

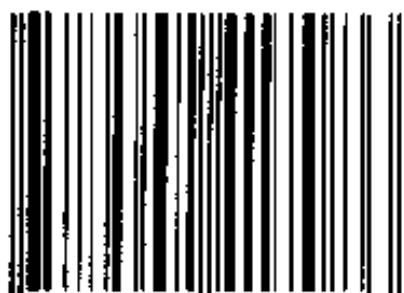
膨胀岩与巷道稳定

杨 庆 编著

冶金工业出版社



ISBN 7-5024-1708-7



9 787502 417086 >

ISBN 7-5024-1708-7

TD·259 定价 6.00 元

膨胀岩与巷道稳定

杨 庆 编著

冶金工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

膨胀岩与巷道稳定/杨庆编著. —北京: 冶金工业出版社,
1995.6

ISBN 7-5024-1708-7

I. 膨… II 杨… III. 岩体应力-巷道-压力-稳定性 IV.
TD322

中国版本图书馆CIP数据核字 (95) 第05099号

出版人 卿启云 (北京沙滩高祝院北巷 39号, 邮编100309)

测绘出版社印刷厂印刷; 冶金工业出版社发行; 各地新华书店经销

1995年5月第1版, 1995年5月第1次印刷

787mm×1092mm 1/32: 3.75印张; 82千字; 114页; 1—1000册

定价: 6.00元

前 言

膨胀岩的工程灾害是个极为复杂且具有重大经济性工程意义的课题。如何才能做到经济有效地在这类围岩中建造巷道并维持其稳定性，一直是困扰着广大岩石力学和工程地质工作者的一个难题。其原因之一是当岩体受到扰动，特别是当湿度条件变化时，膨胀岩的性状常发生巨大的变化，产生体积膨胀，对其中的构筑物产生巨大的膨胀压力，严重影响着工程的稳定性；另一个更重要的原因是目前人们对膨胀岩膨胀的力学机制的认识还不太完善。膨胀岩灾害所造成的经济损失巨大，已引起国内外的足够重视。作者在广泛查阅、研究了国内外有关资料的基础上，对这一课题进行了深入的研究工作。

本书是作者根据近几年对这一课题的研究成果整理而成的。主要内容包括六章，第一章绪论，主要介绍膨胀岩课题研究的意义、国内外概况；第二章为室内膨胀试验，重点介绍了三轴膨胀试验方法；第三章介绍了作者根据三轴膨胀试验结果，对 Einstein 和 Wittke 的三维膨胀假说进行的分析以及膨胀本构关系的建立；第四章为膨胀性围岩中巷道地压显限规律的研究方法，包括模型模拟试验和有限元数值模拟方法；第五章介绍了巷道的数值模拟分析结果及巷道膨胀地压的显限规律；第六章介绍了国内外对巷道底鼓治理的方法，并对某矿巷道破坏实例进行了初步分析。

由于膨胀岩这一研究对象的复杂性，本人的工作尚有不完善之处，可以说是为了更好地理解膨胀岩的膨胀机制和其

ABF04/03

中巷道行为迈出的第一步。本书中的观点和方法如能被读者所借鉴、为膨胀岩课题研究的进一步发展起到抛砖引玉的作用，本人将不胜荣幸！

在本书出版之际，作者感谢廖国华教授和雷化南教授将作者引入了既有趣又富于挑战性的膨胀岩课题这一研究领域！感谢吴顺川同志对本书中的试验工作给予的大力帮助！本书的部分内容系冶金部教育司有偿资助项目。

由于作者水平有限，书中难免会有不少错误和不妥之处，敬请读者批评指正。

作 者

1995年1月于包头

目 录

| | | |
|------|---------------------------------------|---------|
| 第一章 | 绪论 | (1) |
| 第一节 | 膨胀岩研究的意义 | (1) |
| 第二节 | 国内外研究概况 | (3) |
| 第二章 | 室内膨胀试验 | (16) |
| 第一节 | 概述 | (16) |
| 第二节 | 试样采取和试件制备 | (17) |
| 第三节 | 侧向约束条件下的膨胀试验方法 | (21) |
| 第四节 | 三轴膨胀试验设计 | (22) |
| 第三章 | 试验结果分析及膨胀本构关系的建立 | (26) |
| 第一节 | 引言 | (29) |
| 第二节 | 试验结果分析 | (31) |
| 第三节 | 膨胀本构关系的建立 | (50) |
| 第四章 | 膨胀性围岩中巷道地压显现规律的研究 方法 | (55) |
| 第一节 | 模拟膨胀地压的有限单元法 | (55) |
| 第二节 | 模型试验模拟方法 | (67) |
| 第五章 | 巷道支护的数值模拟分析 | (71) |
| 第一节 | 分析方案及基本参数 | (71) |
| 第二节 | 各种方案的模拟结果分析 | (73) |
| 第三节 | 膨胀性围岩中巷道开挖与支护的建议和措施 | (86) |
| 第六章 | 巷道底鼓破坏分析实例 | (90) |
| 第一节 | 国内外治理巷道底鼓的主要方法 | (90) |
| 第二节 | 梅山铁矿反拱破坏段的初步分析及对重新设计方 案的几点建议 | (101) |
| 第三节 | 小结 | (106) |
| 参考文献 | | (107) |

第一章 绪 论

第一节 膨胀岩研究的意义

膨胀岩是指与水发生物理化学反应，引起岩石含水量随时间而增高且体积发生膨胀的一类岩石，属于易风化和软化的软弱岩石^{〔1〕〔2〕}。膨胀岩具有较显著膨胀性能，当岩体受到扰动，特别是当湿度条件变化时，膨胀岩的性状常发生巨大变化，产生体积膨胀，对其中的构筑物产生巨大的膨胀压力，严重影响工程的稳定性，是进行各类工程建设时经常遇到且又难于支护和处理的一类特殊岩石。在工程实践中表现为围岩随时间的推移而大量向洞室内塑性挤出或底板大量隆起，不但给工程的正常使用和维护带来困难，更为严重的是在许多场合将导致洞室支护在持续发展而量值很大的膨胀压力作用下，产生裂损或破坏^{〔3〕}。

膨胀岩在世界范围内分布极广，迄今为止已发现存在膨胀岩土的国家达40余个，遍及五大洲^{〔4〕}。我国是膨胀岩土分布最广的国家之一。由于膨胀岩的显著胀缩特性，使在这些地区的各类工程建设经常遭受破坏。Grob^{〔5〕}报导了瑞士的一些公路隧道因膨胀而引起的底鼓破坏情况，最大底鼓量在几个月内达90cm。在美国，每年因膨胀岩土对房屋、建筑、公路和管道的破坏所造成的经济损失高达23亿美元，是由于台风、洪水、地震灾害所造成经济损失总和的2倍多^{〔6〕〔7〕}。在苏丹，存在潜在膨胀岩土的地区占整个国土面积的三分之一多，位于这些地区的水利灌溉系统、下水管、建筑物、道路以及其它结构物经常遭受到严重的破坏，估计每

年经济损失已超过了六百万美元。在挪威,隧道投入运营后,隧道额外加固费用有 75 % 与膨胀粘土有关^[8]。类似这种现象在德国、瑞典、英国等国家也常有发生^{[9]~[12]}。在我国的矿山、铁路和水利工程等部门的工程项目也常有这类灾害发生^{[13]~[16]},甚至导致了某些工程的下马^[17],造成了重大的经济损失。如沈北矿区主要巷道位于膨胀性软弱围岩中,建矿初期采用直墙半圆或圆弧混凝土砌,砌筑 3~5 个月后几乎全部破坏。60 年代初,由北京煤炭科学院等七家单位进行了大量的巷道支护试验,先后采用了十多种支护形式,最终得到了以料石圆砌、短段掘砌为主的支护方案,初步满足了安全与生产的要求。近年来,由于采动的影响,使料石圆砌仍大量破坏,不得不再次进行支护的研究工作,影响了生产的正常进行。南方几条主要铁路干线膨胀岩土地区,路基下沉、基床翻浆冒泥、滑坡等灾害都十分普遍。仅据襄渝线施工决算统计,由于膨胀岩在施工期间造成的破坏,竟使路基每公里造价增加了 91.64 万元,实际投资约为设计造价的三倍。初步估计,我国每年因膨胀岩土造成各类工程建筑物破坏的损失,大约在数亿元以上^[16]。

造成这些灾害的主要原因不仅是因为人们事先不知它们的分布,而且对膨胀岩膨胀的力学机制的认识还不完全清楚而造成的。近 40 年特别是最近几年,国际上在土力学、岩石力学和工程地质学等领域十分重视对这一课题的研究和探索,国际岩石力学学会还专门成立了膨胀岩专业委员会,至今已召开了五届国际膨胀土学术会议。1981 年国际岩石力学学会在东京召开的“国际软岩会议”专门将膨胀岩列为一个专题来讨论。近十年来,膨胀岩课题已经引起我国岩土工程界的重视,1988 年工程地质专业委员会召开了首次“膨

胀岩学术讨论会”。这些会议促进了膨胀岩课题研究的进展，但如何准确地预测和防止由于膨胀引起的灾害，仍未能完善地解决^[18]。

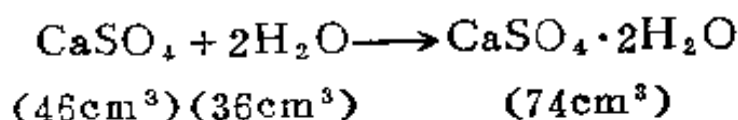
综上所述，在膨胀性围岩中开挖和维护坑硐已成为岩石开挖工程中存在的突出难题之一。随着我国工程建设事业的蓬勃发展，必将会遇到更多的膨胀岩课题，因此开展膨胀岩课题的研究在理论和实际两方面都具有重大意义。

第二节 国内外研究概况

经过几十年各国学者的研究和探索，在膨胀岩的膨胀机理、实验方法及数值分析等方面都取得了一定的成果，积累了一些经验。

1. 膨胀岩的膨胀机理和影响因素

工程中所遇到的膨胀性岩石有两种：一类是化学转化膨胀岩石，如硬石膏(CaSO_4)，无水芒硝(Na_2SO_4)和钙芒硝($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot \text{CaSO}_4$)等。它们因吸水变相和结晶而引起体积的增大。例如硬石膏吸水^[19]：



体积增加量为

$$\frac{74 - 46}{46} = 61\%$$

石膏所处温度在 38°C 以下时，是相当稳定的，故这种膨胀被认为是不可逆的^[20]。这类岩石是在干旱半干旱气候条件下，在封闭半封闭的蒸发盆地中所形成的含石膏和芒硝的沉积物，经过成岩脱水作用而形成的^[21]。

目前，关于石膏的膨胀过程及膨胀机理的认识尚不很清

楚。Holliday^[23]研究的结果表明,岩石在石膏化过程中并无体积增加。另一些学者所做的长期室内试验说明,纯硬石膏吸水时的体积膨胀应变比硬石膏含量为50%的岩石的体积膨胀应变要小^[23],目前在理论上还很难解释产生这种现象的原因。

另一类膨胀岩是含有强亲水粘土矿物的粘土类岩。强亲水矿物主要有蒙脱石、高岭石和伊利石等,尤以蒙脱石最为显著。这几类矿物由于其晶体结构特殊,能将水分子吸附在晶层表面和晶层内^[24]。现在知道,未浸水粘土矿物的晶层间距为29Å、浸水后则变为33Å,引起体积增加近14%^[19]。这类矿物失水后会收缩,膨胀是可逆的。包含这类矿物的岩石有:泥岩、页岩、粘土岩、片岩、凝灰岩、蛇纹岩、玢岩等^[25]。本书仅对这一类膨胀岩的膨胀特性进行了论述。

影响岩石膨胀的主要因素有:

(1) 环境湿度的历史^[26]:岩石的膨胀应变与初始含水量近似呈线性关系,初始含水量越小,其膨胀应变就越大。Huang^[18]通过侧向约束试验,得出了最大膨胀压力与相对湿度RH和湿度活性指数 I_{RH} (Moisture Activity Index)的关系模型,并绘制了一系列湿度和膨胀压力的关系曲线,用以预测最大的膨胀压力。

其模型为:

$$P_{max} = 0.0686RH - 0.0008RH^2 + 1.7423I_{RH} \\ - 0.0132I_{RH}^2 - 0.0145RH \times I_{RH} + 0.9594$$

式中 P_{max} ——最大膨胀压力(MPa)。

事实上,膨胀岩吸水膨胀是非常复杂的。可以描述成是由两个相互联系的过程所组成,在第一过程中,水被膨胀岩

土的空隙吸收后，在土的骨架中就会产生负的有效应力，导致体积发生膨胀，此时的膨胀变形发展进程同吸水过程是同步的。在这一过程中，由于岩土微粒之间水膜的变厚，也导致了微粒的机械膨胀，这种体积膨胀量直接取决于参与该过程中水的体积。在第二过程中，水被矿物集合体所吸收导致体积发生膨胀，这是一物理化学过程，在这个过程中，膨胀的进程是滞后于吸水过程的^[65]。

(2) 围岩的应力状态：膨胀性岩石吸水膨胀过程与其所受的应力状态密切相关。许多学者通过膨胀试验得出了轴向膨胀应变与轴向压力的对数之间呈线性关系^{[24][27]}。1972年，Einstein指出围岩膨胀是由于应力第一不变量的变化所引起的^[28]。

(3) 岩石的结构：岩石的内部结构以及胶结状态对其膨胀性态有相当大的影响^[28]。对无胶结的粘土岩，风干后再吸水会发生膨胀崩解，其体积可近十倍地增加。胶结情况对膨胀过程也有影响，如有钙质胶结的粘土砂岩，测定其最大膨胀压力的稳定时间过程需要十天左右，而无钙质胶结的只需3天^[29]。粒径小于0.1 mm的硬石膏的膨胀系数为岩样相应值的2倍以上^[24]。Brackley^[30]认为在未饱和粘土中存在土颗粒团，这种颗粒团以及它们之间的空隙对膨胀特性有很大影响。陈宗基^[31]得出了膨胀应变与比表面积参数及用于表征粘土矿物活性的参数之间的关系。一般说来，阳离子代换量和比表面积较高的岩土，胀缩性能比较强烈^[32]。

(4) 岩石的干容重及孔隙率：岩石的初始干燥密度对其膨胀有很大影响。在含水量一定的条件下，体积膨胀量随其干容重的增大而增加。Robertson通过试验建立了孔隙率与膨胀压力的关系，孔隙率越小，膨胀压力越大^[33]。

从影响岩石膨胀的主要因素可知，工程上膨胀性围岩发生膨胀是由于对围岩的湿度和结构扰动、以及因开挖造成应力降低所引起的。

2. 膨胀岩的室内试验

实验室试验（确定膨胀参数、导出膨胀本构）是在膨胀性围岩中进行结构设计和分析的基础。

在1954年，Holtz和Gibbs^[34]首先研究了膨胀性粘土的工程性质，他们做了一系列膨胀岩试验研究，如自由膨胀试验和有侧向约束条件下的膨胀试验。1970年，Huder-Amberg采用常规固结仪对泥灰岩进行了单轴膨胀应变试验，发现轴向膨胀应变与轴向膨胀压力的对数呈线性关系^[35]。

Huder-Amberg的这一试验结果得到了世界范围的公认，近20年来人们一直沿用这一试验方法及结果，试验仪器由固结仪发展为膨胀仪(Oedometer)。学者们针对影响膨胀特性的各种参数做了大量试验，主要有初始含水量、孔隙率、干容重、胶结情况等等^{[18]、[36-39]、[47]}。这段时间的试验可归纳为以下三种主要类型。

(1) 膨胀压力试验：目的在于测量使试件在侧向约束条件下浸入水中时，保持试件高度不变的最大轴向压力。实验方法有平衡加压法、膨胀加压法、加压膨胀法^[40]。

(2) 膨胀应变试验：测量岩石试件浸入水中时的非约束最大自由轴向膨胀应变。

(3) 膨胀应变和轴向压力的关系。

1970年，Komornik和Zeitlen^[45]将固结仪的环刀改用0.03cm不锈钢片制成的柔性环刀，在环刀外侧缠绕了3根应变电阻丝，测出了径向膨胀应变，并由环刀的弹性模量

求出膨胀应力，获得了许多有价值的成果。环刀结构示意图如图 1-1 所示。1984 年，Franklin^[41] 在膨胀仪的柔性环刀外侧贴电阻应变片，测得了径向膨胀应变和应力。1985 年，我国学者孙钧、李成江^[24] 也做了这类试验，环刀厚度为 0.1275 cm，可视为均匀薄壁圆环，取得了较好的试验结果。

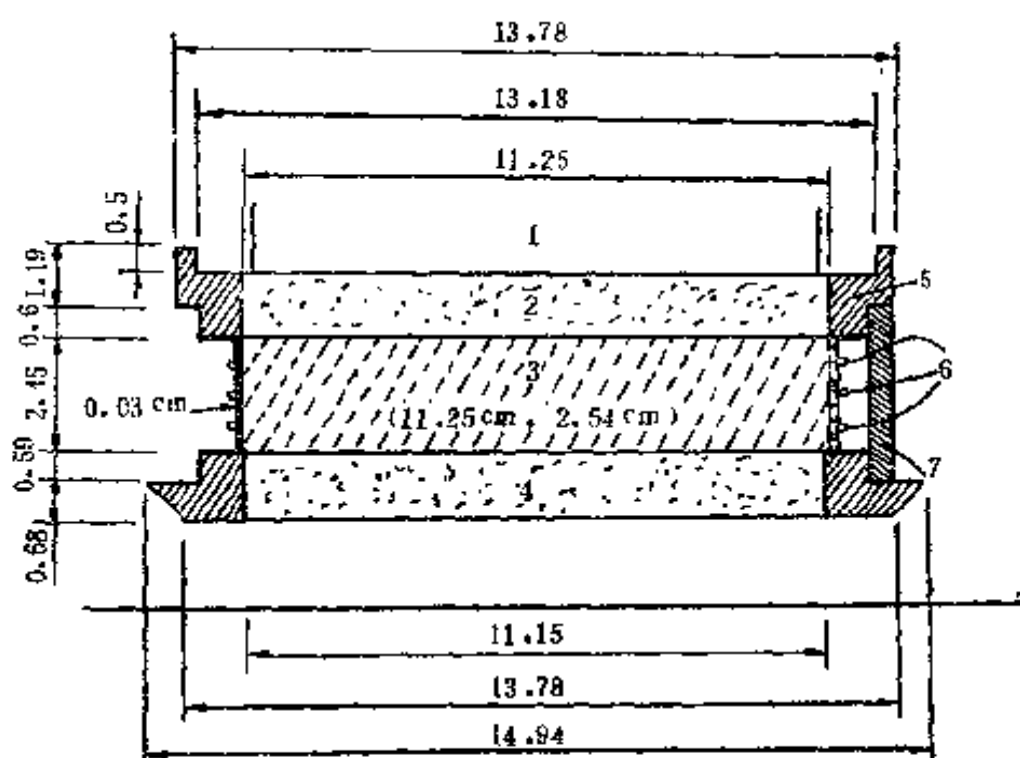


图 1-1 可测量径向膨胀应力的环刀示意图^[45]

1—加载圆盘；2—上透水石；3—试件；4—下透水石；5—环刀；
6—应变电阻丝；7—弧形支撑架

国际岩石力学学会膨胀岩专业委员会于 1989 年公布了“泥质膨胀岩试验的建议方法”^[42]，对测量最大轴向膨胀应变、轴向和径向自由膨胀应变，以及测量轴向膨胀应力与轴向膨胀应变关系的方法作了阐述，力图使之规范化，并提出应该继续开展实验室试验研究，特别是三维试验研究的观

点。1990年, Davison^[43]在常规固结仪试验的基础上, 发展了连续荷载膨胀试验方法, 使所测得的膨胀和固结参数更为准确。Lo^[44]描述了在单向和双向等压条件下, 同时测得三个正交方向上应变的新方法, 得出了在一主方向上施加压力, 不仅限制该方向的膨胀, 而且也限制了与其垂直方向上的膨胀应变的结论。

上面简要介绍的膨胀岩力学试验是一种宏观的试验。另外, 许多学者还从微观的角度出发, 来研究膨胀岩土的膨胀机理, 在此不作详细介绍, 仅将试验类型归结如下:

(1) 矿物分析: X射线测定; 电子显微镜扫描; 差热分析; 晶粒及组织的显微分析。

(2) 物理化学分析: 离子交换量; 比表面积测定; 化学分析, 特别是对力学性能起作用的胶接和补色剂 (Cementing and Coating) 进行化学分析^[31]。

3. 膨胀岩的本构关系

最典型的本构关系是由 Huder-Amberg 在实验室内用常规固结仪、对膨胀性泥灰岩的膨胀性态进行研究得出的经验公式^[35]:

$$\varepsilon = K \left(1 - \frac{\log \sigma}{\log \sigma_0} \right)$$

式中 ε —— 轴向膨胀应变;

σ_0 —— 最大膨胀应力;

σ —— 膨胀应力;

K —— $\sigma = 0.1 \text{ MPa}$ 时轴向膨胀应变。

在此基础上, Einstein (1972) 和 Wittke (1976) 提出了三维膨胀本构关系^[20]:

假定侧向应力为:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z$$

则膨胀应变第一不变量和应力第一不变量的关系为:

$$\varepsilon_v = K \left[1 - \frac{\log \left(\sigma_v - \frac{1-\mu}{1+\mu} \right)}{\log \left(\sigma_{vmax} - \frac{1-\mu}{1+\mu} \right)} \right]$$

式中 ε_v —— 体积膨胀应变;

σ_v —— 第一应力不变量;

σ_{vmax} —— 最大体积膨胀应力;

μ —— 泊松比。

孙钧和李成江认为膨胀体积应变是第三应力不变量的函数^[24], 他们对在山东张家洼矿区所采岩样进行试验, 得出关系如下:

$$e_v = 0.033805 - 0.002572 I_3$$

式中 e_v —— 体积膨胀应变;

I_3 —— 第三应力不变量。

傅学敏、潘清莲借助于扫描电镜, 分析了膨胀过程中岩石内部颗粒结构的微观变化特征, 并做了大量的试验来研究膨胀过程的宏观显现规律。提出了用膨胀元件、弹性元件、粘性元件和塑性元件并联组合, 来模拟软岩膨胀的力学行为

(如图 1-2)。其本构模型为^[40]:

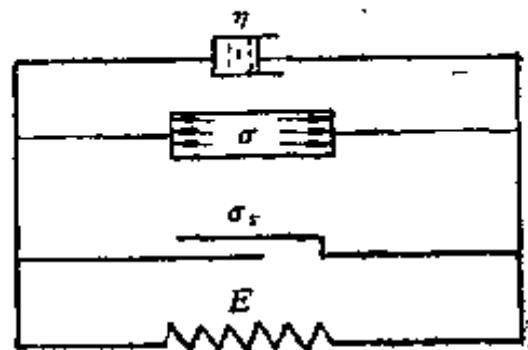


图1-2 岩石膨胀结构模型^[40]

$$\sigma = E\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} + \sigma_s$$

式中 σ —— 某一时刻的膨胀应力;

ε ——某一时刻的膨胀应变,

σ_s ——材料的屈服极限应力,

E ——弹性模量,

η ——粘性系数。

并导出动变区 (应力是时间的函数) 和稳变区 (应力为常量) 的膨胀应变数学表达式:

$$\varepsilon = -\frac{1}{E} \left[\dot{\sigma} t - \left(\sigma_s + \frac{\eta}{E} \dot{\sigma} \right) \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta} t} \right) \right]$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma - \sigma_s}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta} t} \right)$$

陈宗基认为膨胀是物理化学和力学过程联合作用的结果, 其本构为^[31],

$$e_v = 3\alpha H$$

$$H = H_0 \exp(\varphi/RT)$$

式中 e_v ——体积膨胀应变,

α ——取决于在膨胀过程中出露面的当时比表面积参数, 是一种力学因素的量度;

H ——用于粘土矿物之类膨胀活动性很强的物质参数;

φ ——激活能,

R ——气体常数,

T ——绝对温度。

一些学者从有效应力的观点出发, 把不饱和泥岩中产生的间隙空气压力和间隙水压力, 以及吸水膨胀压力总括起来用膨胀压力表示, 并把膨胀压力看作为内部应力。如果将岩石视为各向同性的均质体, 则关于土结构的有效应力理论对这类岩石也是适用的。有效应力 σ' 可以用全应力 σ 和膨胀

压力 P 的差来表示, 即:

$$\sigma'_x = \sigma_x - P$$

$$\sigma'_y = \sigma_y - P$$

$$\sigma'_z = \sigma_z - P$$

从而可以建立以下关系^[24]:

$$\varepsilon_x = -\frac{1}{E} \left[\sigma_x - \mu (\sigma_y + \sigma_z) \right] - \frac{1-2\mu}{E} P$$

$$\varepsilon_y = -\frac{1}{E} \left[\sigma_y - \mu (\sigma_x + \sigma_z) \right] - \frac{1-2\mu}{E} P$$

$$\varepsilon_z = -\frac{1}{E} \left[\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y) \right] - \frac{1-2\mu}{E} P$$

上面是关于膨胀本构关系的几个典型例子, 各国学者针对不同的影响膨胀参数为研究对象, 进行了研究, 建立了相应的数学表达式^{[48][49]}, 在此不一一列出。

4. 膨胀位移预测及有限元分析

将试验总结出来的膨胀数学模型用于预测巷道膨胀底鼓, 以及将膨胀特性耦合到有限元程序中, 用来分析隧道的稳定性, 是发展的必然结果, 可为在膨胀性围岩中巷道的开挖和支护提供理论依据。

据 Kovari 报导^[50], Grob 于 1972 年首次提出了一种预测硐室围岩竖向膨胀底鼓的近似计算方法。认为底板围岩内任一点产生的径向膨胀应变与硐室开挖引起的卸载符合 Huder-Amberg 试验规律, 对由径向应力的变化引起的膨胀应变进行积分, 其值即为底板的最大底鼓量。这是一种非常近似的计算方法, 没有考虑与膨胀发展方向相垂直的切向应力的影响, 并假设巷道围岩处于饱水状态。其计算公式为^[69]:

$$U_{\bullet} = \int_{r=\infty}^{r=r_0} K \times 10^{-1} \log \frac{\sigma_r}{\sigma_m} dr$$

式中 U_{\bullet} —— 底板的最大底鼓量;
 r_0 —— 巷道底板中点距巷道中心的距离;
 r —— 巷道底板以下一点距巷道中心的距离;
 K —— Huder-Amborg 试验参数;
 σ_m —— 最大轴向膨胀应力;
 σ_r —— 距巷道中心距离为 r 点的径向应力。

Hamberg^[51] 根据现场的实际湿度剖面图,以及荷载与土的吸力之间的应力变化的量测法,对某些点作了隆起预测。

Kodandaramaswamy^[49] 提出了粘土的位移随时间变化呈双曲线关系:

$$\Delta U = t / (a_{\bullet} + b_{\bullet} t)$$

式中 a_{\bullet}, b_{\bullet} —— 均为材料常数;
 ΔU —— 膨胀量。

当 $t \rightarrow \infty$ 时,得最大膨胀量为:

$$\Delta U_{\max} = \lim_{t \rightarrow \infty} \Delta U = 1/b_{\bullet}$$

Kovari^[50] 假设巷道底鼓仅发生在距巷道底板一倍巷道跨度的范围内,即在距巷道底板为一倍跨度处的膨胀应变为零,并假设这一范围内的膨胀应变规律符合 Huder-Amborg 试验规律,认为巷道底板的底鼓量与跨度和膨胀应变的形状系数成正比,与支护反力的对数成反比。计算公式为:

$$U_{\bullet} = K D (a - b \log P_{\bullet})$$

式中 U_{\bullet} —— 底板中点的最大底鼓量;
 P_{\bullet} —— 支护反力;
 D —— 巷道跨度;

K ——膨胀应变曲线形状系数，其取值如图 1-3 所示（图中 D 为巷道跨度）

a, b ——围岩的膨胀特性参数。

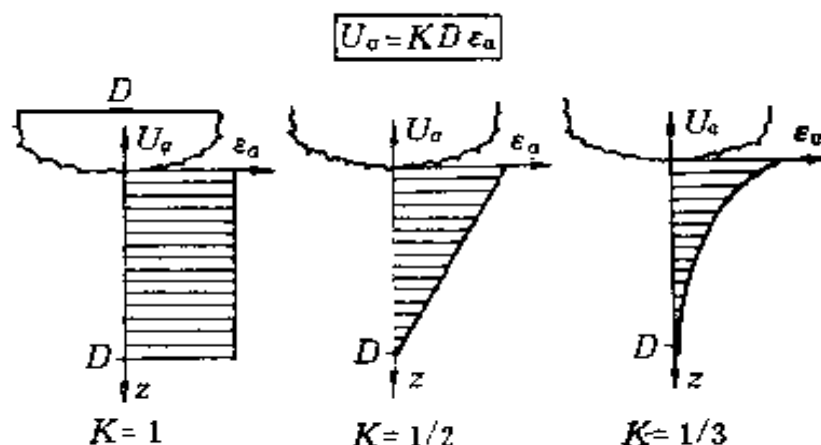


图 1-3 膨胀应变形式及形状参数的取值 [50]

Gysel^{[20][52]} 根据单轴膨胀应变仪试验结果，在一定假设条件下给出了考虑围岩膨胀因素的圆形硐室近似解析解。该方法利用弹性理论，首先求出围岩应力分布和衬砌内力，然后按上面提到的 Grob 预测模型求出径向附加变形。1987 年，Gysel^[53] 又对该方法进行了修正，以便适用于弹塑性问题的计算。史维汾等根据围岩膨胀率算出围岩膨胀体积，来计算因物理化学作用膨胀所引起的硐壁的径向位移，并对支护设计提出了一些看法^[54]。

Einstein 等人认为膨胀是由于应力第一不变量的变化所致，因为在弹性阶段，应力第一不变量与体积应变成正比^[54]。Wittke^[19] 根据这一假设，并引入了第二条假设，以便将体积膨胀应变分离到所选择的三个主方向上，编制了有限单元法计算程序。首先经弹性计算求得围岩应力分布，据此进行附加膨胀变形的迭代计算。Wittke 并将该法用于分析西德的 Stugatt 地铁环形隧道。Kovari 采用了相同的概念^[19]，编制了有限元程序 Rheostaub，该程序可藕合考虑

流变效应。Richards^[55]曾将荷载——变形特性和水流过程相耦合，用初应力法编制了膨胀粘土体积变化的有限元程序，计算过程中未考虑时间因素的影响。Justo^[56]采用参数法进行有限元分析，所采用参数是根据加荷作用下浸水曲线获得，他认为其它传统方法低估了底鼓量。该方法只考虑垂直荷载，认为膨胀只在垂直方向发生，这与实际情况是有一定的差距的。

孙钧和李成江提出了一种从流变学角度出发，进行膨胀性围岩计算的有限元分析方法，并考虑了应力场与渗流场的相互影响。该方法是根据改进 Huder-Amberg 膨胀试验量测手段所得的试验结果，建议了多维应力状态下膨胀与流变相耦合的力学模型^{[3][57]}。

综上所述，目前在对巷道底鼓的预测和在有限元数值模拟的定量分析等领域已取得了一定的成果，大部分仍是应用单轴膨胀试验结果或是采用参数法进行分析的，要想为膨胀性围岩中巷道的支护设计提供更可靠的参数，不应仅仅限于数学方法的改进，还应重视对膨胀岩试验领域的研究，因这是所有计算分析的基础。

5. 膨胀性围岩中巷道的支护

膨胀性围岩中巷道地压显现的突出表现为巷道底板的鼓起，即底鼓。巷道底鼓的防治一直是巷道维护的重大问题。底鼓不仅仅对底板造成危害，还会加速巷道两壁下部的收敛，引起支护发生整体破坏。

巷道底鼓产生的原因有两个方面：一是巷道围岩中的膨胀性围岩，由于巷道的开挖引起围岩含水量及应力第一不变量的改变，产生体积膨胀应变；二是由于巷道周边围岩产生与时间有关的弹性恢复以及伴随粘塑性流动产生的剪胀与扩

容。事实上，在膨胀性围岩中巷道的底鼓是这两种作用的综合结果，膨胀和鼓入巷道内的岩石的实际体积大大超过由于膨胀而可能增加的体积^[58]的现象，可说明这一综合作用。

目前关于底鼓的治理仍处于经验阶段，支护结构的设计常采用经验类比法，尚未上升到理性高度。Hoek 推荐采用NGI分类来处理那些造成挤压、膨胀和涌水的极其软弱的岩体问题^[59]。然而Barton的NGI分类法^[60]并未涉及处理底鼓的反拱结构，仅指出对于膨胀严重的地段，要在支架后面留出一定的膨胀空间，若岩石的膨胀十分严重，则要求紧靠工作面立即浇筑混凝土反拱。在前西德煤矿处理底鼓问题，最常采用的方法是用挖底机进行起底^[61]。切尔尼亚克^[58]认为用起底方法消除底鼓的后果是很重要的，当采用机械化方法起底时，起底就成为比其它防止底鼓措施更为有效的办法。显然这种事后处理的办法在经济上是不合算的。奥顿哥特^[62]估计起底作业量约占巷道维修作业量的50%，由此可推算出每米巷道一个工的挖底费用相当于回采巷道掘进费用的1/6。采用这种事后处理的方法，需要在巷道整个服务期限内反复进行维修工作，对于服务年限长的运输巷道是不合适的。

由此可见，提出一种经济、合理、切实可行的防治巷道底鼓的措施是十分迫切的。

第二章 室内膨胀试验

第一节 概 述

从50年代 Holtz 和 Gibbs^[34]对膨胀粘土的工程性质的研究开始,近40年来,人们一直在进行膨胀岩膨胀性能的力学试验研究,在第一章已经作过介绍,采用的方法可归纳为自由膨胀和有侧向约束条件下的膨胀试验,试验方法尚未规范化,采用的方法不同,所测得的结果也存在一定的差异。如测量膨胀压力的试验,就可归为以下四种:

(1) 当膨胀岩土自由膨胀完成后,施以使体积恢复到原来体积所需的压力,即所谓的膨胀加压法。从其过程上看,并对照土的固结试验方法^[66],可以说这是一种固结试验,而固结和膨胀恰恰是相反的两个过程。这种方法测得的膨胀压力克服了试件扰动的效应,故测量结果偏大,是不完善的。

(2) 当试件浸水时,使试件不发生膨胀和压缩所需的力,采用容器对试件进行约束,容器对试件的约束反力即定义为膨胀压力。这一试验结果受容器刚度的影响很大,因为很小的体积膨胀就可释放很大的膨胀压力。

(3) 对试件施加试件所处理藏深度的压力后浸水,使试件不发生体积膨胀的力,采用逐级加载办法。采用这种方法,侧壁摩擦对结果有影响,特别是对刚度较大的膨胀岩。

(4) 试件浸水后,防止其产生体积膨胀所需的力,采用逐级加载办法。目前采用这种方法较多,通常称为平衡加压法,但这种方法仍忽视了侧壁摩擦的影响。

以上这四种方法所测得的膨胀压力大小顺序为:

(1) > (2) > (3) > (4)。

可见,所采用的方法不同,测得的膨胀压力也不相同。1989年,国际岩石力学学会膨胀岩专业委员会公布的“泥质膨胀岩试验的建议方法”^[42],推荐采用第四种方法来测量膨胀岩的最大膨胀压力。Komornik 和 Zeitlen 做了膨胀性页岩在某一方向受到约束,而在另一方向可以膨胀的试验,测得在受约束方向会产生巨大的膨胀压力^[45]。据此可以推测侧向约束试验的侧壁与试件之间的摩擦力是很大的,由此测得的最大轴向膨胀应力是不可靠的。另一方面,膨胀应变是一种体积应变,这些测量方法是否能真实地反映膨胀岩的膨胀性能,仍值得进一步研究。所以国际岩石力学学会膨胀岩专业委员会极力倡导进行三轴膨胀试验的研究工作。

下面首先简要叙述试样的采取和常规膨胀性能试验,然后说明作者所开展的三轴试验的设计、方法及试验步骤。

第二节 试样采取和试件制备

由于膨胀性岩石抗扰动的能力非常弱,往往是一旦暴露遇水后立即崩解。如果采用吸水量较小还没有达到崩解的程度,但已经发生了一定的膨胀变形,并释放了很大膨胀压力的试样进行膨胀试验,则所得结果不可靠。由于膨胀岩的这一特性,给原状试样的采取工作带来很大困难,常规的钻孔取岩芯的办法不能采用,因钻孔取芯需用水来冷却钻头、排出岩粉。所以我们只能采取块状样。用较大的完整的块状样制做原状样试件,将其它不太完整的粉碎后,用于制作重塑样。

岩样是在南京梅山铁矿采取的,共采出三类具有代表性的样品,定义为1号样、2号样和3号样。

采出样品后,立即在当地加工成试件。加工时避免着

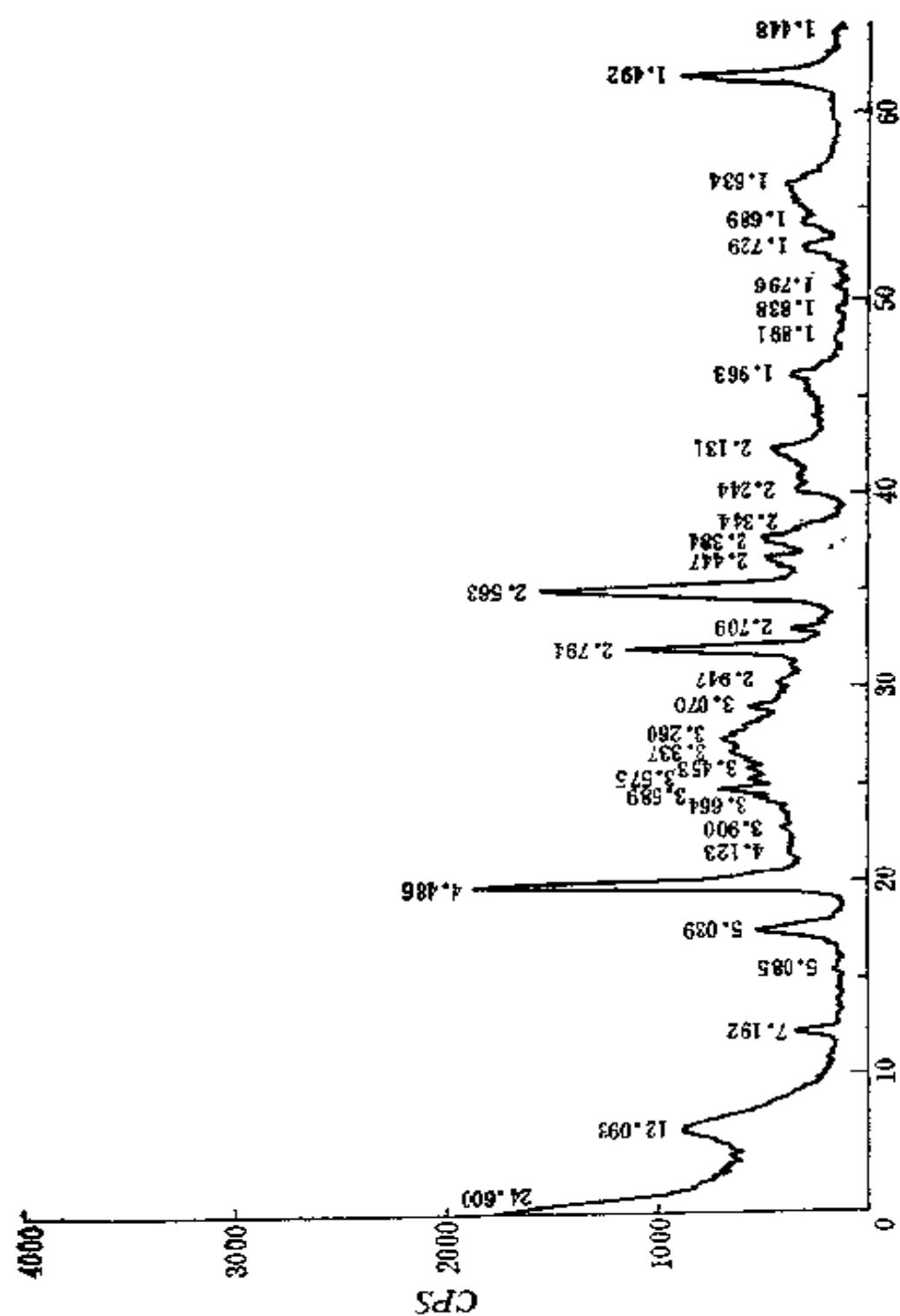


图 2-1 1号样X—射线衍射分析图

水，采用机械和手工相结合的办法加工成型。制成两种试件： $\phi 61.8\text{ mm} \times h 61.8\text{ mm}$ （用于三轴膨胀试验）和 $\phi 50\text{ mm} \times h 20\text{ mm}$ （用于单轴膨胀试验），尺寸误差控制在 $\pm 0.5\text{ mm}$ 以内。

为了防止试件中天然水分的丧失，试件加工完成后，立即用塑料纸、锡铂包裹，再以石蜡封严，保存于干燥阴凉处。

在取样过程中，先用肉眼观察其岩性，并取出部分岩样送地矿部南京地矿研究所进行岩矿分析。分析手段主要有X—射线衍射分析（图 2-1）和显微照片分析（图 2-2）。

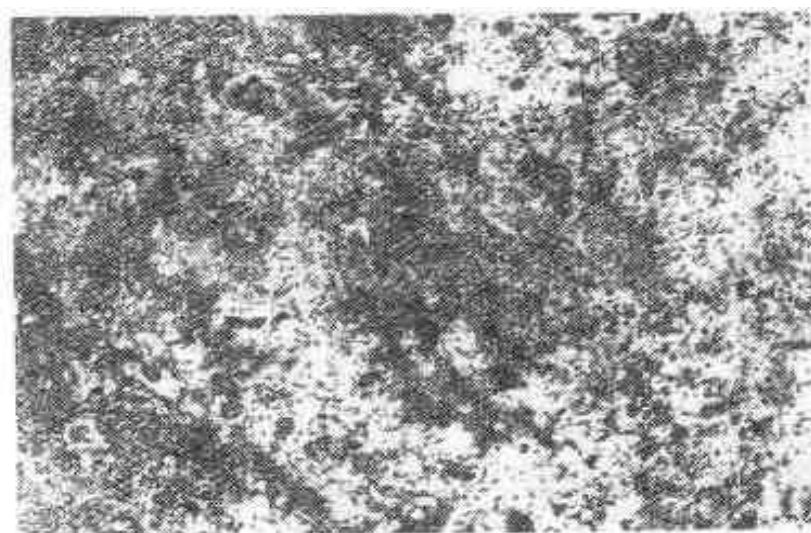


图 2-2 1号样显微分析照片

岩矿分析结论如下：

1 号样：

肉眼观察：灰白色、致密、质细腻、具滑感、刀子极易刻划、遇水崩解。

显微照片分析：显微镜下岩石的变余凝灰结构局部地段可辨，在收缩光圈时，细小的玻屑状态即可显现。原岩组份包括：刚性玻屑及火山尘组，无任何矿物的碎屑（指晶屑）。

X 射线衍射鉴定：主要成分为累脱石型蒙脱石—伊利石混层矿物，其含量达 80 %，菱铁矿占 15 %，杂质 < 5 %。

原岩为：玻屑凝灰岩。

2 号样：

肉眼观察：块状、灰白色、裂隙发育、黑云母安山岩，可见黄铁矿化现象。

矿物组成：强膨胀矿物（蒙脱石—伊利石）含量约占 3.6 %，中等膨胀矿物（高岭石石膏）含量约占 34.7 %。

3 号样：

肉眼观察：块状、裂隙发育，为叶蜡石化、高岭土化辉石闪长玢岩，可见高岭石化白色斑点，遇水崩解，强度低，裂隙间有擦痕，为细粒或粘土物质所充填，具滑感，研磨后呈乳白色粉末。

矿物组成：强膨胀矿物含量约占 67.2 % (均值)。中等膨胀矿物含量约占 3.3 % (均值)。

对所采取的重塑样进行土力学试验，测得如下参数：

阿特贝格 (Aterberg) 限：液限为 39.5 %、塑限为 22.2 %、塑性指数为 17.3

渗透系数： 10^{-4} cm/s

缩 限：10.32 %

比 重：2.77

力学参数如下表 (表2-1)：

本书所述的膨胀性能试验主要是针对 1 号样做的，对 2 号样和 3 号样仅各做了一块原状样，作为补充试验，以说明

表 2-1 试件的力学参数

| 试 件 | 粘结力 C (MPa) | 内摩擦角 ($^{\circ}$) | 弹性模量 E (MPa) | 单轴抗压强度 S_c (MPa) | 泊松比 μ |
|---------|------------------|------------------------|-------------------|--------------------|-----------|
| 重 塑 样 | 0.044 | 28.5 | 108.5 | 2.088 | 0.3 |
| 原状样[68] | 5.71 | 45 | 28×10^3 | 56 | 0.3 |

膨胀矿物含量对膨胀性能的影响。

还利用 1 号样做了一些重塑试件，进行膨胀性能试验。虽然重塑样是对原状岩样进行了完全的结构扰动后制成的，原来粒子是定向排列的，即是各向异性的，变成了各向同性的。Komornik 和 Livneh^[67]的试验结果显示，当在任何一个方向上都限制发生膨胀位移时，膨胀压力不受粒子排列的各向异性的影响。据此推测利用原状样和重塑样进行膨胀性能试验在量值上会有一些差异，但其膨胀规律可以认为是相同的，所以用重塑样进行膨胀本构规律的研究是可行的。

重塑试件的制作步骤为：将岩样粉碎至一定的粒度（试验粒度为 1 mm），在 105°C 的温度条件下烘干，再根据试验所要求的含水量加入一定的水，搅拌均匀，在试件模具内分层击实（避免试件密度不均），制成所要求尺寸的试件。

第三节 侧向约束条件下的膨胀试验方法

做此项工作主要目的是要将试验结果与三轴膨胀试验结果进行对比，以便建立膨胀岩的本构关系。

采用 WG-1 型三联固结仪（如图 2-3）测定膨胀力与膨胀率的关系，以及测定初始含水量与膨胀率的关系。

测定膨胀岩膨胀力—膨胀率之间关系的试验方案为加压—膨胀法，即 Huder-Amberg^[42]法。试验主要步骤为：

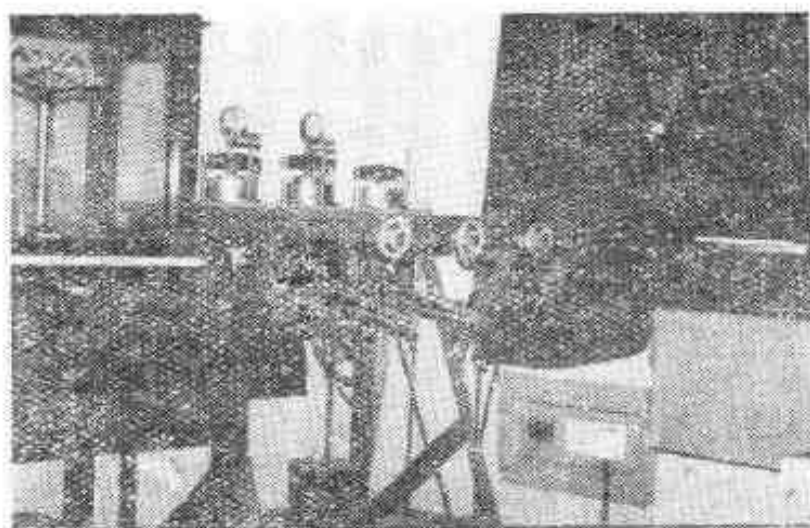


图 2-3 WC-1型三联固结仪

- (1) 将试件放入膨胀环刀中，上下各放一块透水石，将其放入容器中，安装百分表；
- (2) 逐步加载到设计的轴向压力，记录压缩量与载荷的关系；
- (3) 注水至覆盖上部透水石为止；
- (4) 记录稳定后的膨胀应变；
- (5) 按一定的卸载比例卸载，记录卸载瞬间膨胀量以及稳定后的膨胀量；
- (6) 重复步骤 5，直到载荷下降到应力为 25kPa 为止；
- (7) 记录试验后试件及烘干后重量。

利用三联固结仪还可以测定各种不同初始含水量试件的自由膨胀率，并可获得自由膨胀率与初始含水量的关系，试验步骤基本相同，只是不需要施加轴向压力。

第四节 三轴膨胀试验设计

三轴膨胀试验所用设备由土三轴剪切仪改装而成，设备装置如图 2-4 所示，仪器结构示意图如图 2-5 所示。

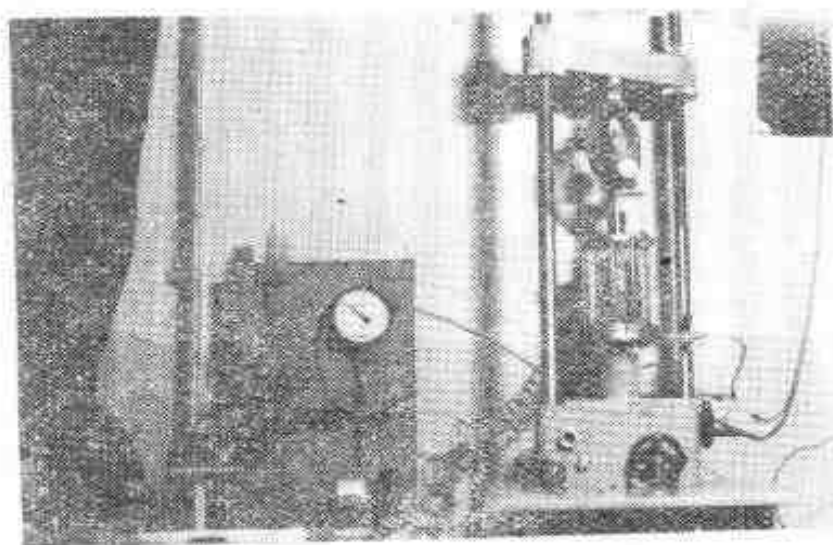


图 2-4 三轴膨胀试验仪器

1. 膨胀应变的量测

三轴膨胀试验的主要困难是径向应变的量测，作者设计了两种方法进行试件径向膨胀应变的测量。

(1) 通过测量压力室内水量的变化来获得试件体积的膨胀应变。

当试件体积发生膨胀或压缩时，压力室内水压势必增高或降低，这时围压伺服系统会通过调压阀 4 排出或压入一定的水量(图 2-5)，以便保持压力室内的压力保持恒定。在调压阀 4 的活塞端部安装一百分表 5，测出活塞的行程，再换算成水量就可以得出试件体积的变化量。

试验前须做如下两项标定：

活塞进程与水量的关系标定：关闭阀门 30，打开阀门 31、32，将压力室注满水，围压表 1 压力为零，记录百分表 5 和碱式滴定管 12 的读数值，调节调压阀 4，记录百分表 5 和滴定管 12 读数的变化，这样反复多次，得活塞进程与水量的关系为 1.2 mL/mm 。

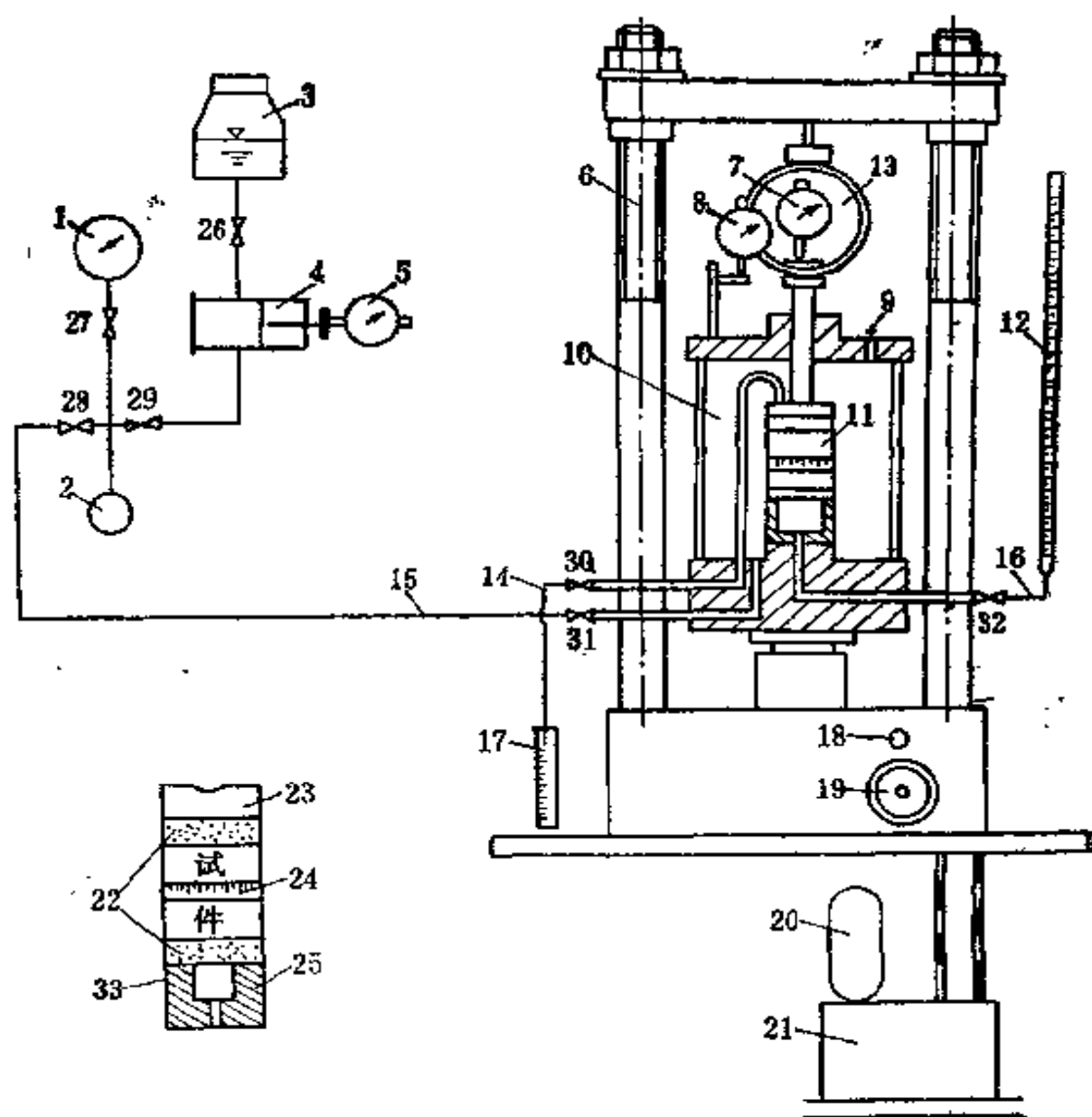


图 2-5 三轴膨胀仪结构示意图

1—围压表；2—稳压继电器；3—储水瓶；4—围压调压阀；5—水量百分表；6—加压架；7—量力环量表；8—变形量表；9—排气孔；10—压力室；11—试件；12—碱式滴定管；13—量力环；14—排水管；15—压力水进水管；16—试件注水管；17—量筒；18—离合器；19—加压手轮；20—马达；21—变速箱；22—透水石；23—加载圆盘；24—围尺；25—注水腔；26~32二通阀门；33—乳胶套

虽然我们可以假定水是不可压缩流体，但压力室的有机玻璃缸和与之相连的硬塑料进排水管是可以变形的，所以尚需对压力—水量变化进行标定，以达到使测量结果更准确可靠的目的。标定步骤如下：

将压力室内注满水，关闭阀门 26、30、32，开动稳压继电器 2，逐渐施加压力，每隔一定间隔记录压力表 1 和百分表 5 的读数。当压力表达达到 0.5MPa（有机玻璃缸承压能力为 0.6MPa）后再逐步卸压，记录相应的数据。这样往返进行 3 次，求出进程和回程在不同的压力作用下百分表 5 读数均值，再换算成水量（进程和回程的数值十分接近，说明系统处于弹性变形阶段），并绘制出标定曲线，见图 2-6。

（2）在试件中部加一围尺，测量试件圆周变化，可获

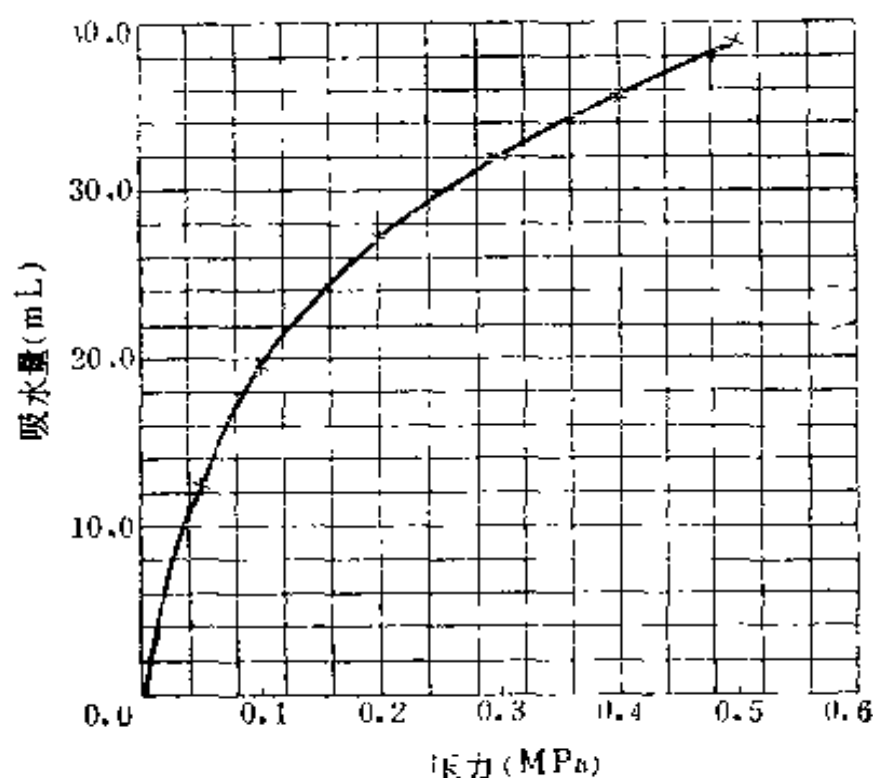


图 2-6 水量标定曲线

得试件的径向应变。试件的轴向应变是用百分表 8 测出的，

试件的体积膨胀应变为径向应变的 2 倍与轴向应变之和。

围尺是用玻璃纸制成的，将这种玻璃纸浸泡在水中 5 天，未发现伸长和缩短，也没有形状的改变。

以上两种测量结果稍有些差异。用第一种测量法测得的体积应变稍小些，这可能是由于系统的蠕变效应引起的。即系统（有机玻璃缸和进排水管线）在一定的水压作用下有随时间而增大的现象，这就抵消了一小部分试件的膨胀应变，故利用这种方法测量的膨胀体积应变偏小。用第二种方法测量的精度偏低，虽然压力室内的水可起到对围尺的放大作用，但用肉眼读数只可读出 0.5 mm 量级的变化量，小于 0.5 mm 的变化只能算作粗估，有一定的误差。另外，当做不等压试验（轴向应力大于侧向应力）时，由于端部的摩擦效应，使得试件中部的变形较两端部的大，这部分误差可以在做完试验后，取下试件，进行初步校正。

试验时，用第二种测量方法测得的结果校正第一种测量方法所测得的结果，即当试件的膨胀应变积累到一定的量级时（此时围尺值的读数较精确），用围尺值的读数校正用百分表 5 的读数，以便消除由于系统的蠕变而引起的误差。

2. 吸排水系统

通过此项试验还可以得到试件在膨胀的各个阶段吸水的过程，可以获得应力—吸水量、应变—吸水量的关系，这是以往试验所不能获得的。以往国内外学者仅做了试件初始含水量与应力、应变的关系的试验，尚未见到有人做过这方面的试验。

吸水系统由碱式滴定管 12、注水腔 25 和透水石 22 组成。使用碱式滴定管的目的是为了测出试件吸水膨胀过程中的吸水量；注水腔是用 24 号钢车成的，目的在于增加试件接触

水的面积，加速试验进程。虽然如此，试验仍比常规侧向约束条件下，试件上下同时进水的速度慢得多，一般常规试验仅需1~2天的时间，而这种试验的周期为1个半月至2个月。另一个原因是这种试验的试件体积比常规试验的试件的体积大4.72倍。使用透水石的目的是使试件底部吸水均匀。

设置排水管14的目的是为了排出试件裂隙中的气体，即当试件下部吸水时，逐步将试件空隙中的气体向上赶，直至排出体外，以便保证试件各个部分吸水均匀。只有当试件中有上下贯通裂隙存在（个别原状样）时，才有少量水排出，此时计算试件的吸水量时，应扣除这部分排出的水量。

3. 试件尺寸

试件尺寸选为 $\phi 61.8\text{mm} \times h 61.8\text{mm}$ ，即直径与高度的比为1:1。常规单轴侧向约束试验直径与高度的比为2.5:1。这样选取的目的是想消除试件端部的摩擦锥效应，由于大的原状样难于采取和重塑样制作技术方面的原因，没有选直径与高度的比为1:2的尺寸。

试验设备其它各部分都已在结构示意图中（图2-5）标出，在此不一一详述。

4. 主要试验步骤

（1）将水腔中注满水，关闭阀门32，放上透水石（应将透水石浸水，以排出其体内的气体），再放上一层定性滤纸；

（2）将试件放在滤纸上，并在其上部放上同样的滤纸和透水石（透水石不浸水），再放上轴向加压圆盘；

（3）将试件连同透水石、水腔、轴向加压圆盘、压力室底座，用乳胶套密封（一定要封严，以防止高压水进入。在

试验中采用橡皮圈密封乳胶套的上下部分),然后在试件中部安装围尺;

(4) 打开阀门 31,将压力室注满水,拧紧排气孔 9,关闭阀门 26;

(5) 记录各百分表值、压力表值和围尺值;

(6) 打开周围压力系统和轴向压力系统,逐级加载到设计的压力值为止(当做三向等压试验时,轴向压力表 7 应始终保持读数为零);记录各百分表值、压力表值和围尺值;

(7) 当试件受压稳定后(一般为一天),记录碱式滴定管初始读数,打开阀门 32,向试件内注水;

(8) 每隔一定的时间间隔,记录各百分表值、围尺值和试件的吸水量;

(9) 待膨胀稳定后,按一定的卸载比例卸载,记录各百分表的瞬间变化值;

(10) 重复(8)~(9)步,直到载荷下降到 0.03MPa 为止;

(11) 记录试验后试件重量,以及记录用游标卡尺量测的试件各方位尺寸,烘干试件,记录烘干后重量。

本章主要介绍了三轴膨胀试验的设计和试验方法,并简要介绍了样品的采取和常规侧壁约束条件下的膨胀试验方法。试验结果与分析将在下章介绍。

第三章 试验结果分析及膨胀 本构关系的建立

第一节 引言

作者开展三轴膨胀试验的主要目的是为了分析 Einstein (1972) 和 Wittke (1976) 关于三维膨胀本构的假说^[20], 并建立三维膨胀本构关系。膨胀岩的三维膨胀本构假说的提出至今已有 20 年的历史, 这段时间人们一直在沿用这一假说, 或干脆直接使用一维膨胀理论来研究实际问题, 尚未有人通过试验来验证这一理论是否正确。因此开展这项研究工作是很有意义的。

为叙述方便, 现将 Einstein 和 Wittke 的三维膨胀理论详述如下:

第一假设: 按弹性理论, 体积应变是由应力第一不变量所引起的, 而膨胀应变恰是一种体积应变, 所以 Einstein 和 Wittke 假定: “膨胀应变是由于应力第一不变量的改变所引起的”。

第二假设: 这条假设是在 Huder-Amberg 的一维膨胀本构关系的基础上提出的。Huder-Amberg 于 1970 年采用常规固结仪(侧向约束条件), 对泥灰岩进行了单轴膨胀试验^{[20]、[85]}, 得出如下膨胀本构关系:

$$\varepsilon = K \left(1 - \frac{\lg \sigma}{\lg \sigma_0} \right) \quad (3-1)$$

式中 ε ——轴向膨胀应变;
 σ_0 ——最大轴向膨胀应力;

σ ——轴向膨胀应力；

K ——当 $\sigma = 0.1\text{MPa}$ 时，轴向膨胀率。

Einstein 和 Wittke 认为侧向膨胀应力应符合金尼克条件，即侧向应力为：

$$\sigma_r = \sigma_\theta = -\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_z$$

式中 μ ——泊松比。

则应力第一不变量为：

$$\sigma_v = \sigma_z + \sigma_r + \sigma_\theta = \frac{1+\mu}{1-\mu}\sigma_z$$

从而

$$\sigma_z = \frac{1-\mu}{1+\mu}\sigma_v \quad (3-2)$$

又因试验是在侧向约束条件下进行的。即可以认为侧向膨胀应变为零，所以体积膨胀应变为：

$$\varepsilon_v = \varepsilon \quad (3-3)$$

将(3-2)，(3-3)式代入(3-1)式得：

$$\varepsilon_v = K \left[1 - \frac{\lg\left(\sigma_v \frac{1-\mu}{1+\mu}\right)}{\lg\left(\sigma_{v\max} \frac{1-\mu}{1+\mu}\right)} \right] \quad (3-4)$$

式中 $\sigma_{v\max}$ ——最大膨胀体积应力。

式(3-4)即为 Einstein 和 Wittke 的三维膨胀本构关系。

第二节 试验结果分析

1. 三维膨胀理论第一条假设的验证

为了达到验证的目的,须用同样的试件分别做三向等压膨胀试验和有应力差值的试验(轴向应力大于周围压力),以便进行对比。为此作者选用重塑样进行试验,岩样为1号样。在粉碎岩样时,一次要粉碎足够多的岩样,搅匀后放在干燥容器内备用,以避免各重塑样的矿物成份不一。两块试件的初始含水量有所不同,第1块的初始含水量为2.6%(试验2),第2块为3.20%(试验5)(此差异是由于制成试件后烘干所引起的)。

图3-1和图3-2分别为试验2和试验5的体积应力与总体积应变(包括弹性应变)的关系曲线,即加载路径曲线(注:试验5是在初始加载1天后才开始注水,而试验2仅隔3小时就开始注水了,所以试验5的初始压缩量较大)。

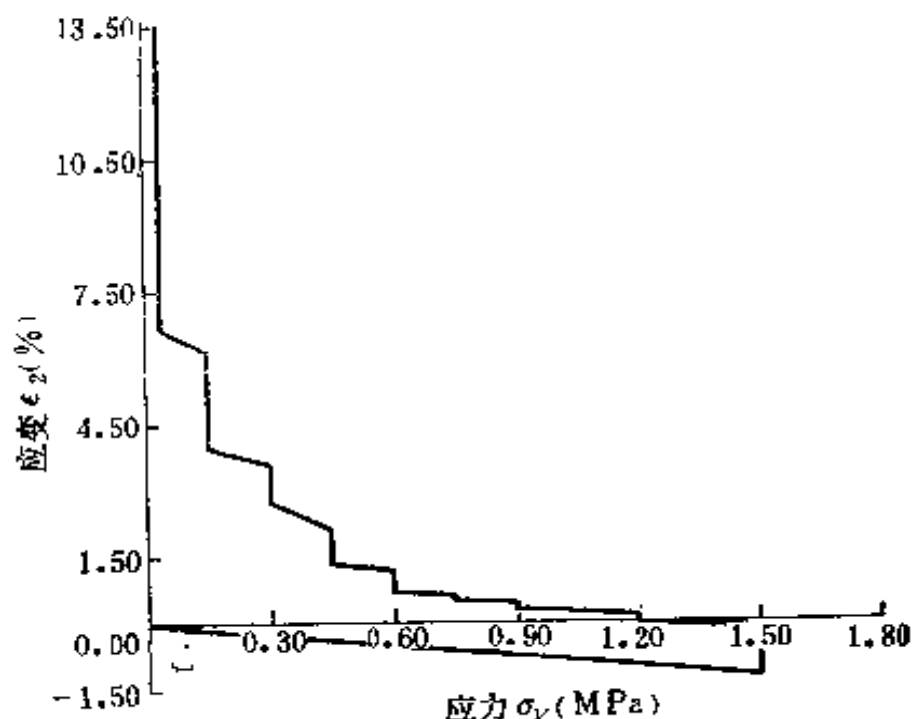


图 3-1 试验 2 加载路径曲线

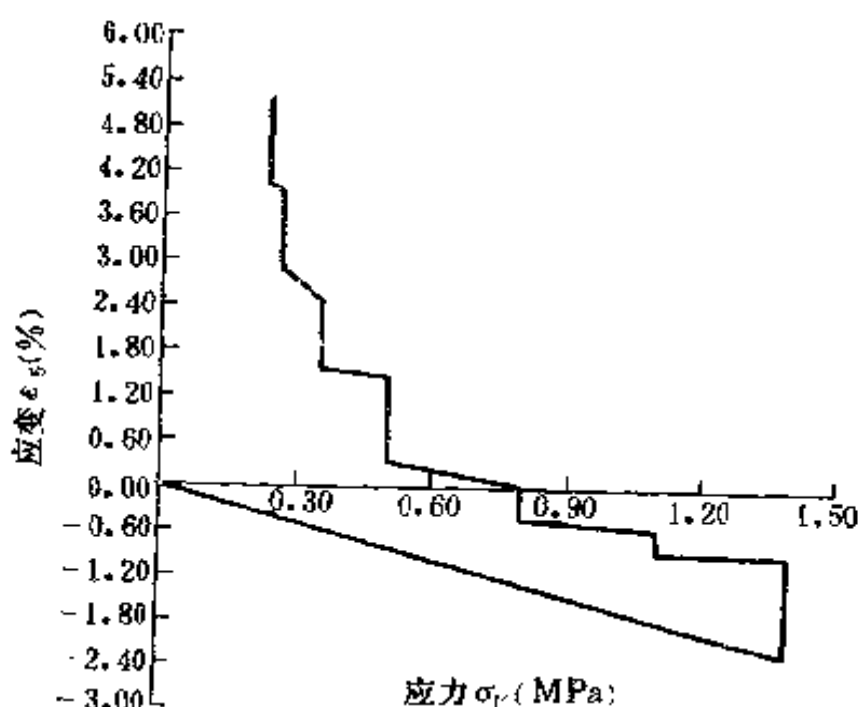


图 3-2 试验 5 加载路径曲线

试验 2 为三向等压试验，试验 5 的轴向应力始终保持比周围压力大 0.2 MPa。图 3-3 为扣除弹性变形后体积应力与体积膨胀应变关系曲线，拟合成对数关系曲线如图 3-4 所示，回归方程为：

$$\varepsilon_z = 7.802 - 2.605 \ln \sigma_r \quad (3-5)$$

$$\varepsilon_\theta = 7.95 - 2.98 \ln \sigma_r \quad (3-6)$$

从图 3-4 和拟合方程看两者比较接近。说明 Einstein 和 Wittke 的第一条假设是成立的。

从图 3-3 中可以看出，试验 5 的曲线上升较快，特别是体积应力从 0.26 MPa 卸到 0.23 MPa 时，膨胀急剧增加，此时周围压力为 0.01 MPa。即在试件的径向接近可自由膨胀的情况，膨胀应变增加的速度加快是自然的，这也是试验 2 和试验 5 存在一定的差别的原因。

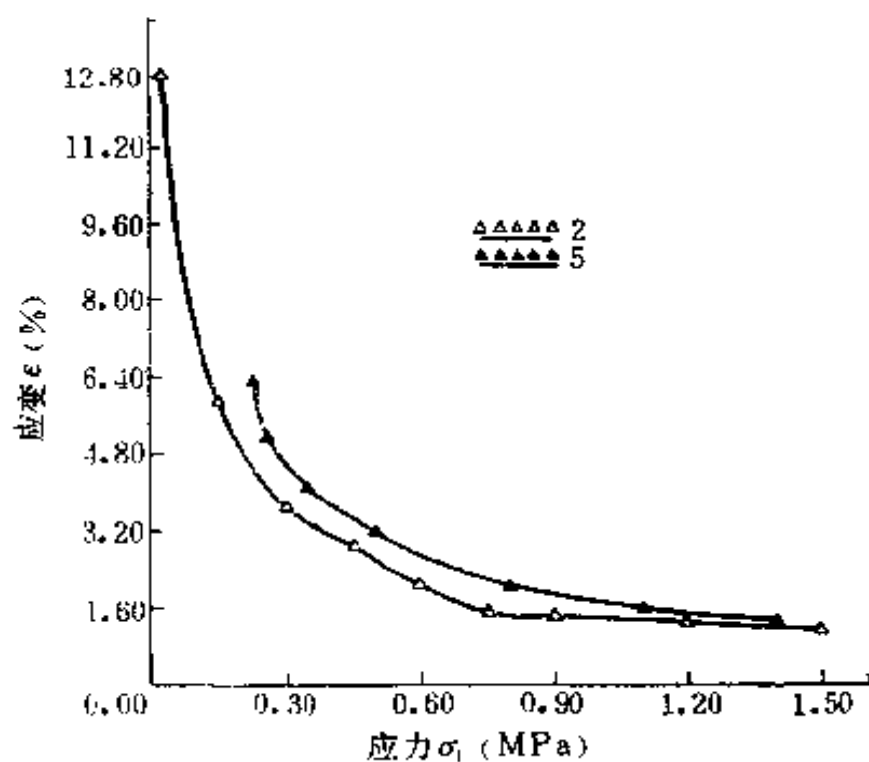


图 3-3 试验 2 和试验 5 的体积膨胀应变与体积应力的关系曲线

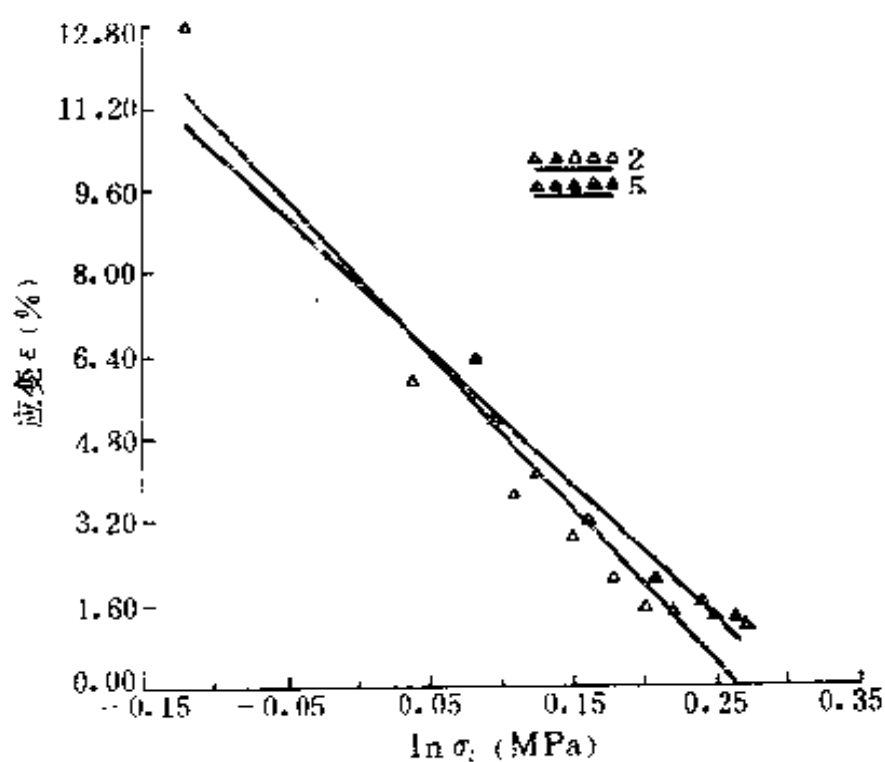


图 3-4 试验 2 和试验 5 的体积膨胀应变与体积应力的对数拟合曲线

2. 三维膨胀理论第二条假设的验证

为了达到此项目的，须做两种试验：一为用三联固结仪所做的单轴侧向约束条件下的膨胀试验；二为三轴膨胀试验（试验1）。两种试件的初始含水量相同，都为9%。

图3-5为单轴膨胀试验轴向应力与轴向膨胀应变的关系曲线，拟合成对数关系如图3-6所示，回归方程为：

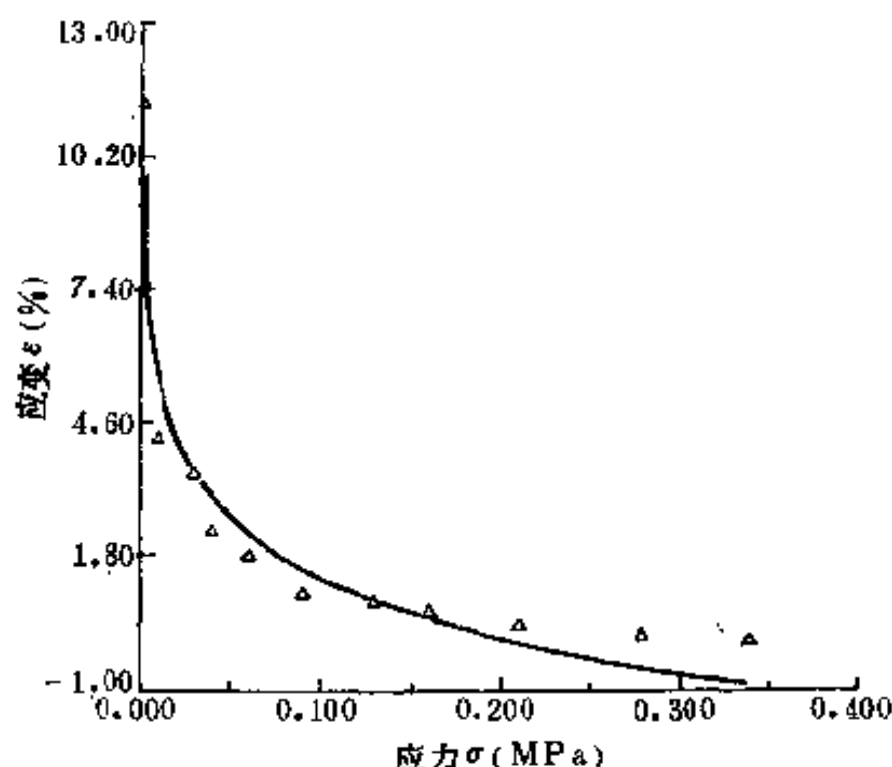


图 3-5 单轴试验膨胀应力与膨胀应变的关系曲线

$$\varepsilon = 1.372 - 1.874 \ln \sigma \quad (3-7)$$

最大轴向膨胀应力为：

$$\sigma_0 = \exp\left(\frac{1.372}{1.874}\right) = 0.208 \text{ MPa}$$

变成 Huder-Amberg 形式：

$$\varepsilon = 1.372 \left(1 - \frac{\ln \sigma}{\ln \sigma_0}\right) \quad (3-8)$$

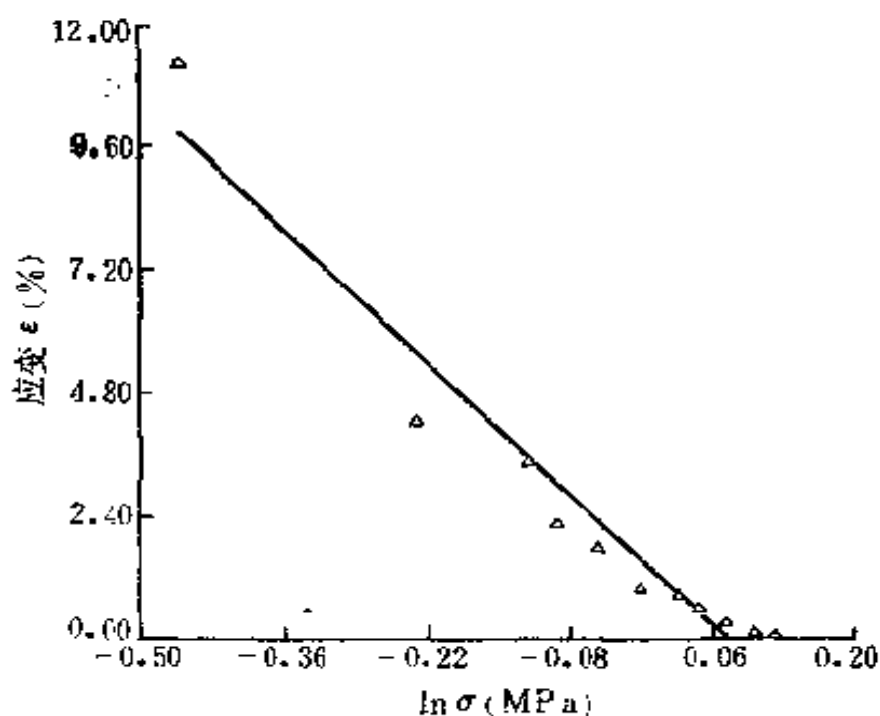


图 3-6 单轴试验膨胀应变与膨胀应力的对数拟合关系曲线

试件的泊松比为 $\mu = 0.3$ (试件的力学参数见第二章表 2-1), 那么根据 Einstein 和 Wittke 的第二条假设可以将 (3-8) 式整理成与 (3-4) 式相同的三维膨胀本构关系的形式, 最大膨胀体积应力为:

$$\sigma_{v \max} = \frac{1 + \mu}{1 - \mu} \sigma_0 = 0.386 \text{ MPa}$$

代入 (3-8) 式, 并整理后即得三维膨胀本构关系为:

$$e_v = 2.534 \left(1 - \frac{\ln \sigma_v}{\ln 3.864} \right) \quad (3-9)$$

将上式同试验 1 三轴膨胀试验的体积膨胀应力与体积膨胀应变的关系曲线画在同一坐标系中, 如图 3-7 所示, 曲线 1 为试验 1 的曲线, 曲线 3 为 (3-9) 式。对数线性关系如图 3-8 所示, 从图中可以看出两条曲线相差太远。试验 1 体积膨胀应变与体积膨胀应力的关系方程为:

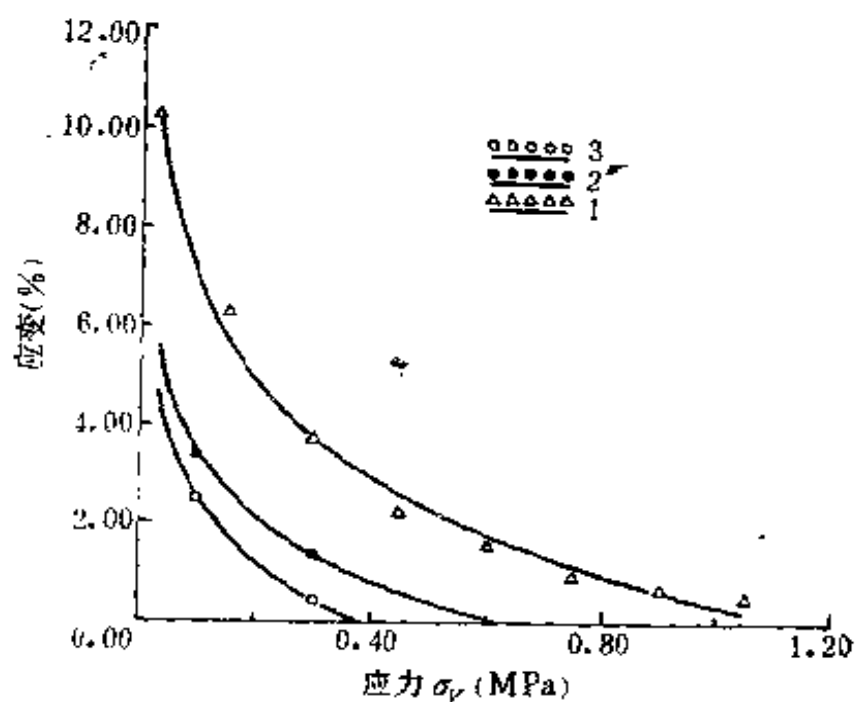


图 3-7 体积膨胀应变与体积应力的关系曲线

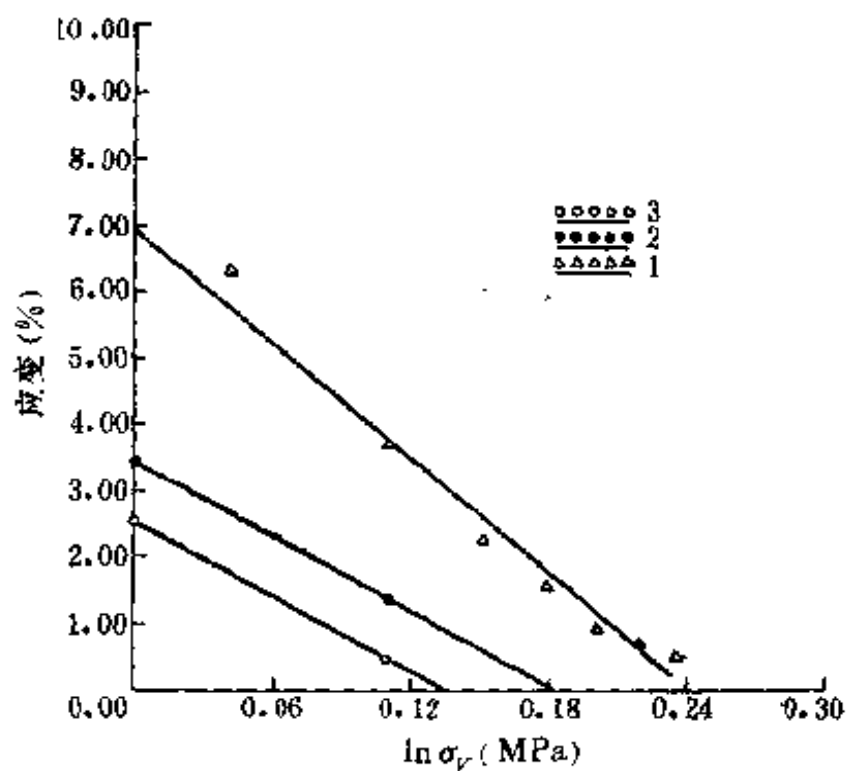


图 3-8 体积膨胀应变与体积应力的对数拟合曲线

$$\varepsilon_{v1} = 6.938 - 2.879 \ln \sigma_v \quad (3-10)$$

最大体积膨胀应力为：

$$\sigma_{vmax} = \exp\left(\frac{6.938}{2.879}\right) = 1.113 \text{ MPa}$$

它是根据 Einstein 的第二条假设，用 Huder-Amberg 试验求得的最大膨胀体积应力的 2.88 倍，或者说 Einstein 和 Wittke 的三维膨胀理论低估了膨胀能力 65.29%。

如果令试件的泊松比 μ 取最大值 0.5，同样按 Einstein 和 Wittke 的第二条假设对 (3-8) 式进行变换，得如下的三维膨胀本构关系：

$$\varepsilon_v = 3.431 \left(1 - \frac{\ln \sigma_v}{\ln 6.233} \right)$$

即图 3-7 和图 3-8 中的第 2 条曲线，仍和试验 1 的结果差别很大，其最大膨胀体积应力为 0.623 MPa，三轴膨胀试验的最大膨胀体积应力是其 1.78 倍，仍然低估了 44%。Einstein 和 Wittke 三维膨胀本构理论的第二条假设值得怀疑。

下面继续通过试验来分析 Einstein 和 Wittke 的第二条假设。图 3-9 和图 3-10 分别为三轴膨胀原状样试验 3 和试验 6 的体积膨胀应力与体积膨胀应变的关系曲线及对数线性关系曲线。试件 3 是在 2 号采样点采取的样，初始含水量为 7.58%；试件 6 是在 3 号采样点采取的样，初始含水量为 8.49%。其体积膨胀应力与体积膨胀应变的关系分别为：

$$\varepsilon_{vs} = 6.267 - 1.75 \ln \sigma_v \quad (3-11)$$

$$\varepsilon_{v6} = 8.359 - 2.366 \ln \sigma_v \quad (3-12)$$

图 3-11 和图 3-12 是单轴原状膨胀试验的轴向膨胀应力与轴向膨胀应变的关系曲线及对数线性关系曲线图。这块试件（第 7 号试件）是在 1 号采样点采取的，初始含水量为

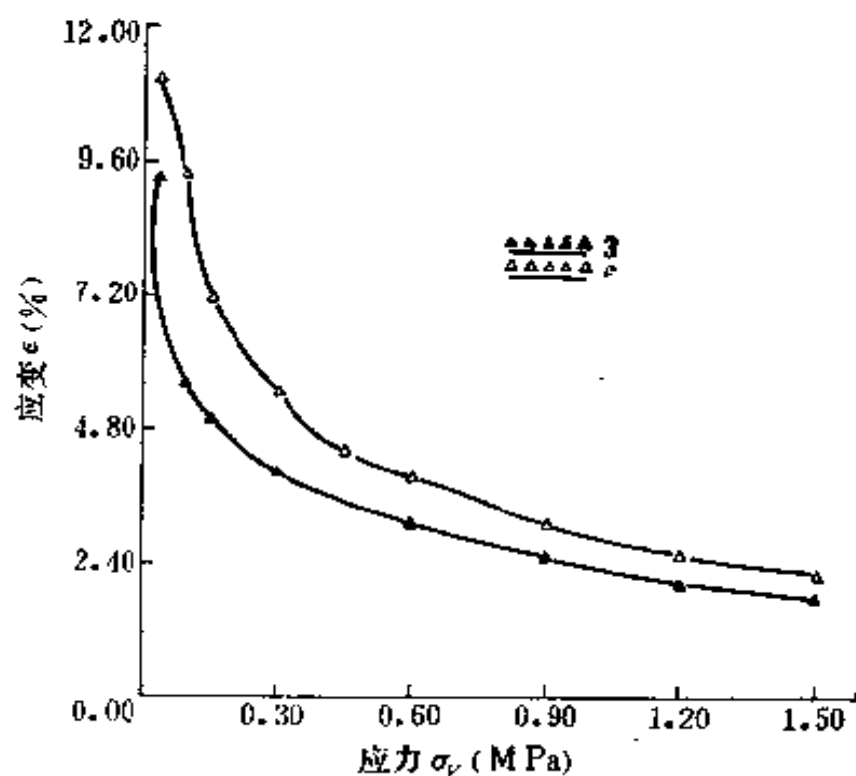


图 3-9 体积膨胀应变与体积应力的关系曲线

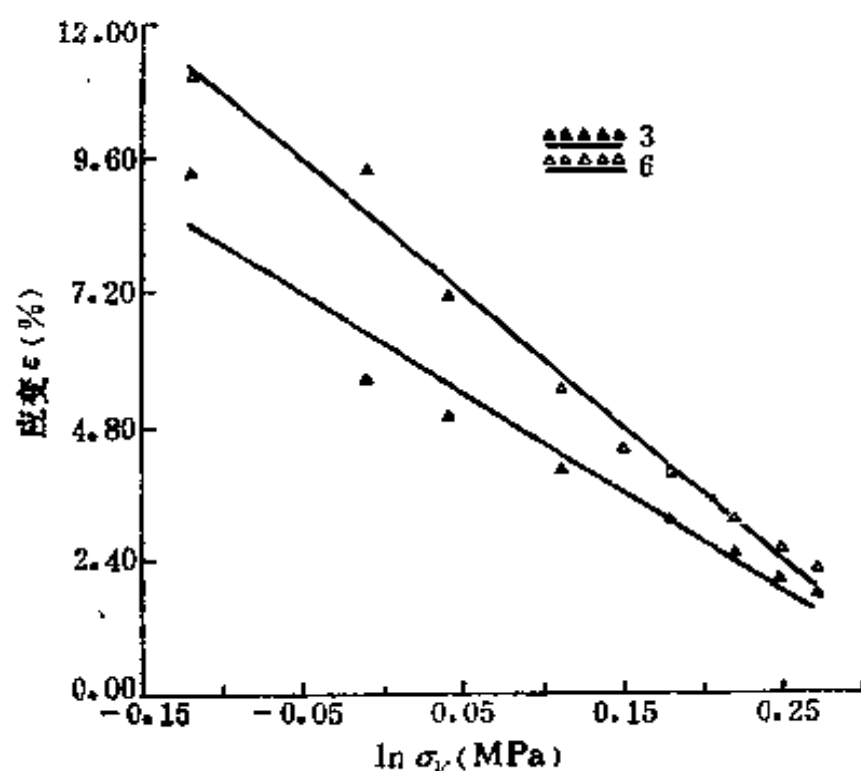


图 3-10 体积膨胀应变与体积应力的对数拟合曲线

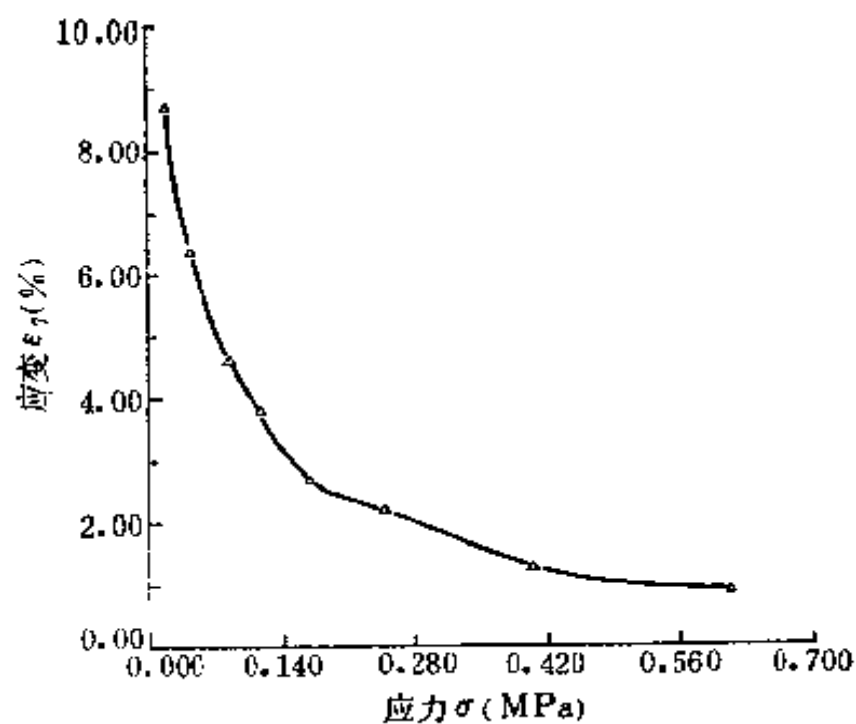


图 3-11 单轴试验的膨胀应变与轴向压力的关系曲线

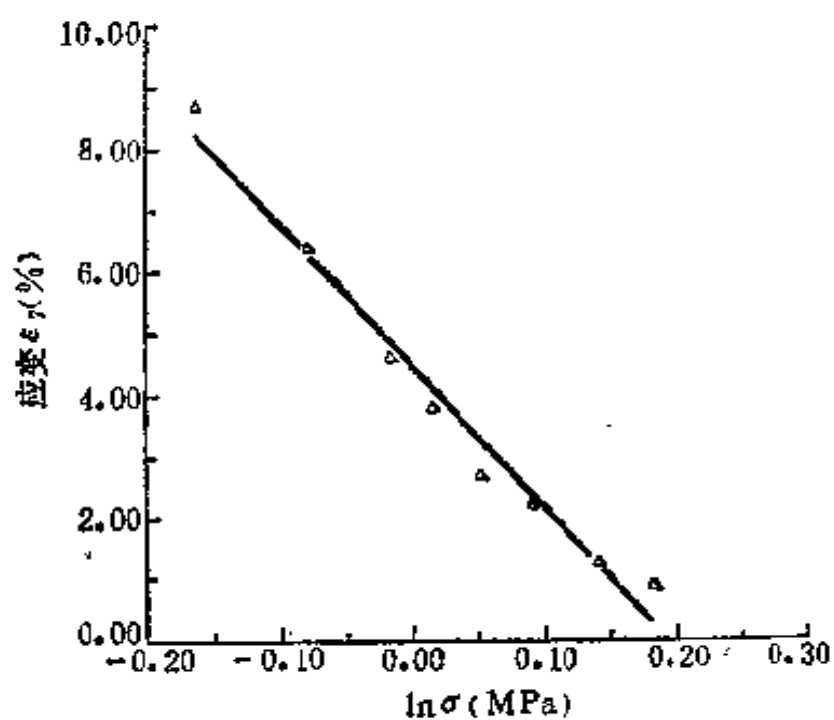


图 3-12 单轴试验的膨胀应变与轴向压力的对数拟合关系曲线

6.84%。其轴向膨胀应力与轴向膨胀应变的关系为：

$$\varepsilon_{v7} = 4.48 \left(1 - \frac{\ln \sigma}{1.93} \right)$$

同样可以按照 Einstein 和 Wittke 的第二条假设，将上式转换为三维膨胀本构关系，试件的泊松比 $\mu = 0.3$ ，则三维膨胀本构关系如下：

$$\varepsilon_{v7} = 5.918 \left(1 - \frac{\ln \sigma_v}{2.55} \right) \quad (3-13)$$

将上式同(3-11)、(3-12)两式画在同一坐标系中，如图 3-13 和图 3-14 所示。从这两张图中可以看出，按照 Einstein 和 Wittke 的第二条假设所推得的三维膨胀曲线仍然较低。虽然这三个原状试件的采样地点不同，其可比性差，但试件 7 的膨胀矿物含量（1 号样）比试件 3（2 号样）和初件 6（3 号样）的膨胀矿物含量高。且试件 3 和试件 6 初

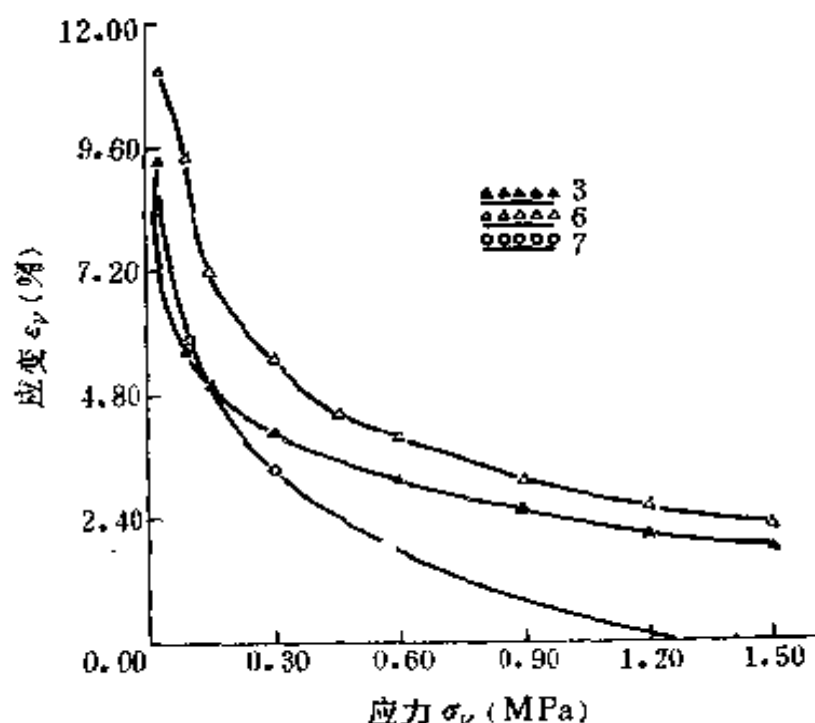


图 3-13 体积膨胀应变与体积应力的关系曲线

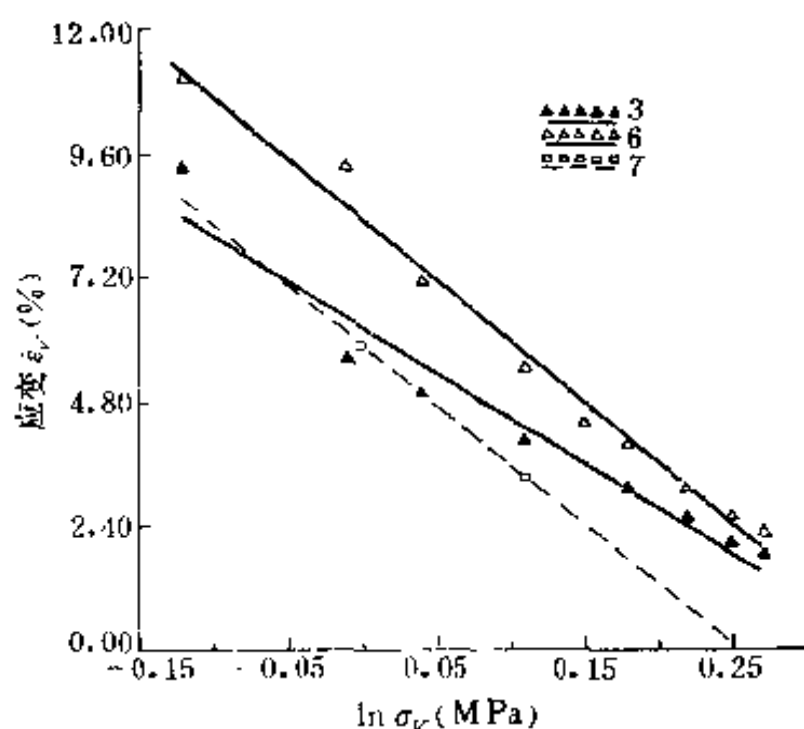


图 3-14 体积膨胀应变与体积应力的对数拟合曲线

始含水量低，从膨胀岩的膨胀机理可知，试件 7 的膨胀性能应比试件 3 和试件 6 的膨胀性能强，但所算的结果却恰恰相反。连同上面用重塑样所做的验证情况，可以得出这样的结论：Einstein 和 Wittke 的关于三维膨胀本构理论的第二条假设是与实际情况不相符的，是不适应于侧向应力条件的。

究其原因，其一正如第二章所述的 Huder-Amberg 的试验忽略了侧壁摩擦的效应，侧壁摩擦力的反作用力是作用于试件上的，对试件在轴向方向发生膨胀变形起了一定的约束作用。即由 Huder-Amberg 试验确定的轴向最大膨胀应力不是其真值，而是比实际的最大轴向膨胀应力小。这是其一，但它引起的差异可能不会这么大。

现在我们来考查所得的 (3-8) 式、(3-9) 式和 (3-10) 式，如果令由 (3-8) 式推得的 (3-9) 式的最大体积膨

胀应力与 (3-10) 式的最大体积膨胀应力相等, 则泊松比应满足如下关系式:

$$\sigma_0 = \frac{1-\mu}{1+\mu} \sigma_{y \max}$$

式中 $\sigma_0 = 0.208 \text{ MPa}$

$$\sigma_{y \max} = 1.113 \text{ MPa}$$

则泊松比为:

$$\mu = 0.69$$

这已经不符合泊松比的概念了。因此我们可以初步确定 Einstein 和 Wittke 的第二条假设不完善的原因, 出在假设径向膨胀应力和轴向膨胀应力的关系符合金尼克条件上。

下面我们来考查金尼克条件。

1925年, 前苏联学者 A.H. 金尼克^[70] 在研究原岩应力场时, 引用连续介质力学的原理探讨了岩体的重力应力场问题。地壳中一个岩块单元体承受垂直应力 σ_z 、水平侧向应力 σ_x 和 σ_y 的作用 (如图 3-15 所示)。视岩体为弹性体, 则其应力—应变关系服从广义虎克定律:

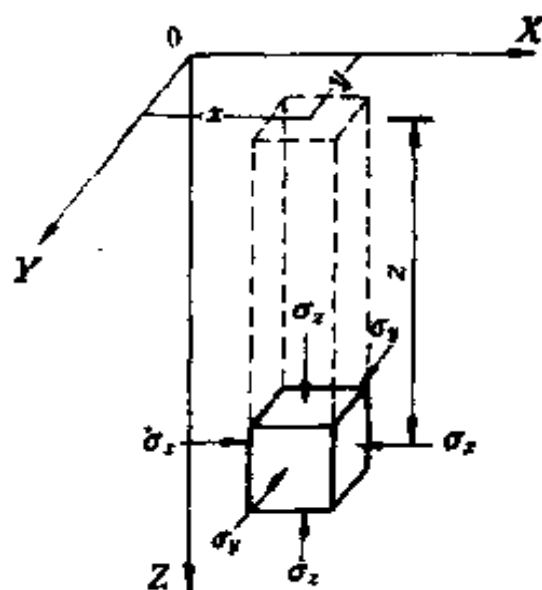


图 3-15 原岩重力应力计算简图

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_z + \sigma_y)]$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \mu(\sigma_\theta + \sigma_z)]$$

设岩体是各向同性的弹性体，且水平尺寸保持不变，则侧向应力 σ_θ 与 σ_r 相等，并且 $\varepsilon_z = \varepsilon_r = 0$ ，则可由上面的后两式推得如下关系：

$$\sigma_\theta = \sigma_r = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z \quad (3-14)$$

(3-14) 式即为金尼克条件。从以上推导过程可以看出，金尼克条件中的单元体因受垂直应力 σ_z 的作用，使单元体产生横向变形的趋势，但因单元体受横向相邻单元的约束作用，因而产生了水平应力 σ_θ 和 σ_r 。因此可以说水平应力 σ_θ 和 σ_r 是一种被动的应力，且铅垂应力 σ_z 是最大主应力。

对于膨胀问题来讲，侧向水平膨胀应力并非是由轴向压力所引起的，是因试件吸水膨胀所引起的，是一种主动的应力。这是不符合金尼克条件的，即我们在计算 Huder-Amberg 试验的径向膨胀应力时，不能采用金尼克条件，它不符合膨胀岩的膨胀机理。

下面分析一下其他学者所做的单轴膨胀试验的结果，以便验证本书所得上述结论的正确性。

许多学者采用常规固结仪做膨胀试验时，选用较薄环刀，允许侧壁有微小的变形，在环刀外侧贴电阻应变片，再根据环刀的弹性模量求得径向膨胀应力。现在根据这些现有的资料分析一下轴向膨胀应力与径向膨胀应力之间的关系。

1985 年，孙钧、李成江^[12] 利用在张家洼矿区采取的泥质砂岩试件做了上述试验。采样深度为 300~400m，初始含水量为 2.72%，容重为 2410kg/m³，环刀侧壁的平均厚度为 0.1275cm。表 3-1 是根据他们的试验所测得的轴向

应力(σ_v)和径向膨胀应力(σ_H)的结果整理而成的。表中泊松比 μ 是令轴向应力与径向应力服从金尼克条件求得的。

表 3-1 轴向应力(σ_v)与径向膨胀应力(σ_H)的关系

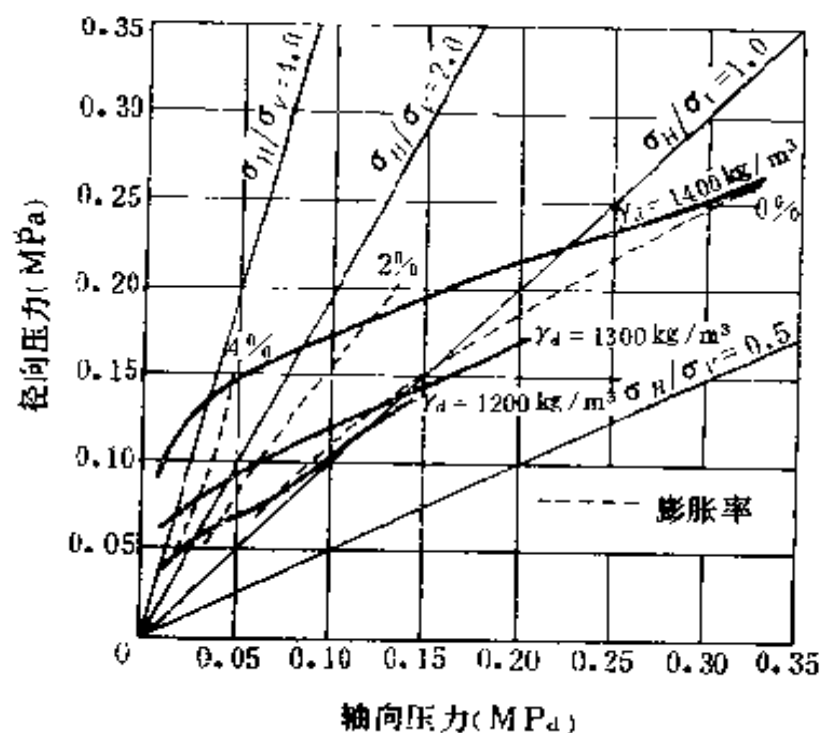
| σ_H (MPa) | 1.6 | 1.2 | 0.8 | 0.4 | 0.2 |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| σ_v (MPa) | 5.104 | 4.718 | 4.486 | 4.046 | 3.581 |
| $(\sigma_v - \sigma_H)/\sigma_v$ (%) | 68.65 | 74.57 | 82.17 | 90.11 | 94.44 |
| 泊松比 μ | 0.76 | 0.80 | 0.85 | 0.91 | 0.95 |

从表 3-1 中可以看出, σ_v 与 σ_H 并不服从线性关系, 轴向压力 σ_v 越小, 径向膨胀应力 σ_v 与之差值越大。泊松比早已超出了其极限值($\mu = 0.5$), 且对于同一块试件在膨胀过程中其值并不是恒定的, 轴向应力越小, 则泊松比 μ 值越大, 这与弹性理论泊松比的概念相违背。

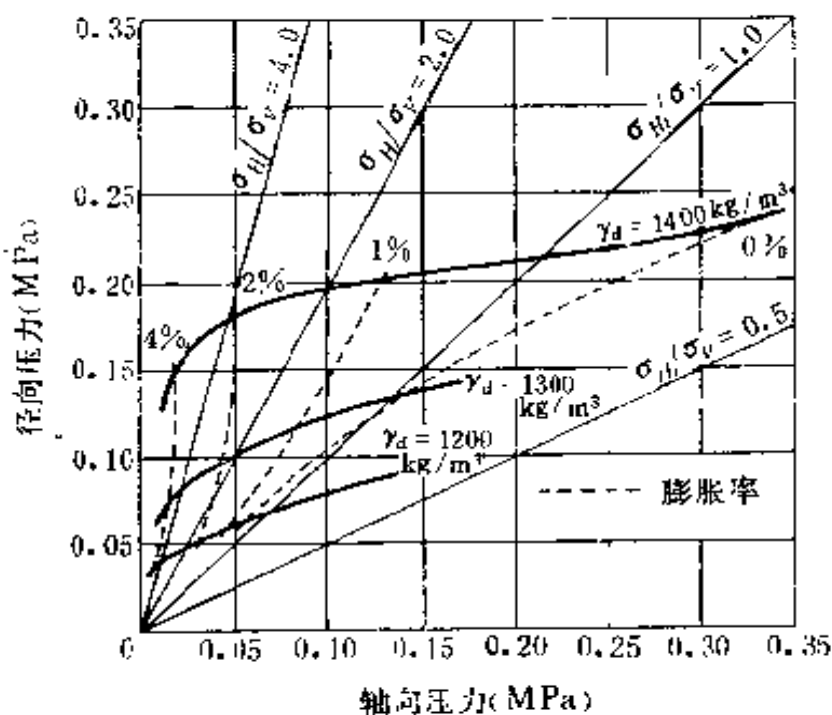
如果说孙钧、李成江所做试验的试件(原状样)具有各向异性, 其径向膨胀能力本来就比轴向的膨胀能力强, 不足以表明轴向应力与径向膨胀应力的普遍规律, 那么请见如下重塑样(可以认为其是各向同性的)的试验。

早在 1970 年(在 Einstein 和 Wittke 的三维膨胀理论提出之前), 以色列学者 Komornik 和 Zeitlen^[45]用固结仪对压实粘土(Compacted Clay)做了同上相类似的试验。环刀侧壁是用厚度为 0.03cm 的不锈钢片制成。各种不同密度的试验结果见图 3-16, 图 a 的初始含水量为 25%, 图 b 的初始含水量为 30%。图中虚线表示轴向膨胀率, γ_s 为试件的容重, σ_v 为轴向压力, σ_H 为径向膨胀应力。

分析图 3-16 可以看出, 轴向压力越小及轴向膨胀率越大, 则径向膨胀压力越大, 这与上面所述试验是相符的。多



a $W_0 = 25\%$



b $W_0 = 30\%$

图 3-16 径向与轴向膨胀压力的关系曲线^[46]

数情况下径向膨胀应力与轴向压力的比值都大于1，除非轴向膨胀率接近于零时，此时径向膨胀应力与轴向压力的比值仍大于0.7。说明只要允许轴向发生膨胀，则径向是最大主应力方向（泊松比 μ 大于0.5。）特别是当轴向允许有较大的膨胀时，在径向约束条件下，径向膨胀应力是轴向膨胀应力的4倍多。这已违背了金尼克条件中轴向应力是最大主应力的假设。

通过以上分析论证，可以得出这样的结论：Einstein和Wittke的三维膨胀理论的第二条假设与实际情况不相符。在侧向应力条件下，其后果是低估了膨胀岩的最大体积膨胀应力，低估值高达50%。

3. 水与膨胀应力、应变的关系

以往采用常规固结仪或膨胀仪（Oedometer）所做的膨胀性能试验，是将试件连同环刀一起浸泡在水中，此时只能测出试件的初始含水量和最终的含水量，无法测出试件在膨胀过程中的吸水量。作者在试验过程中记录了各个阶段的吸水情况，如图3-17是重塑样试验2（1号样）体积应力与吸水量的关系曲线，它们之间呈对数线性关系，如图3-18所示。回归方程为：

$$W_2 = 66.01 - 10.67 \ln \sigma_v \quad (3-15)$$

图3-19是原状样试验3（2号样）和试验6（3号样）的体积应力与吸水量的关系曲线，它们之间呈对数线性关系，如图3-20所示。回归方程为：

$$W_3 = 14.54 - 2.76 \ln \sigma_v \quad (3-16)$$

$$W_6 = 19.07 - 5.44 \ln \sigma_v \quad (3-17)$$

在试验过程中发现，岩石在膨胀过程中吸水并非是连续的。当对试件施加一定的体积应力后，一开始吸水速度较

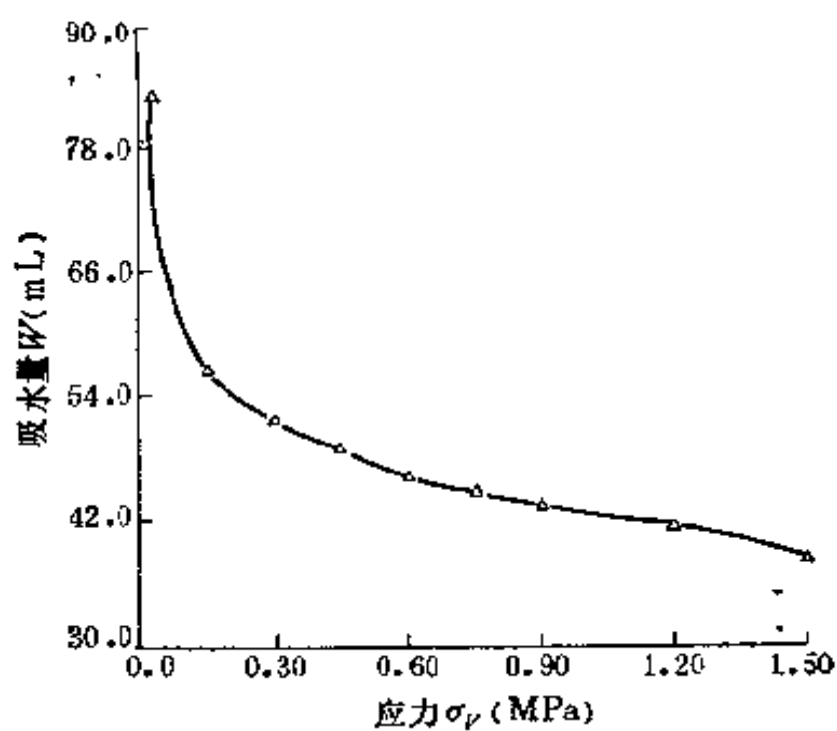


图 3-17 吸水量与体积应力的关系曲线

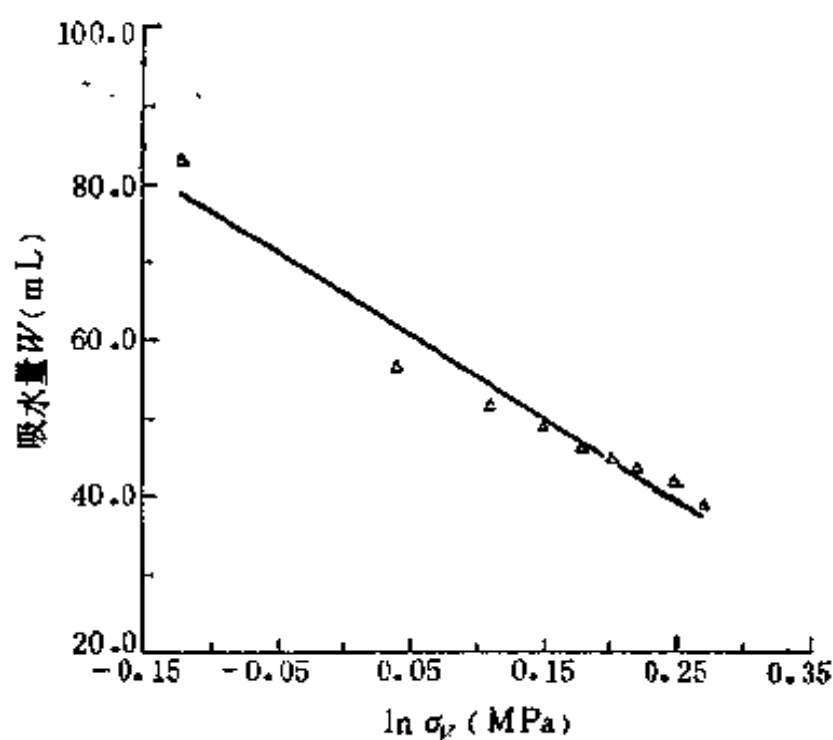


图 3-18 吸水量与体积应力的对数拟合关系曲线

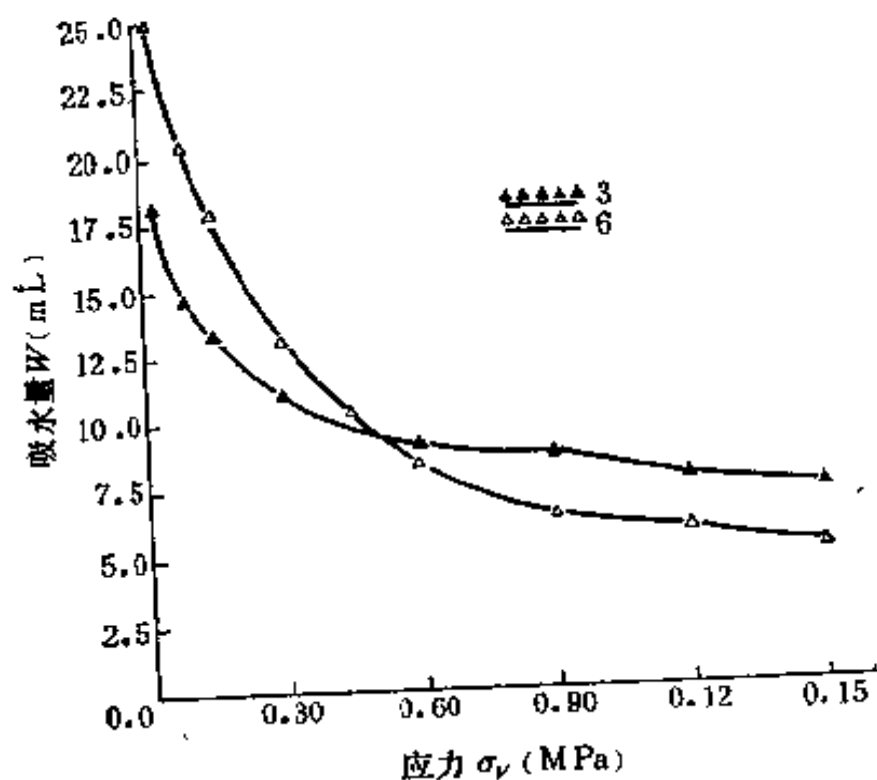


图 3-19 原状样吸水量与体积应力的关系曲线

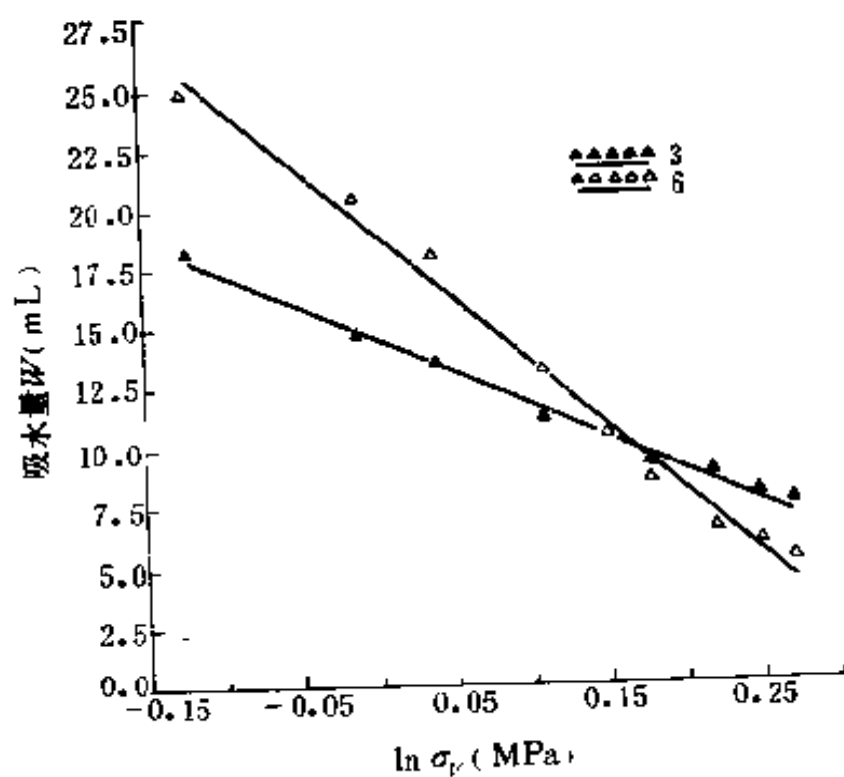


图 3-20 原状样吸水量与体积应力的对数拟合曲线

快,随着时间的增长,吸水速度逐渐降低,最后达到稳定值。此时卸载,试件又开始吸水,随着时间的增长又达到稳定值。即膨胀岩在一定的体积应力的作用下,其吸水量有一个饱和值,饱和量是体积应力的函数。即(3-15)~(3-17)式所表达的。

根据这种现象,可以解释前面所叙关于 Huder-Amberg 试验当轴向压力越小时,则径向膨胀应力与轴向压力的差值越大的原因。即当轴向压力越大时,试件吸水量越小,其膨胀性能也就越小,作用在环刀上的径向膨胀应力也就相对较小;当轴向压力越小时,则试件充分吸水,膨胀性能也就表现得越突出,一方面表现在轴向的膨胀应变较大,另一方面作用在环刀上的径向膨胀应力也就相对越大。

图 3-21 和图 3-22 分别为试验 2 和试验 3、试验 6 体积膨胀应变与吸水量之间的关系,两者之间呈线性关系。其回归方程如下:

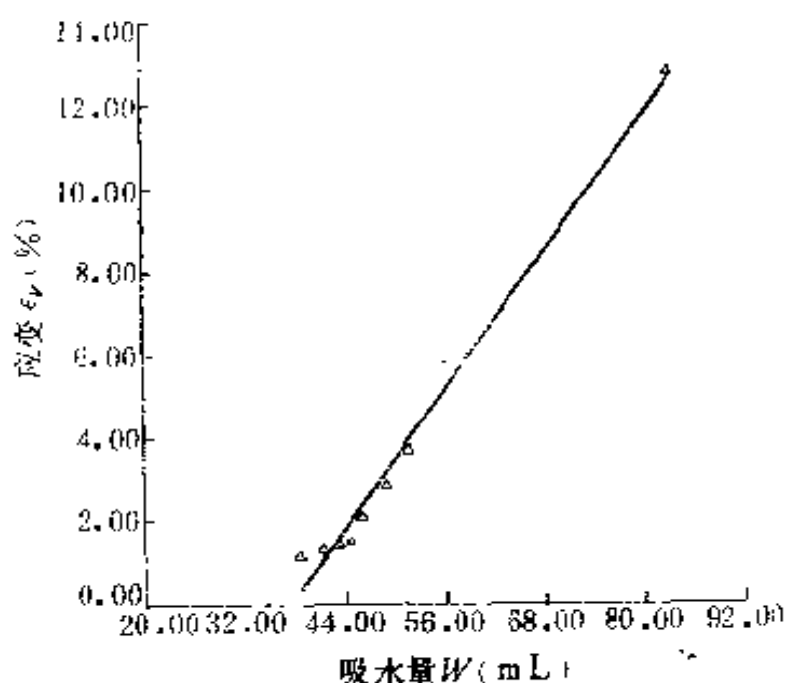


图 3-21 体积膨胀应变与吸水量的关系曲线

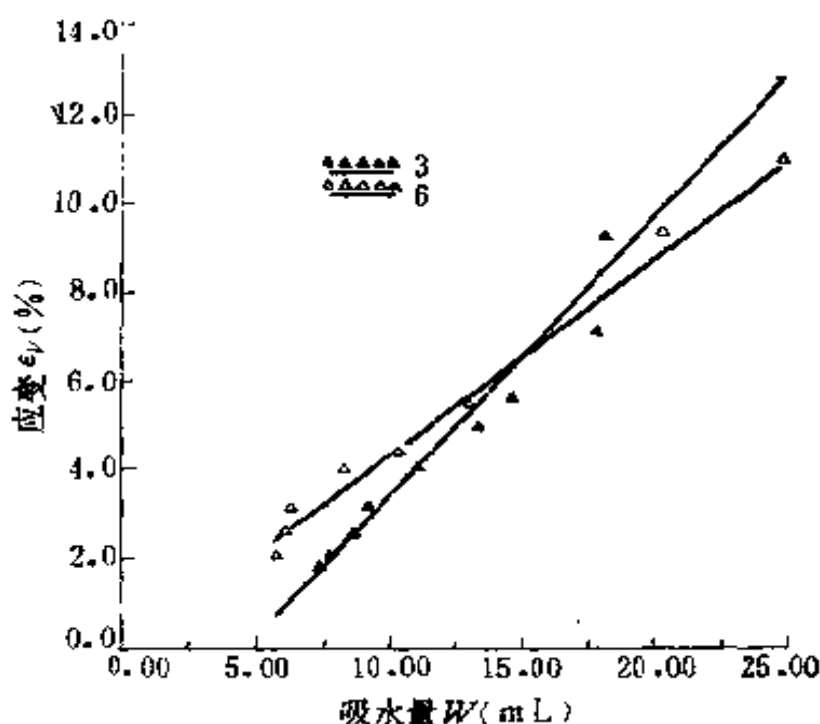


图 3-22 原状样体积膨胀应变与吸水量的关系曲线

$$\varepsilon_{v2} = 0.2798W - 10.516 \quad (3-18)$$

$$\varepsilon_{v3} = 0.638W - 3.005 \quad (3-19)$$

$$\varepsilon_{v6} = 0.444W - 0.1329 \quad (3-20)$$

上面三式是在不考虑应力的变化时，应变与吸水量之间的关系，吸水量的多少是受试件所受应力制约的。

第三节 膨胀本构关系的建立

上面通过对试验结果进行分析，分析了 Einstein 和 Wittke 的三维膨胀本构理论的不完善之处，并根据试验结果建立了如下三个关系式：

$$\varepsilon = K \left(1 - \frac{\log \sigma}{\log \sigma_0} \right) \quad (3-21)$$

$$\varepsilon = A_1 W - A_2 \quad (3-22)$$

$$W = B_1 - B_2 \ln \sigma \quad (3-23)$$

式中

ε ——体积膨胀应变；

σ ——单元所受体积应力；

σ_0 ——最大膨胀体积应力；

K ——当 $\sigma = 0.1 \text{MPa}$ 时的体积膨胀应变；

W ——吸水量；

A_1, A_2, B_1, B_2 ——与材料的膨胀性能有关的试验常数。

式 (3-21) 的实质是在假设单元充足吸水条件下的三维膨胀本构关系。如果知道了吸水量或能预计单元的吸水量，那么我们就可以通过 (3-22) 式预测单元的体积膨胀应变。使用这种膨胀关系是不必考虑单元所受压力变化的，但其吸水量的最大值是受应力条件制约的，即 (3-23) 式确定了在单元所受应力为定值时，单元的最大吸水能力。

上面是单参数分析结果，下面将综合考虑吸水量及应力对膨胀的影响，以便建立体积膨胀应变与应力及吸水量的关系式。

通过初步分析上述结果，可以得出如下结论：膨胀应变与吸水量之间呈线性关系，膨胀应变与应力之间呈对数线性关系。即膨胀本构中应包含 W 和 $\ln \sigma$ ；此外水与应力是相互联系、相互制约的，所以本构中可能包含 $(W \cdot \sigma)$ 或 (W/σ) 项。 $(W \cdot \sigma)$ 项的物理意义为 W 和 σ 对 ε 的平均贡献，即当应力减小时，吸水量会增大和当应力增大时，吸水量减小，两种情况保持相对平衡； (W/σ) 项的物理意义是模拟当应力减小，吸水量增大，则膨胀应变急剧增大的现象。本构关系中应包含上述各项的独立项或对数项。

本书采用最小二乘拟合法^{[71][72]}，根据试验所得的结果对可能出现的 23 种本构方程进行了拟合分析。其拟合原理

是求方程的各项系数 A, B, C , 使得下面的残差平方和:

$$Q = \sum_{i=1}^m (\varepsilon^p - \varepsilon^T)^2$$

达到最小值。

式中 ε^p —— 拟合方程的预测值;

ε^T —— 试验值;

m —— 自变量 (W, σ) 的组数。

现将 12 种拟合结果列于表 3-2 中, 由于其它 11 种方程

表 3-2 膨胀本构方程拟合结果

| 方程号 | 回 归 方 程 方 程 形 式 | 方 程 系 数 | | | 残差平方和 Q | 估计标准差 VAR |
|-----|--|---------|---------|----------|---------|-----------|
| | | A | B | C | | |
| 1 | $\varepsilon = A + B(C + W) \ln \sigma$ | 6.5292 | -0.0065 | 318.5410 | 5.8710 | 0.4846 |
| 2 | $\varepsilon = A + BW \ln \sigma + \frac{C}{W} \ln \sigma$ | 6.7213 | -0.0452 | -21.1461 | 4.2876 | 0.4141 |
| 3 | $\varepsilon = A + BW + C \ln \sigma$ | 6.4177 | -0.0135 | 167.3113 | 6.4853 | 0.5093 |
| 4 | $\varepsilon = A + B \frac{W}{\sigma} + C \ln \sigma$ | 6.3491 | 0.0020 | -2.5554 | 5.6103 | 0.4737 |
| 5 | $\varepsilon = A + BW + C \ln(\sigma W)$ | 9.2684 | 0.0823 | -1.9073 | 5.2553 | 0.4585 |
| 6 | $\varepsilon = A + BW \ln \sigma + C \ln\left(\frac{\sigma}{W}\right)$ | 1.5192 | -0.0222 | -1.2447 | 4.0368 | 0.4018 |
| 7 | $\varepsilon = A + B \frac{W}{\sigma} + C \ln \sigma$ | 3.6983 | 0.0556 | -1.1451 | 1.6469 | 0.2567 |
| 8 | $\varepsilon = A + B \frac{W}{\sigma} + C \ln\left(\frac{\sigma}{W}\right)$ | 0.2333 | 0.0691 | -0.6509 | 1.7736 | 0.2664 |
| 9 | $\varepsilon = A + B \frac{W}{\sigma} + C \ln(\sigma W)$ | 3.2206 | 0.0924 | -3.6777 | 5.4647 | 0.4675 |
| 10 | $\varepsilon = A + B \left(C + \frac{W}{\sigma}\right) \ln \sigma$ | 7.1378 | -0.0623 | 36.8858 | 2.8628 | 0.3384 |
| 11 | $\varepsilon = A + B \left(C + \frac{W}{\sigma}\right) \ln(\sigma W)$ | 1.9846 | 0.0242 | -8.2759 | 3.4324 | 0.3705 |
| 12 | $\varepsilon = A + B \left(C + \frac{W}{\sigma}\right) \ln\left(\frac{\sigma}{W}\right)$ | 0.2382 | -0.0141 | 57.6378 | 2.1611 | 0.2940 |

的拟合结果比较差，在此不一一列出（特别是二项式的拟合结果更差，一般残差平方和在 20 以上）。表中 VAR 为估计标准误差：

$$\text{VAR} = \sqrt{\frac{Q}{m-2}}$$

从表 3-2 的拟合结果看，第 7 个方程，即：

$$e = 3.6983 + 0.0556 \times W/\sigma - 1.1451 \times \ln \sigma \quad (3-24)$$

是最优的。其残差平方和和估计标准差比其它方程都小，而且形式也比较简洁。

现选几个在一定应力条件下，充分吸水稳定后的实测点，将 (3-24) 式同假设试件充足吸水条件下的膨胀本构方程 (3-5) 进行对比，列于表 3-3：

表 3-3 两个本构方程的对比分析结果

| 压力(MPa) | 吸水量(mL) | 实测值 | 方程(3-5)预测值 | 方程(3-24)预测值 |
|-----------|---------|------|------------|-------------|
| 0.15 | 56.6 | 5.88 | 6.75 | 5.33 |
| 0.3 | 51.8 | 3.70 | 4.94 | 3.40 |
| 0.6 | 46.3 | 2.09 | 3.13 | 2.08 |
| 0.9 | 43.6 | 1.44 | 2.08 | 1.45 |
| 1.2 | 41.5 | 1.31 | 1.33 | 1.04 |
| 1.5 | 38.7 | 1.16 | 0.75 | 0.74 |
| 残差平方和 Q | | | 3.9542 | 0.6420 |
| 估计标准差 VAR | | | 0.9943 | 0.4006 |

从上表可以看出，(3-24) 式不仅仅比 (3-5) 式内含丰富，而且预测值也比 (3-5) 式准确，理应是首选膨胀本构关系。

将 (3-24) 式 (W/σ) 项系数乘以试件膨胀前的体积 (试验 2 试件膨胀前的体积为 182.892cm^3)，则 W 的意义即

为单位体积的吸水量, (3-24) 式变为:

$$\varepsilon = 3.6983 + 10.1688 \times \frac{W}{\sigma} - 1.1451 \ln \sigma \quad (3-25)$$

其通式为:

$$\varepsilon = A + B \times \frac{W}{\sigma} - C \ln \sigma \quad (3-26)$$

式中 A, B, C ——材料的膨胀特性常数。

在本构关系中, (W/σ) 项表示膨胀应变与应力成反比, 与吸水量成正比, 并可模拟当应力减小, 吸水量增大时, 膨胀应变急剧增大的这种现象; $(\ln \sigma)$ 项作为补充项 (C 值相对较小), 体现了膨胀应变与压力呈对数线性关系的这一特性; 当应力保持一定时, 应变随含水量的增加而增大, 上式计入了水量的因素, 这是更符合实际情况的。因为对实际工程而言, 膨胀性围岩不一定是充分吸水的。因此完全有理由认为 (3-26) 式是较完善的膨胀岩的膨胀本构关系。

第四章 膨胀性围岩中巷道地压 显现规律的研究方法

一般矿山巷道地压显现规律的主要研究方法包括理论分析、模拟分析和现场实测。由于膨胀性围岩的膨胀特性，巷道的地压显现不仅仅与开挖有关，而且还与水的条件有关，使得这类问题的研究更具复杂性，所以采用常规的研究方法就更困难。本章主要研究了膨胀性围岩中巷道地压显现规律和支护的模拟方法，包括有限元法和模型试验方法，力图通过这些方法来研究膨胀性围岩中巷道地压显现的一般规律，并提出合理的支护方法。下面主要介绍模拟方法的研究，计算和结果分析将在下一章介绍。

第一节 模拟膨胀地压的有限单元法

近 20 年来，被称为计算力学^[7.3]的数值方法得到了空前的发展，它以理论力学、计算机科学和数值分析相结合为基础。而有限单元法在计算力学领域占有举足轻重的地位，有限单元法不仅便于处理不同介质和非线性问题，而且还便于模拟开挖^{[7.4] [7.5]}。关于这方面已发展了许多通用程序，如 SAP5，NASTRAN，NONSAP，ADINA 和 ABAQUS^{[7.6] [7.7]}以及 NOLM83 等程序^[7.8]，这些程序大都得到了广泛应用。但这些程序都不能处理围岩吸水膨胀问题，关于膨胀问题的有限单元法的研究尚属刚刚起步，Wittke^[1.9]、孙钧^{[2.4] [7.9]}、Richards^[5.5]采用了不同的思路编制了这方面的程序（这些程序编制的基本思想在第一章中已

叙述过, 在此不再介绍)。笔者利用所得的膨胀本构关系, 以刘怀恒^{[28][78]}的二维非线性有限元程序为蓝本, 编制了一套适用于模拟膨胀问题的有限单元法程序 SNFP(Nonlinear FEM Program for Swelling Problem)。下面简要阐述程序编制的主要思路。

1. 基本方程推导

一般弹塑性问题的有限元分析方法, 是采用将载荷增量分段线性化来处理的^[81]。下面首先假设膨胀岩在一定的应力作用下符合弹性假设, 根据变分法的原理推导膨胀问题有限单元方法的解题过程, 以便为程序的编制提供理论依据。

因可将膨胀应力作为一种内力来处理, 并假设其符合小变形理论。所以其平衡条件、几何条件将和外载荷作用的问题相同, 所不同的只是物理条件(即本构方程)。设膨胀应变为 ε_s , 则平面应力问题的本构方程为:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \mu \frac{\sigma_y}{E} + \varepsilon_{s,x} \\ \varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \mu \frac{\sigma_x}{E} + \varepsilon_{s,y} \\ \gamma_{xy} = \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_{xy} \end{cases}$$

稍加修改后得:

$$\begin{cases} \varepsilon_x - \varepsilon_{s,x} = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y) \\ \varepsilon_y - \varepsilon_{s,y} = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x) \\ \gamma_{xy} = \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_{xy} \end{cases}$$

或

$$\begin{cases} \sigma_x = -\frac{E}{1-\mu^2}[(\varepsilon_x - \varepsilon_{0x}) + \mu(\varepsilon_y - \varepsilon_{0y})] \\ \sigma_y = -\frac{E}{1-\mu^2}[(\varepsilon_y - \varepsilon_{0y}) + \mu(\varepsilon_x - \varepsilon_{0x})] \\ \tau_{xy} = -\frac{E}{2(1+\mu)}\gamma_{xy} \end{cases}$$

将上式与弹性问题的本构方程相对比，便可得到：

$$\{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) \quad (4-1)$$

式中 $[D]$ 为由广义虎克定律给出的弹性矩阵，对于平面应力问题为：

$$[D] = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{bmatrix}$$

由此可知，倘若我们以 $(\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\})$ 取代外载荷作用下的 $\{\varepsilon\}$ ，便可得到形式相同的本构方程。下面介绍用有限元求解膨胀应力方法的推导过程。

按照变分法推导有限元的过程^{[82][83][84]}，首先还是进行区域剖分建立求解结点位移的离散模型；然后分片插值，构造单元的位移模式，并建立相应的单元应变矩阵、应力矩阵，计算单元的能量泛函；再由能量泛函极值条件导出求解结点位移的支配方程；由单元结点位移求出单元应变，再由膨胀问题的力学本构方程（4-1）式求出单元的膨胀应力。在这里，单元的位移模式仍可取一般的表示形式：

$$\{f\} = [N]\{\delta\}$$

式中 $\{f\}$ ——单元体内的位移,
 $\{\delta\}^e$ ——单元结点位移,
 $[N]$ ——插值函数。

由于膨胀问题的几何条件与外载荷情况下的相同, 故单元的应变与结点位移之间的关系式仍为:

$$\{e\} = [B]\{\delta\}^e$$

式中 $[B]$ ——几何矩阵。

若将上式代入 (4-1) 式, 便可得到单元的本构方程:

$$\{e\} = [D][B]\{\delta\}^e - [D]\{e_s\} \quad (4-2)$$

由于岩石吸水膨胀产生的膨胀应力是一种内力, 故外力势能为零, 则单元的势能为:

$$\begin{aligned} W^e &= \int_V \frac{1}{2} (\{e\} - \{e_s\})^T [D] (\{e\} - \{e_s\}) ds \\ &= \int_V \frac{1}{2} \{e\}^T [D] \{e\} ds - \int_V \{e\}^T [D] \{e_s\} ds \\ &\quad + \int_V \frac{1}{2} \{e_s\}^T [D] \{e_s\} ds \\ &= \frac{1}{2} (\{\delta\}^e)^T \int_V [B]^T [D] [B] ds \{\delta\}^e \\ &\quad - (\{\delta\}^e)^T \int_V [B]^T [D] \{e_s\} ds \\ &\quad + \frac{1}{2} \int_V \{e_s\}^T [D] \{e_s\} ds \\ &= \frac{1}{2} (\{\delta\}^e)^T [K] \{\delta\}^e - (\{\delta\}^e)^T \{P_s\} \\ &\quad + \frac{1}{2} \int_V \{e_s\}^T [D] \{e_s\} ds \end{aligned}$$

式中 $[K]$ ——单元的刚度矩阵:

$$[K] = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] ds$$

$\{P.\}^e$ ——膨胀的等效节点荷载:

$$\{P.\}^e = \int_{\Omega} [B]^T [D] \{\epsilon.\} ds$$

各单元的总势能为:

$$\begin{aligned} W &= \sum_e W^e = \frac{1}{2} \{\delta\}^T \sum_e ([C]^e)^T [K] [C]^e \{\delta\} \\ &\quad - \{\delta\}^T \sum_e ([C]^e)^T \{P.\}^e \\ &\quad + \frac{1}{2} \sum_e \int_{\Omega} \{\epsilon.\}^T [D] \{\epsilon.\} ds \\ &= \frac{1}{2} \{\delta\}^T [K] \{\delta\} - \{\delta\}^T \{P.\} \\ &\quad + \frac{1}{2} \sum_e \int_{\Omega} \{\epsilon.\}^T [D] \{\epsilon.\} ds \end{aligned}$$

式中 $[K] = \sum_e ([C]^e)^T [K] [C]^e$

$$\{P.\} = \sum_e ([C]^e)^T \{P.\}^e$$

$[C]^e$ ——单元选择矩阵。

根据能量泛函极值条件, 有

$$\frac{\partial W}{\partial \{\delta\}} = 0$$

得:

$$[K] \{\delta\} = \{P.\} \quad (4-3)$$

这就是求解由膨胀引起的结点位移的支配方程。从以上推导的结果可以看出, 膨胀问题的有限元计算与外荷载情况

极为相似。在此将 $\{P_s\}$ 定义为膨胀荷载。在有限元计算过程中，首先按外荷载进行计算。即支配方程为：

$$[K]\{\delta\} = \{P\}$$

确定最终应力场后，根据各单元的应力第一不变量值判断哪些单元属膨胀单元（单元应力第一不变量小于单元的最大体积膨胀应力），最后对膨胀单元按方程（4-3）求解附加节点位移。此时的应力场应按（4-1）式的本构关系进行计算，不能按原来的本构：

$$\{\delta\} = [D]\{\epsilon\}$$

求解单元应力。

在上面本构方程和刚度支配方程中，膨胀荷载的计算中所涉及的膨胀应变，应根据膨胀本构关系求得，即

$$\epsilon_s = -\frac{1}{2}(A + BW/I_1 - C \ln I_1) \quad (4-4)$$

此外，根据连续介质力学理论还可给出平衡方程和几何方程：

平衡方程

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + Y = 0$$

几何方程

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial \mu}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

2. 基本假设

在上面推导以及下面的程序编制过程中，作了如下假设：

(1) 围岩是均质、各向同性的，塑性流动不改变材料的各向同性。对于发生膨胀的单元也按各向同性处理，设膨胀应变在各个方向是相同的。

(2) 分析中涉及到的所有物理量均与时间无关。

(3) 符合小变形理论。事实上，膨胀性问题应按大变形理论处理更为合适，但目前关于地下工程的大变形问题是一个刚刚起步的新课题，有关研究成果较少，在理论上和计算方法等方面尚有大量的问题有待解决。为此本章仅限于在小变形范围内进行讨论。

(4) 假设围岩是理想弹塑性体，在屈服点后，塑性流动不引起体积的改变，不考虑软化问题。

(5) 围岩为弹塑性固体，屈服表面由 Drucker-Prager 屈服准则定义。

关于 Drucker-Prager 屈服准则，简述如下：

屈服函数：

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K$$

式中 I_1 ——应力的第一不变量；

J_2 ——应力的第二不变量；

α, K ——材料的常数。

以上各参数可由以下各式求出：

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

$$J_2 = -\frac{1}{6}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2] + \tau_{xy}^2,$$

$$\alpha = \frac{\tan \varphi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}$$

$$K = \frac{3C}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}$$

• 式中 C ——粘接力;
 φ ——内摩擦角。

3. 有限元计算程序的编制

程序的编制采用初应力法^[85]。考虑围岩膨胀的机理, 膨胀是因巷道开挖后应力的重新分布和吸水引起, 即膨胀只与围岩重新分布的最终应力状态有关, 而与加载步骤无关。所以在分段加载时按一般的弹塑性问题处理, 在所有外荷载加完之后再进行膨胀分析。仅对进入膨胀的单元(应力第一不变量小于最大体积膨胀应力), 按上面推导的本构和支配方程进行计算, 膨胀载荷仍采用分级的加法, 直至单元的前后两次迭代的应力第一不变量之差小于一指定值(此处为 0.0003)为止。

在程序中考虑了过渡单元, 即在增量求解时可能遇到的部分单元, 在本次荷载增量之前处于弹性状态($F < 0$), 本次荷载增量时进入塑性状态($F > 0$)。这种过渡状态的单元, 屈服点的应力对应于两次荷载增量之间的某一值。该屈服点须用插值求得, 其初次迭代的弹塑性应力增量的计算改成如下形式^{[28][76]};

$$\{\Delta \sigma'\}_i = ([D] - \beta[D_p])\{\Delta e_i\}_i$$

式中 $\beta = F'/(F' - F)$

$\{\Delta\sigma_i\}_j$ —— 弹塑性应力增量;

$[D]$ —— 弹性矩阵;

$[D_p]$ —— 塑性矩阵;

$\{\Delta\varepsilon_i\}_1$ —— 初次迭代应变增量。

程序中还加了迭代因子, 主要考虑由于围岩膨胀出现大范围的塑性区时, 收敛速度甚缓, 以迭代因子来改变其收敛性。

迭代因子取决于单元的塑性程度, 即在每次迭代中的 F 值愈大 ($F > 0$), 则表明应力偏离屈服面愈远^[7, 8]。当屈服准则采用 Drucker-Prager 屈服准则时, 有:

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K > 0$$

或

$$\alpha I_1 + \sqrt{J_2} > K$$

式中符号意义同 (4-5) 式。

取比值

$$A = \frac{K}{\alpha I_1 + \sqrt{J_2}} = \frac{K}{F + K}$$

来表征单元的“塑性程度”, 并取:

$$\delta = 1 - A$$

显然, F 愈大, A 愈小, δ 亦愈大, 反之, 当 $F \rightarrow 0$ 时, 则 $\delta = 0$ 。取 δ 值作为迭代因子, 则对于每次迭代, 非线性的应力及初应力的等效荷载应为:

$$\{\sigma_i\}_j = \{\sigma_i\}_{j-1} + (1 + \delta)\{\Delta\sigma_p\}_j$$

$$\{\Delta F_p\}_j = (1 + \delta) \int_V [B]^T \{\Delta\sigma_p\}_j dv$$

式中 i —— 载荷增量次数;

j —— 迭代次数。

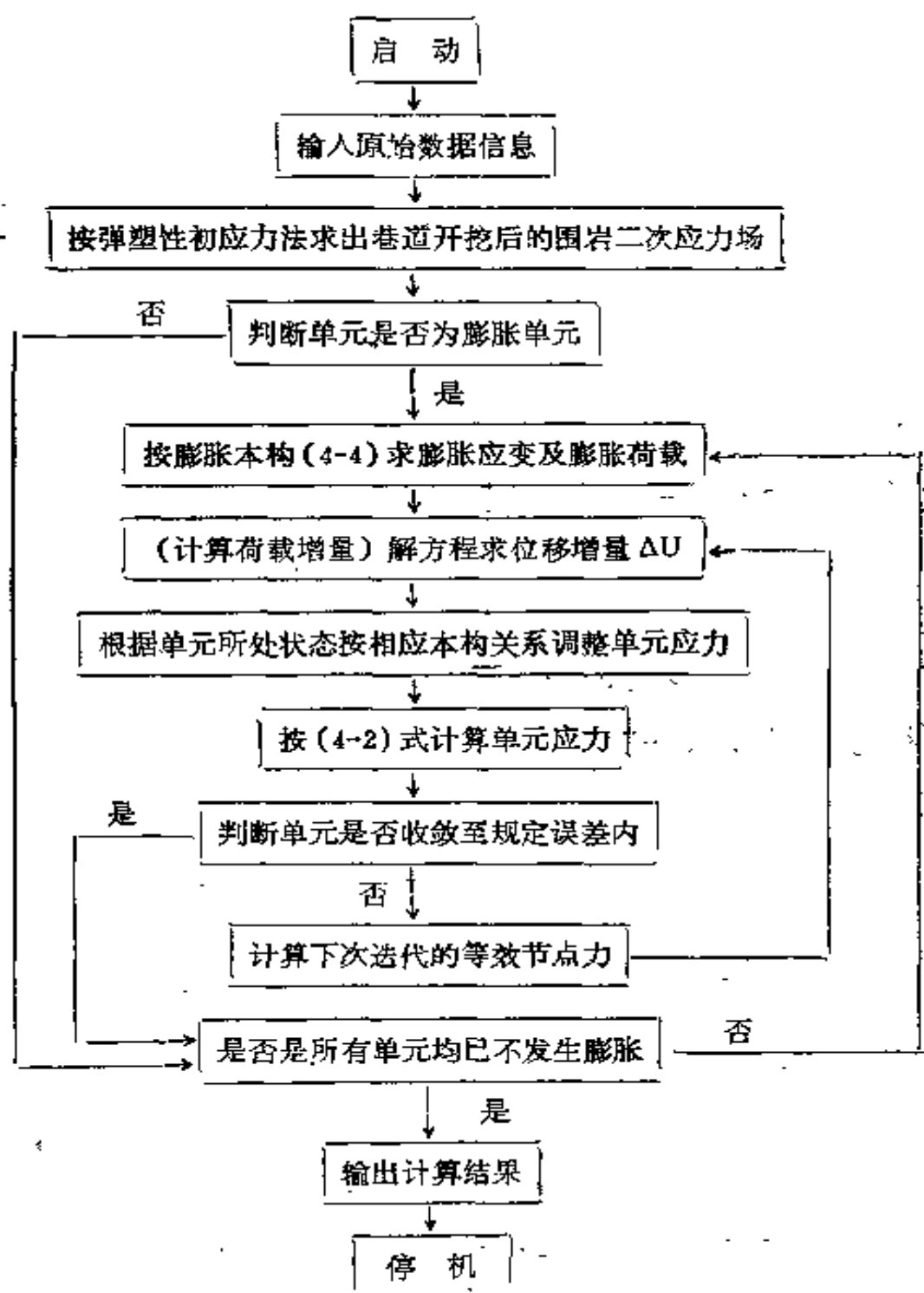


图 4-1 程序框图

采用上述迭代因子可以明显减少迭代时间。

在程序编制时,利用了刘怀恒有限元程序的前处理及后处理程序^[86],并建立了与高级科技绘图软件GRAPHER^[87]接口的顺序文件,使得在微机上进行有限元计算方便、准确,处理数据和绘制最终结果图节省时间。详细的程序编制方法,在此不一一详述,程序框图见图4-1。

4. 程序的验证

在程序调通后,将其与无限体中圆形隧道的解析解(Kirsch)进行了对比分析,以便验证程序的正确性。

为了便于对比,令单元的最大膨胀体积应力为零,则程序退化为弹塑性分析程序。网络划分如图4-2所示,均布荷

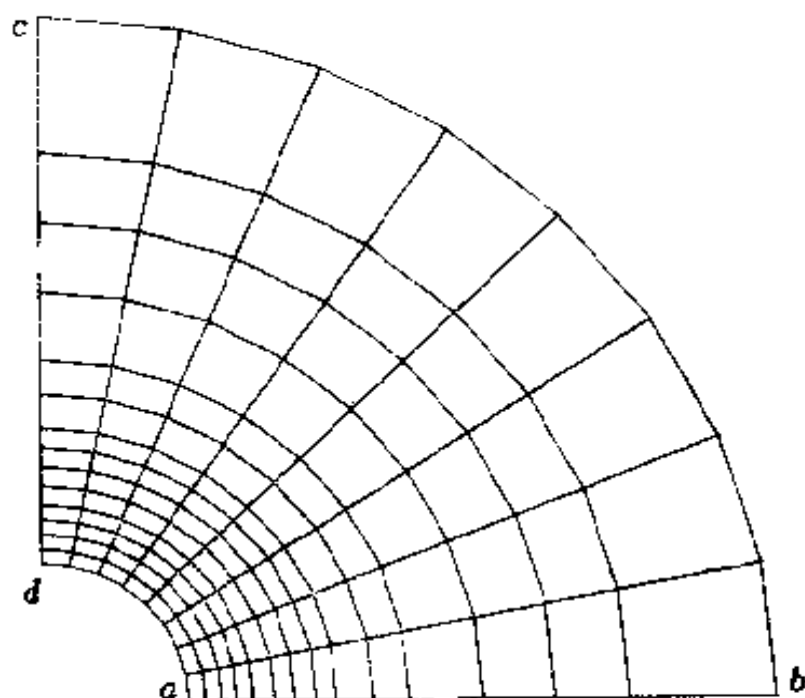


图 4-2 有限元网格图

载作用在剖分区域的外边界 bc 上，这与 Kirsh 解的模型是相同的。荷载增量次数为 5 次。单元总数为 112，节点总数为 135，剖分区域直径为 $5R$ 。

计算参数取为：

弹性模量 $E = 108.5 \text{ MPa}$

粘结力 $C = 0.184 \text{ MPa}$

内摩擦角 $\phi = 28.5^\circ$

垂直方向均布荷载 $P_v = 0.52 \text{ MPa}$

水平方向均布荷载 $P_h = 0.26 \text{ MPa}$

将有限元分析所得的水平轴方向上的轴向应力 σ_x 和切向

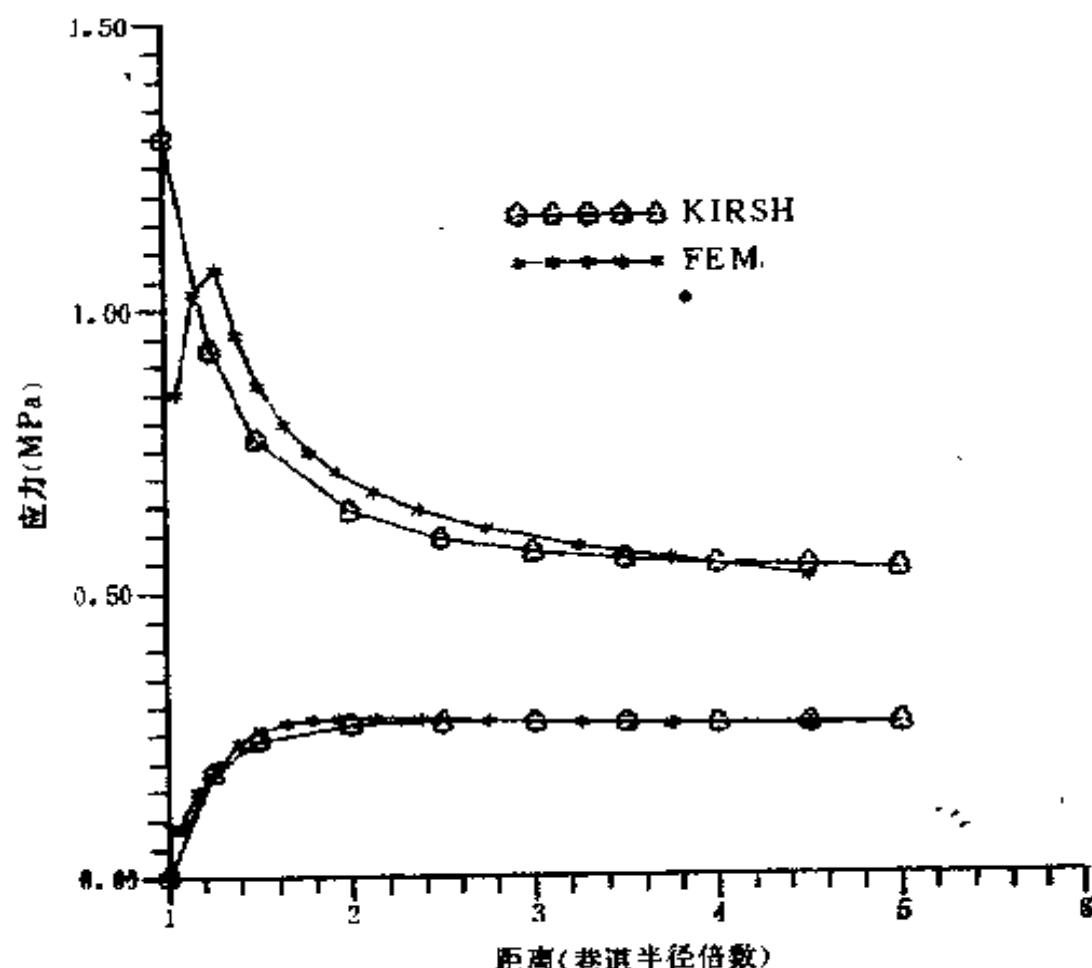


图 4-3 有限元计算结果与 Kirsh 解的对比

应力 σ_θ 结果与 Kirsh 解一同画在图 4-3 中。Kirsh 解为^[69]：

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{P}{2} \left[(1+\lambda) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-\lambda) \right. \\ &\quad \cdot \left. \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \\ \sigma_\theta &= \frac{P}{2} \left[(1+\lambda) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-\lambda) \right. \\ &\quad \cdot \left. \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]\end{aligned}$$

式中 λ ——侧压系数；

a ——巷道半径；

θ ——与水平轴的夹角。

从图 4-3 中可以看出，轴向应力 σ_z 基本与 Kirsh 解相同，切向应力 σ_θ 与 Kirsh 解有一定的差异，但它完全符合塑性理论。由此可以证明程序计算是正确的。

上面介绍了程序编制的基本思想以及程序的验证，具体模型的计算分析将和模型试验的结果分析一同在下一章中介绍。

第二节 模型试验模拟方法^[26]

1. 引言

相似模拟试验对岩石力学的发展起了一定的推动作用。特别是在早期，数值模拟方法尚未得到广泛应用之前，一些学者采用相似模拟试验所得出的一些结果至今仍在沿用。如 Bonsall 等人研究了各种形状巷道围岩内应力和应变分布情况，提出了松动区的形状和范围^[69]；Roest 模拟了自承岩环作用的机理；鲍里索夫模拟了松散体围岩变形的特

点^[90]，Hendron 模拟了节理岩体中圆形隧洞的锚杆支护情况^[91]，奥顿哥特模拟了各种治理巷道底鼓的措施^[92]。关于这方面的研究成果不胜枚举。在数值模拟方法已取得了很大进展的今天，由于岩石的力学性质和结构十分复杂，用理论解析法来解决这类问题十分困难。目前解析法只能为形状简单的地下工程提供围岩应力场和位移场的理论解，要想验证数值模拟方法的正确性，仍需用相似模拟试验来证实。采用相似模拟试验研究方法，可以清楚直观地反映出在不同的受力条件下巷道的变形过程和规律。

本章所述的模型试验的目的是为了定性地模拟膨胀地压的活动规律及几种支护方案的作用原理，对模型试验应力与变形的相似性未做深入研究。

2. 模拟试验方法

模拟试验材料选用 1 号岩样，经粉碎（颗粒直径小于 1mm）、烘干后，再参入一定比例的水，在模具内压实。材料容重相似比为 1.32，初始含水量为 10%，模型几何尺寸相似比为 100。

模型结构示意图如图 4-4 所示。此模型是在丁延梭为模拟金川二矿地压显现规律所制作的巷道模型的基础上改装而成的，最大外形尺寸为 400mm × 400mm × 80mm。

在模型表面设置了测点，以观测巷道周围的位移。测量方法是采用摄影测量的方法，即根据大地测量原理，建立物—象之间的坐标换算关系，求出各测点的位移值。

巷道形状为半圆拱形，墙高 22mm，拱半径为 18mm。并进行了支护模拟，水泥喷层厚度约为 1mm，锚杆支护采用大头针模拟，长度为 25mm。

3. 试验方案设计

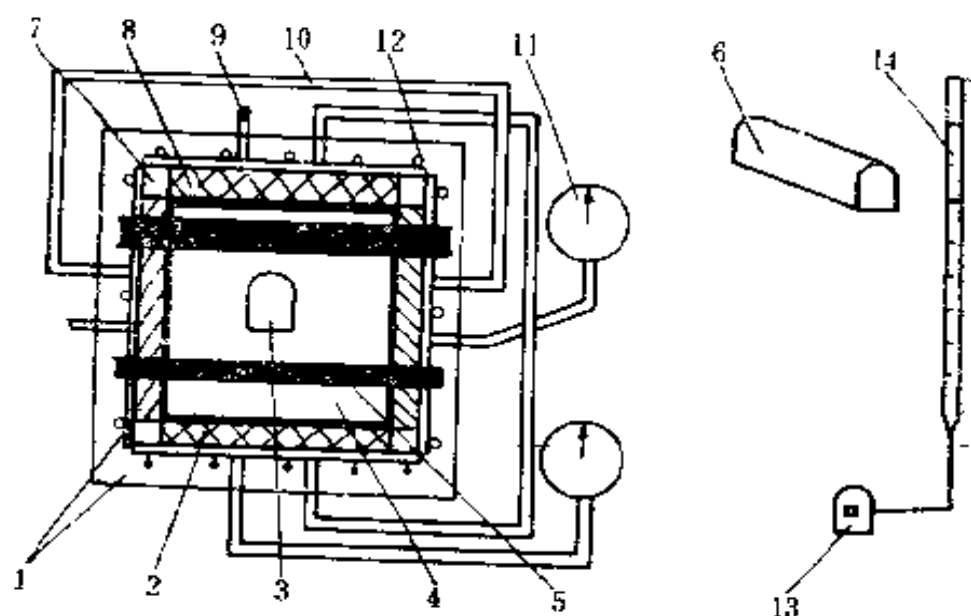


图 4-4 模型结构示意图

1—框架；2—加压装置；3—巷道；4—模型材料；5—保护钢条；
6—巷道模；7—木块；8—缓冲橡胶；9—进气口；10—进气管；
11—压力表；12—螺栓；13—塞子；14—碱式滴定管

为了模拟膨胀性围岩中巷道的支护情况，共做了以下三个试验：

(1) 巷道无支护，侧压系数为 1，外边界均匀分布荷载为 0.26MPa。

(2) 在侧墙、拱部进行了喷锚支护，锚杆布置形式如图 4-5a 所示。侧压系数为 2，水平方向均布荷载为 0.52MPa，

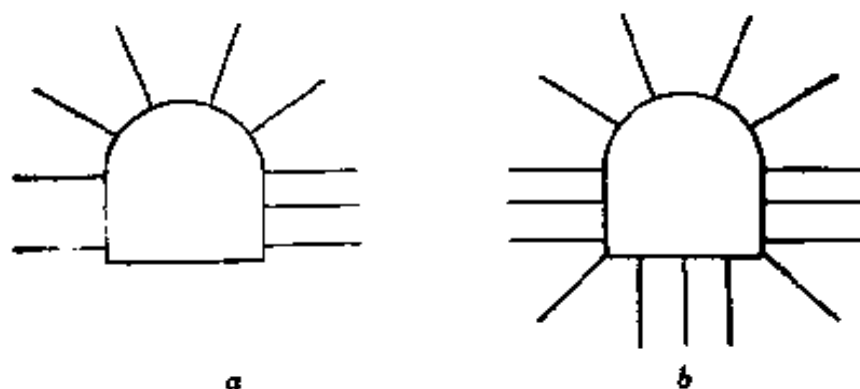


图 4-5 锚杆布置示意图

a—底板不锚固；b—底板锚固

垂直方向均布荷载为 0.26MPa 。

(3) 在侧墙和拱部进行了喷锚支护, 底板用锚杆锚固。锚杆布置形式如图 4-5b 所示, 加载情况同(2)。

上述三个试验的主要结果列于表 4-1 中:

表 4-1 模型试验的主要结果

| 模型试验号 | 试验持续时间(d) | 最终吸水量(mL) | 底板中点最终位移(mm) |
|-------|-----------|-----------|--------------|
| 1 | 15 | 136 | 12.3 |
| 2 | 30 | 321 | 16.7 |
| 3 | 17 | 252 | 4.9 |

试验结果分析将在下一章叙述。

第五章 巷道支护的数值模拟分析

本章通过对模型试验所建模型的数值模拟分析,讨论了巷道围岩发生膨胀的力学机制及支护效应。由于膨胀地压显现突出表现为巷道的底鼓,所以本章的讨论重点集中在巷道的底板。

第一节 分析方案及基本参数

巷道大小及形状与模拟试验模型相同。考虑到轴对称性,计算范围取试验模型的一半,即 $130\text{mm} \times 260\text{mm}$ 。单元网格划分如图 5-1 所示,单元总数为 335,节点总数为 373, ab 边为垂直方向固定边界, ad 边为水平方向固定边界, bc 和 cd 边为均布荷载边界,不考虑单元的自重,侧压系数为 $\lambda = 1$ 。

由于模型试验过程是充足供水的,所以在分析时假设各单元是充足吸水的。计算参数取值如下:

力学参数:

弹性模量: $E = 108.5\text{MPa}$

泊松比: $\mu = 0.3$

粘结力: $C = 0.044\text{MPa}$

内摩擦角: $\varphi = 28.5^\circ$

单元最大膨胀体积应力: $\sigma_{\max} = 1.5\text{MPa}$

外边界均布荷载: $P = 0.26\text{MPa}$

初始含水量: $W_0 = 10\%$

水泥喷层的力学参数^[94]:

弹性模量: $E = 1.5 \times 10^4\text{MPa}$

泊松比: $\mu = 0.16$

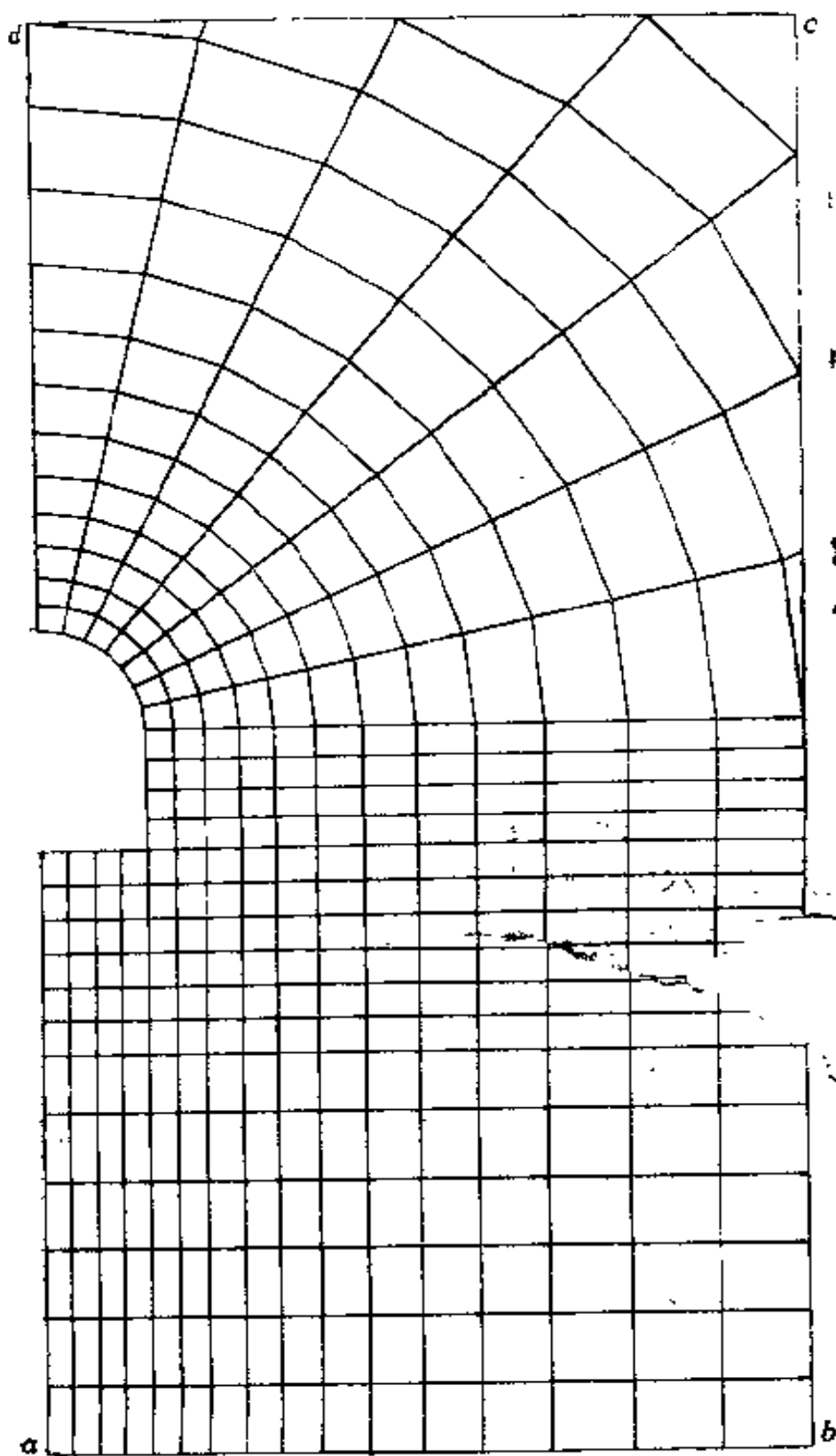


图 5-1 单元网格划分

粘结力: $C = 3\text{MPa}$

内摩擦角: $\varphi = 37^\circ$

单轴抗拉强度: $R_T = 14.7\text{MPa}$

喷层厚度: 1mm

喷层单元数: 11

锚杆的力学参数^[94]:

弹性模量: $E = 2 \times 10^5\text{MPa}$

单轴抗拉强度: $R_T = 1.9 \times 10^4\text{MPa}$

锚杆类型: 非预应力锚杆

为了了解膨胀性围岩膨胀的力学机制及对各种支护方案进行比较, 本书进行了以下 6 个方案的数值模拟分析:

(1) 无支护, 弹塑性模拟分析 (令最大体积膨胀应力等于零, 吸水量等于零);

(2) 无支护, 可膨胀性围岩模拟分析;

(3) 边墙和拱部施加锚杆, 可膨胀性围岩的模拟分析 (锚杆布置形式同图 4-5a);

(4) 边墙和拱部施作水泥喷层, 可膨胀性围岩的模拟分析;

(5) 边墙和拱部施作锚喷支护, 可膨胀性围岩的模拟分析 (锚杆布置形式及水泥喷层情况分别与(3)、(4)相同);

(6) 边墙和拱部施作锚喷支护, 底板施加锚杆 (锚杆布置形式同图 4-5b)。

规定: 应力、应变均以受拉为正。

第二节 各种方案的模拟结果分析

弹塑性围岩模拟 (方案 1) 的塑性区分布如图 5-2 所示。进入塑性状态的单元共 17 个, 塑性区分布基本均匀,

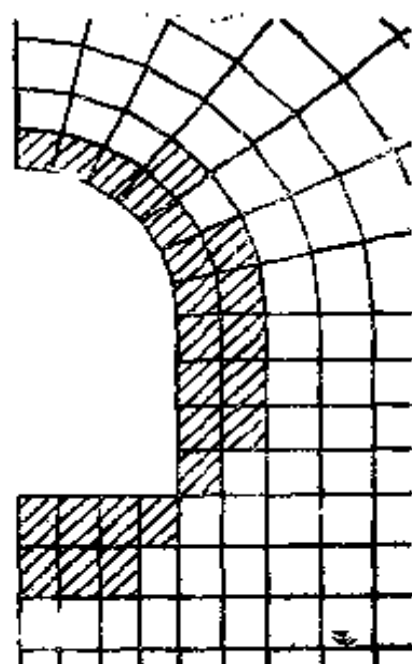
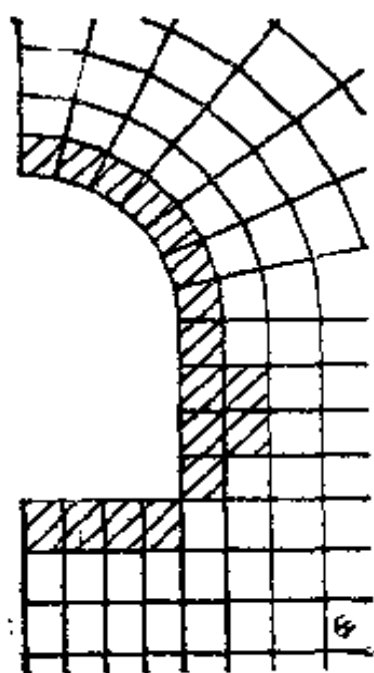


图 5-2 方案1 塑性区分布 图 5-3 方案2 塑性区分布

在直墙下部较大。图 5-3 是无支护条件下膨胀性围岩有限元模拟（方案 2）的塑性区分布图。进入塑性状态的单元共计 24 个，比弹塑性围岩模拟结果明显增多，在底板和直墙部位进入塑性状态的单元较多，在拱顶及拐角部位进入塑性状态的单元较少。在拐角部位的单元一般是处于三向受压状态，虽然在这种部位是应力集中的部位，但单元所受主应力的差值较小，相应地进入塑性状态的单元也较少。

上述两种方案有限元模拟的主应力等值线对比情况见图 5-4。两种情况截然不同，可膨胀性围岩的主应力值比弹塑性围岩的主应力值大得多，墙角处的应力集中现象也明显下降，相对在拱角部位的应力集中现象较明显。产生这种现象的主要原因是由于围岩发生膨胀，使在巷道底板产生了较大的位移，引起应力转移。而在拱角部位，由于周围单元限制膨胀位移的产生，造成了膨胀应力集中现象。另外，在距直

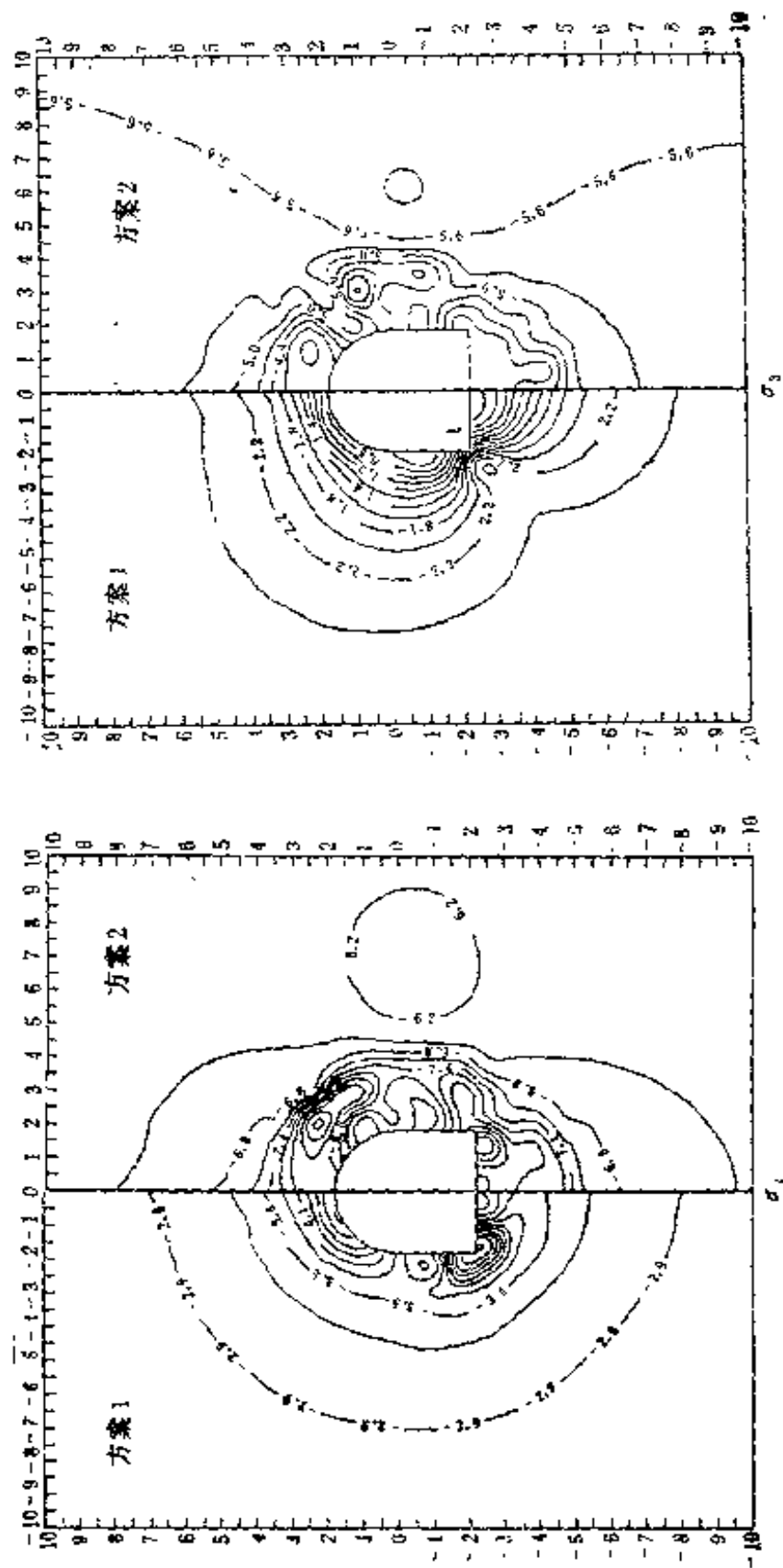


图 5-4 方案1和方案2主应力等值线图

墙边和拱边半倍洞径至一倍洞径处形成了应力升高区，形成原因同上。

对膨胀性围岩施加锚杆后的有限元数值模拟（方案3）的塑性区分布如图5-5所示。进入塑性状态的单元共23个，塑性区的分布出现不连续现象。产生这种现象的原因是由于在锚杆的端头有应力集中现象，而在锚杆中部的单元处于锚杆的保护作用下，中间一层单元形成了挤压带，即“加固带”。产生这种现象是符合锚杆的作用机理的。图5-6为在直墙和拱部施作水泥喷层后（方案4），有限元模拟的塑性区分布图。进入塑性状态的单元共计17个，塑性单元的总数目减少，底板进入塑性状态的单元稍有所增加。上部塑性单元减少的原因是由于喷层能与围岩密贴和粘结，并给围岩表面施以抗力和剪力，从而使围岩处于三向受力的有利状态；另外由于喷层属柔性支护，能使围岩在不出现较大变形的前提下，进入一定程度的塑性，从而使围岩“卸载”，所以

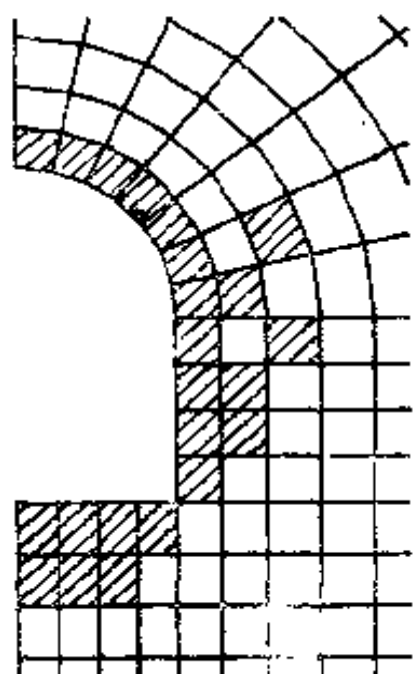


图 5-5 方案3 塑性区分布

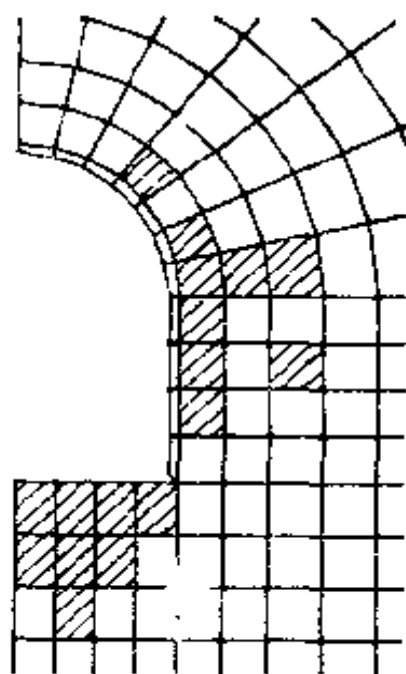


图 5-6 方案4 塑性区分布

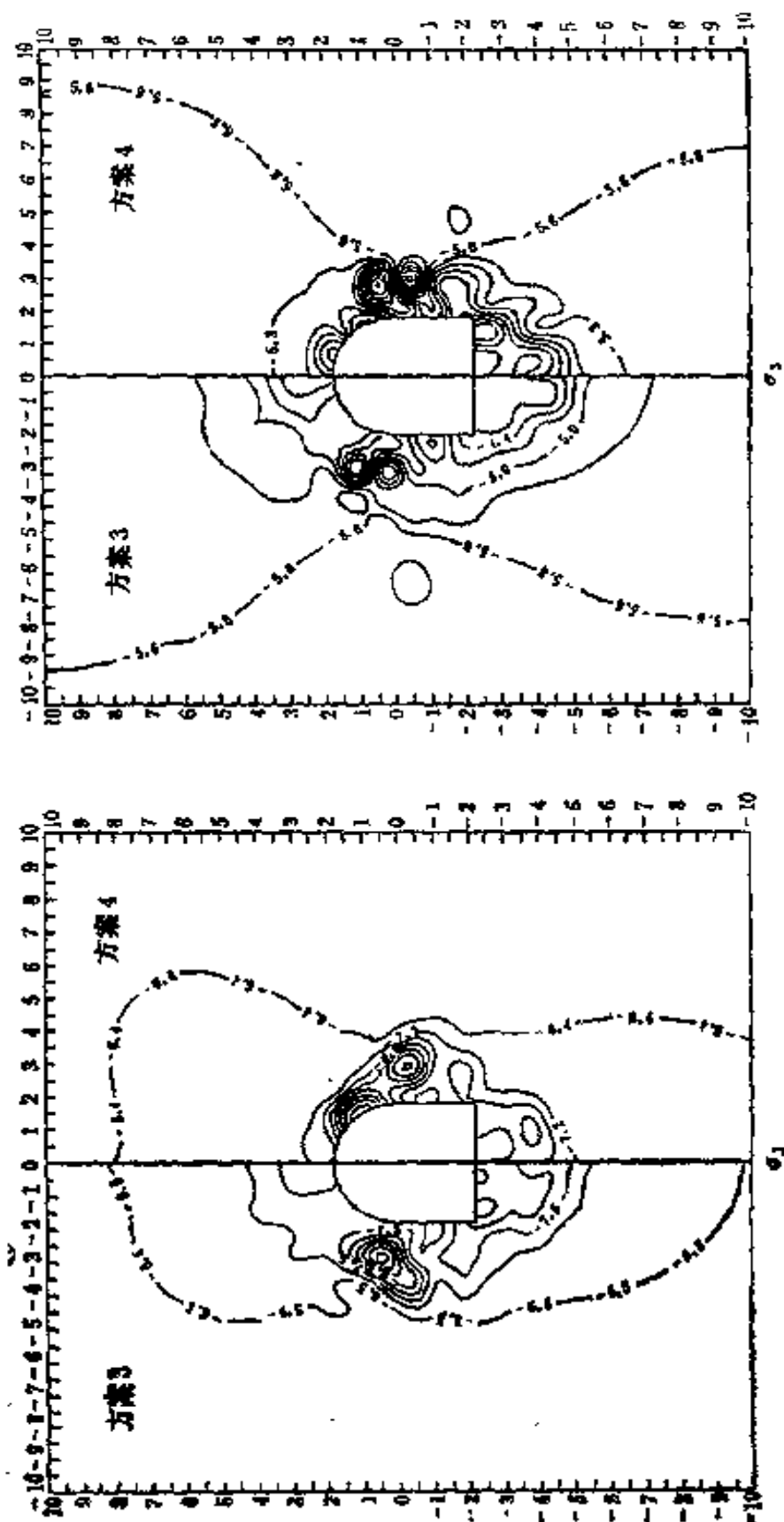


图 5-7 方案 3 和方案 4 主应力等值线图

仍有一部分单元进入塑性状态。

上述两种方案有限元模拟的主应力等值线对比情况如图 5-7 所示。将此图同图 5-4 中的方案进行对比可知，这两种支护方案均起到了改善巷道围岩应力状态的作用。采用锚杆支护的方案较大地改善了巷道周边的应力集中现象，在整个锚杆长度范围内形成了一个承压带，锚杆的端部有明显的应力集中现象。采用喷层支护的方案，在巷道周边半倍巷道半径的范围内形成应力集中带，特别是在直墙上部表现尤为突出。在巷道底板深部有一定的应力集中现象，这与图 5-6 是相对应的。

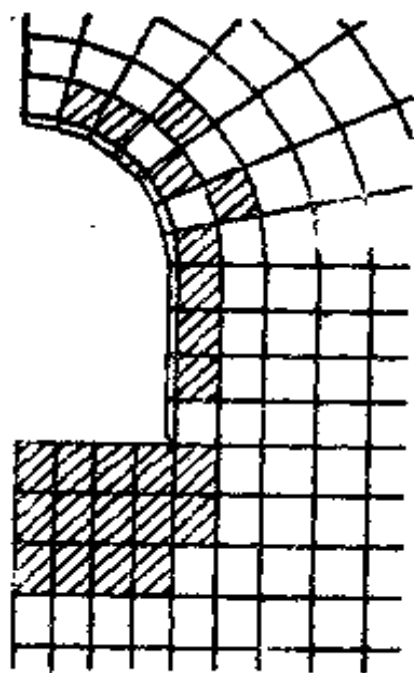


图 5-8 方案 5 塑性区分布

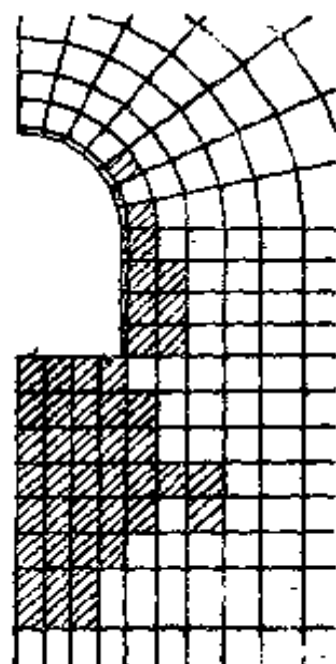


图 5-9 方案 6 塑性区分布

在直墙和拱部施作锚喷支护方案（方案 5）的有限元模拟分析的塑性区分布情况如图 5-8 所示。进入塑性状态的单元共计 24 个，包括一个喷层单元。巷道底板部位进入塑性状态的单元明显增多，这是由于上部的锚喷支护在一定程度上限制了底板发生底鼓位移的结果。另外由于锚杆和喷层的

共同作用，锚杆将一部分围岩内部的应力传递给了喷层，使支护结构均匀分担围岩的膨胀压力，造成塑性区外移和使部分喷层单元进入塑性状态。图5-9为在巷道上部采用喷锚支护，在底板施加锚杆（方案6）的塑性区分布图。进入塑性状态的单元共计44个，底板34个，上部10个（包括一喷层单元）。由于底板锚杆在很大程度上限制了底鼓位移的产生，造成在底板部位产生膨胀压力集中的现象，进而使得底板部位进入塑性状态的单元急剧增加。另外打底锚的结果还造成了上部塑性区下移，即拱部进入塑性状态的单元较少，而直墙下部进入塑性状态的单元增多。这是由于整个巷道支护系统共同作用的结果，同时也说明膨胀性围岩巷道地压的显现突出表现在巷道的底板。

图5-10为上述两个方案的主应力等值线对比图。从图中可知，由于施加了底锚，使巷道直墙和拱部围岩的应力状态得到了极大改善。同时巷道拐角处的应力集中转移到巷道底板中点处，这是由于底板中点向上鼓起的趋势最大，而由于底板锚杆的抵抗作用，相应的膨胀压力也就最大。

从对以上模拟结果的分析可以得出这样的结论：对巷道围岩某一部位施加支护，不仅仅改善了该部位的受力状态，而且也在一定程度上改善了巷道周边围岩其它部位的受力状况。特别是当对巷道底板进行锚固时，将大大改善巷道直墙和拱部围岩的受力状态。因此在膨胀性围岩中开挖巷道，对底板的锚固，即对底鼓的治理是十分重要的，底鼓治理的好坏直接影响着整个巷道支护系统的稳定性。

图5-11为巷道底板中心线上各点的位移情况。各曲线代表的意义为：

曲线1——无支护的情况（方案2）；

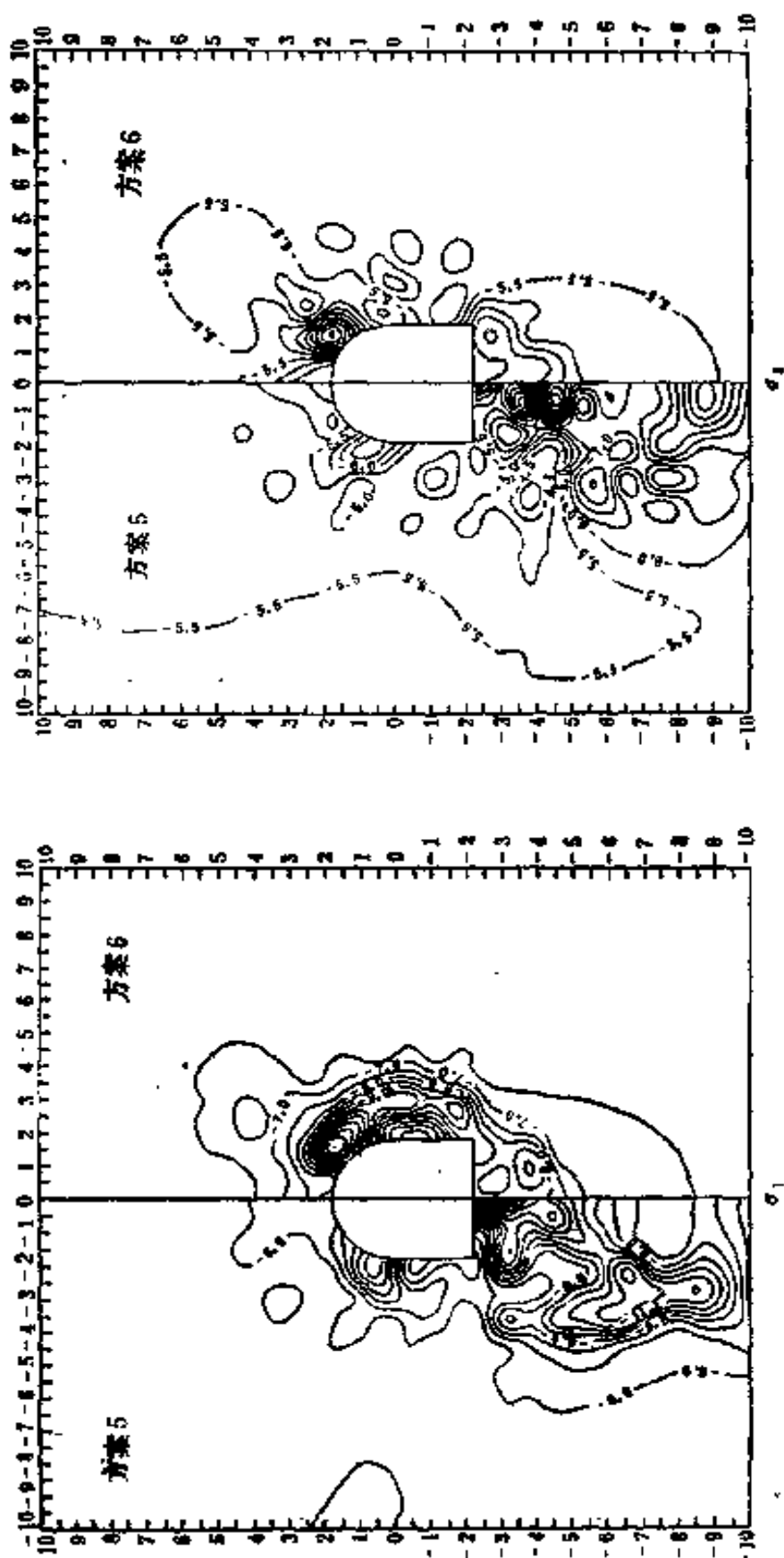


图 5-10 方案 5 和方案 6 主应力等值线图

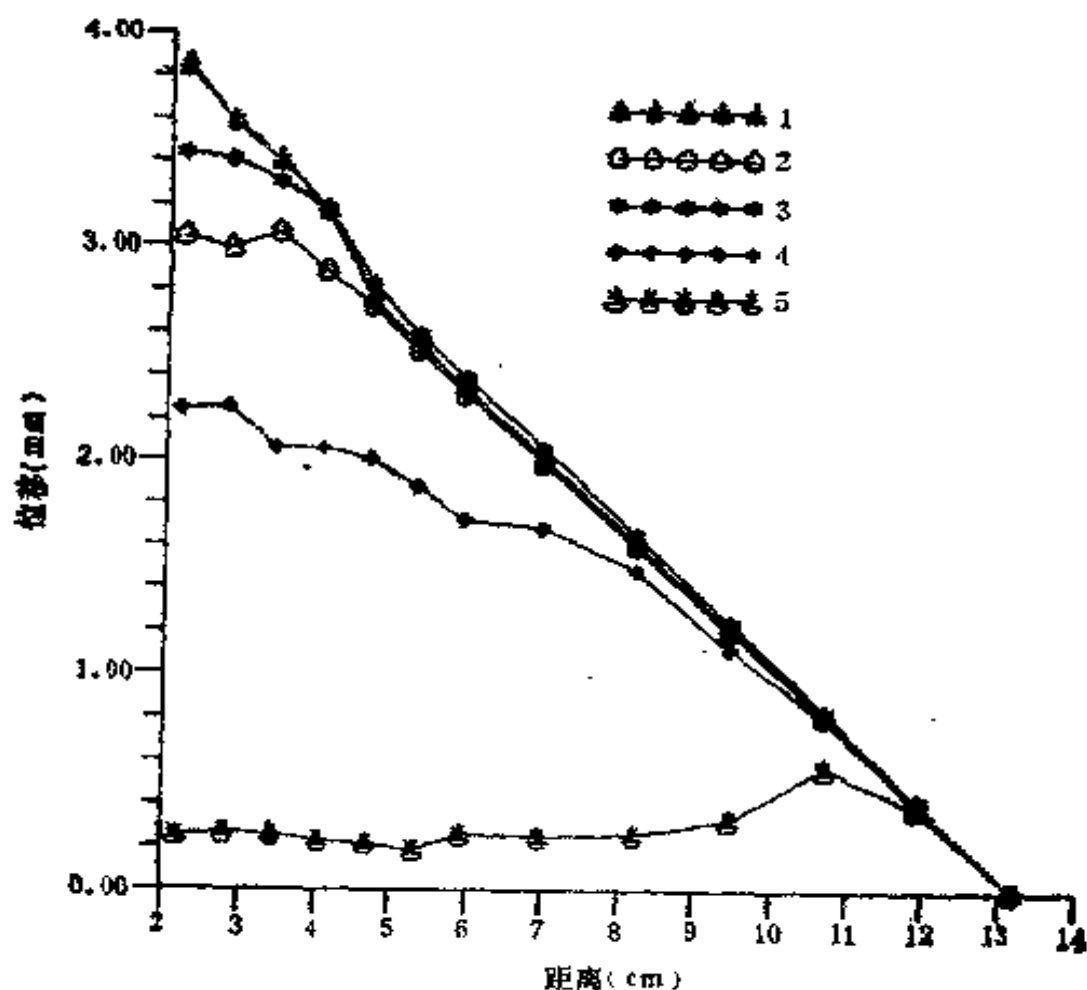


图 5-11 巷道底板中心线上各点的位移

曲线 2 ——在巷道直墙和拱部施加锚杆支护的情况 (方案 3);

曲线 3 ——在巷道直墙和拱部施作水泥喷层支护的情况 (方案 4);

曲线 4 ——在巷道直墙和拱部采用锚喷联合支护的情况 (方案 5);

曲线 5 ——在巷道直墙和拱部采用锚喷联合支护, 底板施加锚杆支护的情况 (方案 6)。

从图中可以看出, 当采用锚杆或喷层单独支护时, 对底板

位移的影响范围较浅，约为巷道半径的一倍半的范围内（喷层的影响范围比锚杆的小）。当采用锚喷联合支护时，可以影响到底板深部的位移，抑制底板发生底鼓的作用也较大。方案5与方案2对比，底板中点的最大底鼓量减少了42%。因此在巷道支护时，应将锚杆和喷层同时使用，也只有这样才能充分发挥各自的支护功能。曲线5所示打底板锚杆的情况，大大地限制了底板向上鼓起，与曲线1（方案2）对比，底板中点的底鼓量减少了95%，与曲线4对比（方案5），底板中点底鼓量减少了90%。由此说明底板锚杆对控制底鼓的作用是非常大的。

图5-12为模型试验巷道底板中心线上各点的位移情况。各曲线代表的意义为：

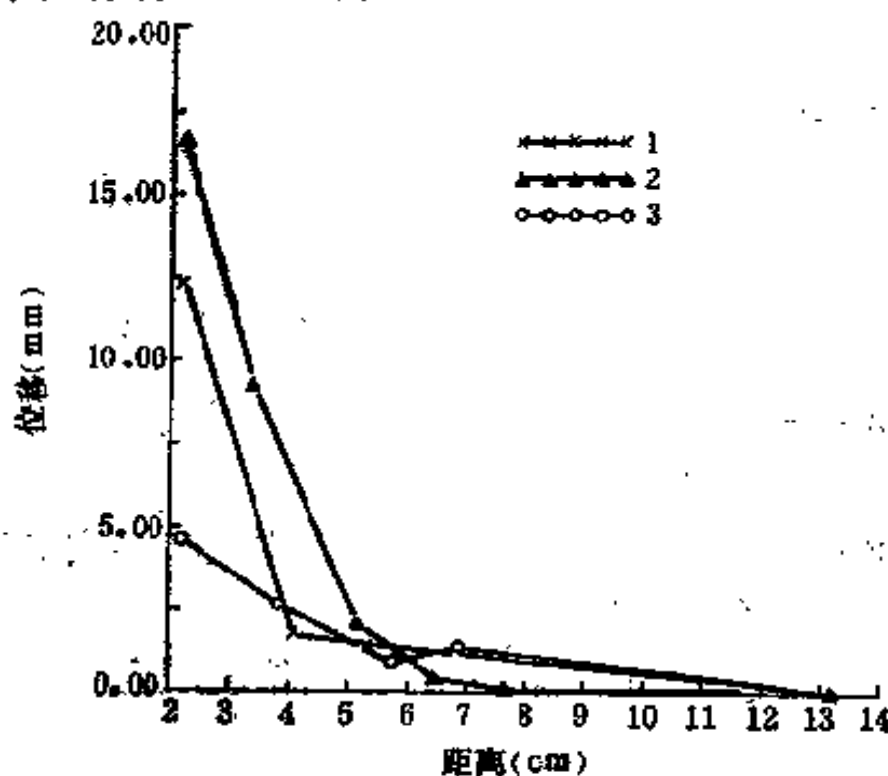


图 5-12 模型试验底板中心线上各点的位移

曲线1——模型试验1，无支护的情况；

曲线 2 ——模型试验 2，在巷道直墙和拱部施作锚喷联合支护的情况；

曲线 3 ——模型试验 3，巷道上部采用锚喷联合支护，底板施加锚杆。

将该图与有限元模拟的结果（图 5-11）进行对比，两者不论在量级上还是在形式上都有一定的差别。其原因主要有以下几条：

（1）用有限元模拟分析时，假设围岩是理想的弹塑性体，在屈服点之后，围岩发生塑性流动，材料强度和体积无改变，围岩的残余强度等于极限强度。而实际上，当膨胀性围岩吸水后会产生围岩软化现象，不论是围岩的强度还是弹性模量都将大大降低，因此用有限元模拟位移的结果比模型试验模拟位移的结果要小；

（2）用有限元模拟分析时，假设各个单元是充足吸水的，虽然在做模型试验时，供水充足，但事实是各个部位吸水并不均匀。在巷道周边一定范围内（距巷道周边一倍跨度范围内）吸水量比较大，造成在该范围内的位移值迅速增大。从图 5-11 中可以看出，方案 2 与方案 3 在距巷道周边一倍跨度处的位移斜率也相应增大。在这一点上，有限元和模型试验的趋势是相同的；

（3）用有限元模拟分析所得锚杆支护的作用较大的原因，是由于有限元模型是二维的，即杆单元在有限元分析时是按板单元处理的。即在巷道的轴向方向锚杆是无限长的平板。

模型试验 3 巷道底板中点的底鼓量比模型试验 2 相应值减少 72%，图 5-12 显示模型试验 1（未支护的情况）底板中点的底鼓量比模型试验 2 的值还小。这是由于模型试验 1 的

位移值尚未趋于稳定的原因。这一点可以从巷道底板中点的位移随时间变化的曲线（图 5-13）看出。图 5-13 各曲线代表的意义同图 5-12。从图 5-13 还可看出，试验 2 基本趋于稳定，而试验 1 尚未达到稳定，试验 3 的位移则已完全稳定，不随时间的增长而增大。另外，从各试验的吸水量上看也是这样的（表 4-1），试验 1 仅吸了 136mL 水，吸水尚未稳定，就停止了试验，而试验 2 则吸了 321mL 水，吸水已基本稳定。

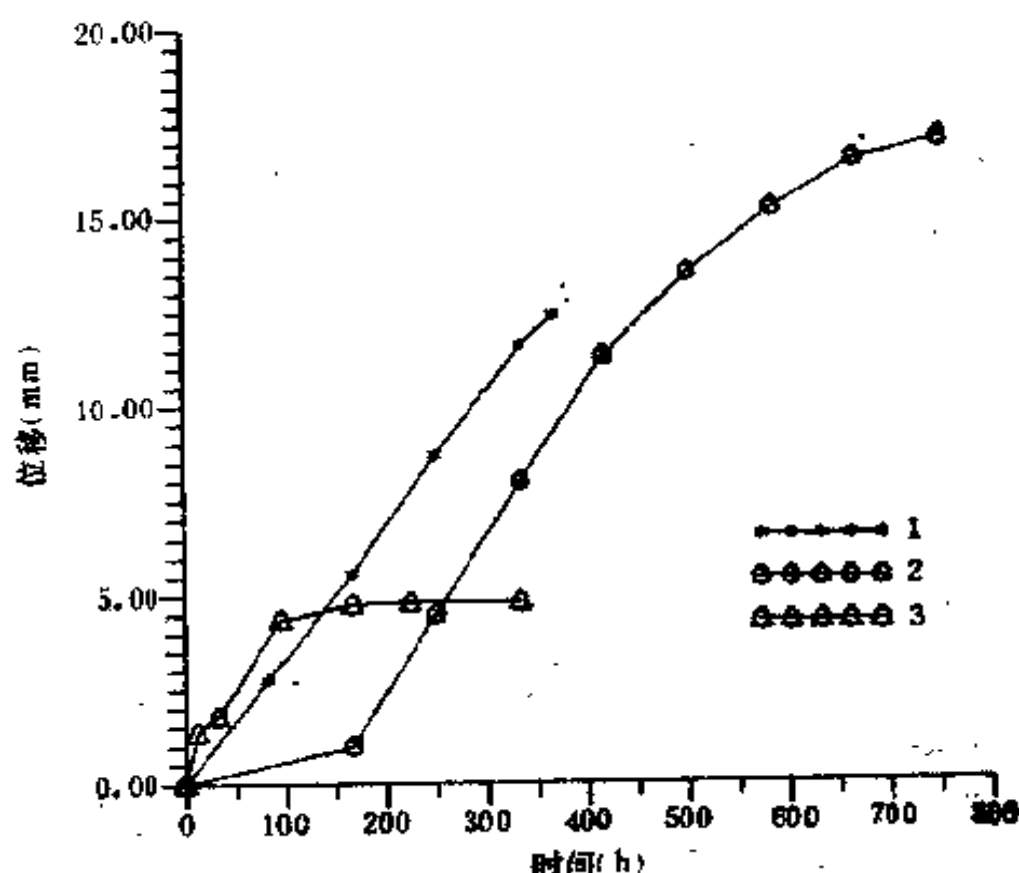


图 5-13 巷道底板中点位移随时间的变化曲线

试验 3 吸水 252mL，底鼓就已稳定，与试验 2 吸水 321mL 基本稳定相比，吸水量少 21%，这一点证实了第三章得出的膨胀岩吸水量是其所受应力的函数的结论。即当在巷道底板打锚杆后，使底板围岩处于三向受力状态，围岩体

积应力相对增大，与之相对应的吸水饱和值也就减小，最终体现为底鼓量的大大减小。

分析有限元数值模拟及模型试验模拟的结果，可以得出这样的结论：在膨胀性围岩中，在巷道上部采用锚喷联合支护，配合在巷道底板打锚杆的支护方案是可行的。底锚对底鼓的产生起到了相当大的控制作用。

底锚成功的原因可以总结为以下几条：

（1）支护及时，上述用有限元模拟分析以及用模型试验模拟，都是在巷道开挖后，立即施加锚杆，此时围岩尚未吸水软化；

（2）锚杆较长，相当于巷道跨度的 $2/3$ （巷道跨度为 36mm ，锚杆长为 25mm ）；

（3）巷道底板形成了一个整体，使围岩处于三向应力状态，体积应力相对较高，吸水能力减弱。

从一般的锚杆锚固原理来讲，使用底板锚杆是有一定条件的。即只有在比较良好的矿山地质条件下，如在底板下部有不膨胀并能在其中锚固锚头的坚硬岩层时，或底板岩层是非塑性且含水量不多时，也就是说通过锚杆将巷道底板岩石与下面的坚固岩石结合起来，来阻止底板向上鼓起，只有这时锚杆锚固方可取得积极的效果。但从模型试验及有限元模拟情况来看，并不符合上述条件。在底板下部不存在坚硬的岩层（对模型试验来讲，只是底板下部的吸水量较小些，但也不存在上面所述的坚硬岩层），但底板锚杆仍取得了积极的效果。其主要原因是由于底板锚杆的作用减轻了底板岩石的松动和活化程度，改善了底板岩层的受力状态，减弱了底板岩层吸水的能力（岩层所受体积应力越大，吸水能力越弱，第三章的结论），从而大大减小了底板的底鼓量。

在国外，曾做过大量的底板锚固的井下试验。第一次锚固试验结果是由F. 朗格克尔在1952年的报告中提出的^[62]。该试验是在豪斯哈姆矿井的层状岩石巷道底板进行的。F. 朗格克尔还进行了底板锚固的第一次模型试验。他在一个回采顺槽试验了缝楔式和涨壳式锚杆以及长度为1m的砂浆锚杆。锚杆密度为每平方米巷道底板1根锚杆。由于F. 朗格克尔取得了有价值的成果，紧接着许多学者做了大量的这方面的研究工作。

M. 奥顿哥特^[62]对1978年以前的底板锚固工作进行了总结，认为：

- (1) 使用底板锚杆成功和不成功的大致相等；
- (2) 底板锚杆使用成功的原因是：锚杆密度较大，以及早期安装锚杆，即在掘进工作面推进后立即安装；
- (3) 使用的锚杆都很短，一般不超过2m。

分析上述三条结论，底板锚固不成功的原因，一是安装锚杆不及时；另一个原因是锚杆太短。按一般巷道跨度为4m计算，锚杆长度仅为巷道跨度的1/2。在我国淮北朱仙庄矿也曾试验过底板锚固支护^[95]，锚杆长为1.6m，排间距为0.5m，支护未获成功。

综上所述，在膨胀性围岩中对巷道底板采用锚杆锚固方案，一定要满足两个条件：及时安装锚杆，锚杆的长度应大于巷道跨度的2/3。

第三节 膨胀性围岩中巷道开挖与 支护的建议和措施

根据上述分析结果以及膨胀岩膨胀的机理，作者对膨胀

性围岩中巷道的开挖与支护提出了如下几点建议和措施，以供读者参考。

（1）水是膨胀岩产生膨胀的重要原因之一。在巷道施工以及在生产过程中，一定要及时排掉施工用水以及生产用水，避免水同膨胀性围岩直接接触，是维护巷道稳定的重要措施之一。

（2）由于巷道开挖引起围岩卸载，造成一定范围内围岩的松动，是围岩发生膨胀的另一个重要原因。围岩的松动不仅仅导致围岩产生大量的裂隙，为深部围岩的吸水提供了路径，更重要的是使其本身的吸水能力增强。为避免围岩大范围的松动，必须及时对巷道进行支护，建议在巷道上部采用锚喷支护，在底板采用锚杆锚固，采用锚喷支护不仅可以加固巷道周边的围岩，使之成为一个整体，由于其工艺本身的原因，使得它能做到支护及时、迅速。可将支护设备安装在巷道掘进头，使支护作业在巷道围岩尚未破坏的区域内进行，避免了巷道围岩发生大范围的松动。

如果在膨胀性围岩中开挖巷道和硐室保证能做到以上两点，那么巷道和硐室支护的稳定性就不成问题了，事实上，膨胀性围岩的变形发展是一个力学效应和物理化学反应相互作用的过程。一方面，由于巷道的开挖引起围岩所受应力第一不变量的降低是导致围岩发生体积膨胀的直接因素之一，又导致深部围岩通过由于松动产生的裂隙进一步吸水，使围岩进一步膨胀；另一方面，围岩含水量增加除导致围岩吸水膨胀外，水的物理化学作用还导致围岩吸水软化，又导致围岩进一步卸载。两方面因素的共同作用结果，导致了巷道周边围岩大量向巷道内挤入。显然围岩含水量的变化在很大程度上控制着这一过程的发展进程。

(3) 在对巷道上部进行锚喷支护时，“锚”和“喷”两道工序不能间隔太长。可紧跟巷道掘进面进行喷射混凝土支护，然后立即进行锚固工作。两者如果间隔太长，从膨胀岩的膨胀机理可知，当在垂直于侧壁方向产生一定的膨胀应变时，会引起在切向方向产生巨大的膨胀压力，这样会造成喷层发生剪切破坏。

(4) 对于服务年限长的巷道，或围岩的膨胀能力较强时，可以采用喷锚网联合支护，以便加强整体支护的能力。必要时，应施以反拱支护。

(5) 在膨胀性围岩中，对巷道底板治理的好坏是巷道整个支护系统成败的关键。对底板进行锚固工作应尽量同上部的锚固工作同时进行，或稍落后于上部的锚固工作（处于施工安全方面的考虑）。底板锚杆的长度应大于巷道跨度的 $2/3$ 。锚杆的类型应选全长锚固式锚杆，点锚固式锚杆一般仅适用于将岩块或岩层固定于坚固岩层上，不适用于膨胀性围岩的锚固工作。

全长锚固式锚杆可以是预应力的或是无预应力的，预应力的全长锚固式锚杆费用高且安装复杂，所以应优先考虑用无预应力锚杆。无预应力锚杆在围岩稍有膨胀后即已承载。目前较成熟的全长锚固式锚杆为水泥砂浆锚杆，对于节理发育的岩层，用水泥浆压入岩层还可起到补充加固的作用。

对于岩层膨胀矿物含量较高的底板，打钻时最好能使用悬浮式冲洗液（凝固时间长的氧化镁粘结剂）代替水作冲洗剂^[92]。氧化镁悬浮液挤入岩层，可使岩层增加固化作用。

底板锚杆的作用不仅限制了巷道底板的鼓起，还可以限制巷道两壁下部的收敛量和大大改善巷道上部围岩的受力状态，因此，对底板锚固作用应引起足够的重视。

(6) 为了减轻巷道开挖对围岩的扰动程度,巷道的施工应采用光面爆破技术。

(7) 由于膨胀性围岩中巷道的地压显现复杂,在第一次支护施工完成后,应对巷道的收敛进行监测。根据定期观测得到的巷道收敛量和变化率,可对巷道稳定性和现有支护是否恰当进行评价,必要时采用二次支护方案,从而及时调整支护强度,消除安全隐患。

通过以上分析,可以看出其施工工艺基本符合新奥法(NATM)施工的基本思想。最初 Rabcewicz 提出新奥法时,未详细论述关于膨胀性围岩中巷道地压的处理方法,只是提出了在软岩、地压显现复杂的情况下,建议修筑反拱,他称之为“辅助拱”,以形成封闭的支护形式^{[98][97]}。

第六章 巷道底鼓破坏分析实例

巷道膨胀地压的突出表现形式为巷道底板的鼓起，即巷道底鼓。在实际工作中，多数情况是在巷道发生底鼓破坏后，才开始对其进行治理。此时巷道底板围岩已严重恶化，已经不符合本书第五章所建议的巷道底鼓治理的前提条件，采用锚杆锚固底板不会有多大的效果。为此，在本章首先介绍了国内外治理巷道底鼓的经验，以供我们在处理这类问题时加以借鉴。最后，作者以南京梅山铁矿巷道底鼓破坏为例，分析了其混凝土反拱失败的原因，并提出了几点建议，以供读者参考。

第一节 国内外治理巷道底鼓的主要方法

目前国内外巷道底鼓的治理方法主要有底板注浆、底板卸载，以及封闭式支架和混凝土反拱，下面分别作以介绍。

1. 底板注浆

底板注浆主要用来加固破碎岩石，以提高其抗变形能力。底板注浆有两种方法：一种是直接往巷道底板内注浆；一种是采用钻爆法先将巷道底板松动，然后再注浆。

当采用第一种方法时，如果在底板尚未鼓起到最终深度的底板岩层中注浆，则不会取得任何效果，底鼓仍可继续进行。如果在注浆前底鼓已经达到最大深度，如已经掘好的巷道、而且至少已经起过一次底，但是底鼓还没有停止的情况下，此时进行注浆，会限制底鼓的进一步发展^[62]。

第二种措施是前苏联人提出的，在前苏联经过了实际试验取得了成效^[100]。这种方法是在底鼓未扩大时，距离掘

进工作面 10~15m 处，采用钻爆法将巷道底板松动，然后把水泥浆液压注到松散的底鼓岩层中，浆液凝固后将松散的底鼓岩层粘合成为一体。在前苏联的试验证明：这一措施可防止岩层的进一步变形和使巷道不再发生底鼓。

底板破碎爆破一般采用药壶状爆破方法进行，如图 6-1 所示^[58]。每隔 2~6m 爆破一次，炮眼深度和装药量以爆破不会往巷道内抛出岩块和不破坏铁轨的完整性为准。

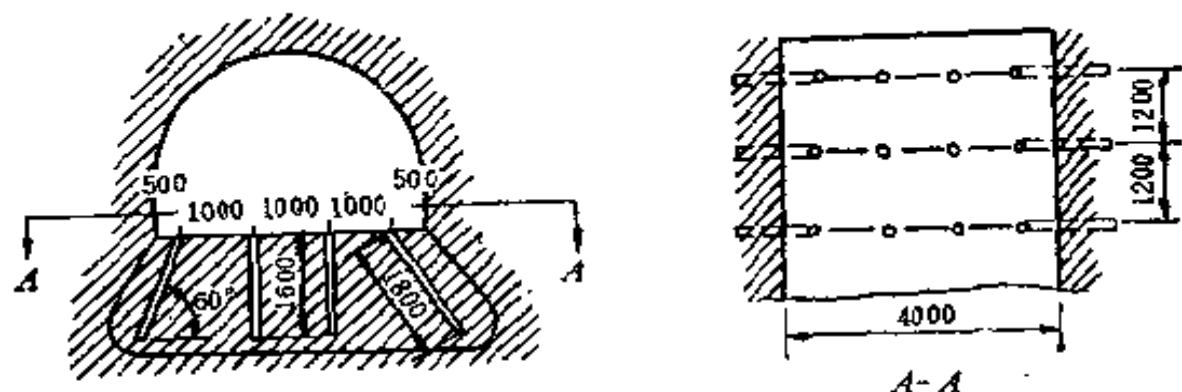


图 6-1 药壶状爆破炮眼布置

由于使巷道底板岩石完全破碎所需的炮眼数目和装药量随着岩石强度提高而增加许多，所以这一措施应在软岩和很软的岩石中使用^[62]。这只是从经济方面的考虑。对于在软岩中进行注浆能否有成效仍是一个问题。

Jaeger^[102]对巷道壁后注浆（非底板）有过这样的评述：在裂隙极其发育的石灰岩中进行注浆，在最初的试验中，限制了变形，在坚硬裂隙岩体中进行注浆是有效的，在砂岩和泥灰岩中进行试验未获成功。而在膨胀性围岩中进行注浆问题更大，由于膨胀性围岩具有很强的吸水特性，因此对注浆材料、凝固时间的要求都很严格，处理不好会起到相反的效果。Einstein 认为在节理中注浆只是阻止了水流，而不能限制其膨胀。膨胀岩通过孔隙和小裂隙的吸水比通过

节理吸水作用更大^[12]。

由此可见，对注浆加固问题还需进行深入研究，对于治理膨胀性围岩中巷道的底鼓问题，不能轻易采用这种方法。

2. 底板卸载

使底板卸载的方法有三种：底板切缝、底板钻孔、开挖卸压巷。下面分别作以介绍。

(1) 底板切缝^[13] 在发生底鼓的巷道底板中心，垂直于底板开切卸载缝，使巷道边缘处的水平应力向岩体内部转移，致使巷道底板的水平应力得以解除。其原理如图 6-2 所示。

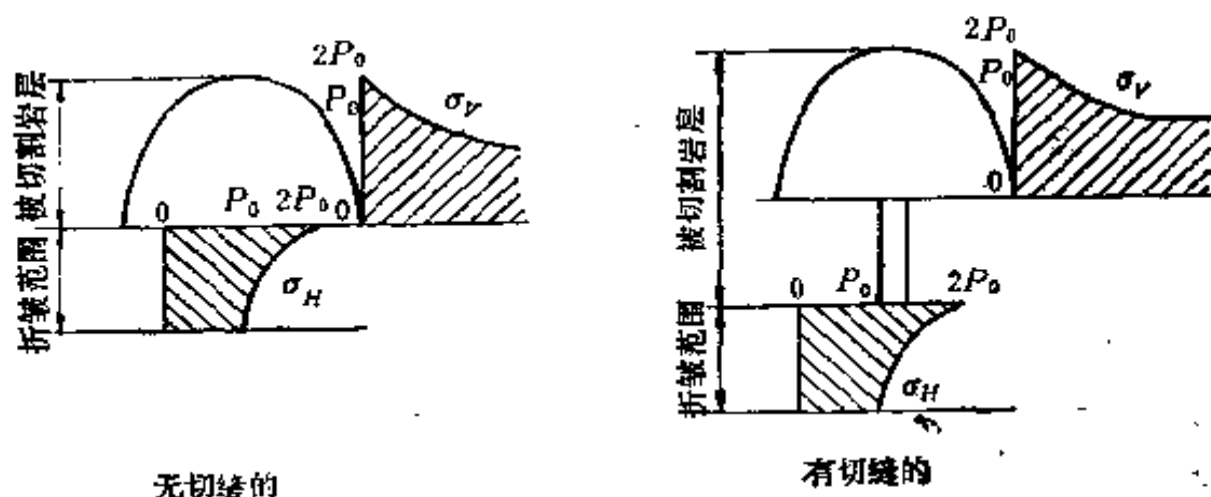


图 6-2 巷道应力状态因切割而产生的变化情况

底板切缝的深度应大于巷道宽度，这样可阻止切缝以下的岩层向上开裂。如欲防止切缝完全闭合，底板切缝的宽度需有 50~60cm。另外，由于巷道底板经常有水，还应对切缝进行充填。充填材料的强度必须小于底板围岩的强度，一般采用泡沫聚氨酯。如果对切缝加以充填时，切缝的宽度可选得很小，一般为 20~30cm，充填材料的强度产生支护阻力，由它承受来自巷道帮的侧向压力。

底板岩层强度越高，槽宽可选得越小；底板的岩层强度越小，槽宽应选得越大。充填材料的强度应为岩层强度的50~70%。

底板切缝的使用范围限制在低强度到中等强度的岩石中。

(2) 底板钻孔 在巷道底板打几个放射状的钻孔，这些钻孔的卸压原理同充填切缝相似。这就是说，如果钻孔间距很小，在两侧岩石压力的作用下，使保留在钻孔之间的岩石在巷道底板断裂之前就发生破坏，这就起到了填充切缝的作用。

钻孔直径一般为50~70mm，钻孔间距不应大于钻孔直径的0.75倍，钻孔深度，相当于底板切缝深度，应大于巷道宽度。

这种措施的卸压范围比底板切缝小，效果也稍差些。

(3) 开挖卸压巷法 目前控制底鼓的卸压巷法，如在巷道顶部或两侧开挖卸压巷等，其效果取决于卸压巷的几何尺寸及其与被保护巷道的位置关系。我国鲍店矿在某运输机硐室实施了用开挖卸压巷法来控制底鼓，其布置方式如图6-3所示^[104]。

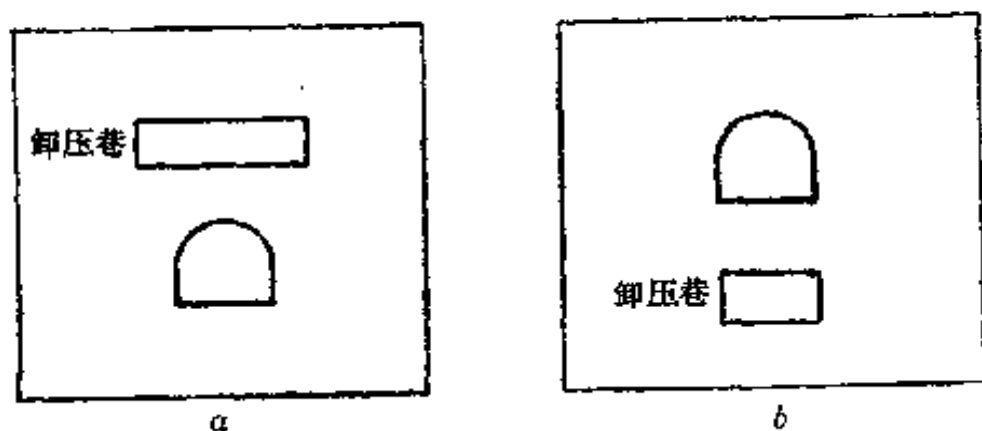


图 6-3 卸压巷布置

a方案：在距被保护巷道顶部4m（相当于巷道高度）处，开挖宽20m的卸压巷，可使底板最大垂直应力减小到不开卸压巷时的30%，底鼓量减小到原来的1/3。

b方案：在距被保护巷道底板5m处，开挖相当于巷道宽度的卸压巷，可使底板最大垂直应力减小到原来的35%，底鼓量减少到原来的1/6。

可见，由于卸压巷的开掘，使得底板岩层处于应力降低区，从而减弱了底板岩层破坏的可能性。

底板卸压法只适用于巷道埋藏深、水平应力较大、围岩较坚硬的情况。其实质是对巷道底板围岩进行了二次应力扰动，降低底板围岩所受应力。对于膨胀性围岩扰动次数越多，所受应力越小；则吸水能力越强，膨胀底鼓量也就越大。因此，这种方法不适宜于处理膨胀性围岩中巷道的底鼓。

3. 封闭式支架及反拱

用实施反拱（包括封闭式支架）方法来防治巷道底鼓，是最广泛采用的方法，是一种适用于永久性巷道的底板支护措施。一般在实施混凝土反拱的同时，应加强巷道顶板和两壁的支护，以形成系统的整体支护。Rabciewicz^{[106]~[107]}指出：通过系统地锚固承载环，再加反拱，在挤压岩和膨胀岩中也是成功的，这样可充分利用围岩的自承载能力。关于反拱的设计并未形成系统的设计方法，一旦所实施的反拱遭受破坏，人们首先要改进的是进一步加厚反拱，但对反拱的形式和厚度的认识并不完善。

下面介绍一下国内外不同矿山采用反拱支护的实例和反拱的布置方式。

（1）封闭式支架 封闭式支架包括可缩性及刚性支架两种形式。在矿山开采影响区外，矿压稳定、位移量不大、

有底鼓的巷道，要采用承载能力较大的刚性支架，对于矿压不稳定以及服务年限长的巷道，常采用可缩性支架。

在前苏联常采用的封闭式可缩性支架有以下几种^[58]：

在阿哈尔齐赫褐煤矿区各巷道均使用了如图 6-4 所示的铰接金属环形支架。支架各弧形构件用木纵梁和半圆形支承座对接起来，其可缩性是由木纵梁压缩而产生的。

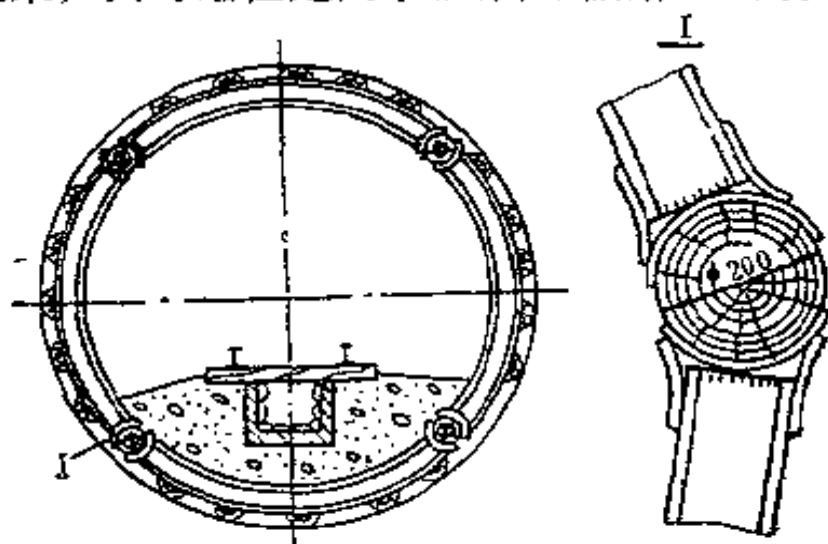


图 6-4 金属环形支架

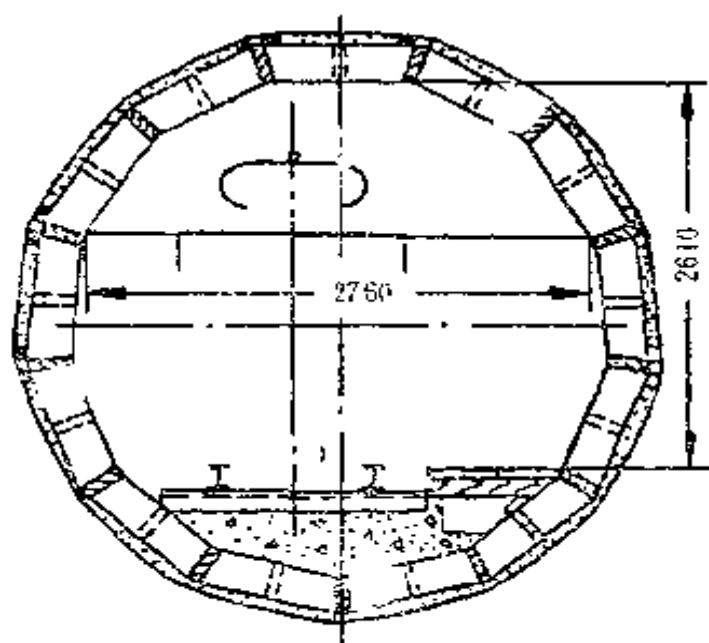


图 6-5 混凝土砌块支架

图 6-5 所示的是混凝土砌块支架。该支架是围护科学研究所为齐良宾矿区设计的，用于矿山地质条件复杂的矿井。混凝土砌块用 300 号混凝土浇筑，厚 250~300mm，在混凝土砌块之间有 25~40mm 厚的木垫板，借助这些垫板的压缩使支架产生可缩性。

图 6-6 所示的浅仰拱可缩性支架是由 CBII-27 型钢制成，是由顿涅茨矿井设计院设计的。使用这种浅仰拱支架，可使巷道的断面比使用环形支架时减少 3~3.5m²。

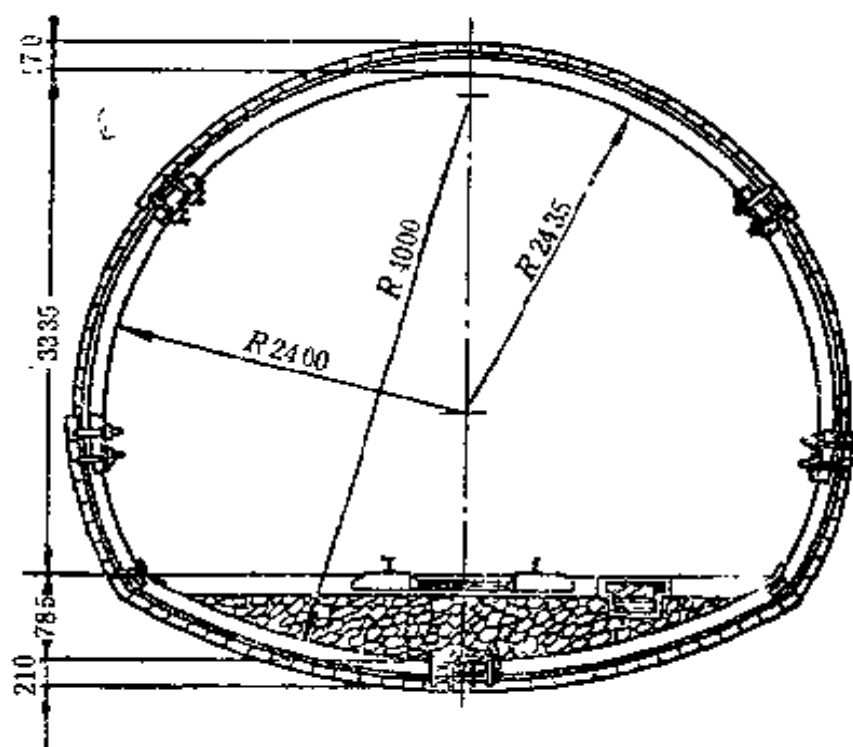


图 6-6 浅仰拱可缩性环形支架

在前苏联采用的全封闭式刚性支架的形式及水沟的位置同上面介绍的可缩性支架相同，只是在连接处采用夹板和螺栓对接、或用焊接，在此不一一列出。

我国沈北矿区大桥立井巷道底板泥岩属膨胀性软弱岩层，最大膨胀力为 0.82MPa，最大体积膨胀率为 34%^[108]。

建井以来，曾采用料石圆碇、钢筋混凝土碇，结果支护均遭严重的变形破坏。后来采用钢筋混凝土弧板和 U 型钢可缩性支架加喷射混凝土进行支护试验，实践证明这两种支护方案是可行的。

第一次支护均采用喷锚网联合支护，底板不铺金属网。弧板内配有 $\phi 10$ 的双面钢筋网，厚度为 120mm、宽度为 400mm，各弧板间垫以厚 20mm 的木板，弧板与一次支护间留有约 100mm 的间隙，用低标号喷射混凝土充填。环形 U 型钢支架，U 型钢号为 18kg/m，全环由四段组成，各环间距为 0.7m。为加强刚度和稳定性，在 U 型钢架设后再喷射混凝土，使在二次支护后形成加劲混凝土圆碇。

前西德 A 矿石门距地表 200m，底板为软粘土页岩。支护形式选用 42kg/m 的 U 型钢可缩性支架，如图 6-7 所示^[103]。支架中心距 0.6m，并辅以充填 20cm 厚的天然硬石膏层，用 TUY 型组合衬垫作背板。底拱是在掘进后 180 天安设的，底板 U 型钢设在混凝土基础的沟槽内。

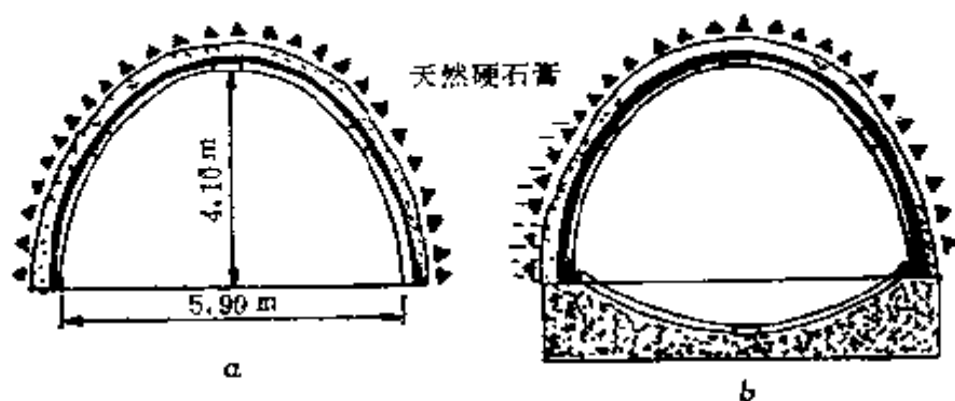


图 6-7 A 矿石门支架
a—掘进期间支架；b—永久支护

(2) 混凝土反拱 在奥地利南部的某高速公路隧道，围岩为轻微含水石墨泥质页岩，部分非常软及有不同程度的

活化^[99]。虽然在初期对顶部成功地进行了喷锚网支护,但由于设计问题,没加反拱,支护失败。后来改用如图 6-8 所示顶部采用钢拱架及混凝土砌碛、底板加反拱支护,取得了成功。砌筑反拱形成闭合砌衬的时间间隔不应超过 15~25 天。此例说明在膨胀性软岩地区对巷道底板进行治理的重要性。图 6-8 中的罗马字母代表施工顺序。

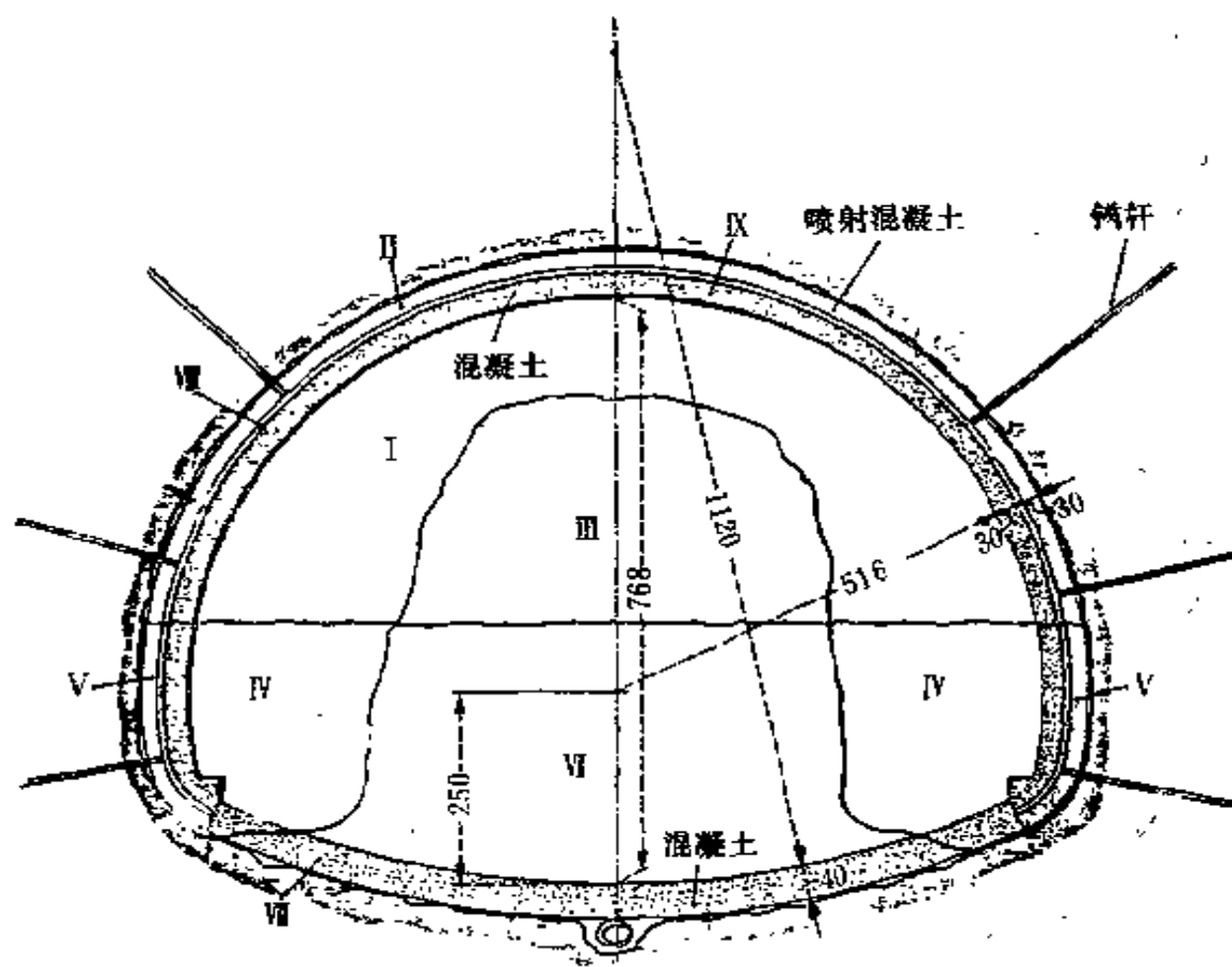


图 6-8 奥地利某公路隧道支护形式

在瑞士 1970 年修建的 Belchen 隧道,穿过侏罗纪的乳白色粘土岩。该隧道在施工中底板就隆起侵入孔洞达 0.8m,设置的厚 0.45m、半径 10.4m 的仰拱也成长段地受到严重破坏,而不得不拆除底拱,改用曲率较大和较厚(厚 0.85m、

半径 8.12m) 的钢筋混凝土反拱, 如图 6-9 所示^[12]。对此方案进行应力测量, 发现应力仍在继续升高, 问题似乎仍未解决, 但情况比第一次反拱要好。此例说明, 反拱不一定能阻止底鼓, 但是拱的厚度和曲度的适当组合——接近圆形, 可提供所需的阻力。

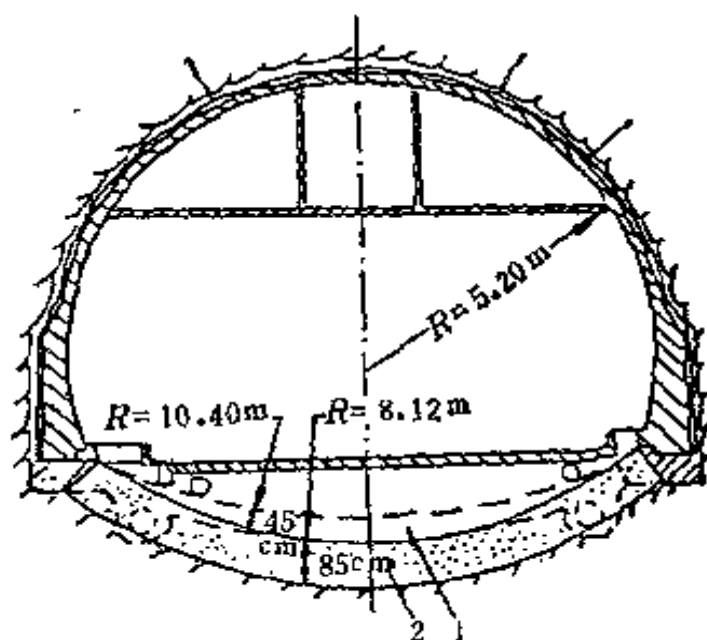


图 6-9 Belchen 隧道反拱断面图

Kovari^[11] 也对 Belchen 隧道进行了分析。认为应该采用允许大部分底板隆起发生, 并能承受一定的膨胀压力的反拱, 在反拱和岩石之间应留下一定的空隙, 并用泡沫材料填充。

Mohr 曾提出^[6], 将空的石块放到岩体与混凝土衬砌之间, 这些空心石块可以被膨胀的岩体压碎, 这样就可允许岩体膨胀, 而不致遇到衬砌的刚性阻抗。

图 6-10 为我国乐平矿务局桥矿采用的钢轨反拱支护形式^[80]。支护采用砌体墙混凝土拱支护, 在底板空顶处要填实混凝土, 墙帮留出卸压口。围岩中含有松软又膨胀的粘土

页岩和砂页岩等，地压较大而且显现缓慢，采用此种支护证明可行。

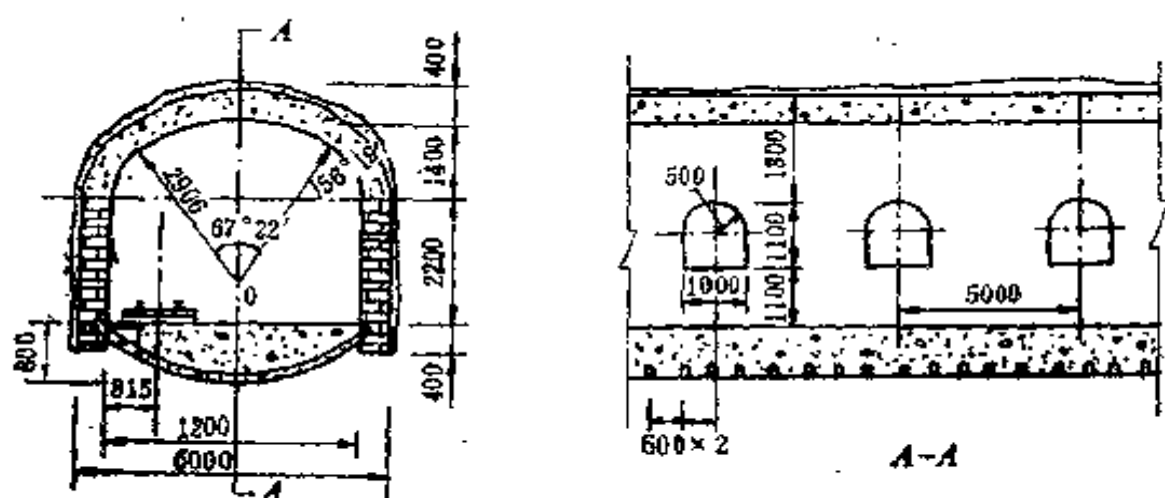


图 6-10 桥矿巷道支护形式

在前西德常采用如图 6-11 所示形式的混凝土反拱^[62]。可以加装或不加装可缩性支撑件。加装支撑件的混凝土反拱只在服务年限长的巷道中使用，特别是在预计会出现很高应力的巷道地段，很值得推荐使用这种支护。

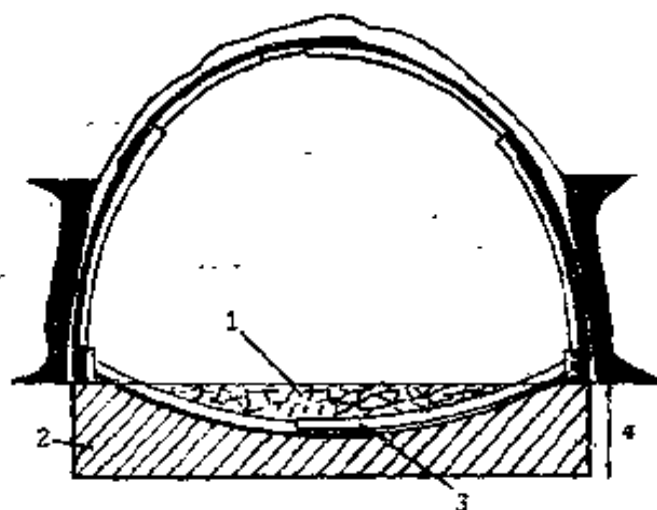


图 6-11 加装可缩支撑件的混凝土反拱

1—掘进矸石；2—混凝土反拱；3—支撑件；4—增挖的坑槽

以上介绍了国内外矿山使用反拱来防治巷道底鼓的例

子。对于反拱的形式有一点是共识的，就是越接近圆形越好，圆形断面是静态有利的横断面^[10]。

从经济角度讲，不可能将所有存在底鼓现象的巷道都设计成圆形断面，只要拱的曲率设计合适就可以防止底鼓的发生。有人建议反拱的矢高不应小于巷道宽的 $1/5 \sim 1/4$ ，否则不能抵御底板的压力^[10]。对于这一问题，还应针对具体情况，进行拱的设计计算。

底拱的厚度也是一个值得研究的问题。奥顿哥特^[62]指出：反拱的厚度不应大于60cm。他对60cm、90cm厚的反拱做了模型模拟试验研究。当反拱的拱厚为60cm时，在拱的中间部位出现滑移破坏。这种破坏形式使两边的混凝土块啮合，这样在继续发生破坏时，就形成了相当大的残余支承力。而在90cm拱厚的反拱中部则会出现开裂破坏，而致使反拱两半没有联系，结果就造成残余支承力的降低。由此可见反拱并非是越厚越好。

从以上国内外采用的封闭式支架和混凝土反拱的形式看，其强度是很大的。主要原因是由于这种形式的支护，一般是在巷道掘进后相当长的时间才建立起来的，这就要求它应具有足够高的强度，才能承担住底板围岩巨大的膨胀压力。

第二节 梅山铁矿反拱破坏段的初步分析及对重新设计方案的几点建议

在膨胀性围岩中巷道的反拱发生破坏是常有的事。正如Kovari^[11]所述：“事实上，我们对隧道或硐室底部膨胀过程的了解尚不全面，因此，在膨胀岩层中修建隧道将充满着障碍并不奇怪”。正因如此，我们对施工失败的例子进行分析，不仅有利于巷道的修复工作，而且在理论上也是很有意义的。

1. 巷道破坏情况

梅山铁矿床在大地构造单元上位于淮阴山字形构造体系前弧东翼,宁芜中生代陆相火山岩断陷盆地的北段。矿区出露地层:侏罗系、白垩系火山岩系及新生界沉积地层。矿区分布最广的地层为侏罗系龙王山组,该组岩性主要为辉石安山岩、砂化及高岭土化安山岩和凝灰岩。部分区段围岩含有膨胀矿物(蒙脱石—伊利石),局部含量高达80%。

梅山铁矿新开拓的-330m水平主井井底车场位于矿体东北部的围岩之中,巷道网全长约1500m,绝大部分已于1990年开通。已开通的巷道中有近60%的地段采用较薄的喷射混凝土支护,30%的地段采用喷锚网联合支护。在喷锚支护失败的地段被迫采用了18#槽钢制作的四段刚性拼接的拱架支撑,用圆木回填由冒顶片帮形成的超挖部位,这部分巷道的累计长度约为全长的10%^[9]。在属膨胀性围岩地段,采用钢拱架支护仍未获得成功,大部分混凝土喷层沿钢拱架开裂,拱架变形十分严重。在对包括-258m水平的西南风井石门,-330m水平主井车场的卸矿线、材料线以及上、下盘运输巷道,川脉巷道,东南风井石门和配套工程等约5000m巷道的破坏调查发现,巷道支护变形开裂破坏需要整段返修的地段共7段,达790多米。支护破坏最为严重的地段一般都处于有明显底鼓的地段,这些地段的钢拱架有明显的错位,喷层沿拱架开裂最宽达10cm,其后果是十分严重的。

上述支护失败的主要原因,一是支护不及时,在巷道开挖后一直未对巷道底板进行锚固工作;其次是未能及时排除巷道中的积水。在巷道开挖后一年多的时间内,巷道多次被深近0.5m的积水反复浸泡,致使巷道底板围岩吸水膨胀产生底鼓。正如第五章所述,在膨胀性围岩中,巷道底鼓的治

理是整个巷道支护工作的关键，由于巷道底板的鼓起会加速巷道两壁的收敛，并严重恶化上部围岩的受力状态，致使整个支护系统失败。

曾在-330m 水平 15 号岔至 16 号岔之间修筑一段钢筋混凝土反拱，返修后不到半年，巷道靠近水沟一侧（南侧）变形发展迅速，底板向北倾斜达 $10\sim 20^\circ$ ，边墙向内移动 $5\sim 20\text{cm}$ （如图 6-12 所示），由此可见在对膨胀性围岩中的巷道进行支护是一项重要的课题。

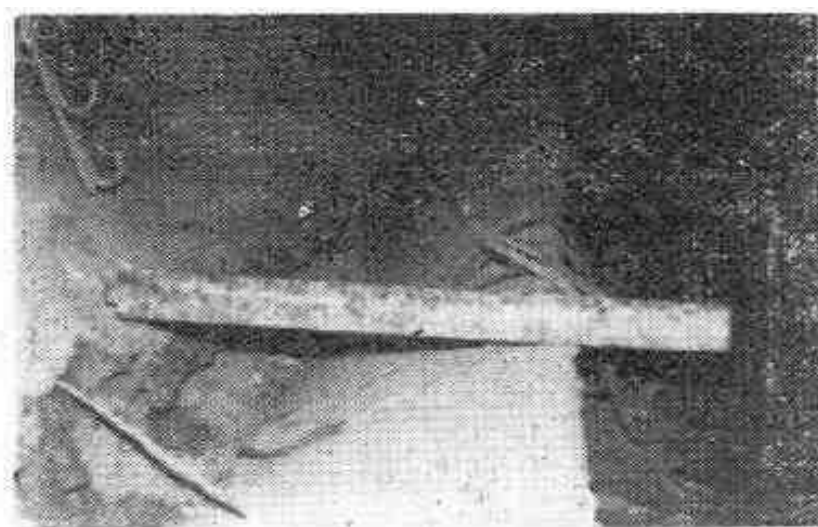


图 6-12 巷道支护破坏情况

2. 巷道破坏分析

初步对上述反拱破坏进行分析，其破坏原因主要有以下两方面：

（1）设计原因。设计失败的原因出在水沟的设计。在膨胀性软岩中，巷道结构首先遭受破坏的是水沟部位^[12]，国内外许多破坏实例也是这样的。基于这个原因，水沟应处于底拱的保护之下。而实际设计的水沟和底拱成为一体（如图 6-13 所示），水沟结构部分恰恰是底拱的最薄弱环节（水沟处底拱最薄，承载能力最低），这就难免造成由于底鼓致

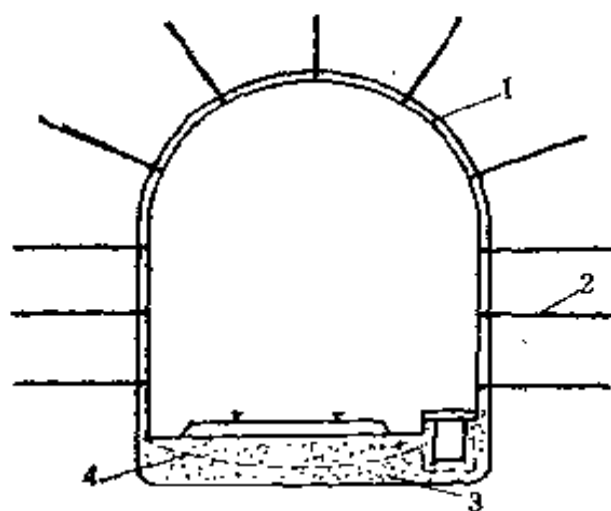


图 6-13 巷道断面示意图

1—喷网；2—锚杆；3—混凝土；4—钢筋

使水沟发生破坏。水沟破坏后，水流入反拱底部，引起底部岩石的进一步膨胀，造成底拱破坏加速。

(2) 施工原因 仔细分析所施工的底拱(如图 6-13 所示)，可以说底部浇筑的钢筋混凝土支护结构根本没有形成拱的形状(只是其中的钢筋有一定的弧度)，仅是一个厚的钢筋混凝土板，其抗变形的能力远不及拱。这一道理很容易从拱形桥的建造来说明。如图 6-14 所示，如果将桥建成非拱形，而是板形(图 6-14 中虚线)，那么就很可能发生如图 6-

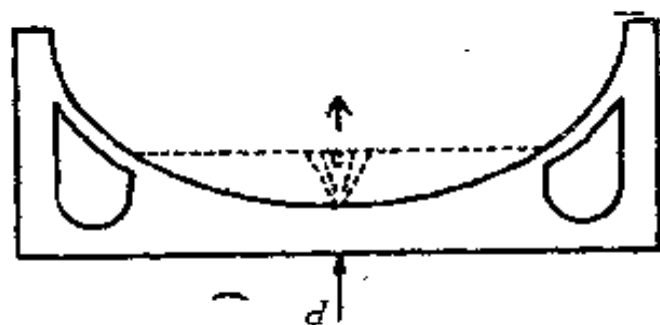


图 6-14 拱形桥结构示意图

14 所示的破坏，部分混凝土块会落下。对于反拱，如果发生这类破坏，则破坏部分会被挤出，造成底鼓。如果底部一

端受力大(由于水沟破坏,靠近水沟一侧膨胀压力大),则会使底部结构发生整体倾斜(类似于悬臂梁)。因此图6-13中所示的底拱是很容易发生破坏的。

在工程实践中常有将反拱空顶处用混凝土充填的例子,如乐平矿务局桥矿的反拱设计方案(图6-10)就是一例。无论其成功与否,从受力角度讲,是不合理的。另外,在反拱空顶处用碎石充填,不仅使拱的形状合理,也可减缓机车对反拱的冲击振动作用。

8. 对重新设计方案的几点建议

根据以上分析,对重新设计方案提出以下几点建议,(见图6-15)。

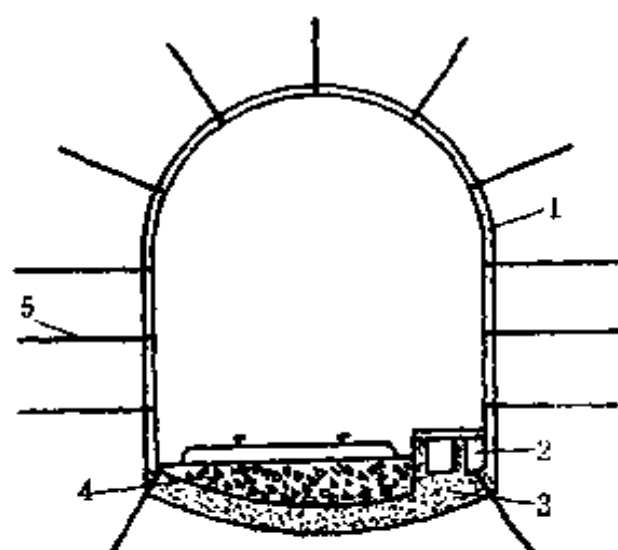


图 6-15 重新设计方案的示意图

1—喷网; 2—空隙; 3—混凝土; 4—碎石; 5—锚杆

(1) 关于水沟的位置: 由于两壁采用喷锚网支护, 两壁底部仍可能产生一定的收敛变形, 而且底拱和两壁接触部位也是易破坏区, 为了防止挤坏水沟, 在水沟和巷道两壁之间应留有 15cm 的空隙。水沟盖板也应做成比原来宽出

15cm，并可用泡沫材料充填空隙，以防止水渗入。

(2) 反拱上部一定要形成拱，而下部尽量圆滑或成直线型。在反拱空顶处应充填碎石。

(3) 一定要将反拱中的钢筋网和两壁钢筋网焊接在一起，并要求在拱端部每间隔 1m，沿与垂直方向成 45° 角打 2.5m 长的锚杆，还需将其与反拱中的钢筋网焊接起来，以加强支护结构的整体性。

第三节 小 结

本章对国内外治理巷道底鼓的支护方法进行了总结，并给出了一些典型的支护方案的设计图，以供我们在处理这类问题时加以借鉴。在此基础上分析了梅山铁矿反拱破坏段的破坏原因，并对重新设计提出了几点建议。

从以上的评述、分析可以看出，多数采用封闭式支架或混凝土反拱支护是在初次支护未能成功的情况下被迫采用的。此时巷道围岩已经受了长期的扰动、活化。在这种情况下的支护属被动支护体系，这就要求支护具有足够高的强度，才能获得成功。在巷道的施工实践中，应极力避免出现这种情况，因在巷道开挖全部完成后，再采用封闭式支架或混凝土支护方案，不仅延误了工期，经济损失也是可观的。另一方面，从膨胀岩膨胀机理考虑，当在膨胀性围岩中开挖巷道完成后，立即施加刚性支护，使之与围岩直接接触是不明智的。为此，作者建议采用第五章所提出的及时对巷道底板进行锚固的支护方案，这样不仅工艺简单，在经济上也是合理的。

参 考 文 献

- [1] 中国地质学会工程地质专业委员会膨胀岩学术讨论会会议总结, 1986年7月。
- [2] 王幼麟, 开展软岩工程性质的微观研究, 岩石力学与工程学报, Vol. 8, No. 1, 1989, pp. 94~96。
- [3] 李成江, 膨胀性围岩力学机制及其隧洞支护效应的数值模拟分析, 同济大学博士论文, 1988年2月。
- [4] 孔德坊, 全国首届膨胀土科学研讨会论文集序言, 西南交通大学出版社, 1990年4月。
- [5] H. Grob, 瑞士隧道中的膨胀和鼓起, 地下工程, 1983. 11, pp. 71~72。
- [6] S. L. Huang, N. B. Aughenbaugh, J. O. Rockway, Characterization of Swelling Potential of Shale Strata, Proc. of the 27th U. S. Symposium on Rock Mechanics, Alabama, 1986, pp. 69~76。
- [7] O. E. Jones, and W. G. Holtz, Expansive Soils—the Hidden Disaster, Civil Engineering, August, 1973, pp. 49~51。
- [8] R. Selmer-Olsen et. al, Tunnel Collapses in Swelling Clay Zone Tunnel and Tunnelling 1989, 21(11), pp. 49~51。
- [9] K. Y. Lo, C. M. K. Yuen, Design of Tunnel Lining in Rock for Long Term Effects, Canadian Geotechnical Journal, 1981, 18, pp. 24~29。
- [10] L. Müller, 隧道工程的底鼓, 地下工程, 1979. 3, pp. 44~47。
- [11] K. Kovari, 膨胀岩层中用柔性支撑的隧道工程, 隧道译丛, 1982. 6。
- [12] H. H. Einstein, Tunnelling in Swelling Rock, Underground Space, Vol. 4, No. 1, 1979, pp. 51~61。
- [13] 冶金部马鞍山矿山研究院, 张家洼矿区粘土质软岩巷道围岩膨胀特性及底鼓的研究, 鉴定会议资料, 1982. 7。
- [14] 陶振宇, 水工建设中的岩石力学问题, 水利电力出版社, 1976。
- [15] 煤炭部矿压情报中心, 煤矿软岩巷道矿压与支护, 巷道地压与支护, No. 2, 1985。
- [16] 廖世文, 膨胀土与铁路工程, 中国铁道出版社, 1984。
- [17] 曲永新、许兵等, 地下工程建设中潜在膨胀性岩体的工程地质问题。

会议资料。

- [18] S. L. Huang, N. B. Aughenbaugh, Swelling Pressure Studies of Shales, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 23, No. 5, 1986, pp. 371~377.
- [19] W. Wittke and B. Pierau, Foundations for the Design and Construction of Tunnel in Swelling Rock. *Proceeding of the 4th International Congress on Rock Mechanics, Montreux, Switzerland Vol. 2, 1979, pp. 219~729.*
- [20] M. Gysel, Design Methods for Structure in Swelling Rock, *ISRM Volume VI, pp. 377~381.*
- [21] 曲永新等, 中国东部膨胀岩的研究. 中国科学院地质研究所会议资料, 1991. 1.
- [22] D. W. Holliday, The Petrology of Secondary Gypsum Rocks: A Review, *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol. 40, No. 2, 1970, pp. 734~744.
- [23] M. Picornell and R. L. Lytton, Modelling the Heave of a Heavily Loaded Foundation, *Fifth International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, 21~25 May 1984.*
- [24] 孙钧、李成江, 复合膨胀渗水围岩——隧洞支护系统的流变机理及其粘弹塑性效应, 中国科学院基金资助课题, 1985. 3, 上海。
- [25] 吴顺川, 一种膨胀岩的膨胀特性及模拟开挖, 北京科技大学硕士论文, 1993. 1.
- [26] T. R. Harper, G. Appai, Swelling Strain Development in Sedimentary Rock in Northern New York, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 6, 1979, pp. 271~292.
- [27] I. J. A. Brackley, Swell Under Load, *Six Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering, South Africa, September 1975, pp. 65~70.*
- [28] 于学毅、郑颖人、刘怀恒、方正昌著, 地下工程围岩稳定分析, 煤炭工业出版社, 1983.
- [29] 孙学毅, 膨胀岩特性实验研究, 现场岩体观测及测试技术讨论会资料。
- [30] I. J. A. Brackley, A Model of Unsaturated Clay Structure and Its.

- Application to Swell Behaviour, Six Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering, South Africa, September 1975, pp. 71~79.
- [31] 陈宗基、闻萱梅, 膨胀岩与隧洞稳定, 岩石力学与工程学报, Vol.2, No.1, 1983, pp.1~10.
- [32] 谭罗荣, 某些膨胀土的基本性质研究, 岩土工程学报, 1987.9, No.5, pp.32~41.
- [33] A.M.Robertson, Lateral Swelling Pressures in Active Clay, Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Darban, South Africa, September 1975, pp. 107~114.
- [34] W.G.Holtz and H.J.Gibbs, Engineering Properties of Expansive Clays, Proc.Am.Soc.Civ.Engrs.121, 1956, pp.641~677.
- [35] 周维垣主编, 高等岩石力学, 水利电力出版社, 1990.
- [36] 温春莲, 膨胀岩膨胀机理及其特性的试验研究, 北京科技大学硕士学位论文, 1989年.
- [37] EL.Fatihm 等, 两种测定膨胀压力方法的比较, 国外膨胀土研究新技术, 成都科技大学出版社, 1986年, p43~46.
- [38] A.Komornik and O.David, Prediction of Swelling Pressure of Clays, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 95, American Society of Civil Engineers, 1969, pp.209~225.
- [39] M.W.O,Neil and N.Poormoayed, Methodology for Foundations on Expansive Soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering, Vol.106, 1980, pp.1345~1367.
- [40] 煤炭工业部, 煤和岩石物理力学性质试验规程, 1980.10.
- [41] J. A. Franklin, A Ring Swell Test for Measuring Swelling and Shrinkage Characteristics, Int.J. Rock Meth.Min.Sci.Vol. 21, No.3, 1984, pp113~121.
- [42] H. H. Einstein, Suggested Methods for Laboratory Testing of Argillaceous Swelling Rock, Int.J.Rock, Mech. Min.Sci. Vol.

- 26, No.5, 1989, pp415~426.
- [43] L.R. Davison & J. H. Atkinson, Continuous Loading Oedometer Testing of Soils Quarterly Journal of Engineering Geology, London, 1990, Vol.23, pp347~355.
- [44] K.Y.Lo Time-Dependent Deformation Behaviour of Queenston Shale, Can.Geotech, 5, 27, 1990, pp461~471.
- [45] A.Komornik and J. G. Zeitten, Laboratory Determination of Lateral and Vertical Stresses in Compacted Swelling Clay, Journal of Materials, JMLSA, Vol.5, No.1, March 1970, pp.108~128.
- [46] 傅学敏、潘清莲, 软岩的膨胀规律和膨胀机理, 煤炭学报, Vol.15, No.2, 1990, pp.1345~1367.
- [47] K. Y.Lo, Time-Dependent Deformation of Shaly Rock on Southern Qutario, Canadian Geotechnical Journal, 15, 1978, 537~547.
- [48] R.I.Borja and E. Kavazanjian, Constitutive Model for the Stress-Strain-Time Behaviour of Wet Clays, Geotechnique 35, No. 3, 1985, pp.283~298.
- [49] K. Kodandaramaswamy The Prediction of Settlements and Heave in Clays, Can.Geotech.J., 17, 1980, pp.623~631.
- [50] K.Kovari, Design & Construction Methods-Tunnelling in Swelling Rock, Proceedings of the 29th U.S.Symposion, University of Minnsota, June 1988.
- [51] D.L.Hamberg, J.D.Nelson, 底板隆起的预测, 国外膨胀土研究新技术, 成都科技大学出版社, 1986, pp.97~101.
- [52] M.Gysel, 膨胀岩体隧道衬砌的设计, 地下工程, 1980, No.2, pp. 43~51.
- [53] M.Gysel, Design of Tunnels in Swelling Rock, Rock Mechanics and Rock Engineering 20, 1987, pp.219~242.
- [54] 史维汾、陈海松、苏惠兰, 膨胀围岩中隧道支护设计原理的探讨及按极限变形控制的设计计算方法, 地下工程, 1982.11, pp. 16~20.
- [55] B.G.Richards, 膨胀粘土体积变化的有限元分析, 国外膨胀土研究新

- 技术, 成都科技大学出版社, 1986, pp.102~112。
- [56] J.L.Justo, J. Saura, et.al, A Finite Element Method to Design and Calculate Pier Foundation in Expansive-Collapsing Soils, Fifth International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, 21~23 May 1984.
- [57] 孙钧、张德兴、李成江, 渗水膨胀粘弹塑性围岩压力隧洞的耦合蠕变效应, 同济大学学报, No.2, 1984
- [58] H.П.切尔尼亚克, 巷道底鼓的预防, 煤炭科研参考资料, 1980, No 8。
- [59] E.Hock, E.T.Brown, 岩石地下工程, 冶金工业出版社, 1986。
- [60] N.Barton, R. Lien and J. Lunde, Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, 6, 1974, pp.189~236.
- [61] 西德矿压专家 H.伊乐斯贝尔格在中国矿院技术座谈要点, 煤炭科研参考资料, 1985, No.3。
- [62] M.奥顿哥特, 王茂松译, 巷道底鼓的防治, 煤炭工业出版社, 1985.1。
- [63] 刘宝琛编著, 矿山岩体力学, 湖南科学技术出版社, 1982。
- [64] M.A.Osman, W.A.Charlie, 苏丹膨胀土的工程性质, 国外膨胀土研究新技术, 1986年8月, pp.188~193。
- [65] A.A.Mustafyev, 建筑物基础粘土膨胀变形预测, 国外膨胀土新技术, 成都科技大学出版社, 1986年8月, pp.74~83。
- [66] 黄文熙主编, 土的工程性质, 水利电力出版社, 1984年10月。
- [67] A.Komornik and M.Livneh, The Effect of Anisotropy on Swelling of Compacted Clay, Proceedings of the Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, Haifa, Israel, 1967, pp.181~185.
- [68] 梅山铁矿围岩稳定性分级试点资料, 梅山铁矿、东北工学院, 1984年6月。
- [69] G. Didier, A. Roberts and R. Azzouz, A Survey Method for Swelling Marls Applied to an Exploration Gallery, Fifth International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, 21~23 May 1984, pp.327~333.

- [70] 高磊主编, 矿山岩石力学, 机械工业出版社, 1987 年。
- [71] 何光曙等, 统计学原理与工业统计, 中国经济出版社, 1991 年 8 月。
- [72] 许定奇、孙荣文编著, 科学实验导论, 石油大学出版社, 1990 年 3 月。
- [73] J.T.Oden, K.J.Bathe, 冯振兴译, 计算力学评述, 力学译丛, 1980 年 3 月。
- [74] O. Z. Zienkiewicz, The Finite Element Method, 3rd edition, London, 1979, 1.
- [75] 徐次达等, 固体力学有限元理论、方法及程序, 水利电力出版社, 1983 年。
- [76] 高华林, 新城金矿缓倾斜矿床充填法采场稳定性研究, 北京科技大学博士论文, 1990 年 11 月。
- [77] A.K.Noor, and W.D.Pilkey, (Editors), State-of-the-Art Survey on Finite Element Technology, Am.Soc.Mech.Eng., Appl. Mech.Div., New York, 1984.
- [78] 殷有泉等, NOLM83——岩土系统非线性应力变形和稳定性分析有限元程序, 1986 年 1 月。
- [79] 孙钧、汪炳监编著, 地下结构有限元法解析, 同济大学出版社, 1988 年 6 月。
- [80] 杨松尧, 松软膨胀围岩中的巷道支护, 建井技术, 1991, 2~3, pp. 21~23.
- [81] 王志宏, 岩体工程有限元分析法, 北京钢铁学院教材, 1986 年。
- [82] 刘诗俊, 变分法、有限元法和外推法, 中国铁道出版社, 1986 年。
- [83] 卓家寿, 弹性力学中的有限元法, 高等教育出版社, 1987 年 9 月。
- [84] A.C.爱林根, 连续统力学, 科学出版社, 1991 年 3 月。
- [85] 殷有泉, 固体力学非线性有限元引论, 北京大学出版社、清华大学出版社, 1987 年 7 月。
- [86] 西安矿业学院(资料), 岩石力学二维非线性有限元程序 NCAP-2D 使用说明, 1986 年 12 月。
- [87] 吴保民、何东致, 二维三维科技绘图软件, 中国科学院希望电脑技术公司, 1991 年 4 月。
- [88] 徐芝纶, 弹性力学, 人民教育出版社, 1979 年 8 月。
- [89] 赵国堂, 软岩基本巷道围岩变形规律及其控制的研究, 中国矿业大学

- 博士论文, 1992年6月。
- [90] A.A. 鲍里索卡, 王庆康译, 矿山压力原理与计算, 煤炭工业出版社, 1984年。
- [91] C.Y. Chang and K. Nair, Development and Application of Theoretical Methods for Evaluating of Openings in Rock, AD-773861.
- [92] M. Braun, 微分方程及其应用, 人民教育出版社, 1980年5月。
- [93] Tyn Myint-U, 数学物理方程, 辽宁科学技术出版社。
- [94] 郑颖人、董飞云等, 地下工程锚喷支护设计指南, 中国铁道出版社, 1988年4月。
- [95] 潘贤昌等, 大地压膨胀围岩的支护方法, 井巷地压支护, 1984年1月, pp.51~52。
- [96] L. V. Rabcewicz, The New Austrian Tunnelling Method, Part One, Water Power, November 1964, pp.453~510.
- [97] L. V. Rabcewicz, The New Austrian Tunnelling Method, Part Two, Water Power, December 1964, pp.511~515.
- [98] L. V. Rabcewicz, The, New Austrian Tunnelling Method, Part Three, Water Power, Jan., 1965.
- [99] 梅山铁矿-330m水平15*岔口附近四个工程钻孔的岩芯分析, 北京科技大学梅山地压研究组简报 I, 1992年6月。
- [100] B.B. 达维多夫, 固结底鼓岩层的化学浆液的选择, 煤炭科研参考资料, 1983.6, pp.53~54。
- [101] 张祖训, 膨胀性软岩中巷道施工的技术措施, 建井技术, 1991.2-3, pp.28~30。
- [102] C. Jaeger, Present Trends in the Design of Pressure Tunnels and Shafts, Part One, Water Power, Feb., 1955, pp.52~57.
- [103] H. 伊乐斯贝尔格, 回采、顺槽及工作面支架新设计模型, 煤炭科研参考资料, 1984年2月, pp.34~38。
- [104] 康红普、陆士良, 巷道底鼓机理的分析, 岩石力学与工程学报, Vol. 10, No.4, 1991。
- [105] L. V. Rabcewicz, Stability of Tunnels Under Rock Load, Part I, Water Power, June 1969, pp.225~229.
- [106] L. V. Rabcewicz, Stability of Tunnels Under Rock Load, part

I, Water Power, July 1969.

[107] L.V. Rabcewicz, Stability of Tunnels Under Rock Load, Part

I, Water Power, August 1969, pp 297~302.

