坏过程与模型Ⅰ类似，不再详述。图6-6及图6-7表明了巷道顶底板位移与载荷的关系及深部围岩位移。与图6-4及6-5比较可以看出，由于底板岩层性

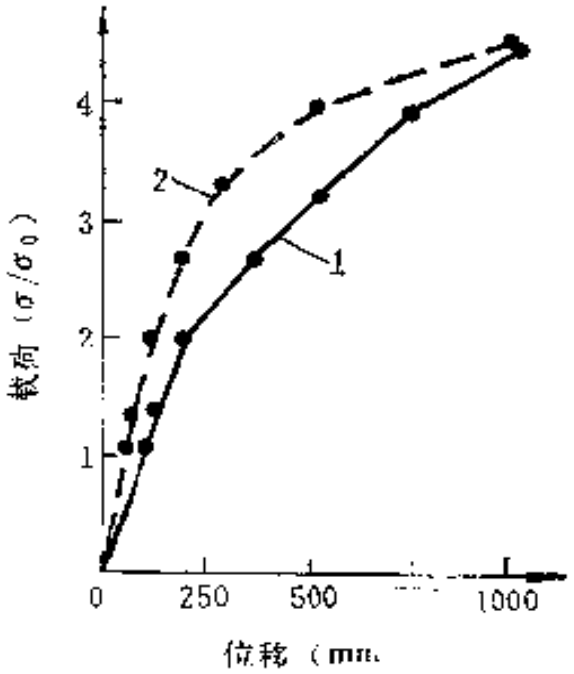


图 6-6　顶底板位移与载荷的关系

1—顶板；2—底板

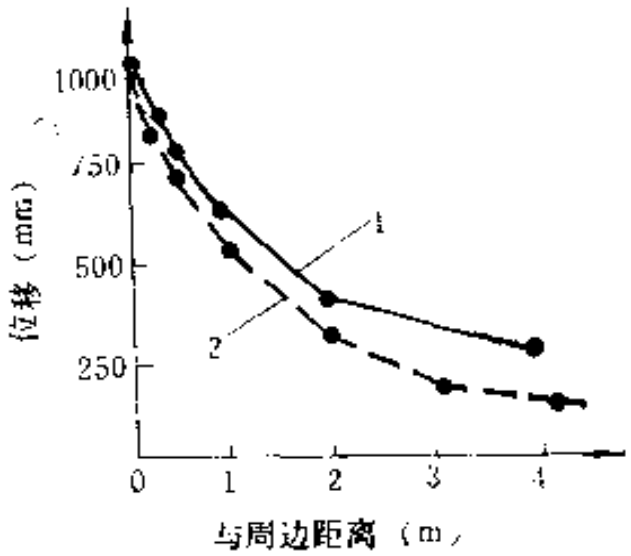


图 6-7　深部围岩位移

1—顶板；2—底板

质的不同，导致了巷道围岩变形的改变。模型Ⅱ的顶板下沉量比模型Ⅰ小，而底臌量比模型Ⅰ大。同时，与模型Ⅰ相比，模型Ⅱ顶板围岩的松动范围有所减小，而底板松动范围明显增加。由此可见，底板软弱岩层的存在对底板岩层的稳定性及底臌量都有明显的影响。

通过分析两模型的试验结果还发现，无论是巷道的底臌量还是顶板下沉量，只有当载荷到达一定数值后，它们才明显增加，否则其变化量很小。这与第五章第三节所得出的结论是一致的。

第七章　软岩巷道底臌的实测研究

井下实测是研究软岩巷道底臌机理最重要的手段。理论分析和模拟研究在不同程度上简化了巷道的实际条件，因而只能定性地得出一些底臌的规律。而井下实测则能得到描述软岩巷道底臌的综合指标，诸如底臌量、底板破坏范围等，这些都是反映底臌的客观资料，它可为理论分析和模拟研究提供实测数据，使其不断发展、不断完善。通过分析实测资料，并结合其它手段的研究成果，就可以比较清楚地阐明软岩巷道底臌的机理。

第一节　实测内容与方法

井下实测的主要内容为软岩巷道底臌量、底板深部岩层位移、底板破坏范围及底板应力分布等。

一、底板位移观测

位移观测是井下实测中一项很重要的内容。通过它可定量地了解软岩巷道底臌的大小及速度，巷道从开掘到稳定所需的时间，采动影响范围、程度及底板深部岩层移动情况。它主要分底板表面位移和底板深部岩层位移两项内容。

1。底板表面位移

（1）相对底臌量。这是一种软岩巷道底臌量观测中最简单的方法。它认为巷道两帮的腰线在垂直方向上不会移动。以巷道两帮腰线上的基点连线作为测量底板位移的基准线，底臌量即为底板与基准线之间垂直距离的变化量。

图7-1是相对底臌量测点布置。设置方法为：在巷道顶底板、两帮各打深度为300～500mm的钻孔，然后楔入木桩或短锚杆。在木桩端部打入测钉或在锚杆端部刻上十字线作为基点。由于底板基点容易破坏，所以该基点应设在底板水平面以下100～150mm处，周围用水泥浇铸并加盖板保护。测量时用测绳从巷道两帮基点上拉水平线，用测枪或其它测量工具测出水平线到底板基点的距离及顶板基点到底板基点的距离。前后两次测得的水平线与底板基点的距离之差就是测量间隔时间内巷道的相对底臌量。底臌速度即为底臌量与相应时间间隔的比值。另外还可以计算出相对底臌率，即底臌量与顶底板移近量的比值。

$$s_f = \frac{h_{f1} - h_{fi}}{h_1 - h_i} \times 100\% \qquad (7\text{-}1)$$

式中 s_f——相对底臌率，%；

h_{f1}——第一次测得的水平线与底板基点的距离，m；

h_{fi}——第 i 次测得的水平线与底板基点的距离，m；

h_1——第一次测得的顶底板基点的距离，m；

h_i——第 i 次测得的顶底板基点的距离，m。

为全面了解软岩巷道从掘进到报废期间底板移动的规律，测站应尽量靠近掘进工作面布置。在测站距掘进工作面15～20m范围内，或在受采动影响期间，观测频率应大一些，之后观测间隔时间可适当加长。观测工作结束后，根据所得数据作出巷道底臌量及底臌速度变化曲线。

在软岩巷道一个观测断面上设置数个底板基点可了解断面上底臌量的分布状况，如图7-2所示。分别测量它们与水平线之间的距离，最后可大致绘出底臌后底板的轮廓。

（2）绝对底臌量。绝对底臌量是指底板岩层的实际臌

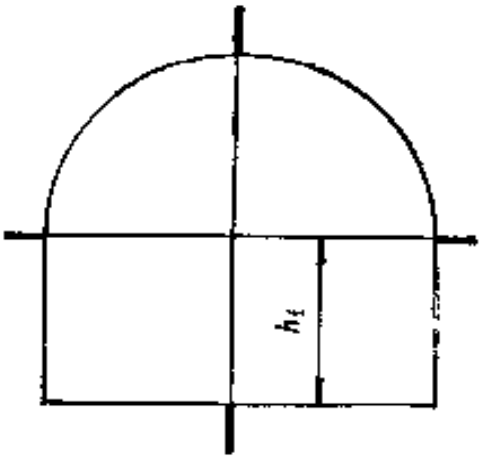


图 7-1 相对底臌量测点布置

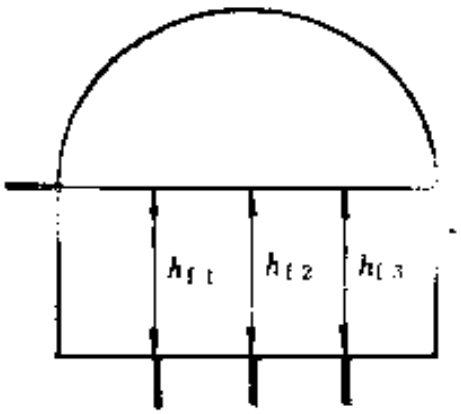


图 7-2 相对底臌量的多测点布置

起量。其测量方法是在距实测点较远的地方设置一基点，此基点的坐标已知，且不再产生移动。然后定期用水准仪和经纬仪自基点向实测点进行量测。根据前后两次观测所得的标高及方位变化，即可确定底板的绝对臌起量。它虽然可以较精确地描述底板的移动情况，给出整条软岩巷道底板的起伏状况，但是绝对底臌量测量需花费较长时间，并受生产条件的限制。除非必要，一般情况下不进行绝对底臌量的观测。

2。底板深部岩层位移

底板深部岩层位移的观测对分析底板岩层的稳定性、破坏方式及破坏范围都很重要，它是研究底臌机理的一种基本手段。

底板深部岩层位移测量采用多点位移计。它通常测量深部基点相对于钻孔口附近固定点的径向位移。当有位于未受扰动的底板深部基点时，则可测定各深部基点的绝对位移。

多点位移计一般由四个部分组成，即基点锚头、孔口固定装置、传递结构及测量仪器。

基点锚头类型很多，诸如压缩木式、楔缝式、胀壳式及树脂或水泥粘结式等。对锚头的要求是牢固可靠。

孔口固定装置主要用来保证孔口固定点在测量过程中不移动，以及测量仪器与固定架之间不发生相对移动。

传递结构的作用是将基点位移引至孔口测量仪器上。它有金属杆、金属管和钢丝等形式。直杆式构件不需加张力，结构简单，测量可靠，但要求钻孔直径较大。钢丝式构件需加一定的张力，结构比较复杂，但所需钻孔直径较小。

测量仪器是用来反映位移量的。如果底板位移量较大，而且要求精度不高，可用钢尺、卡尺及百分表等测量。

多点位移计的测量原理如图7-3所示。设各基点在孔口的初读数为u_{i0}，第n次测量时各基点在孔口的读数为u_{in}，则

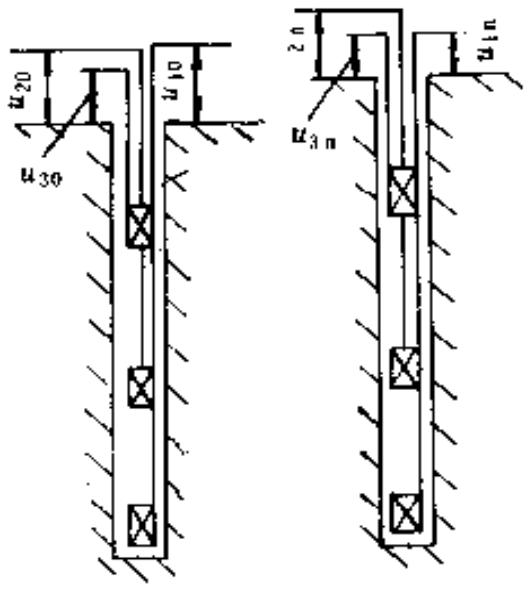


图 7-3　多点位移计测量原理

孔口与基点 1 间的相对位移量s_1为：

$$s_1 = u_{10} - u_{1n}$$

孔口与基点 2 间的相对位移量s_2为：

$$s_2 = u_{20} - u_{2n}$$

孔口与基点 i 间的相对位移量s_i为：

$$s_i = u_{10} - u_{1n}$$

于是，基点 2 相对于基点 1 的位移量为：

$$\Delta u_{2n} = s_1 - s_2$$

基点 i 相对于基点 1 的位移量为：

$$\Delta u_{1n} = s_1 - s_i = (u_{i0} - u_{1n}) - (u_{i0} - u_{in})$$

基点 1 越深，它的位移量越小，则其余各点的位移越接近绝对位移值。基点越多，则对底板岩层不同深度的位移测量越精确。一般情况下，浅部基点布置得比较密，而深部基点布置得相对稀疏一些。

二、弹性波测量

利用弹性波在岩层内的传播特性可测定底板岩层的弹性常数，判断岩层的完整性和破坏程度等。弹性波在岩层中的传播速度与岩层的孔隙率、密度及弹性常数等有关，另外还取决于岩层的完整程度及应力状态。一般讲，弹性波在岩层中的传播有以下规律：

（1）坚硬岩层中的传播速度较大，软弱岩层中的传播速度较小。

（2）裂隙不发育、风化程度低的岩层中传播速度较大，反之传播速度小。

（3）在压应力方向上传播速度大，在垂直压应力方向上传播速度小。

此外，弹性波在岩层中传播遇到不同介质界面或间隙面会发生反射、折射，同时其传播路径改变发生绕射，致使其传播速度及振幅均有所改变，因此可利用弹性波振幅变化测定底板岩层中裂隙分布情况及破碎程度。

弹性波测试仪器采用声波仪，它由发射机和接收机组成。测试方法有双孔孔间穿透法、单孔法及剖面法等。在确定底板破坏区范围时，钻孔深度应大于岩层破坏深度。破坏

区内岩层破碎，波速较低。应力升高区岩层被压密，波速最高，之后恢复正常。破坏区深度可定在孔口附近波速较正常值低的范围。

第二节　实测数据的处理和分析

井下实测可以获得大量有价值的数据，通过处理和分析这些数据，就可找出一些软岩巷道底臌的规律。该项工作包括对实测数据可靠性程度的判定、数据运算、制表、作图以及经验公式的确定等内容。有关实测数据的整理方法、步骤及误差分析等内容可参看有关的教科书，在此仅介绍实测数据曲线拟合。

在数据拟合中，最小二乘法是应用最为广泛的一种方法，其最重要的是确定拟合函数的类型。它可以选取多项式、指数函数及对数函数等，在不易确定函数类型时可选用样条函数。下面简单介绍多项式拟合。

一、一次多项式拟合

如果实测中两个参量的数据表明它们呈近似线性关系，那么就可用一次多项式拟合。设拟合函数为：

$$y = ax + b \tag{7-2}$$

式中　a、b——与所表示的直线有关的参数。

现有一组观测数据（x_i，y_i），$i = 1、2\cdots n$，最小二乘法要求参数a、b的确定应使y在$x = x_i$处所得的值$ax_i + b$与y_i之差的平方和为最小，即使下式最小：

$$f = \sum_{i=1}^{n} [(ax_i + b) - y_i]^2 \tag{7-3}$$

f可看作是参数a、b的函数$f(a, b)$。为了使$f(a,b)$达到极小，由多元函数求极值的必要条件知，a、b应满足

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial f}{\partial a}&=0\\ \frac{\partial f}{\partial b}&=0\end{aligned}\right\}\tag{7-4}$$

即
$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial f}{\partial a}&=2\sum_{i=1}^{n}(ax_i+b-y_i)x_i=0\\ \frac{\partial f}{\partial b}&=2\sum_{i=1}^{n}(ax_i+b-y_i)=0\end{aligned}\right\}$$

整理得：

$$a\sum_{i=1}^{n}x_i^2+b\sum_{i=1}^{n}x_i=\sum_{i=1}^{n}x_iy_i$$

$$a\sum_{i=1}^{n}x_i+b\sum_{i=1}^{n}1=\sum_{i=1}^{n}y_i$$

由此得二元线性代数方程组：

$$\left.\begin{aligned}c_3a+c_2b&=d_2\\ c_2a+c_1b&=d_1\end{aligned}\right\}\tag{7-5}$$

式中 $c_k=x_1^{k-1}+x_2^{k-1}+\cdots+x_n^{k-1}=\sum_{i=1}^{n}x_i^{k-1}$，$k=1、2、3$；

$$d_k=x_1^{k-1}y_1+x_2^{k-1}y_2+\cdots+x_n^{k-1}y_i=\sum_{i=1}^{n}x_i^{k-1}y_i;$$

$k=1、2$

解上述方程得：

$$\left.\begin{aligned}a&=\frac{c_1d_2-c_2d_1}{c_1c_3-c_2^2}\\ b&=\frac{c_3d_1-c_2d_2}{c_1c_3-c_2^2}\end{aligned}\right\}\tag{7-6}$$

求出 a、b 以后，就确定了所拟合的直线。

二、可化为一次多项式的非线性方程

对于一些非线性方程，经过简单变量代换后，也可变成一次多项式。这种方法在处理和分析实测数据中经常用到，下面简单介绍几种。

1．双曲线　$Y=\frac{A}{X}+B$

令　$y=Y$，$x=\frac{1}{X}$得线性方程：

$$y=Ax+B$$

先将X_i换算成x_i，由（x_i，y_i）求出A、B。

2．幂函数　$Y=BX^A$

两数两边取对数，得：

$$\ln Y=\ln B+A\ln X$$

令　$y=\ln Y$，$x=\ln X$，$b=\ln B$，得线性方程：

$$y=Ax+b$$

先将（X_i，Y_i）换算成（x_i，y_i），然后由（x_i，y_i）求出A、b，最后由b求出B。

3．指数函数　$Y=Be^{AX}$

对函数两边取对数得：

$$\ln Y=\ln B+AX$$

令　$y=\ln Y$，$x=X$，$b=\ln B$，得线性方程：

$$y=Ax+b$$

其系数A、B的求法同上，不再重复。

4．指数函数　$Y=Be^{A/X}$

对函数两边取对数得：

$$\ln Y=\ln B+\frac{A}{X}$$

令 $y=\ln Y$，$x=\dfrac{1}{X}$，$b=\ln B$，得线性方程：

$$y=Ax+b$$

5．对数函数 $Y=A\ln X+B$

令 $y=Y$，$x=\ln X$，得线性方程：

$$y=Ax+B$$

6．S型曲线函数 $Y=\dfrac{1}{Ae^{-x}+B}$

令 $y=\dfrac{1}{Y}$，$x=e^{-X}$，得线性方程：

$$y=Ax+B$$

三、多项式拟合的一般情况

上面介绍了一次多项式的拟合问题，当拟合函数为任意次代数多项式时，可用类似的过程求解。

对于$m-1$次多项式，它是1，x，…，x^{m-1}的线性组合，可用下式描述：

$$y(x)=\sum_{j=1}^{m}a_jx^{j-1} \tag{7-7}$$

对于n组实测数据(x_i, y_i)，$i=1、2\cdots n$，$y(x)$在$x=x_i$处所得值$y(x_i)$与y_i之差的平方和为：

$$f=\sum_{i=1}^{n}[y(x_i)-y_i]^2=\sum_{i=1}^{n}\left(\sum_{j=1}^{m}a_jx^{j-1}-y_i\right)^2 \tag{7-8}$$

这里f是a_1，a_2，…，a_m的函数$f(a_1, a_2, \cdots, a_m)$。

由此问题转化为求多元函数f的极小值。由多元函数极值的必要条件得：

$$\frac{\partial f}{\partial a_j}=0 \quad j=1, 2, \cdots, m \tag{7-9}$$

m 元线性代数方程组为：

$$\left.\begin{aligned} &c_1a_1 + c_2a_2 + \cdots + c_ma_m = d_1 \\ &c_2a_1 + c_3a_2 + \cdots + c_{m+1}a_m = d_2 \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ &c_ma_1 + c_{m+1}a_2 + \cdots + c_{2m-1}a_m = d_m \end{aligned}\right\} \qquad (7\text{-}10)$$

式中 $c_k = x_1^{k-1} + x_2^{k-1} + \cdots + x_n^{k-1} = \sum_{i=1}^{n} x_i^{k-1}$，

$k = 1, 2, \cdots, 2m-1$；

$d_k = x_1^{k-1}y_1 + x_2^{k-1}y_2 + \cdots + x_n^{k-1}y_n = \sum_{i=1}^{n} x_i^{k-1}y_i$，

$k = 1, 2, \cdots, m$。

由上式可以唯一地求出多项式的参数a_1，a_2，$\cdots$，a_m，从而确定拟合函数。

四、实例计算

某一软岩巷道在120天内底膨量的实测值如表7-1所示。

表 7-1 软岩巷道底膨量实测数据

时间 t (d)	3	7	11	16	22	28	32	36
底膨量 u(mm)	26.6	54.2	90.3	133.0	150.2	174.4	177.9	184.2
时间 t (d)	40	45	51	57	60	65	70	75
底膨量 u(mm)	193.0	208.4	215.2	224.7	232.9	243.0	251.0	263.3
时间 t (d)	81	88	94	99	104	111	115	120
底膨量 u(mm)	275.9	283.1	302.4	316.0	323.4	335.0	340.1	344.5

现选择拟合函数的形式为 $u = Bt^A$，按照上面介绍的方法编制计算机程序求解，最后得：$A = 0.64$，$B = 17.25$。从而确定拟合函数为：

$$u = 17.25t^{0.64}$$

将其绘成曲线，如图 7-4 所示，可见所选择的函数较好地拟合了实测曲线。这种方法给出了软岩巷道底臌量与时间的函数关系，这对弄清底臌的规律很有帮助。

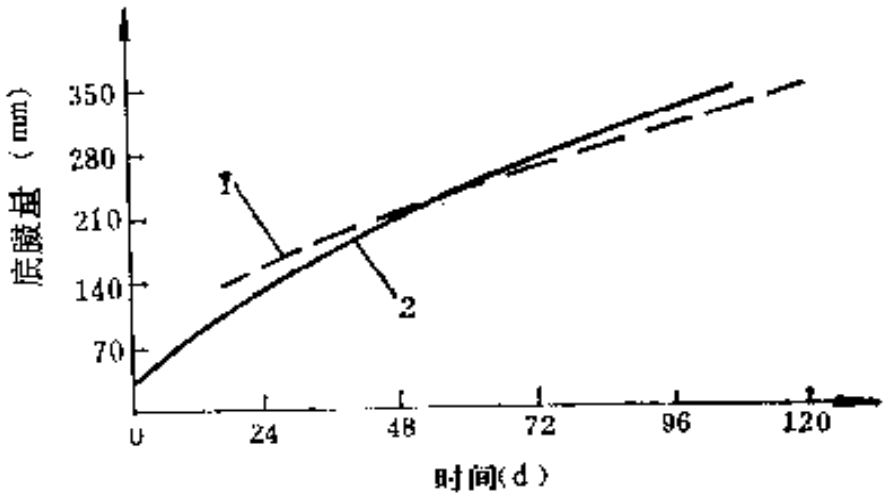


图 7-4　软岩巷道底臌量曲线

1—实测曲线；2—拟合曲线

第三节　实 例 分 析

以兖州矿务局鲍店煤矿北翼胶带输送机大巷为例，运用实测资料分析软弱岩层巷道底臌的规律。

一、井下条件

鲍店煤矿北翼胶带输送机大巷和硐室的围岩性质如第五章第二节所述。图 7-5 是大巷与硐室同上部回采工作面的位置关系。大巷上方的1304工作面回采后，大巷因受采动影响而维护状况日益恶化。当1304工作面临近大巷100m左右时，

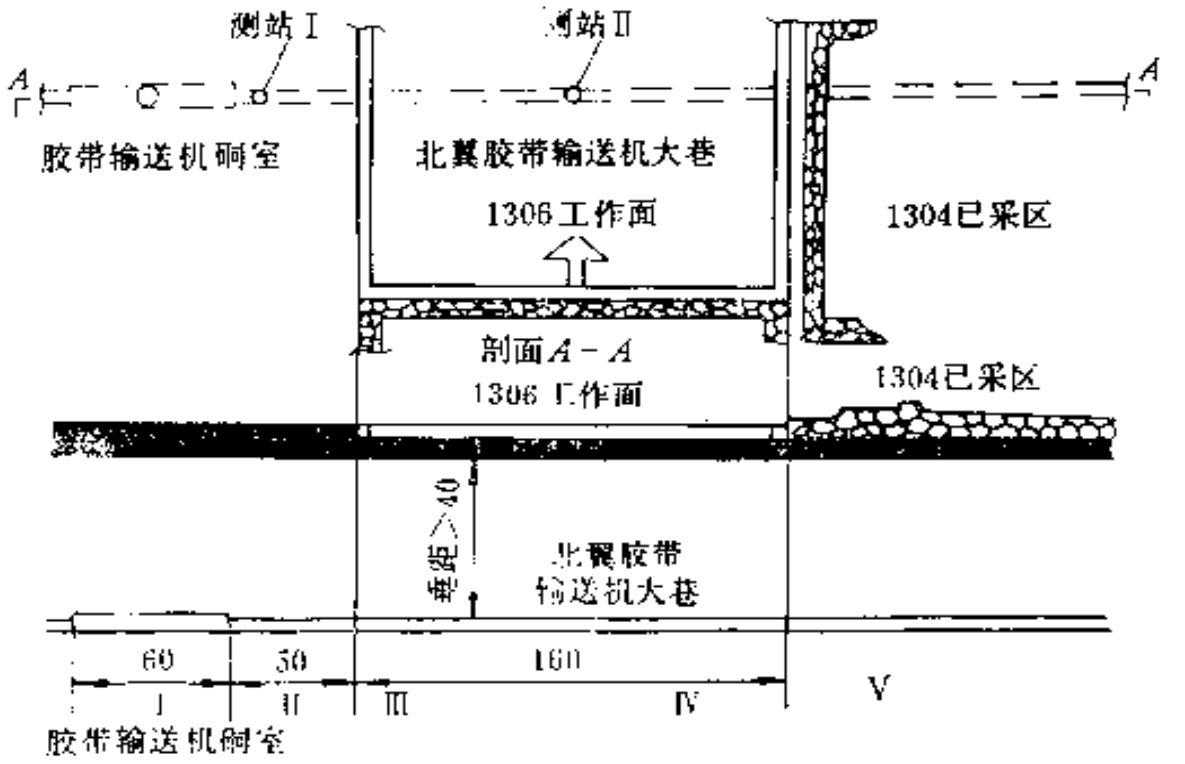


图 7-5　胶带输送机大巷及硐室与回采工作面的位置关系

大巷围岩就开始发生显著变形。回采工作面在大巷上方跨越过程中，它对工作面南侧大巷的影响范围为120m。虽然回采工作面与大巷之间的垂直距离甚大（40～60m），但采动影响引起的巷道变形十分强烈。顶板下沉量约200～300mm，底臌量约1200～1300mm，两帮移近量约1500mm，巷道遭到严重破坏。

为了研究1306工作面回采时对大巷及硐室围岩变形的影响，特别是底臌量的变化，进行了井下实测。

二、观测内容与测站布置

观测内容为巷道及硐室的表面位移与深部围岩位移。

测站布置如图7-6所示，其中1～26为表面位移测站。在1306工作面上下顺槽附近测站布置得比较密集，在工作面中部和两侧较远的地方布置的相对稀疏。深部围岩位移测站布

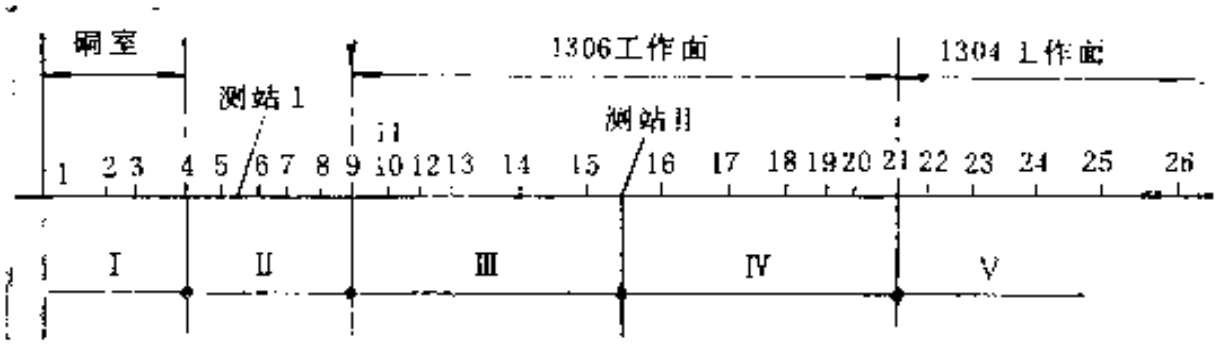


图 7-6 巷道位移测站布置

置2个，测站Ⅰ设在1306工作面南侧5～6测站之间，测站Ⅱ位于1306工作面下方15～16测站之间。按照围岩位移的大小，将大巷及硐室分为硐室（Ⅰ），1306工作面南侧（Ⅱ），1306工作面范围内的南部（Ⅲ），北部（Ⅳ），以及1304工作面下方Ⅴ等5段。下面逐段分析大巷围岩位移的变化规律。关于硐室的情况，将在第九章第五节分析。

三、实测结果

1．大巷地段Ⅱ的围岩位移

图7-7表明1306工作面南侧Ⅱ段巷道的围岩位移情况。从图上可以看出，在工作面离大巷300～70m区间内，巷道顶底板与两帮移近速度都变化不大，保持在0.1～0.25mm/天的范围内，表明1306工作面距大巷70m以外时，它对Ⅱ段巷道基本没有采动影响。随着工作面靠近大巷，巷道围岩位移速度明显增大，顶底板移近速度的变化尤为剧烈。当工作面跨越大巷时，顶底板移近速度达1.0mm/天，两帮移近速度达0.45mm/天，分别是未受工作面采动影响时的4倍、3倍。可见，工作面与大巷相距0～70m之间，Ⅱ段巷道受到了采动影响，并且距离越近，采动影响越大。当工作面跨过大巷后，围岩位移速度继续增加，这种趋势在0～－15m区间内不很明显。但在－15～－50m范围内，围岩位移速度急剧增

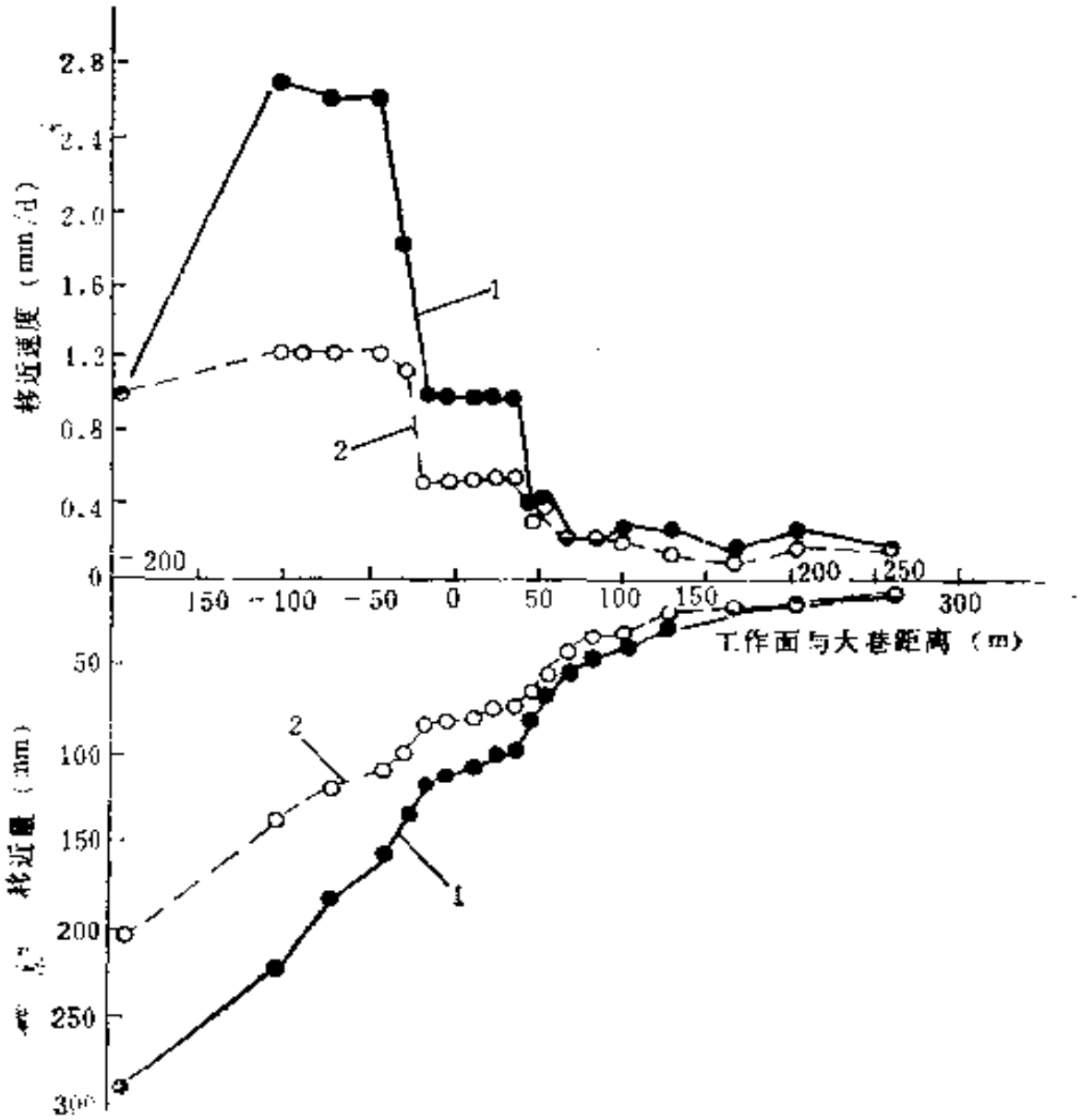


图 7-7　Ⅱ段巷道围岩位移曲线

1—顶底板，2—两帮

加，并且在－40m位置左右达到最大值。此时顶底板移近速度达2.67mm/天，两帮移近速度达1.25mm/天，分别是未受采动影响时的10.7倍与8.3倍。随着工作面远离大巷，围岩位移速度又逐渐减小，最后趋于一稳定值。由此看出，1306工作面对Ⅱ段巷道影响最剧烈的阶段是工作面跨过大巷40m左

右。造成这种现象的原因在于，当工作面未跨越大巷时，工作面前方的支承压力主要分布在其正前方，而在其两侧支承压力则相对比较小。因而在工作面跨越大巷期间，采动虽然对Ⅱ段巷道造成一定影响，但不是十分严重。当工作面跨越过大巷后，由于采空区处于应力降低区，故将高应力转移到工作面两侧，使得处于1306工作面侧下方的Ⅱ段巷道受到严重的影响，致使围岩位移急剧增加。随着工作面远离大巷，大巷上方的采空区不断压实，因而又能承受较大的压力，使得Ⅱ段巷道上方的高应力部分转移，减小了围岩位移。

该段巷道底板岩层的深部位移曲线如图7-8所示。围岩仅在2.0m范围内产生了比较显著的位移，之后深部位移变得很小，围岩松动范围不大。

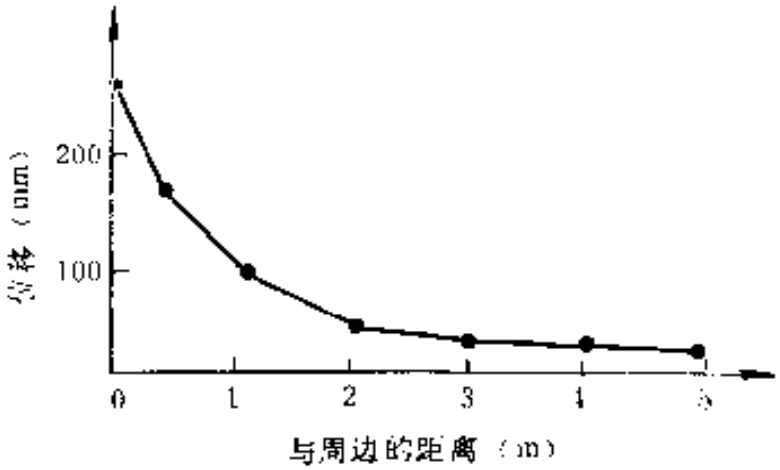


图 7-8　Ⅱ段巷道底板岩层深部位移

2. 大巷地段Ⅲ的围岩位移

图7-9是Ⅲ段巷道9～10测点的围岩位移情况。该段巷道正处在1306工作面顺槽下方。从图上看出，当工作面与大巷相距60m以外时，工作面向前推进对此段巷道的围岩位移基本没有影响。工作面对巷道的采动影响是从60m处开始的。

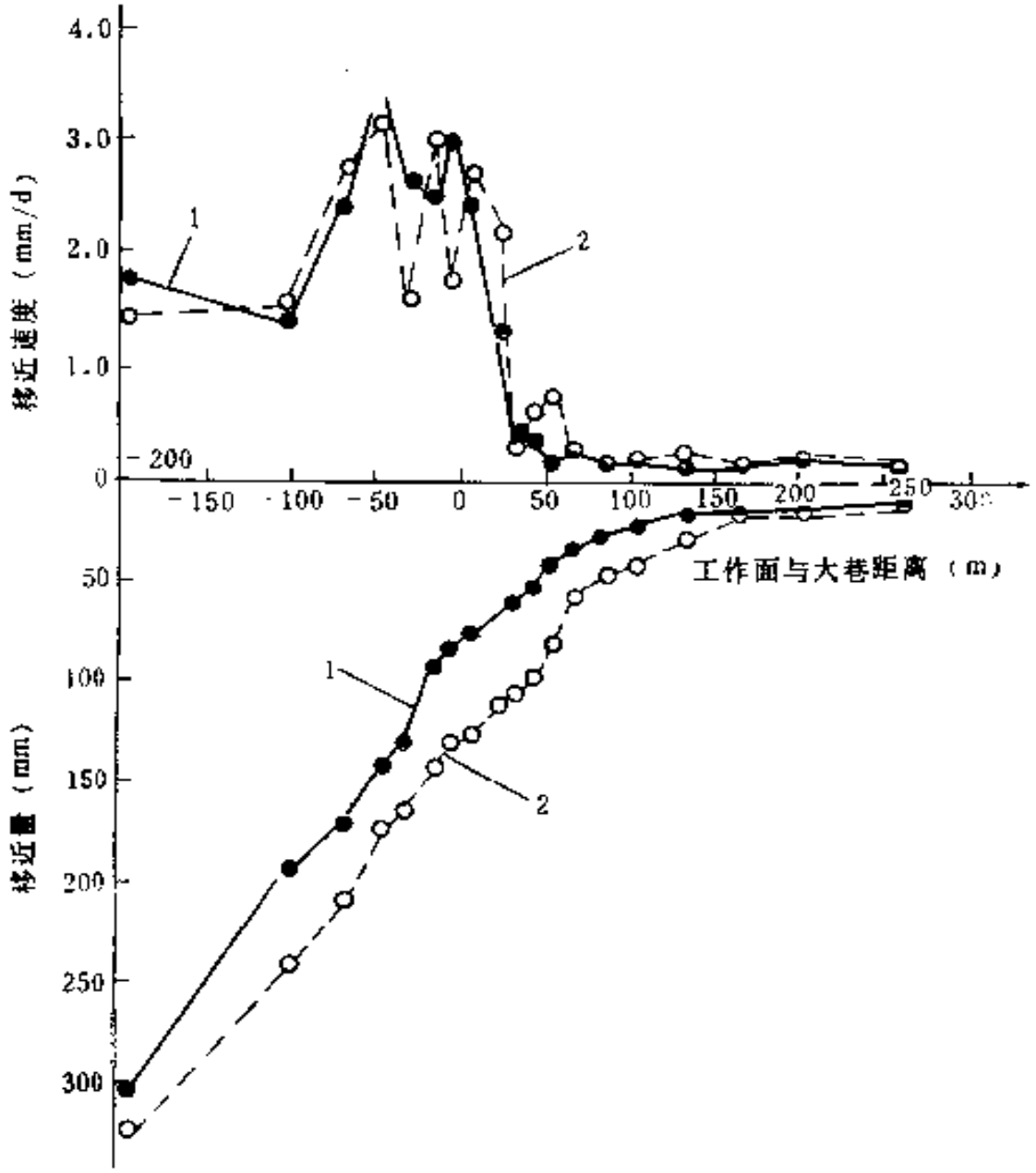


图 7-9　Ⅱ段巷道9～10测点围岩位移曲线

1—顶底板；2—两帮

随着工作面接近大巷，顶底板及两帮移近速度急剧增加，并在工作面跨越大巷期间达到最大值。顶底板移近速度为3.1mm/天，两帮移近速度为2.9mm/天，分别是未受采动影响时的24倍与11.6倍。当工作面跨过大巷之后，围岩位移速度有一定的波动。当工作面离开大巷50m时位移速度逐渐减小，之

后趋于稳定。本段巷道的两帮移近量稍大于顶底板移近量。在300～－200m范围内，巷道累计顶底板移近量为302mm，两帮移近量为324mm。由上述分析可知，9～10测点巷道受工作面的采动影响范围为60～－70m之间，并且在跨越大巷时采动最为强烈。这种现象不同于Ⅱ段巷道的情况，因为该段巷道基本处在1306工作面内部。当工作面接近大巷时，本段巷道上方的煤层和围岩将承受巨大的支承压力，而且工作面距大巷越近，采动影响越剧烈。工作面跨过大巷后，本段巷道处于采空区下方，处于应力降低区，因而围岩位移速度减小。随着工作面远离大巷，巷道应力重新分布逐渐趋于稳定，围岩位移速度亦趋于一定的值。

Ⅲ段巷道11～14测点围岩位移曲线如图7-10。该段巷道处于1306工作面内部南侧。曲线表明：当工作面与大巷之间的距离在300～90m区间内时，巷道顶底板移近速度及两帮移近速度基本保持稳定。当这个距离小于90m时，围岩位移速度开始产生显著变化，说明已经受到工作面的采动影响。随着工作面不断向大巷推进，到30m左右时，两帮相对移近速度达到最大值，为3.3mm/天，是未受采动影响时的11倍。顶底板移近速度在10m的位置上达到最大值，为4.5mm/天，是未受采动影响时的11.3倍。围岩位移速度达到最大值之后，工作面继续推进使得其逐渐减小。顶底板移近速度在10～－15m区间内变化剧烈，之后趋于缓和。当工作面远离胶带输送机大巷时，移近速度基本稳定。两帮相对移近速度在20～－40m之间急剧减小，之后趋于一定的数值。在300～－200m范围内本段巷道的累计顶底板移近量为466mm，两帮移近量为438mm。巷道围岩状况表现为底板岩层在一定深度上松动、破碎，顶底板相对移近量中底臌量约占70%，两

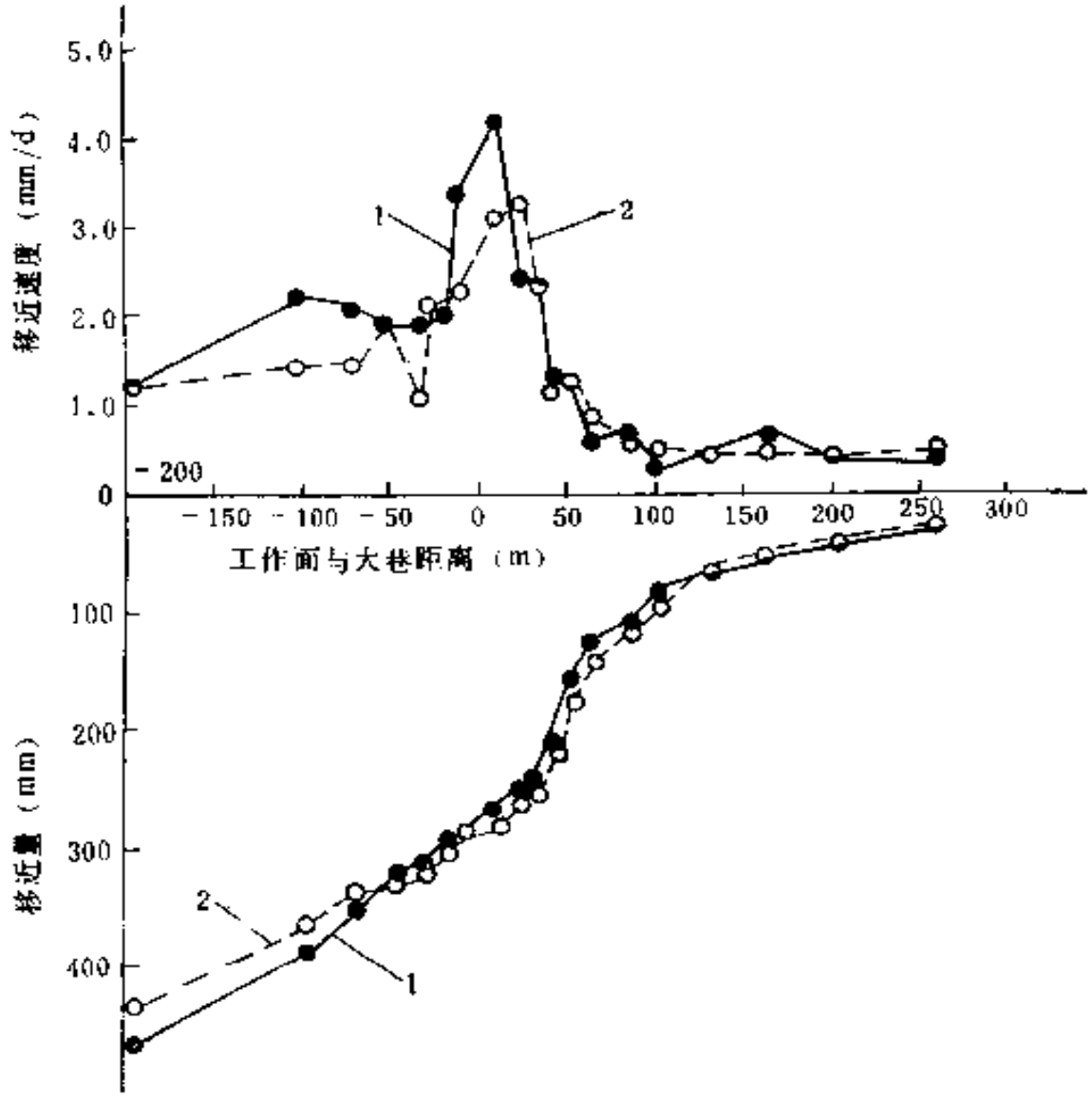


图 7-10　Ⅱ段巷道11～14测点围岩位移曲线

1—顶底板；2—两帮

帮围岩亦出现松动破碎区。岩层的移近挤压支架，使其产生了较大的变形。

3．大巷地段Ⅳ的围岩位移

图7-11是1306工作面内部北侧的Ⅳ段巷道15～17测点处的位移曲线。

巷道位移速度在180m以外时基本稳定，围岩顶底板及两帮移近速度相差无几。当工作面与大巷的距离在70～180m

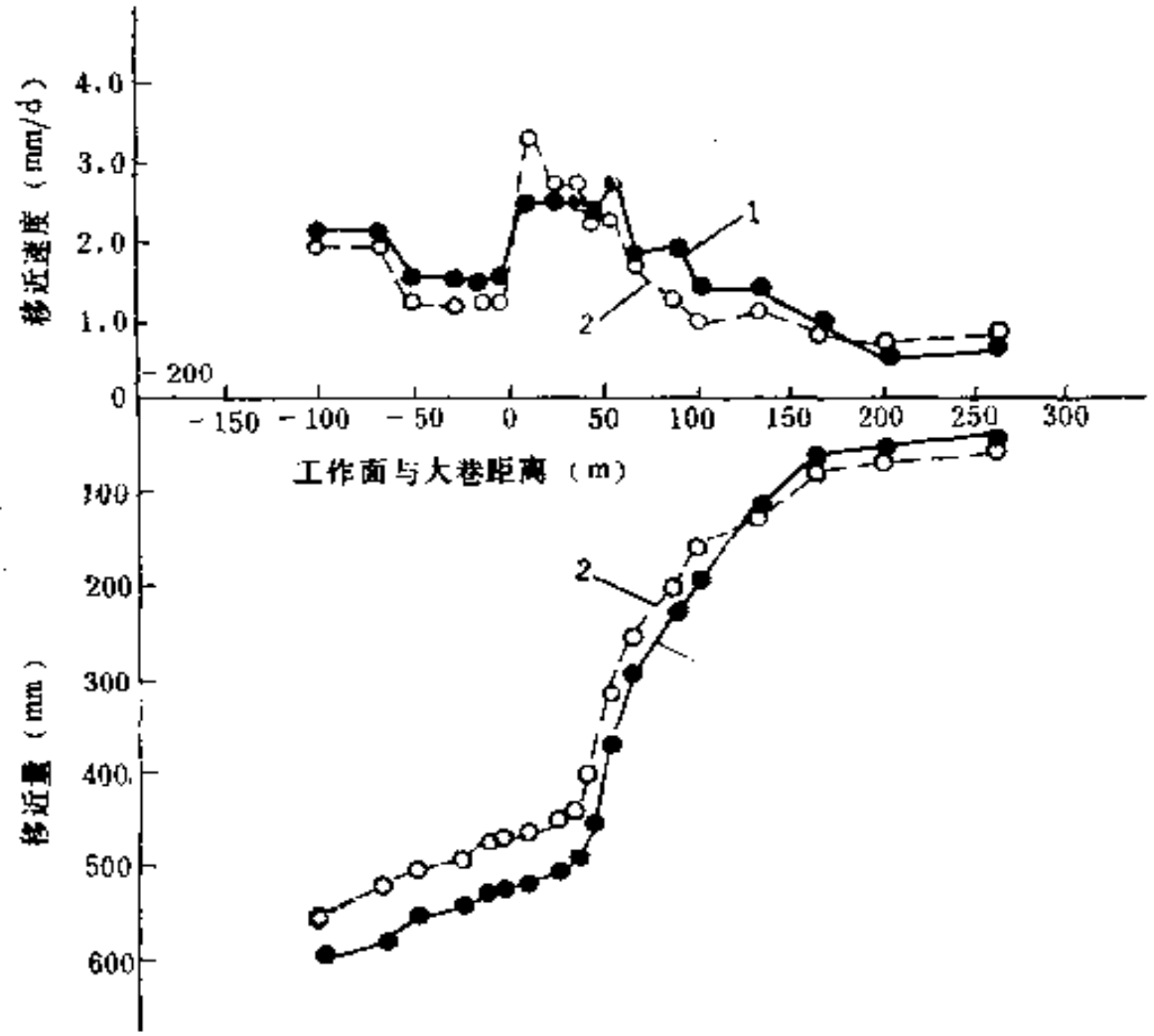


图 7-11 Ⅳ段巷道15～17测点围岩位移曲线

1—顶底板；2—两帮

之间变化时，围岩位移速度呈增长的趋势，不过曲线比较平稳，表明在此阶段巷道虽然已受到工作面的采动影响，但程度较小。而当工作面推进到离大巷70m左右的位置后，围岩位移速度急剧增加，顶底板移近速度在50m处达到最大值，为2.75mm/天，是未受采动影响时的5倍。两帮移近速度在15m处达到最大值，为3.3mm/天，是未受采动影响时的7.5倍。围岩位移速度峰值过后，便急剧减小。工作面跨过大巷之后，围岩位移速度减小到一个稳定值。该段巷道累计

的顶底板移近量为685mm，两帮移近量为614mm。巨大的巷道变形使其遭到比较严重的破坏，表现为底板臌起、封闭式支架的底梁向巷道内挠曲、支架柱腿向内弯曲，如图7-12所示。此段巷道底板和两帮围岩的松动、破碎范围都很大。底板深部位移观测结果表明：巷道底板3.0m内的岩层都产生了较大的位移。之后围岩位移迅速衰减，到5m左右时，围岩位移变得很小，如图7-13所示。



图 7-12 Ⅳ段巷道15～17测点底臌状况

18测点处的巷道围岩变形最剧烈，如图7-14所示。巷道远在工作面离它200m处就受到采动影响。采动影响程度在200～100m阶段比较小。小于60m时，围岩位移速度急剧增加。顶底板移近速度在10m处达到最大值，为5.5mm/天，是未受采动影响时的7.1倍。两帮移近速度在35m处达到峰值，为3.6mm/天，是未受采动影响时的5.2倍。围岩位移速度在峰值之后迅速衰减。工作面跨过大巷后趋于一定数值。该处巷道顶底板移近量为1245mm（因该处测点设在支架上，而支

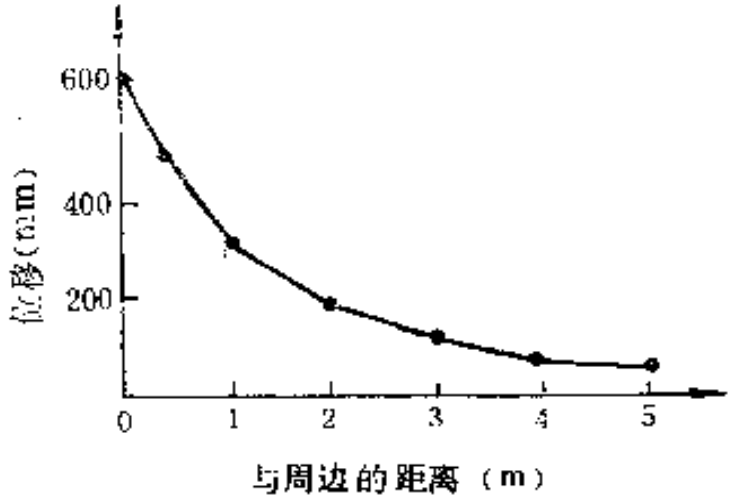


图 7-13　Ⅳ段巷道底板岩层深部位移

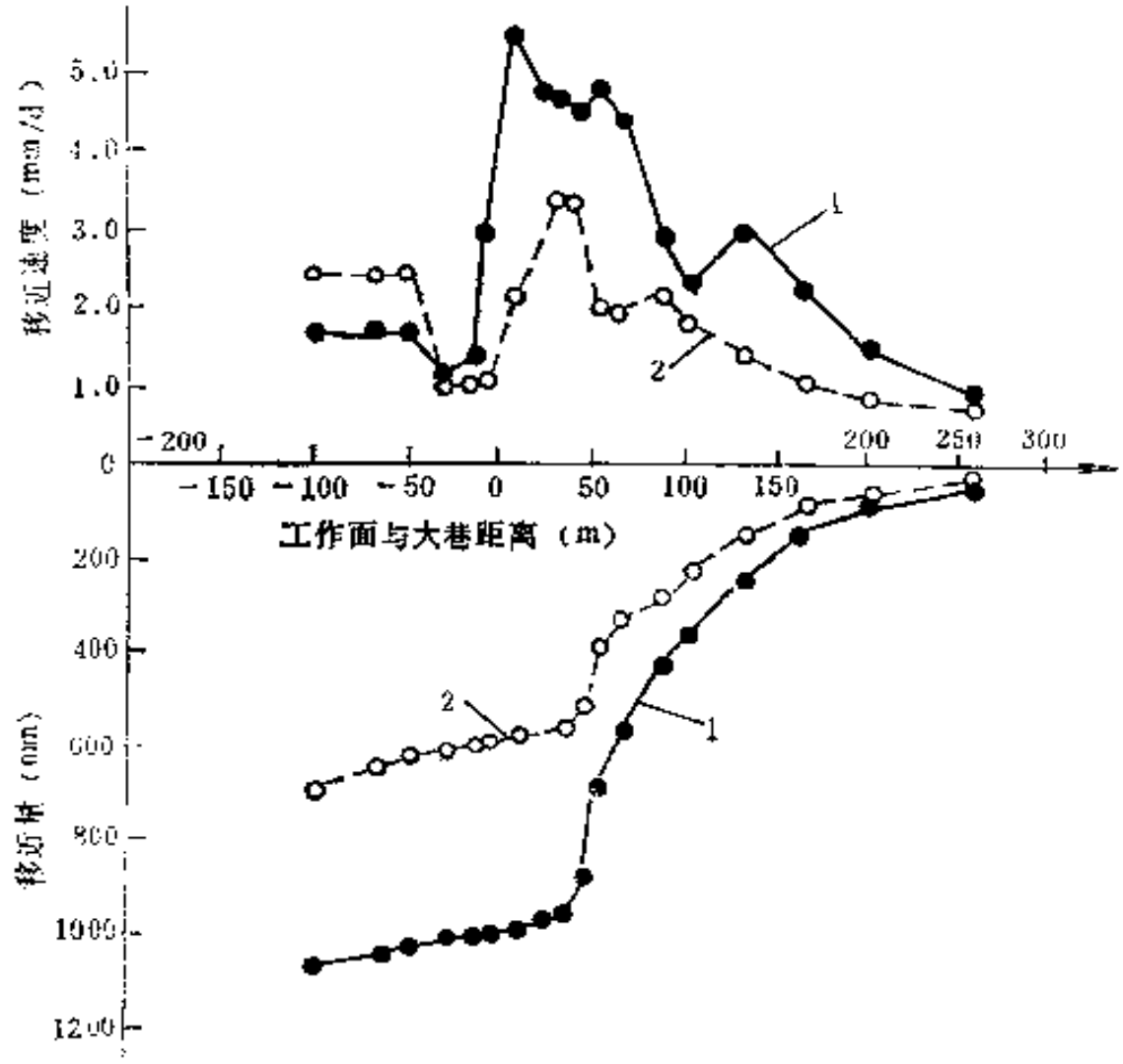


图 7-14　Ⅳ段巷道18测点围岩位移曲线

1—顶底板；2—两帮

架严重变尖，所以顶底板移近量实际上是底臌量），两帮移近量为874mm，巷道破坏状况如图7-15、7-16所示。底板剧烈臌起，底梁严重向巷道内弯曲，严重影响了胶带输送机的正常运转，不得不停机卧底。两帮围岩的剧烈移动使得支架柱腿向巷道内弯曲。顶板部位的支架变尖，巷道遭到严重破坏。

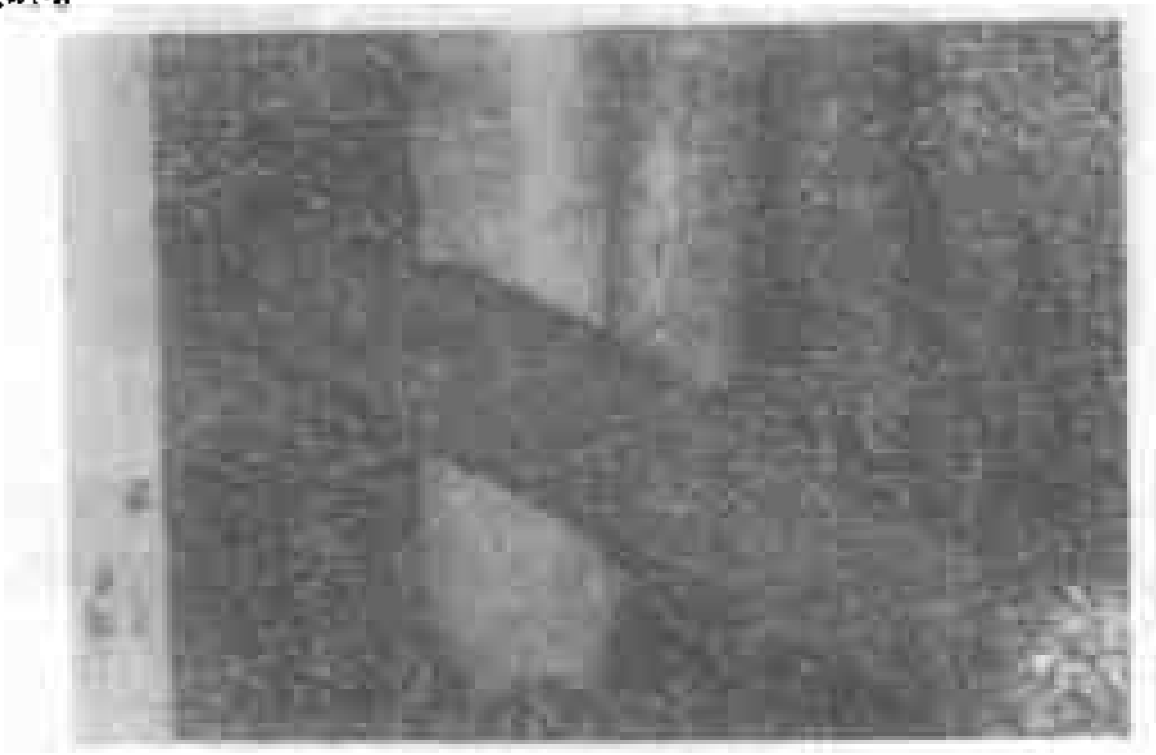


图 7-15　Ⅳ段巷道18测点底臌状况

4。大巷地段Ⅴ的围岩位移

Ⅴ段巷道处在1306工作面的北侧，1304工作面采空区下方。它受到1306工作面采动影响后围岩位移状况如图7-17。工作面推进到离大巷30m左右时，该段巷道才受到采动影响。之后，随着工作面不断推进，围岩位移速度明显增大。当工作面跨过大巷50m时，位移速度达到峰值。工作面继续推进，对巷道位移的影响趋于稳定，最后位移速度趋于一定值。该段巷道的位移情况与Ⅱ段巷道类似，即由于应力传递，使得巷道在工作面跨过大巷后变形剧烈。巷道的顶板及两帮移近



图 7-16　Ⅳ段巷道18测点顶板破坏状况

量分别为407mm、372mm。顶底板及两帮峰值移近速度分别为5.2mm/天、3.6mm/天，是巷道不受采动影响时的13倍及12倍。

四、实测结果分析

1．采动影响程度与底臌的关系

综上所述，因1306工作面内部北侧的Ⅳ段巷道处于1306与1304工作面支承压力叠加区，因而受到的采动影响最为剧烈，巷道及支架遭到严重破坏，底板岩层强烈臌起。而处于1306工作面两侧的Ⅱ、Ⅴ段巷道，在工作面离它比较近时才开始受到影响。在工作面跨过大巷后一定位置上围岩位移速度才达到峰值。采动对巷道造成了一定影响，但没有Ⅳ段巷道剧烈，因而其底臌量相对较小。

另外，通过分析各段巷道位移曲线的形状，发现它们有一共同点，即：大巷与工作面之间的距离存在一个临界值。

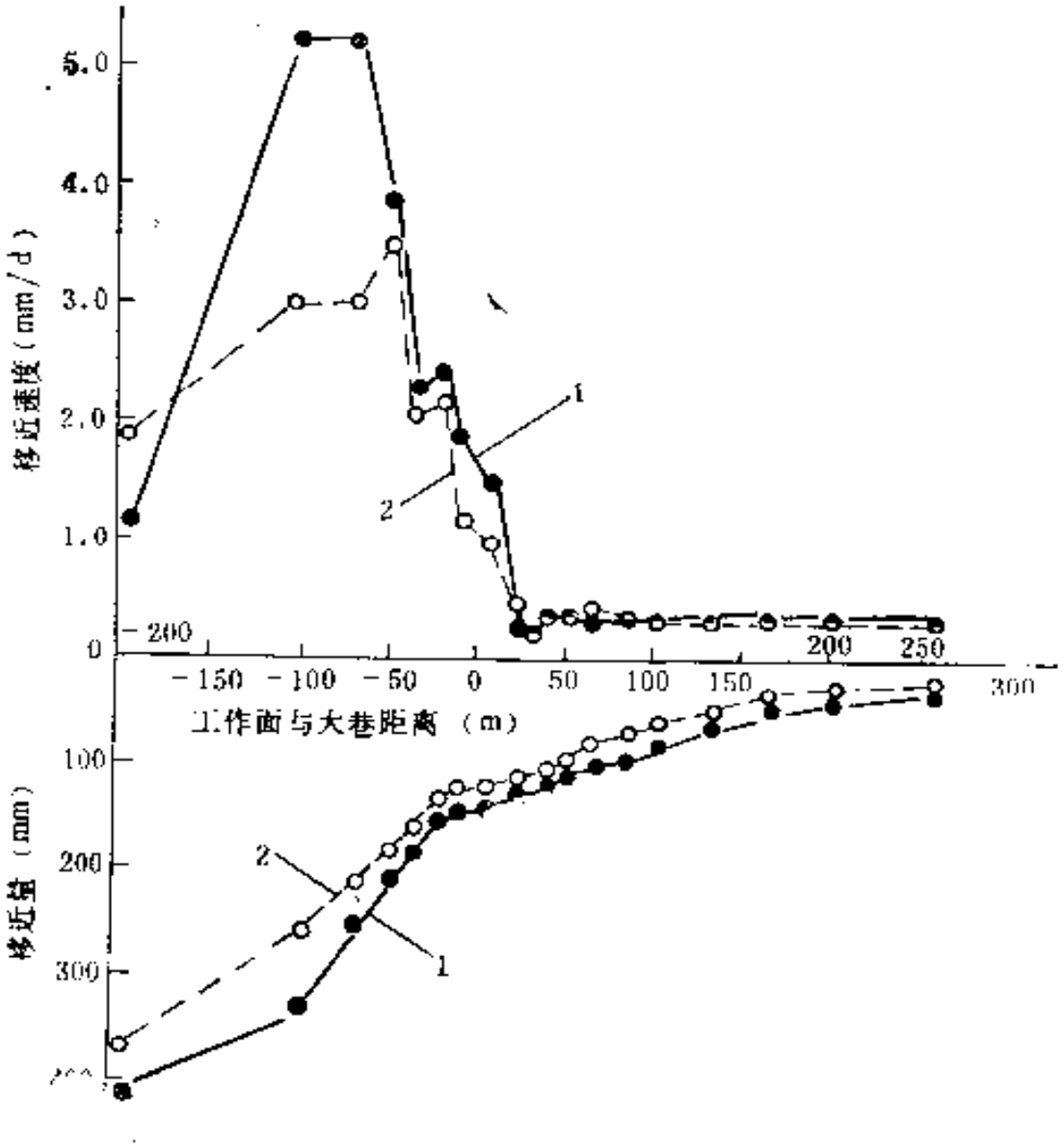


图 7-17　V段巷道围岩位移曲线

1—顶底板；2—两帮

当距离大于此值时，工作面接近大巷对巷道位移速度影响不大，巷道顶底板及两帮位移量基本呈线性增加，而当距离小于临界值时，随着工作面不断接近巷道，其位移速度急剧增加，位移量呈近似指数形式增加。

2。底板破坏状况分析

由于两帮围岩挤压底板岩层使其向巷道内弯曲是底臌的

主要部分，这一点可从图7-12、7-15中明显看出。另外底板附近1m范围内的岩层由于扩容加水的浸入，基本呈泥状，失去了承载能力。这部分岩层引起了较大的扩容及膨胀位移。巷道底板岩层的破坏状况属于图4-20所示的类型。

总之，通过实测研究，使我们对软弱岩层巷道底板岩层的破坏和臌起的规律有了更清楚的认识。

第三篇　软岩巷道底臌的防治

研究软岩物理力学性质及底臌机理的目的在于选择合理的防治措施。对于目前出现的防治底臌的措施，按照机理的不同，可分为三大类型，即：支护加固法、卸压法及联合支护法。本篇在前面研究成果的基础上，对这些措施进行评述，分析其防治底臌的机理、合理参数的选择、适用范围及施工方法等，为在井下软岩巷道中实施这些措施提供可靠的依据及实践经验。

第八章　支护加固法

支护加固法就是对具有底臌趋势的软岩巷道底板岩层进行支护或增强其强度，从而提高底板岩层的稳定性，减小底臌量。它包括底板锚杆、底板注浆及封闭式支架等形式。由于软弱岩层巷道底臌与底板岩层是否含水有很大关系，故对底板防治水的方法也作一介绍。

第一节　底板锚杆

锚杆支护作为一种行之有效的支护方式已广泛应用于煤矿开采等地下工程的维护领域。在适当的条件下，它对巷道围岩有良好的控制效果。底板锚杆能否有效地控制软岩巷道底臌，不仅取决于底板岩层性质及应力状态，而且与锚杆的布置方式、参数、安装时间及安装质量等多种因素有关。因此，只有全面考虑各种因素，才能正确评价底板锚杆的支护

效果。

一、底板锚杆控制底臌的机理

底板锚杆在岩层中的工作原理归纳起来主要有两个方面：

一是将软弱底板岩层与其下部稳定岩层连接起来，抑制因软弱岩层扩容、膨胀引起的裂隙张开及新裂隙的产生，阻止软弱岩层向上臌起。

其次是把几个岩层连接在一起，作为一个组合梁，起承受弯矩的作用。此组合梁的极限抗弯强度比各个单一岩层的抗弯强度的总和大。

一般地，如锚杆能深入到坚固、稳定的岩层内部，则以发挥第一种作用为主。相反，如果锚杆只布置在软弱岩层内，则锚杆的加固作用占主导地位。

二、底板锚杆的模拟研究

1．相似材料模型试验

德国曾进行过一系列相似材料模型试验，研究底板锚杆控制底臌的效果。模型模拟的岩层强度极低，锚杆长度为3 m，排距为0.65m，埋头深度为0.5m，破断力为300kN（模型上的参数全部换算成了实际的参数），试验结果如下：

在没有安设底板锚杆的模型上，巷道埋深为600m时，底板岩层中部产生了弯曲断裂。在800m深度上，底板附近的岩层出现多处断裂。巷道两帮岩体中出现楔形破坏，两帮的相对移近使得底板岩层剧烈臌起，破坏范围很大。

当锚杆均匀地布置在底板上，锚杆密度为3.4根/m^2时，由于锚杆密度很大，所以在底板没有出现较大的弯曲断裂，只是在底板附近岩层中产生了不明显的底臌。相反，巷道两帮和顶板中的应力增大，使得顶板下沉量与两帮挤出量都增

加较大。

当靠近巷道两帮的锚杆间距较小，底板中部锚杆间距较大，锚杆密度为2.3根/m²时，由于锚杆密度较小，没有起到阻止底板岩层弯曲断裂的作用。在800m埋深时，模型的底臌量相当于无支护模型的情况，底板岩层同样出现了多处断裂，破坏范围较大。相反，顶板下沉量和两帮挤出量较小。

当锚杆密度减小到1.6根/m²，而且只在底板中部安设锚杆时，底板附近的岩层出现多处断裂，但弯曲量不大。锚杆密度由2.3根/m² 减小到 1.6 根/m²时，虽然阻止了底板岩层出现剧烈的弯曲断裂，但没有显著减小巷道底臌量，而且顶板下沉量和两帮挤出量比无支护模型都有所增加。

图 8-1 是 4 个模型的埋深与巷道顶底板移近率（顶底板移近量与巷道原始高度的比值）的关系曲线。从图上看出：

（1）无论底板是否安装锚杆，底板岩层发生破坏的埋深都在342～355m之间。

（2）4 条曲线的斜率相差微小，即巷道顶底板移近率随埋深的增加相差无几，表明在强度很低的岩层中，底板锚杆起不到减小巷道顶底板移近率的作用。大密度底板锚杆虽然可以减小底臌量，但同时增加了顶板下沉量。

日本也曾利用相似材料模型试验研究底板锚杆的布置方式及参数与其支护效果的关系。

在无支护、底板锚杆及全断面锚杆支护状态下(图8-2)，载荷与巷道顶底板移近率及断面收缩率之间的关系如图8-3、图8-4所示。模拟巷道底板中有软弱岩层，但其厚度小于锚杆长度。锚杆长度与巷道宽度的比值为1.1。

对于无支护巷道，当载荷为 4MPa 时，底板岩层就开始破坏。当载荷增加到11MPa时，巷道顶底板移近率达60%左

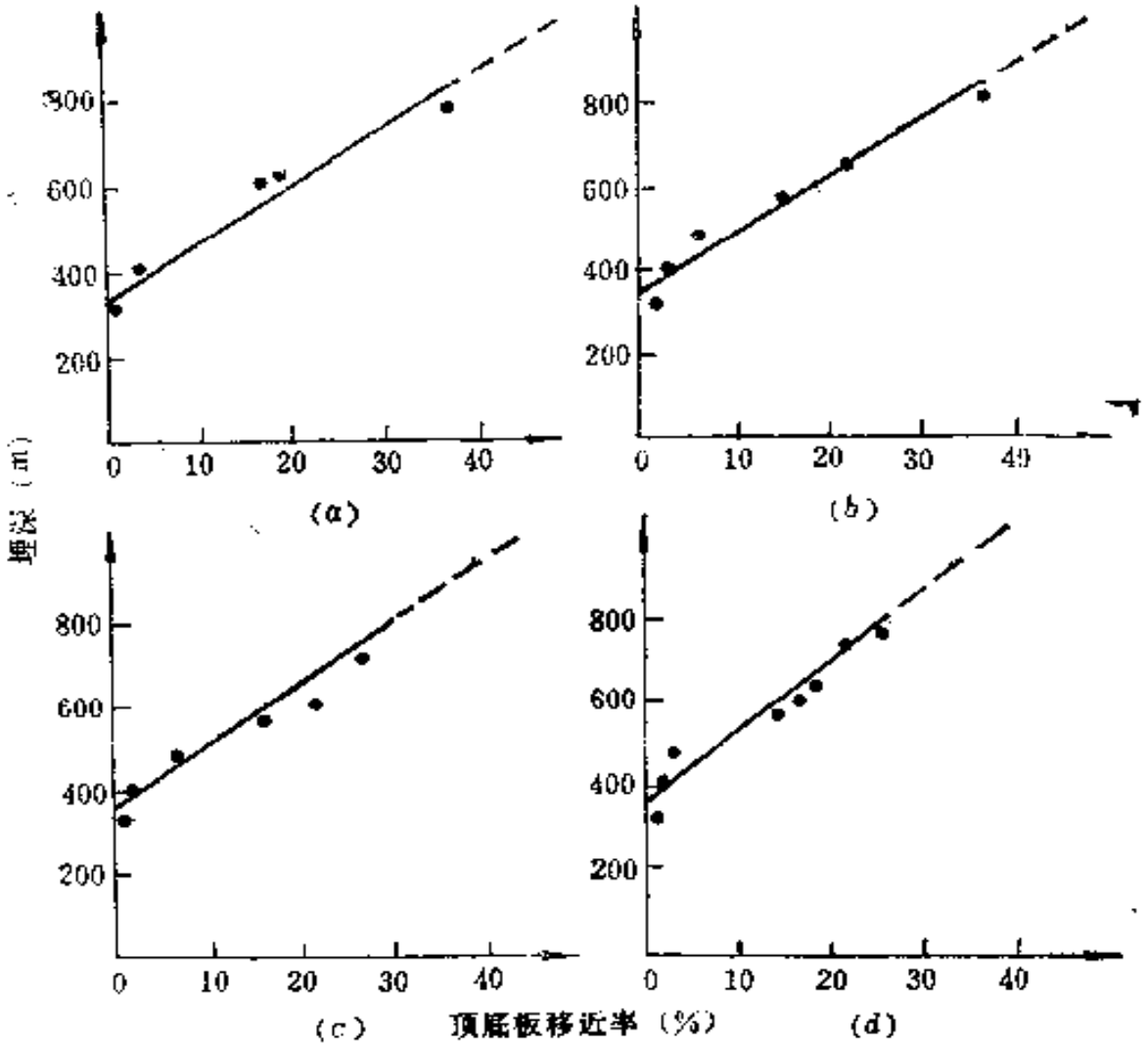


图 8-1 巷道埋深与顶底板移近率的关系曲线

(a)无支护；(b)锚杆密度3.4根/m²；(c)锚杆密度 2.3 根/m²，(d)锚杆密度1.6根/m²

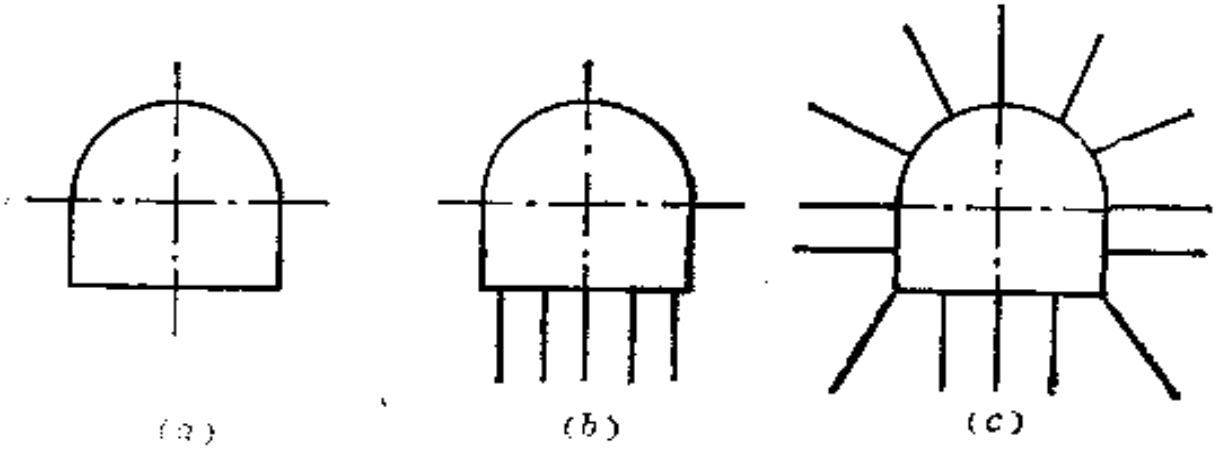


图 8-2 巷道支护状态

(a)无支护；(b)底板锚杆；(c)全断 面锚杆

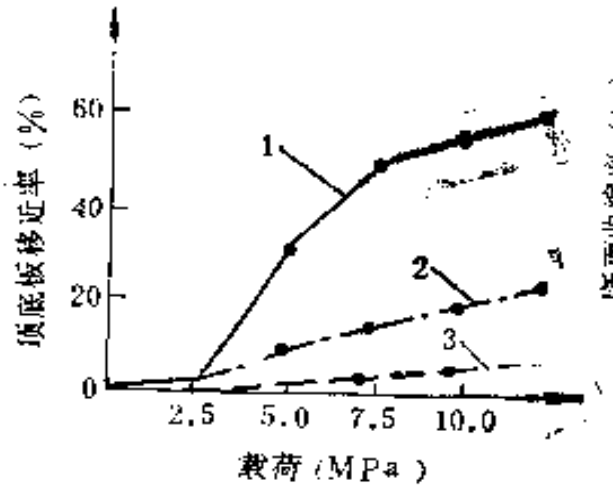


图 8-3 载荷与巷道顶底板移近率的关系

1—无支护；2—底板锚杆；3—全断面锚杆

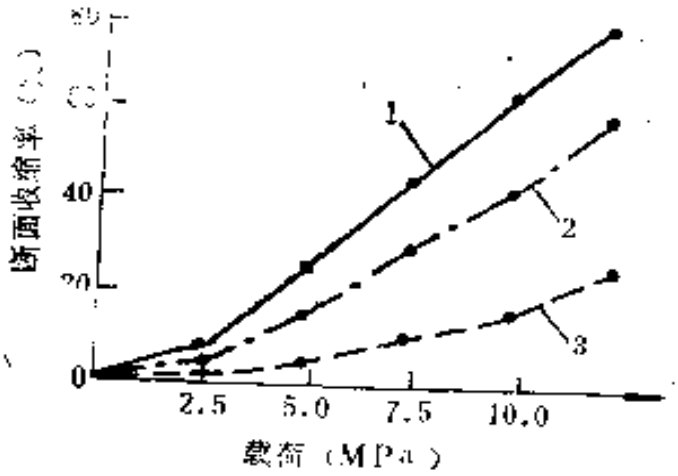


图 8-4 载荷与巷道断面收缩率的关系

1—无支护；2—底板锚杆；3—全断面锚杆

右，断面收缩率达80%，底板岩层臌起特别显著。

在底板安设密度为2根/m²的锚杆后，底板岩层的移动大致得到控制。但当载荷为6.5MPa时，两帮岩层开始破坏。载荷为11MPa时，巷道顶底板移近率为25%，断面收缩率达60%。

在巷道全断面布置密度为1.8根/m²的锚杆后，底板及两帮岩层的移动都得到控制。此时锚杆的支护效果最好。在11MPa的载荷下，巷道顶底板移近率在10%以下，断面收缩率仅为25%。

从上面的分析看出，如果仅在底板安设锚杆，它只能在某种程度上约束底板岩层的移动，对阻止两帮岩层的破坏却无能为力。而两帮相对移近同样会影响底板岩层移动，所以这种支护方式控制底臌的效果不很理想。全断面布置锚杆会使其作用得到充分发挥，是一种适用于底板含有一定厚度软弱岩层巷道的支护方式。

在全断面布置锚杆的状态下，锚杆密度与巷道顶底板移近率的关系如图 8-5 所示。从图中看出，随着锚杆密度的增大，巷道顶底板移近率在不断减小。在载荷（σ）较大、锚杆密度较小时，锚杆密度的变化对顶底板移近率影响明显。而当锚杆密度超过 2 根/m^2 后，它的增加对顶底板移近率几乎没有影响。

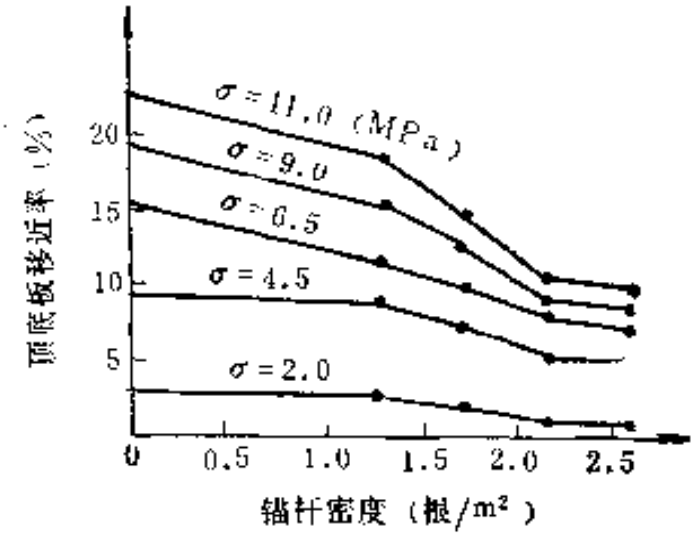


图 8-5　锚杆密度与巷道顶底板移近率的关系

图 8-6 是锚杆长度与巷道顶底板移近率的关系。锚杆密度为2.2根/m^2。当锚杆长度与巷道宽度的比值小于0.75时，巷道顶底板移近率随锚杆长度的增加显著减小。但当该值大于0.75后，顶底板移近率减小缓慢。可见，当锚杆长度到达一定数值后，再加长锚杆已基本不影响其支护效果。

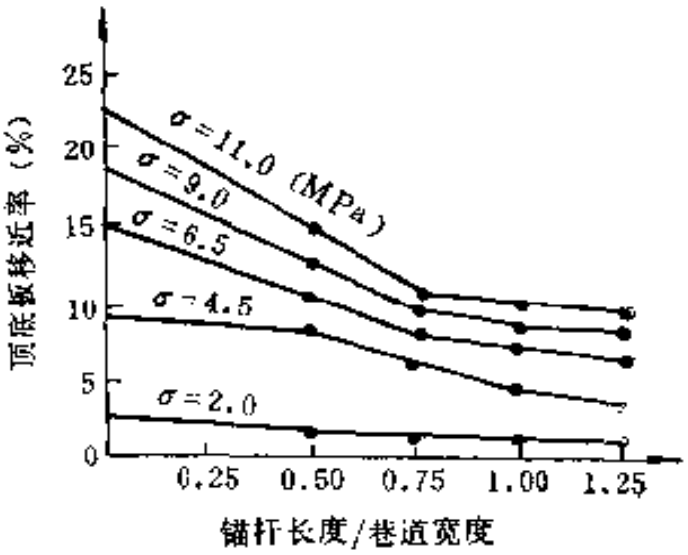


图 8-6　锚杆长度与巷道顶底板移近率的关系

2. 有限单元法数值计算

（1）应力分析：图 8-7 是用有限单元法计算出的无支

护和全断面锚杆支护模型巷道围岩的屈服区域。锚杆长度为2.7m，安装密度为1.6根/m^2。底板有软弱岩层，但其厚度小于锚杆长度。从图上看出，在无支护状态下巷道底板、两帮及拱顶部位的岩层在很小的埋深时就开始屈服。随着埋深的增加，屈服区域不断扩大。但是当安设全断面锚杆后，巷道底板、两帮及拱顶部位岩层的屈服区域变得很狭窄，特别是底板岩层的屈服区域，减小得更为明显，这就证明了全断面锚杆的支护效果。

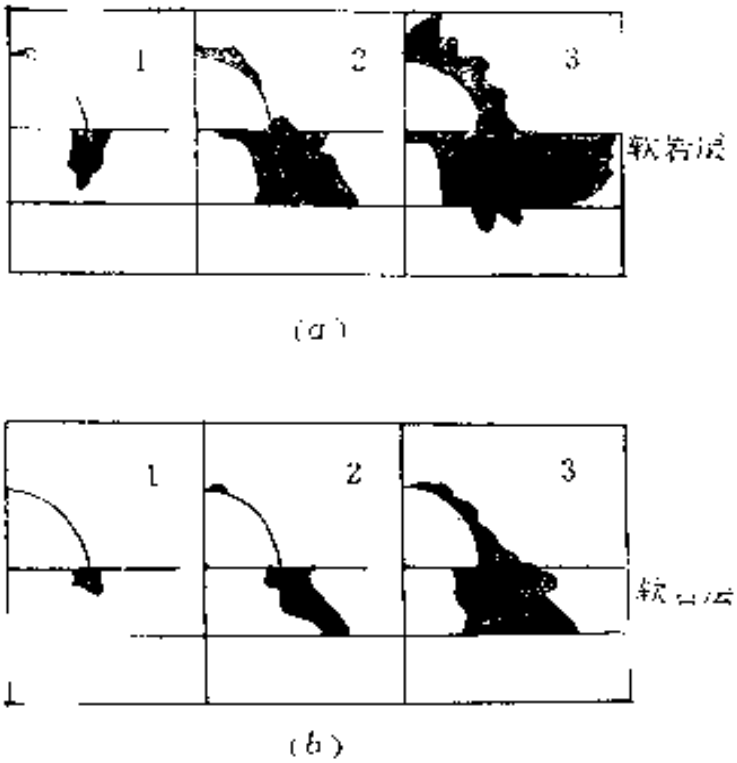


图 8-7　巷道围岩的屈服区域

(a)无支护，(b)全断面锚杆
1—埋深320m；2—埋深640m；3—埋深960m

（2）锚杆布置方式及参数对支护效果的影响：在各种锚杆布置方式（如图8-8所示）下，载荷与巷道顶底板移近率的关系见图8-9。从图上看出，在各种布置方式中，全断面

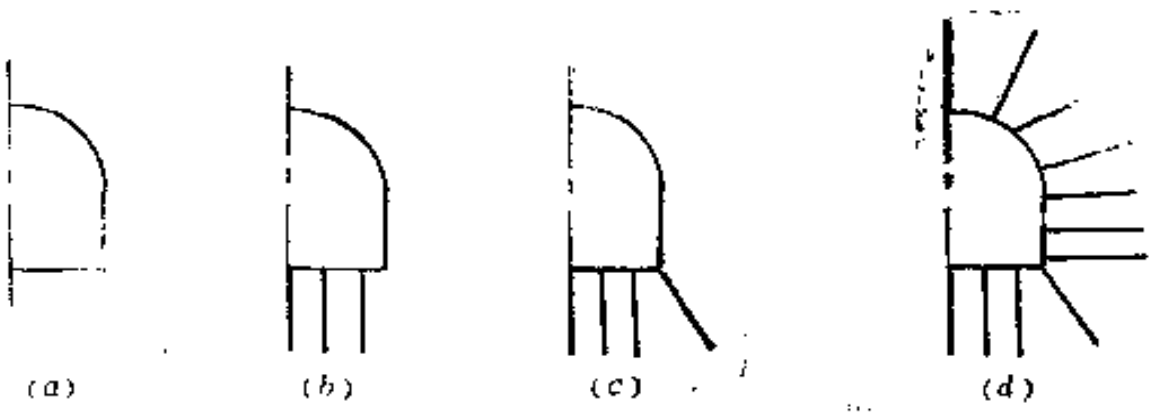


图 8-8 锚杆布置方式

(a)无支护；(b)底板锚杆；(c)底板锚杆加基角锚杆；(d)全断面锚杆

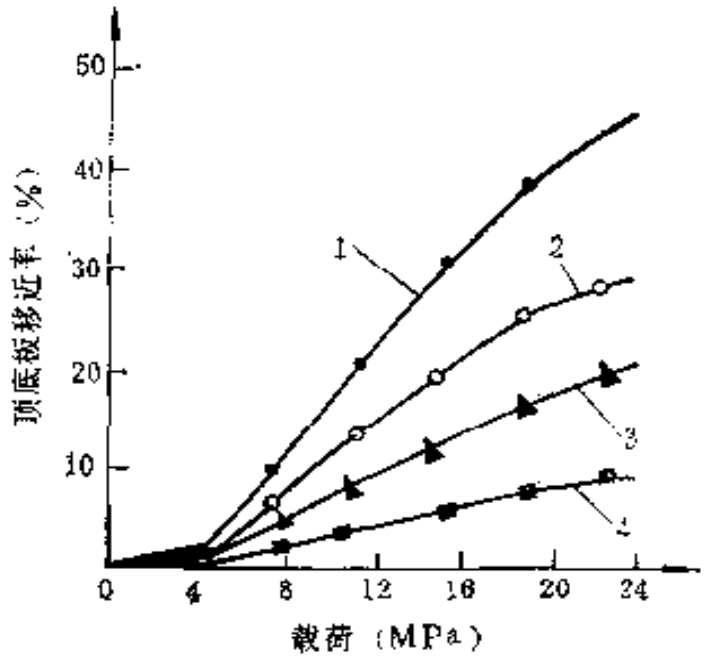


图 8-9 载荷与巷道顶底板移近率的关系

1—无支护；2—底板锚杆；3—底板锚杆加基角锚杆；4—全断面锚杆

锚杆具有最佳的控制巷道顶底板移近率的效果。这与相似材料模型试验得出的结果是一致的。

在全断面安设锚杆的状态下，锚杆长度与巷道顶底板移近率的关系如图8-10所示。随着锚杆长度与巷道宽度比值的增加，巷道顶底板移近率不断减小。但当该值大于1.0时，顶

底板移近率减小的幅度变小，之后趋于稳定。对于锚杆密度与巷道顶底板移近率的关系也显示出同样的趋势，如图8-11所示。随着锚杆密度增加，巷道顶底板移近率减小。但当锚杆密度大于2.0根/m²后，顶底板移近率减小的幅度变小。这些结果与相似材料模型试验得出的结果基本上是一致的。

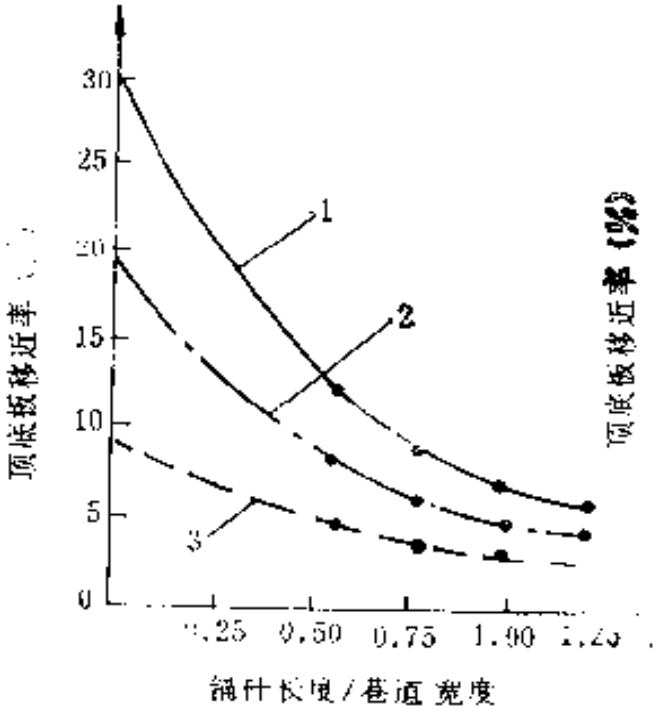


图 8-10 锚杆长度与巷道顶底板移近率的关系

1—载荷16MPa；2—载荷12MPa；3—载荷 8 MPa

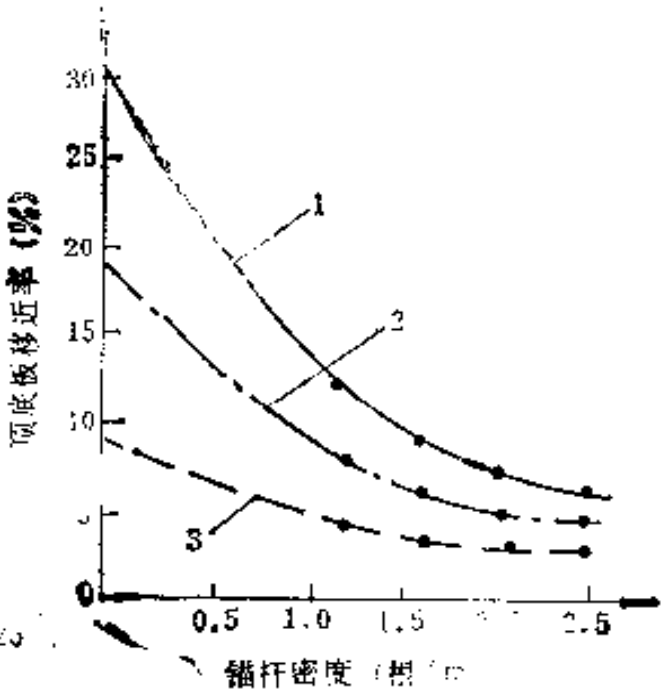


图 8-11 锚杆密度与巷道顶底板移近率的关系

1—载荷16MPa；2—载荷12MPa；3—载荷 8 MPa

（3）岩体强度对锚杆支护效果的影响：图8-12是在不同锚杆长度下岩体单轴抗压强度与巷道顶底板移近率的关系。从图上看出，随着岩体强度的增加，巷道顶底板移近率呈双曲线形式减小。特别是岩体强度从 8MPa 增加到 16MPa 时，顶底板移近率减小的程度相当明显。由此可见，岩体强度对锚杆支护效果的影响极大。

我国也进行过底板锚杆的模拟研究，研究成果与上述类

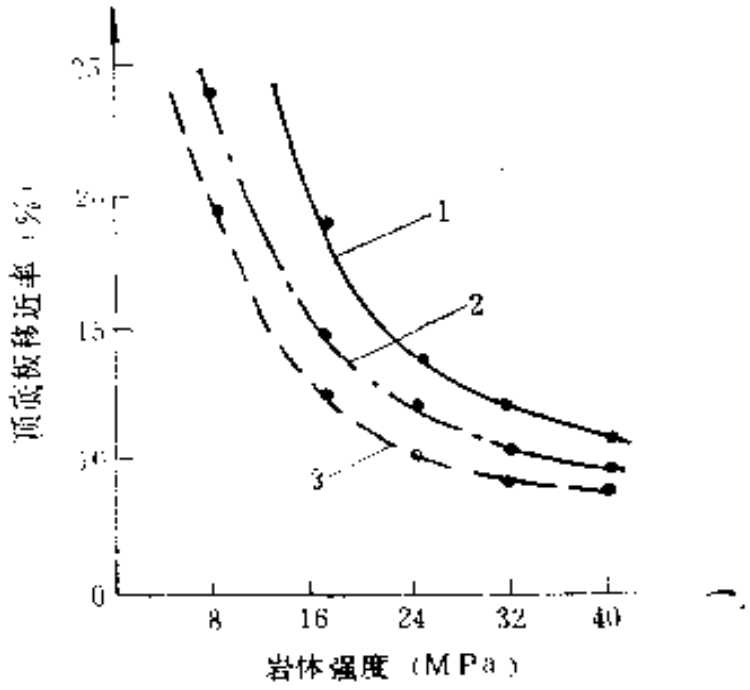


图 8-12 岩体强度与巷道顶底板移近率的关系

1—锚杆长度与巷道宽度的比值0.5；2—锚杆长度与巷道宽度的比值0.75；3—锚杆长度与巷道宽度的比值1.0

似，在此不再介绍。

三、底板锚杆的井下试验

德国鲁尔矿区罗瑞森矿曾在两条回采巷道中使用过底板锚杆。这两条巷道的埋深约为1100m。虽然底板岩层为较坚硬的砂页岩，但是由于巷道埋深很大，又受到采动影响，所以岩层的变形和破坏表现出软岩的特性，属高地应力岩层。底板锚杆采用由4根杆棒组成的集束锚杆，锚杆长度为4.5m及5.2m两种，用水灰比为0.6～0.7的水泥浆锚固。锚杆的埋头深度为1.5m及0.8m两种。6～8根锚杆组成一排，排距为1.5m，锚杆密度为0.8根/m^2。

巷道锚固段和未锚段顶底板移近率的实测平均值与回采工作面距离的关系如图8-13所示。从曲线上看出，未锚段巷道的顶底板移近率随着工作面的接近增加很快，从掘进头到回采工作面下出口处增加了24.5%。在回采工作面后方50m处，顶底板移近率达45%，之后仍不断增加。在回采工作面后方约120m处，顶底板移近率达到最大值，为57%。

对于锚固段巷道，其顶底板移近率从掘进头到回采工作面前方20m处只有少量增加。在回采工作面下出口处，顶底

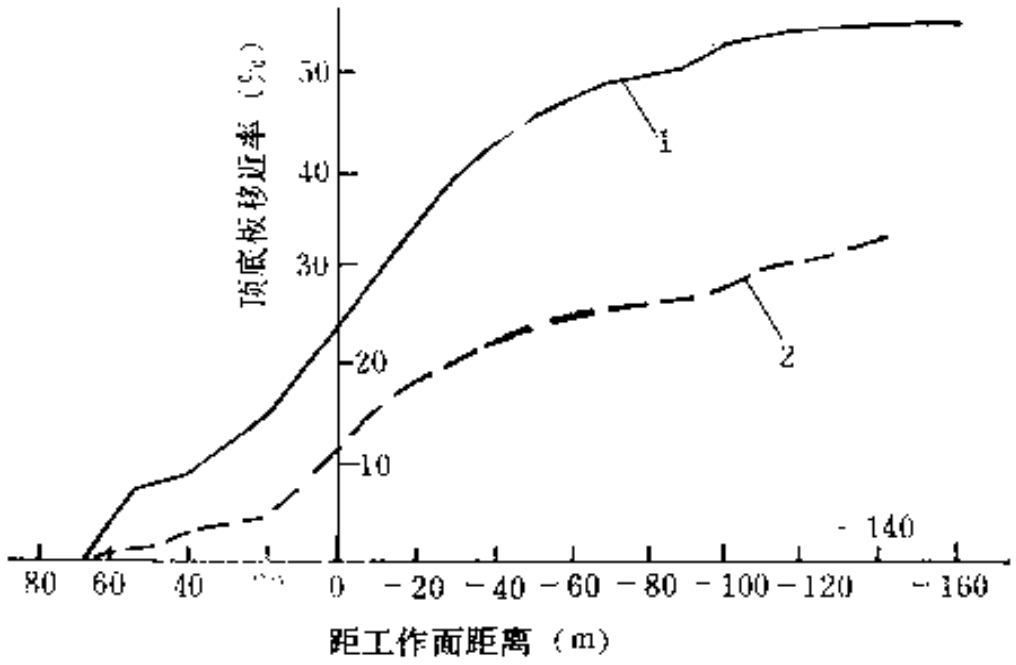


图 8-13 锚固与未锚固底板时回采巷道顶底板移近率曲线

1—未锚固；2—锚固

板移近率仅为12%。即使到回采工作面后方120m处，顶底板移近率也只有30%左右。可见，底板锚杆明显地减少了巷道的顶底板移近率。

图 8-14 及图 8-15 是巷道的相对底臌量和相对顶板下沉量(底臌量或顶板下沉量与巷道原始高度的比值)与回采工作面距离的关系。可以看出，锚固段巷道的底臌量比未锚段小得多，而且其顶板下沉量也明显小于未锚段巷道。可见，底板锚杆不但能减小相对量，还可以起到控制顶板下沉量的作用。

现场实测还表明，底板锚杆还可以减小巷道两帮移近率（两帮移近量与巷道原始宽度的比值），如图8-16所示。在工作面后方100m处，锚固段巷道的两帮移近率仅为5.3%，而未锚段巷道达12.5%。

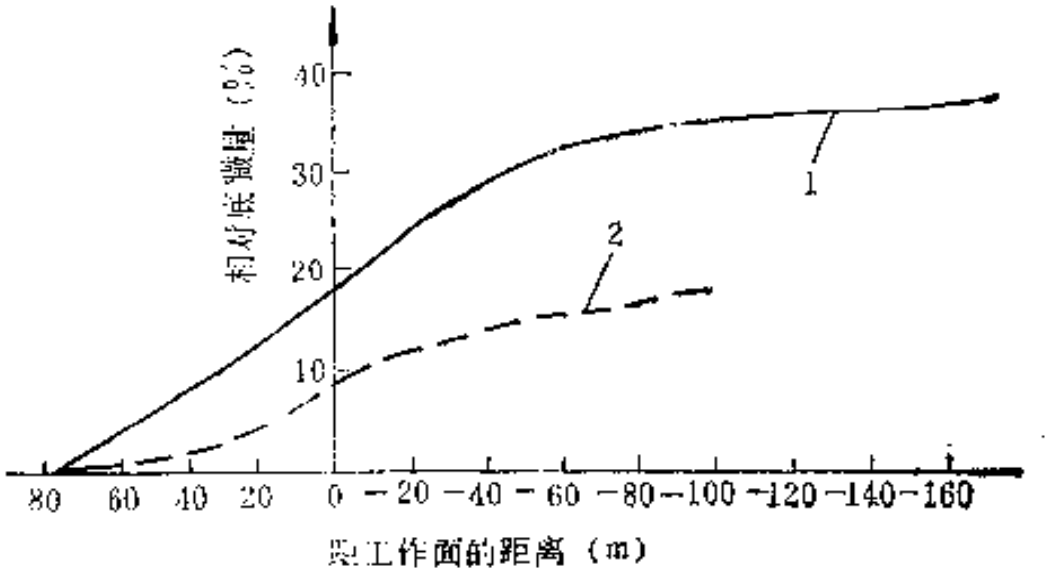


图 8-14 锚固与未锚固底板的回采巷道相对底鼓量曲线

1—未锚固；2—锚固

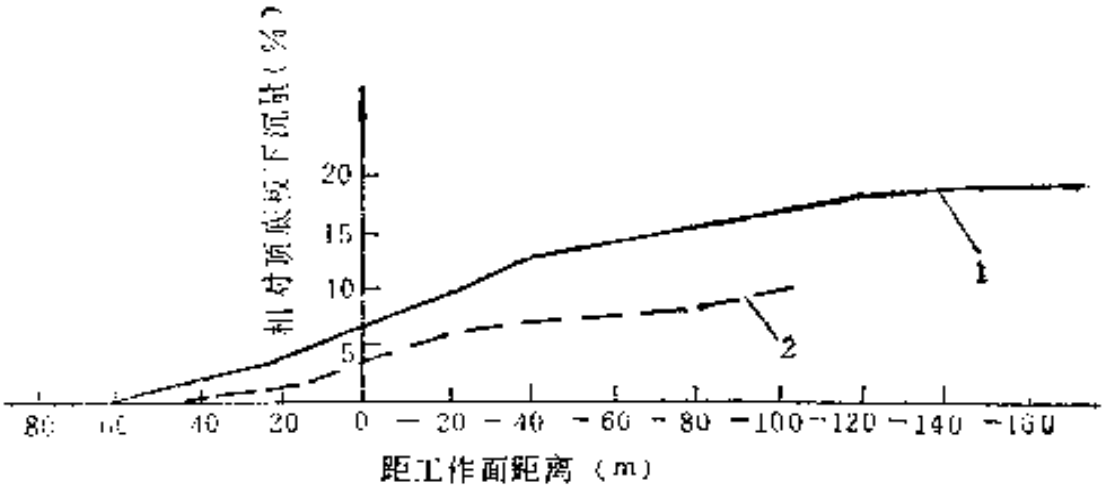


图 8-15 锚固与未锚固底板的回采巷道相对顶板下沉量曲线

1—未锚固；2—锚固

原苏联矿工煤炭生产公司“矿工深井”矿曾进行过用聚酯锚杆防治深井采准巷道底鼓的试验研究工作。该矿一运输平巷，埋深为1300m，巷道断面积13m²。金属拱形支架支护，架距为0.7m。巷道底板为厚1.5～4m的砂页岩，其下方为3～5m的含0.1～0.2m煤夹层的砂岩。在安设聚酯锚杆

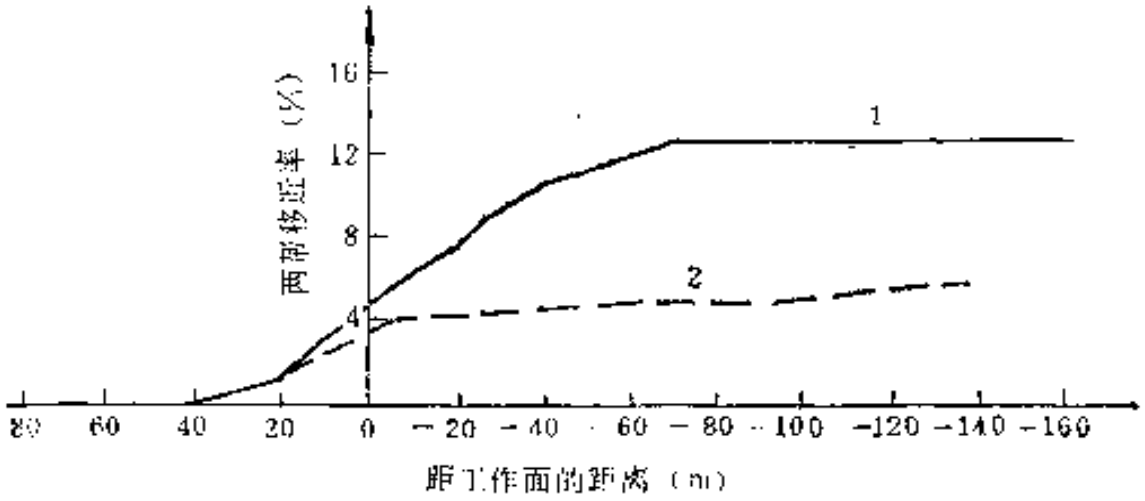


图 8-16 锚固与未锚固底板的回采巷道两帮移近率曲线

1—未锚固；2—锚固

之前，巷道掘出4个月后，由于强烈的底臌，曾在巷道中卧底深0.8m。为了防治巷道底臌，在底板安设了锚杆，锚杆长度为2.2m，布置方式为：沿巷道横向一排安设5根锚杆，间距为0.8m。靠近两帮的两根锚杆距两帮均为0.4m。锚杆排距为0.7m。为了保证锚杆有效地锚固因起底而弱化的底板岩层，其尾部使用尺寸为200×200×10mm的垫板。

在锚固聚酯锚杆时，从钻孔中以一定压力注入复合料化学浆液，这样不仅有效地锚固了锚杆，同时也有部分浆液沿裂隙渗透到岩层内部，岩层被化合物包裹而得以固结，防止了底板层状岩层进一步离层和破坏。由于在巷道底板形成了由用聚酯锚杆和化合物固结的十分稳定的层状岩层，因而在很大程度上阻止了底板岩层的移动和破坏。

图8-17是未锚固及锚固段巷道顶底板移近量与时间的关系。可以看出，起底后巷道底板的底臌程度比起底前有所减小。在120天中，顶底板最大移近量为420～450mm。安设聚酯锚杆后，顶底板移近量减小到130～160mm。可见用聚酯

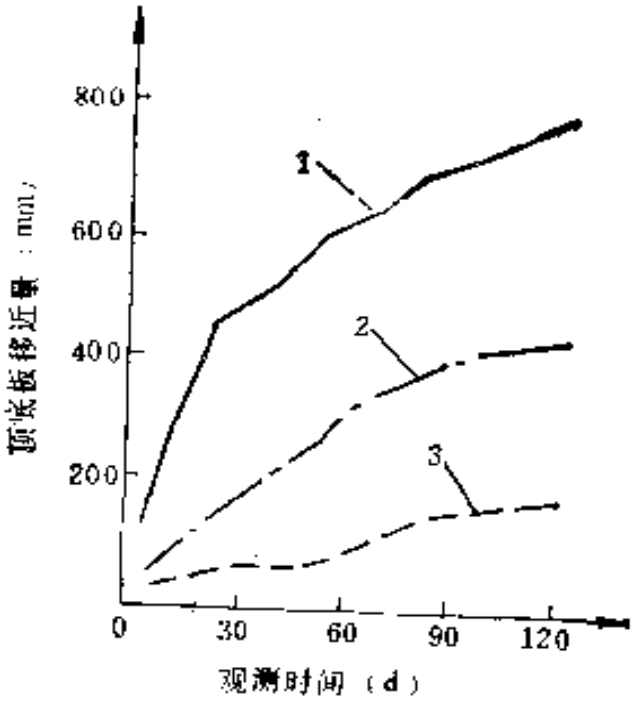


图 8-17 锚固与未锚固巷道顶底板移近量曲线

1—起底前；2—起底后；3—锚固

锚杆加固深井有底臌性的采准巷道是十分有效的。

目前，我国运用底板锚杆控制底臌的实例还不多，有待以后继续试验与研究。

四、底板锚杆的适用条件及设计

通过上述模拟研究及井下试验可知，底板锚杆在一定条件下可以有效地控制软岩巷道底臌，但是这种方式并不能适用于所有的情况。

一般地，当巷道底板岩层内虽含有软弱岩层，但其下部有稳定岩层存在，而且底板锚杆可深入其中，巷道所受的采动影响不很强烈的条件下，底板锚杆的使用效果较好。另外它也适用于某些高地应力岩层。

对于节理裂隙非常发育、含有大量粘土矿物、遇水膨胀的软弱岩层，不适宜用底板锚杆控制底臌。

所以在采用底板锚杆之前，必须对底板岩层的可锚性进行详细论证。确定采用底板锚杆之后，就可按照软岩巷道的地质及生产条件确定锚杆支护形式及参数，包括锚杆的种类、长度、密度，锚杆的直径及破坏载荷，锚杆的锚入方向及埋头深度等。

1．锚杆种类

目前出现的锚杆种类很多。按锚固长度可分为端头锚固和全长锚固锚杆；按锚固方式可分为机械式锚固及粘结式锚固锚杆；按锚杆材质可分为木锚杆、竹锚杆、钢锚杆及玻璃钢锚杆等；按作用原理可分为非预应力及预应力锚杆；按工作特性可分为刚性锚杆及可拉伸锚杆；按联系方式可分为单一锚杆及组合锚杆。

端锚式锚杆只能将底板浅部岩层连接在深部岩层上，不适合锚固松软破碎的底板。采用全长锚固锚杆，可将锚杆与岩层连成一体，有利于底板岩层的稳定。

采用全长锚固锚杆加固底板时，可使用非预应力锚杆。这种锚杆只要有轻微的岩层移动就能承受载荷，而且可不安装锚杆端部垫板。

对于服务年限长、底臌比较强烈的软岩巷道，锚杆材料应采用钢材。对于服务年限短、底臌量较小的回采巷道，可采用木锚杆、竹锚杆及其它的经济型锚杆。

当底板有积水时，不宜采用锚固力及杆体性能受水影响严重的锚杆。目前，一般采用水泥砂浆作为底板锚杆的粘结剂。当水泥砂浆从锚孔挤入周围的岩层后，对有裂隙的岩层也可起到加固作用。

在底臌严重的软岩巷道中，可采用可拉伸锚杆。这种锚杆能提供足够的拉伸量，以适应底板岩层的变形，使得锚杆在大变形的情况下不致于拉断或与岩层脱离，失去对底臌的控制作用。

为了提高底板锚杆的整体支护效果，可采用组合锚杆。这种支护方式把锚杆连成一体，具有比单一锚杆更优越的性能。

2．锚杆长度

底板锚杆的长度取决于软岩巷道底板可能臌起的范围和深度。一般认为，底板锚杆应穿透全部可能臌起的岩层。根据以前相似材料模型试验及现场实测的研究成果知，底板岩层的破坏深度一般为巷道宽度的0.5～0.75倍，最大可达1倍的巷道宽度，所以底板锚杆的长度至少应等于这个值。否则，锚杆阻止底臌产生的效果不很明显。

3．锚杆密度

在一定的条件下，即使采用较小的锚杆密度，也可以有效地控制底臌。但在某些情况下，虽然采用了较高的锚杆密度，但支护效果并不一定明显。关键在于底板岩层的完整程度及所需的支护阻力。过高的锚杆密度只能在松软破碎及高地应力的底板岩层中使用，否则会增加支护费用。

4．支护阻力

锚杆支护阻力的计算有多种方法，在此不作介绍。对于锚固的支护阻力、锚杆的破断载荷及锚杆密度之间存在以下关系：

$$P_i = \alpha P_d D_b \qquad (8\text{-}1)$$

式中 P_i——锚固的支护阻力，kN；

P_d——锚杆的破断载荷，kN；

D_b——锚杆密度，根/m²；

α——与锚杆长度、岩层性质及锚固方式等有关的系数。

当根据所需的支护阻力、锚杆密度及α值计算出的载荷大于锚杆杆体的破坏载荷时，应适当加大锚杆密度。

5．锚杆的锚入方向

由于底臌时软岩巷道底板岩层层面会出现相对滑动，所以垂直岩层层面安装的锚杆主要承受剪切力，而处于受拉状

态下的锚杆会产生较大的阻止底板岩层移动的抗力。从理论上讲，当锚杆的锚入方向与岩层层面成锐角时，锚杆可以承受破坏载荷。考虑到现场打眼方便，底板锚杆一般按图8-18布置。

6．锚杆埋头深度

锚杆埋头深度是指锚杆尾端到巷道底板的距离。一般情况下，埋头深度为0.6～0.8m。这种布置方式的优点在于，底板中虽然安装有锚杆，但需要时还可以卧底。

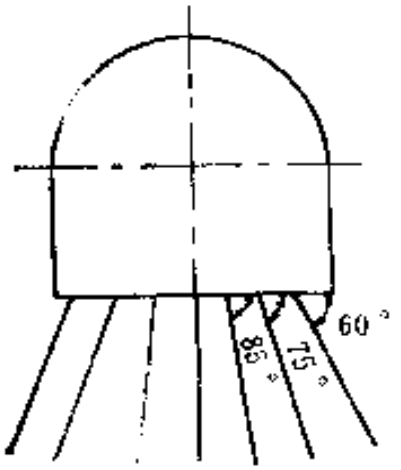


图 8-18　底板锚杆布置

五、底板锚杆的施工与检测

正确的底板锚杆设计是取得良好的防治底臌的必要条件，但它还与锚杆的安装质量密切相关。

最有利的锚杆安装时间是软岩巷道还没有出现破坏区的时候，所以钻孔设备应设置在掘进工作面。目前，底板锚杆的最大问题是打底板锚孔比较困难，所需的操作时间很长，满足不了巷道掘进速度的要求。所以有必要改进或研制新的锚杆钻机，以便在较短的时间内完成钻孔和安装锚杆的工作。

底板锚杆安装完毕后，需要对其安装质量进行检测，因为由于操作工人缺乏经验或不负责任，很可能造成一部分锚杆没有起到应有的作用。检测一般有锚杆拉拔力试验、锚固剂质量取样检查等内容。

第二节　底板注浆

底板注浆适用于加固比较破碎的底板岩层。这种方法控制软弱岩层巷道底臌的效果与底板岩层性质、破碎程度、注浆材料、注浆压力、注浆深度及注浆时间等诸多因素有关。

一、底板注浆控制底臌的机理

底板注浆必须当底板岩层承受的应力超过岩层本身的强度而产生裂隙和裂缝时才能进行。当底板岩层破碎以后，其残余强度一般为原始强度的25%～50%。底板注浆后，浆液渗透到岩层裂隙之间，增加了破碎岩石之间的粘接力，在底板中形成一个强度比加固以前大的整体结构。该区内岩层的扩容、弯曲等位移都会减小，岩层的抗变形能力得以提高，从而在一定程度上阻止了下部岩层向上臌起。底板注浆的效果可分为三种情况，如图8-19所示。图中，σ_{max}为岩层原始的峰值强度；σ'_{max}为加固后岩层的峰值强度。σ_{min}为岩层原始的残余强度；σ'_{min}为加固后岩层的残余强度。

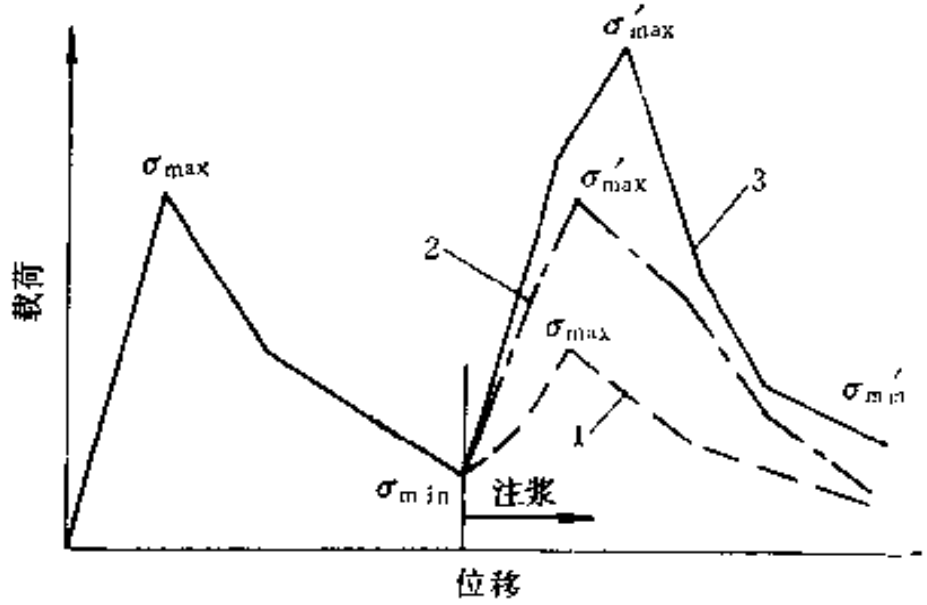


图 8-19　注浆对岩层强度的影响

1—第一种情况；2—第二种情况；3—第三种情况

第一种情况：当注浆压力过小、浆液粘度太大以及钻孔布置不当时，有可能使得注浆后岩层的强度只稍大于其残余强度。在这种情况下，注浆控制底臌的效果不明显。

第二种情况：当破碎岩层中比较细小的裂纹也由浆液充满，则底板岩层可以通过注浆得到充分加固。加固后岩层的强度能够达到岩层破坏以前的原始强度。在这种条件下，注浆控制底臌的效果明显。

第三种情况：注入底板岩层的浆液包围破碎的岩块，并将其粘结成一体，岩层的整体强度得到提高。注浆后岩层的强度高于其原始强度，这对底板岩层的稳定性更为有利。

二、注浆材料的选择

注浆材料是影响注浆岩层力学性能的重要因素。采用聚氨酯作为注浆材料时，岩层间的加固强度较高，注浆岩层的峰值强度与残余强度相差较小。但是，当底板含水时，其粘结强度会减小，而且由于聚氨酯成本高，所以采用这种材料加固底板岩层的费用较高。采用水泥砂浆作为注浆材料时，注浆岩层的残余强度比其峰值强度小得多，层间粘结力较小，但这种材料成本较低。

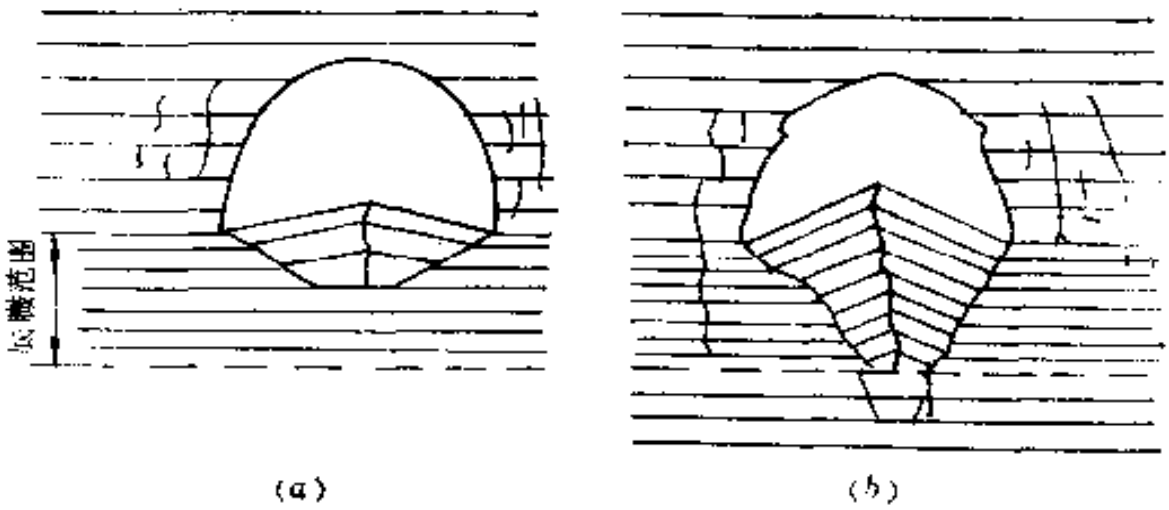
在选择注浆材料时，必须综合考虑软弱岩层巷道底臌的强烈程度、服务年限及加固成本等因素。在服务年限长而且底臌较严重的巷道中，可以采用成本较高的注浆材料。而在服务年限短、底臌不十分严重的巷道中，宜采用水泥砂浆等费用低的注浆材料。

三、底板注浆的适用条件

在井下实施底板注浆加固时，会遇到两种不同的使用条件：

（1）在底臌尚未达到最终深度的底板岩层中注浆。这

种条件通常出现在回采巷道或正在掘进的其它类型的软弱岩层巷道中。此时巷道底板在两帮围岩的挤压下开始臌起，底板岩层中产生裂隙与离层，但底臌还没有停止，未达到最终破坏深度，如图8-20(*a*)所示。底板注浆后，虽然注浆范围内的岩层得到加固，但由于注浆加固的岩层抗拉能力小，所以很难阻止注浆范围以外的深部岩层继续臌起，最后出现如图8-20(*b*)所示的破坏状况。在这种情况下，注浆对底臌的控制作用不明显。



(*a*)　　(*b*)

图 8-20　底板注浆没有达到底臌深度的情况

(*a*)注浆时的破坏状况；(*b*)注浆后的破坏状况

（2）在底臌已达到最终深度的底板岩层中注浆。该种条件一般出现在已掘好的软弱岩层巷道中。虽然进行过卧底，但底臌还没有停止，或者卧底后底臌虽然停止，但受到附近回采工作面的采动影响，底臌又重新发生。在这种巷道的底板中，弯曲断裂范围内岩层的水平应力大大减弱。注浆加固后的底板岩层不再承受因深部岩层臌起而引起的拉应力，只承受两帮相对移近而导致的水平挤压力，因而底臌就会显著

减小，如图8-21(*a*)所示。在这种情况下，如果不进行注浆，底板将会继续破坏，如图8-21(*b*)所示。

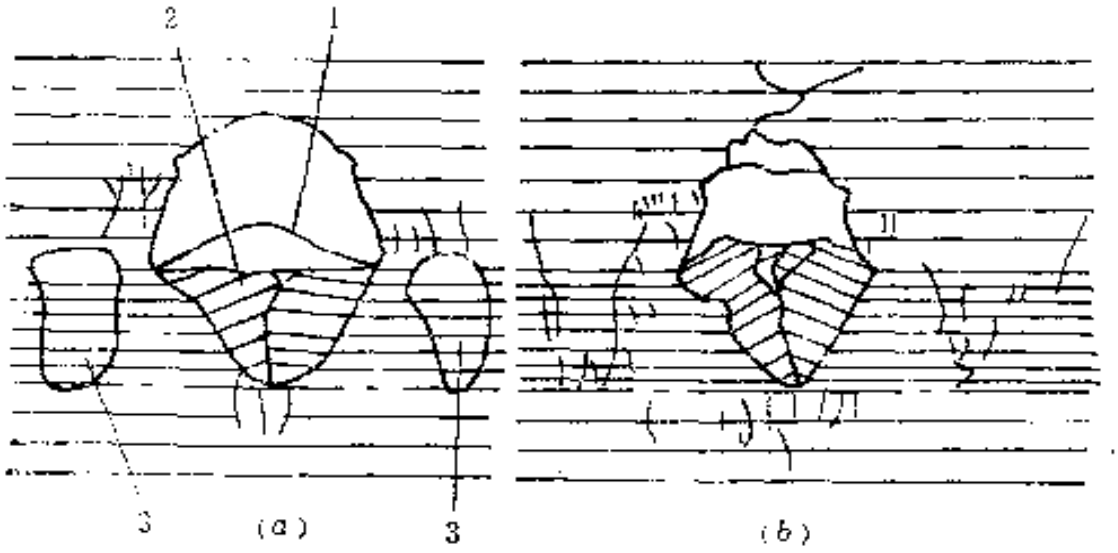


图 8-21　底板注浆达到底臌深度的情况

(*a*)注浆后底板破坏状况；(*b*)不注浆底板破坏状况

1—卧底的范围；2—弯曲断裂范围；3—两帮下方裂隙带

四、底板注浆的实施

在井下实施底板注浆加固时，注浆范围应限定在底板岩层的三个严重破坏带内。

第一就是底板岩层的弯曲断裂带。该带内注浆孔应垂直底板布置，使得浆液能压入到断裂面中。这个范围的岩层得到充分加固后，对阻止两帮的移近是十分有效的。

另外两个是巷道两帮下方的裂隙带和楔形破坏带。根据相似材料模型试验的结果，该范围的最大宽度约为巷道两帮移近量的4～5倍。在这两个区域注浆时，钻孔应以与水平面成50°左右的夹角向巷道两帮下方打入。加固该区域可阻止楔形破坏区的进一步扩大和两帮下方的岩层向巷道内移动。

在德国鲁尔矿区胡果矿的一条大巷及一条回采巷道中曾

进行过底板注浆。钻孔长度为2～3.5m，按垂直于底板和向两帮下方倾斜45°的方向布置。这两条巷道都是在多次卧底后进行注浆的，注浆后再没有发生底臌现象。

第三节　封闭式支架

利用封闭式支架防治软岩巷道底臌是一种较常见的方法。它的有效性与围岩性质、应力状态、支架工作特性及架设时间等有关。

一、封闭式支架控制底臌的机理

在不同的生产及地质条件下，支架对底板位移的控制作用是不同的。有的资料表明，使用阻力为50～60kN/m²的支架可使软岩巷道底臌量减小40%。为了改善支架作为防治底臌手段的效果，必须增加支架的初撑力，并使支架与巷道整个周边的围岩或者在均匀分布部位的围岩相接触。另外，只有在底板岩层发生破坏之前架设支架，才能对底板岩层的移动起到重要作用。如果在支架安设之前底臌量就有很大的数值，那么再架设支架对底板岩层的破坏和臌起已作用很小。

归纳起来，封闭式支架对底板岩层有以下作用：

（1）支架底梁施于底板岩层反力，从而在一定程度上改变了底板附近岩层的应力状态，减小了作用在底板岩层上的应力偏量，对岩层在大偏应力下产生扩容变形有一定的控制作用。

（2）在含有膨胀岩的底板岩层中，岩层遇水膨胀后会导致其强度降低、体积增加。架设支架后，可以起到约束膨胀的作用，减小岩层强度的损伤程度，有利于底板岩层的稳定。

（3）底板岩层的弯曲断裂是由两帮岩层挤压及下部岩

层向上移动引起的。支架底梁可以平衡一部分作用在底板岩层上的垂直分布力，同时也能起到减小两帮移近量的作用，因而能在一定程度上阻止底板岩层发生弯曲断裂。

（4）架设支架不但可以减小底板附近岩层的扩容、膨胀及弯曲等变形，而且能够延迟底板破坏区的发展。当支架阻力增大时，支架的作用就影响到深部岩层，表现为距巷道底板不同距离的岩层开始移动的时间都比较晚。

改变支架阻力就可使底板岩层的移动发生变化，如图8-22所示。随着支架阻力的增大，底臌量逐渐减小。这种趋势在工作面远离巷道时不明显，而当工作面在巷道附近时表现得很强烈。对回采巷道底臌量与支护阻力的试验数据统计分析后，得出两者呈双曲线函数形式的关系：

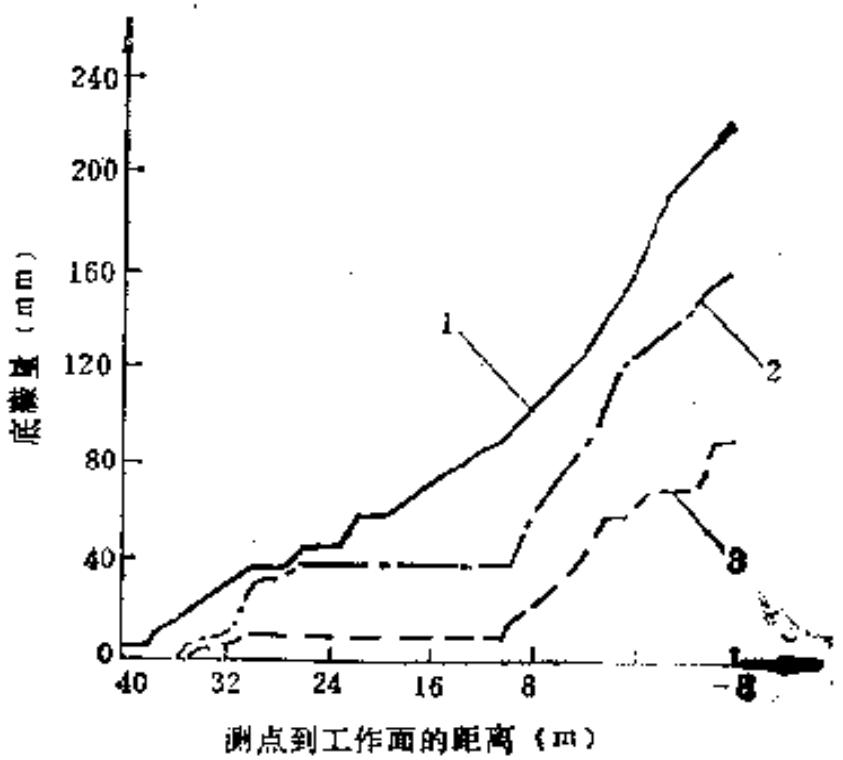


图 8-22　支架阻力与巷道底臌量的关系

1—无支护；2—支架阻力72kN/m²；3—支架阻力280kN/m²

$$u = A + \frac{B}{P} \qquad (8\text{-}2)$$

式中 u ——回采巷道底臌量，m；

P ——支架阻力，kN；

A、B ——与围岩性质、应力状态及支架特性等有关的系数。

可见，支架阻力仅在一定范围内对控制底臌有效，当它大于一定数值后，其减小底臌量的作用变得不明显。

二、防治底臌的封闭式支架型式

软岩巷道底板的破坏形式及底臌程度在不同条件下是各式各样的，因此必须采用不同形式的支架防治底臌。对于不受采动影响的基本巷道，由于其压力比较稳定，底臌量相对较小，所以一般采用承载能力大的刚性支架。而在受采动影响的采准巷道中，底臌量通常较大，为适应底板变形，须采用可缩性支架。必要时还可以加设中柱，作为加强支护。

1. 封闭式可缩性支架

（1）金属圆形可缩性支架。这种支架可根据巷道断面尺寸的不同分为4节、5节、6节等不同类型。由于支架节长度不能很大，当巷道断面加大时，支架节数也随之增加。图8-23是4节圆形支架结构图，各节节长相同，可以通用。节与节之间用连接件连接，垫底水平面一般达到底梁端部。5节、6节圆形支架两段底梁可用连接件连接，也可用刚性连接。

（2）金属马蹄形可缩性支架。这是一种由拱形支架加弯曲底梁构成的支架。从加工制造简便的角度考虑，宜采用直腿拱形支架与弯曲底梁相结合的形式。如果要提高支架承载能力，可采用内曲腿拱形支架与弯曲底梁相结合的形式。图8-24是前苏联使用的一种马蹄形支架。

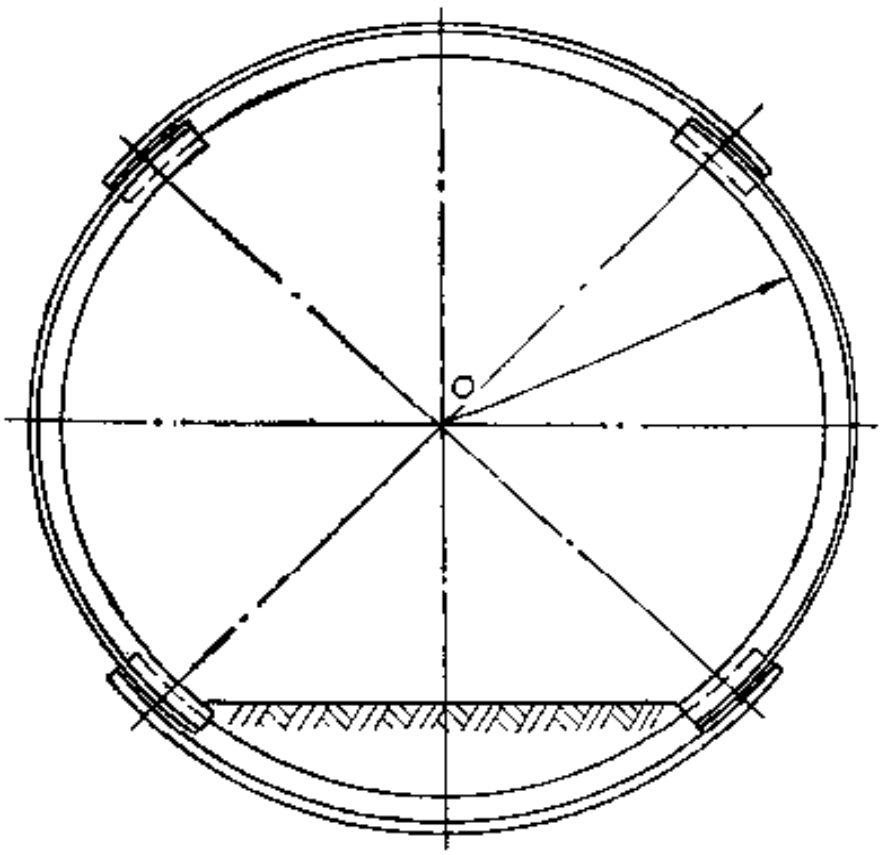


图 8-23　金属圆型可缩性支架结构

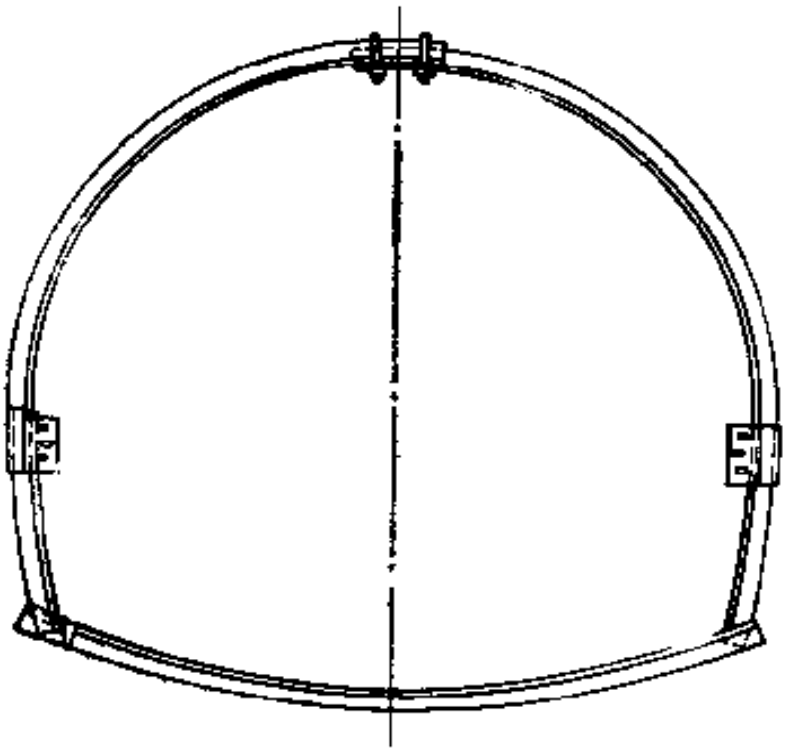


图 8-24　金属马蹄形可缩性支架结构

柱腿与底梁之间有多种连接方式。可采用铰接，如将柱腿插入底梁中；采用螺栓或销子铰接等。还可以使用螺栓连接件连接。根据巷道断面和侧压的大小，底梁可以是整梁，也可以是两段梁，两梁间用连接件或刚性连接。垫底水平面一般达到柱腿与底梁相接处。

（3）金属方（长）环形可缩性支架。该种支架是由中国矿业大学和徐州矿务局共同研制的。方环形支架的形状介于正方形与圆形之间。长环形支架的形状介于长方形与椭圆形之间。两种支架的结构基本相同，均由四节相同的支架节构成，各节通用。每节含有大、小两种曲率半径的不同弧线。两种支架的区别是方环形支架的小圆弧段位于支架节的正中，长环形支架的小圆弧段则偏于支架节的一侧。连接件布置在支架上下左右的正中。图8-25是方环形支架的结构。

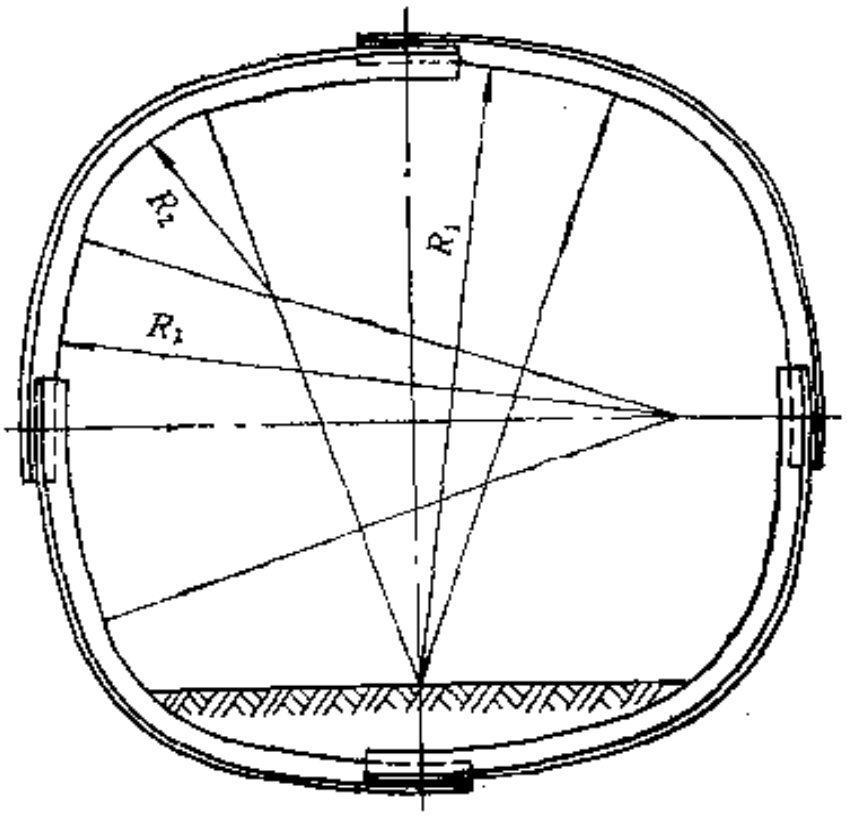


图 8-25　金属方环形可缩性支架

（4）钢筋混凝土环形支架。此种支架由前苏联设计。它由8根丁字形或梯形断面的钢筋混凝土弧形件组成。支架的弧形构件在4个对接处用垫板及螺栓连接，而另外4个对接处用小段型钢、卡箍及垫板连接，如图8-26所示。支架的可缩性是由支架构件沿型钢滑动及木垫板压缩提供的。

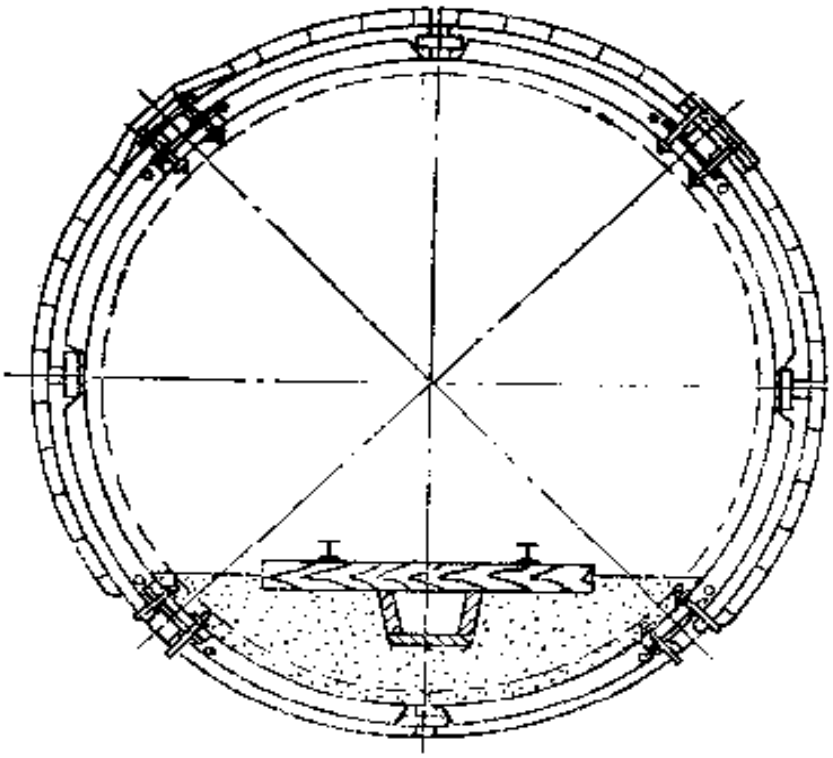


图 8-26　钢筋混凝土环形可缩性支架

（5）混凝土砌块环形可缩性支架。图8-27是该种支架的结构，它适用于地质条件复杂的软岩巷道。混凝土砌块厚度一般为250～300mm，用300号混凝土浇灌，每块重186～235kg。混凝土砌块之间垫有25～40mm厚的木板，垫板压缩后发生变形使支架产生可缩量。

2．封闭式刚性支架

封闭式刚性支架一般均为圆形或椭圆形。根据巷道断面大小，支架可由数节构成，而且每节支架的长度通常相同。

（1）金属圆形刚性支架。如图8-28所示，支架可由3

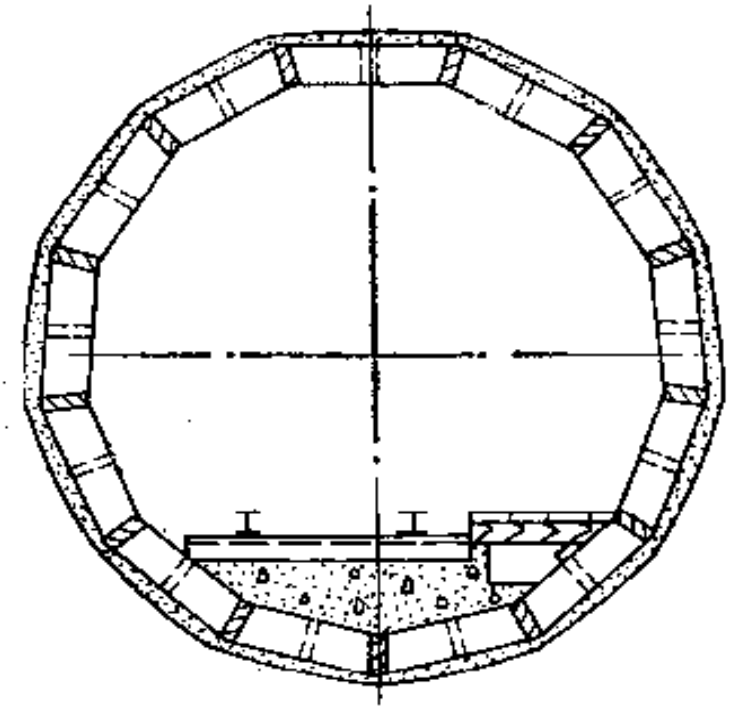


图 8-27　混凝土砌块环形可缩性支架

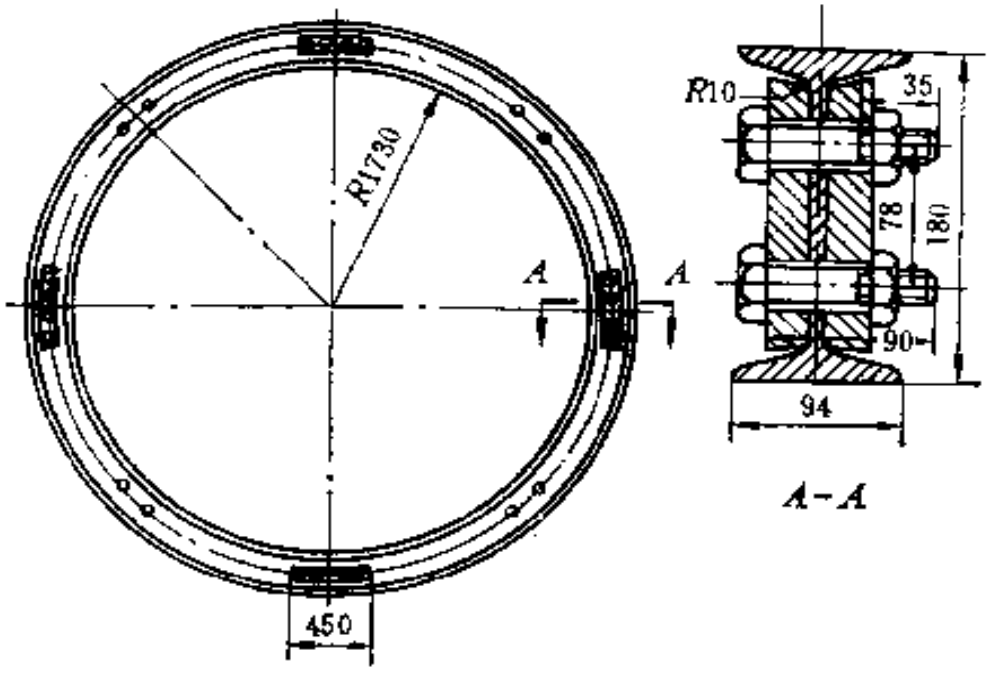


图 8-28　金属圆形刚性支架

节或4节弧形构件组成，支架构件之间用夹板和螺栓对接。

（2）钢筋混凝土环形刚性支架。支架由5节、6节具有相同曲率的构件组成，构件可为丁字形等断面。构件两端可以浇灌成矩形，用螺栓连接，如图8-29所示。也可将构件端部做成球形，并用一段型钢和卡兰连接。

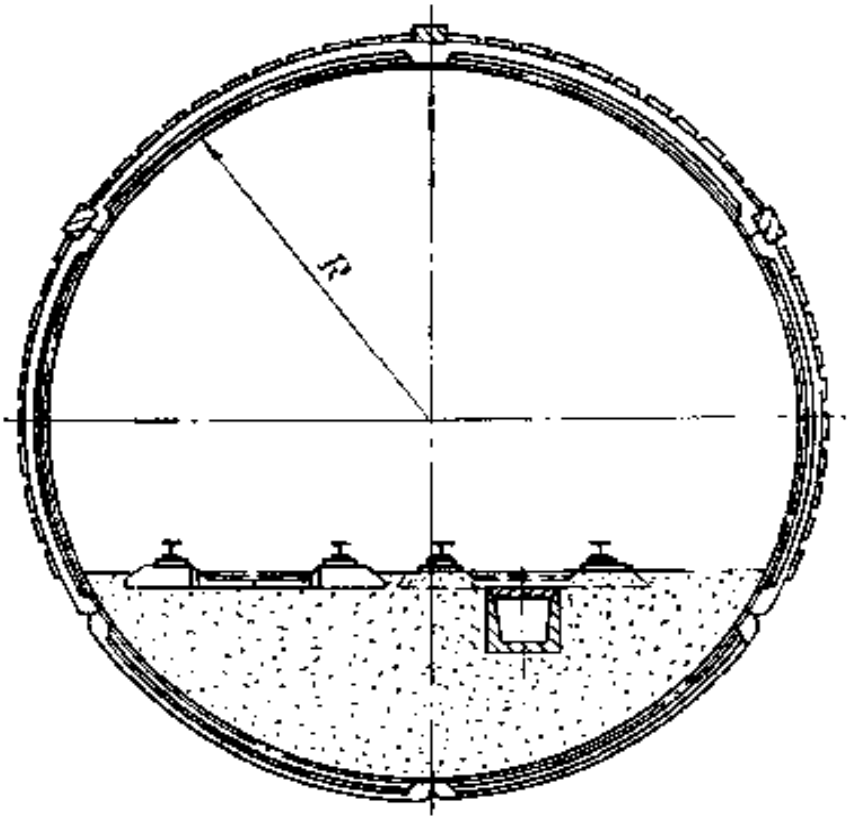


图 8-29　钢筋混凝土环形刚性支架

（3）混凝土砌块刚性支架。如图8-30所示，该种支架由若干块楔形混凝土块组成。混凝土块标号为300～400号，每块混凝土块重量为157.5～163.5kg。支架可在刚性和可缩状态下工作。它适用于地质条件复杂、高地应力的水平开拓巷道。

三、封闭式支架的井下试验

徐州矿务局权台矿对一回风平巷使用的U29拱形支架和U29方环形支架进行了对比试验。该巷道围岩为软弱岩层。

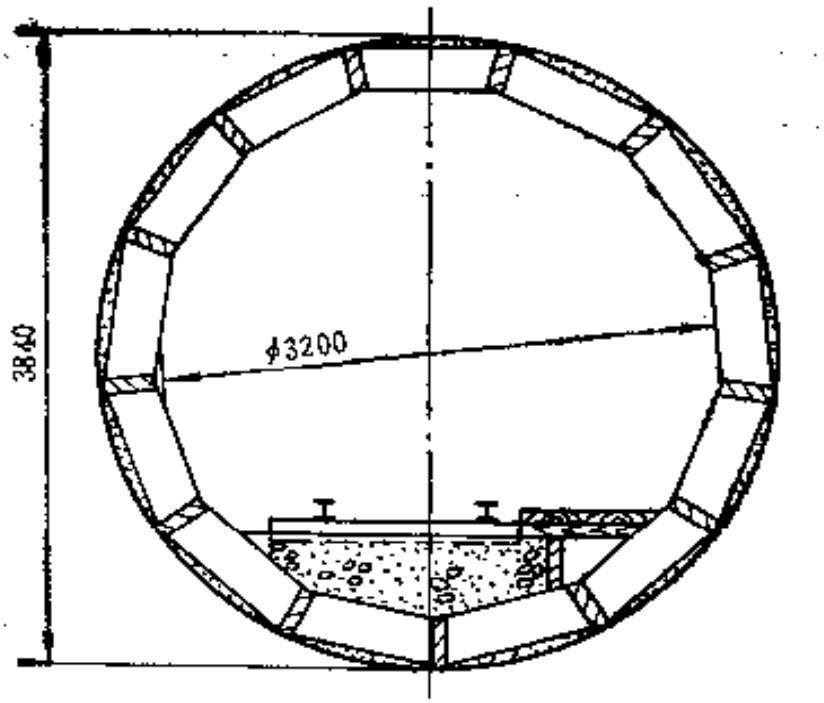


图 8-30　混凝土砌块刚性支架

U29拱形支架支护段巷道初始净断面为11.17m²，但由于支架控制底臌和侧压的能力差，巷道又受到不均匀载荷作用，致使在整个服务期间内巷道顶底板移近量达2556mm，两帮移近量达1426mm，巷道最终净断面仅为2.08m²。如此大的变形使得巷道无法使用，不得不在采动影响区内卧底4～5次，影响了矿井的正常生产。而方环形支架支护段巷道初始净断面为6.27m²，在整个服务期间内顶底板移近量为711mm，两帮移近量为795mm，巷道最终净断面仍有4.5m²，不需卧底，保证了生产的正常进行。

第四节　底板防治水

软弱岩层的物理性质决定了其强度特征与变形特征受水的影响十分严重。无论采取何种措施防治底臌，只要底板岩层长期处于浸水状态，它的维护效果肯定会受到明显的影响。

所以软弱岩层巷道中防治水对提高底板岩层的稳定性、减小底臌量有着十分重要的意义。

一、疏干与及时封闭

当底板有积水时应及时排掉。对于含水量大，渗透性强的强含水层，则多采用疏干措施。疏干包括开挖前地面打钻排水和巷道打钻排水。地面打钻排水多采用大孔径潜水泵排水。巷道打钻排水则是在掘进工作面向前打钻排水。前者对某些可疏性好的岩层（如砂岩、粉砂岩等）可显著提高巷道开挖时岩层的稳定性。对于后者，则能有效地控制岩层的膨胀变形。在含有粘土矿物的膨胀性岩层中，它是减小底臌量的有效措施。

在含水量不大或渗透性较差的岩层中，一般采用及时封闭的措施。它既可以保持岩层的原始状态，又不致使岩层表面被水软化。同时对于易风化的岩层，及时封闭也是一种防止岩层强度降低的有效措施。

二、生石灰吸水与加固

为了更大程度地减小底板岩层的含水量，可在底板灌入一些生石灰。由于生石灰具有吸水、膨胀的特性，故可吸收岩层中的水分并使岩层得到加固。

1．生石灰的吸水加固原理

生石灰的吸水加固原理可分为两个阶段描述：

第一阶段发生化学吸水、发热及体积膨胀的消化反应。生石灰与岩层中的水相遇，CaO 吸水使岩层的含水量降低，而CaO发生膨胀（约为原来体积的两倍）及发热，加速化学反应并使水分蒸发。反应结果生成$Ca(OH)_2$，进而$Ca(OH)_2$离子化、吸附水，直到块状$Ca(OH)_2$与水之间的吸力达到平衡为止，使得岩层产生水平方向的固结。

第二阶段生石灰所含的硅酸盐起作用，发生凝硬反应。这个反应有助于生石灰柱长期强度的形成。

2。生石灰的作用

（1）降低含水率及减小孔隙比。由于生石灰加入，岩层的脱水量可用下式计算：

$$\Delta w = \frac{1+\frac{w_0}{100}}{\gamma} a_s \left[h_c \gamma_c + \left(\frac{n'}{100}\right)\left(1+\frac{K_{cs}}{100}\right)\left(\frac{S_r'}{100}\right) \times \right.$$

$$\left. \times \gamma_w \right] \times 100 \qquad (8\text{-}3)$$

式中 $\Delta w = w_0 - w_1$；

w_0——注入生石灰前岩层的含水率，%；

w_1——注入生石灰后岩层的含水率，%；

γ——注入生石灰前岩层容重，kN/m³；

a_s——生石灰柱加固率，$a_s = \frac{\pi d^2}{4 D_c^2}$；

d——生石灰柱直径，m；

D_c——生石灰柱呈正方形布置时两柱中心的距离，m；

h_c——生石灰柱的化学吸水当量；

γ_c——生石灰柱的充填密度；

n'——消化后生石灰注的孔隙率，%；

K_{cs}——生石灰柱的膨胀率，%；

S_r'——消化后生石灰柱的饱和度，%；

γ_w——孔隙水容重，kN/m³。

岩层孔隙比的降低值为：

$$\Delta e = \gamma_s \frac{\Delta w}{100} \qquad (8\text{-}4)$$

式中 $\Delta e = e_0 - e_1$；

e_0——注入生石灰前岩层的孔隙比；

e_1——注入生石灰后岩层的孔隙比；

γ_s——岩石颗粒容重，kN/m³。

（2）增加岩层强度。由于生石灰的注入使岩层的含水率及孔隙比减小，岩层的抗压强度及抗拉强度都会有明显的增加。

（3）增加岩层的凝聚力与抗剪强度。注入生石灰后岩层的凝聚力为：

$$c' = c_0 + \alpha\Delta\sigma \tag{8-5}$$

式中 c'——注入生石灰后岩层的凝聚力，MPa；

c_0——注入生石灰前岩层的凝聚力，MPa；

$\Delta\sigma$——有效固结压力，MPa；

α——强度增加系数。

由于生石灰柱具有比软弱岩层较高的抗剪强度，而且与生石灰柱邻近的岩层因消化反应产生的高温和凝硬反应会形成高强度壳体，所以又增加了岩层的整体抗剪强度，如下式所述：

$$\tau' = (1 - \alpha'_s)c' + \alpha'_s\tau_p \tag{8-6}$$

式中 τ'——注入生石灰后岩层的整体抗剪强度，MPa；

α'_s——消化反应和凝硬反应结束后石灰柱加固率；

τ_p——生石灰柱的抗剪强度，MPa。

（4）减小粘土矿物的膨胀性。生石灰遇水后会生成$Ca(OH)_2$，大大增加了岩层中Ca^{++}的含量。当岩层中含有剧烈膨胀的Na型蒙脱石时，通过阳离子交换，可使部分Na型蒙脱石转换为Ca型蒙脱石，从而减小岩层的膨胀性。

第九章　卸　压　法

卸压法与支护加固法控制软岩巷道底臌的机理不同，它的实质是采用一些人为的措施改变巷道围岩的应力状态，使底板岩层处于应力降低区，从而保证底板岩层的稳定状态。它特别适用于控制高地应力的巷道底臌。

目前出现的卸压法有切缝、打钻孔、爆破及掘巷卸压等形式。

第一节　切缝卸压法

切缝卸压法在前苏联、波兰及日本等国家的矿井中都采用过，并取得了一定的效果。

一、切缝卸压的机理

从力学角度分析，切缝可以使软岩巷道围岩内的最大应力内移。图9-1是最简单的情况，在圆形巷道两帮各开一条狭缝。从应力分布曲线上看出，缝可以使最大应力内移1～3倍的巷道半径。

切缝将最大应力向围岩深部转移，这与软岩巷道周边出现松动区、塑性区后应力内移是完全不同的。此种应力转移不仅控制了巷道浅部围岩的变形和破坏，而且使得围岩的承载范围显著增加，充分利用了深部围岩的承载能力。

切缝的卸压能力与切缝方向、切缝深度、宽度、形状及切缝与开巷的间隔时间等有关。用切缝卸压法防治软岩巷道

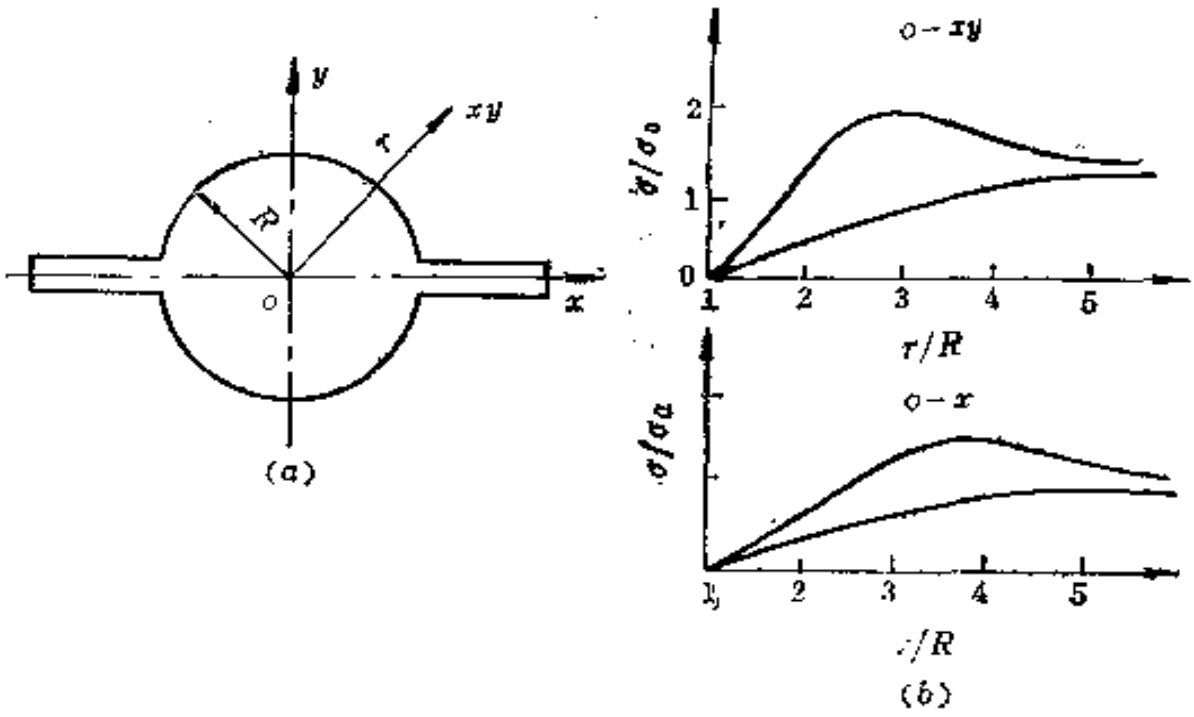


图 9-1　切缝及其应力分布

(a)切缝；(b)应力分布

底臌通常有两种布置方式，即底板切缝及侧帮切缝。

二、底板切缝

在底板切缝有两种形式，如图9-2所示。一种是在底板中部垂直切缝，另一种是在巷道基角处倾斜切缝。

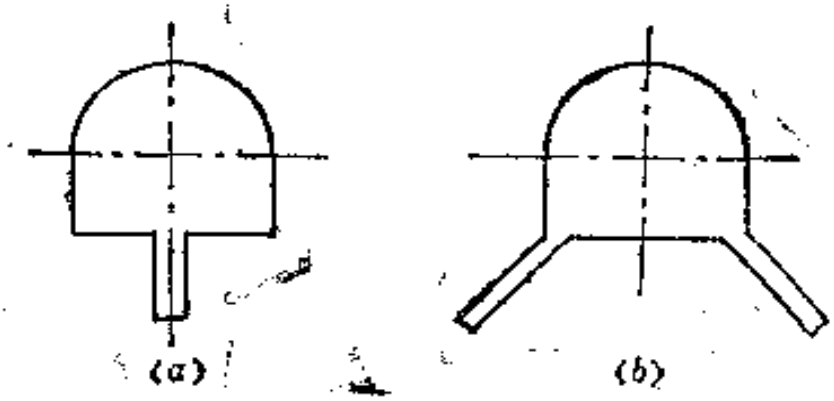


图 9-2　底板切缝形式

(a)底板中部切缝；(b)巷道基角切缝

底板切缝可使软岩巷道边缘处的水平应力向岩层内部转移，使底板岩层的水平应力得以解除，底板中可能发生弯曲

断裂的范围也向底板深部推移。图9-3是底板中部切缝的情况。

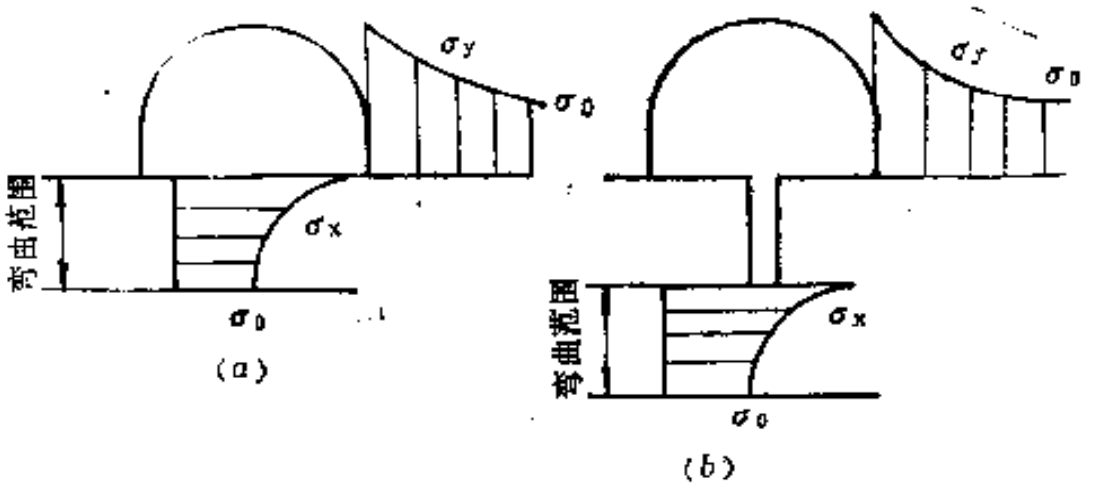


图 9-3 底板切缝后应力与破坏范围的变化

(a)未切缝；(b)切缝

根据模拟研究的成果，底板切缝有以下特点：

（1）底板切缝后，底板岩层移动方向指向切缝空间，底臌量明显减小，但两帮移近量有所增加。当缝既长又宽时，这种现象尤为明显。所以底板切缝对两帮位移的控制是不利的。

（2）切缝深度是影响其卸压效果最重要的因素。当切缝深度小于巷道底板宽度的一半时，切缝控制底臌的效果不明显，因此切缝深度应尽量大于底板宽度的一半。

（3）切缝应有一定的宽度，因为随着两帮围岩的不断移近，切缝会逐渐闭合，闭合后底板会重新臌起。为了防止切缝完全闭合，软岩巷道底板切缝的最大宽度应在500～600mm范围内。

（4）切缝应以适当的材料充填。这样既可以减小软岩巷道围岩变形，又可阻止底板水渗入到深部岩层中。切缝用材

料充填后，其宽度可以适当减小。充填材料的强度不应大于底板岩层强度的50%～70%。

（5）切缝与开巷的时间间隔是影响其卸压能力的一个重要因素。显然，当软岩巷道开掘出很长时间之后再切缝是不合理的。最好是掘巷和切缝同时进行，即把切缝当作开巷道的一部分，这样才能充分发挥缝的卸压作用。

三、侧帮切缝

侧帮切缝是侧帮弱化的一种方法，它使得软岩巷道侧帮的应力峰值向其深部围岩转移，从而使底板处于应力降低区。在回采巷道中，靠近煤壁一侧开掘卸压槽，并用坑木堆成的木垛充填后，其应力分布如图9-4所示。可见侧帮卸压槽的开掘使煤壁中的应力峰值内移了原来的一倍。侧帮切缝可在两帮同时进行，也可只在一个侧帮实施，如图 9-5 所示。下面借助模拟研究的成果，分析侧帮切缝参数与其卸压效果的关系。

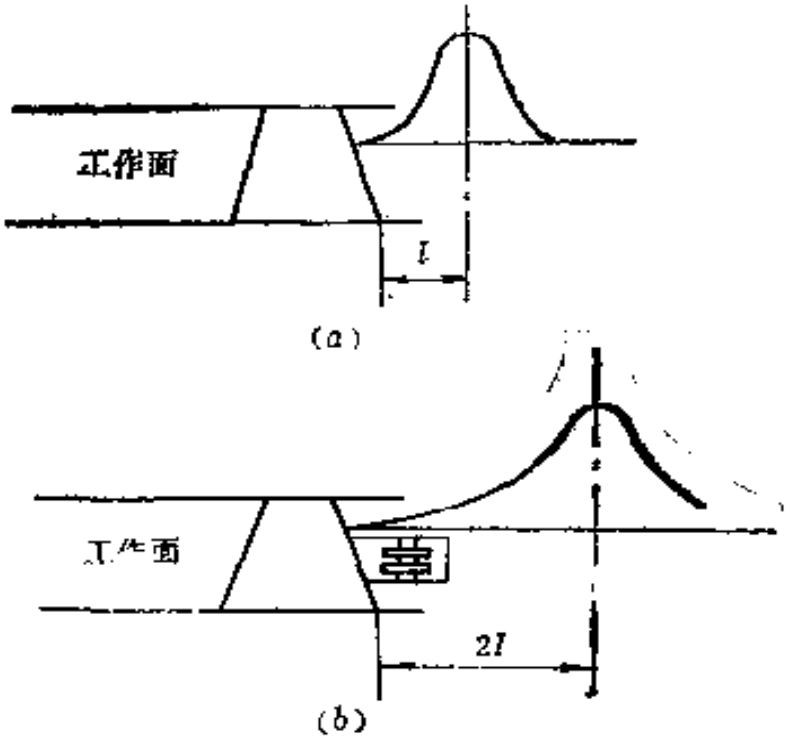


图 9-4　回采巷道开掘侧帮卸压槽前后应力分布

(a)开掘前；(b)开掘后

1。有限单元法数值计算

所模拟的巷道高度及宽度均为3m，埋深为400m，处在均质软弱岩层中。切缝参数如图9-6所示。

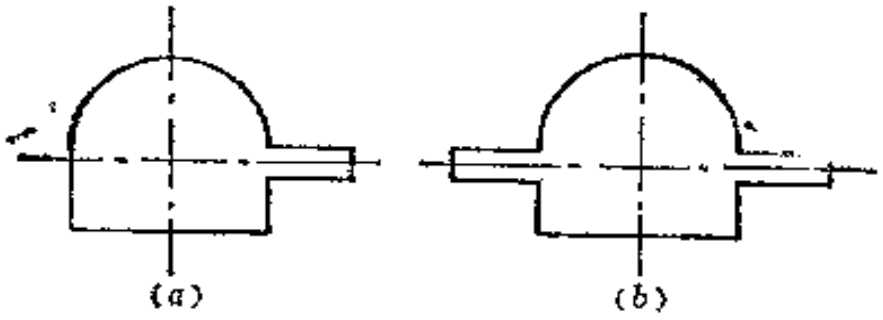


图 9-5　侧帮切缝形式

(a)一帮切缝，(b)两帮切缝

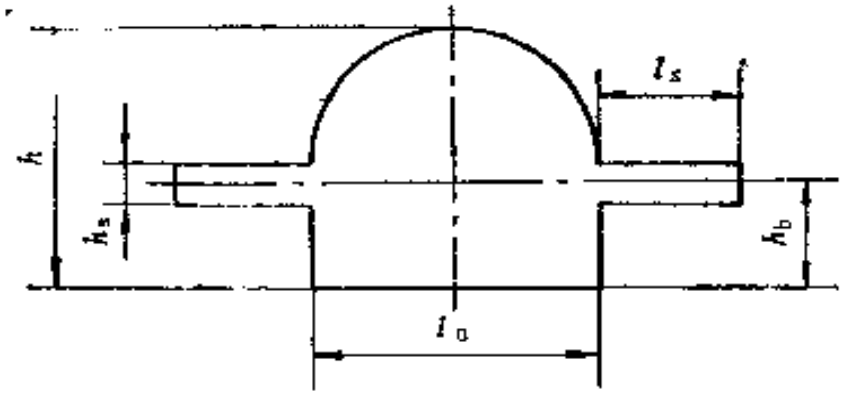


图 9-6　两帮切缝模型

（1）切缝长度与卸压效果的关系：图9-7是切缝长度与围岩应力的关系曲线。图中横坐标为切缝长度l_s与巷道宽度l_0的比值，纵坐标为围岩应力σ与原岩应力σ_0的比值。此时切缝宽度h_s与巷道高度h的比值为0.1，切缝高度h_b与巷道高度h的比值为0.45。从图上看出，当l_s/l_0不同时，巷道周边围岩的应力发生变化。特别是巷道基角的垂直应力受切缝的影响强烈，它随着l_s/l_0的增大急剧降低。这表明随着切缝长度的增大，底板岩层发生破坏的可能性显著降低。但当l_s/l_0>0.6时，应力的变化变得不明显。切缝长度对底板水平应力的影响很小。对于顶板水平应力，随着切缝长度增大，也有减小的趋势。

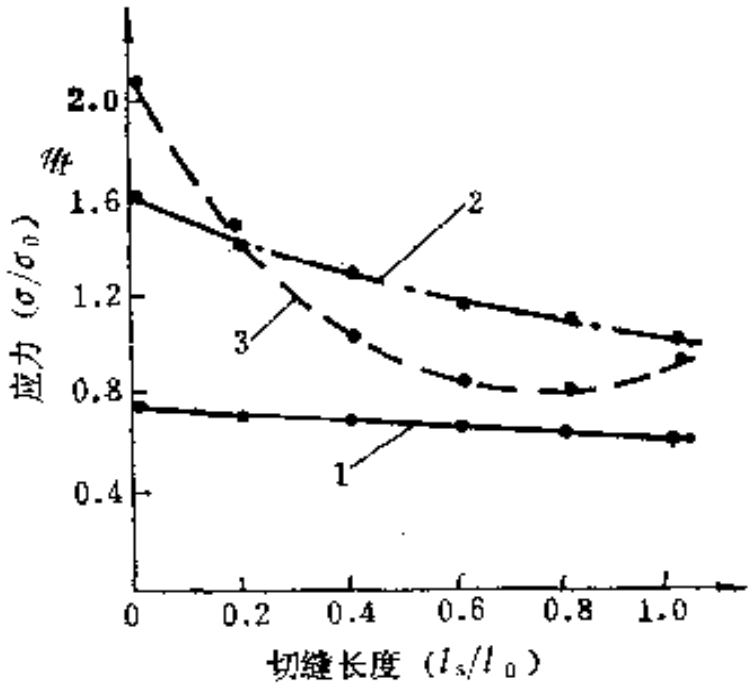


图 9-7　切缝长度与围岩应力的关系

1—底板水平应力；2—顶板水平应力；3—基角垂直应力

（2）切缝宽度与卸压效果的关系：切缝宽度h_s与围岩应力的关系如图9-8所示。其它参数为$l_s/l_0=0.6$，$h_b/h=0.45$。可见，随着切缝宽度的增大，任何一个应力都有减小的趋势，尤其是基角垂直应力明显下降。这种应力变化有利于巷道的维护。当h_s/h超过0.3时，应力的减小程度趋于缓和。

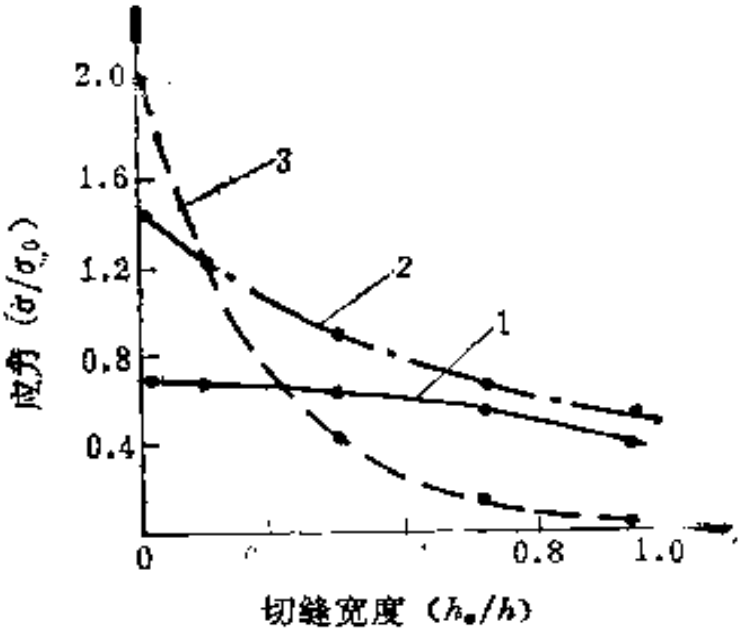
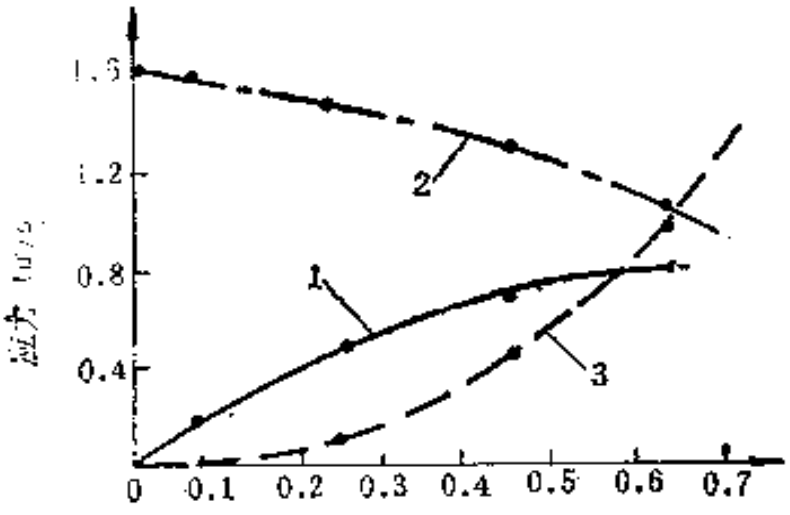


图 9-8　切缝宽度与围岩应力的关系

1—底板水平应力；2—顶板水平应力；3—基角垂直应力

（3）切缝高度与卸压效果的关系：切缝高度h_b与围岩应力的关系如图9-9所示。其它参数为：$l_s/l_0=0.6$，$h_s/h=0.1$。可以看出，随着切缝位置从巷道底板向上移动，底板水平应力及基角垂直应力不断增大。相反，顶板水平应力呈减小的趋势。可见，对控制巷道底臌比较有利的切缝位置应该靠近底板。



切缝位置（h_d/h）

图 9-9 切缝高度与围岩应力的关系

1—底板水平应力；2—顶板水平应力；3—基角垂直应力

（4）切缝顶端应力与其长度的关系：图9-10表明了切缝顶端应力与其长度的关系。其它参数为：$h_s/h=0.1$，$h_b/h=0.45$。从曲线上看出，切缝顶端的水平应力与垂直应力随着切缝长度的增加而增大。当$l_s/l_0>0.6$时，应力的增加趋于稳定。由于切缝顶端的应力很大，所以该处的岩层最先发生破坏，巷道围岩应力状态的改善就是以切缝顶端岩层的破坏为代价的。

（5）切缝下方底板垂直应力分布：切缝下方底板垂直应力分布如图9-11所示。计算条件为：$l_s/l_0=1$，$h_s/h=0.1$，

$h_b/h=0.45$。图中 x 是距巷道基角处的水平距离。可见切缝以后，峰值应力从巷道基角处向相当于切缝长度的岩层深部转移，而且其值比未切缝时小。

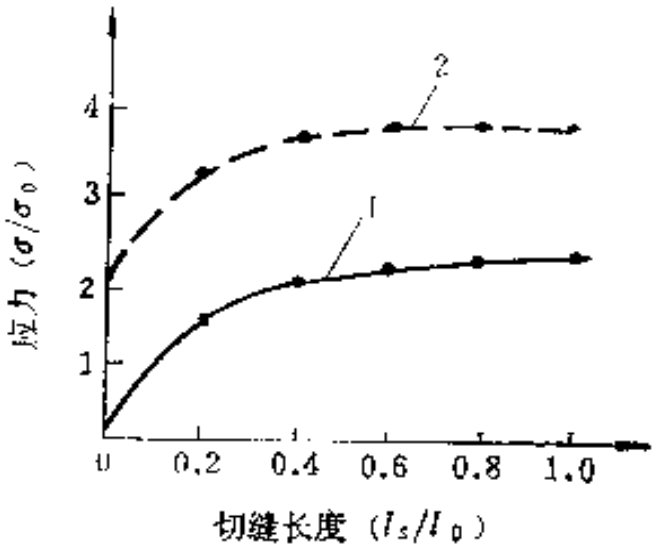


图 9-10 切缝顶端应力与其长度的关系

1—水平应力；2—垂直应力

（6）切缝对巷道围岩破坏区域的影响：切缝前后巷道围岩的破坏区域将会发生显著变

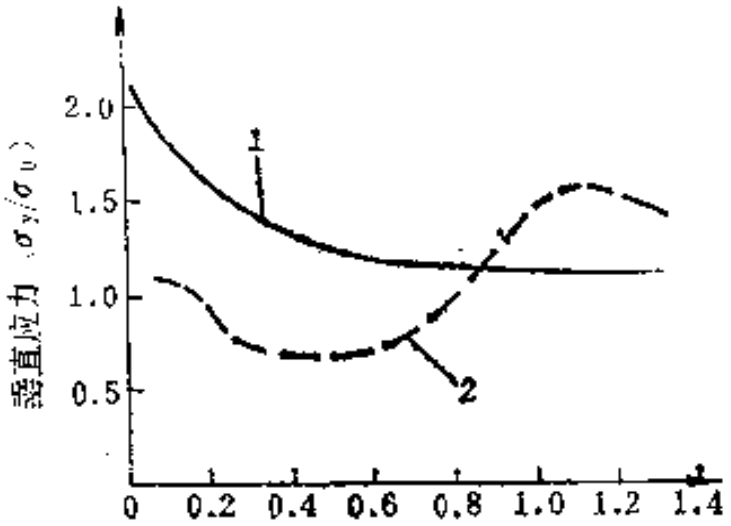


图 9-11 切缝下方底板垂直应力分布

1—未切缝；2—切缝

化，如图9-12所示。未切缝时，破坏区域在巷帮附近扩大，将会出现片帮、底臌及顶板冒落等现象。而切缝后（切缝参数为：$l_s/l_0=0.6$，$h_s/h=0.1$，$h_b/h=0.45$），破坏区域向切缝顶端附近移动，巷帮和基角处仅发生很轻微的破坏，因

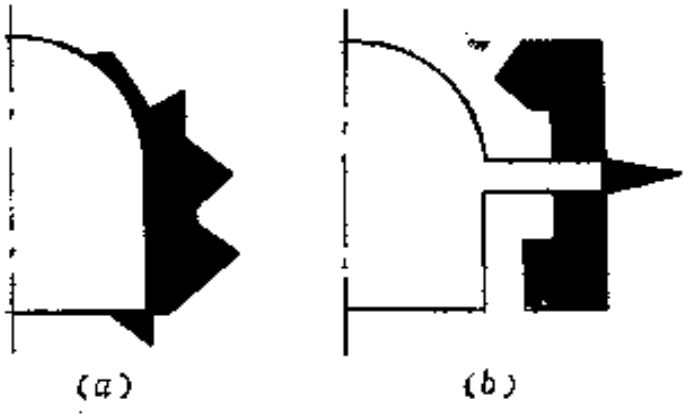


图 9-12　切缝前后巷道围岩的屈服区域
(a)切缝前；(b)切缝后

而片帮和底臌均被抑制。

（7）切缝对巷道围岩变形的影响：图9-13是切缝长度与巷道周边位移的关系。其它参数为：$h_s/h-0.1$，$h_b/h=0.45$。从图上看出，切缝越长，顶底板位移越大。特别是顶板下沉

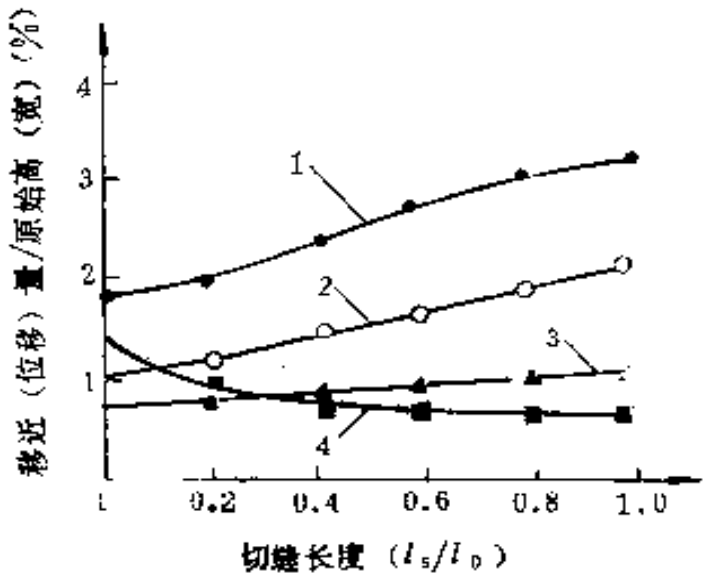


图 9-13　切缝长度与巷道周边位移的关系
1—顶底；2—顶板；3—底板；4—两帮

量明显增大，而两帮位移越小。这是由切缝闭合引起的。所以在讨论侧帮切缝的有效性时，必须考虑巷道围岩内产生的破坏区范围。有必要对切缝闭合有所控制，否则利用切缝获得的效果将会被顶板下沉量的增大而抵消。

2．相似材料模型试验

模型模拟了巷道两帮及底板均是软弱岩层的条件。切缝参数为：$l_s/l_0=0.5$，$h_s/h=0.2$，$h_b/h=0.5$。切缝前后载荷与巷道周边移近率的关系如图9-14所示。切缝的压缩闭合，使得初期载荷阶段切缝后巷道的顶底板移近率比未切缝时大。但随着载荷的增加，切缝巷道的顶底板移近率逐渐下降，最终比未切缝的巷道小。所以，在初期阶段为得到卸压效果，必须在切缝内提供阻力。巷道两帮移近率在切缝后显著减小。

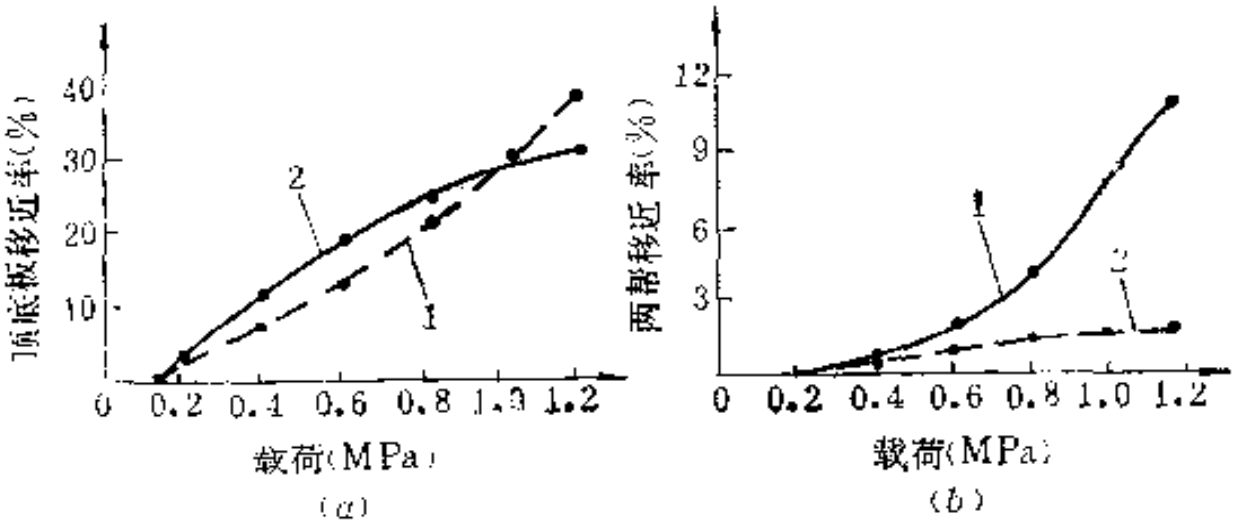


图 9-14　切缝前后载荷与巷道周边移近率的关系

(a)顶底板；(b)两帮

1—未切缝；2—切缝

当没有进行巷帮切缝时，在巷道基角及两帮首先发生破坏。随着载荷的不断增加，产生巷帮塌落、顶板垮落及底臌等破坏现象。当巷帮有切缝时，首先在切缝顶端附近产生破坏。随后在巷道周边也产生轻微的破坏，但是这种破坏与没有切缝时相比，只有在更大的载荷下才能发生。所以切缝后，巷道的应力状态得到明显改善。

分析上述成果可知，在软岩巷道侧帮不同位置切缝会有

不同的卸压效果。切缝长度及宽度都有一临界值，超过该值，它们的变化对卸压效果的影响会变得不明显。

3．侧帮切缝的井下试验

日本在一缓倾斜煤层的上部平巷中进行过靠煤壁一侧开掘卸压槽的试验。巷道宽度为4.2m，卸压槽长度为1.8m，宽度在1.2～1.5m范围内。卸压槽内安设了木垛。试验结果表明，卸压槽使得巷道两基角的载荷趋于均匀，工作面侧与煤壁侧的顶板下沉量趋于一致。并使工作面侧采空区的木垛承受的载荷变小，从而减小了其作用在底板上的力，保证了底板的稳定性。

四、切缝的使用条件

在底板切缝时，切缝的使用条件主要与底板岩层的强度有关。当岩层强度较高时，切缝会增加很多费用，因此底板切缝在含有软弱岩层的条件下比较有利。它一般适用于永久性软岩巷道的底臌防治。但在深度大、维护困难的其它软岩巷道中，也可以考虑这种方法。

侧帮切缝适用于煤层巷道及侧帮岩层软弱的情况。因为在这种条件下切缝的费用比较低。

第二节　钻孔卸压法

在软岩巷道围岩内打钻孔也可以起到卸压作用。当钻孔打出以后，与巷道开挖一样，钻孔周围应力重新分布，产生松动区和塑性区，围岩向孔内移动。当钻孔间距很小时，孔间的岩层在其两侧围岩挤压作用下会发生破坏，形成一个充填切缝式的卸压带。

打钻孔后，软岩巷道周边附近的高应力将向围岩深部转移。在开孔区域内形成一个卸压区，在开孔区域外形成一个

高压区，使更大范围内的岩层承载。

钻孔卸压法防治软岩巷道底臌的效果取决于钻孔的布置方式及其参数，如钻孔位置、方向，钻孔长度、直径及间距等。一般随着孔深、孔径的增加及孔间距的降低，卸压效果越来越明显。钻孔布置主要有两种方式，即底板钻孔和侧帮钻孔。

一、底板钻孔

底板钻孔可以在软岩巷道底板中部进行，也可以在巷道基角处倾斜向两帮下方钻孔。实施这种措施时，最重要的是钻孔间距的选择。当钻孔在底板中部垂直布置时，据有的资料表明，钻孔间距不应大于钻孔直径的0.75倍，而钻孔长度应大于巷道宽度的一半。如此小的钻孔间距使得底板钻孔在技术上存在较大的困难。另外，它的卸压范围比切缝的卸压范围小，钻孔闭合之后有可能再发生底臌。

二、侧帮钻孔

侧帮钻孔与侧帮切缝一样，也有两种布置方式，即同时在软岩巷道两帮钻孔或仅在一帮钻孔。关于钻孔参数，前苏联的井下试验得出一个经验公式：

$$\left.\begin{aligned} l_h &= (0.5\sim 0.75)l_0 \\ D_h &= 0.2l_h \end{aligned}\right\} \qquad (9\text{-}1)$$

式中 l_h——钻孔长度，m；

D_h——钻孔间距，m；

l_0——巷道宽度，m。

实践还表明，钻孔的卸压效果不仅与钻孔的布置方式及参数有关，而且很大程度上取决于实施钻孔时离掘进工作面的距离。显然，在掘进后立即打钻孔的卸压效果最好。

前苏联“基洛夫斯卡娅”矿在高地应力巷道煤帮中钻孔

卸压取得了良好效果。巷道断面为12.5m²，金属拱形支架支护。钻孔长8～10m，直径为300mm，孔间煤体宽150～300mm。图9-15是钻孔与未钻孔巷道顶底板移近量曲线。从图上看出，在回采工作面采动影响范围以外两者基本没有区别。在回采影响范围内，未钻孔巷道的顶底板移近量达820mm左右。钻孔后，顶底板移近量减小到78～188mm。可见，煤帮钻孔能够有效地控制高地应力巷道底臌及顶板下沉。

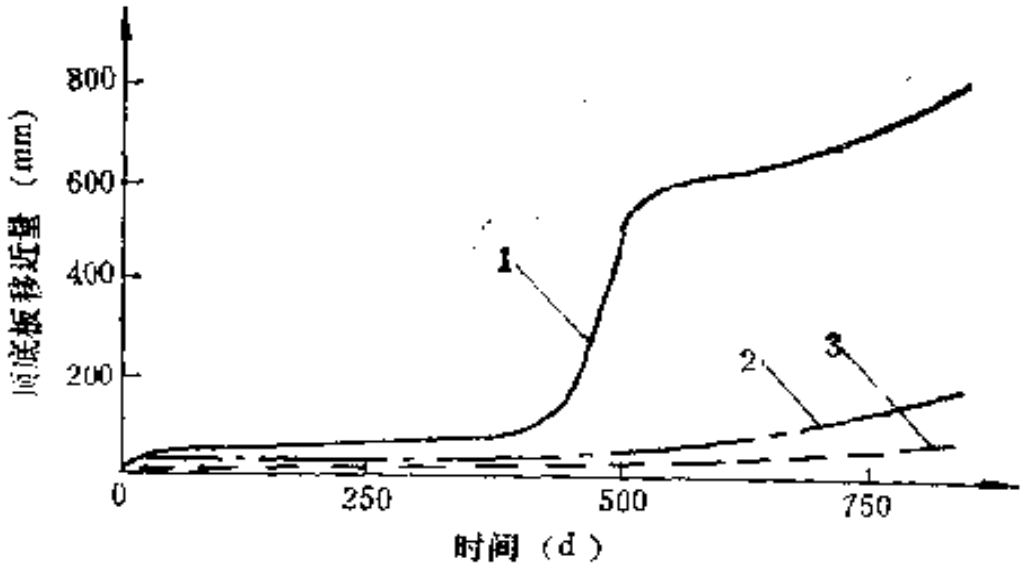


图 9-15　钻孔与未钻孔巷道的顶底板移近量曲线

1—未钻孔；2—钻孔长8m；3—钻孔长10m

日本的一软弱岩层巷道中也曾使用过侧帮钻孔卸压法控制底臌。钻孔在两帮实施，长度为5m，直径为90mm，孔间距为600mm。试验结果表明，钻孔区巷道的底臌量仅为未钻孔区的$\frac{1}{3}$，断面收缩率仅为20%，巷道的最终维护状况良好。

侧帮钻孔卸压法一般运用于煤层巷道及侧帮岩层软弱的巷道，这主要是由于在这种条件下打钻孔比在强度较大的岩

层中容易实施。但是，目前还缺乏打深度大、孔径大及间距小的钻孔的高效率钻眼设备，因此这种方法没有大量推广。

第三节　爆破卸压法

爆破卸压法的实质是在围岩钻孔底部集中装药爆破，使岩层破坏。爆破后出现众多人为裂隙，使得软岩巷道周边附近的围岩与深部岩体脱离，原来处于高应力状态的岩层卸载，将应力转移到围岩深部。

防治软岩巷道底臌的爆破卸压法可在底板实施，也可在两帮进行。

一、底板爆破

在软岩巷道底板进行爆破卸压时，钻孔可布置在基角下方，也可布置在底板下部，如图9-16所示。

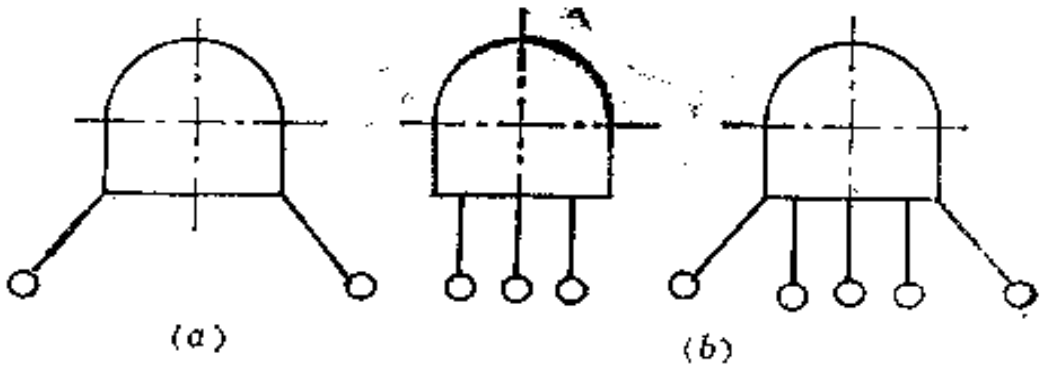


图 9-16　底板爆破钻孔布置方式

(a)巷道基角爆破；(b)底板下部爆破

1．巷道基角下方爆破

采用这种爆破方式后，在底板两侧形成松动带，将最大应力转移到底板和两帮的深部岩体上。已松动的岩层起着缓冲层作用，承受着底板岩层的侧压力。该种方式与软岩巷道基角倾斜切缝并充填的卸压机理类似。其卸压效果取决于钻

孔长度、间距、钻孔与水平面的夹角及爆破参数等。

钻孔长度与软岩巷道宽度、底板岩层强度及围岩应力状态等因素有关。一般随着巷道宽度、埋深的增加，钻孔长度应加长。它可以用下式估算：

$$l_h = \frac{\left(0.15 + \frac{\gamma H}{m\sigma_c}\right)^{2A} l_0}{\cos\alpha} \qquad (9\text{-}2)$$

式中 l_h——倾斜钻孔长度，m；

γ——上部岩层平均容重，kN/m^3；

H——巷道埋深，m；

l_0——巷道宽度，m；

m——岩层长期强度折减系数；

σ_c——岩层单轴抗压强度，MPa；

α——钻孔倾角，(°)；

A——$A = \sin\varphi(1 - \sin\varphi)$；

φ——岩层内摩擦角，(°)。

钻孔倾角主要取决于直接邻近软岩巷道底板的岩层厚度。当该岩层厚度小于巷道宽度之半时，倾角可选在25°～30°之间；当岩层厚度在巷道宽度之半与巷道宽度之间时，倾角可为15°～25°；而当岩层厚度大于巷道宽度时，倾角可为10°～15°。

爆破后岩石破碎带的尺寸可近似由下式表示：

$$R_d = (0.66 - 9.2\times10^{-8}\sigma_c + 0.33\times10^{-4}E_B)\sqrt{Q} \qquad (9\text{-}3)$$

式中 R_d——破碎带半径，m；

E_B——爆破能量，kJ；

Q——装药量，kg。

钻孔间距通过下述关系式确定：

$$D_h = 2\beta(0.66 - 9.2\times10^{-3}\sigma_c + 0.33\times10^{-4}E_B)\sqrt[3]{Q} \quad (9\text{-}4)$$

式中 D_h——钻孔间距，m；

β——与同时爆破装药数有关的系数。单一装药时$\beta=1$；装两个药量爆破时$\beta=1.3$；而装三个药量或更多时$\beta=1.4$。

装药量为：

$$Q = \frac{l_h K_e \gamma_e \pi d^2}{4} \quad (9\text{-}5)$$

式中 d——药卷直径，m；

γ_e——药卷密度，kg/m^3；

K_e——钻孔充填系数。

最终爆破效果要保证炸药的破坏作用不致影响巷道两帮和支架的完整性。

前苏联沃罗希洛市煤炭联合公司“沃罗希洛夫1号”矿曾在一运输平巷中实施了巷道基角下方爆破法。该巷道埋深为530m，掘进断面为12.7m^2，拱形金属支架支护。围岩为砂质粘土页岩，属软弱岩层。底板岩层有臌起倾向。

底板爆破参数为：钻孔长度2.8m，倾角15°，钻孔间距0.5m，装药量0.25kg。试验段爆破钻孔布置见图9-17。

图9-18是爆破与未爆破巷道段的底板位移情况。从曲线上看出，使用巷道基角下方爆破法可以改变底板岩层的变形特性及位移量。在观测期间，60～70%的底板位移在爆破段内1.5～2个月内完成，而在未爆破段则需6～7个月。在掘进初期，爆破段的底板位移量比未爆破段大。之后爆破段底板位移速度急剧降低，60天后底板移动基本停止，而未爆破段底板位移则继续增加，直至6个月后才趋于稳定。最终爆破段的底臌量为160mm，而未爆破段达300mm。可见这种方

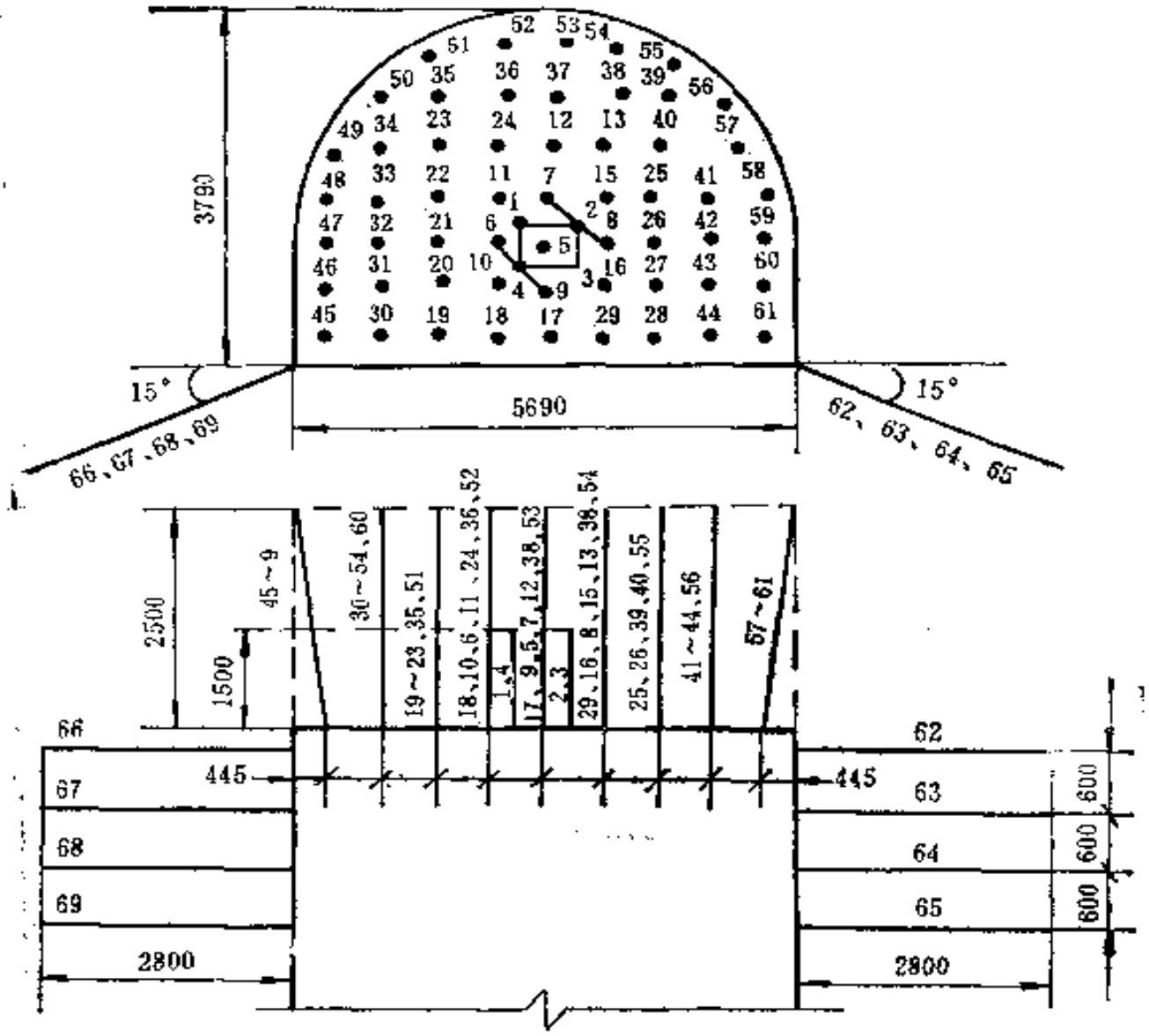


图 9-17　巷道基角下方爆破钻孔布置（数字为钻孔编号）

法可以明显减小巷道的底臌量。

2. 底板下部爆破

在底板下部进行爆破后，呈松散状态的岩石对下部岩层的移动已基本不起作用，这就导致了软岩巷道形状发生变化，从而引起围岩应力重新分布。这里以半圆拱形巷道为例，如图9-19所示。

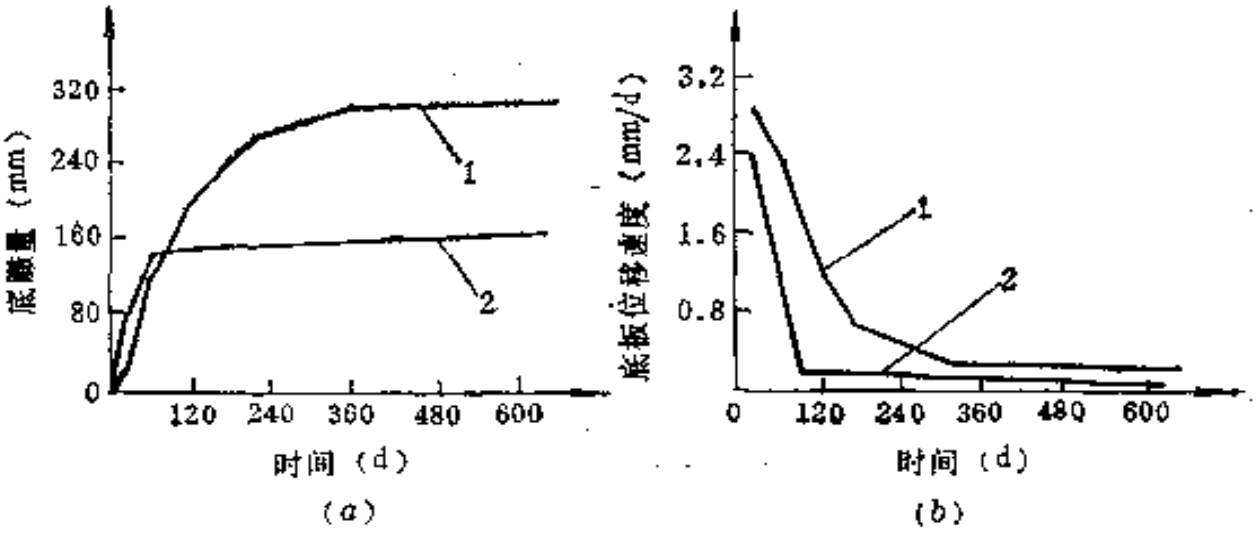


图 9-18 爆破与未爆破巷道的底板变形曲线

(a)底板位移；(b)底板位移速度

1—未爆破；2—爆破

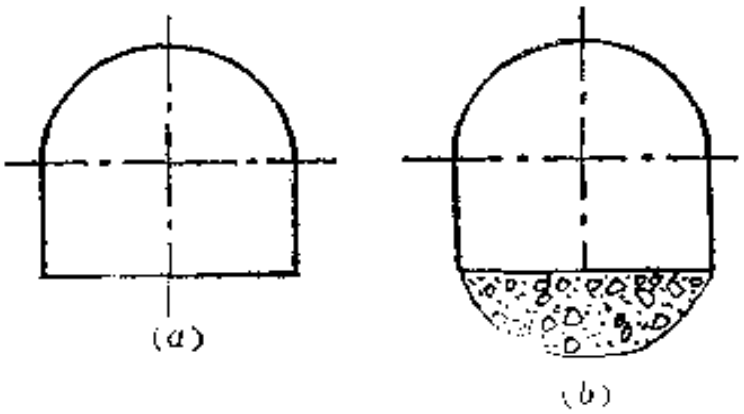


图 9-19 底板爆破前后巷道形状

(a)爆破前；(b)爆破后

在进行底板爆破前，软岩巷道周边切向应力分布极不均匀，基角部位应力最大，因而该处岩层极易发生破坏，底臌是不可避免的。当底板进行爆破后，巷道形状近似呈椭圆形。而在二向均布应力场中，使围岩保持稳定的最佳洞形是具有一定轴比的椭圆。它消除了原来巷道的基角，改善了巷道围岩的应力状态，有利于松散岩层下部底板岩层的

稳定。

前苏联卡拉干达矿区的矿井曾采用底板下部爆破法控制软弱岩层巷道底臌，取得了较好的效果。爆破方案如图9-20所示。

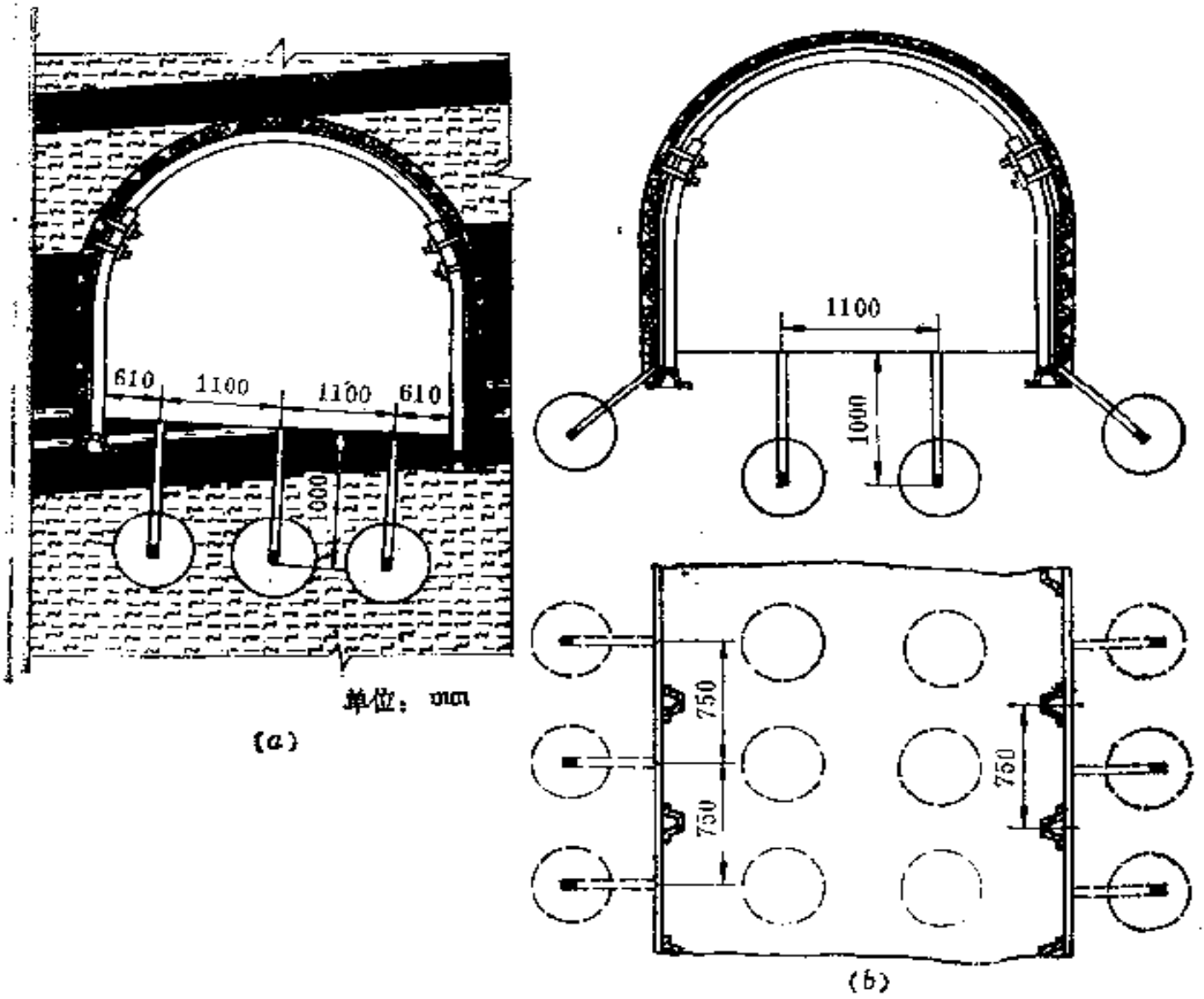


图 9-20　巷道底板下部爆破方案

(a)底板中部爆破；(b)底板全面爆破

图9-20(a)所示的方案在一下山内实施。由于底板岩层含水，爆破前底臌强烈。爆破参数为：每排布置三个钻孔，钻孔长度为1000mm，间排距分别为1100mm及750mm。靠近

两帮的钻孔距两帮 610mm，装药量为 0.085kg。爆破后，下山的底臌量小于 190mm，而在未爆破区，底臌量达 300～400mm。

在回采顺槽内实施了图9-20(*b*) 所示的方案。底板中部垂直布置两个钻孔，两基角处各倾斜45°布置一个钻孔。钻孔长度为 1000mm，间排距各为1100mm 及 750mm。爆破后巷道的底臌量为180mm，而在未爆破区，底臌量达480mm。在回采工作面推进过程中，未爆破巷道卧底两次，而爆破巷道则无需卧底。

二、侧帮爆破

侧帮爆破的卸压机理与有充填的侧帮切缝相似。爆破后在软岩巷道侧帮形成弱化带，将高应力转移到深部围岩，使底板处于应力降低区。爆破可在两帮同时进行，也可只在一帮进行。

日本一回采顺槽，埋深为500m，巷道宽4m，高2.8m，拱形金属支架支护。顶底板为页岩，遇水后强度显著下降，为软弱岩层，底臌现象十分严重。巷道掘出三个月后顶底板移近量达1.0m。为了控制强烈底臌，采用了侧帮爆破法弱化巷道两帮煤层。钻孔长度为2.0m，间距为1.3m。钻孔距底板1.0m。

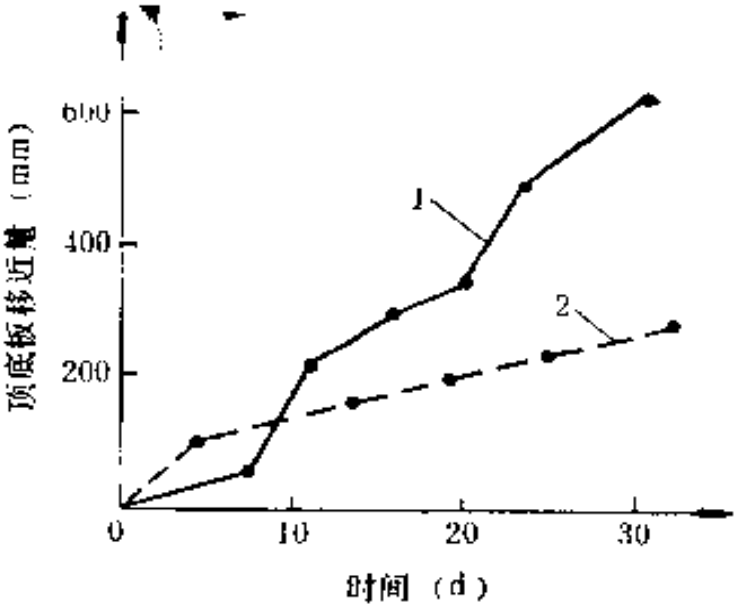


图 9-21 爆破与未爆破巷道的顶底板移近率曲线

1—未爆破；2—爆破

图9-21是巷道掘进

后30天内爆破与未爆破区顶底板移近率曲线。从曲线上看出，在掘进后的10天范围内，爆破区的顶底板移近率比未爆破区大。之后，爆破区的顶底板移近率增加缓慢，而非爆破区却增加很快。最终爆破区的顶底板移近率为280mm，而非爆破区达 640mm，这表明侧帮爆破明显改善了巷道维护状况。

三、爆破卸压法的适用范围

使用爆破卸压法不需要专门的设备，爆破工作可以与掘进循环同时进行，因而不影响软岩巷道的掘进速度。在目前切缝或打钻孔不易实施的情况下，它是一种比较适用的方法。

底板爆破不宜用于含水并有大量粘土矿物的强度极低的岩层中，否则会严重降低形成卸压带的可能性。这种方法也不适用于强度较高的岩层，因为在这种条件下爆破费用会很高。根据现场经验，它的使用范围可由下式确定：

$$0.5 \leqslant \frac{\gamma H}{m\sigma_c} \leqslant 0.8 \qquad (9\text{-}6)$$

在煤层巷道中，当煤体不很松软时，侧帮爆破法是一种比较经济而有效的防治底臌的方法。

第四节　掘巷卸压法

掘巷卸压法的实质就是在被保护软岩巷道附近围岩中开掘卸压巷，使得被保护巷道底板岩层处于应力降低区，从而提高底板岩层的稳定性，减小底臌量。

按卸压巷所处位置的不同，有四种方案，如图 9-22 所示，即顶部卸压法、底部卸压法、侧帮卸压法及侧下角卸压法。下面分析四种方案的卸压机理及效果，并确定其合理尺

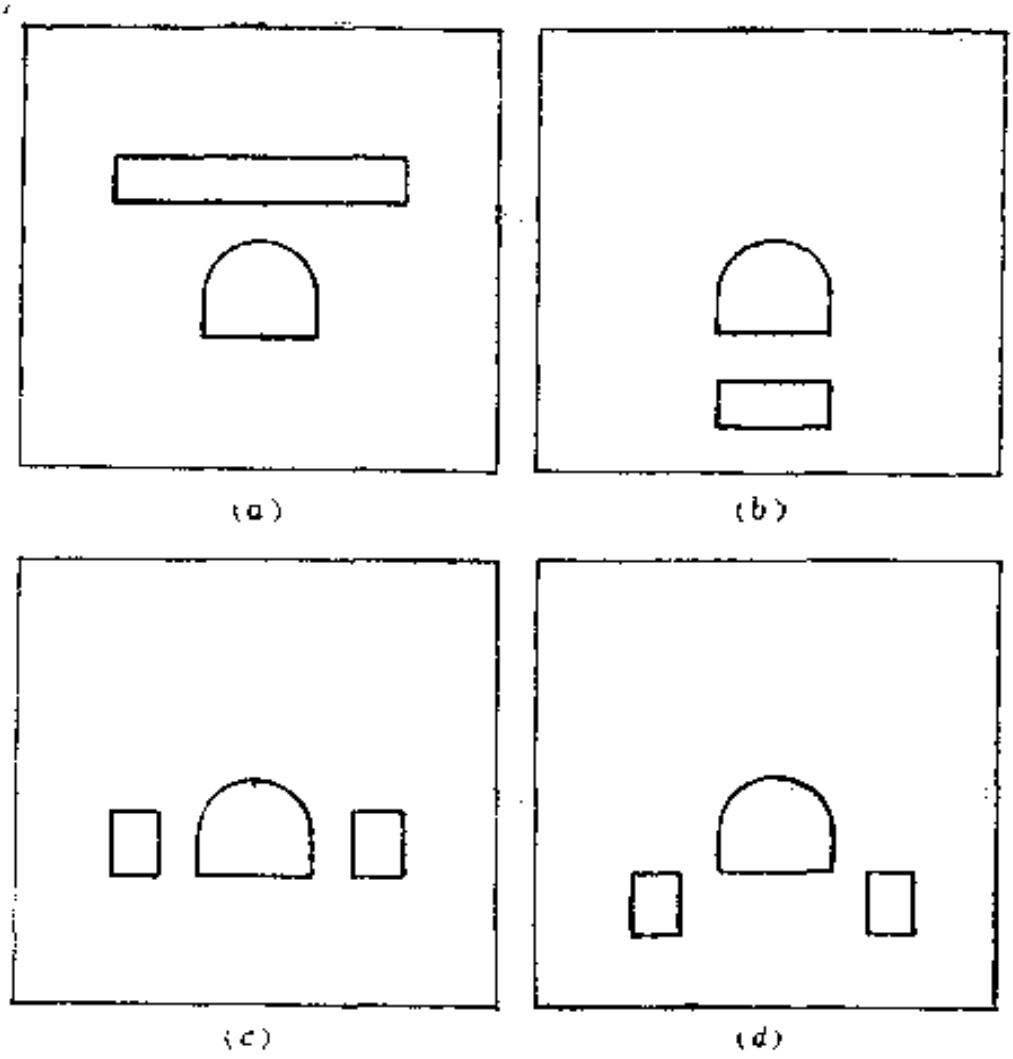


图 9-22　掘巷卸压法方案

(a)顶部卸压法；(b)底部卸压法；(c)侧帮卸压法；(d)倒下角卸压法

寸及与被保护巷道的位置关系。

一、有限单元法数值计算

四种方案的模拟条件、单元划分、所采用的程序及材料模式等均与第五章第二节所述的软弱岩层巷道相同。计算过程分四步进行：

第一步：计算巷道开挖前原岩应力场与位移场。

第二步：计算巷道开挖引起的围岩应力场与位移场。

第三步：计算卸压巷开挖后围岩的应力场与位移场。

第四步：计算采动影响后（相当于4倍原岩应力）围岩的应力场与位移场。

1．顶部卸压法

（1）顶部卸压槽对巷道底臌的影响：图9-23是巷道受4倍原岩应力的采动影响下卸压槽（因顶部开挖空间宽度远大于高度，所以称卸压槽）宽度与巷道底臌量的关系。卸压槽底板与巷道顶板的距离为4m。从图上看出，顶部卸压槽可以减小巷道底臌量，减小程度与卸压槽的宽度有很大关系。随着卸压槽宽度的增加，巷道底臌量不断减小。当卸压槽宽度小于16m时，巷道底臌量减小幅度不大，而当卸压槽宽度在16～20m时，巷道底臌量减小明显，卸压效果显著。但是尺寸过大，则开掘卸压槽的工程量与费用太高，所以卸压槽的宽度应有一合理的取值范围。

改变卸压槽底板与巷道顶板的距离，巷道底臌量将会发生变化，如图9-24所示（卸压槽宽度为20m）。可见卸压槽离巷道越近，卸压效果越明显。相反，随着卸压槽远离巷道，其底臌量在不断增加。考虑到卸压槽底板内会产生一定范围的破坏区，尽管卸压槽下方巷道顶板的应力很小，但为确保巷道顶板的稳定性，必须保证卸压后巷道顶板仍有一定厚度的完整岩体，故卸压槽底板与巷道顶板的距离不能太小。

（2）顶部卸压槽对围岩应力的影响：图9-25是顶部开掘20×2m的卸压槽后，巷道在采动影响下围岩应力场的分布，与图5-3相比有如下特点：

① 未开掘卸压槽时，巷道肩部与两帮围岩内部均出现大于4倍原岩应力的应力集中现象。开掘卸压槽之后，巷道浅部围岩的垂直应力都小于4倍原岩应力，而在巷道宽度的

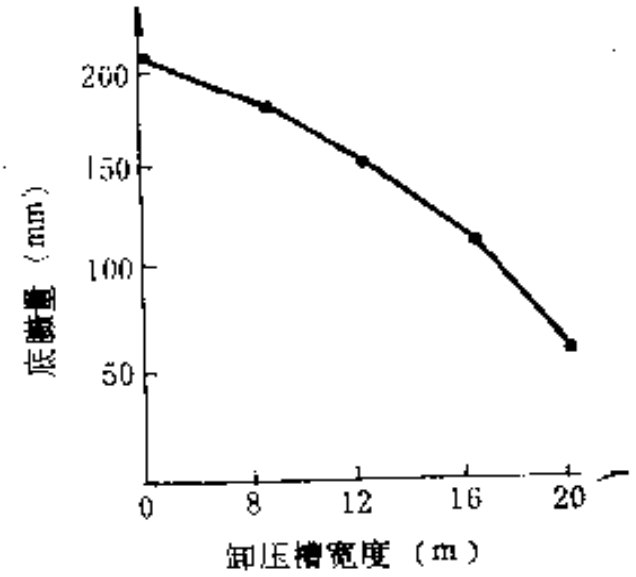


图 9-23 顶部卸压槽宽度与巷道底臌量的关系

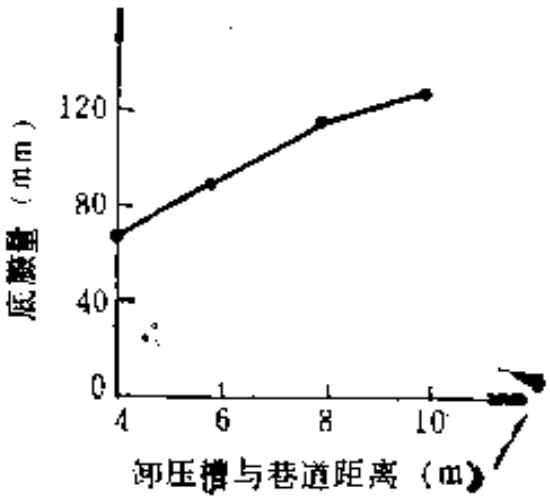


图 9-24 顶部卸压槽同巷道的距离与巷道底臌量的关系

1.5倍的深部围岩内产生了高于4倍原岩应力的应力集中现象。可见，卸压槽的作用是使巷道围岩内的支承应力由浅部向深部转移，在巷道周边附近形成一个卸压区。

② 未开卸压槽时，在巷道基角的侧下方形成了强烈的应力集中现象，最大应力值是原岩应力的8.5倍。如此大的应力必将导致巷道基角处围岩的破坏，引起底板失稳。而开掘卸压槽之后，基角处下方的最大应力集中系数仅为2.6倍的原岩应力，是不开卸压槽时的0.3倍，这样就大大消除了基角处围岩破坏的可能性。相反，在卸压槽的尖角处出现了10倍于原岩应力的高应力集中现象。可见，巷道的稳定性是以卸压槽与深部围岩承受巨大应力为代价的。

③ 卸压槽的开掘使得巷道底板内的拉断区范围大大减小。从不开卸压槽时的1 m减小至0.2 m，从而提高了底板岩层的稳定性，减小了巷道的底臌量。

以上分析的只是巷道底臌的弹塑性位移，由第五章第三

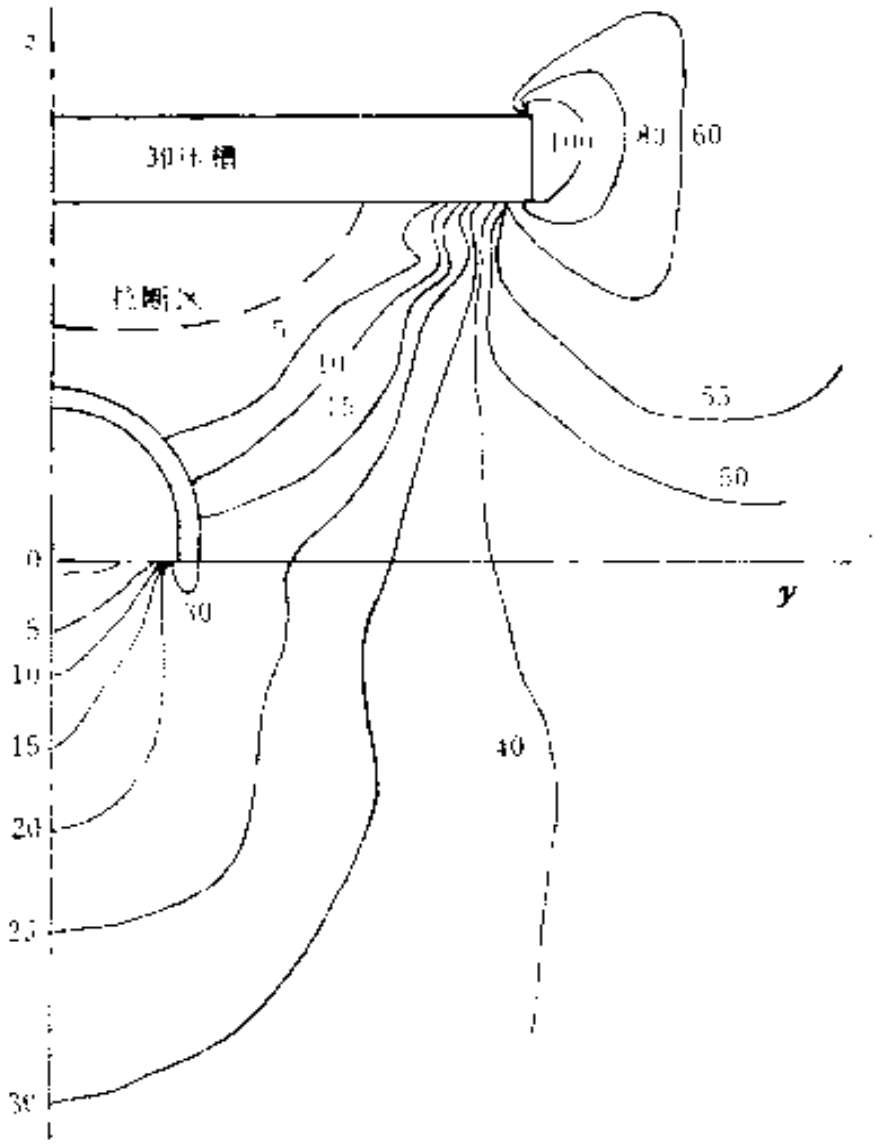


图 9-25　巷道顶部卸压后围岩垂直应力分布（$\lambda = 1$）

节的分析可知，岩层的弹塑性位移仅占底臌量的一小部分，引起巷道强烈底臌的主要原因是底板岩层向巷道内弯曲以及扩容膨胀等。顶部开掘卸压槽以后，巷道基角处应力集中现象大大消弱，保证了底板岩层两端的完整性，不致于使底板岩层在其两端围岩的挤压作用下向巷道内弯曲。由于顶部卸压槽显著减小了巷道底板岩层的破坏范围，因而扩容、膨胀位移也随之减小，故顶部卸压槽控制底臌的本质在于使底板处于应力降低区，显著减小了底板岩层的破坏范围，减小了

引起底臌量的各种位移。应力与位移的转移场所是卸压槽及深部围岩。

2．底部卸压法

（1）底部卸压巷对巷道底臌的影响：底部卸压巷宽度与巷道底臌量的关系如图9-26所示，此时巷道受到采动影响，卸压巷顶板与巷道底板的距离为4m。从图中看出，随着卸压巷宽度的增加，巷道底臌量不断减小。当卸压巷宽度小于4m时，底臌量减小不很明显。当卸压巷宽度大于4m时，底臌量急剧降低，卸压效果十分明显。当卸压巷宽度到12m时，底板几乎没有位移。

卸压巷顶板与巷道底板的距离同巷道底臌量的关系如图9-27所示（卸压巷宽度为8m）。随着卸压巷远离巷道，巷道底臌量不断增加。例如：两者的距离从4m增加到10m，巷道底臌量增加2.8倍。可见，卸压巷离巷道越近，其卸压效果越明显。考虑到巷道底板会产生一定范围的拉断区，尽管巷道底板的应力很小，但为确保底板的稳定性，必须保证卸压后巷道底板仍有一定厚度的完整岩体。根据计算结果，选取卸压巷顶板至巷道底板的垂直距离为4～6m比较合理。

（2）底部卸压巷对围岩应力的影响：底部开掘8×2m的卸压巷后，巷道在采动影响下的底板应力分布特征（底板线oy下方第一层单元的应力）如图9-28所示，与图5-4及图5-5相比，有以下特征：

① 巷道基角处垂直应力的集中系数显著减小。由未开卸压巷的8.5减至3.6，而水平应力基本没有变化。可见，底部卸压巷的根本作用是转移巷道附近围岩的垂直应力，同时不使水平应力增加。

② 巷道基角处的最大主应力显著减小。由未开掘卸压

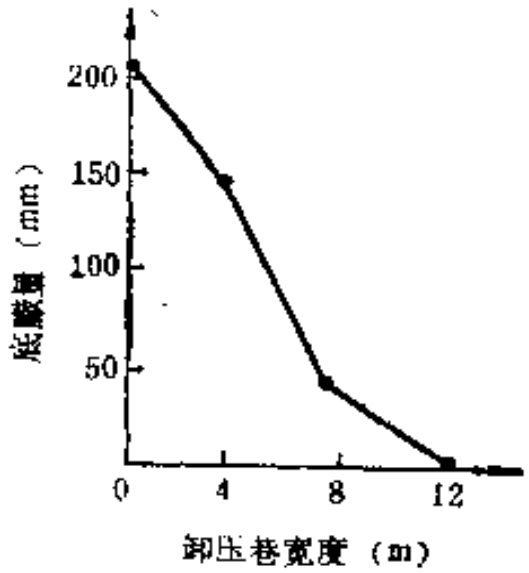


图 9-26　底部卸压巷宽度与巷道底臌量的关系

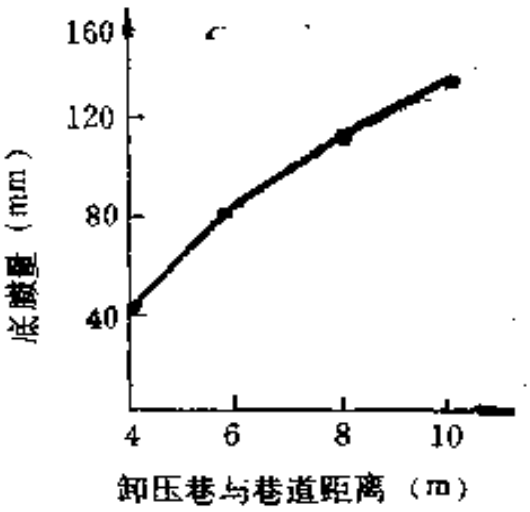


图 9-27　底部卸压巷同巷道的距离与巷道底臌量的关系

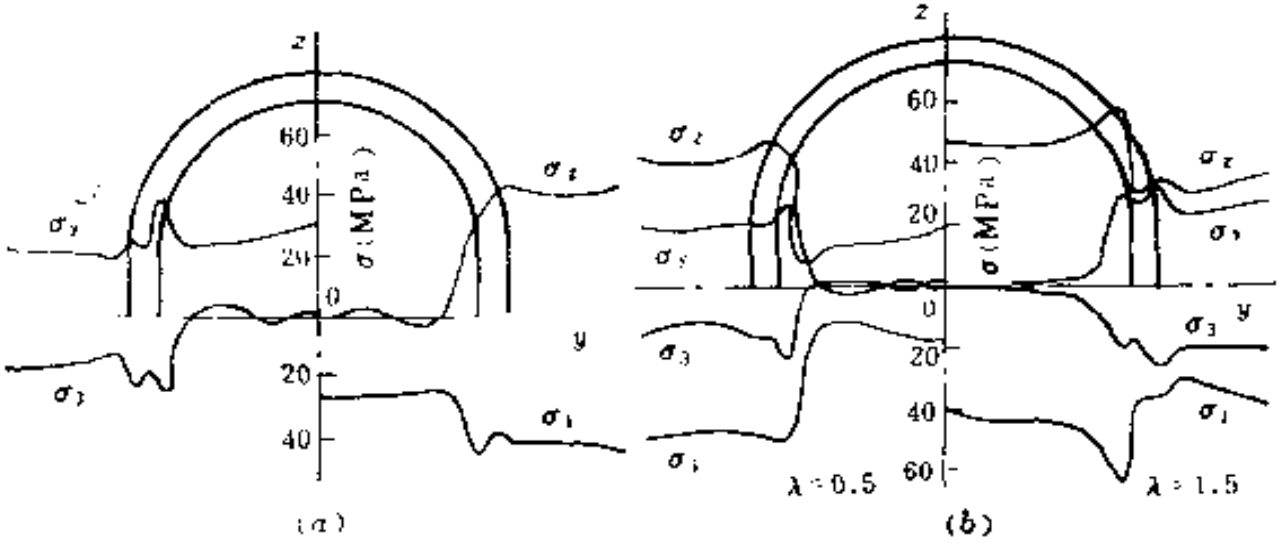


图 9-28　巷道底部卸压后底板应力分布

$(a)\lambda=1$；$(b)\lambda=0.5$，$\lambda=1.5$

巷时的$8.7\gamma H$减到$4\gamma H$，同时最小主应力没有多大变化，因而大大减小了基角处围岩的应力偏量，明显消除了底板岩层两端剪切破坏的可能性，保证了底板的稳定。

③ 随着侧压系数的增加，巷道基角处垂直应力有增加的趋势（$\lambda=0.5$，$\sigma_z=4.2\gamma H$；$\lambda=1.5$，$\sigma_z=5\gamma H$），但幅

度不大。水平应力虽有增加，但很不明显。最大主应力亦有所增加，最小主应力几乎没有变化。可见，侧压系数的增加会引起基角处应力偏量的增加，但是底部卸压巷显著消弱了应力偏量随侧压系数增加的梯度，因此，即使在侧压系数比较大的情况下，底板岩层仍然处于稳定状态，不至于产生较严重的底臌。

以上所述的仅是底部卸压巷对底板弹塑性位移的控制，对其它位移的作用与顶部卸压槽类似，不再分析。可见，底部卸压巷的根本作用在于使底板处于应力降低区，保证底板的稳定性。应力与位移的转移场所为卸压巷及深部围岩（卸压巷底臌量达230mm）。

3．侧帮卸压法

（1）侧帮卸压巷对巷道围岩位移的影响：图9-29表示巷道在4倍原岩应力的采动影响下的底臌量及两帮移近量与卸压巷同巷道水平距离之间的关系。卸压巷的宽度为2m，高度为4m。从图上看出，巷道底臌量随着卸压巷与巷道水平距离的增加呈减小趋势，但很不明显，而且底臌量与不开卸压巷时相差无几。两帮位移出现负值，随着卸压巷远离巷道，两帮位移有增大的趋势。但总体来看，两帮移近量都很小。可见，侧帮卸压巷并不能减小巷道底板的弹塑性位移，而是大幅度减小了巷道的两帮移近量。

图9-30表示侧压系数与巷道底臌量及两帮移近量的关系。可见，随着侧压系数的增加，巷道底臌量有减小的趋势，但幅度很小。两帮位移虽有增加，但是增加量很小，即使侧压系数为1.5，两帮移近量也只有40mm。

（2）侧帮卸压巷对巷道围岩应力的影响：与巷道相距5m处开掘卸压巷后巷道在4倍原岩应力的采动影响下底板

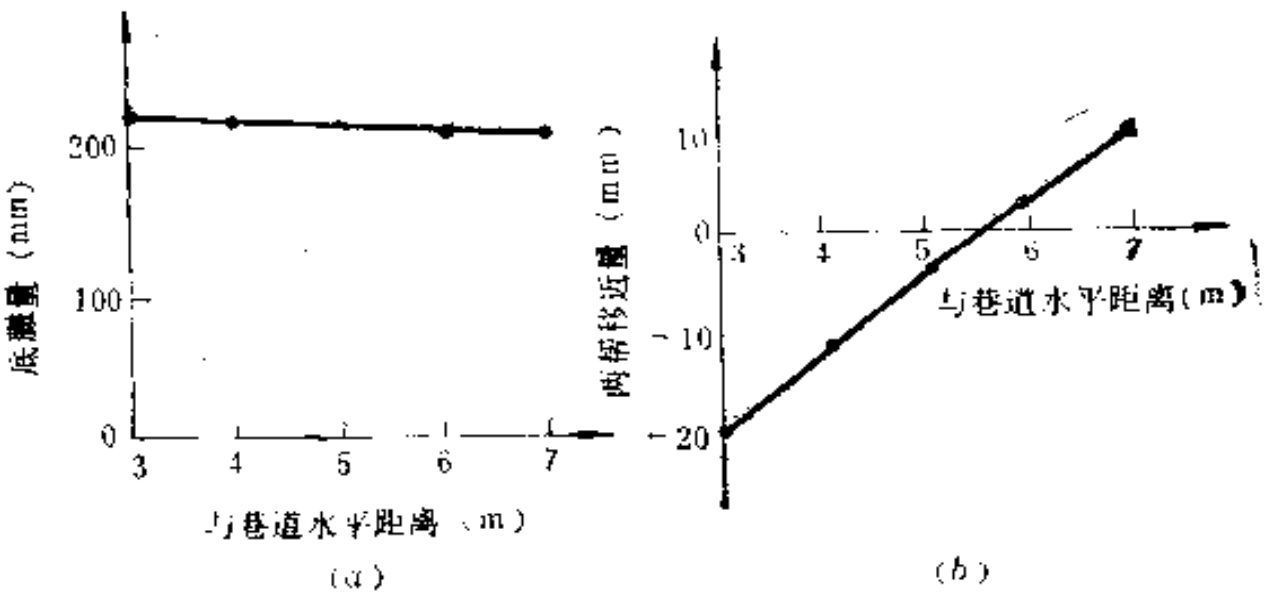


图 9-29 ₍₄₎帮卸压巷同巷道的水平距离与巷道围岩位移的关系

(a)底臌量；(b)两帮移近量

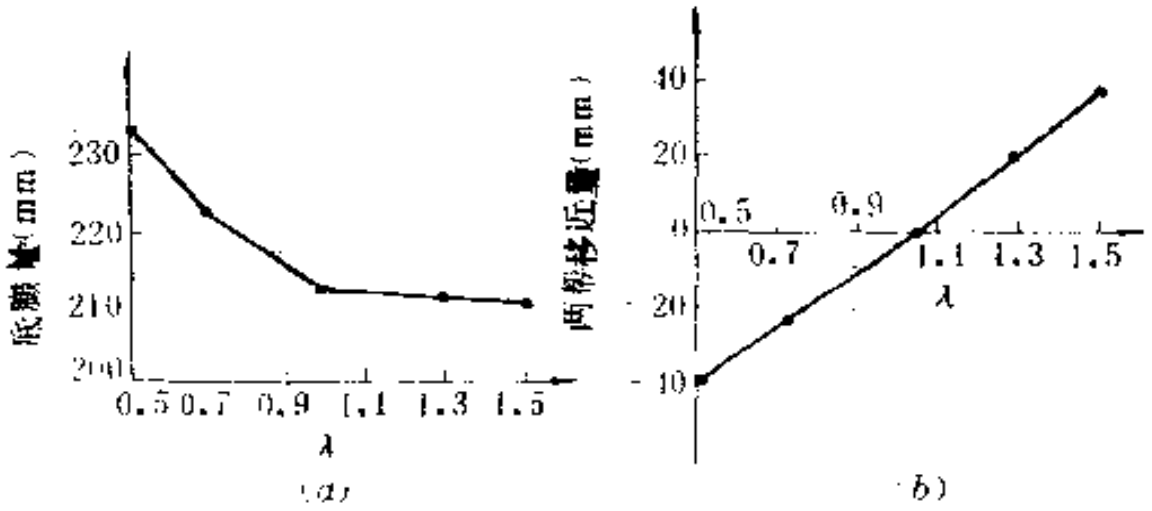


图 9-30 侧压系数与巷道围岩位移的关系

(a)底臌量；(b)两帮移近量

应力分布特征如图9-31所示。与图5-4及图5-5相比可看出，

① 侧帮卸压巷并不能减小巷道基角处垂直应力的集中现象，但水平应力有所降低（由40MPa减至30MPa）。

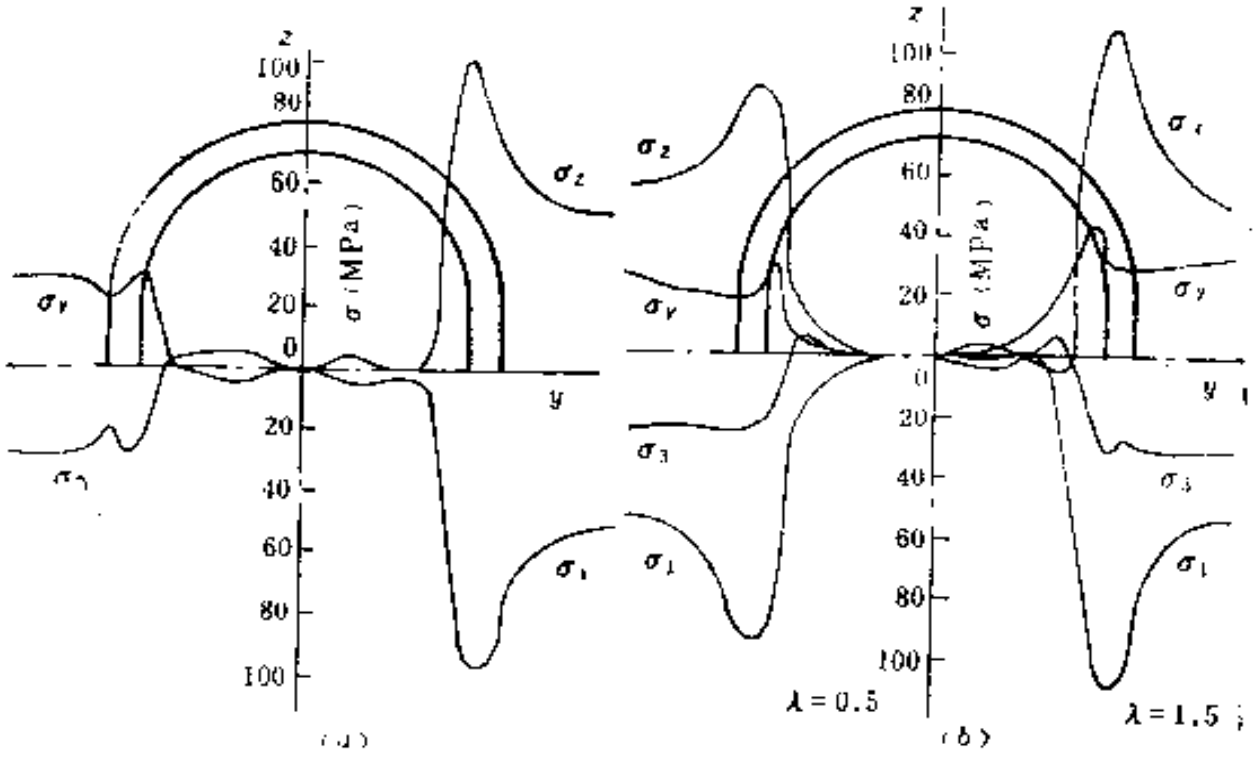


图 9-31　巷道侧帮卸压后底板应力分布

$(a)\lambda=1$；$(b)\lambda=0.5$，$\lambda=1.5$

② 开掘侧帮卸压巷后，巷道基角处的最大主应力没有减小的趋势，最小主应力无明显变化，所以侧帮卸压巷并不能减小基角处的应力偏量。

③ 随着侧压系数的增加，巷道基角处垂直应力和最大主应力增加，增加幅度与未开掘卸压巷时基本相同。最小主应力变化不大，故应力偏量增大。水平应力亦随侧压系数的增加而增大，但变化幅度没有无卸压巷时大。

如果仅以上述计算结果分析侧帮卸压巷对底臌的影响，只能得出它对巷道的底臌没有控制作用的结论。其实并非如此，下面以第四章所述的底臌机理为基础，对侧帮卸压巷的作用作一论述。

由于侧帮卸压巷并不能减小巷道基角处的应力偏量，所

以它不能阻止底板岩层两端的破坏，减小底板岩层的破坏范围。但是侧帮卸压巷可以大幅度减小巷道的两帮位移，因而可以显著减小底板岩层因受其两端围岩挤压而产生的弯曲位移。底板弯曲位移是底臌量很主要的一部分（如第四章第五节所述），侧帮卸压巷可以减小底臌量。最终巷道出现如图4-21所示的情况。如果底板岩层的扩容性与膨胀性不严重时，底臌量很小。可见，侧帮卸压巷并不能消除巷道基角处岩层的破坏，其控制底臌的实质在于通过减小两帮位移来减小因底板弯曲引起的位移量。巷道两帮位移的减小是以卸压巷两帮位移的剧烈增加为代价的。

根据计算结果，巷道与卸压巷的水平距离可以取3～5 m。

4．侧下角卸压法

（1）侧下角卸压巷对巷道围岩位移的影响：图9-32表示巷道受4倍原岩应力的采动影响下，底臌量及两帮移近量与卸压巷同巷道水平距离之间的关系。从图上看出，巷道底臌量随着卸压巷与巷道水平距离的增加逐渐减小。这种趋势在距离小于5 m时比较明显，之后趋于稳定。距离为5 m时巷道底臌量为170mm，比不开卸压巷时减小31mm。随着卸压巷远离巷道，两帮位移有所增大，但幅度很小。可见，侧下角卸压巷既可减小巷道底臌的弹塑性位移，又可减小两帮位移。

图9-33表明了侧压系数与巷道位移的关系。与侧帮卸压巷类似，随着侧压系数的增加，巷道底臌量有所减小，两帮位移不断增大，变化幅度比侧帮卸压巷稍大，但比未开掘卸压巷时小。

（2）侧下角卸压巷对巷道围岩应力的影响：图9-34表示在与巷道相距5 m处开掘卸压巷后巷道受4倍原岩应力的

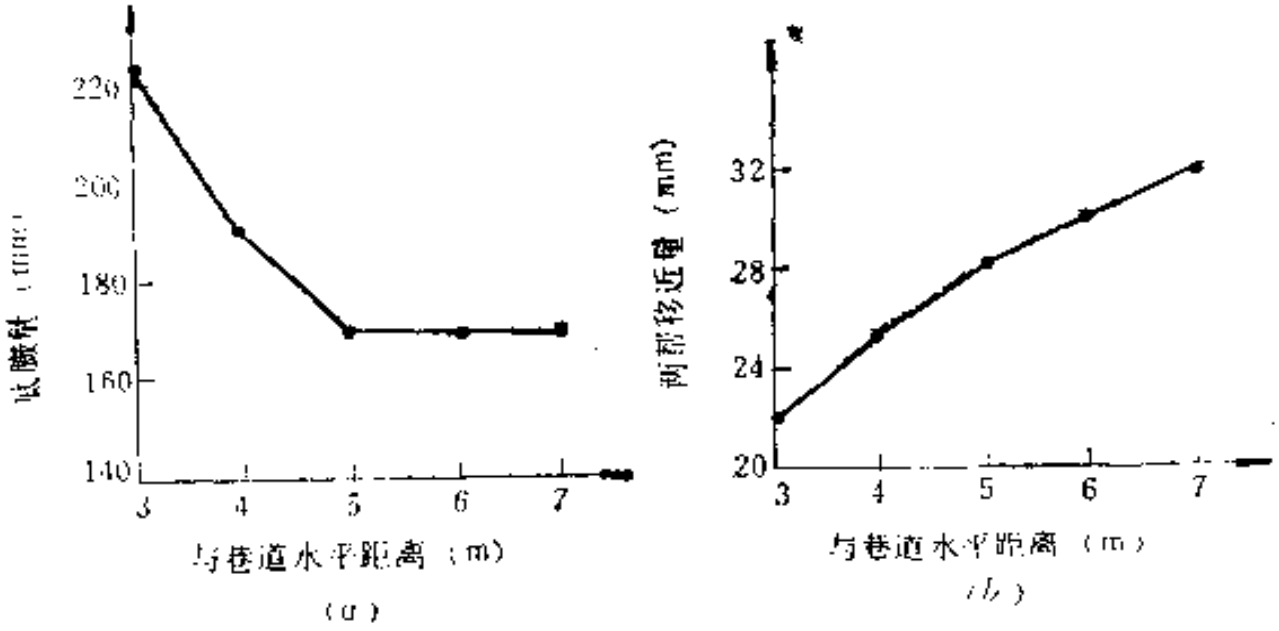


图 9-32 侧下角卸压巷同巷道水平距离与巷道围岩位移的关系

(a)底臌量；(b)两帮移近量

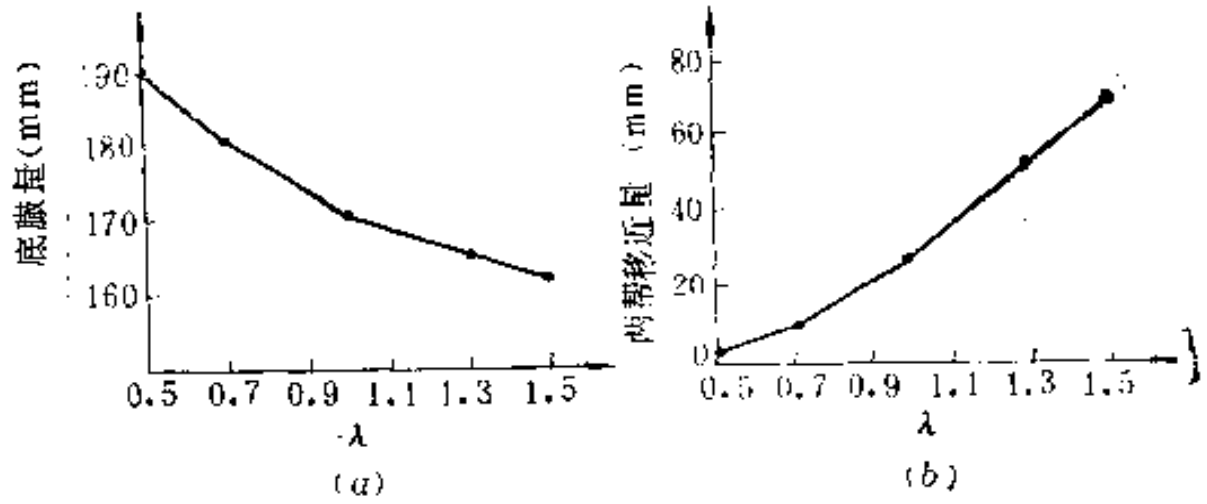


图 9-33 侧压系数与巷道围岩位移的关系

(a)底臌量；(b)两帮移近量

采动影响下底板应力分布特征。与图5-4及图5-5相比看出：

① 卸压巷的开掘使得巷道基角处的垂直应力集中系数由未开卸压巷时的8.5减至5.9，水平应力没有明显变化。

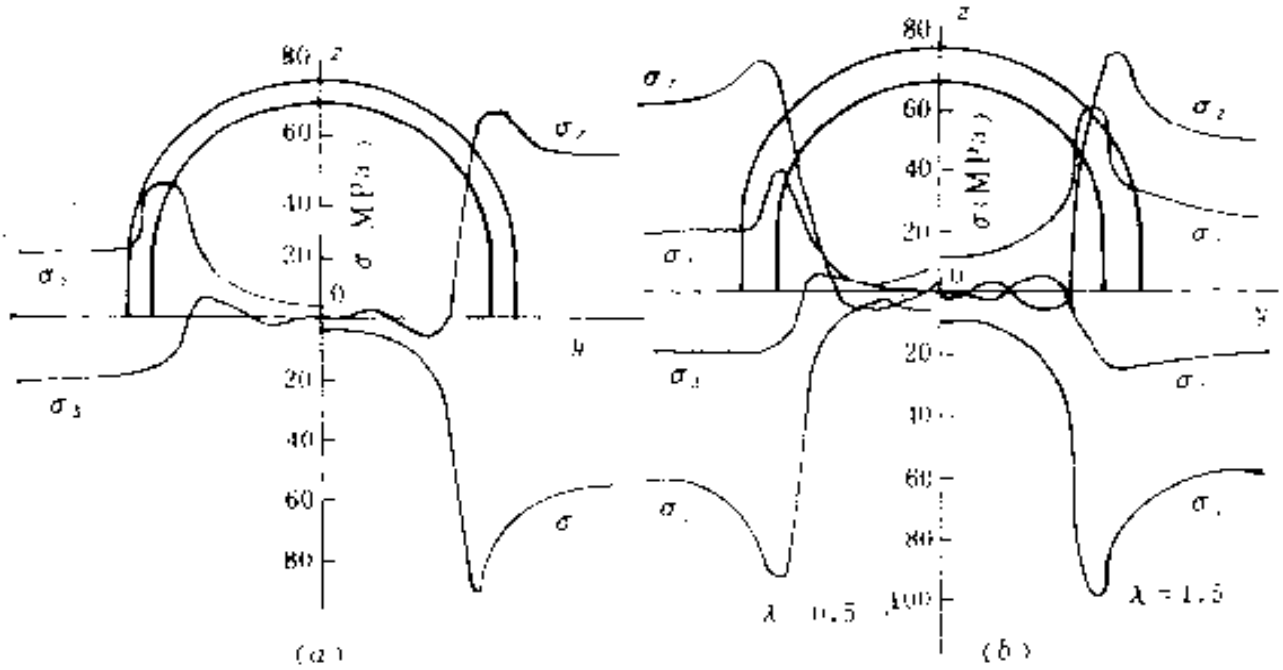


图 9-34　巷道侧下角卸压后围岩应力分布

$(a)\lambda=1$；$(b)\lambda=0.5$，$\lambda=1.5$

② 卸压巷使得基角处最大主应力由原来的 $8.7\gamma H$ 减至 $7.8\gamma H$，最小主应力无显著变化。所以卸压巷可以减小基角处的应力偏量，但幅度不大。

③ 随着侧压系数的增加，巷道基角处的最大主应力、垂直应力及水平应力都有所增大，但增加幅度比无卸压巷时小。

由上述分析知，侧下角卸压巷既可以减小巷道基角处的集中应力及底板的弹塑性位移，又可以减小巷道两帮位移，兼有底部卸压巷与侧帮卸压巷两种作用。但是，集中应力的减小程度远没有底部卸压巷大，因而在外载荷较大的情况下仍会出现一定范围的破坏区。两帮位移的减小程度虽没有侧帮卸压巷大，但也比较明显，故在侧压系数较大的情况，它亦可抑制底板岩层发生明显的弯曲。可见，侧下角卸压巷控

制底臌的本质是减小底板岩层的破坏范围以及抑制底板岩层向巷道内弯曲，但以后者为主。底臌量的减小是以卸压巷内产生较大的底臌及两帮位移为代价的。

根据计算结果，侧下角卸压巷与巷道的水平距离为5m左右时控制底臌的效果比较明显。

通过四种方案的分析，我们得出各种方案控制底臌的机理及适用条件，并给出合理的参数，综合列于表9-1。

表 9-1 掘巷卸压法综述

项目 \ 方案	顶部卸压	底部卸压	侧帮卸压	侧下角卸压
控制底臌的机理	转移垂直应力，减小破坏范围	转移垂直应力，水平应力不变，减小破坏范围	减小两帮移近量	减小两帮移近量，降低垂直应力
建议尺寸	$l_s=3\sim4l$ $h_s=0.7\sim1l$	$l_s=1\sim1.5l$ $h_s=0.7\sim1l$	$S=0.5\sim1l$	$S=0.7\sim1l$
适用条件	一般情况	底臌严重	侧压大	侧压大之底臌严重

注：l—被保护巷道宽度；l_s—卸压巷（槽）宽度；h_s—卸压巷（槽）与被保护巷道的垂直距离；S—卸压巷与被保护巷道的水平距离。

二、相似材料模型试验

运用相似材料模型试验研究顶部卸压法的卸压机理及效果。模拟条件及加载方式等与第六章第二节介绍的模型Ⅰ相同。图9 35是顶部卸压槽的几何尺寸及与巷道的位置关系。模型试验结果如表9-2所示。

从表中看出，采用顶部卸压法后，即使在4.67σ_0的强烈采动影响下，巷道顶底板移近量仅为150mm，是无卸压槽时的7.1%。可见顶部卸压槽控制巷道底臌的效果是十分明

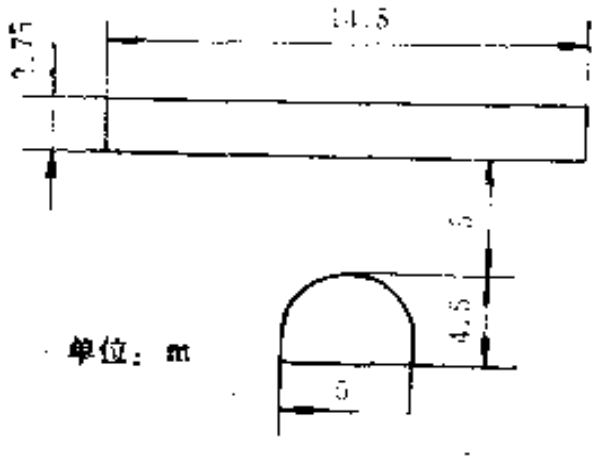


图 9-35　顶部卸压槽的几何尺寸与布置

显的。

三、井下试验

美国曾在回采巷道中采用过侧帮卸压法控制高地应力巷道底臌，取得了良好效果。如图9-36所示，（a）表示没有开掘侧帮卸压巷的情况。由于煤体内受集中应力的作用，不仅使煤体严重向巷道内涌入，而且使底板岩层承受过大的压

表 9-2　顶部卸压法模型试验结果

有无卸压槽	试验结果						
	模型载荷（相当于原岩应力σ_0的倍数）						
	σ_0	$1.3\sigma_0$	$2\sigma_0$	$2.67\sigma_0$	$3.33\sigma_0$	$4\sigma_0$	$4.67\sigma_0$
无	巷道位移以顶板下沉为主，底臌不明显					$u_r=1000$ $u_f=500$	$u_r=1300$ $u_f=800$
有	巷道位移很小，卸压槽内有轻微掉渣现象			卸压槽顶板大面积垮落，巷道无明显位移		$u_{r,f}=150$ $u_l=303$	

注：1.表中位移值都已由模型换算成实际巷道的数值，单位为mm。
2.u_f—底臌量；u_r—顶板下沉量；$u_{r,f}$—顶底板移近量；u_l—两帮移近量。

应力，产生底臌。如果在巷旁开掘一卸压巷，则回采巷道的受力状况就会发生很大变化，如（b）所示。此时中间小煤柱已经处于压碎状态，将原来作用在其上面的应力转移到较远的煤体上，使得煤柱下方的底板岩层卸载，从而减小了巷道底臌量。

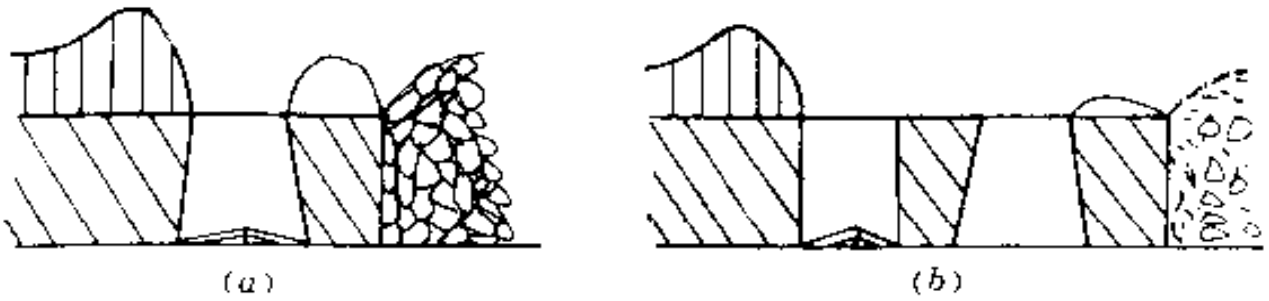


图 9-36　侧帮卸压前后回采巷道应力分布

(a)无卸压巷；(b)有卸压巷

此种方法也可用在其它的高地应力煤层巷道中。具体方法是采用三条或三条以上的平行巷道，各巷道用小煤柱隔开，每条巷道都要严格按照一定的时间顺序掘出。两侧为卸压巷，中间是被保护巷道。实测数据表明，采用这种方法后，中间被保护巷道几乎不再产生底臌现象。

在我国，兖州矿务局鲍店煤矿北翼胶带输送机硐室实施了顶部卸压法防治底臌，取得了显著的技术经济效益，这将在下节中详细介绍。

四、适用条件

掘巷卸压法虽然能够有效地防治软岩巷道底臌，且其施工不影响被保护巷道中的生产工作，但是其掘巷工程量大，因而一般在煤层中使用。此外，对于那些不能采取任何支护加固法及其它卸压法，或采取这些措施严重影响矿井正常生产的重要部位，以及具有强烈底臌趋势、用其它方法效果不明显的软岩巷道，掘巷卸压法也是一种行之有效的方法。

第五节　卸压法实例分析

本节以兖州矿务局鲍店煤矿北翼胶带输送机硐室为例，介绍在具体条件下卸压法方案的选择、施工及其技术经济

效益。

一、井下条件及卸压法选择

该硐室全长50m，最小宽度为4.3m，最大宽度为11.6m，高度为6.2m，断面为23.1m²，拱形混凝土碹支护。硐室位于1306工作面的南侧，相距50m（如图7-5）。按照1304工作面采动影响范围及采动影响的程度，在1306工作面跨越大巷的过程中，预计硐室将受到比较强烈的采动影响，不采取重大措施，难以确保胶带输送机硐室维护良好及输送机的正常运转。

由于硐室内机电设备较多，而且底板有1m左右的混凝土基础，给加固底板带来极大的施工困难。而且，即使采取支护加固措施，也难以有效地控制采动引起的强烈底臌。因此，1306工作面在硐室附近开采时，为确保硐室不发生强烈底臌的根本措施是减轻该工作面的采动影响。

卸压法中的切缝、打钻孔及爆破在硐室底板无法实施。若在两帮切缝或打钻孔，则不仅影响生产，而且卸压效果亦不明显。所以，既不影响生产，卸压效果又明显的措施应该是开掘卸压槽（巷）法。由于硐室围岩的构造应力不大，所以不采用侧帮及侧下角卸压法。另外，底部卸压法亦受到巷道布置及施工条件方面的限制，最后在胶带输送机硐室上方实施了顶部卸压法以控制硐室因采动引起的强烈底臌。

根据上节有限单元法数值计算、相似材料模型试验以及以前的实测资料，确定卸压槽与硐室的位置关系为：卸压槽底板与硐室顶板的垂直距离为5m，卸压槽边缘与硐室边缘的最小水平距离为3.7m，即卸压槽宽度为19m。

二、卸压法的施工

顶部卸压法控制硐室底臌的效果不仅取决于正确的参数

设计，而且与施工质量密切相关。因在硐室顶部开掘并维护宽度为19m的卸压槽存在很大的技术困难，故选取了松动爆破法，即在硐室上方两侧开掘两条与硐室轴线平行的小断面巷道，然后在巷道之间进行松动爆破，最终在硐室上方形成一个宽19m、长60m的岩层松动区（如图9-37所示），这样亦可以达到顶部卸压的目的。

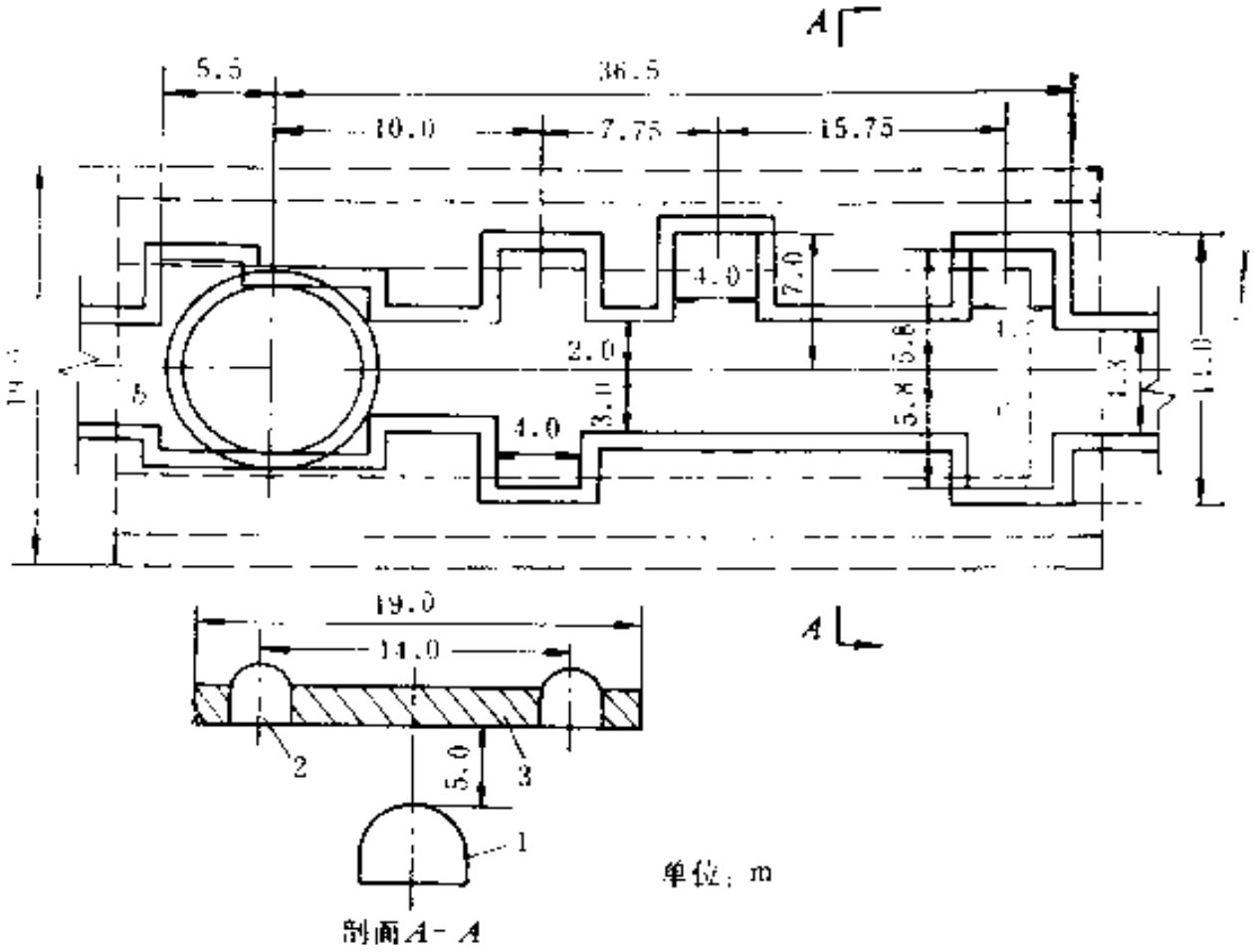


图 9-37　顶部卸压槽的参数与布置

1—硐室；2—小断面巷道；3—松动爆破区

爆破的技术关键在于将两小断面巷道之间约11m的岩柱完全松动。但按鲍店煤矿现有的爆破技术条件，只能从两巷向岩柱内打2m长的钻孔，最大松动宽度在5m左右，仍有6m岩柱保持完整，这根本不符合卸压法的要求，为此设计了以

下两种方案：

方案之一是在两小断面巷道中间平行地再掘一条巷道，然后爆破宽度为4.5m的两个小岩柱。但在实际施工时发现硐室在以前的开掘过程中曾出现过冒顶现象，虽有矸石和杂木充填，仍给第三条巷道的掘进造成严重困难，甚至会影响硐室顶板的稳定。为安全起见，改用如图9-38所示的第二个施工方案，即分别从两巷道中交错地向岩柱内打小洞，之后在小洞及巷道中钻孔爆破。

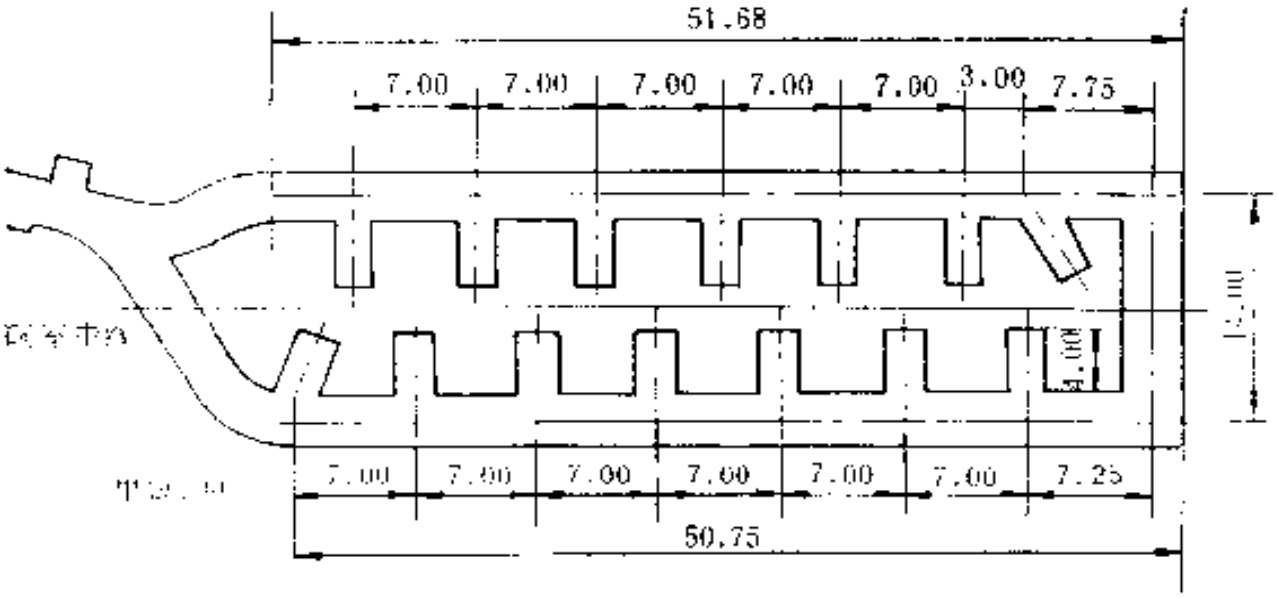


图 9-38　顶部卸压槽施工平面图

爆破钻孔布置如图9-39所示。每排三个钻孔，孔深1.8～2.0m，排距为0.7～0.8m。除底孔不装药外，其它每孔装药3卷。为提高松动爆破效果，采用分区并列式爆破法，即从两侧同时放炮后退。具体分区与顺序如图9-40所示。按照1、2、…16的顺序进行爆破，每次只爆破一个区，16次完成。最终的爆破效果达到了预期效果，小断面巷道间的岩柱完全松动并部分抛掷，巷道外侧的岩体也得到一定程度的松动。由于在爆破设计过程中，每个钻孔的装药量及最多能同

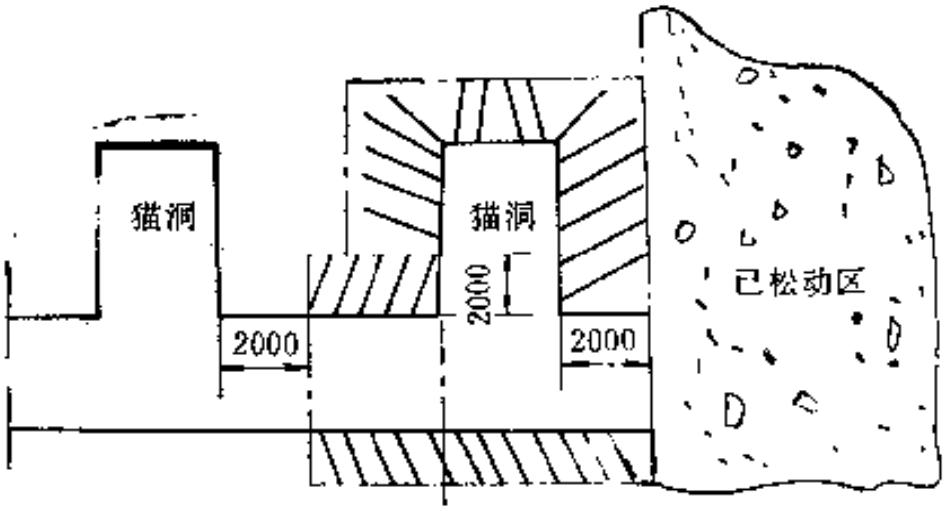


图 9-39　爆破钻孔布置

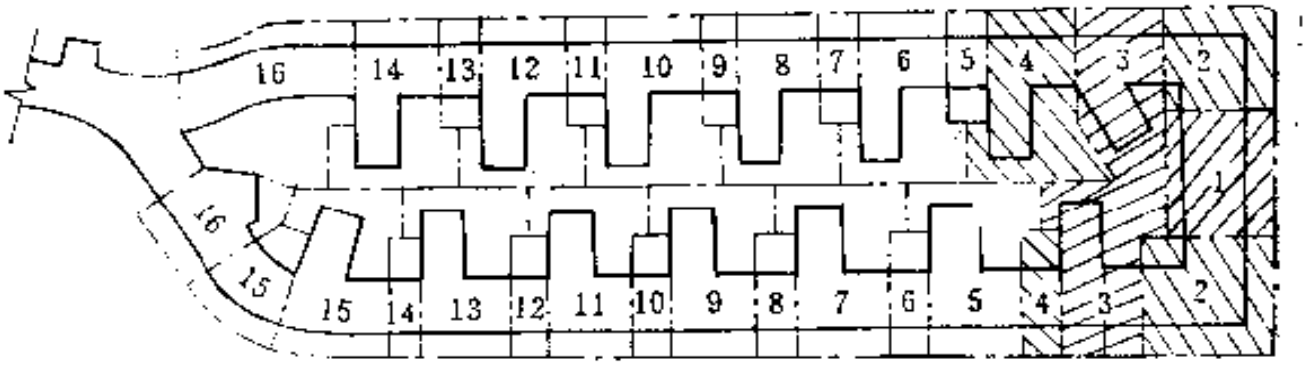


图 9-40　爆破分区与顺序

时起爆的钻孔数都是经过严格计算的，所以爆破时硐室没有受到损害。

三、卸压法的井下实测分析

顶部卸压槽施工结束后，我们对硐室在受1306工作面采动影响期间的围岩位移进行了详细观测。

图9-41是硐室围岩位移曲线。工作面的采动影响是从45m的位置开始的。工作面继续接近大巷，硐室围岩位移速度不断增大。在工作面跨越大巷时，顶底板、两帮移近速度分别为 0.06mm/天、0.14mm/ 天。工作面跨过大巷后，围

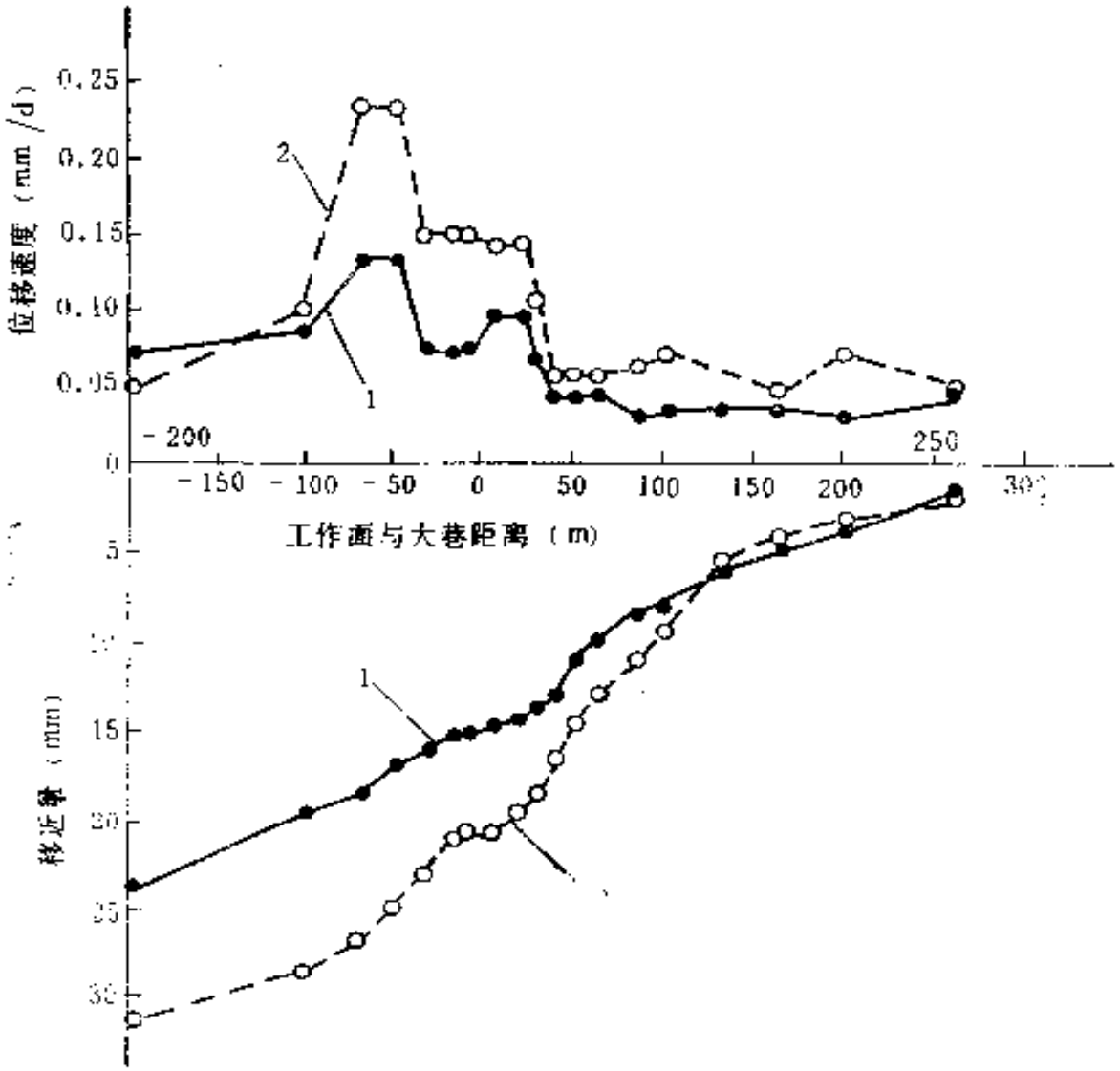


图 9~41　顶部卸压后硐室围岩位移曲线

1—顶底板；2—两帮

岩位移速度仍呈增加的趋势。在工作面离大巷50m的位置上达到峰值，顶底板、两帮相对移近速度分别为0.14mm/天、0.23mm/天，是硐室未受采动影响时的4.4倍及4.6倍。随后，围岩位移速度衰减到一稳定值。累计的顶底板移近量为24mm，两帮移近量为31mm。

与硐室边缘相距10m的Ⅱ段测站，由于没有采取卸压措施，巷道顶底板移近量达289mm（其中70%是底臌量），为硐

室的12倍。受采动影响之后围岩的最大位移速度为2.67mm/天，是硐室的19倍。顶部卸压法显著地减小了硐室底臌量。

表9-3表明了硐室及大巷的围岩位移。从表中看出，受1306工作面采动影响之后，硐室及大巷不同地段的围岩位移相差悬殊。如果以硐室顶底板移近量为1，则其它各段的顶底板移近量分别为12、19.4、51.9、17。可见顶部卸压槽控制硐室底臌的效果是非常明显的。

表 9-3 硐室及大巷的围岩位移

围岩变形 \ 地段测站		输送机硐室（Ⅰ）卸压后	输送机大巷			
			1306工作面南侧50m内（Ⅱ）	1306工作面范围内 南部Ⅲ	1306工作面范围内 北部Ⅳ	1304工作面下方（Ⅴ）
		1，2，3，4	5，6，7，8，9	10,11,12,13,14,15	16,17,18,19,20	21,22,23,24,25,26
移近量（mm）	顶底板	24	289	466	1245	407
	两帮	31	206	438	874	372
顶底板移近比值		1	12	19.4	51.9	17

由上述分析知，顶部卸压槽的根本作用是将硐室附近围岩内的高应力向深部围岩内转移，使硐室浅部围岩处于应力降低区，大大减弱1306工作面对硐室的采动影响，因而减小了硐室的底臌量，有利于硐室的长期稳定。硐室最终维护状况十分良好，底板岩层稳定，没有破坏的迹象。

四、卸压法的技术经济效益

顶部卸压槽的工程量主要由掘巷和爆破两部分组成。小断面巷道仅在顶部采用锚杆支护，以防止巷道掘进期间顶板岩层垮落。顶部卸压槽总的巷道掘进工程量为278m，材料消耗共计8.17万元（如表9-4所列），施工费用为8.59万元，

表 9-4 顶部卸压槽材料消耗统计表

项目	材料										
	坑木 (m^3)	炸药 (kg)	雷管 (发)	金属网 (m^2)	锚杆 (根)	水泥 (t)	砂子 (m^3)	石子 (m^3)	速凝剂 (m^3)	快凝水泥 (t)	其它材料 (m^3)
材料消耗量	13.9	3336	11120	266	2390	67.8	76.8	64	2.7	1.9	278
单价(元)	265	2.4	0.5	18	4.8	139	19	24	770	400	28
总计(万元)	8.17										

合计为16.76万元。

如果不采用顶部卸压法，而采用支护加固法，按照鲍店煤矿现有的支护条件，只有封闭式U型钢可缩性支架能在一定时间内、一定程度上减小硐室的底臌量。因硐室断面很大，又受到较强烈的采动影响，所以必须采用重型钢材和较小的支架间距。以支架间距0.5m的情况计算，支护硐室及有关部位共需支架128架，每架费用为2342元，共计30万元。即使如此，也无法避免硐室产生较大的变形，在采动影响前后还需进行翻修，这将更增加了硐室的维护费用。可见顶部卸压法在经济上也是非常优越的。

另外，从技术上讲，顶部开掘卸压槽施工方便。在掘巷及爆破过程中，对硐室内设备的正常运转没有影响。而采用封闭式U型钢可缩性支架，不仅因硐室断面大而使得支架的架设比较困难，而且在架设期间影响胶带输送机的正常运转，有时不得不停机施工。

更重要的是卸压法从根本上降低了硐室附近由于采动引

起的应力集中现象。当在硐室上部的1308工作面进行回采时，它同样可以有效地控制硐室的变形，使硐室处于长期稳定状态。而采用支护法时，根据1306工作面跨采对下部巷道的影响程度推算，1308工作面跨采时，硐室正好处于变形最强烈的地段，此时支架必将遭到严重破坏，底板剧烈臌起，胶带输送机硐室内的电机设备及胶带输送机拉紧装置的联结系统遭到破坏，或使胶带因严重跑偏而撕裂，造成巨大的经济损失，其后果不堪设想。所以，在胶带输送机硐室顶部开掘卸压槽的方法不论从近期还是远期，不论从技术上还是经济上都是合理的。

第十章　联合支护法

以上介绍了防治软岩巷道底臌的各种措施，它们在一定条件下能够有效地控制底臌。如果单独使用这些方法不能取得满意的效果，则需要采用联合支护法，即把不同的方法结合起来使用。联合支护法通常是两种方法的结合，如底板爆破注浆、切缝与锚杆、封闭式支架与爆破等。本章着重介绍数种联合支护法，分析它们控制软岩巷道底臌的效果及合理参数的选择。最后对各种防治底臌的措施进行综述和比较，给出在具体条件下比较合理的方法。

第一节　底板爆破注浆

这是由前苏联提出的一种底板卸压加固措施。它的实质在于：利用爆破法破碎底板岩层，随后对破碎区进行注浆加固，在底板形成一个强度较大的反拱。当它受到两帮围岩的挤压时，将不会出现向巷道内弯曲的破坏方式，只出现平缓错动，而这种形式的底臌比弯曲断裂形式的底臌的危害性小得多。

底板爆破注浆法兼有爆破卸压及注浆加固二重特性。下面借助模拟研究及井下试验对此方法进行分析。

一、模拟研究

1．相似材料模型试验

德国曾借助相似材料模型试验研究了爆破注浆岩层的形状、深度等与其破坏方式及围岩变形的关系。图10-1是模型

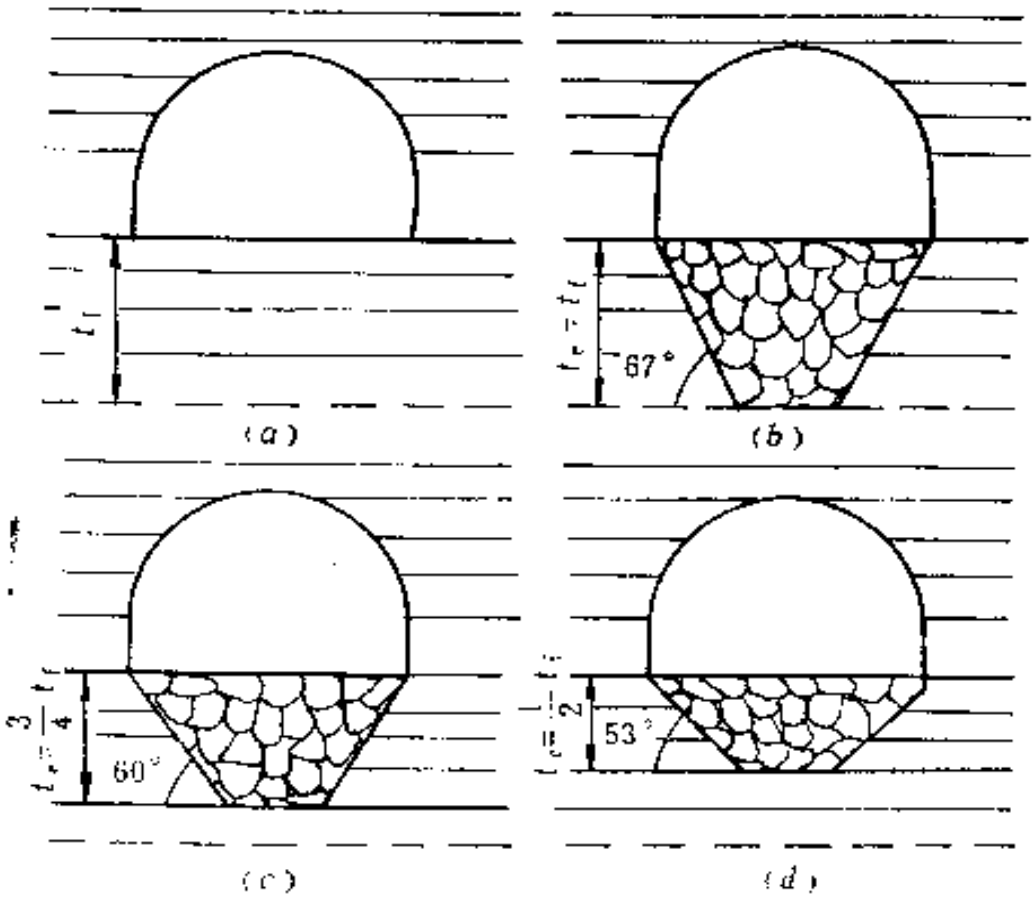


图 10-1 底板爆破注浆岩层的形状

(a)无支护；(b)～(d)爆破注浆

的四种情况。模型 a 底板无支护，作为对比模型；模型 b 的底板爆破注浆深度(t_o)相当于无支护时底板的破坏深度(t_f)，侧边角为67°；模型 c 和 d 的底板爆破注浆深度分别为底板破坏深度的75%及50%，侧边角分别为60°及53°。

对于无支护模型，在600m埋深时，最上面的底板岩层开始破裂臌起。在1000m埋深时，出现破坏深度很大的底臌，底板岩层剧烈向巷道内弯曲。两帮岩层由于楔形破坏带的突出，移近量显著增大。

模型 b 与无支护模型一样，在600m埋深时爆破注浆区最上面的岩层开始破裂。随着埋深的增加，裂缝不断扩大，同时在爆破注浆区下部岩层内也出现裂纹。当埋深为1000m

时，爆破注浆区完全破裂。到1200m深度时，破裂的岩块被挤向巷道空间内。虽然爆破注浆区的岩层发生了破裂，但是由于岩层向巷道空间的移动量较小，因而底臌量明显减小。同时，两帮岩层内没有出现楔形破坏区，故两帮移近量也得到控制。

在模型 c 上，同样出现了与模型 b 类似的爆破注浆区破坏过程，但是由于爆破注浆区深度减小到破坏深度的75%，因此底臌量比模型 b 稍大。

模型 d 在600m深度上爆破注浆区下部出现轻微的裂缝。随着埋深的增加裂缝数目却增加不多。由于深部岩层的移动，爆破注浆岩层被挤进巷道空间内，但它的变形很小。在1200m埋深时，爆破注浆岩层移动量很大，使得巷道顶底板移近量与无支护时相差无几。但由于这种臌起是整体移动，爆破注浆岩层并不破碎，没有出现弯曲断裂，所以即使底臌量较大，也有利于井下行人及运输工作等。

图10-2是4个模型的埋深与顶底板移近率的关系。从图上看出：

（1）4个模型底板发生破坏的埋深大致相同，均在600m左右。

（2）无支护模型上，巷道顶底板移近率的增加率为18%/10MPa，而模型 b 、c 及 d 各为6%/10MPa、13.5%/10MPa及16%/10MPa，分别为无支护模型的0.33、0.75及0.89倍。

由上述分析可知，通过选择合适的爆破注浆岩层形状和深度可以在很大程度上减小软弱岩层巷道顶底板移近率或使其不发生破坏。如果要大幅度减小巷道顶底板移近率，则爆破注浆深度应不小于破坏深度的75%，而且侧边角最好在70°

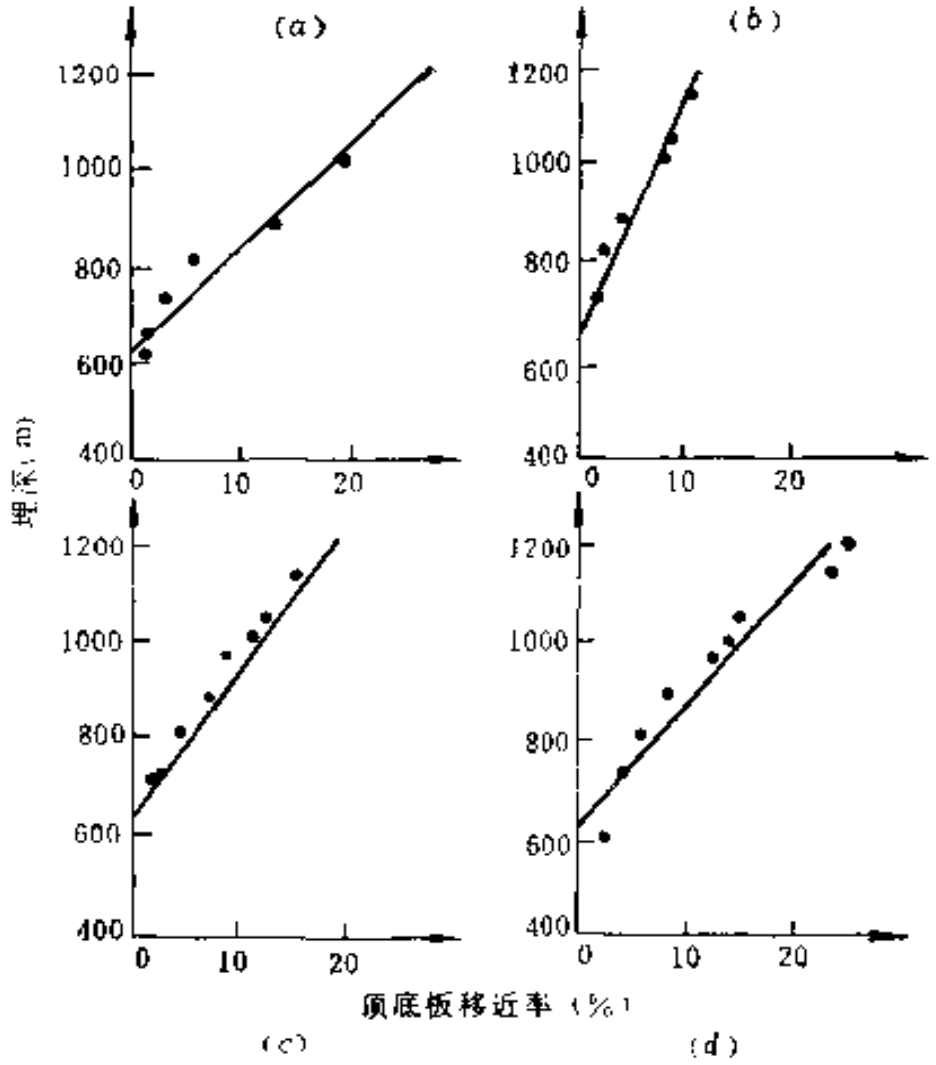


图 10-2 巷道埋深与顶底板移近率的关系

(a)模型a；(b)模型b，(c)模型c，(d)模型d

左右。如果只保证爆破注浆岩层不发生破坏，产生整体移动，则爆破深度为破坏深度的一半即可，侧边角应选在50°～55°之间。

2．有限单元法数值计算

采用有限单元法可对底板爆破注浆前后软弱岩层巷道围岩的变形、应力及塑性区分布进行分析。

图10-3是软弱岩层巷道底板爆破注浆前后底板位移曲线。未爆破注浆底板的位移曲线呈向上凸的趋势，底臌量

大。爆破注浆底板的位移曲线基本呈直线，底臌量很小，说明此时底板岩层近似呈整体移动。

围岩应力计算结果表明，未爆破注浆的底板岩层最终趋于受拉状态，使底板岩层出现拉裂纹而破坏。底板爆破注浆后，岩层仅受到两帮的挤压作用，而不再出现拉应力。由于爆破注浆岩层的强度较大，因而承受了更多的力。

图10-4是底板爆破注浆前后软弱岩层巷道围岩的塑性区分布。可见，两者区别最明显的是底板。爆破注浆前底板屈服区域很大，而爆破注浆后底板岩层的强度增加，因而屈服区域显著减小。

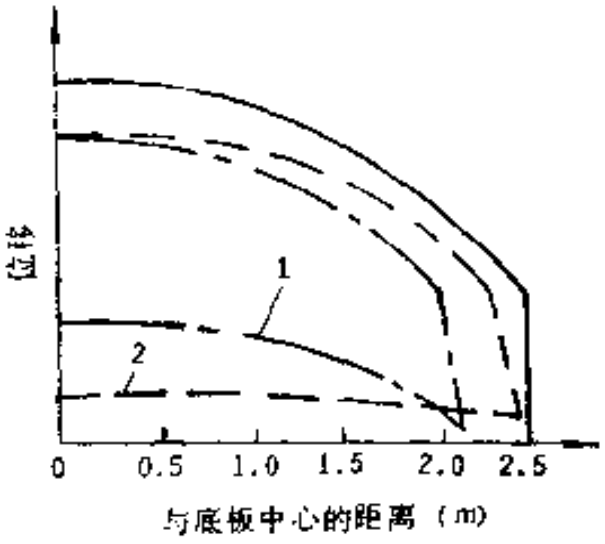


图 10-3 巷道底板爆破注浆前后底板位移曲线

1—爆破注浆前；2—爆破注浆后

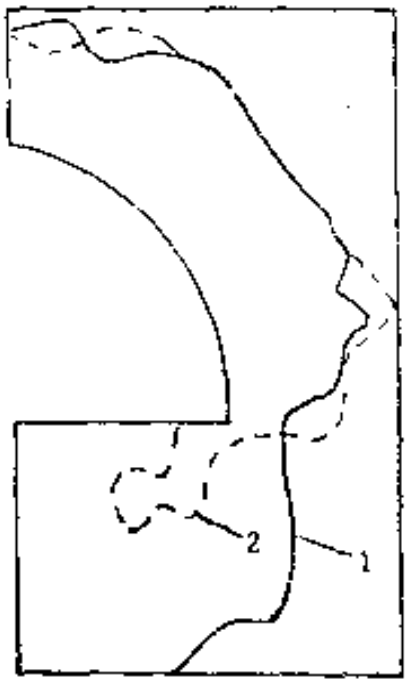


图 10-4 底板爆破注浆前后巷道围岩的塑性区分布

1—爆破注浆前；2—爆破注浆后

二、井下试验

我国在抚顺龙凤矿一车场内进行过底板爆破注浆控制底臌的试验。该车场的一段巷道，采用铁圈棚支护，围岩为黑

色片状破碎页岩、泥岩及砂质页岩互层，为软弱岩层，平均每月底臌量为 150～200mm。在该巷道中选择了10m 长的一段进行底板爆破注浆试验。在底板先剥去1m深的岩层，然后钻孔，孔深为 2.5m。 间隔装药爆破，待一定时间后往未爆破的钻孔内注浆，如图10-5所示。

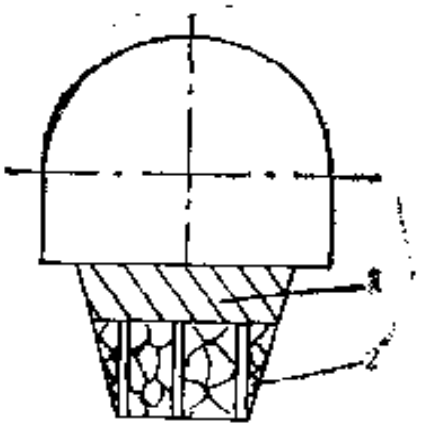


图 10-5 底板爆破注浆法示意图
1—卧底范围；2—注浆钻孔

实测数据表明，底板爆破注浆后底臌量减小到原来的10%，而且这种方法还有利于巷道两帮的稳定。

前苏联的井下软弱岩层巷道中也曾采用底板爆破注浆法防治底臌。他们的经验是：爆破钻孔深度为2.0～2.5m，装药量为0.3～0.6kg，一次同时起爆的长度为10～20m。注浆钻孔按间距1.5～2.5m正方形布置，深度为1.5～2.5m。浆液选用具有高流动性和稳定性的水泥砂浆液，注入压力不超过0.5MPa。试验表明，这种方法可靠性高，效果显著。底板岩层松动爆破后，因岩层碎胀引起的初始变形对轨道和支架并无影响。当注入加固浆液后，底臌量比原来小得多。

三、底板爆破注浆的适用条件

这项措施的适用条件与底板岩层的强度有关。由于完全破碎强度比较大的岩层所需的爆破费用高，所以它比较适用于软弱岩层底板。

当爆破注浆深度较小时，可用在压力不大、但需避免轨道或其它运输设备发生歪斜的巷道中。当爆破注浆深度较大时，可在压力大、不装备轨道类运输设备的巷道中使用。

第二节　切缝与底板锚杆

该法就是在软岩巷道围岩中切缝卸压后再加底板锚杆支护。图10-6是它的三种布置方式。

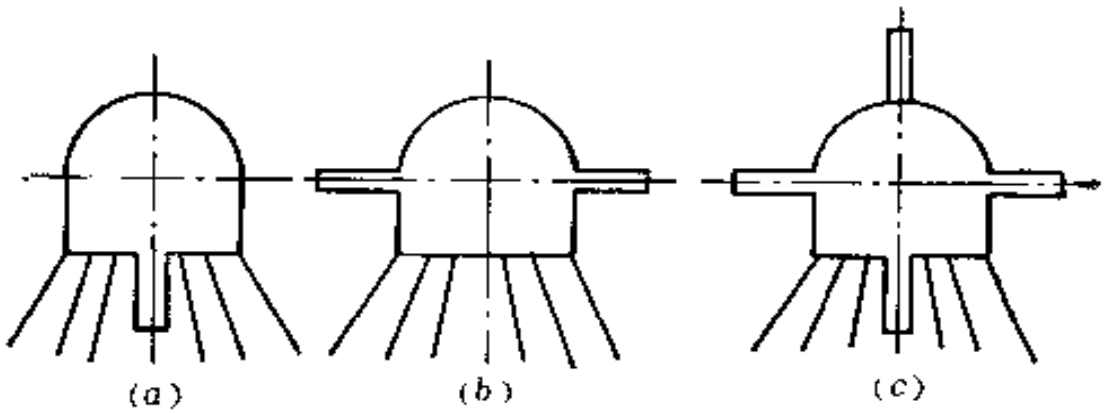


图 10-6　切缝与底板锚杆的布置方式

(a)底板切缝与锚杆；(b)两帮切缝与锚杆；(c)全断面切缝与锚杆

德国曾对第三种方式进行过相似材料模型试验。模型模拟的底板切缝长3.5m，宽0.25m；两帮切缝长3m，宽0.25m；顶底板切缝长2m，宽0.1m。底板锚杆长度为3.5m，锚杆密度为1.3根/m^2。两帮和顶板也用锚杆支护，锚杆长度为2.5m。模型试验结果表明，切缝与锚杆的联合支护法可以明显减小高地应力巷道的围岩变形，特别是底臌量，减小幅度更大。与无支护模型比较发现，无支护模型的底板岩层在800～1000m埋深时出现弯曲断裂。在1200m深度上出现较强烈的底臌，且两帮岩层向巷道中挤出。而联合支护模型在埋深小于1400m时，围岩保持良好状态。在1400～1600m埋深范围内，底板岩层仅出现轻微的弯曲断裂，底臌量很小。图10-7表示巷道埋深与顶底板移近率的关系。从图中可以看出：无支护模型的顶底板移近率的增加率为37%/10MPa，而联合支护模型仅为2%/10MPa，是前者的5.4%。无支护模型在1200m埋

深时顶底板移近率为42%，而联合支护模型仅为6%，是前者的14.3%。即使到1600m埋深，联合支护模型的顶底板移近率也仅为13%。可见，这种支护方式在高地应力巷道中是非常有效的。

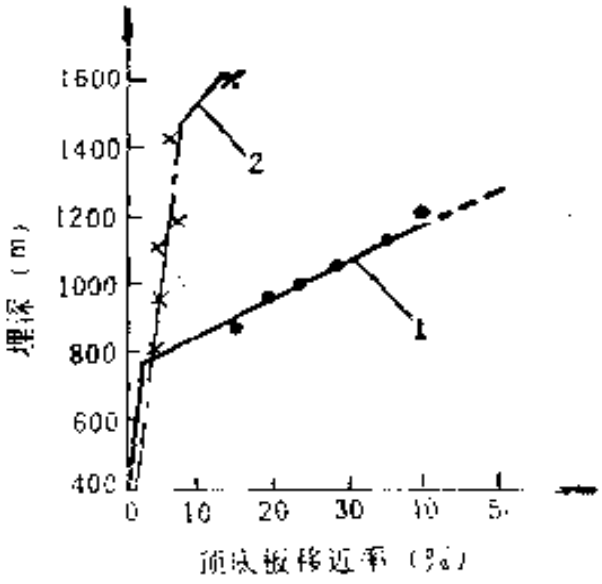


图 10-7 巷道埋深与顶底板移近率的关系

1—无支护；2—联合支护

切缝与底板锚杆的联合支护方式在井下应用得还很少。从模拟研究的成果看，它适用于深部及受强烈采动影响的高地应力巷道。为了充分发挥底板锚杆的作用，底板软弱岩层厚度不能太大，而且岩层强度不能太小。

第三节 其它联合支护法

一、封闭式支架与爆破

该种联合支护法有两种布置方式：其一是在底板进行爆破并架设封闭式支架，支架给松散破碎的岩层施以一定压力，阻止底板深部岩层可能发生的底臌。其二是在两帮爆破并架设封闭式支架，它兼有侧帮弱化卸压和给底板提供反力两种作用。

封闭式支架与爆破的联合支护法一般适用于软弱岩层及地应力较大的巷道。第一种方式对控制强烈底臌极为有利，适用于底板岩层软弱且厚度很大的巷道。第二种方式不仅可以减小底臌量，而且对控制两帮变形也很有效，所以适用于两帮位移和底臌都比较大的软岩巷道。

我国淮北芦岭矿的一软弱岩层大巷中曾进行过封闭式U型钢支架和侧帮爆破联合支护法的试验研究。该巷道埋深为600m，高5.8m，宽5.6m，支架间距为0.5m。为了更有效地控制巷道围岩变形，后来又在两帮实施了爆破卸压法，钻孔布置如图10-8所示。

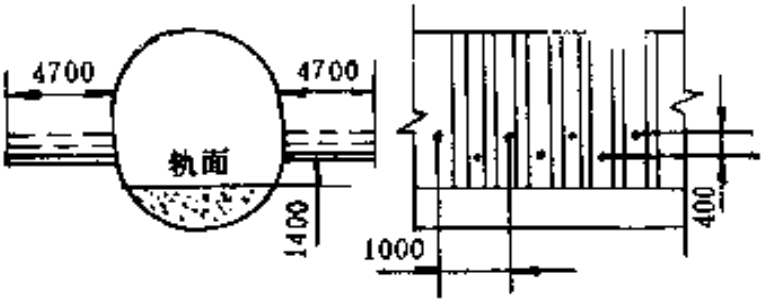


图 10-8 侧帮爆破钻孔布置

自爆破后约4个月内观测了巷道顶底板移近量的变化，如图10-9所示。从曲线上看出，对于侧帮爆破段巷道，顶底板移近曲线明显分为两段，爆破后25天内移近速度很大，之后变得比较平缓。在爆破80天后，爆破段巷道累计的顶底板移近量都小于未爆破段巷道。可见侧帮爆破最终可以减小软弱岩层巷道的顶底板移近量，比仅有封闭式U型钢支架维护巷道的效果更加明显。

二、其它组合方式

通过不同的组合还可以得到很多种联合支护法。表10-1列出了支护加固法与卸压法组合形成的联合支护法。另外，支护加固法或卸压法本身之间也能组成联合支护法，如底板锚杆与注浆、底板锚杆与封闭式支架、侧帮切缝与底板爆破等。这些联合支护法兼有两种措施的优点，所以适用性更强。在实际应用时，可根据具体的生产及地质条件选择较合理的联合支护法。

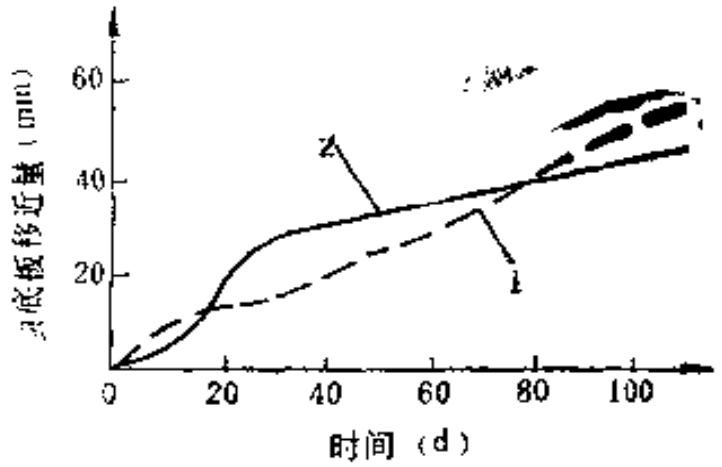


图 10-9　巷道顶底板移近曲线

1—未爆破；2—爆破

表 10-1　联合支护法形式

卸压法	支护加固法		
	底板锚杆	底板注浆	封闭式支架
切　缝	底板锚杆＋切缝	底板注浆＋侧帮切缝	封闭式支架＋切缝
钻　孔	底板锚杆＋钻孔	底板注浆＋侧帮钻孔	封闭式支架＋钻孔
爆　破	底板锚杆＋侧帮爆破	底板爆破＋注浆	封闭式支架＋爆破
掘　巷	底板锚杆＋掘巷	底板注浆＋掘巷	封闭式支架＋掘巷

第四节　各种防治底臌措施的选择

以上分别介绍了各种防治软岩巷道底臌的措施，它们各自都有控制底臌的机理及适用条件。在具体的生产及地质条件下，究竟采用哪种措施比较合理，需进行选择。选择原则主要从技术上和经济上两方面考虑，即所选择的措施既能有效地控制底臌，又在经济上具有优越性。选择可按下列步骤进行：

（1）预测软岩巷道的底臌量；

（2）确定引起底臌的主要原因；

（3）选择与底臌主要原因相适应的防治措施；

（4）确定所选择措施的合理布置方式及参数；

（5）分析所选择措施的技术经济效益。

如前所述，在强度较大的高地应力岩层，或软弱岩层厚度不大的底板中，可以采用底板锚杆。但是，使用这种措施时，需要有精确的设计和严格的监测。

底板注浆的使用条件是，底板岩层最终破坏深度以上的岩层呈松散状。它一般在经过一次卧底后才能起到减小底臌量的作用。在极其松散、破碎的岩层中，注浆不一定有效。

封闭式支架只有在其可缩量大于软岩巷道底臌量的条件下才能保证有效。否则，当底臌量超过支架可缩量后，支架底梁有可能向巷道空间内撅起，失去对底臌的控制作用，同时给卧底工作带来极大的困难。

切缝、钻孔及爆破等卸压法限于使用在强度较小的岩层中，因为在强度较高的岩层中，使用这些措施会带来极高的费用。在目前切缝、钻孔等不易实施的情况下，爆破法是一种行之有效的措施，而且它可与掘进工作同时进行。

掘巷卸压法适用于煤层巷道以及无法采用其它措施的矿井重要部位或采用其它措施不能取得良好效果的软岩巷道。实施这种措施时，必须对掘巷工程量、费用进行详细分析。

如果单独采用各种措施不能有效地防治软岩巷道底臌，可选择联合支护法，它具有比单一措施更强的控制底臌的能力及更广的适用范围。

参 考 文 献

1. 陈宗基，“地下巷道长期稳定性的力学问题”，岩石力学与工程学报，1982，1（1），1—19
2. 切尔尼亚克И.Л.，“巷道底臌的预防”，煤炭科研参考资料，1980，（63），1—122
3. 奥顿哥特M.，《巷道底臌的防治》，煤炭工业出版社，1985
4. 钱鸣高，刘听成，《矿山压力及其控制》，煤炭工业出版社，1984
5. 郑永学，《矿山岩体力学》，冶金工业出版社，1988
6. 陆家梁，“论松软岩层的基本特征及其分类”，软岩巷道掘进与支护论文选编（煤炭科技副刊），1985，9
7. 李先才，“软岩支护”，《矿井支护论文集》，煤炭工业出版社，1990
8. Grainger P.，“The Classification of Mudrocks for Engineering Purposes”，Q.J.Eng.Geol.，London，1984，17，381—387
9. Cripps J.C.，“Engineering Characteristics of British Over-Consolidated Clays and Mudrocks”，Engineering Geology，1987，23，213—253
10. Johnston I.W.，“Strength of Weathered Melbourne Mudstone”，Journal of Geotechnical Engineering，1984，110(7)，875—898
11. 格里姆 R.E.，《粘土矿物学》，地质出版社，1960
12. 奥西波夫 B.И.，《粘土类土和岩石强度与变形性能的本质》，地质出版社，1986
13. 米切尔 J.K.，《岩土工程土性分析原理》，南京工学院出版社，1988
14. 黄小敏，“煤矿软岩的粘土矿物特征及其与工程地质性质的

关系”，硕士学位论文，中国矿业大学，1988，5
15. 陈丽华等，《扫描电镜在地质上的应用》，科学出版社，1986
16. 张梅美，“利用扫描电镜研究土的微结构有关问题”，岩土力学，1985，7(1)：53—58
17. Osipov V.I.，“Methods of Studying Clay Microstructure”，Geotechnical Testing Journal，1983，6(1)，10—17
18. 曲永新等，“泥质岩的胶结作用、活化作用与泥质岩的工程分类”，软岩巷道掘进与支护论文选编，（煤炭科技副刊），1985，9，45—58
19. 高国瑞，“膨胀土微结构特征的研究”，工程勘探，1981，（5）
20. 廖世文，《膨胀土与铁路工程》，中国铁道出版社，1984
21. 索洛昌E.A.，《膨胀土上建筑物的设计与施工》，中国建筑工业出版社，1982
22. 陆士良，康红普，“粘土岩的物理化学力学分析”，软岩工程，1990，(1)，39—44
23. 康红普，陆士良，“巷道粘土岩膨胀机理的分析”，井巷地压与支护，1989，（3）
24. Stepkowska E.T.，“Problems of Particle Delamination in Clay Swelling”，Proc. 6th Conference on Soil Mech.and Found. Eng.，Budapest，1984，265—272
25. Sherif M.A.，“Swell of Wyoming Montmorillonite and Sand Mixtures”，Journal of the Geotechnical Engineering Division，1982，108(GT1)，33—45
26. Börgesson L.，“Water flow and Swelling Pressure in Non-Saturated Bentonite-Based Clay Barriers”，Engineering Geology，1985，21，229—237
27. Mustafayev A.A.，“The Theory of Heredity of the

Clayey Soil Deformations of Swelling", Proc.6th Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Budapest, 1984, 213—220

28. ISRM, "Laboratory Testing Suggested Methods, Suggested Methods for Laboratory Testing of Argillaceous Swelling Rocks", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., 1989, 26(5), 419—426
29. Johnson L.D., "Horizontal and Vertical Swell Pressures from a Triaxial Test: Feasibility Study", Geotechnical Testing Journal, 1989, 12(1), 87—92
30. Gichaga F.J., "Prediction of Swell of Black Cotton Soils in Nairobi", Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary, 17—19, June, 1987, 259—266
31. Huang S.L., "Swelling Pressure Studies of Shales", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., 1986, 23(5), 371—377
32. Franklin J.A., "A Ring Swell Test for Measuring Swelling and Shrinkage Characteristics of Rock", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., 1984, 21(3), 113—121
33. Rao R.R., "Closed-Form Heave Solutions for Expansive Soils", Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(5), 573—588
34. Sridharan A., "Swelling Pressure of Clays", Geotechnical Testing Journal, 1986, 9(1), 24—33
35. 陈宗基，康文法，"在岩石破坏和地震之前与时间有关的扩容"，岩石力学与工程学报，1983，2(1)，11—21
36. Revuzhenko A.F., "The Inclusin of Dilatancy into the Basic Reference Formulas of the Mechanics of

Granular Media", Sov. Min. Sci., 1987, 22(4), 232—235

37. Cristescu N., "Rock Dilatancy in Uniaxial Tests", Rock Mechanics, 1982, 15(3), 133—144

38. Mesdary M.S., "The Dilatancy of Sand Under a General Stress System", Fourth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, 14—18, May, 1984, 563—567

39. Moss W.C., "A Constitutive Model Describing Dilatancy and Cracking in Brittle Rocks", Journal of Geophysical Research, 1982, 87(B_4), 2985—2998

40. Cristescu N., "Plasticity of Compressible/Dilatant Rocklike Materials". Int. J. EngngSci., 1985, 23(10), 1091—1100

41. 袁龙蔚，《流变力学》，科学出版社，1986

42. 郑雨天，《岩石力学的弹塑粘性理论基础》，煤炭工业出版社，1988

43. 许东俊，"软弱岩体流变特性及长期强度测定法"，岩土力学，1980，(1)，37—49

44. 维亚洛夫C.C.，《土力学的流变原理》，科学出版社，1987

45. Smart B.G.D, "Progress towards Establishing Relationships between the Mineralogy and Physical Properties of Coal Measures Rocks", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., 1982, 19(1), 81—89

46. Szwilski A.B., "Relation between the Structural and Physical Properties of Coal", Mining Science and Technology, 1985, 2, 181—189

47. 康红普，"软岩矿物成分及微结构与力学性质的关系"，