

# 应力途径对凝灰岩力学特性的影响

吴玉山

(中国科学院武汉岩土力学研究所)

## 提 要

本文从地下洞室的应力变化的实际应力途径出发,研究了在轴向加载的同时,减小侧压的三轴试验方法。为了比较,还对恒侧压,增加轴向荷载的方式进行了平行试验。

试验表明,两种加载途径的强度特性大致相似,但变形特性、脆延性差异较大。本文认为通过应力途径符合于实际工程应力变化的三轴试验来确定岩石的力学特性是很必要的。

## 一、前 言

三向应力状态下的岩石强度、变形特性,在地下建筑物稳定性评价中是极为重要的资料。因此,较符合于岩石原始受力状态的三轴试验,已广泛地开展起来。但是,目前的三轴试验,大多数都是在保持不同级数的围压下,逐渐增加轴向荷载,促使试样破坏或达到所规定的变形之后,从而求得岩石的强度和变形特性的。当然,这样的加荷途径,在某些情况下,如坝基、建筑物基础等,是符合于岩体的受力状态的。而在另些情况下,如地下洞室周边应力的重分布状况是不甚相符的。众所周知,在图1所示的均匀的三维空间应力场中,开挖一个圆形隧洞(设洞轴与Z轴重合),其周边应力将重分布, $\sigma_z$ 大致保持不变, $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ 中一个应力增加,另一应力减小,且可认为是同时发生的。若作为平面问题应用有限元计算,则得如图2

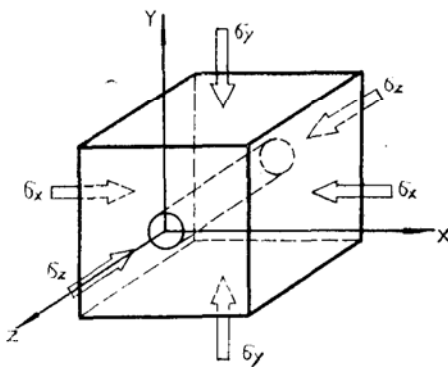


图 1

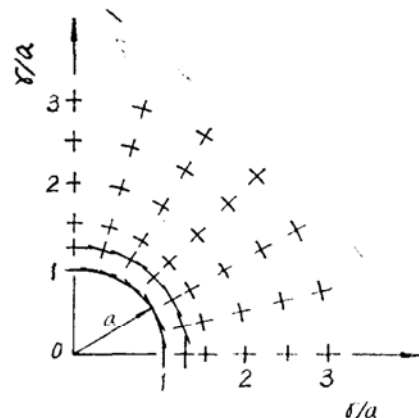


图 2

洞边主应力分布状况。图2是图1中被忽略的 $\sigma_z$ 的影响,由图2可知,在 $3a$ 的范围内是应力增减区。该区域是洞室稳定性评价中应主要考虑的对象,因此,在评价地下洞室稳定时,采用符合于这个应力重分布区的应力途径来研究岩石的强度和变形特性将是岩石力学工作者所

期望的。

上述洞室周边应力重分布的应力途径是在保持 $\sigma_z$ 不变, 增加或减小 $\sigma_x$ , 相应 $\sigma_y$ 为减小或增加的一种过程, 本试验就是基于这种思路而进行的。要实现这样的应力途径, 最好采用主应力不等的真三轴试验。但本试验中, 只采用围压相等( $\sigma_y = \sigma_z$ )的常规三轴试验, 即在使围压减少的同时增加轴压, 直至岩样破坏或达所规定的变形量, 求得岩石的强度和变形参数。为了比较该应力途径与常规途径(即围压固定, 增加轴压)的差异, 故对两种应力途径进行了平行试验。

不管是真三轴或是常规三轴试验, 在实现同步加荷的同时进行卸荷, 采用人工方法控制其试验机的行为是不可能的。故本试验采用了精度较高的, 用小型电子计算机自动控制的日制的SUM大型三轴试验机。

另一方面, 由于岩石的非均质性比较显著, 试验结果往往较分散。为避免试验结果的分散性掩盖岩石在不同应力途径下的力学特性上的差异, 故选用了比较均质的凝灰岩试样。

## 二、试样和试验装置

试样是日产的凝灰岩, 直径为50mm, 长为100mm。把加工好的试样放在干燥器中, 待恒重后方可开始试验。图3是试样的重量随时间的变化曲线。图4为试验装置示意图。

为测定其试样的轴向与横向应变值, 在试样中部的直径两端对应处沿轴向和横向各贴两片电阻片。为防止高压油进入岩样, 用橡皮套及“O”型圈作防渗油处理。电阻片的8条引出

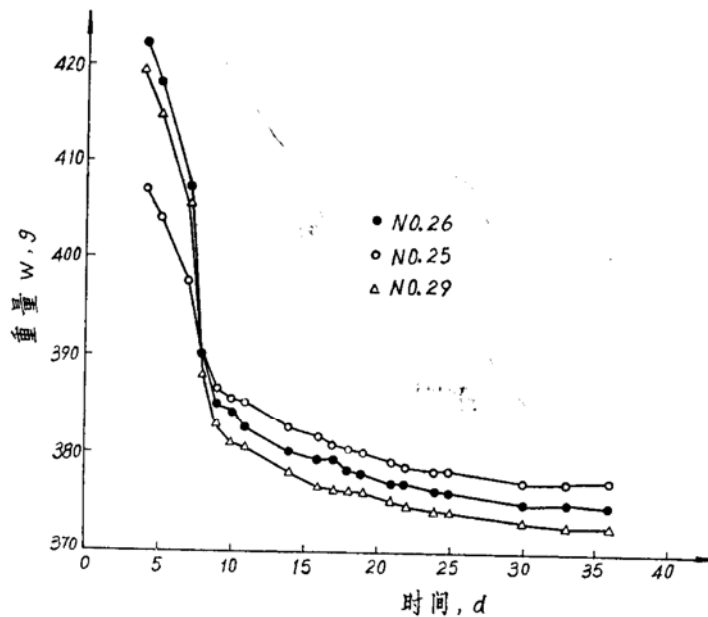
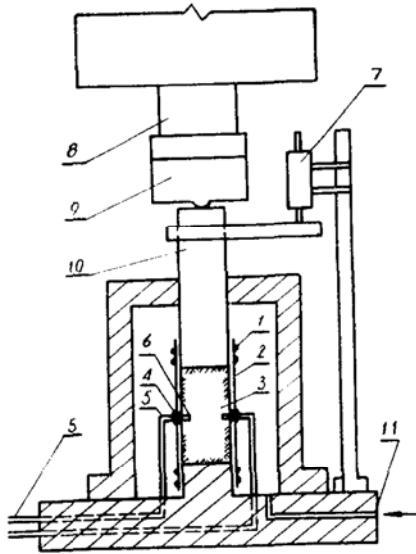


图 3

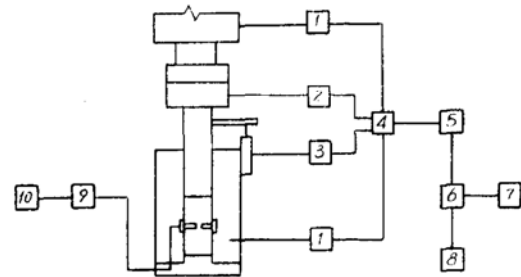
线通过橡皮套、高压容器与电阻应变仪相连, 在引出线进出口处还采用了封油措施。此外, 在高压容器的外部, 用位移计测量试样两端的垂直位移, 用安装在千斤顶和传力杆之间的荷载传感器, 测量所施加的荷载值, 并将二者直接输入到自动控制调节器和微型计算机, 以控制其应变或应力; 并把数据输到  $x-y$  函数记录仪上绘制成应力-应变关系曲线; 围压也输至控制机和计算机进行加载控制。除电阻片的应变值之外, 其他数据均由计算机控制和储存。

图 5 为测量系统的方框图。



1. "0"型橡皮圈 2. 橡皮套 3. 试样 4. 防油材料 5. 导线 6. 应变片 7. 位移计 8. 千斤顶 9. 荷载计 10. 活塞 11. 通液压室。

图 4



1. 控制放大器 2. 荷载放大器 3. 位移放大器 4. 反馈 5. 计算控制 6. 微型计算机 7. 打印机 8. x-y 作图器 9. 开关 10. 电阻应变仪

图 5

试验机的基本规格是：最大荷载为200t、最高侧压为1000kg/cm<sup>2</sup>；试样尺寸为直径50~300mm，最大长度600mm。

### 三、应力途径和试验方法

地下洞室周围的应力状态和构成这种应力分布是相当复杂的。特别是在分段开挖的地下洞室中，由于应力分布的多次反复，致使应力途径显得更为复杂。这样，要在试验中真实地描述这样的应力途径是相当困难的。因此，本试验模拟的只是基于洞室周围的“最后归宿”应力状态。轴压和侧压的组合可能引起岩样破坏的应力途径大致可区分为如图 6 所示的五种，即当侧压和轴压同步地加至某一静水压力后，则可①保持侧压，增加轴压(这是通常的应力途径)；②减小侧压，增加轴压；③保持轴压，减小侧压；④侧压和轴压同时增加；⑤侧压和轴压同时减小。

该试验采用的应力途径是①，②两种。但在第二种应力途径中，为了便于用计算机控制，在使侧压减小，轴压增加的同时，始终保持主应力之和不变，即  $\sigma_m = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \text{常数}$ 。把①，②两种途径的试验分别称为  $\sigma_3 = \text{常数}$  的试验和  $\sigma_m = \text{常数}$  的试验。

上述两种试验都是对轴向应变进行控制，其变形速度为0.05mm/min。其加载过程是①当  $\sigma_3 = \text{常数}$  时，同步施加  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  至规定的  $\sigma_3$  值，稳压至压缩变形不再变化后，再增加垂直压力直至试体破坏或垂直应变到 3~5%。侧压级数为： $\sigma_3 = 0, 2.5,$

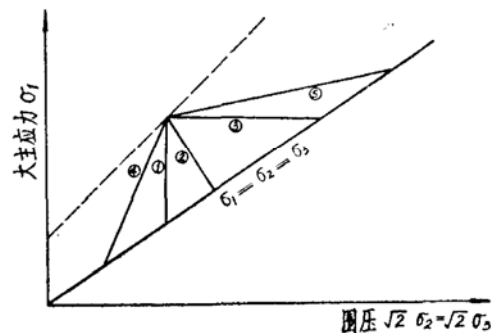


图 6

5.0, 10, 15, 20MPa(1MPa = 10.2kg/cm<sup>2</sup>); ② $\sigma_m$  = 常数时, 同步施加  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  使  $\sigma_m = \sigma_1 + 2\sigma_3$ , 稳压至压缩变形不再变化后, 在保持  $\sigma_m$  不变的同时, 增加垂直压力, 减小侧压力, 直至试体破坏或垂直应变达3~5%。 $\sigma_m$  的级数是根据  $\sigma_3$  = 常数的试验结果选定的, 取  $\sigma_m = 15.0, 20.0, 25.0, 30.0$ MPa。在选定  $\sigma_m$  时, 必须使其试样尽可能在接近  $\sigma_3$  = 常数的试验侧压下破坏, 以便于两者比较。

## 四、试验结果和分析

### (一) 变形特性

图7, 8分别为 $\sigma_3$ 和 $\sigma_m$ 取不同常数的试验轴向应变和主应力差关系曲线(位移计测定的)。从图7可知, 在弹性阶段, 在相同的主应力差作用下, 围压越大, 轴向应变越小。这表

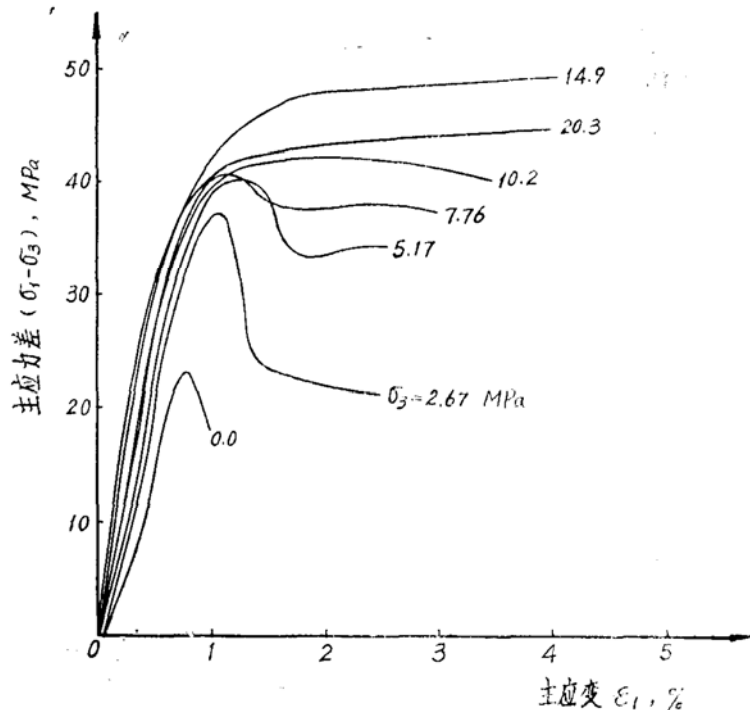


图 7

明该岩石在围压作用下容易被压密。当围压为10.2MPa时(约为100kg/cm<sup>2</sup>), 曲线的峰值已不太明显, 即说明这种凝灰岩在围压低于10.2MPa时, 呈现脆性破坏, 而高于此值时, 就逐步过渡到韧性流动破坏。图8是 $\sigma_3$ 为常数的试验曲线。图中括号的数值表示试体破坏时的围压值。由图可知, 在 $\sigma_m < 18.6$ MPa时, 曲线呈脆性破坏型, 而 $\sigma_m > 18.6$ MPa时, 则由脆性向韧性过渡; 当 $\sigma_m = 35$ MPa时, 就呈现明显的韧性流动。与图7比较, 在弹性阶段, 即使是在相同的主应力差作用下,  $\sigma_m$ 为常数时的轴向应变略小于 $\sigma_3$ 为常数时的应变。

图9, 10分别为 $\sigma_3$ 和 $\sigma_m$ 取不同常数时轴向应变, 横向应变与主应力差之间的关系曲线(采用电阻片测量的)。比较两图可知, 最为明显的差异是: 在相同主应力差作用下,  $\sigma_m$  = 常数其横向变形都普遍比 $\sigma_3$  = 常数的要大。如果把相同应力差之下横向变形与纵向变形之比称之为视泊桑比, 并把它与主应力差绘成曲线, 则如图11所示。图中的白圆圈是 $\sigma_3$  = 常数的试

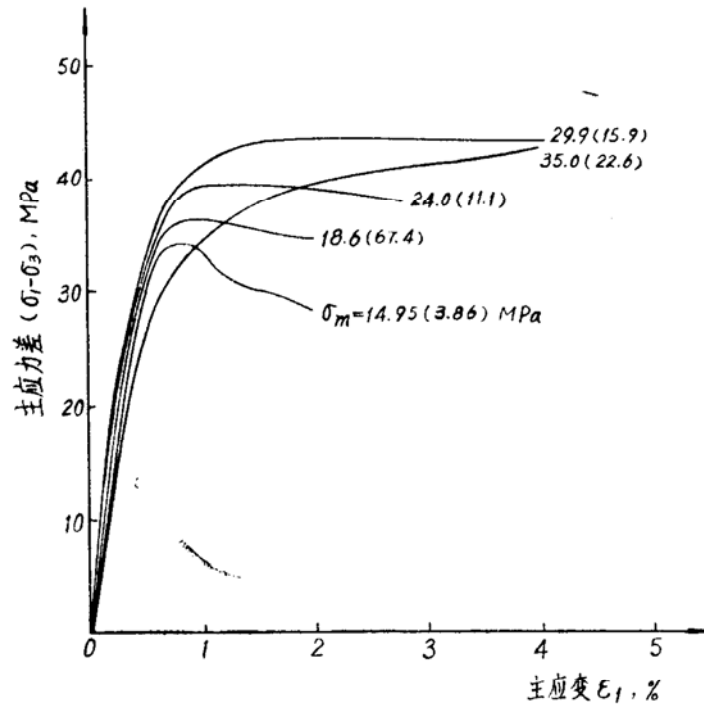


图 8

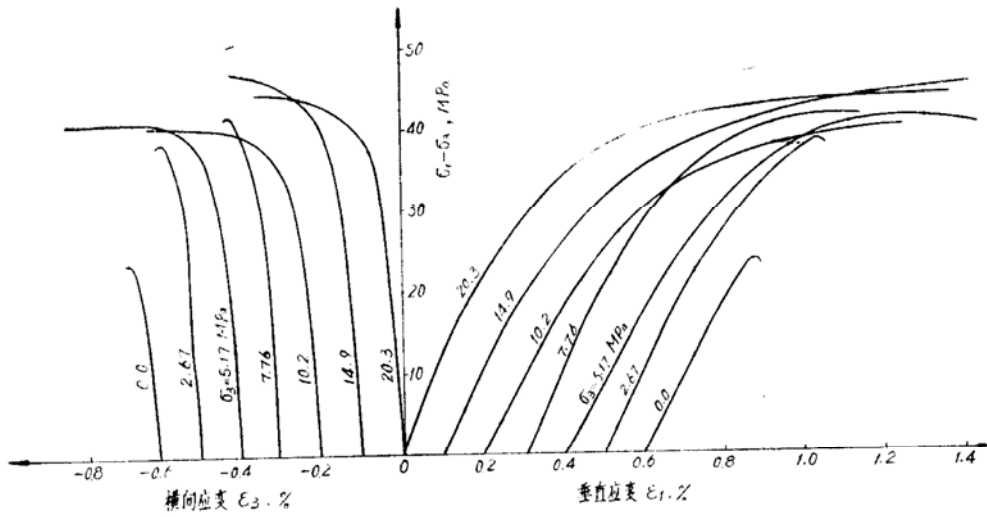


图 9

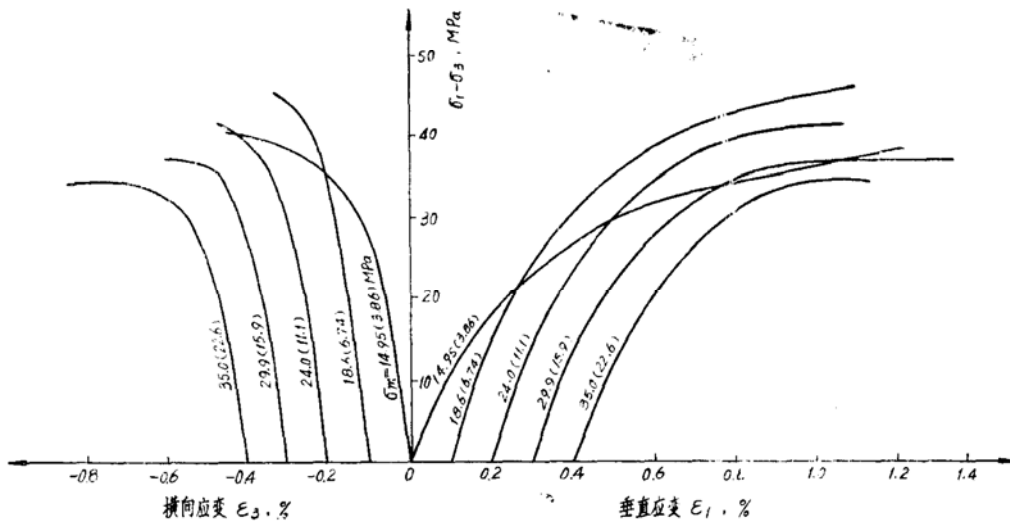


图 10

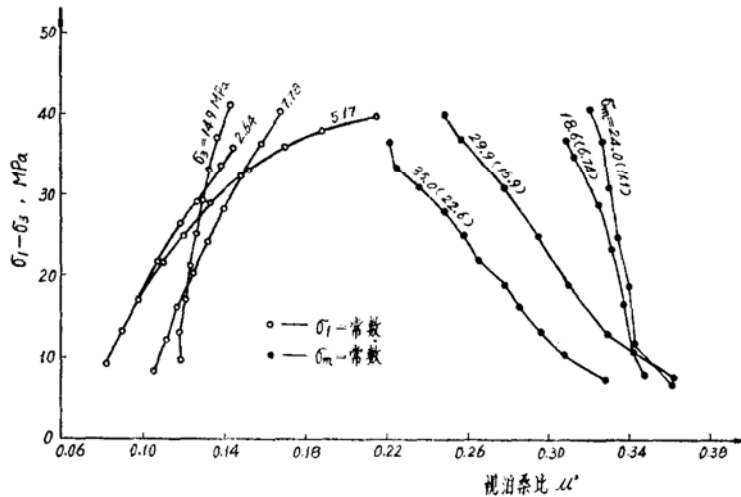


图 11

验结果，黑圆点是  $\sigma_m = \text{常数}$  的试验结果。曲线旁标注的  $\sigma_m$  值，括号内的数是试验破坏时的围压值。从中看出：当  $\sigma_3 = \text{常数}$  时不论围压的大小，视泊桑比都随着主应力差的增加而增加；当  $\sigma_m = \text{常数}$  时，即具有相反的倾向，随主应力差增大而减小。两者相比最显著的差别是， $\sigma_m = \text{常数}$  时的视泊桑比都比  $\sigma_3 = \text{常数}$  时的视泊桑比要大。笔者认为，上述两种试验结果之所以有差异，除了加荷过程中  $\sigma_3$  的大小不同外，还可能是应力途径不同所致。

另一方面，比较位移计和应变片所测得的垂直应变即图 7~10，不难看出：不管是  $\sigma_3$  或  $\sigma_m$  等于常数时，试样破坏前位移计所测得的应变都比应变片的大。图12是  $\sigma_3 = 2.67 \text{ MPa}$  时，两种测量器所得结果的比较，可以看出位移计的应变比应变片的大一倍左右。这可能是由于试体两端的应力集中而引起端部的变形比中间部分产生较大的变形，并反映至位移计中所致。

### (二) 强度特性

为了对两种加荷途径的强度特性进行比较，对破坏荷载作了如图13所示的规定，即在应

更正：图11中“ $\sigma_1$ ”应改为“ $\sigma_3$ ”。

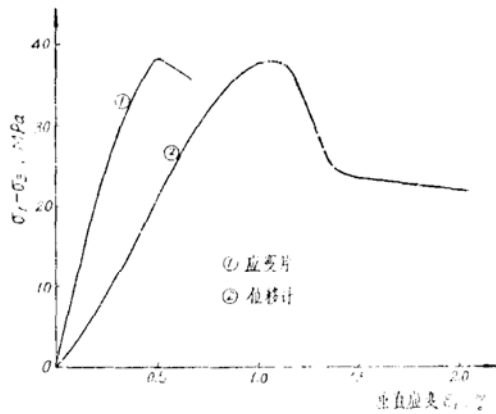


图 12

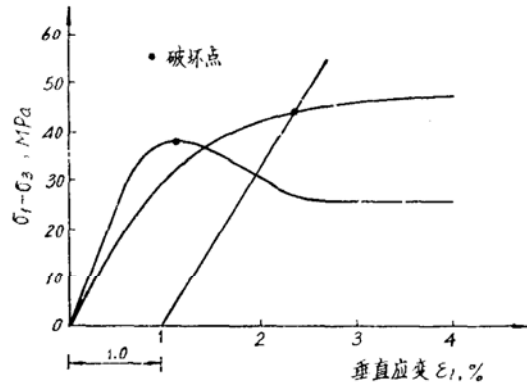


图 13

力-应变关系曲线上有峰值时即取其峰值为破坏荷载；无峰值时，则取其横座标的 1% 处，引平行于初期变形线的直线，取其交点为破坏荷载。在此规定基础上，绘制试体破坏时的  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  的关系曲线，如图 14 所示。图中的白圆圈为  $\sigma_3 =$  常数的试验结果，黑圆点为  $\sigma_m =$  常数的试验结果，其强度差别不很显著，即  $\sigma_m =$  常数时的强度比  $\sigma_3 =$  常数时的强度稍有降低的趋势。

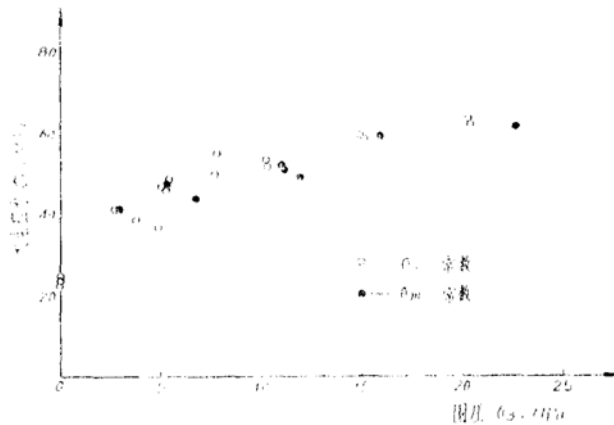
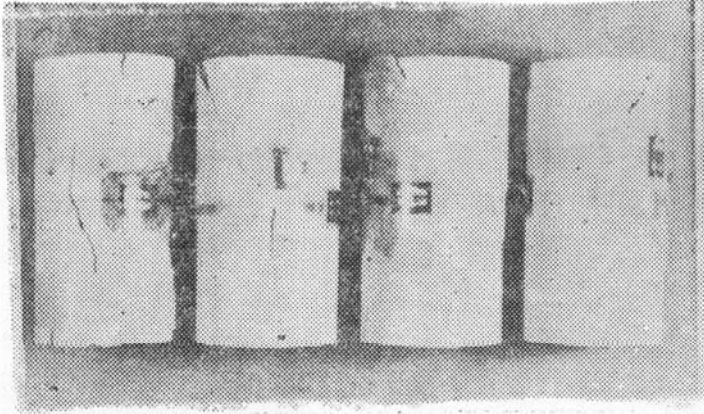


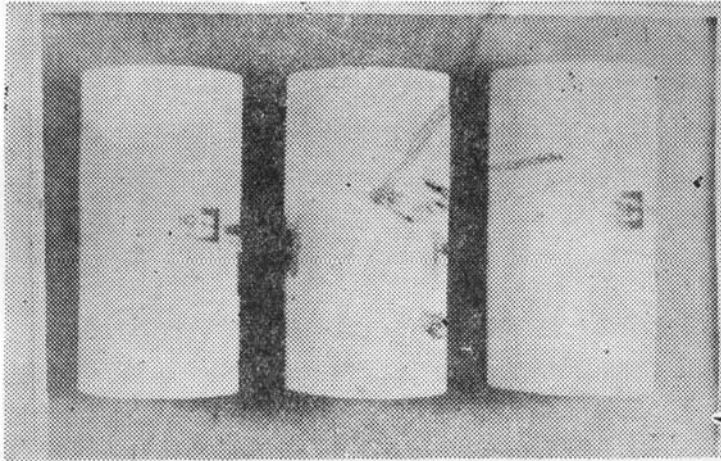
图 14

### (三) 试体的破坏形式

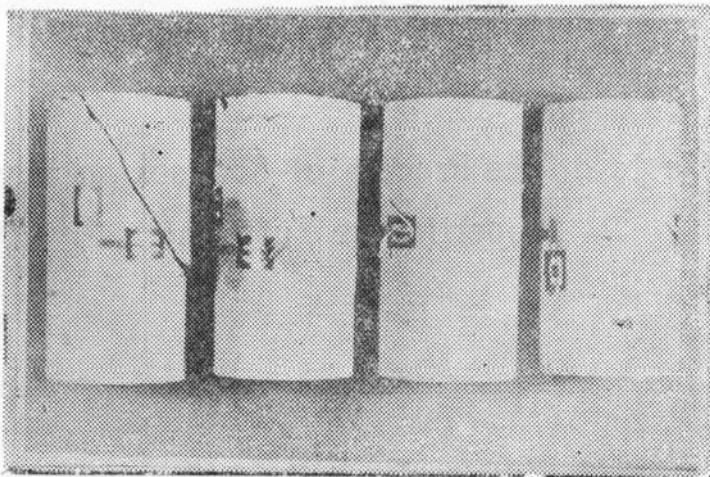
试体的破坏形式如照片 1, 2, 3 所示。照片 1, 2 分别是  $\sigma_3$  为 0, 2.67, 5.23, 7.76, 10.3, 14.9, 20.4 MPa, 作用下从左至右的破坏形式。从两照片可知：随着侧压的增加，破坏面的倾角逐渐变缓，剪切破坏逐渐明显化。但当  $\sigma_3 = 10.2$  MPa (约 100 kg/cm<sup>2</sup>) 时，即使是垂直变形达到 5%，试体也不产生破坏，只是呈现出塑性流动，试样出现了显著的变形。此时，相应的应力应变曲线不再具有峰值了，只是韧性流动。照片 3 是试验常数  $\sigma_m$  分别为 14.95 (2.84), 18.6 (5.33), 24.0 (11.0), 29.9 (15.9) MPa 时从左至右的破坏形式。破坏面的基本规律也大致与  $\sigma_3 =$  常数时相似。但两者破坏形式稍有不同，即在相同的侧压 (破坏时) 情况下， $\sigma_m =$  常数的破坏面倾角比  $\sigma_3 =$  常数时的缓和些，韧性较为明显。这是因为在到达破坏前的应力途径上， $\sigma_m =$  常数的围压要比  $\sigma_3 =$  常数的围压大。



照片 1 从左至右 $\sigma_3 = 0, 2.5, 5.0, 7.5$ , MPa



照片 2 从左至右 $\sigma_3 = 10.2, 15.0, 20.0$ MPa



照片 3 从左至右 $\sigma_m = 15.0, 20.0, 25.0, 30.0$ MPa



## 五、结 语

本文对两种加荷途径进行了试验研究,发现两种加荷途径对强度特性的影响差别不是很大,只是表现出 $\sigma_m = \text{常数}$ 时的强度略有降低的趋势。如果在极不均质的岩样中,强度的分散性将会掩盖其差别。但是,两种不同的加荷途径对变形特性有较大的影响,特别是在横向变形方面更为显著。在相同的主应力差作用下, $\sigma_3 = \text{常数}$ 的试验其横向变形为 $\sigma_m = \text{常数}$ 的一半左右。从视泊桑此变化范围来看, $\sigma_3 = \text{常数}$ 时其视泊桑此 $\mu' = 0.1 \sim 0.2$ ;  $\sigma_m = \text{常数}$ 时视泊桑此 $\mu' = 0.22 \sim 0.34$ 。变形特性的显著差别,提示我们必须考虑以下两个问题:

1. 目前在评价地下洞室稳定问题时,倾向于用变形特性或泊桑比做为标准。但由于应力途径不同,其变形特性差别较大,从这一点看,应用符合于实际状况的应力途径来确定其力学性指标是具有实际意义的。

2. 地下洞室的周边往往存在一个松弛区,除了与开挖、爆破方式等因素有关外,是否与一方向增压另一方向减压的应力途径有关?这是有待于进一步探讨的问题。

试验表明,这种凝灰岩在侧压 $\sigma_3 = 10.2 \text{MPa}$ 时,由脆性转入韧性。

本试验只对凝灰岩进行了两种途径的初步比较试验,发现了一些新现象,但是其他岩种是否也具有同样现象呢?即对上述现象如何从理论上作深入的解释呢?这是有待研究的问题。

## 参 考 文 献

- [1] 許東俊ら,软弱砂岩の三軸壓縮応力下の力学挙動,日本地震学会1980年秋季大会講演預稿集。
- [2] 西井理ら,横方向变形制御による岩石の三軸壓縮試験,日本矿业学会講演要旨集,1980年。
- [3] 荻野正二ら,真の三軸壓縮応力下の大石の非弾性挙動,日本矿业学会講演要旨集,1981年。
- [4] Hoshino, Kazuo, Mechanical Properties of Japanese Tertiary Sedimentary Rocks under High Confining Pressures. Geological Survey of Japan, 1975.
- [5] 原子力発電所の地下立地における発電所空洞の安定性,日本電子中央研究所報告,1979年。
- [6] 櫻井春輔,トンネルの現場計測とその結果の評価法,土木学会論文報,第317号,1982年1月。
- [7] 櫻井春輔,トンネルの新しい設計概念,1981年。

## The Effects of the Process of Stresses on Mechanical Properties of Tuff Rocks

Wu Yu-shan

(Institute of Rock and Soil Mechanics, Academia Sinica, Wuhan)

### Abstract

According to the actual process of stress changes in underground excavations, a triaxial test method, using a loading pattern in which confined pressure is being reduced when exerting an axial loading, is introduced. In order to be compared, the exper-

riment using general loading patterns, namely, increasing axial loading under constant confined pressure, was performed.

The result shows that for these two load processes the strength characters are basically the same while deformation properties and brittleness and ductility are quite different. It is necessary to employ such a triaxial test of which the stress process is consistent with the stress changes in an actual engineering practice to determine the mechanical properties of rocks.