目　　录

前　言
序　言
第一章　实验室试验的样品制备 …… 1
1.1　引言 …… 1
1.2　取样 …… 1
1.3　样品制备 …… 2
1.4　试验样品的数量 …… 4
1.5　摘要和结论 …… 6
第二章　岩石的抗压强度 …… 7
2.1　引言 …… 7
2.2　压缩时样品的应力分布 …… 7
2.3　压缩时样品的破坏方式 …… 13
2.4　压缩时样品的破坏机理 …… 14
2.5　承压板与端面之间的摩擦 …… 15
2.6　样品的几何形态 …… 17
2.7　加荷速率 …… 24
2.8　环境 …… 26
2.9　矿物、颗粒尺寸和孔隙率 …… 33
2.10　受压岩石破坏后的性状 …… 33
2.11　计算岩石抗压强度的间接方法 …… 37
2.12　摘要和结论 …… 43
第三章　岩石的抗拉强度 …… 45
3.1　引言 …… 45
3.2　直接法 …… 45
3.3　间接法 …… 49
3.4　不规则形状试件的试验 …… 68
3.5　不同方法测得结果的比较 …… 70
3.6　摘要和结论 …… 72
第四章　岩石的抗剪强度 …… 74
4.1　引言 …… 74
4.2　用扭转测定抗剪强度的方法 …… 74
4.3　剪切面上正应力为零的试验方法 …… 76
4.4　在加压条件下测定抗剪强度的方法 …… 77
4.5　利用单轴抗拉和抗压强度的摩尔图解确定抗剪强度 …… 88
4.6　根据不同方法所得结果的比较 …… 88
4.7　摘要和结论 …… 90

第五章　在三轴和双轴应力下的岩石强度 ……92
5.1　引言 ……92
5.2　试验技术 ……92
5.3　常规三轴试验 ……93
5.4　多轴试验 ……117
5.5　其他试验 ……119
5.6　双轴应力下的岩石强度 ……123
5.7　用三轴试验测定抗剪强度 ……125
5.8　破坏准则 ……126
5.9　摘要和结论 ……132
附录　刚性试验机 ……134

第一章　实验室试验的样品制备

1.1 引　　言

岩体的正确取样和制备样品是一项很细致的工作。采取的样品必须能真实地反映岩体。制备样品要比试验化费更多的时间。通常试验的结果很分散。为此，提出这样一个问题，对于试验究竟需要多少样品。本章将讨论诸如此类的问题。

1.2 取　　样

应当正确的取样，因为采取的样品所测定的性质，必须能真实地反映岩体的情况。一般地说，岩体是一种非均质体，从不同部位所取的样品，其性质是全然不同的。

若岩体的某些部位缺乏样品，则从试验结果计算的平均值就会受到影响。由此得到一个重要的结论，即样品应当从岩体的各个部位采取。

为保证正确取样，要进行岩体的岩石学研究，并将矿物成分，胶结材料的性质，结构和风化程度等有显著差异的情况标绘在岩体的横剖面图上形成一些区域，通常用矿物染色，折光率和频谱分析等方法，来帮助肉眼观察这些区域内的岩石。

在层状岩体中，层面是很容易识别的重要控制线。在煤层中，不同成分的岩石性质变化是很大的，而且很容易用肉眼观察，把层面划分为不同的剖面。

叶理、节理、裂缝和其他不连续面的存在也应予考虑。沿岩体横剖面的这些区域应分别采取样品。

断层、岩脉和褶皱区域的岩石性质变化很大，这些构造的出现也有助于观察。

样品通常从野外的大块岩石上来制取。在软弱岩石的情况下，如煤、页岩和岩盐等，用专门的机器从岩体上切割。对于坚硬岩石，用彼此接触的排孔法钻取。制样时，要保持叶理或其他弱面不受扰动。

有时，大的岩块用爆破法采取。不过，这种曾受到爆破时很强烈的应力波冲击的岩块，会产生某些微裂隙或使原有裂隙扩展。

当需要测定地下深处的岩石性质时，须采用金刚石钻取岩心。

在不规则样品试验的情况下，以采矿通用的方法从巷道工作面采取小尺寸样品。采取这种样品费力最小，但有其本质的缺陷，就是较弱的部分易破裂成碎块，而通常取得的总是岩体较强部分的样品。此外，采取到的这种样品很难说是代表哪一部分。况且，由于采矿时的开挖，样品已受过高应力的影响。如果样品是用人工打碎的一块或几块岩石中采取，则某些不利的影响可以克服。

所采取的样品应标记在图上，注明它在原来岩体中所处的部位和方向。

样品在运输过程中，需要注意的是不许受到过分的震动，以免产生新的裂缝或使原有裂隙扩展。为免受风化的影响，样品须贮放在适宜的地方。

1.3 样 品 制 备

试验样品可以分为三类：

规则样品（圆柱体，棱柱体或立方体）；

不规则样品；

特殊形状的样品。

1.3.1. 规则样品

大多数力学性质试验样品是圆柱体。虽然加工设备通常可以制备直径为1.3～15.0厘米的样品，但典型样品的直径多采用2.5～5.0厘米。对某些试件，一般所采用的高径比如下：

抗压强度试验	2.5～3.0；
弯曲试验	3～7；
巴西试验●	0.5～1.0；
冲压试验	0.2～0.25。

为了制备这些样品，多用地下开挖或勘查钻探时取得的岩心，因为这样可使制样工作量最少，且易于蜡封，喷涂料或用聚乙烯布包装或缠卷，能较好地防止风化。

在制备样品时，用圆盘锯将岩心切割成所需要的长度。

当用大块岩石制备样品时，首先用机器或人工将其切成小块，然后用经改进的工厂钻或小型采石钻在岩块上钻取岩心。也可用车床来车制岩心[罗兰茨(Rowlands)，1967]。

使用圆盘锯制备棱柱体样品时，首先将岩块切割成板状，再切成条状，最后加工成棱柱体。若岩石很脆而且强度低，在这种情况下，当样品即将切断时，由于材料受到剪切，常感加工困难，此时可将样品埋入硬石蜡中，然后再进行切割。

在试验之前，将样品端面做成符合某一标准要求是很重要的，因为在样品端面的槽沟和孔洞处会形成应力集中点，致使样品在相当低的荷重下破坏。端面粗糙度对强度较大的岩石的影响比那些较弱岩石更为敏感。对于所有类型的岩石，试验结果的标准差也随着表面结构的变化而增加。

用车床，表面研磨和擦准机制备试件。采用车床或表面研磨制件时，最后还需要在擦准机上进行修整。

如果样品的周边是粗糙的，必须修整光滑。当用电阻应变片测变形时，这步工作特别重要。圆柱体样品用车床或表面磨光机来进行，棱柱体或立方体样品在表面磨光机或擦准机上完成。

样品端面应当彼此平行，而且垂直于样品的轴线。磨光试件的两个端面是最好的方法，这样提供的端面将垂直于岩心轴，而且彼此之间的平行度在合理界限之内。

对于抗压强度试验的圆柱体样品尺寸的允许误差，国际岩石力学学会(I.S.R.M.)对

● 巴西试验即劈裂法抗拉试验。——译者

实验室试验的建议（1972）如下：

1.样品端面应当磨平到0.02毫米。

2.样品端面应当垂直于样品轴，误差在0.001弧度（3.5分）以内。

3.样品的周边应当是光滑的并且没有不规则的突起，而且在样品整个长度上的直径差不得超过0.3毫米。

通常，在钻、切和磨光等操作过程中，需要用冷却剂消散所产生的热量，否则会损坏样品和工具。为此目的，水是最常用的冷却剂。在水对岩石有影响的情况下，可用压缩空气作为冷却剂，但是冷却作用缓慢，工具常须调换，以便工具和岩石能适当的冷却，同时还要增加吸尘设备。

1.3.2 不规则样品

不规则试验的样品采取，用小锤轻敲去掉尖角。按照样品的重量选择它们的大小。

1.3.3 特殊形状样品

特殊形状的样品有时是需要的，特别是对于抗拉试验，因为存在夹持样品的问题。

威克尔(Wuerker)(1955)用水泥砂浆或褐煤块制备成如图1-1 所示的样品来进行抗拉强度试验。制备这种形状的样品时，软弱岩石无法钻取岩心而只能用手锯；中等硬度到坚硬岩石可以用如图所示的方法钻取，并用模板切成适合于样品的形状。

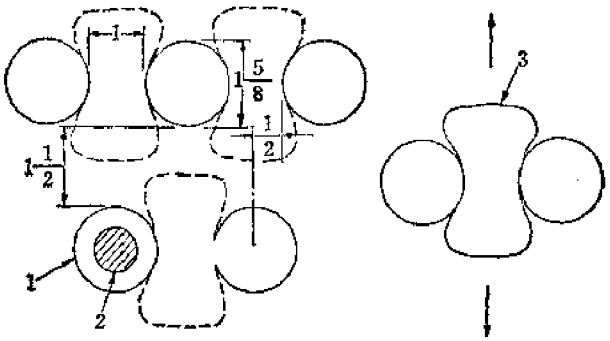


图 1-1 为获得煤块抗拉样品的EX钻孔间距（长度单位：英寸）

1—EX 钻孔外径；2—$\frac{7}{8}$英寸岩心；3—抗拉试件

南非国立工程力学研究所岩石力学部所用的抗拉试验样品如图1-2所示[郝克(Hock)，1964]。这种样品用高速水冷却的金刚石轮磨制。磨轮安装在车床的工具杆上，从侧面制出样品的轮廓，并用车床的导向螺丝带动从动装置。

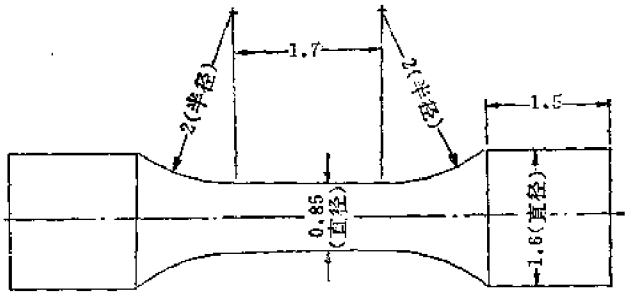


图 1-2 南非国立工程力学研究所用的抗拉样品详图 （长度单位：英寸）

圆环状样品也可用于抗拉强度试验。岩心的端部首先用圆锯垂直于纵轴切割，然后在车床上装上碳化钻头，沿岩心中心纵轴钻出指定的直径的孔，最后按所需的厚度，将岩心切成圆环。

有时用空心圆柱体样品进行三轴强度试验。这种样品的制备用两层水冲洗的金刚石岩心钻头在岩块上连续钻孔，较大的钻头最先钻出外径[霍布斯(Hobbs)，1962]。这种样品也可以先钻内孔，然后用专门制造并具有内径孔的中心导杆的套钻[帕仑和斯可特(Perrin和Scott)，1964]，或用双管薄壁钻头[玛赞蒂(Mazanti)和索瓦尔斯(Sowers)，1965]来钻取。最后将空心圆柱体用圆锯切成所需的长度。

在某些情况下，也采用球形样品。这种样品在测定不同方向的某些性质时特别有用。美国矿务局最新发展的球形样品制备新工艺比以往的方法减少将近一半的加工时间[维克尔斯(Vickers)和奇尔(Thill)，1969]。

新的球形试样制备工艺，用直径为0.16～0.32厘米的岩心，大于球形样品直径。将岩心的边胶在木板上，垂直于岩心轴钻孔。这种过程在与另外两个钻孔轴正交的第三个方向重复进行。样品的棱角用人工研磨直到样品大致成球形，然后将样品置于球磨机上，用从粗逐渐到细的研磨混合物分级研磨，直到磨光为止。

为了辨别球形样品在制备过程中的最初方向，在样品上用不同直径且彼此成直角的两个小孔标出直角坐标系统。

1.4 试验样品的数量

正如1.2节开始时所指出的那样，单个样品试验结果不能说明岩体情况。理论上，不可能得到绝对值，但大量样品试验结果会接近绝对值。然而有限的试验费用不可能提供可靠的结果，因此，需要确定所需试验样品的最少数量。

确定试验样品的数量，必须考虑试验结果的变幅和平均值的精度与可靠性。变幅取决于岩石的非均质性和样品的尺寸。较小的样品显示出较大的偏差。所以实验室用小样品进行试验，则样品的数量需要多些。

下列的关系，可以用于确定试验样品的数量 n：

$$p=\frac{\left[100+\frac{kV}{\sqrt{n}}\right]}{\left[100-\frac{kV}{\sqrt{n}}\right]}$$

式中 V——偏差系数；

p❶——精度指标。

偏差系数V是用开始试验样品数量N，按下面方程式计算：

$$V=\frac{S}{\bar{x}}\times 100\%$$

❶ 原文为a numier，其含义宜译作精度指标。——译者

式中　　平均值　$\bar{x}=\frac{\Sigma x_i}{N}$

标准差　$s=\sqrt{\left\{\frac{\Sigma_i(x_i-\bar{x})^2}{N-1}\right\}}$

k值（表1）取决于所要求的置信区间和最初试验的样品数量N。普洛托基雅可诺夫（Protodyakonov）（1961）选的k值为2。在置信区间95%时，需要大量的样品（超过30）。

表1　　k　　值

自由度	或然率（置信区间）		
（$N-1$）	90%	95%	99%
1	6.31	12.7	63.7
2	2.92	4.3	9.92
3	2.35	3.18	5.84
4	2.13	2.78	4.60
5	2.02	2.57	4.03
6	1.94	2.45	3.71
7	1.89	2.36	3.50
8	1.86	2.31	3.36
9	1.83	2.26	3.25
10	1.81	2.23	3.17
11	1.80	2.20	3.11
12	1.78	2.18	3.05
13	1.77	2.16	3.01
14	1.76	2.14	2.98
15	1.75	2.13	2.95
16	1.75	2.12	2.92
17	1.74	2.11	2.90
18	1.73	2.10	2.88
19	1.73	2.09	2.86
20	1.72	2.09	2.85
25	1.71	2.06	2.80
30	1.70	2.04	2.75
∞	1.64	1.96	2.58

p值取决于允许的偏差，若允许的偏差是平均值的±20%时，p值取1.5。

抗压强度试验的偏差系数介于15～30%之间，而抗拉强度试验的则较高。通常情况下，均质岩石的样品数量，如大理石可用2～3个，页岩为5个，砂岩5～10个。对于煤的样品数量还要多些。

最近，雅马古基（Yamaguchi）（1970）用统计技术提出“样品数量的判断”分析这个问题之后，用花岗岩、安山岩和泥灰岩三种岩石作了抗压和抗拉强度试验，其结论是需要用10个或更多的样品确定岩石强度。

1.5 摘要和结论

对岩体进行岩石学和结构研究之后，应当从岩体的显著不同部位采取足够的样品。应当指出所有样品与原岩体边界一致的初始位置和方向。

通常采用圆柱体样品。圆柱体样品的端面彼此之间应当严格平行并垂直于圆柱体的轴线。表面必须磨光，以符合于公差要求。国际岩石力学委员会（1972）对实验室抗压强度试验样品提出下列标准：

1.样品端面应当磨平到0.02毫米。

2.样品端面应当垂直于样品轴，误差在0.001弧度（3.5分）以内。

第二章　岩石的抗压强度

2.1 引　言

测定抗压强度通常所用的方法，是用岩石圆柱体样品置于压力机承压板之间轴向加荷，在破坏时的应力值称为样品的抗压强度，其关系式是：

$$\sigma_c = F/A \qquad (2\cdot1)$$

式中　σ_c——样品的抗压强度；

F——破坏时的作用力；

A——垂直于加力方向的最初横截面积。

在概念上，测定抗压强度是极简单的，但实际上并非如此。除矿物，颗粒尺寸和孔隙率等内在因素外，下述的外部条件对试验结果有很大影响：

（a）承压板与端面之间的摩擦；

（b）样品的几何形态；

（i）形状

（ii）高径比

（iii）尺寸

（c）加荷速度；

（d）环境。

必须了解这些因素以及它们相互之间的关系，假如样品状态和试验条件不合乎要求，则试验结果会是错的或者实际上是无用的。这些因素将在本章中予以讨论。

岩石破坏以后的力学性质，通常称为岩石破坏后的性质，最近已经认识到测定这种性质的重要性。由于在普通压力机上不可能得到破坏后的曲线，因而试图增大压力机的刚度。不久前已成功地使用了一种辅助机器。有关压缩时岩石破坏以后的性质，也将在本章内论述。

此外，对于间接计算抗压强度的方法也包括在本章中。

2.2 压缩时样品的应力分布

通常采用的试验方法，有时是不适当的。这是由于岩石与试验机之间弹性不一致引起的端部效应，使样品的应力分布不均匀。取得的试验结果不单是取决于岩石特性，也取决于岩石与试验机两者的特性。

当样品在试验机承压板之间压缩时，由于“泊松效应”导致侧向膨胀（包括径向和圆周向两者）而缩短。另一方面，在样品与试验机之间的接触面上，产生摩擦阻力以阻碍膨胀。因而，在此情况下的样品，并不完全是单轴压缩状态。

许多研究工作者假定不同的边界条件，分析了压缩时圆柱体样品在弹性限度内的应力分布。现将其结果摘述如下：

菲朗（Filon）（1902）假定下列边界条件，并作了理论分析：

（a）产生的轴向应力垂直于圆柱体的端面，轴向力的分布是未知的。

（b）样品的端面与承压板之间保持平面接触。

（c）垂直于圆柱体曲面的应力为零。

（d）样品端面的周边保持固定。

匹克特（Pickett）（1944）提供此问题的解答与菲朗假定的前三个边界条件相同，但第四个边界条件是端面的任何一点不膨胀，即没有滑动。他用付里叶（Fourier）方法所遇到的困难是靠近圆柱体外围各点的级数收敛得很慢，而且不能够计算出确切的圆柱体外围的应力值。达勃洛尼亚（D'Appolonia）和纽玛克（Newmark）（1951）用方格网模拟法所得的结果，与匹克特假定的条件完全一致。

巴拉（Balla）（1960）得到更为一般的解是用多项式，付里叶和贝塞尔（Bessel）函数组合去满足边界条件。同时也考虑了高径比和糙率因数。

吉里加法拉布孚（Girijavallabhan）（1970）用有限单元法解这个问题，得到与匹克特解答完全一致的结果。

潘（Peng）（1971）也用实验和理论分析解答了这个问题。

然而，所有这些解答产生了不同的结果。图 2-1 是根据不同作者假定的条件，用高径比为 1 的样品，比较所得的试件端面应力分布情况。

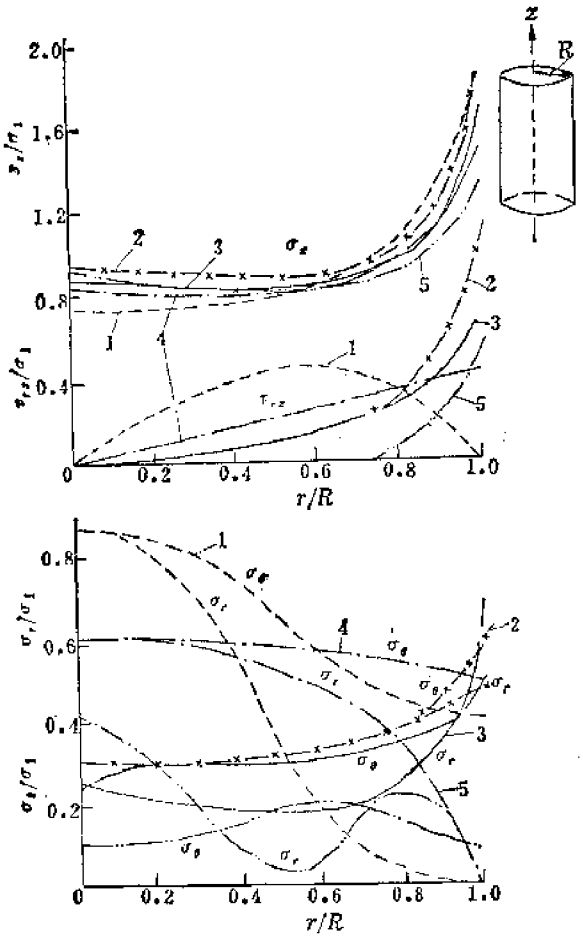


图 2-1 根据各个作者假定的条件所得的端面应力分布的比较
（潘，1971）
（σ_1为施加的轴向平均应力）
1—菲朗；2—匹克特；3—达勃洛尼亚-纽玛克；4—巴拉；5—潘

匹克特、达勃洛尼亚、纽玛克、巴拉和潘等人所获得的应力分布，在形式上是一致的，但数值上则有某种程度的差别。菲朗的解答形式上不同，可能没有考虑端面的任意点不膨胀这一事实。轴向应力集中值在样品的边缘处最大。菲朗、达勃洛尼亚和纽玛克的解答为1.7，巴拉为1.6、匹克特为1.9（外推法）以及潘为1.3。

剪应力（τ_{rz}）分布最大值也在边缘处，匹克特为 1.1，达勃洛尼亚和纽玛克为0.66，巴拉为0.42，潘为0.6，然而菲朗的解答却不相同，在边缘处剪应力为零，

最大剪应力值0.52出现在$r/R=0.6$处。

径向（σ_r）和圆周向（σ_θ）的应力集中，各个研究者所得的结果很不相同。在多数情况下：（i）靠近样品边缘处圆周向应力大于径向应力；（ii）圆周向与径向应力之间的差别，在向着中心时变小，接近中心时两者最后相等。菲朗和巴拉计算的径向应力在边缘处为零，然而达勃洛尼亚（D'Appolonia）与纽玛克以及匹克特计算的分别为0.62和0.6。匹克特的解答，除了靠近边缘以外，在端面的所有点径向和圆周向应力值是相同的。潘所得的图形为波浪形曲线。

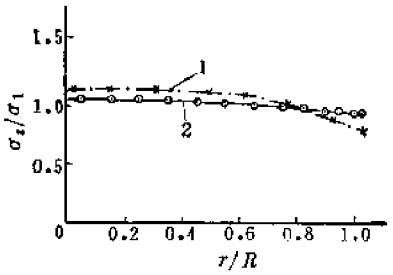


图 2-2 圆柱体中间的σ_z应力（σ_1为所施加的平均应力）
1—达勃洛尼亚-纽玛克；2—匹克特

吉里加法拉布罕绘制的圆柱体中间断面的轴向应力分布图，见图 2-2。在这些结果中，包括匹克特、达勃洛尼亚与纽玛克的资料在内。所有的结果指出，在圆柱体中间断面中心的轴向压缩应力最大。

所有研究者得到的样品中间垂直面的径向和圆周向应力值是不能采用的。菲郎的解答指出，圆周向拉应力存在于样品的整个宽度上，最大值出现在曲面边界处，其值为轴向压缩应力的 −0.032 倍。潘用高径比为 2 的样品也求得中间平面的应力值。在中间平面，所有的径向应力都是拉应力。最大径向拉应力在中心，其值为 −0.06，而圆柱体边缘处的拉应力值降低到零。最大圆周向拉应力为 −0.055，出现在中间断面距样品两侧边缘约 $R/2$的中部处。

科特（Kotte），伯切斯（Berczes），格拉姆伯格（Gramberg）和塞尔登拉斯（Seldenrath）（1969）用高径比为 2 的样品并采用菲朗的边界条件也解答了这一问题，其结果如图2-3所示。从图上清楚地看出三向压缩应力出现在离岩石样品接触面的某一距离处，在中心区域也存在径向和圆周向的拉应力。

潘用高径比为 2 的样品解此问题，其结果如图2-4所示，此结果也表示出类似的趋势。

波尔迪亚（Bordia）（1971）根据勃朗德式斯（Prandtl's）的局部塑性变形理论，提出了指定的岩石样品与承压板之间表面接触时应力集中值的模型，见图 2-5。样品断面被划分为两个主要区域，其一为靠近接触面的双轴压缩应力（应变），另一为单轴的拉应力（应变）。径向剪切线从端点处开始，例如B点。双轴压缩应力（应变）所起的作用是增加强度，而拉应力（应变）对强度则起着削弱的作用。

从实用的观点来看，圆周向拉应力也必然存在。在力的作用下，在整个样品长度上发生侧向膨胀。由于样品的连续性，在圆周方向的弧形膨胀，其数值与距样品几何中心的距离成比例。这就是说，位于压缩试验样品外圈的岩石单位体积，在泊松效应影响下沿圆周向显示出有更多的膨胀，所以圆周向的拉应力必然存在。

同时，在压缩力作用下，也在裂缝附近及颗粒边界等处产生拉应力。

然而，在实际压缩试验中，端面只有少量的径向和圆周向膨胀，所以应力分布比上述解答的要均匀得多。

其他一些工作者根据试验观察结果也提出了各自的应力分布的模型。

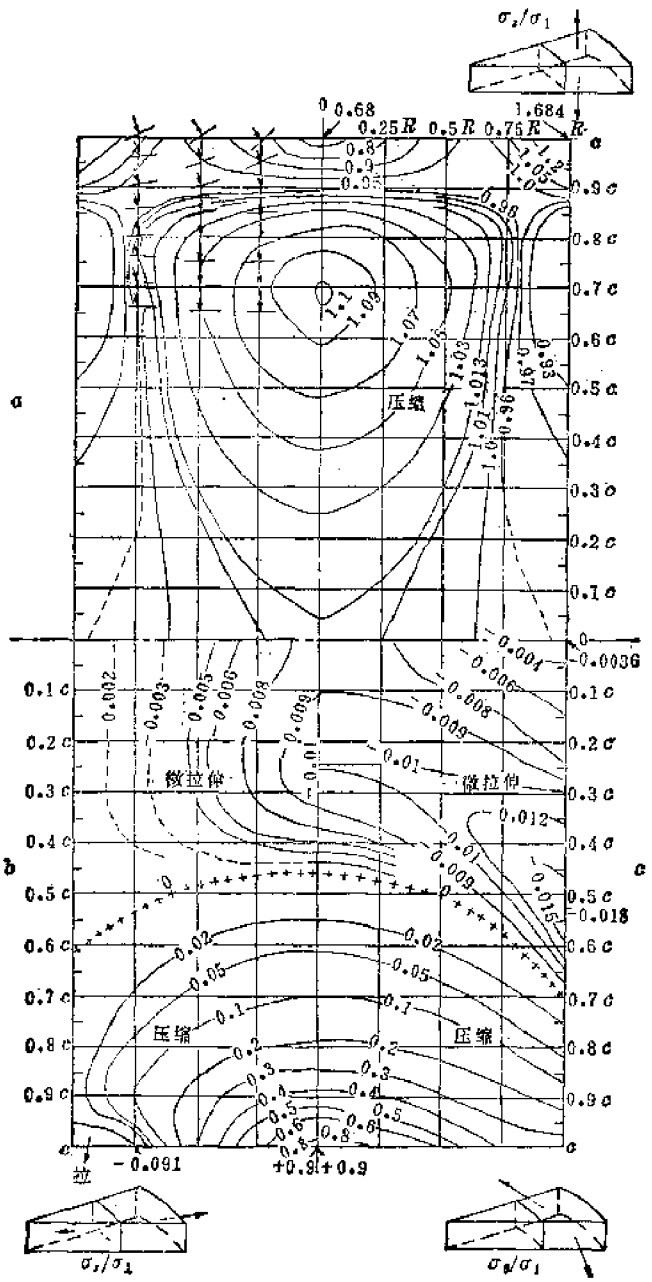


图 2-3　单轴荷重下等主应力线

特拉姆巴契尔（Trambacher）和米尔尼可夫（Melnikov）（1964）用软胶光弹模型试验插柱来研究应力分布，说明中间断面的轴向应力在中心处比插柱边缘稍大。靠近端面时，接近于插柱边缘的轴向应力较大。至于侧向应力，在端点处是压缩，而中间区域则是拉伸。

然而，兹南斯基（Znanski）（1965）根据试验观察指出，样品端面轴向应力的分布呈波浪形，在两端与中心处最大（图2-6）。拉马（Lama）（1966）根据试验后不同样品破坏情况的研究，指出样品的中心处的应力比圆周处的要高，并发现用低高径比的样品进

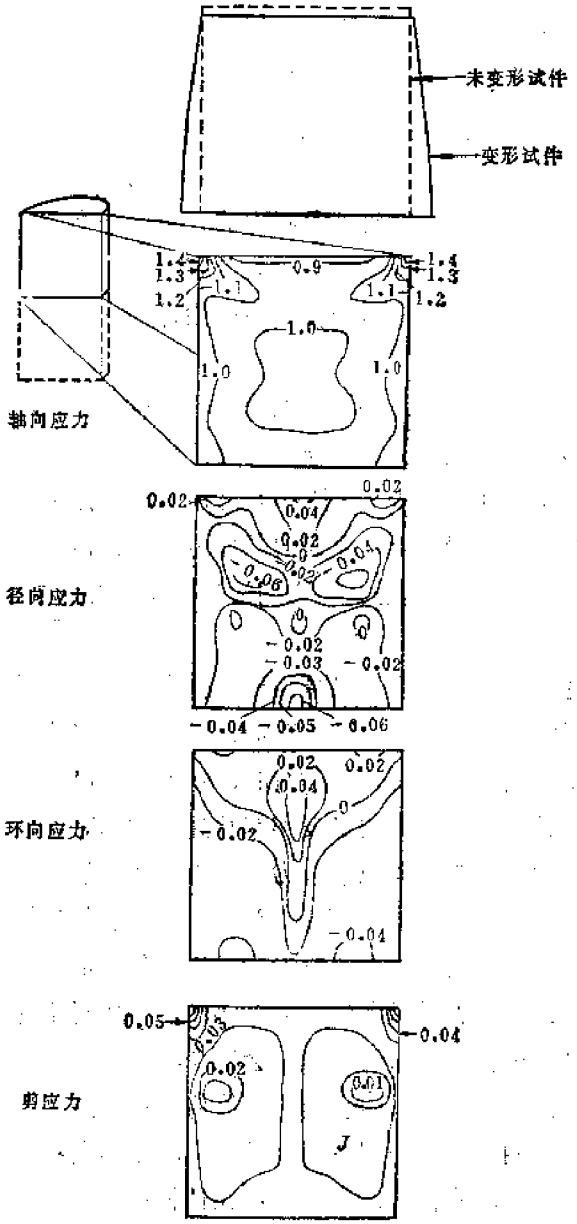


图 2-4 单轴加载样品内的应力分布等值线

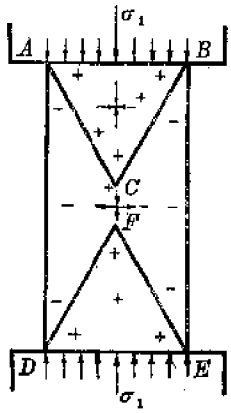


图 2-5 在两个金属板之间压缩圆柱体样品的应力-应变分布

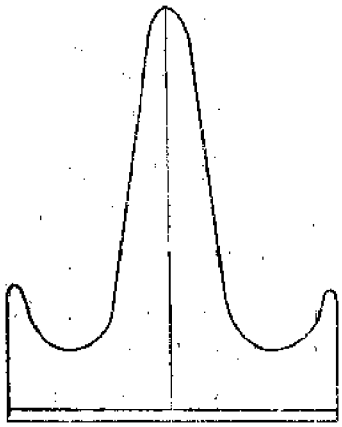


图 2-6 在刚性承压板之间压缩样品时其端面的应力分布

行试验时，试件随着从中心向四周辐射的径向破裂的发展而破坏。当采用不淬火的不锈钢承压板时，在上述的应力分布影响下，下部承压板内出现中空凹面。这种论点与早期的结果是矛盾的。

潘（1971）发现样品的应力分布与承压板形状有关，与样品直径相同的承压板，比直径大于样品的承压板得到更为均匀的应力分布。

概括上述，可以认为在接触面上的摩擦影响，导致三向应力状态。这种应力状态在样品内呈锥体的形状扩展，至某一距离时应力分布更为均匀。在接触处的岩石强度将增加许

多倍。在样品的中间区域存在拉应力（侧向）。试验样品的应力分布不仅是样品高径比的函数，而且也与承压板的形状有关，因此推荐与样品尺寸相同的承压板。

验时各部件排列整齐。下列的尺寸用于这种仪器：插入物的厚度和直径分别为7.5毫米和50.0毫米；插入物与圆形箍之间的缝隙为0.5毫米。

试验之前，插入物置于试验机上，用大于破坏荷重的压力压密（垫圈直径等于样品直径，高度等于容器3底部厚度），同时在该荷重作用下用承装螺母压紧，插入物表面压实之后用测微表检验，此时表面需要达到一定的精度。因此，试验之前，插入物已处于受力状态。

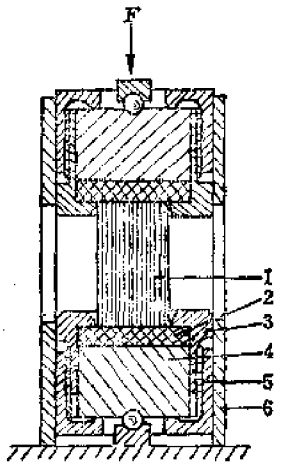


图 2-8 卡尔塔索夫等人所用仪器的草图

1—样品；2—插入物；3—容器；4—冲压器；5—承装螺母；6—框架

下面是提出的一些克服端面摩擦影响的方法。

（a）在试样的上下方各安装一个代用样品与试验机的承压板接触。侧向约束发生在代用样品与承压板之间，而试验样品不受约束[索克（Shook）1963]。这种试验样品的应力分布大致是均匀的，但是代用样品可能出现较大的不均匀性，如果代用样品首先破坏，则表明这种安装是不适当的。

（b）改变试验机承压板的形状，即在与样品接触处做成（$180-2\phi$）的锥体角，此处ϕ是摩擦角。此法的摩擦效应用锥的作用来补偿，并可获得均匀的压缩(索克，1963)。

（c）做成两端为锥体中间为计量长度的试验样品。若锥体角接近于同一材料所显示出的典型锥体破裂，则通过测量断面的压缩应力分布是均匀的。恰克拉伐尔蒂（Chakravarty）用光弹涂层技术证实这种样品的应力分布是均匀的，并且推荐用这种形式的样品作抗压试验[罗伯尔茨（Roberts），1964]。

在常规试验中，推荐插入与样品直径相同的钢料。这种钢料的长度至少等于样品的直径（潘，1971）。

虽然哈斯特（1943）和朗德波尔格（1968）提出用硬纸板等去减少端面效应，但由于在分界面产生拉应力和较大地减少样品的承载能力，所以没有推荐[格劳斯维诺尔(Grosvenor)，1963]。

其他的装置，如双锥形试验样品，特殊形状的承压板，卡尔塔索夫等人的安装方法，可用于特殊研究目的的试验。

2.3 压缩时样品的破坏方式

在抗压试验中，破坏模式可能是轴对称或是任意的。对于抗压试验的样品可看到三种破坏类型：

（a）第一种类型，是由靠近样品表面中间平行于加荷方向发出许多裂缝向端面扩张，并伸入样品中心所构成的一般破裂。当样品崩坍，锥体端面破碎物去掉之后，其周围有许多长而细的岩条。

（b）第二种破坏类型，是平行于加荷方向出现一个或多个主要破裂，并产生一系列

的柱体。这种类型称为板状破坏[弗阿霍斯特(Fairhurst)和库克(Cook)，1966]，轴向叶片破裂，垂直劈裂[仑哈尔特(Rinehart)，1966]或劈裂[鲍尔(Paul)和冈加尔(Gangal)，1966]。

（c）第三种破坏类型，是试验样品沿单向倾斜方向剪切。

所有三种类型同时出现是偶然的。

第一种破坏方式最普遍。破坏样品的圆锥体端部是由于承压板的端面约束，而不是岩石的固有特性。如果样品很短，所产生的端部锥体高度约等于样品高度的一半，而且这种半顶角，有时被称为岩石的“破坏角”，它是样品高度的函数。

在某些情况下可看到第二种破坏方式，特别是当端部约束被消除之后。

第三种破坏方式也经常看到。这种类型可能是由于承压板滚动或相对于承压板之间的侧向移动引起的，即这种破坏类型是加荷系统的特性[霍克斯(Hawkes)和希洛尔(Hellor)，1970]。

2.4 压缩时样品的破坏机理

这里介绍鲍尔和冈加尔（1966）阐明的机理。岩石含有任意方向的网状裂隙。当增大作用在样品上的单轴压缩应力σ_1，使达到σ_1'应力时，于最不利的方向●出现分枝状的破裂，伴随着应力增加，分枝逐渐增多，这种枝状破裂与加荷方向趋于一致时，破裂最后终止。进一步的破裂仅仅是由于冲击破裂而发生，这种破裂，与已被压碎物相比损伤要小得多。此时要提高σ_1到较大的σ_1''值。所有的分枝状破裂的形成，都是一条条短的破裂的扩展，而且它们本身与作用力方向一致，排列成行。这种过程，是在较为不利的方向上相继形成连续不断的定向破裂簇，直到最后形成足够大的破裂网，产生肉眼可见的破坏为止。

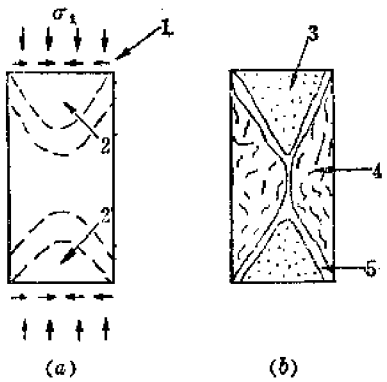


图 2-9 未润滑端面样品的压缩破坏
（a）应力模式；（b）锥体破坏（鲍尔和冈加尔，1966）
1—摩擦；2—有径向压缩应力发展的区域；3—微裂隙较少；4—微裂隙较多；5—大裂隙

一般说来，在单轴压缩试验中，锥体的形成是由于在图 2-9 所示的承压板与所划线区域内产生侧向约束引起的，而且这种侧向应力阻碍着破裂发展。因此，最初破裂的扩张出现在靠近样品的中心。此处轴向应力最大而侧向约束最小。在划线区以外，大多数情况下沿轴向产生定向的网状分枝破裂，由于径向约束的作用，这种破裂不穿过划线区，更确切地说，沿这些线产生的破裂大约与样品的对角线斜交。

弗阿霍斯特和库克（1966）指出，若单轴压缩试验

● 对于椭圆破裂，最不利的方向与压缩应力成30°角，新的裂隙发生垂直于与椭圆轴成30°角的切线。对于下部端面部分的破坏，最不利的方向与施加的压缩应力成45°角，新的裂隙发生也与压缩应力成45°角。对于发生最初破裂的两种类型，新的裂隙向作用力的方向扩张。

所用的承压板具有与岩石样品相同的直径，则圆柱体样品在垂直方向破裂，而不具有这种试验的锥体特性。这种作用是由于采用这类承压板后，减少了侧向约束，此时，破裂在σ_1方向上发展。据判断，岩石样品被劈裂成柱状，并在所加力的作用下、最后被压屈。

2.5 承压板与端面之间的摩擦

正如已经讨论过的那样，样品的应力分布与端面有或者没有摩擦是完全不同的，而且十分明显，抗压强度的测定也要受到影响，并取决于样品与承压板之间的摩擦系数。

各种材料的摩擦系数不是常数，也取决于接触面的性质（即粗糙度）和材料的状态（即干和湿）。布朗（Brown）和波默洛依（Pomeroy）（1958）研究煤在钢和铜上滑动的摩擦范围时，指出煤-钢的摩擦系数是随着煤的表面磨光而增加，同时也随作用于垫板表面的法向应力的增加而减少（图2-10）。

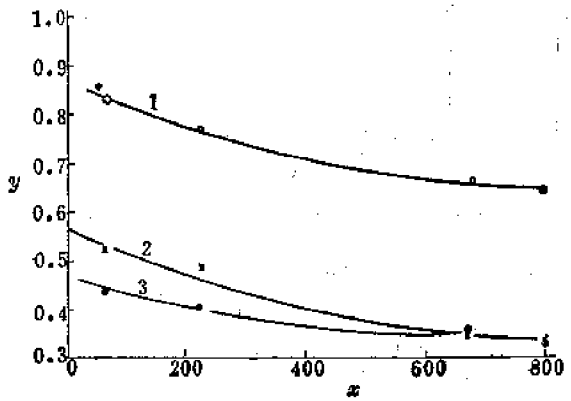


图 2-10 三种类型煤在钢板上滑动时摩擦系数随着荷重的变化

x—0.25英寸²试体上的法向荷载(磅)；y—摩擦系数；

1—普赖斯莱(Pleasley)煤；

2—杜弗仑(Duffryn)深部煤；

3—司姆排里利(Swmtillery)煤

迈克里（Meikle）和霍兰德（Holland）（1965）测定煤样与特殊加工成三种界面状态的钢承压板之间的摩擦系数，其结果如表2所示。这些摩擦系数是在卸去承压板上样品的垂直荷重并测定其切向力后求得的。

表 2 煤样与钢承压板之间的摩擦系数

试样数量	摩擦级别	条件	摩擦系数
20	高的（1）	未润滑煤样在“粗糙钢”承压板上(糙度1.5微米)	0.30±0.0006
20	中等的（2）	用薄的石墨层润滑煤样在“光滑”钢承压板上(糙度0.13微米)	0.15±0.002
20	低的（3）	用薄的石墨层和充满油脂的薄石墨层润滑煤样在“光滑”承压板上	0.04±0.0003

霍兰德和奥尔森（Olsen）（1968）提供在干的和湿的状态下煤和砂岩，石灰岩与页岩之间摩擦系数的研究结果。摩擦系数的平均值，对于所有干的情况下为0.47，所有湿的情况下为0.43。

迈克里和霍兰德（1965）所做的抗压强度试验结果如图2-11所示，其关系式为：

$$\sigma_c = C\left(\frac{d}{h}\right)^n \qquad (2\cdot2)$$

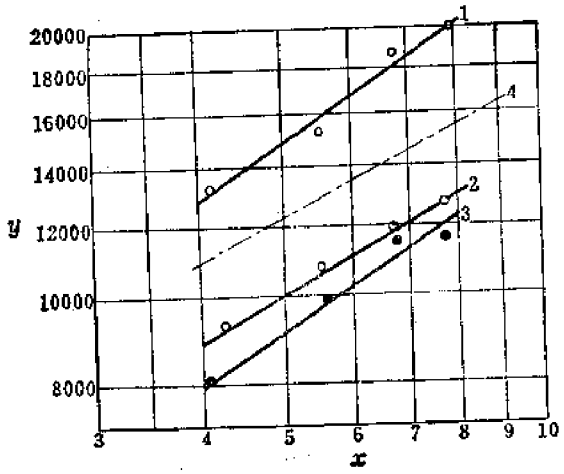


图 2-11　在三种摩擦级别下测定的$\frac{d}{h}$值与样品抗压强度关系

x—高径比(d/h)；y—抗压强度σ_c(磅/英寸²)；

1—$\sigma_c = 5193\left(\frac{d}{h}\right)^{0.66}$，　2—$\sigma_c = 4229\left(\frac{d}{h}\right)^{0.54}$，

3—$\sigma_c = 3415\left(\frac{d}{h}\right)^{0.61}$，　4—$\sigma_c = C\left(\frac{d}{h}\right)^{0.50}$

三种摩擦级别下的C和n值：

1.对于未润滑的

$C=5193$和$n=0.66$

2.对于石墨润滑的

$C=4229$和$n=0.54$

3.对于石墨油脂润滑的

$C=3415$和$n=0.61$

在图2-12上，绘出了C和摩擦系数的关系。

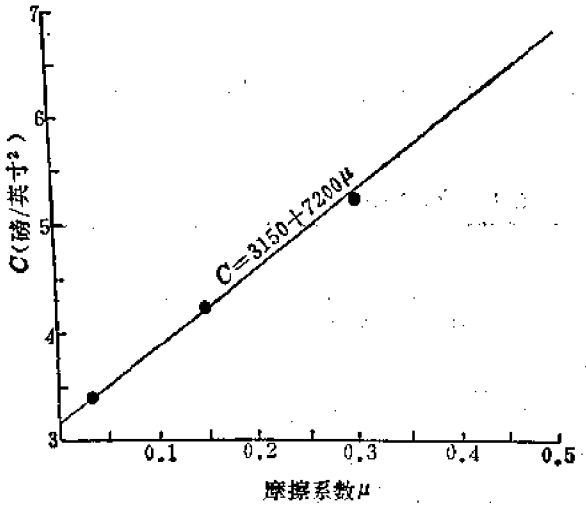


图 2-12　C值与摩擦系数μ的变化关系
（霍兰德和奥尔森，1968）

兹南斯基(1954)用h/d为2的康奈尔(Canna)页岩样品，做了端面有摩擦和没有摩擦的抗压强度试验，指出有摩擦的抗压强度为107兆帕(7295磅/英寸²)。同时也说明当加荷于端面有摩擦的样品时，破坏是剧烈的，但端面没有摩擦的样品则缓慢破裂。

2.6 样品的几何形态

2.6.1 形状

试验样品可以用圆柱体，棱柱体或立方体。在这些形状中，圆柱体较好，因为样品制备费时少，而且应力分布是轴对称的。

就形状对岩石抗压强度的影响而论，报道了一些矛盾的结果。格劳斯维诺尔(1963)指出圆柱体样品通常比高径(宽)比接近于1的正方棱柱体的强度大，而低于高径比为1.5:1的强度。当高径比为2:1时，强度值大致相同，而圆柱体样品的高径比大于2:1时，强度不变。相反地普赖斯（Price）（1960）指出，单位立方体比单位圆柱体（即高径比为1）的强度大。

亚列克谢夫（Alekseev）等人（1970）提出了11个立方体和11个圆柱体泥板岩的试验结果，试验是在高径比为1，样品体积为40厘米^{3}和变形速率为0.26毫米/秒的相同条件下进行的，试验结果表明，样品的形状对强度没有影响。

美国科罗拉多（Colorado）州立矿业学校的实验室工作表明，方形棱柱体强度随着高径比的变化比圆柱体样品的变化小些（格劳斯维诺尔，1963）。

对于抗压强度试验，推荐高径比$\frac{h}{d}$为2.5～3.0，并以采用圆柱体样品为好。

2.6.2 高径比$\left(\frac{h}{d}\right)$

样品的高径比影响试验结果。用小的高径比样品的应力分布是三向的，而且明显地反映出偏高的抗压强度。用较大的高径比样品试验，会由于试件的弹性不稳定而失败。在中间范围内，高径比为2.5～3.0的样品，处于弹性稳定状态。而且样品中的应力分布较为均匀。

当高径比大于1时，抗压强度降低很快，但进一步增加高径比时，强度减少甚小（格劳斯维诺尔，1963；霍布斯，1964*b*；拉玛，1966）。然而，茂木（Mogi）（1966）更精确的测定（图2-13，图2-14和图2-15）表明了在$\frac{h}{d}=2.5$时的这种倾向。

许多研究者提供了强度与高径比之间的关系。本廷（Bunting）（1911）对无烟煤小试件进行试验之后，得到无烟煤的强度方程式如下：

$$\sigma_c=700+300\left(\frac{d}{h}\right) \quad (2\cdot3)$$

式中 σ_c——抗压强度（磅/英寸^2）；

d——样品的最小侧面尺寸（英寸）；

h——样品的高度（英寸）。

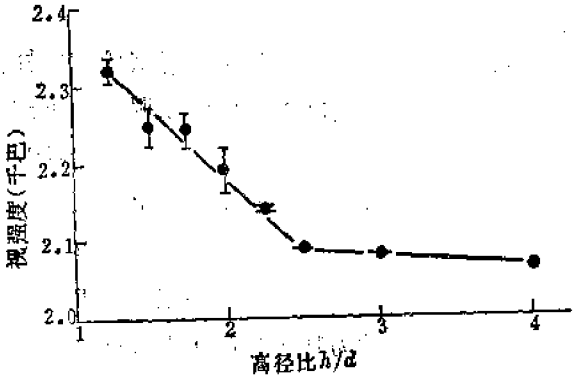


图 2-13 敦哈姆（Dunham）白云岩的抗压强度与h/d的关系

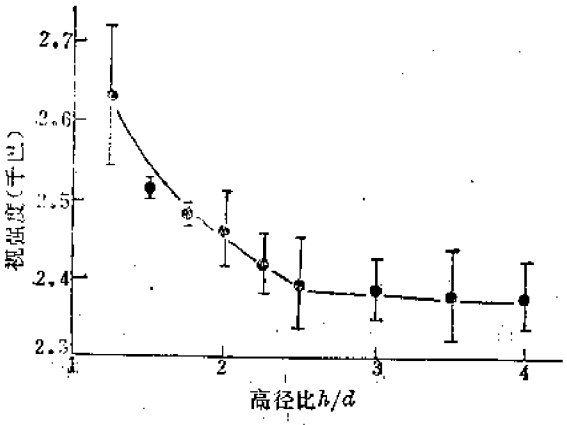


图 2-14 威斯特雷（Westerly）花岗岩的抗压强度与h/d的关系

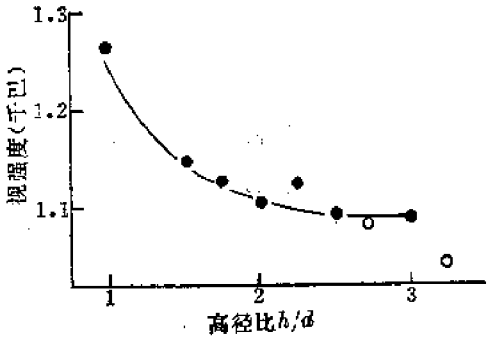


图 2-15 米祖霍（Mizuho）粗面岩的抗压强度与h/d的关系
（圈圈表示伴有弯距出现）

比克曼（Beckman）（1963）用h/d为0.5，1.0，2.0和4.0的钾盐样品试验之后，得到下列方程：

$$\sigma_c = a\left(\frac{d}{h}\right)^b + c \qquad (2\cdot4)$$

式中 a ——常数 900～2400（磅/英寸^2）

b ——常数 1.1～2.1；

c ——常数 2200－3700（磅/英寸^2）。

斯武特（Steart）（1954）用边长为23厘米的正方形断面和四种不同高度，即10、23、46和69厘米的煤样进行试验，其结果用方程式表示如下：

$$\sigma_c = \frac{C\sqrt{d}}{h} \qquad (2\cdot5)$$

式中 C为常数。

霍兰德（1964）和其他一些人对煤的强度广泛地进行试验，保持样品的高度为常数，仅改变底面尺寸，给出了样品高径比与强度关系，并用方程式表示如下：

$$\sigma_c = K\sqrt{(d/h)} \qquad (2\cdot6)$$

式中 K为常数。

拉玛（1966）进行过两个煤层试验。棱柱体样品的高径比变化于0.2～3.0之间，其中高径比为0.5～3.0之间的试验结果服从于下列关系：

$$\sigma_c \propto (h/d)^n \qquad (2\cdot7)$$

对于断面尺寸为5×5厘米的样品：

A层： $n = 0.368 \pm 0.075$

B层： $n = 0.349 \pm 0.060$

对于断面尺寸为10×10厘米的样品：

A层： $n = 0.360 \pm 0.024$

B层： $n = 0.342 \pm 0.020$

埃文斯（Evans）和波默洛依（Pomeroy）（1966）指出，矩形样品高度变化对强度的影响比横向尺寸变化的影响强烈的多，汇总其结果如下：

1.在指定断面下，随着高度增加，则强度减少。

2.高度大于1.27厘米的样品，资料表明其强度与横向尺寸的增加并非一致。

3.随着最小横向尺寸的增加，高度大于1.27厘米样品的强度亦增加。

同时指出，当高度小于最小横向尺寸时，底面积显得很重要。在这种情况下，抗压强度随底面积增大而略有增大。这种效应似乎与样品和承压板之间的摩擦有关。当用润滑剂消除摩擦之后，这种效应消失，对于高度大于最小横向尺寸的矩形块强度，则取决于高度，而与样品的长度或宽度无关。

宾尼阿斯基（Bieniawski）（1968 b）指出，断面积为8.9×5.0厘米和高度为5.0厘米的矩形煤块样品的平均强度，比5.0厘米立方体样品的强度大22.5%。

美国材料和试验学会对于天然建筑石料的抗压强度标准（1942）建议用下列方程式计算$\frac{h}{d}=1$的石料样品抗压强度：

$$\sigma_{c1}=\frac{\sigma_c}{0.778+\frac{0.222}{(h/d)}} \qquad (2\cdot8)$$

式中 σ_{c1}——h/d为1的样品抗压强度；

σ_c——h/d大于1的样品的抗压强度；

d——直径；

h——样品高度。

奥伯特（Obert），温第士（Windes）和杜伐尔（Duvall）（1964）也推荐用同一方程计算其它岩石的抗压强度。

普洛托基雅可诺夫（1969）推荐用下列方程计算h/d为2的抗压强度：

$$\sigma_{c2}=\frac{8\sigma_c}{7+2\frac{d}{h}} \qquad (2\cdot9)$$

式中 σ_{c2}——h/d为2的标准样品抗压强度；

σ_c——测定的抗压强度；

d——样品直径；

h——样品高度。

卡尔塔索夫等人（1970）提出某些有意义的结果。在三种不同的端面状态下，用不同的高径比对大理石，粗砂岩和砖块等样品进行试验。第一组试验垫入灌石蜡的纸，第二组直接试验，第三组样品置于装有受压插入物的特殊设计仪器中，以保证样品承受均匀荷重。对于大理石和粗砂岩的试验结果分别由图2-16和2-17示出。润滑端面的样品强度，随着h/d增大而增加（曲线3），但是在端面有摩擦的情况下则减少（曲线1）。在有受压插入物的情况下，h/d在0.5～2.5或3.0的范围内，强度是常数。这些结果指出，对于大理石，在h/d大约为3时的强度（图2-16曲线1的外延），说明是在均匀荷重试验下获得的

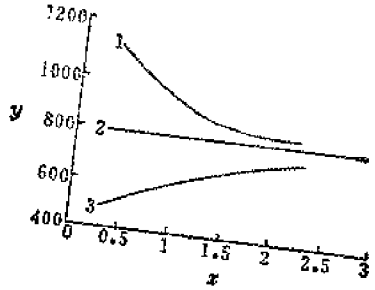


图 2-16 大理石的抗压强度与高径比关系
x—高径比h/d；y—抗压强度σ_c(公斤/厘米^2)

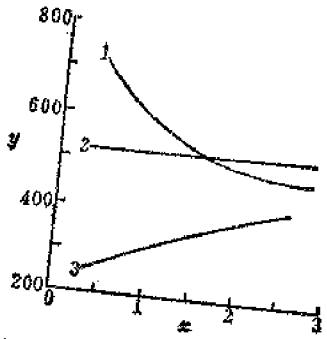


图 2-17 砂岩的抗压强度与高径比的关系
x—高径比h/d；y—抗压强度σ_c(公斤/厘米^2)

强度；对于砂岩，这个比例大约是1.7。

根据2·1节和本节讨论的结果，推荐用h/d为2.5～3.0的样品进行抗压强度试验。国际岩石力学学会对于实验室试验也推荐同样的比值。

对软弱的和易碎的岩石，取得这种高径比的样品是困难的。在这种情况下，推荐本节中所讨论的方程式之一，用外插法计算这种比率的抗压强度。

2.6.3 尺寸

样品的强度，通常是随着尺寸的增大而减小。

加迪（Gaddy）（1956）用尺寸为5～23厘米的立方体煤块进行试验，得到下列关系式：

$$\sigma_{c1}=(c/d)^{0.6} \qquad (2\cdot10)$$

式中 d——侧边尺寸；

c——煤层物理性质的系数。

斯金奈尔（Skinner）（1959）用尺寸为0.38×0.38×0.11厘米～25.4×25.4×15.2厘米的硬石膏模型柱做试验，发现抗压强度随着尺寸增大而减小。

茂木（1962）用高宽比为2的大理石棱柱体做试验，高度为4、6、8、12、20厘米，测得的结果见表3，并给出下列关系式：

$$\sigma_c=\sigma_{c0}\cdot d^{-0.09} \qquad (2\cdot11)$$

表 3 大理石样品尺寸对抗压强度的影响（$h/d=2$）

棱柱体的横向尺寸 d（厘米）		2	3	4	6	10
抗压强度 σ_c	兆帕	12.8	12.7	11.8	11.4	11.6
	磅/英寸^2	88272	87291	81112	78758	79935
σ_c/σ_{c0}	%	100.0	99.0	91.9	89.3	90.6

埃文斯和波默洛依（1966）试验两种软型的煤，得到强度随着立方体样品尺寸的增加而减小的关系，其结果满足下列关系：

$$\sigma_{c1} \propto d^{-0.32 \pm 0.02} \qquad (2\cdot12)$$

$$\sigma_{c1} \propto d^{-0.17 \pm 0.02} \qquad (2\cdot13)$$

式中 d 为立方体的边长。

朗德波尔格（1967）用同样的高度和直径（2,3,4和6厘米）的花岗岩圆柱体样品做试验，发现强度随尺寸增大而减小，其结果见图2-18。他也提到布尔卡兹（Burkartz）和克鲁格（Kreuger）（1968）用花岗岩，砂岩和石灰岩的立方体测定的资料。图2-19表示的这些结果，再一次表出强度值随尺寸增大而减小的关系。

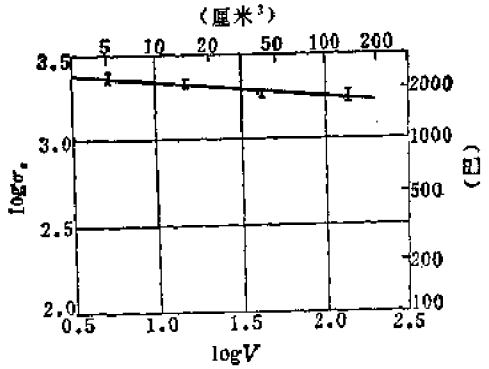


图 2-18 花岗岩抗压强度σ_c与尺寸V的关系

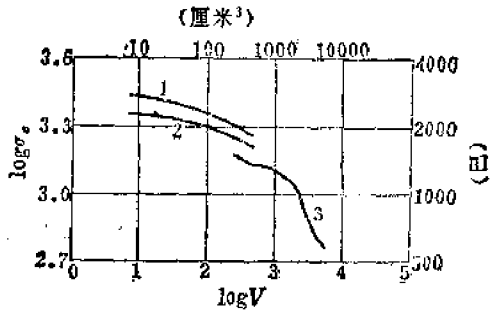


图 2-19 不同岩石立方体样品的抗压强度σ_c与尺寸V的关系（朗德波尔格，1968）
1—花岗岩；2—砂岩；3—石灰岩

宾尼阿斯基（1968a）用边长为1.3～17.8厘米的苏长岩立方体样品进行试验，指出尺寸从1.3到12.2厘米时强度减小，并断言大于此尺寸时，强度没有变化。

随着尺寸增加而强度减少，这可能是由于样品中裂隙率的增加的缘故。可以认为随着样品尺寸的增加，其强度的减少，取决于裂隙的密度。也可以认为，用足够大的样品，当裂隙的分布不受尺寸的影响时，强度也不会进一步随尺寸的增大而降低。

影响强度的其他因素，可能是样品从原材料切割下来时，由于表面的机械作用或岩石材料表面的自然作用而产生的缺陷。对于形状不变的样品，随着尺寸的增加，单位体积的表面积减少，强度可能随尺寸而减小。此外，对于较大的样品，这种机械的影响可以忽略不计。

霍斯金斯（Hoskins）和霍里诺（Horino）（1969）提供了关于石灰岩、大理石、砂岩、花岗岩和熟石膏的样品尺寸对抗压强度影响的有意义的结果（图2-20～图2-24）。图2-20～2-23中抗压强度与样品直径之间的关系，表明所有直径为2.5厘米的样品比同一岩石直径为5厘米的样品具有较低的强度，最大抗压强度出现在直径为5.0厘米或7.5厘米的样品中，并显示出抗压强度有进一步随样品直径增加而减少的趋势。图2-23表示最大抗压强度值是在样品直径为5.0厘米处（虽然不是很明显的）。虽然在图2-24中的花岗岩仅有三个点，但最大抗压强度却出现在直径为2.5厘米或更小的地方。

他们认为两种直径-尺寸抗压强度关系，是由于上述讨论过的理由引起的。体积效应表现为随着样品直径或体积的增大而使抗压强度减小。表面裂隙效应如图2-20～图2-23所

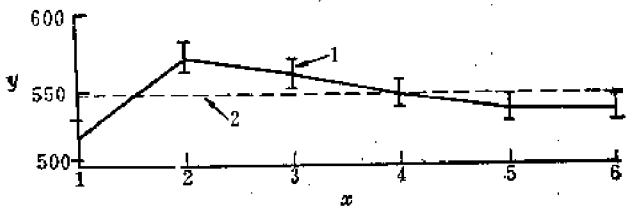


图 2-20　熟石膏样品直径对抗压强度的影响

x—样品直径(英寸)；y—抗压强度(磅/英寸²)

1—标准误差平均值；2—平均值

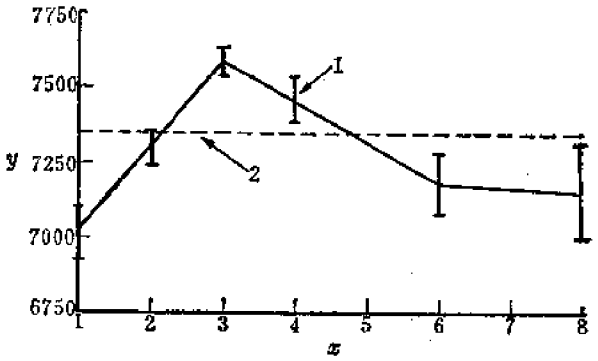


图 2-21　康萨斯（Kansas）石灰岩样品直径对抗压强度的影响

x—样品直径(英寸)；y—抗压强度(磅/英寸²)

1—标准误差平均值；2—平均值

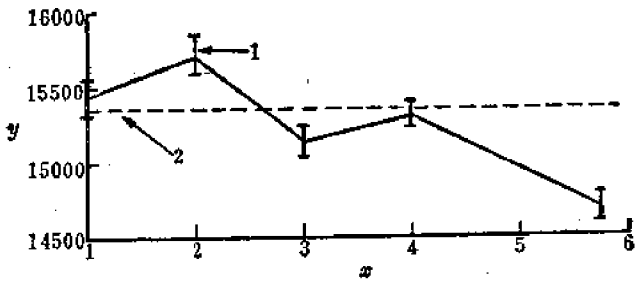


图 2-22　卡尔恰吉（Carthage）大理石样品直径对抗压强度的影响

x—样品直径(英寸)；y—抗压强度(磅/英寸²)

1—标准误差平均值；2—平均值

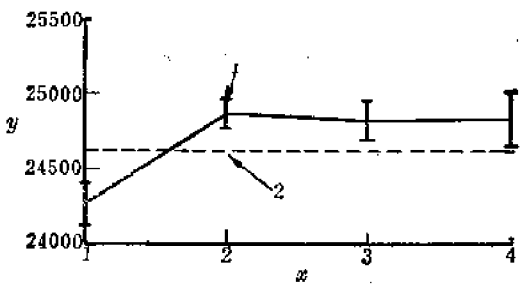


图 2-23　朗蒙特（Longmont）砂岩样品直径对抗压强度的影响

x—样品直径(英寸)；y—抗压强度(磅/英寸²)

1—标准误差平均值；2—平均值

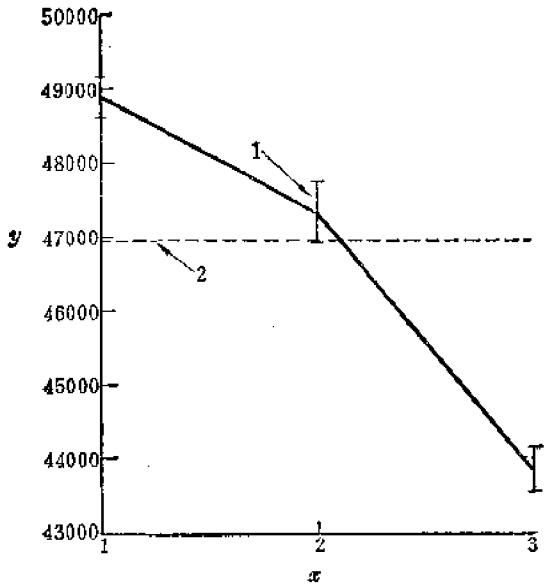


图 2-24　索利达（Salida）花岗岩样品直径对抗压强度的影响

x—样品直径(英寸)；y—抗压强度(磅/英寸^2)

1—标准误差平均值，2—平均值

示。因为比表面积与体积成反比，具有最小尺寸的样品（在这些试验中为2.5厘米）有一个最大的比表面积应当是最弱的，这表明表面裂隙起着控制作用。图2-24是各种尺寸的花岗岩试验结果，指出起控制作用的是体积效应而不是表面效应。

最近，某些工作者指出，随尺寸而变化的强度，是由样品的非均匀应力分布引起的。霍德松（Hodgson）和库克（1970）用直径达到15厘米的石英岩和页岩圆柱体样品进行压缩试验，采取特别小心操作的办法使样品均匀受压，表明并没有尺寸效应。

亚列克谢夫等人（1970）进行过大量垂直和平行于层理的泥板岩样品试验。这些试验显示出平行于层理的抗压强度没有样品的体积效应，但垂直于层理破坏时则有比尺效应（图2-25）。

根据本节所讨论的结果，可以认为样品尺寸对抗压强度是一个变化的效应。最好用较大的样品进行试验。但通常要受到一些限制，如①压力试验机的出力；②制备大样品的设备；③从特殊样品中制备样品的数量。理论上，样品的尺寸取决于颗粒的尺寸。样品尺寸

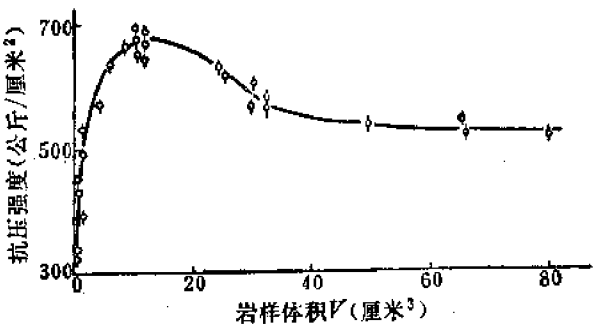


图 2-25　在指定 h/d 比和变形速率下泥板岩样品体积与垂直于层理的抗压强度关系

与岩石中最大颗粒尺寸的比最少为10:1。但是，实际上，许多其他因素使之复杂化，如裂隙，表面缺陷，非均匀应力分布，沿弱面方向加荷等。按照通常的观点，推荐用2.2～6.6厘米直径的样品作抗压试验。国际岩石力学学会对实验室试验推荐圆柱体的直径最好不小于*NX*岩心尺寸，即近似的为54毫米直径。

2.7 加 荷 速 率

岩石抗压强度，通常是随着对样品的加荷速率的增加而增加，在很高的加荷速率下，如冲撞或声波试验时，其抗压强度可数倍于实验室试验机缓慢加荷的抗压强度。

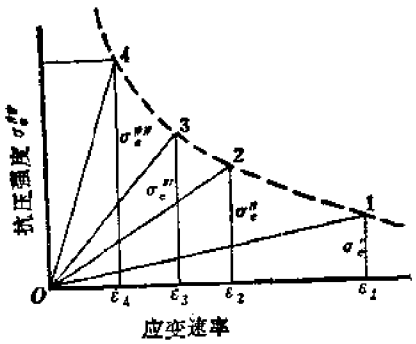


图 2-26 应变速率对康奈尔煤抗压强度的影响

弗尔西克（Filcek)和克里司济克（Kleczek）[萨鲁斯脱威茨（Salustowicz），(1965）]在进行康奈尔煤试验时，研究各种应变速率对抗压强度的影响（图2-26）。他们指出用较低的应变速率，则应力-应变曲线为0-1，抗压强度较小（σ_c'），而且样品破坏时不剧烈。随着应变速率的增加，应力-应变曲线的途径为0-2，0-3，0-4等，相应的抗压强度分别为σ_c''、σ_c'''、σ_c''''等。抗压强度随着应变速率的增加而有较大的增加，并且样品突然而猛烈地破坏。

豪佩特（Houpert）（1970）研究花岗岩加荷速度对抗压强度的影响时（图2-27），也显示出随着加荷速率的增加而强度增大。

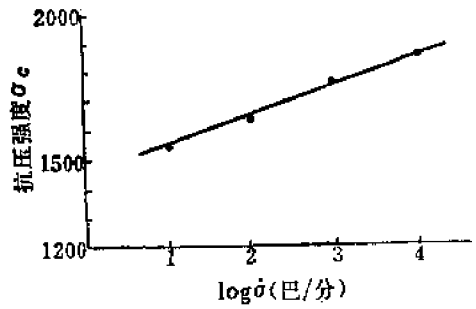


图 2-27 抗压强度σ_c随着加荷速率$\dot{\sigma}$的变化，对于每一个$\dot{\sigma}$，σ_c是6次试验的平均值，样品的直径为5厘米

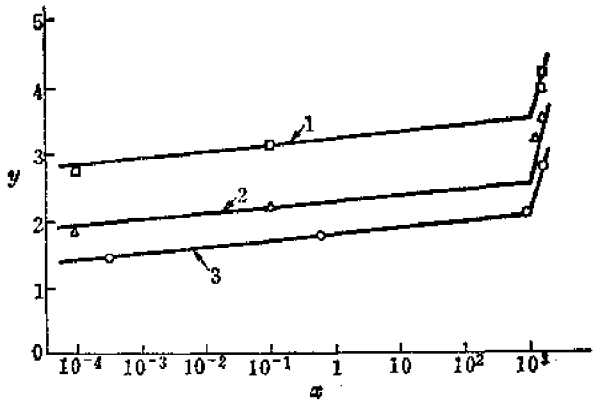


图 2-28 平行于岩心轴加荷时抗压强度与应变率之间的关系

x—应变率(1/秒)；y—抗压强度(千巴)

1——190°C；2——78°C；3—25°C

佩金斯（Perkins）、格仑（Green）和弗雷德曼（Friedman）（1970）提供对斑状英云闪长岩的试验结果（图2-28）、也表明强度随着应变率的增加而增大。

卡包亚希（Kaboyashi）（1970）在加荷速度9.6千帕/秒～7.8兆帕/秒(1.4～1136.0

磅/英寸²/秒）的范围内，测定各种岩石的抗压强度，低速加荷试验用液压试验机进行，而高速加荷试验则用新发展的水下爆破高速压力试验机进行。试验机如图2-29所示。仪器设计时消除了冲击波，所以不会使样品受到冲击荷重。

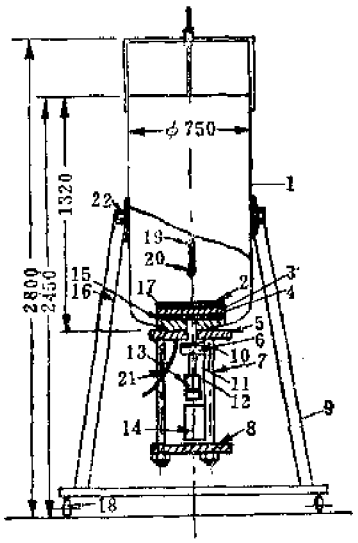


图 2-29　高速压缩试验机示意图
（长度单位：毫米）

1—水桶，体积约580升；2—应用于水下的爆炸板；3—活塞；4—空气层；5—顶板；6—板；7—连接螺栓；8—底板；9—框架；10—制动装置；11—棱柱形岩样(30×30×60毫米或35×35×70毫米)；12—球形座；13—装设四个电阻式半导体应变片的测力计；14—液压千斤顶；15—圆柱体；16—橡皮管；17—海绵橡皮；18—轮子；19—杆；20—爆炸装置；21—管子；22—橡皮缓冲器

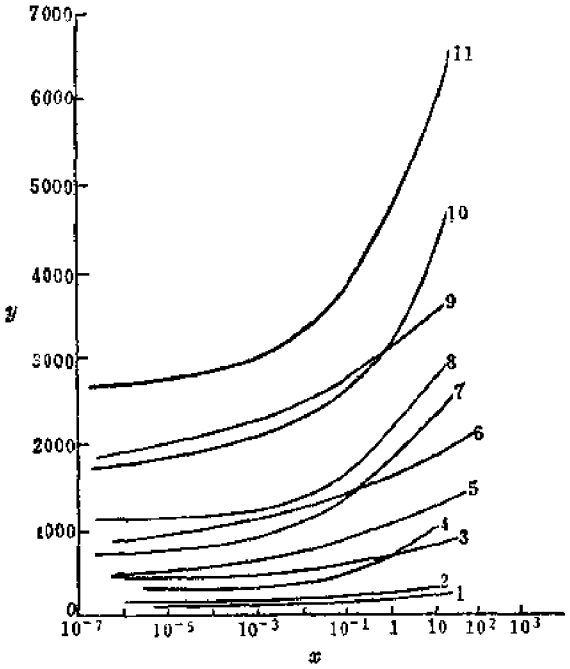


图 2-30　抗压强度随变形速率而变化
（卡包亚希，1970）

x—应变率(厘米/厘米/秒)；y—抗压强度(公斤/厘米²)
1—伊瓦吉(Iwaki)砂岩；2—塔柯(Tako)砂岩；3—水泥砂浆结石；4—吉玛奇(Kimachi)砂岩；5—奥吉诺(Ogino)凝灰岩；6—埃莫奇(Emochi)安山岩；7—托霍库(Tohoku)大理岩；8—阿吉约希大理岩；9—和泉(Izumi)砂岩；10—伊那达(Inada)花岗岩；11—伊希可希(Ishikoshi)安山岩

图2-30表示岩石抗压强度与应变速率的关系。从这些图上可以看到，增加变形率时，岩石的抗压强度增大。在阿吉约希（Akiyoshi）大理石情况下，高速与低速抗压强度之比为2.6。此时，高速试验的平均加荷速率大约是 2.45～2.74 太帕/秒（35.7～39.8×10^7 磅/英寸²/秒），低速试验的平均加荷速率大约是9.6千帕/秒（1.41磅/英寸²/秒）。

此外，图2-31所给出的结果表明，在应变率 10^{-4} 厘米/厘米/秒和 10 厘米/厘米/秒之间，抗压强度随着岩石孔隙率的减少而增加。因为在这种应变率作用下，他指出存在于岩石中的孔隙率影响应变率的效应。

奥伯特、温第士和杜伐尔（1946）用加荷速率为0.69，1.38和2.76兆帕/秒（100,200和400磅/英寸²/秒）进行不同岩石的抗压强度试验，指出加荷速率对抗压强度没有很大影响，并推荐0.69兆帕/秒（100磅/英寸²/秒）的加荷速率作为标准方法。

亚列克谢夫等人（1970）提出了不同的关系。图2-32绘出泥板岩的试验结果，在此图

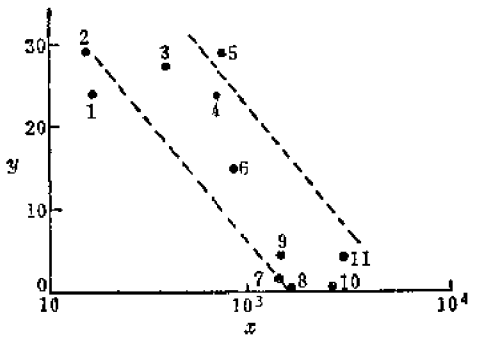


图 2-31 孔隙率与抗压强度之间的关系(应变率 10^{-4}～10厘米/厘米/秒)
(卡包亚希，1970)

x—抗压强度增值(公斤/厘米²)；y—孔隙率(%)
1—伊瓦吉砂岩；2—塔柯砂岩；3—水泥砂浆结石；4—吉玛奇砂岩；5—奥吉诺凝灰岩；6—埃莫奇安山岩；7—托雷库火理岩；8—阿吉约希大理岩；9—和泉砂岩；10—伊那达花岗岩；11—伊希可希安山岩

上绘的是在指定的 h/d 比率下，平行于层理的加荷速率 Δl 毫米/秒与抗压强度 σ_c 公斤/厘米² 的关系，其关系式为：

$$\sigma_c=\sigma_0-220\Delta l \qquad (2\cdot14)$$

式中 σ_0 为指定条件下的最初抗压强度。

用不同的 h/d 绘出的点子，其关系特性不变，但是点子的分散性增大，其边界用点划线绘于图2-32上。

根据这些已讨论的试验结果，可以认为，加荷速率对抗压强度也是一个变化的效应。对于瞬时加荷场合（例如钻探，破裂和爆破），推荐用高的加荷速率（比较而言）进行试验，若设备不允许时，试验结果应按本节所提供的关系之一进行外插。

对静力试验而言，加荷速率应限制在某一限度以内，以使所需要的试验时间是合理的，推荐用 0.1～1.0 兆帕/秒（14～140 磅/英寸²/秒）作为标准[霍瑞布（Horibe），1970]，国际岩石力学学会对于实验室试验（1972），推荐的加荷速率在0.5～1.0兆帕/秒（70～140磅/英寸²/秒）内。

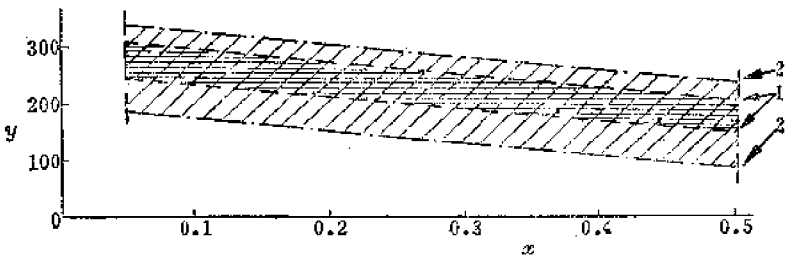


图 2-32 平行于层理的加荷速率与泥板岩强度的关系及其变化范围
(亚列克谢夫等人，1970)

x—加荷速率 Δl(毫米/秒)；y—抗压强度 σ_c(公斤/厘米²)
1—固定的 h/d 比；2—变化的 h/d 比

2.8 环　　境

2.8.1 含水量

含水量对岩石抗压强度是一个变化的效应。

奥伯特、温第士和杜伐尔（1946）研究了含水量对不同类型岩石的影响，并指出在这种效应下变化是显著的（表 4）。对于所试验的岩石，与风干岩石相比，烘干岩石平均增加强度大约6%，而在饱和状态下的强度平均减少12%。

普赖斯（1960）用不同含水量（饱和的，风干的和完全干燥的）的某些砂岩进行试

表 4　　含水量对抗压强度的影响

含水状态	烘干和饱和抗压强度对风干抗压强度的比值						
	大理石	石灰岩	花岗岩	砂岩(1)	砂岩(2)	板岩	平均
烘干	1.01	1.03	1.07	1.01	1.18	1.06	1.06
风干	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
饱和	0.96	0.85	0.92	0.90	0.80	0.85	0.88

表 5　　含水量对砂岩抗压强度的影响

岩石	孔隙率 (%)	风干孔隙水含量为孔隙体积的 %	以完全干燥岩石的百分数表示的不同孔隙水含量的相对抗压强度(%)		
			完全干燥	风干	饱和
玛尔克哈姆(Markham)砂岩	6.0	22±5	100	57	未确定
派克加蒂(Parkgate)岩石	10.0	9±1.5	100	68	45
彭南特(Pennant)砂岩	2.5	42±3	100	51	45
达雷德里(Darley Daly)砂岩	19.5	3±1	100	80	45

验，指出随着含水量的增加，强度有较大的减少（表 5 ）。对于彭南特砂岩，当水充满孔隙体积的 38%和 62%时，测得的强度值分别为 144.8 兆帕（ 21000 磅/英寸^2 ）和 131兆帕（ 19000磅/英寸^2 ）。

克琼斯里（ Kjaernsli ）和桑迪（ Sande ）（ 1963 ）指出，正长岩饱和之后，强度减少到94%；若浸没在水下进行试验时，则进一步减少到85%。对这种情况说明如下：在第一种情况下，空气与水接触的液面的表面张力有时会使强度增加（周围的毛细管压力）。相反，样品充分浸水之后，则受吸附效应控制。

扎鲁巴（ Zaruba ）（ 1965 ）用块状浅成闪长岩和片状浅成闪长岩饱和样品进行抗压试验，其强度分别为干抗压强度的81～86%和85～90%。

萨鲁斯脱威茨（ 1965 ）指出含水量能使砂岩强度减少40%，页岩减少60%。

柯尔贝克（ Corback ）和韦尔德（ Wild ）（ 1965 ）在控制含水量情况下进行了周密的试验，指出石英质页岩和石英质砂岩在饱和状态下（浸在水下）的抗压强度是干燥状态下（用$CaCl_2$或P_2O_5干燥）的50%（图2-33和图2-34）。

菲达（ Feda ）（ 1966 ）对片岩和片麻岩的试验结果如表 6 所示。

鲁兹（ Ruiz ）（ 1966 ）作了不同类型的岩石试验（表 7 ），在表中序号为 2 , 8 , 10, 12, 16和22的情况下，饱和状态下的强度高于干燥状态的强度，他认为这是由于岩石的非均一性和试验样品过少的缘故。

波尔蒂（ Boretti ）-奥尼兹凯韦茨（ Onyszkiewicz ）（ 1966 ）用风干和饱和状态下的样品，测定砂岩垂直和平行于层理方向的抗压强度，其结果见表 8 。

布尔什汀（ Burshtein ）（ 1969 ）研究了砂岩和泥板岩含水量对抗压强度的影响。图

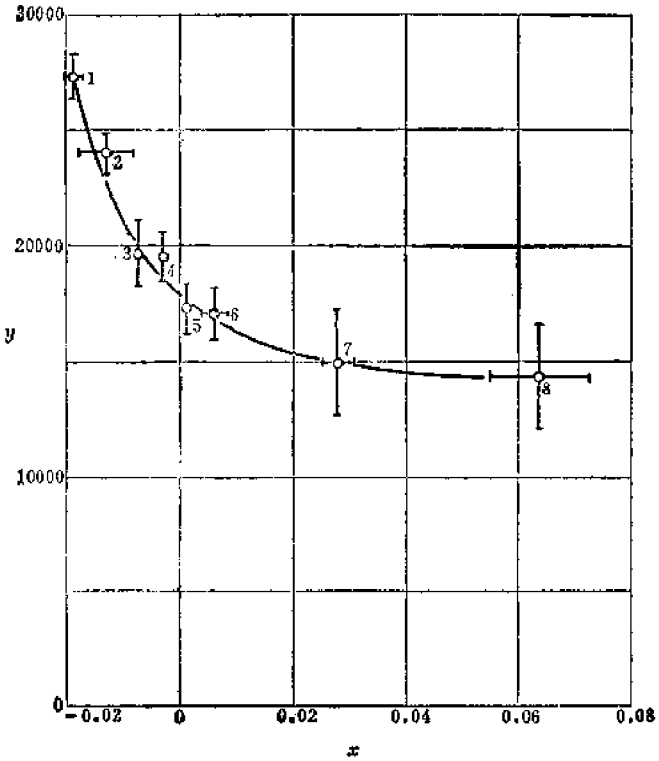


图 2-33 石英质页岩样品抗压强度与含水量之间的关系
（50%相对湿度作为零数据）

x—含水量（%，以重量计）；y—抗压强度（磅/英寸^2）
1—氯化钙干燥；2—相对湿度 5 %；3—相对湿度32.3%；4—相对湿度45%；5—相对湿度66%；6—相对湿度79.5%；7—相对湿度98%；8—浸入水中

表 6 干的和饱和情况下的抗压强度

岩石类型	干的 [兆帕 (磅/英寸^2)]		饱和的 [兆帕 (磅/英寸^2)]		饱和的为干抗压强度的 %
片岩	28.8	(4175)	13.9	(2016)	48.4
片麻岩 1	16.8	(2442)	9.9	(1434)	58.8
片麻岩 2	26.1	(3791)	10.5	(1519)	40.0
片麻岩 3	29.4	(4260)	10.5	(1519)	36.0

2-35表示砂岩（曲线1）和泥板岩（曲线 2 ）含水量与抗压强度的关系。含水量增加至4%时，硬砂岩（曲线 1 ）抗压强度损失一半；在泥板岩的情况下（曲线 2 ），增加含水量1.5%，强度减少到最初值的1/3。

克洛柯斯基（Krokosky）和胡萨克（Husak）（1968）用小圆柱体玄武岩样品(0.56厘米，和 $h/d = 3$），在四种环境下进行压缩试验：

1.样品在空气中试验。

2.烘干样品在空气中进行试验（在260℃下烘干 24 小时，样品允许在室内空气中静置约10分钟）。

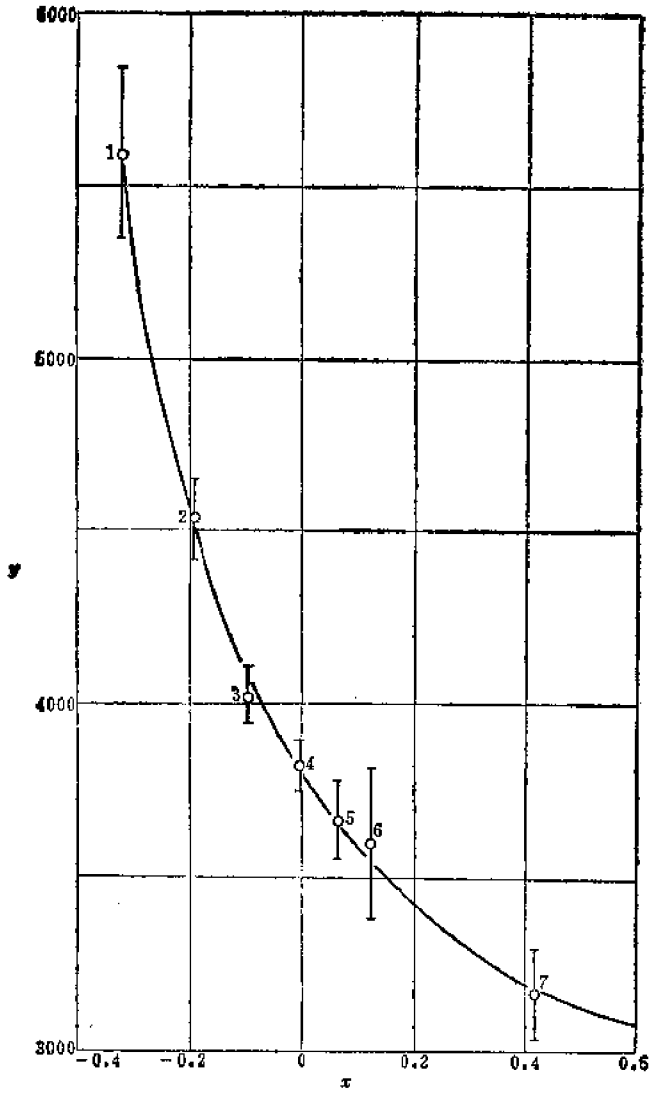


图 2-34　石英质砂岩样品抗压强度与含水量之间的关系
（50%相对湿度作为零数据）

x—含水量(%，以重量计)；y—抗压强度(磅/英寸^2)

1—五氧化二磷干燥；2—相对湿度15%；3—相对湿度32.3%；4—相对湿度45%；5—相对湿度66%；6—相对湿度79.5%；7—相对湿度98%

3.烘干样品在半真空下进行试验。

4.烘干样品在全真空下进行试验。

样品烘干大约10分钟之后，取出。烘干样品时要考虑到以后能进行可靠的比较，因此，所有的样品在空气中进行试验操作与真空下进行试验应当相同。

试验结果表明，用烘干的方法，强度有较大的增加（50%）。这种差别可用水蒸气从小孔隙和毛细管中消失来解释。第2，3和4组试验的平均强度与压力的关系如图2-36所示。水蒸气在适度低的真空度下几乎完全消失，所以强度的增加主要在低真空度范围内得到。进一步地减少压力对强度带来的影响可以忽略，因为样品中残余的水蒸气在压力低于0.5～1.0托（毫米汞柱）时达到稳定值。

表 7　　干的和饱和状态下岩石的抗压强度

情况	岩石类型	干的 [兆帕]	干的 (磅/英寸²)]	饱和的 [兆帕]	饱和的 (磅/英寸²)]
1	玄武岩 1	106.4	(15435)	102.1	(14811)
2	玄武岩 2	191.3	(27747)	223.3	(32390)
3	玄武岩 3	154.1	(22351)	111.8	(16216)
4	玄武岩 4	168.5	(24438)	84.8	(12297)
5	玄武岩和砂岩	64.7	(9386)	28.4	(4118)
6	火成碎屑玄武岩	142.9	(20732)	63.6	(9230)
7	辉绿岩 1	158.0	(22919)	145.1	(21044)
8	辉绿岩 2	137.9	(19994)	173.1	(25106)
9	白云岩	114.6	(16614)	95.0	(13774)
10	花岗岩 1	97.9	(14200)	113.6	(16472)
11	花岗岩 2	118.5	(17182)	103.8	(15052)
12	斑状花岗岩	86.4	(12524)	95.2	(13802)
13	电气石花岗岩	157.6	(22862)	106.7	(15473)
14	粒状岩	151.3	(21939)	82.2	(11928)
15	片麻岩 1	133.2	(19312)	131.2	(19028)
16	片麻岩 2	155.5	(22550)	174.7	(25333)
17	片麻岩 3	113.1	(16401)	100.4	(14550)
18	片麻岩 4	137.1	(19880)	136.8	(19837)
19	片麻岩 5	96.0	(13916)	91.1	(13206)
20	花岗片麻岩 1	105.7	(15336)	71.5	(10366)
21	花岗片麻岩 2	158.6	(23004)	135.1	(19596)
22	石灰岩 1	83.2	(12070)	97.9	(14200)
23	石灰岩 2	85.2	(12354)	48.0	(6958)
24	石灰岩 3	73.4	(10650)	61.7	(8946)
25	石英岩	256.5	(37204)	205.6	(29820)
26	砂岩	81.3	(11786)	73.4	(10650)

表 8　　砂岩的抗压强度[兆帕（磅/英寸²）]

状态	1		2		3		4		5	
	垂直于层理	平行于层理	垂直于层理	平行于层理	垂直于层理	平行于层理	垂直于层理	平行于层理	垂直于层理	平行于层理
风干状态	150.2 (21783)	137.3 (19908)	125.6 (18219)	88.4 (12823)	93.9 (13618)	99.4 (12965)	93.5 (13561)	83.2 (12070)	69.2 (10039)	54.5 (7909)
水饱和后	103.7 (15038)	92.5 (13419)	87.9 (12752)	76.5 (11090)	63.4 (9202)	53.5 (7753)	81.4 (11800)	65.1 (9443)	55.2 (8009)	50.3 (7299)

总之，可以说在许多例子中，岩石的含水量对其抗压强度有很大影响。除非是改变设计值使之符合于现场情况，否则会发生很大的破坏。长期以来，推荐用饱和样品进行试验，提供的值是偏于安全的。最好是取自然状态样品进行试验。由于样品的制备会改变含水量，所以要把这些样品恢复到原始状态，这是要费时间的，因此国际岩石力学学会建议

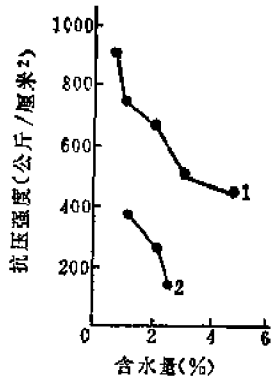


图 2-35 砂岩 1 和泥板岩 2 的抗压强度与含水量的关系

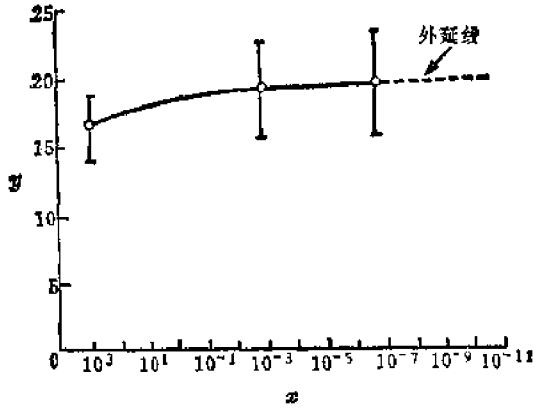


图 2-36 2，3和 4 组试验抗压强度与压力的关系
x—$\log_{10}$压力(水银柱高，毫米)；y—抗压强度(10^8达因/厘米²)

试验室试验（1972）制备的样品应当在20±2℃和50%的湿度下置放 5～6 天后进行试验。这种含水情况按照国际岩石力学学会1972年11月 2 号文件的最后草案实验室方法 1，即“岩石样品含水量测定推荐方法”进行测定，对于其他情况，推荐用同类岩石已建立的关系外插。

2.8.2 液体

柯尔贝克和韦尔德（1965）在不同液体中对石英质砂岩进行试验，其结果（图2-37）表明抗压强度与使样品饱和的各种液体的表面张力成反比。

斯特雷特（Street）和弗.德.王（F.D.Wang）（1966）指出不同液体对砂岩抗压强度有影响（图2-38）。样品为1.9×3.8厘米的长岩心，此图表示 pH 值对硅酸盐岩石抗压强度的影响程度。在pH值接近于 7 时，强度最小。

西姆卜松（Simpson）和弗尔古斯（Fergus）（1968）研究了不同液体对辉绿岩抗压强度的影响。实际环境条件见表 9，测定结果见图2-39。水浸泡的辉绿岩的抗压强度大约只有温度大于190℃下烘干样品强度的60%。在所用的溶液情况下，水对强度影响最大。

含水量和各种液体对岩石强度的影响说明如下：

当岩石与液体接触时，某些矿物分解，且矿物被溶解后使更多的液体填充孔隙。这些因素使岩石的强度减小，似乎是液体对裂纹尖端的冲蚀，分解矿物并增加顶部的应力，因此助长它的发展，也可能是液体影响岩石的表面能，因为破裂过程产生的新面取决于岩石的表面能，在液体的作用下它的强度取决于表面能的减少或增加。当液体浸没岩石时，常常是减少表面能并影响岩石强度。

从这简短的讨论中，可以断定岩石的抗压强度是受岩石中所含有的液体的影响。据此，用切割方式制备试样时，应避免用油，仅推荐用淡水作为冷却剂。

2.8.3 温度

根据西姆卜松和弗尔古斯（1968）的试验结果，得到温度对辉绿岩抗压强度影响的概念。一系列的样品经27℃，110℃，190℃和345℃下干燥，资料表明，随着干燥温度增加，有增大强度的趋势。一组在真空干燥后，置于氯酸镁盐中的样品，表明比27℃的一组风干

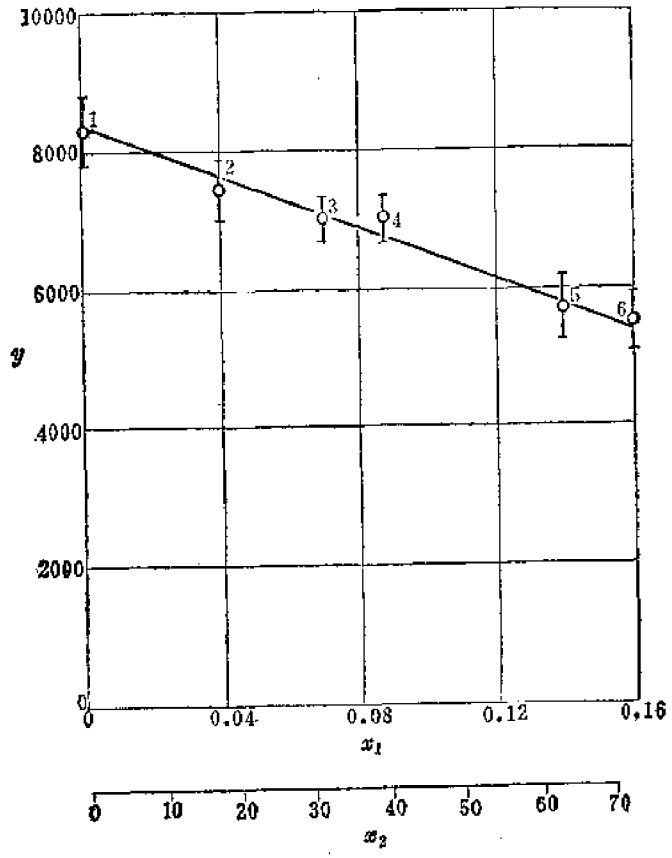


图 2-37 浸没液体的表面张力对石英质砂岩样品强度的影响

x_1—磅达/英尺；x_2—达因/厘米；y—抗压强度(磅/英寸²)

1—五氧化二磷干燥；2—n-乙烷；3—油酸；4—乙酰基；5—甘油；6—水

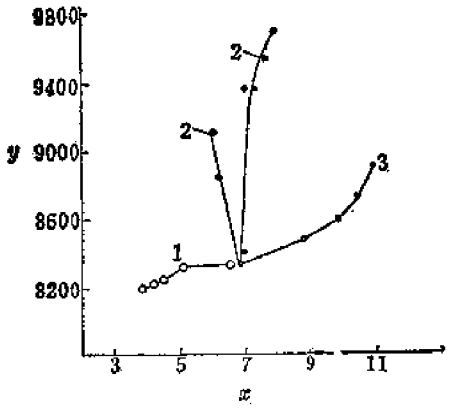


图 2-38 砂岩的抗压强度与pH值的关系

x—pH值；y—抗压强度(磅/英寸²)

1—氧化铝；2—十二基硫酸铵氯化物；3—氧化钙

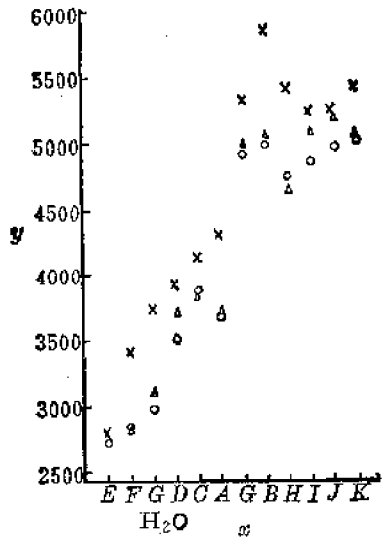


图 2-39 辉绿岩的抗压强度

x—样品编号(见表8)；y—抗压强度(公斤/厘米²)

○ 除大于1S.D以外的平均值；△ 平均值；× 最大值

表 9　　试　验　情　况　（见图2-39）

样　品	温　度 (°C)	情　况
E	27	浸没在蒸馏水中15天
F	27	浸没在 6 份水和 1 份切削油中15天
D	27	风干15天
C	27	在真空①下干燥置于高氯酸镁中15天
A	110	风干15天
G	190	风干15天
G-H_2O	190-27	在190°C下风干13天，然后冷却并浸没在27°C水中 1 天
B	345	风干15天
H	345	风干 5 天
I	345	风干 1 天
J	200	风干 8 天，在SiO_2凝胶中冷却，然后置于27°C的CCl_4中浸没 1 天
K	200	风干 8 天，在SiO_2凝胶中冷却，然后置于27°C乙基乙二醇中浸没1天

① 真空度周期性抽至大约为100μ/Hg。

样品的强度略有增加，这种情况可用含水量来说明。

布莱格亨蒂（Brighenti）（1970）研究过冷冻温度对两种石灰岩和两种砂岩抗压强度的影响，其结论是：①在冷冻温度下所做的试验，强度没有显著地降低；②一般的说，当温度降低时，干的和饱和的岩石的抗压强度均增加。

一般地都在室温下进行试验，若现场情况不同，试验应当在相似的大气压下进行。在温度对抗压强度的影响方面，只做了少量工作，故还需要做更多的研究。

2.9　矿物、颗粒尺寸和孔隙率

矿物，颗粒尺寸和孔隙率是控制岩石强度的固有性质。由石英胶结的岩石强度最高，其次是方解石和铁矿物胶结的；岩石由粘土质胶结的其强度最低。一般说，石英含量越高，强度就越大（普赖斯，1960）。细颗粒岩石的强度较高[布拉司（Brace）1961]。抗压强度随着孔隙率的增加而减少[普赖斯，1960；柯瓦尔斯基（Kowalski），1966；斯莫洛迪诺夫（Smorodinov）等人，1970]。

2.10　受压岩石破坏后的性状

岩石受压后直到完全丧失其强度时的性质，可以用图2-40所示的加荷变形全过程曲线来表示。岩石样品在不同阶段卸荷后，接着出现典型的滞后曲线，破坏以后岩石的加荷变形曲线的轨迹，通常可以用循环加荷或连续使岩石样品变形的方法绘出。岩石破坏后的力学性质将遵循这些重复加荷曲线之一，例如在变形轴上，将加荷轴从最初位置（零变形）移动到某一点A即可。

在普通试验机上，不可能得到破坏后的曲线，因为刚刚超过峰值强度时，由于试验机上

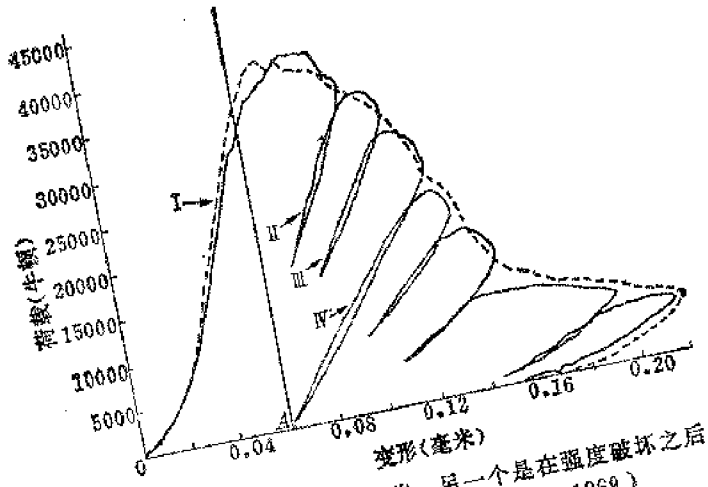


图 2-40　两个同类砂岩样品（一个是逐级加荷，另一个是在强度破坏之后，循环加荷）单向压缩变形性质的比较（宾尼阿斯基，1969）

剩余能量的释放，试件迅速被破坏。因此，一些学者早就注意到需适当增加压力机的刚度。近来，采用了控制样品变形的辅助试验机，并已成功地将其用于测定岩石的加荷变形全过程曲线。

试验机的刚度影响着加荷变形曲线，因此在发生破坏阶段，样品的卸荷特性随试验机卸荷特性而变。斯泊斯（Spaeth）(1935) 指出，对图2-41 a 所示的材料真实的性质，若用图2-41 b 表达位移δ_1与δ_2之间的某一曲线型式时，仅取决于试验机的刚度，随着试验机的刚度增加，得到的材料性质始接近于真正的性质。

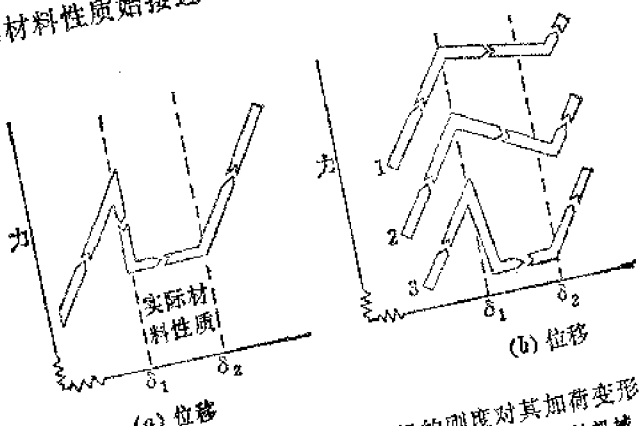


图 2-41　当生铁产生塑性变形时，试验机的刚度对其加荷变形曲线真实型式的影响
1—极柔性的机械；2—柔性机械；3—刚性机械

瓦威尔斯克（Wawersik）（1968）对受压岩石破坏后的性质做了详细分析，由一系列岩石，如查尔考（Charcoal）灰色花岗岩，印第安纳石灰岩，田纳西（Tennessee）大理石，索楞霍芬（Solenhofen）石灰岩和玄武岩所测得的结果如图 2-42 所示。可以看出，虽然岩石在破坏前有大致的类似性质，但破坏后的性质却迥然不同。岩石破坏后的性质，可以分为两种类型（图2-43）。

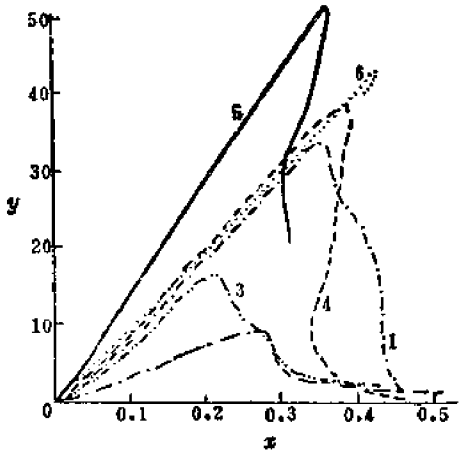


图 2-42 不同岩石的完全压缩应力-应变曲线

x—应变(%)；y—应力(10^3磅/英寸^2)

1—查尔考灰色花岗岩I(I类)；2—印第安纳石灰岩(I类)；
3—田纳西大理岩I(I类)；4—查尔考灰色花岗岩II(II类)；
5—玄武岩(II类)；6—索楞霍芬石灰岩(II类)

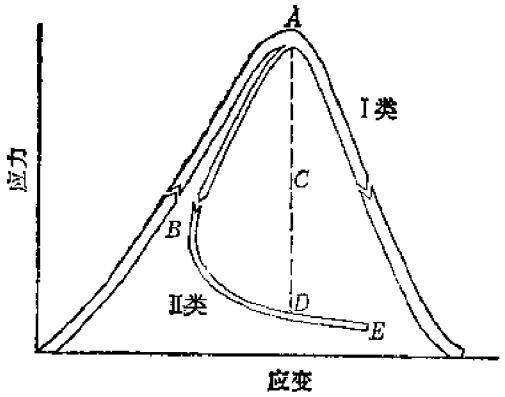


图 2-43 在单轴压缩下岩石破坏性质的分类

第一种类型的性质，可用稳定破裂发展说明，这就是说，当样品超过最大承载能力后，样品的进一步破损和降低其承载能力仍需要某些外力。这类岩石，即使在超过其最大承载能力后，仍保留其强度。

第二种类型的性质，出现了不稳定破裂的扩展。当样品上的最大承载能力刚刚超过样品中贮蓄的能量时，还能够支持破裂的增长，而且这种发展遍及整个样品。在这种情况下，只有把应变能从样品中引去后，破裂发展才会停止。在两种岩石类型之间，画垂直线ACD，说明此时贮蓄的能量恰好能使样品出现完全破裂。

布朗和胡德逊（Hudson）（1971）的研究表明，各种类型的性质取决于岩石的结构。在高孔隙率的碎屑沉积岩为砂岩，石灰岩等的情况下，破裂过程从孔隙结构的崩坍开始，在各个方面均匀增加，他们具有第一种类型破坏后的性质。类似的性质也发生在某些结晶岩石中。对于极细颗粒尺寸，破坏是由于颗粒之间及内部颗粒的半轴破坏，所得到的曲线型式取决于颗粒尺寸。对于小颗粒尺寸的岩石，曲线比较陡而且破坏属于第二种类型。在致密的，细颗粒岩石例如索楞霍芬石灰岩中，此时结构破坏过程是同时发生的，可得到第二类曲线。

岩石破坏后的性质可能由这一类改变为另一类，这取决于应变率。在较高的应变率下，岩石由第一类转变为第二类性质。

当样品在破坏区域的任意点卸荷和重复加荷时，通常出现一个环状曲线，这在岩石承受重复加荷和卸荷循环时能经常观察到（图2-40）。向样品重复加荷时所能达到的荷重值稍许少于卸荷值。这种略有减少，是由于几乎等于它的破坏荷重的高应力作用下的蠕变引起的。在破坏区域，岩石的变形模量不断减少（曲线1，2等），可以用于分析样品的崩解程度。

岩石破坏后的曲线，正如瓦威尔斯克和布拉司（1971）所观察到的那样，可能有明显的重复性或者随样品不同而有所变化。在小心控制的情况下，制备和对均质样品进行试

验，可以得到重复性的结果（图2-44）。

一般说来，当单轴压缩试验时，破坏后的曲线与加荷时相比，具有斜率更大的突然下降区的特性。

样品的破坏特性曲线，可以分为8个性质不同的区域(瓦威尔斯克和布拉司，1971)。I-III区（图2-44）表示原有的裂隙密合和任意破坏的形成，破裂增长以及沿原有破裂面的滑动。在IV区形成少量的小破裂大约平行于加荷方向。在破坏区曲线的后阶段发展起来的破裂几乎与原来的方向没有变化。出现在样品中部的破裂，导致材料的破碎，使得样品断面积减少，这种破碎开始于第V区的起点，持续到第VI区，随之而来的是陡倾斜的剪切破裂，而且在VII区迅速增长。第VIII区已属于由摩擦来维持的破裂材料松散体（与2-4节比较）。

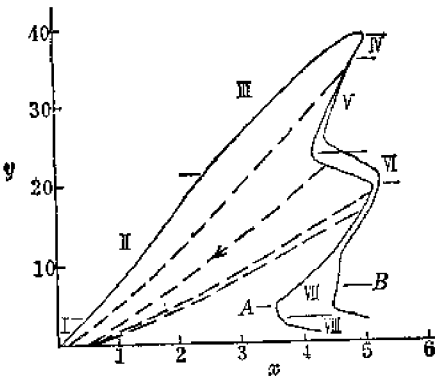


图 2-44　25个威斯特雷花岗岩样品的单轴应力-应变曲线

x—应变(10^{-3})；y—应力(10^3磅/英寸^2)

样品破坏后表现出的承载能力降低，是由于样品破裂使有效面积减少引起的。布雷迪、杜伐尔和霍里诺（1971）进行了埃利山（Mt. Airy）花岗岩，匹克斯·派克（Pikespeak）花岗岩，德克萨斯（Texas）花岗岩和大理石的试验。这些已变形的样品的位置，是根据样品破坏曲线来预选的，然后对这些样品切磨并用萤光染色，样品的面积用残留的固体试件中部计算，由此发现用减少后的面积计算的强度与样品破坏前峰值强度是一致的。

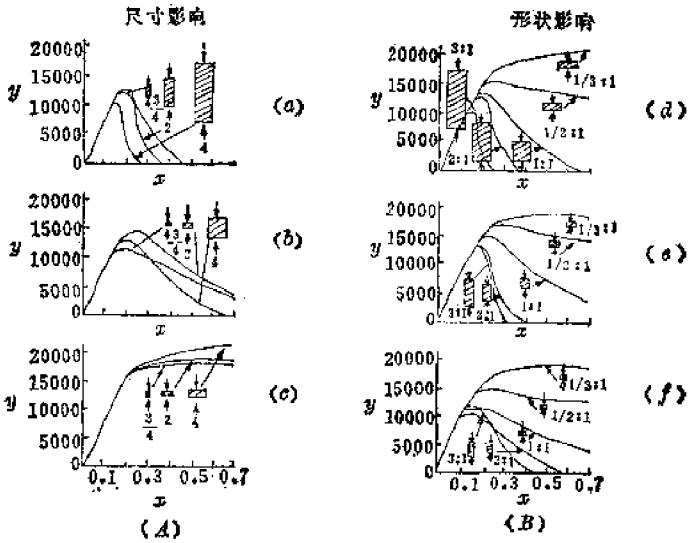


图 2-45　单轴压缩加荷时大理石样品尺寸和形状对应力-应变全过程曲线的影响

（长度单位：英寸）

(A)尺寸影响；(B)形状影响

(a)$h/d=3:1$；(b)$h/d=1:1$；(c)$h/d=1/3:1$；(d)直径4英寸；(e)直径2英寸；(f)直径3/4英寸；x—应变(%)；y—应力(磅/英寸^2)

岩石破坏后的性质也取决于样品的几何形状。

样品在已破坏区域的起始部分的刚度，取决于它的直径和高度，并以下式表示：

$$k_s=\frac{\pi}{4}d[h/d]^{-1}\frac{d\sigma}{d\varepsilon} \qquad (2\cdot15)$$

压力机的刚度k_m，也取决于岩样直径，因为存在着承压板的压痕效应，但主要取决于样品的高度。由于破坏区曲线形状的改变取决于压力机和样品的相对刚度，显然，样品的几何形状对所得到的破坏曲线形状的影响必然是敏感的。

随着破坏区域内破裂的发展，样品中部的有效面积缓慢地减少。对于h/d比值较大的样品，断面积的减少相对说来大些，因为在样品内部不同的应力分布状态会引起k_s值的迅速减少，例如h/d比较大的样品，在破坏后它的曲线较陡。胡德逊、布朗和弗阿霍斯特（1971）所得的结果证实了这一点（图2-45）。宾尼阿斯基（1969）也得到类似的结论。大理石样品破坏后的刚度是样品几何形状的函数，如图2-46所示。

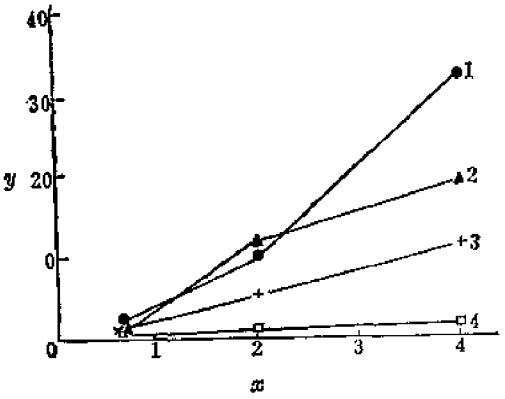


图 2-46 在单轴压缩试验中乔治亚·奇洛基（Georgia cherokce）大理石的破坏后刚度是各种h/d比分样品直径的函数
[胡德逊（Hubson），克劳奇（Crouch）和弗尔霍斯特（Fairhurst）1972]
x—试件直径(英寸)；y—破坏后刚度，$\left|\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right|_{max}$（$10^6$磅/英寸）；
1—$h/d=3:1$；2—$h/d=2:1$；3—$h/d=1:1$；4—$h/d=1/2:1$

2.11 计算岩石抗压强度的间接方法

用规则样品测定抗压强度，会遇到试件含有稠密的裂隙和裂缝，或遇水崩解或其他方面的缺陷，制件工作是很困难的（例如泥岩和页岩等）。此外，这种方法费时又费力。近来，试图改变方法来测定抗压强度。

2.11.1 不规则样品的试验

在较弱的岩石情况下，可以用不规则样品进行试验并用以计算抗压强度，因为用这类岩石制备规则样品极端困难；对于坚硬岩石也很有用，因为制备规则样品需要特殊的机器；这种试验也最适用于在运输过程中检验煤的等级。

这方面的工作由普洛托基雅可诺夫开始，此后又有一些苏联科学工作者相继进行。国际岩石力学局（1961）推荐用最大最小尺寸之比大约为1.5:1和体积大约为100厘米^{3}的蛋形不规则样品，用小锤加工成15～20个样品，其重量差为±2%，试验按平行于长轴并垂直于层面进行，这种样品的抗压强度σ_{ci}是：

$$\sigma_{ci}=F/A \qquad (2\cdot16)$$

式中 F——破坏荷重；

A——样品的最大断面积。

σ_{ci}与规则样品抗压强度σ_c的关系，用方程式表示如下：

$$\sigma_c=\sigma_{ci}/0.19 \qquad (2\cdot17)$$

霍布斯（1964a）曾进行过不规则样品的试验，样品的重量为30～128克，平行于岩样最短尺寸压碎样品，不受任何层面方向的限制。他在样品与承压板之间，放置一张炭纸和坐标纸来测定不规则样品的接触面积。在破坏时有印痕的全部面积按变黑的方格求得，并以两个面积的平均值作为承压板与样品的接触面积，其结果如下：

1.在双对数坐标上，破坏时的荷重F与样品平均重量（m）之间呈直线关系，其方程式是：

$$F\propto m^{0.56} \qquad (2\cdot18)$$

若不规则样品的平均重量不是32克，破坏时作用力用$\frac{6.96F}{m^{0.56}}$进行修正。

2.因破坏时用平均荷重计算的抗压强度与道尼索卜（Donisthorpe）粉砂岩I的不规则样品体积之间有密切关系，其方程式是：

$$\sigma_{ci2}\propto V^{0.071\pm0.003} \qquad (2\cdot19)$$

式中 σ_{ci2}——破坏荷重（F）/平均接触面积（A'）；

V——样品的体积。

然而，对于迈斯格旺·卡卜（Maesgwyn cap）泥岩和彭南特砂岩没有观测到这种关系。

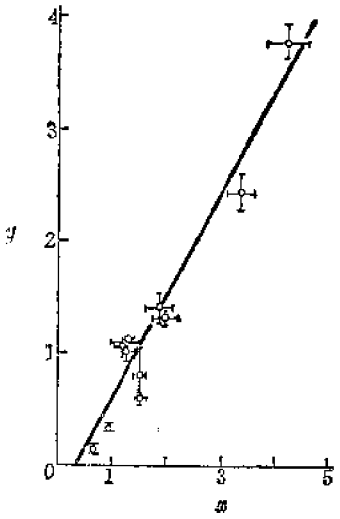


图 2-47 破坏时平均压碎强度与平均抗压强度之间的关系(霍布斯，1964a)

x—不规则样品的平均压碎强度σ_{ci2}(10^4磅/英寸^2)；y—规则样品的平均抗压强度；σ_{ci}(10^4磅/英寸^2)

3.重量为32克的不规则样品的抗压强度σ_{ci2}与直径和高度均为2.54厘米的圆柱体样品的抗压强度之间有着密切关系（图2-47）。回归线性方程式是：

$$\sigma_{c1}=0.91\sigma_{ci2}-3180 \qquad (2\cdot20)$$

此处σ_{c1}和σ_{ci2}的单位为磅/英寸^2。

回归误差估计

$$=\pm1260\left[1+\frac{(\sigma_{ci2}-17660)^2}{1105\times10^6}\right]^{1/2} \qquad (2\cdot21)$$

埃文斯和波默洛依（1966）对于深部杜弗仑和巴恩斯里·哈德（Barnsley Hard）煤进行过不规则样品试验，没有局限于层面的任何特殊方向；对于深部杜弗仑煤层，当层面的方向改变时没有出现有明显的强度差别。

根据试验结果所得的关系式如下：

对于深部杜弗仑煤层：

$$\sigma_{ci2}\propto V^{-0.09\pm0.03} \qquad (2\cdot22)$$

对于巴恩斯里·哈德煤层：

$$\sigma_{ci2}\propto V^{-0.04\pm0.02} \qquad (2\cdot23)$$

并且

对于深部杜弗仑煤层：

$$A'\propto V^{0.66\pm0.06} \qquad (2\cdot24)$$

对于巴恩斯里·哈德煤层：

$$A' \propto V^{0.51 \pm 0.05} \qquad (2\cdot25)$$

研究的结果见表10。

据此提出不规则样品的压碎强度大约为类似立方体强度的1.7～2.0倍。

对不规则样品破坏方式的研究指出，开始是在与承压板接触处被挤碎，但最终的破坏则是明显地把样品劈裂为两半。这种破裂方式，是由于与样品和承压板接触界面成直角方向的拉应力而引起的。

从不同研究者得出的大量方程式和试验所用的样品形状可明显地看出，必须事先了解材料的真正抗压强度，才能预示不规则样品测定的强度。不规则样品试验之所以受到限制，是由于对一个矿场材料需要进行大量的试验，而且其真实的抗压强度也要事先用通常的方法进行测定。

表 10　　深部杜弗仑煤层不规则块体强度及其他资料

（埃文斯和波默洛依，1966）

平均重量（克）	重量范围（克）	样品编号	平均接触面积（10^{-3}厘米^2）	平均压碎强度 牛顿　（磅）	平均抗压强度 兆帕　（磅/英寸^2）
			深部杜弗仑煤层		
4.5	4～5	46	94.8±7.7	254±16　(57±3.5)	29.7±1.1　(4310－160)
19	18～20	27	180±14.8	458±40　(103±9)	28.9±1.7　(4190±250)
75	70～80	32	316.1±32.3	747±62　(168±14)	28.9±2.3　(4190±330)
130	120～140	32	412.9±38.7	854±53　(192±12)	23.1±1.8　(3350±260)
500	450～550	19	1019.4±129	1717±178　(386±40)	20.5±2.2　(2970±320)
			巴恩斯里·哈德煤层		
1.2	1.05～1.35	62	74.2±6.5	396±22　(89±5)	63.4±3.1　(9200±450)
6.5	6～7	47	163.9±12.3	987±67　(222±15)	65.8±3.6　(9550±520)
11.0	10～12	108	183.2±7.7	1094±44　(246±10)	69.0±1.8　(10000±260)
15.0	15～17	46	241.3±20	1472±93　(331±21)	72.1±3.2　(10450±470)
22.0	20～25	29	322.6±38.7	1699±111　(382±25)	63.6±4.5　(9220±650)
32.5	30～35	35	432.3±38.7	2153±129　(484±29)	56.0±3.0　(8120±430)
65	60～70	42	458.1±38.7	2326±214　(523±48)	51.6±2.7　(7480±390)
140	130～150	22	729.1±96.8	4110±565　(924±127)	58.7±3.5　(3510±510)
320	300～350	17	1290.4±129	6494±801　(1460±180)	51.2±3.1　(7430±450)
820	700～900	28	1806.6±167.8	9919±756　(2230±170)	59.2±3.6　(8580±520)

2.11.2　普洛托基雅可诺夫试验

这是一种最简单的用于测定岩石抗破坏能力的试验，而且也能用于岩体。苏联和其他东欧国家广泛地将它用于测定煤层的工作能力。此方法是普洛托基雅可诺夫设计的，有时称为捣碎法（普洛托基雅可诺夫，1962）。从岩层中取出0.6～0.8分米^{3}的块体形状的样品，其数量取决于岩石硬度的偏差系数（V%）（表11）。每组样品用手锤加工成5个试样，为20～40毫米的颗粒，取10～20厘米^{3}备用。将样品置于内径76毫米的圆筒内，用重2.4公斤，落距0.6米的重锤捣碎（图2-48），锤击5～15次，次数取决于岩石的强度。所

有5个样品捣碎之后，将其分别过0.5毫米筛。通过0.5毫米筛的细颗粒，注入直径为23毫米体积仪的管子中（图2-49），记录管中岩粉的高度 l，以毫米计，用下列方程式计算强度系数 f：

$$f=\frac{20n}{l} \qquad (2\cdot26)$$

强度系数与抗压强度之间的关系用下式表示：

$$\sigma_c=\sqrt{1.06Ef} \qquad (2\cdot27)$$

式中 σ_c——抗压强度（公斤/厘米²）；

E——压缩时的弹性模量（公斤/厘米²）；

f——强度系数；

n——试验数量。

表 11　取决于偏差系数的试验数量 n

偏差系数（V%）	试验数量（n）
30	9
25	6
20	4
15	3

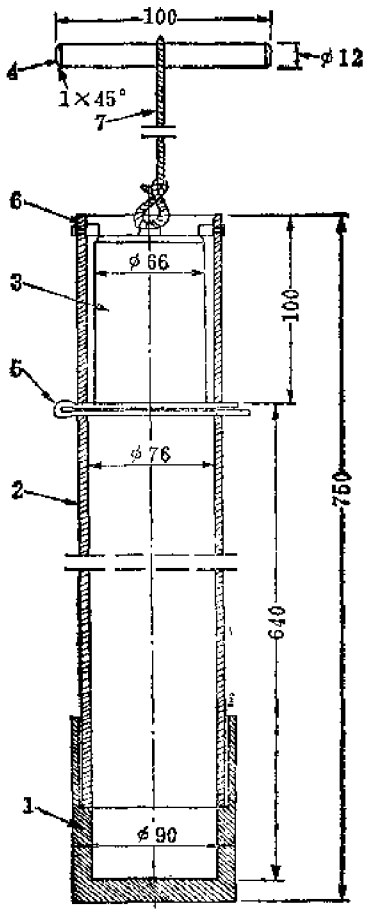


图 2-48　测定岩石强度的捣碎仪（长度单位：毫米）（普洛托基雅可诺夫，1962）
1—圆柱；2—套筒；3—重锤；4—把柄；5—销钉；6—制动器；7—钢丝绳

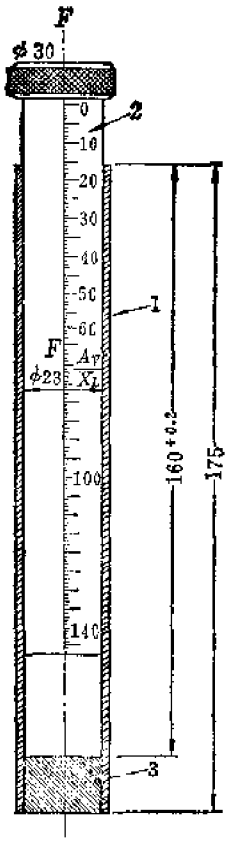


图 2-49　体积仪（当活塞完全推进时管边缘应当与刻度尺寸的零点吻合）（普洛托基雅可诺夫，1962）
1—管子；2—活塞；3—插塞

表 12　　某些岩石的普洛托基雅可诺夫试验结果

（布洛克，1970）

岩　　石	f	h	σ_{c1}/①		σ_{c2}/②	
			兆帕	（磅/英寸²）	兆帕	（磅/英寸²）
1.红色砂岩	0.84	21.7	38.2	(5540)	36.0	(5221)
2.白色砂岩	2.28	45.8	101.2	(14677)	93.2	(13517)
3.青色砂岩	3.48	58.7	150.1	(21769)	137.8	(19985)
4.石 灰 岩	4.68	59.0	174.6	(25323)	124.1	(17999)
5.镁质石灰岩	4.28	51.7	152.0	(22045)	150.6	(21842)
6.变质石灰岩	7.50	77.0	275.7	(39985)	172.7	(25047)
7.石英质玄武岩	10.64	77.5	336.5	(48803)	185.4	(26889)
8.石 英 岩	4.50	95.0	276.6	(40116)	221.7	(32154)

① 取自普洛托基雅可诺夫试验；

② 取自规则样品试验。

普洛托基雅可诺夫进一步指出，E值可以用肖尔（Shore）检验硬度器的锤头撞击在磨光的岩石样品面上的回弹高度h来确定，并具有下列的关系：

$$E=1.07\times\frac{10^6h}{154-h}\text{公斤/厘米}^2 \qquad (2\cdot28)$$

因此

$$\sigma_c=1050\sqrt{\frac{f}{\frac{154}{h}-1}}\text{公斤/厘米}^2 \qquad (2\cdot29)$$

西赖姆（Selim）和布拉司（1970）改进了原来的方法，将小于0.5毫米的细颗粒称重，用岩石的比重除之得出体积，不需要体积仪。试验用两组样品锤击3～40次，通过反复试验求得岩石强度的最小系数。

布洛克（Brook）（1970）对试验提出了某些改进。测定需要产生的细颗粒为50毫米柱高的，锤击数之后采用标准公式中的n值，并且将l取为50毫米。同时他提出在求η值时，样品表面应该是平整的，而且样品必须是50毫米厚。每件岩石用100次读数的平均值测定h值。表12提供8种岩石的测定结果。

这些结果表明，除强度较高的岩石外，用规则试件所得的抗压强度与普洛托基雅可诺夫试验成果之间有良好的关系，然而，在肖尔检验硬度器回弹高度h与抗压强度σ_{c2}之间存在着更为一致的关系，其关系式为：

$$\sigma_{c2}=2.55(h-6)\text{兆帕} \qquad (2\cdot30)$$

2.11.3　撞击强度试验

埃文斯和波默洛依（1966）用的方法与普洛托基雅可诺夫试验方法相类似，测定的性质称为“撞击强度指数I.S.I”。

仪器的主件是内径为4.45厘米的垂直钢圆柱体，用螺丝帽封闭下端。钢杆重量为1.8公斤，直径为4.3厘米，其底部与空心圆柱体的内面密合。通过杆柄断面的钢帽子与圆柱体密合，用这种帽子有两个目的：防止煤灰逸散和当钢杆提起时能有足够的高度。由此控

制杆降落的高度。测量杆底到圆柱体内底面的高度为30.5厘米。

试验时，将颗粒为0.95～0.32厘米的煤块100克置于圆柱体中，用钢杆冲击 20 次，每次提升到最大高度。撞击试验后，剩下符合试前颗粒尺寸的煤量，称为撞击强度指数。样品制备的严格程序和试验操作的步骤如下：

试验样品的制备：煤样从地下煤层或矿道中取出后，并过2.54厘米筛，将超径的煤块铺在混凝土地面上，用3.6公斤的平底钢质重锤逐个击成最大尺寸为2.54 厘米的 颗粒。反复锤击和过筛，直到所有的煤块全部通过2.54厘米筛孔网为止。

将粉碎料过筛，取0.95～0.32厘米的碎粒，抛弃筛余物。每个样品取大约125克。在0.95～0.32厘米的颗粒中，用不断增加和补充不同粒径的增量取样法取样。然后每种碎粒用直径20.30厘米的鲁赛尔（Russell）筛砂机使通过0.32厘米的英国标准筛，筛 3 分钟（或者用比鲁赛尔机更标准的筛砂机）。从筛余物中小心地称取 100±0.05 克样品，注意避免进一步破碎。

试验方法：用100克样品缓慢地倒入置于地板上的撞击强度指数（I.S.I）仪的空心圆柱体内。煤面用抹刀小心地抹平，但不要震动样品。仪器底部用脚固定，顶盖适合于杆棒的提升。用脚保持底部稳定，并在最大范围内提起杆棒使之自由降落20次。撞击速度保持至少两秒钟一次。最后，将钢帽和杆棒取去，用同样的筛砂机过0.32厘米的英国标准筛。有时还要轻轻敲打撞击强度指数仪的圆筒，将材料倒出。残余在0.32厘米筛上的全部筛余物重量（克），称为煤的撞击强度指数。

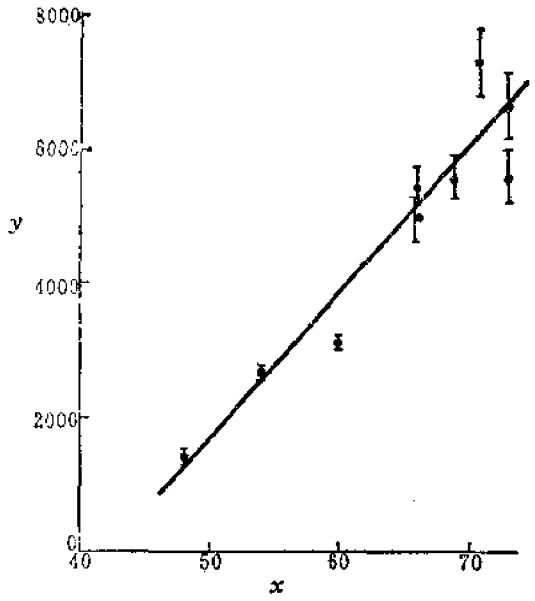


图 2-50 垂直于层理面的立方体的抗压强度与撞击强度指数的关系

x—撞击强度指数；y—抗压强度(磅/英寸²)

对于每层或该层的某一部分，测定 6 个样品，取其平均值为撞击强度指数。撞击强度指数与以前实际采用的强度差值至少是三个单位。然而，如果这些试验在不同的实验室进行，这种差别至少为 4.5 个单位。

埃文斯和波默洛依（1966）提出撞击强度指数与立方体抗压强度之间的关系，见图2-50。

霍布斯（1964b）用这种方法做过岩石试验，提出抗压强度 σ_{c2}（磅/英寸²）与撞击强度指数 f_1 关系如下：

$$\sigma_{c2}=769f_1-36360 \qquad (2\cdot31)$$

从普洛托基雅可诺夫试验或撞击强度试验所得的数值，与破碎岩石时所需的能量有关，在许多实际应用中，定量地表示岩石性质是很重要的。为此，这种试验越来越多地都是在实验室内进行。如果能够取得这些指标，就能估算抗压强度。虽然这些试验不是专门用来计算抗压强度，但是它能更容易更精确地间接测定抗压强度。

2.12 摘要和结论

圆柱体样品是最常用的。对于抗压试验的标准方法，推荐用直径为2.2～6.6厘米的样品（堀部，1970）。国际岩石力学学会对于实验室试验（1972）建议圆柱体的直径最好不少于NX钻孔岩心尺寸，即54毫米。高径比大约为2.5～3.0。若不可能制备这种高径比的样品，试验结果应按照同类岩石已建立的关系进行修正。

圆柱体端面要彼此平行并垂直于圆柱体的轴，而且尽可能地磨平。制成的圆柱体的侧表面应与其轴平行，在整个样品长度上直径为常数。国际岩石力学学会对实验室试验样品制备的建议（1972）在第一章中已有叙述（1.3.1节）。

试验机最少应当有一个球形接头，需要涂少量矿物油润滑。承压板必需磨光。样品必需放在承压板中心。

推荐用与样品直径相同的钢垫块。垫块的全长最少应当等于样品的直径(潘，1971)。

承压板与样品端面之间的摩擦，对于试验结果有很大影响，最好是使试验时的摩擦值接近于实际情况下的该值。

加荷速率对岩石抗压强度是一个不定的影响因素。奥伯特、温第士和杜伐尔（1946）在标准试验中推荐用0.69兆帕/秒（100磅/英寸^2/秒）；普洛托基雅可诺夫（1969）推荐用1兆帕/秒（140磅/英寸^2/秒）；在日本的标准方法中，用0.1～1兆帕/秒（14～140磅/英寸^2/秒）（掘部，1970）；国际岩石力学学会对于实验室试验推荐的加荷速率在0.5～1.0兆帕/秒（70～140磅/英寸^2/秒）的范围内。

试验环境对于岩石抗压试验也有重大影响。岩石试验的环境最好相当于现场实际情况。按国际岩石力学学会对于实验室试验的建议（1972）去做是困难的、而且要花费较长的时间。样品制备后要在20±2℃和50%相对湿度下置放5～6天后才能进行试验。对于其他情况，推荐用同类岩石已建立的关系外推其结果。

在压缩时，岩石是逐渐破坏的，而且即使达到峰值强度之后，岩石仍能维持一定强度，但变形不断增加。因此，已破坏区岩石的弹性模量会连续减少（图2-40）。

岩石破坏后的全过程曲线，可以用具有一定刚度的某种部件或具有专用单调增量及信号器的伺服控制机来获得。

在压缩时，岩石破坏后的性质是表征岩石结构和试验情况的特征。具有极细颗粒均质结构的岩石，破坏后性质属于第二类，对于多孔岩石，破坏后的性质属于第一类（图2-42）。

第一类和第二类的性状可以彼此变换，这取决于加荷速率、含水量、样品的几何形态等。较低的h/d比的样品，在破坏后有较低的刚度。

当不能取得岩心时，可以用不规则样品进行试验。不规则样品与规则样品之间具有密切的关系。若所有岩石的关系已找到，没有理由不普及不规则样品的试验。

抗压强度值也可以用普洛托基雅可诺夫试验和撞击强度试验等的结果来计算。但在此须再一次重申，前提是各种岩石的相互关系已经找到。

对于圆柱体样品抗压强度试验，应记录下列资料：

1.取样的地点。

2.取样的方法。

3.岩石的类型。

4.地质描述。

5.贮存的环境。

6.试验前的样品制备。

7.样品尺寸。

8.含水量。

9.明显观察到的外部特征。

10.对于层状岩石的加荷方向。

11.加荷速率。

12.试验机的校正情况，动力和使用范围。

13.样品的数量。

14.抗压强度的平均值，最大值和最小值。

15.标准偏差。

16.离散程度。

第三章　岩石的抗拉强度

3.1 引　　言

在 2.3 节中曾经指出，进行抗压强度试验的试件时常由于拉应力的发展而发生破坏。特别是因为岩石处在拉伸状态中比在压缩中弱得多，所以在采矿，岩石钻进和爆破，顶板和底板的破坏等方面，拉伸破坏也是一种重要的现象。因此，详细地研究岩石的抗拉强度是必要的。

在测定岩石抗拉强度的直接试验中，最大的困难是试件的夹持问题。为使拉应力均匀分布并便于夹持，需要专门制备试件，而制备它们又是不容易的。因此，为了测定岩石的抗拉强度曾研究出了大量的间接方法，但是否有了一种其结果可以信赖而又适宜的方法，仍然是值得怀疑的。

本章阐述了用以测定岩石抗拉强度的各种方法，也列举了各研究工作者所得出的典型结果。

3.2 直　接　法

这类方法大体上与用于金属试验的方法类似。但是在试件夹持和平行于试件轴施加荷载方面是有困难的。重要的是将试件安装在拉伸夹持器中而不损伤试件的表面。此外，如果施加荷载不能严格地与试件轴平行，就有引起弯曲的趋向，产生异常的应力集中。从事测定岩石抗拉强度的研究者，曾采用过几种形状的试件和将试件夹持到拉伸系统上去的方法。

奥伯特、温第士和杜伐尔（1946）采用过图 3-1 中所示的夹持器，用里德特剂（Leadite compound）围绕试件两端浇铸使圆柱状试件固定，并形成一个受荷面。夹持器与里德特剂铸件接触而不损伤试件。夹持器杯状物中的球座接头安置在靠近试件端部，并与试件轴成一直线。这种装置可以自动调整。对大理岩、石灰岩、花岗岩、砂岩等进行过大量试验以后，他们指出，里德特剂不适于抗拉强度大于8.27兆帕（1200磅/英寸^2）的试件。这种方法也产生大的偏差。

威克尔（1955）采用过以不同方法制备的煤饼形状的岩石试件（图 1-1）。但是，因为在试件弯曲的侧面上产生的应力集中和夹持器与试件接触过于紧密，所以用这种方法所得到的抗拉强度值并不代表真实数值。破坏面上的最大值与平均应力之比约为1.75。进行修正以后，他发现这种方法给出了令人十分满意的结果。对于页岩（七个试件），标准差约为 4.7%；对于砂岩（九个试件），标准差约为 10.7%，这完全在允许范围之内。用这种方法的主要困难在于制备试件。然而，他断言，用他所叙述的取心法和切割方法（第

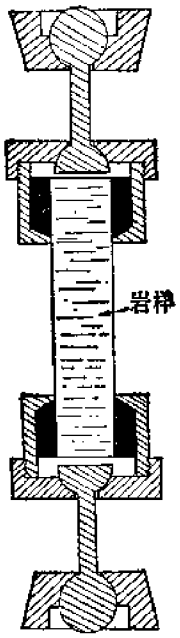


图 3-1 用于抗拉强度试验的夹持器

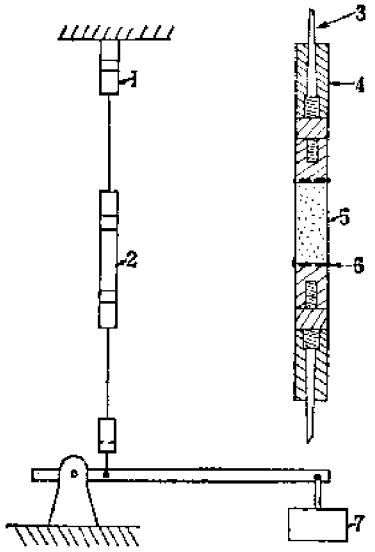


图 3-2 拉伸试验设备和夹持装置（弗阿霍斯特，1961）
1—钢索夹持器和牵引力支撑；2—岩石；3—拉紧的钢索；4—钢索夹持器；5—岩石；6—粘合剂；7—荷载

1.3节），甚至从软岩石中也可成功地制成这种形状的试件，而且层面作任何排列都可用煤饼状试件进行试验。

格劳斯维诺尔（1961）采用一种同奥伯特、温第士和杜伐尔相似的方法。但是他用硫黄做的圆柱状塞代替里德特剂，并且发现试件在硫黄浇铸物中破碎。

他也试验了圆柱状试件，把试件夹持在为指定尺寸试件而专门设计的夹持器中。所设计的这种夹持器，当拉紧时应力分布在岩心的周围。采用万能接头或者软钢索以防止试件发生弯曲和扭动。但是这种夹持系统没有给出令人满意的结果，因为破坏经常发生在夹持器本身，这是由于夹持器不均匀拉紧，产生应力集中而引起的。

为了克服夹持和制备特殊形状试件的困难，弗阿霍斯特（1961）设计了一种用圆柱状试件和环氧树脂粘合剂[抗拉强度大约20.69～27.58兆帕（3000～4000磅/英寸^2）]的典型方法。将试件与钢帽胶结（图3-2），用一个简单的悬臂装置通过软钢索加荷。为了胶结，采用明尼苏达（Minnesota）采矿和制造公司生产的易粘的环氧树脂粘合剂 $EC1838B/A$。在帽的端部加上一个高 0.008 厘米的窄的凸缘，以确保在处理时胶合剂不会从岩石与钢的接合面上挤出。

在这种方法中，可以任意采用圆柱形、正方形或者矩形的试件。重要的是试件在模板上应准确地对准中心。为了做到这一点，端部钢模板的断面应与试件的尺寸和形状相同。

这种方法是可靠的，并给出了相当一致的结果。在所研究出的直接测定岩石抗拉强度的各种方法中，它是令人满意的一种。试件的制备也非常简单，有时将此法称为压板胶合法。

对于极强的岩石，要研制出有足够强度的粘合剂可能是困难的。端部状态变得与端部

完全约束的常规抗压试验相类似。因为大多数钢索是由多股钢丝编织的，它可能把转矩导入到试件之中。

尤（Yu）（1963）也研究过这个问题。他采用与奥伯特、温第士和杜伐尔类似的方法，以环氧树脂铸件（圆锥状塞子）代替里德特剂铸件，并发现在铸件里面发生破坏。但是，他提出，如果按适当的曲率减小试件中部的直径，就能克服这个困难。他也研究过利用德福康（Devcon）A型（塑料钢）的压板胶合法，并发现这种粘合剂可用于抗拉强度低于6.9兆帕（1000磅/英寸²）的岩石。为了改善粘结，将与压板接触的试件端部磨粗。

南非国家力学工程研究所岩石力学部（赫克，1964）采用了与金属试验中类似形状的试件（图1-2）。试件的中央直线试验段长度（变细段）为4.32厘米，直径等于2.16厘米。曲率半径为5.1厘米，头部的直径为4.1厘米、长3.8厘米。赫克指出，用一般的楔形夹持器夹持这种试件进行试验，得到了令人满意的结果。

布拉司（1963）也采用过这种试件，但直径缩小点的曲率半径为10.20厘米，试件的直线试验段长度（变细段）为2.54厘米，直径为1.27厘米；头部直径为2.54厘米。试件的头部用环氧树脂灌注。他指出，用这种试件进行拉伸试验可以得到非常满意的结果。

霍克斯和梅勒（Mellor）（1970）使用过所设计的、与试件轮廓相近的铝环。将直径为2.54厘米、长12.10厘米的圆柱状试件粘结在削脚铝环中（图3-3）。加工的铝环允许在岩石和铝环之间总共有大致0.008厘米的间隙，在环的纵向上开缝以尽量减少箍缚应力并提供径向和周向应变的某些自由度。在此法中，也有在环处发生破裂的趋势。

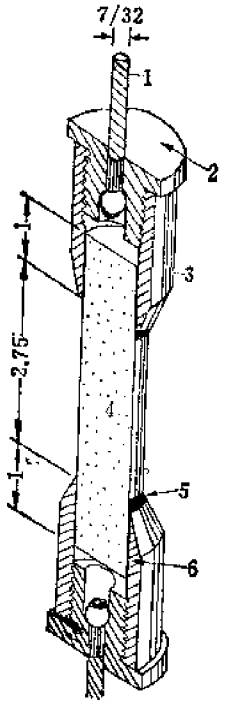


图 3-3 单轴拉伸试验用的削脚环法（长度单位：英寸）

1—飞机钢索（不扭动的）和带花饰的球（不锈钢）；2—螺旋连结器（不锈钢）；3—环（铝质）；4—岩心试件（直径1英寸）；5—束带（环氧树脂）；6—粘结物（环氧树脂）

美国矿业局从前采用过一种与弗阿霍斯特类似的夹具（其中以钢链代替钢索），目前又研制了一种更可靠的夹具[克雷奇（Krech）和张伯伦（Chamberlain），1974]。这种夹具主要是以球端杆支承代替粘附于试件每端压板上的链或索。用少量市面上新近出售的 α-氰基亚胺粘合剂，施以轻微的压力将具有6.4毫米凸缘的压板胶结在试件的端部，这样比环氧树脂系统结合得更好。

莫克纳契夫（Mokhnachev）和格罗莫娃（Gromova）（1970）从石灰岩、砂岩、辉长岩、辉绿岩和矿化粉砂岩块体中制备了高度（工作基面）与直径之比为1.5的圆柱状试件。在试件的端部加上用伍德（Wood）合金做的球形箍，通过它直接拉伸。他们进行了两组试验。在第一组中，加荷速率为0.001～0.01公斤/厘米²/秒（0.1～1.0千帕/秒）。破裂时间根据材料而不同，从80～600秒到10000～80000秒。第二组试验是在加荷速率为

1～1000 公斤/厘米²/秒（0.1～9.8 兆帕/秒）情况下完成的。这一组的加荷持续时间变化于20～0.03秒之间。

对所试验的岩石来说，抗拉强度均随加荷速率增大而增加（图 3-4），其随加荷速率而增加的速率随岩石而不同。最大加荷速率1000公斤/厘米²/秒（98兆帕/秒）下的抗拉强度与最小加荷速率0.001公斤/厘米²/秒（0.1千帕/秒）时的抗拉强度之比如下：石灰岩为2.6；砂岩为2.5；辉长岩为2.0；辉绿岩为 1.7；矿化粉砂岩为 1.5。当岩石愈弱和抗拉强度愈低时，强度随加荷速率增加的相对增量就愈大。

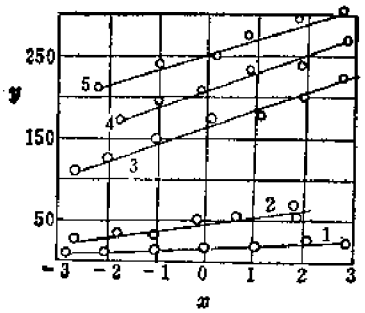


图 3-4 加荷速率对岩石抗拉强度的影响

x—$\log v_n$；y—σ_t（公斤/厘米²）

1—石灰岩；2—砂岩；3—辉长岩；4—辉绿岩；5—矿化粉砂岩

图3-4中所示的抗拉强度σ_t随加荷速率v_n而变化的曲线是在不同情况下获得的。为了便于比较，将在任何加荷速率v_n和加荷持续时间t_n下求得的σ_t值，都同在加荷速率为$v=1$公斤/厘米²/秒（0.1兆帕/秒）、加荷持续时间$t=1$秒下计算出的σ_t进行比较。按照这个原则，他们加工和修正了苏联和国外其他研究者的可利用的定量数据，这就使之有可能将加荷速率的范围从 0.001 扩大到979090公斤/厘米²/秒（0.1千帕/秒到97.9吉❶帕/秒）。

图 3-5 表示所得到的抗拉强度与加荷速率的关系曲线，图 3-6 是抗拉强度与加荷持续时间的关系图。

从图3-5和3-6曲线中得到以下方程：

$$\frac{\sigma_t(v_n)}{\sigma_t(v=1)}=0.12\log v_n+1 \qquad (3\cdot1)$$

$$\frac{\sigma_t(t_n)}{\sigma_t(t=1)}=0.005(\log t_n)^2-0.12\log t_n+1 \qquad (3\cdot2)$$

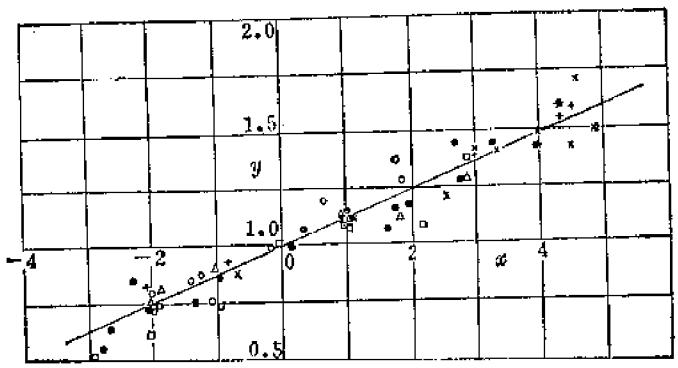


图 3-5 抗拉强度随加荷速率的变化

（莫克纳契夫和格罗莫娃，1970）

x—$\log v_n$，y—$\frac{\sigma_t(v_n)}{\sigma_t(v=1)}$

❶ 原文为G，为10^9，根据我国有关标准，应译为吉或千兆。——译者

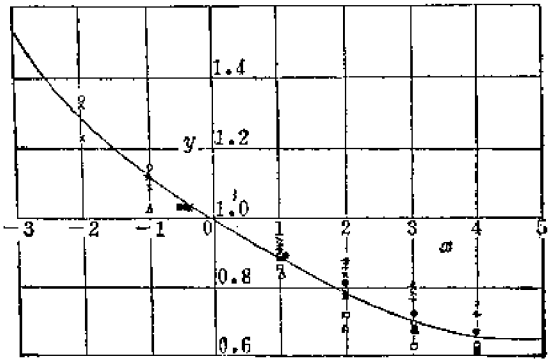


图 3-6 抗拉强度随加荷持续时间的变化
（莫克纳契夫和格罗莫娃，1970）

x—$\log t_n$，y—$\frac{\sigma_t(t_n)}{\sigma_t(t=1)}$

3.3 间 接 法

为了测定岩石的抗拉强度，曾研究出许多种间接方法。一般说来，可将其分为如下几组：

弯曲试验：①棱柱状和圆柱状试件的弯曲；②圆盘的弯曲。

液压扩张试验

圆盘的径向压裂：①巴西试验；②圆环试验。

其它方法：①圆柱体径向压裂；②球体的径向压裂；③正方板沿径向压裂；④离心拉伸。

3.3.1 弯曲试验

1.棱柱状和圆柱状试件的弯曲

当梁因弯曲而变形时，产生拉应力、压应力和剪应力。在试件处于纯弯曲的情况下，拉应力产生在梁的凸边，压应力产生在梁的凹边。取极限破坏时纤维质的最大拉应力作为抗拉强度（也称破裂模量），由以下关系式得出：

$$\sigma_t = -\frac{Mc}{I} \qquad (3\cdot3)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

M——弯矩；

c——距中性轴的距离；

I——围绕中性轴的梁断面的惯性矩。

推导此方程的基本假定是：

1.在力矩计算处梁的原来横断面严格保持为平面，并在弯曲以后垂直于全部纵向纤维。

2.材料是均质的，服从虎克定律，从而横切弯曲梁的应力分布是线性的，并与距中性

轴的距离成正比。

3.弯曲发生在梁的对称面中。

4.拉伸和压缩的应力-应变特性是相同的，而且中性轴位于梁的中间。

对于岩石来说，第四点假定是不适用的，所以结果有误差。为了克服这个缺点，达克沃思（Duckworth）（1951）考虑了拉伸和压缩时弹性模量的差异，针对矩形梁提出了下述修正方程式：

$$\sigma_t = -\frac{3M(\varepsilon_1+\varepsilon_2)}{bt^2\varepsilon_1} \qquad (3\cdot4)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

M——弯矩；

ε_1——外部纤维的拉弯应变；

ε_2——外部纤维的压弯应变；

b——测量断面的宽度；

t——测量断面的厚度。

艾德勒（Adler）（1970）按材料力学中“转换截面”的概念用棱柱状和圆柱状试件的弯曲试验结果确定拉伸弹性模量，导出了表达式和绘出了曲线，根据这些曲线可以计算出正确的破裂模量。

然而，岩石直到其破裂点都不是完全弹性的。岩石中的蠕变效应使拉应力降低，所计算出的抗拉强度偏高。

除了岩石的这些性质以外，在试验中还有其它几个实际局限性，例如在集中荷载下的楔入作用，在表面裂纹和缺陷上的应力集中，荷载施加时的扭应力，加荷点和试件表面间的摩擦力等等，虽然采用荷载分配支承等措施消除了与扭应力有关的某些问题。试验对于试件的表面特征也是敏感的，在制备试件时材料表面的修整也可能引起大的误差。在试验中采用相当长的试件，制备常常是困难的。

奥伯特、温第士和杜伐尔（1946）从各种岩石中制备了长度为15.2厘米、不同直径的圆柱状试件，并用三点加荷方法（三点加荷在试件的中间三分之一得到恒定的力矩）进行了试验。表13中列出的结果表明，强度与试件的直径无关，而且在试验过程中所用的直径范围任何直径都可用于试验。

石（Shih）（1963）用直径为2.2厘米、长度不同的岩心测定了破裂模量。图3-7表明，强度随跨度而降低。

波默洛依和摩根斯（Morgans）(1956)制备了尺寸为10.20×0.64×0.64厘米～10.20×2.50×0.25厘米的矩形煤试件，并在弯曲试验机上对它们进行了试验。用位于与中心相对称的、四个相等的线荷载完成了梁的弯曲试验。

用这种方法所得到的数值比用直接法（埃文斯，1961）所得到的高2～3倍，这可能是由于试件承受拉伸的面积较小所致。随着试件尺寸的增加或在均匀力矩下跨度加长，承受拉应力的表面积和体积变大，从而引起强度降低。辛哈（Sinha）和辛格（Singh)(1968)报道了强度随梁的厚度的增加而降低的实例。对于砂岩来说，厚度为2.5厘米的梁的强度

表 13　　试件直径对破坏模量的影响

岩石类型	直径	破坏模量		试件数量	标准差
	厘米	兆帕	磅/英寸²		(%)
大理岩	2.2	19.1	2770	4	4
大理岩	2.9	19.1	2770	4	6
大理岩	4.1	18.4	2670	4	4
大理岩	5.4	20.4	2960	4	4
石灰岩	2.2	10.5	1520	4	4
石灰岩	2.9	10.8	1560	10	9
石灰岩	4.1	10.1	1470	4	11
石灰岩	5.4	11.0	1590	5	8
花岗岩	2.2	18.4	2670	4	4
花岗岩	2.9	19.7	28.60	4	1
花岗岩	4.1	21.0	3050	4	5
花岗岩	5.4	20.8	3010	4	1
砂岩 1	2.2	2.4	352	1	—
砂岩 1	2.9	2.9	422	4	5
砂岩 1	4.1	3.4	493	4	7
砂岩 1	5.4	3.8	545	4	6
砂岩 2	2.2	2.0	293	4	42
砂岩 2	2.9	3.0	437	4	10
砂岩 2	4.1	3.4	495	4	1
砂岩 2	5.4	3.4	491	4	8
绿岩	2.2	48.1	6970	3	9
绿岩	2.9	43.3	6280	3	17

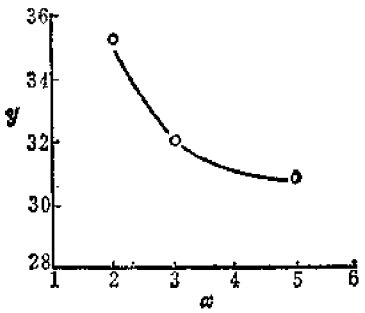


图 3-7　在弯曲试验中破裂模量同跨度间的关系
x—跨度(英寸)；y—破裂模量(10^2磅/英寸²)

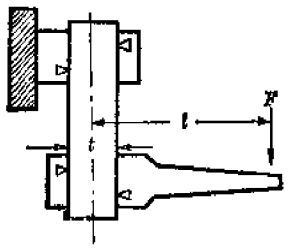


图 3-8　垂直位置中的棱柱体受力偶作用而弯曲

大约为厚度为 5 毫米梁的强度的75%。与此相似，如果横断面积相同，矩形试件比圆试件的强度低。

为了克服因支承点和加荷点应力集中而使结果失真的现象，普洛托基雅可诺夫(1961)提出了对试验方法的某些改进。把试件置于垂直的位置上，并在两个力偶作用下弯曲（图 3-8）。按下述方程式求抗拉强度：

$$\sigma_t=\frac{6Fl}{bt^2} \qquad (3\cdot5)$$

式中　σ_t——抗拉强度；

F ——作用力；

l ——力臂的长度；

b ——宽度；

t ——厚度。

布朗和胡德逊（1971）以及胡德逊、哈迪（Hardy）和弗阿霍斯特（1973）用冷泉红色花岗岩的梁（27.94厘米长，7.62厘米或5.08厘米高，2.54 厘米宽），加荷跨度为 25.4 厘米，进行了破坏后特性的弯曲试验。图3-9中绘出了反馈信号的装置，图 3-10 绘出了所得到的实际曲线，说明在梁破坏过程中产生的卸载模量的降低。

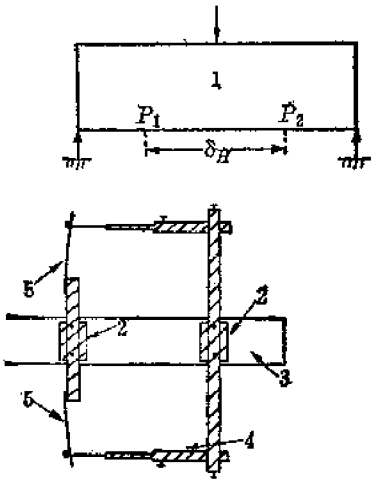


图 3-9 梁试验的反馈信号的发生

1—岩石梁；2—用环氧树脂粘结梁上的铝片；3—梁的底面；4—可伸缩的拉杆；5—应变测量悬臂

用冷泉红色花岗岩（布朗和胡德逊，1971）进行弯曲试验所得不同试件的荷载-侧向位移曲线，示于图3-11中。具有最高强度的两个梁的曲线，直到最大荷载的75%左右都是线性的，而两个低强度梁的曲线是非线性的，这是由于存在严重的裂纹所致。所有这些曲线都收敛到一个端点，从而表明梁中岩石的初始情况虽不一致，但破坏过程看来都是相同的。

在这种拉伸试验中，使用小体积的试件，结构的最弱部分支配着破坏后的特性，从而结果是不会重复出现的。

2. 圆盘的弯曲

当一个被简单支撑或夹住端部的板在中心受荷时，在底面上就产生拉应力。最简单的情况是边缘上被简单支撑着的圆板，并在其中心加荷（图3-12）。在板中引起的最大拉应力为[西利(Seely)和史密斯（Smith）（1952）]：

$$\sigma_t = -\frac{3(1+\nu)F}{2\pi t^2}\left[\frac{1}{1+\nu} + \log_e\frac{r_d}{r_p} - \frac{1-\nu}{1+\nu}\cdot\frac{r_p^2}{4r_d^2}\right] \qquad (3\cdot6)$$

式中 σ_t——最大拉应力；

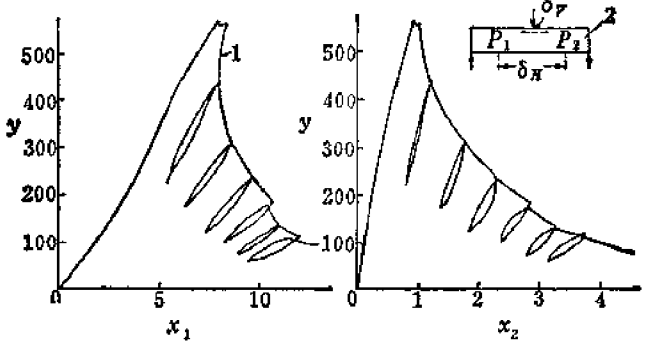


图 3-10 表示梁的卸荷模量累进降低的完整的力-位移曲线

（长度单位：英寸）

x_1—垂直位移δ_V(10^{-3}英寸)；x_2—水平位移δ_H(10^{-3}英寸)；y—力(磅)

1—观测到的曲线；2—花岗岩梁(长10英寸，高 2 英寸，宽 1 英寸)

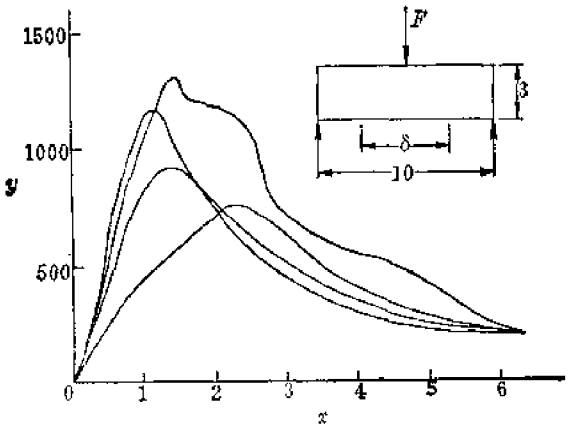


图 3-11 冷泉红色花岗岩梁的荷载-侧向位移曲线
（长度单位：英寸）
x—侧向位移$\delta(10^{-3}$英寸)；y—荷载F(磅)

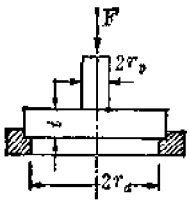


图 3-12 圆盘的弯曲（普洛托基雅可诺夫，1961）

ν ——材料的泊松比；

F ——作用的力；

t ——圆盘的厚度；

r_d ——圆盘的半径；

r_p ——均匀受力面积的半径。

在下列条件下，上述关系才能成立：

1.板的挠曲相当小$\left(\leqslant\frac{1}{2}t\right)$。否则，除了弯曲应力以外，直接拉应力将对板的破坏起显著的作用。

2.材料是理想弹性的。

3.板保持平坦，即在板承载弯曲之前，通过板画出的垂直于其中间面的每一条直线，在板承载之后保持是直的，并与挠曲的中间面垂直。

对于岩石来说，第一个条件通常是适用的，通过小心制备试件也能满足第三个条件。然而，第二个条件却难以符合实际。受荷的结果会出现屈服，引起应力的重新调整。

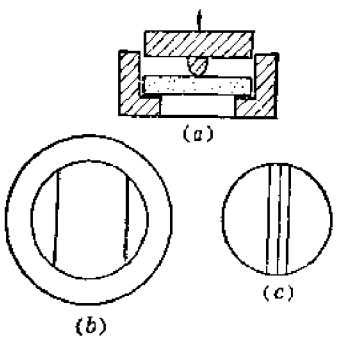


图 3-13 圆盘的弯曲（玛赞蒂和索瓦尔斯，1965）
(a)断面；(b)支撑平面；(c)荷载活塞平面

不沿圆周支撑，而将圆盘放在一个具有平行端部支撑的圆柱状导向装置中(图3-13)，横向荷载作用于中心直到圆盘破坏。假定岩石在与中心线的距离成比例地变形以后发生破坏，就可计算出强度[玛赞蒂和索瓦尔斯（1965）]。

在圆盘的正常弯曲中，破坏通常随径向裂纹的发展而发生在圆环（$2r_p$）里边。贾格尔（Jaeger）（1967）指出，破坏随三个裂纹的发展而发生，它们相互间平均夹角为120°。在许多情况下，圆盘破坏成三块以上，同时在加荷范围内这些裂纹有一个以上的交叉点。

这种方法在测定岩石各向异性的强度性质方面是很有用的。

尽管弯曲试验通常比直接拉伸试验得到的数值高，但是这种方法仍被用来测定岩石的强度，并被称为岩石的破裂模量或挠曲强度。

3.3.2 液压扩张试验

在厚壁圆环或圆筒承受内部的静水压力时，发生的应力可用下式求出（西利和史密斯，1952）：

$$\sigma_\theta = -p_i \frac{r_i^2}{r_0^2 - r_i^2}\left(\frac{r_0^2}{r^2} + 1\right) \qquad (3\cdot7)$$

$$\sigma_r = p_i \frac{r_i^2}{r_0^2 - r_i^2}\left(\frac{r_0^2}{r^2} - 1\right) \qquad (3\cdot8)$$

式中 σ_θ——在一点上的切向拉应力；

σ_r——在一点上的径向压应力；

r_i——圆环或圆筒的内半径；

r_0——圆环或圆筒的外半径；

r——该点与中心的距离；

p_i——内部的静水压力。

圆环或圆筒由于切向拉应力而发生破坏，在内表面上其值最大，由下式得出($r=r_i$)：

$$\sigma_{\theta_i} = -p_i \frac{r_0^2 + r_i^2}{r_0^2 - r_i^2} \qquad (3\cdot9)$$

破坏时的 σ_{θ_i} 可被取作材料的抗拉强度。

普洛托基雅可诺夫（1961）试验过圆环（$r_i/r_0 = 4.5/7.0$，$t/r_i = 2$），使之承受油灰（由75%的松香和25%的石蜡组成）的内静水压力，将油灰置于中心孔内并受共轴的冲压（图3-14）。由以下关系式计算抗拉强度：

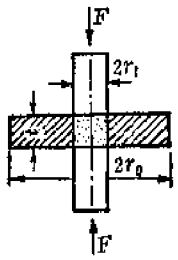


图 3-14 圆环的扩张

$$\sigma_t = -\frac{F}{\pi r_i^2}\left(\frac{r_0^2 + r_i^2}{r_0^2 - r_i^2}\right) \qquad (3\cdot10)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

F——破坏时所受的力；

r_i——内半径；

r_0——外半径。

最近，哈迪和贾亚拉曼（Jayaraman）（1970）把这种方法包括在他们的研究中作为测定岩石抗拉强度的方法，称之为箍应力加荷。试件的厚度介于6.35～10.16厘米之间。圆筒的内、外直径分别为2.54厘米和5.10厘米。

用专门设计的加荷模具来进行试验，这种模具可使薄壁橡皮管在试验所使用的中空试件之内施加液压，在液压系统中装置一个压力转换器以监控所施加的压力。

3.3.3 圆盘的径向压裂

1.巴西试验

巴西试验，从它的名称可知起源于南美。这种试验是用一个实心圆盘，使之受径向压

缩破坏。杭德罗斯（Hondros）（1959）假定材料是均质的，各向同性的和线性弹性的，使薄盘直径两端周边的窄条上承受均匀荷载（图3-15），据此分析了薄盘内应力的分布。因为只有最初的破裂从中心开始并沿加荷直径扩展时巴西法才能成立，所以沿此直径的应力分布才有最大意义。将与加荷直径垂直的应力分量YY'（σ_θ）和沿加荷直径的应力分量YY'（σ_r）表示如下：

$$\sigma_\theta=-\frac{F}{\pi r_0 t\alpha}\left\{\frac{\left[1-\left(\frac{r}{r_0}\right)^2\right]\sin 2\alpha}{1-2\left(\frac{r}{r_0}\right)^2\cos 2\alpha+\left(\frac{r}{r_0}\right)^4}-\tan^{-1}\left[\frac{1+\left(\frac{r}{r_0}\right)^2}{1-\left(\frac{r}{r_0}\right)^2}\tan\alpha\right]\right\} \tag{3·11}$$

$$\sigma_r=+\frac{F}{\pi r_0 t\alpha}\left\{\frac{\left[1-\left(\frac{r}{r_0}\right)^2\right]\sin 2\alpha}{1-2\left(\frac{r}{r_0}\right)^2\cos 2\alpha+\left(\frac{r}{r_0}\right)^4}+\tan^{-1}\left[\frac{1+\left(\frac{r}{r_0}\right)^2}{1-\left(\frac{r}{r_0}\right)^2}\tan\alpha\right]\right\} \tag{3·12}$$

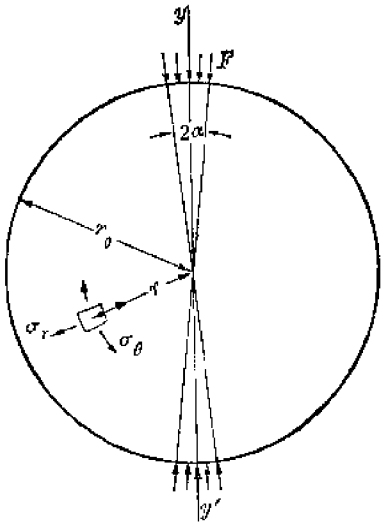


图 3-15　巴西试验表示所用的符号

式中　σ_θ——垂直于加荷直径的应力分量；

σ_r——沿加荷直径方向上的应力分量；

F——作用的力；

r_0——圆盘的半径；

t——圆盘的厚度；

2α——向心角，假定F径向地分布在这个角度上；

r——到圆盘中心的距离。

（对压应力取正值。）

图3-16 *a* 中绘出了沿受荷直径的σ_θ、σ_r和τ值。当$\alpha=0$时，在YY'轴的端点附近应力值发生变化，如图3-16 *b* 所示。在中心的σ_θ为：

$$\sigma_\theta=-\frac{F}{\pi r_0 t}\left(\frac{\sin 2\alpha}{\alpha}-1\right)\approx-\frac{F}{\pi r_0 t} \tag{3·13}$$

上述表达式用以计算抗拉强度。在中心处应力值与加荷的形状（线荷载或者条形荷载）无关。还假定破坏与沿YY'轴出现的压应力和沿Z轴（垂直于圆盘的面）发展的应力无关，破坏基本上是拉伸性的。

如果圆板太厚，容易出现其它应力，虽然试件沿径向破裂，也不能认为是拉伸破坏。

然而，实际上情况稍有出入。当线荷载接触时，产生高度的剪应力，引起局部压入，从而将加荷条件从线荷载变为窄条荷载。在接触区内，产生明显的切向应力，改变了局部的应力分布。其后果是产生水平压缩约束力，形成了小的初始剪切楔。

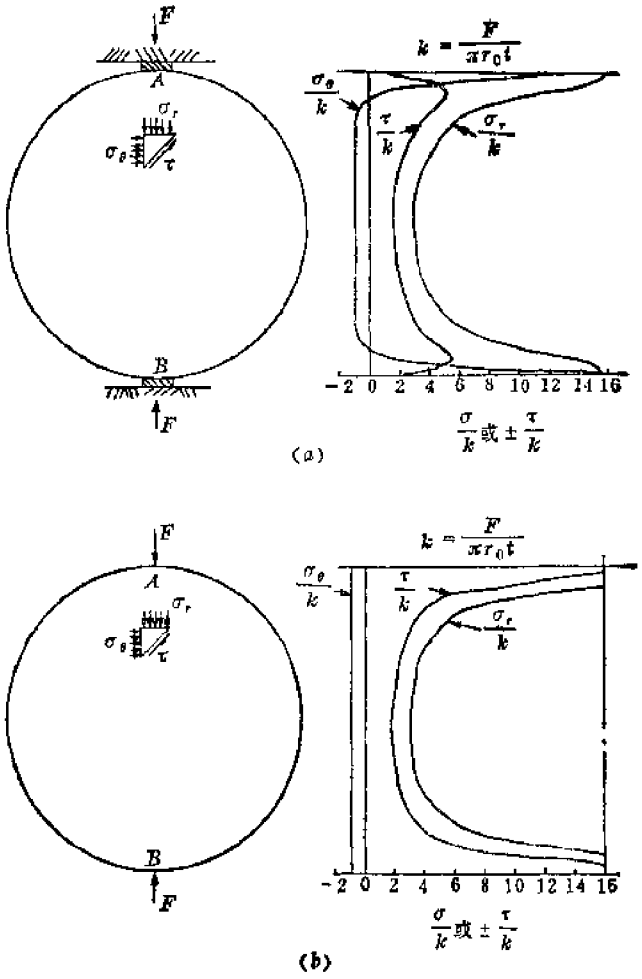


图 3-16　巴西试验的加荷形式和通过受荷直径的应力分布

(a)两个平板之间受压的圆柱体，通过受荷直径的应力分布；(b)两个线荷载之间受压的圆柱体，通过受荷直径的应力分布

(索克，1963)

对于巴西试验的正确性，要求圆盘的破坏从试件的中心开始，沿YY′荷载轴向上和向下发展，即垂直破坏。阿丁奈尔（Addinall）和哈克特（Hackett）（1956）在实验中发现，在一定圆盘中和在一定加荷条件下，破坏的起点随接触面积而变化。一般地说，在巴西试验中的实际加荷条件下，破裂起点并不在圆盘的中心。梅勒和霍克斯（1971）很明确地指出，在正确进行的试验中，裂纹并不自垫条接触处开始，因为在许多试验中，径向裂纹在距边界大约十分之一直径处就终止了。胡德逊、布朗和鲁迈尔（Rummel）（1972）为了确定破坏开始的位置和接着发生的试件崩溃的模式，在伺服控制机中用侧向位移信号研究了花岗岩和大理岩圆盘的控制破坏。在包括具有分布荷载的全部试验中，破坏都在加荷点下开始。这种裂纹从加荷点下面的压入带向外幅射，而且在圆盘中心看不到任何裂纹。根据这些观察，他们认为对于测定抗拉强度来说，巴西试验是没有根据的。这种意见同梅勒和霍克斯的看法相反。

阿丁奈尔和哈克特（1964b和1965a）研究了接触面积和垫条性质对巴西试验结果的

影响。为了改变接触面积，采用了不同的垫层材料。将对蒸气处理过的高强度熟石膏测得的抗拉强度值列于表14中。在破坏了的试件中，观察到两种类型的破坏。在每种情况下都出现了径向裂纹；另外当垫条的模量低时还有第二种较不对称和不完整的裂纹，这是由于在破坏时对作用荷载的抗力突然减小而引起承压板回弹所致。还报导了增加接触面积影响破裂的起点，发现楔的大小取决于垫层材料。在钢垫板时，实际尺寸为2.54×0.64厘米；吸墨纸时，为2.54×1.00厘米；硬纸板垫层时，则增加到2.54×2.54厘米（阿丁奈尔和哈克特，1964 b ）。在使用硬橡皮垫条时，破裂模式则完全不同。圆盘破坏和其平面中裂纹的发展，是由于垂直于圆盘直径的应力σ_θ产生的，其值大于拉应力σ_θ。

表 14　垫条条件对蒸气处理过的熟石膏抗拉强度的影响

垫条条件	平均抗拉强度	
	兆　帕	磅/英寸^2
无垫层	3.07	445
环氧类树脂	3.12	452
卡片纸	3.88	563
吸墨纸	3.93	570
硬纸板	4.60	667

弗尔霍斯特（1964）根据格里菲斯标准分析了巴西试验，说明破坏是符合格里菲斯标准的。他的结论如下：

1.在用方程式$\sigma_t=-\frac{F}{\pi r_0 t}$计算时，加荷垫条角度较小的这种试验，材料的单轴抗拉强度值则较低。对于$\alpha=\tan^{-1}\frac{1}{12}$来说，当中心的拉应力$\sigma_\theta=-0.7\frac{F}{\pi r_0 t}$时，材料将发生破坏。

假定精确地测定了单轴抗压强度（抗拉强度的8倍），那么所表明的压缩与拉伸之比应为11.5，这意味着抗压强度与抗拉强度之比并不象理论上指出的那样固定为8:1。

2.这样测定的抗拉强度取决于垫条的角度[与阿丁奈尔和哈克特（1964 b ）的研究结果一致]。抗拉强度对垫条角度的依赖性随压缩-拉伸比值的增加而减小。

3.较大的窄条角度$\left(\alpha=\tan^{-1}\frac{1}{6}\right)$临界受拉区也就较大，则抗拉强度值更能代表整体试件的特征而不是其中的一个点。

柯尔贝克（1966）用修正过的格里菲斯标准分析了巴西试验的有效性。其结论是，如果试验是有效的拉伸试验，破坏就必须在圆盘的中心开始。这种条件只有借助于卡片纸和木材分布荷载才能达到。不应使用在荷载下容易挤出并引起切向拉应力的软塑料。荷载分布超过直径的$\frac{1}{10}$而不影响圆盘中心部分的应力分布。在某些条件下，破坏可能在加荷点开始，这种试验是无效的。

试件的几何形状：贝伦鲍姆和布罗迪（Brodie）（1959 b ）以及尤（1963）发现，如果圆盘的厚度和直径之比增大，抗拉强度则减小。达布（Dube）和辛格（1969）也报导了类似的结果（图3-17）。梅勒和霍克斯（1971）的结果绘于图3-18中。

普洛托基雅可诺夫（1961）采用具有长度-直径比值高的（但未具体说明）圆柱体。将圆柱体置于压板中受压（线加荷）。由于变了形的岩石棱柱在接触处贯入而发生破坏。

用下述经验关系式计算抗拉强度：

$$\sigma_t = F\left(1 + \frac{10^{-4}F}{dl}\right)\Big/ dl \qquad (3\cdot14)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

F——作用力；

l——圆柱体的长度；

d——圆柱体的厚度。

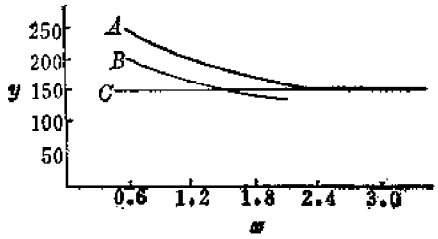


图 3-17 厚度对砂岩抗拉强度的影响（巴西法试验）

（试验时的加荷速率为30公斤/厘米²/秒）
x—厚度(厘米)；y—抗拉强度(公斤/厘米²)
A—圆盘直径30毫米；B—圆盘直径21毫米；
C—圆盘直径54毫米

朗德波尔格（1967）研究了抗拉强度（用巴西试验）对材料体积的依赖性，研究是用相同长度和直径（2、3、4和6厘米）的花岗岩圆柱体进行的。图3-19表示其试验结果。

伯奈克斯（Bernaix）（1969）报导了哈比卜（Habib）和沃尔（Vouille）关于直径对计算抗拉强度影响的研究结果（图3-20）。

梅勒和霍克斯（1971）也研究过试件直径[涉及所有实际可能的范围（2.54～7.62厘米）]对巴西试验结果的影响。结果（图3-21）表明，对于2.54厘米和更小的直径来说，典型岩石的尺寸效应是有意义的，但是他们指出，直径大于7.62厘米时，所测得的强度趋向于稳定值。

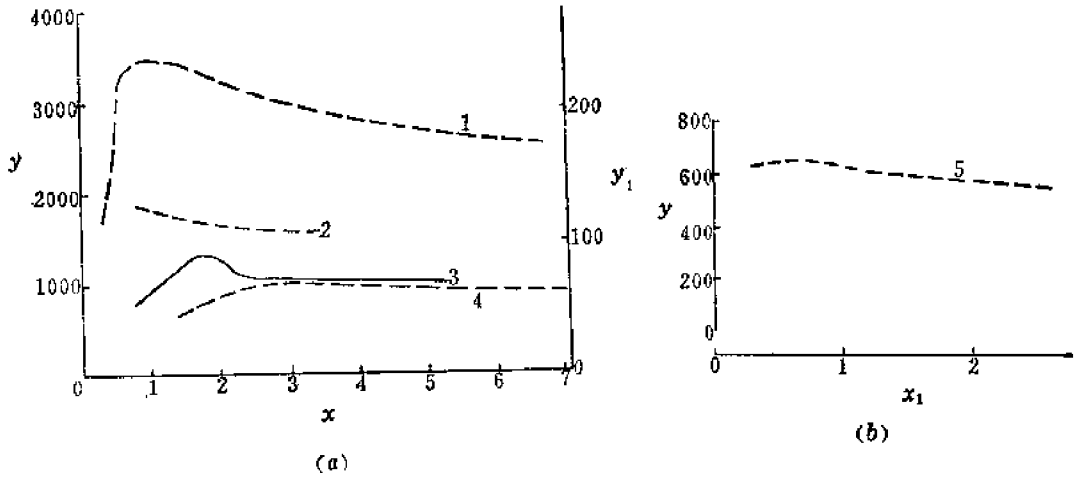


图 3-18 当直径不变时，圆盘厚度与视巴西抗拉强度的关系。(a)任意厚度切片的试验结果（加荷速率高）；(b)专门制备的试件的试验结果（加荷速率低）

x—圆盘厚度(厘米)；x_1—圆盘厚度(英寸)；y—视巴西抗拉强度(磅/英寸²)；y_1—巴；1—花岗岩(烘干的)；2—花岗岩(饱和的)；3—石灰岩(烘干的)；4—砂岩(烘干的)；5—贝利亚(Berea)砂岩(风干的)

通常选择试件的几何形状只是为了适合于实验者各自的方便，但是尺寸标准化有利于资料对比，而且要选择与单轴试验数据进行有意义的对比的尺寸。

考虑到理论研究，实验结果和实用界限，梅勒和霍克斯建议采取NX岩心尺寸（5.4厘米）作为典型岩石材料巴西试验允许的最小尺寸。同时也断定应取与圆盘半径相等的厚度作为巴西试验试件的最小允许厚度。

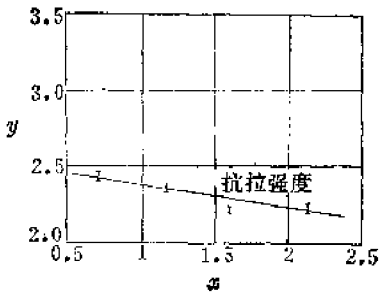


图 3-19 花岗岩的抗拉强度随试件体积的变化
x—10log$V$(厘米^3)；y—10logσ_t(巴)

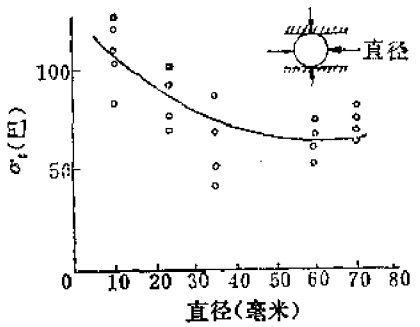


图 3-20 马塞斯（Marquise）石灰岩（比尺效应），在径向压缩试验中试件直径与抗拉强度的关系

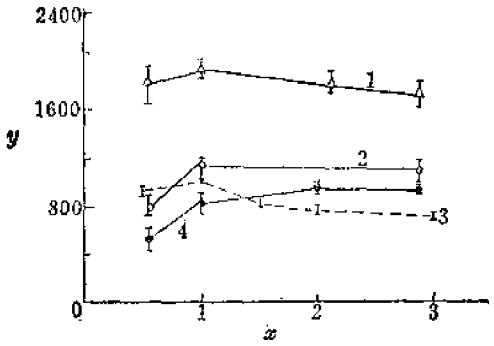


图 3-21 当厚度与半径相等时，圆盘直径与视抗拉强度的关系
x—圆盘直径(英寸)；y—视巴西抗拉强度(磅/英寸^2)；1—拜利(Barre)花岗岩；2—印第安纳石灰岩；3—达雷德里砂岩；4—贝利亚砂岩

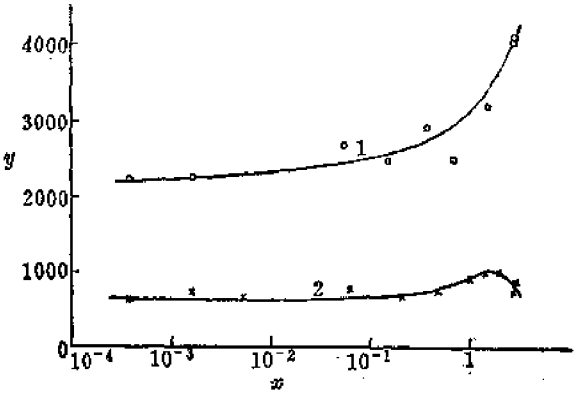


图 3-22 对两种岩石加荷速率与视巴西法抗拉强度间的关系
x—加荷速率(英寸/分)；y—视巴西法抗拉强度(磅/英寸^2)
1—拜利花岗岩；2—贝利亚砂岩

加荷速率：梅勒和霍克斯以0.01～7.1厘米/分的机器速度[相当于加荷速率0.01～1.8兆牛顿/分（300～400000磅/分）]对直径为5.4厘米的两种岩石圆盘进行了少量的巴西试验。一般说来（图3-22），当加荷速率增高时，强度也增加。对于贝利亚砂岩，当速率高时，强度下降。

环境：达布和辛格（1972）研究了湿度对五种不同类型砂岩抗拉强度的影响，结果（图3-23）表明，在完全饱和的大气中，强度降低了11～48%。

沃特科里（Vutukuri）（1972）测定了$AlCl_3$溶液对石英岩抗拉强度的影响，观察到强度降低（与在水中相比）达11%（表15）。

矿物成分和空隙度：它们是控制岩石强度的内在性质。

梅里亚姆（Merriam）、李克（Rieke Iii）和金

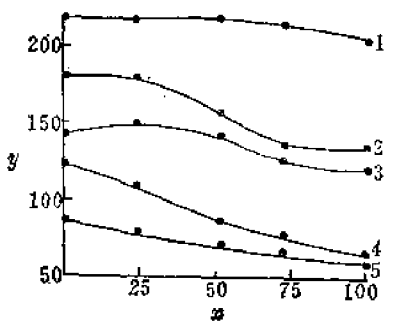


图 3-23 强度与湿度间的关系（圆盘直径：30毫米，圆盘厚度：6毫米）
x—相对湿度(%)；y—抗拉强度(公斤/厘米^2)
1—系列(a)；2—系列(b)；3—系列(c)；4—系列(d)；5—系列5(e)

表 15　　$AlCl_3$溶液对石英岩抗拉强度的影响

$AlCl_3$的浓度（%）	测定次数	平均抗拉强度		标准差（%）	强度变化（与在水中相比）（%）
		兆帕	磅/英寸^2		
0（即水）	20	13.8	2006	32	
0.02	30	13.8	2008	30	−0.1
0.04	30	14.0	2027	37	−1.1
0.06	20	12.3	1783	30	11.1
1.00	20	12.3	1788	34	10.9

（Kim）（1970）发现，各种花岗岩的抗拉强度与石英的含量成反比。他们把这种关系归因于组构的差异，并指出石英含量高的岩石由相等尺寸颗粒组成，很少显示晶体的交织或嵌入，而石英含量低的岩石则由嵌合着的板晶和柱体组成。

达布和辛格（1972）观察到砂岩的强度随基质（基质主要是胶结物质）百分率的增加而提高，随空隙度的增大而降低。

2.圆环试验

巴西试验的缺陷是，不仅在圆盘中发展拉应力，而且在接近加荷板处还产生很高的剪应力。破坏不仅可随中心的张裂纹的发展而发生，而且也可随接触面上小锥体的形成而发生。

为了限制巴西试验中径向受压的圆盘内发展剪应力，研制了圆环试验方法，即中心有孔的圆盘承受径向压缩。

将基尔施（Kirsch）对受压板中圆孔周围的应力分布的解和对线加荷实心圆盘的已知解合并起来，可以求得径向受荷圆盘中圆孔周围的应力分布的近似解。霍布斯（1964）求得加荷直径和孔洞交点上应力σ_θ的更精确的解是：

$$\sigma_\theta = -\frac{F(6+38\lambda^2)}{\pi r_0 t} \qquad (3\cdot15)$$

式中　σ_θ——加荷直径与孔洞交点上垂直于加荷直径的应力分量；

F——作用力；

λ——内半径（孔洞的）r_i和外半径（圆盘的）r_0之比，即r_i/r_0；

t——厚度；

r_0——外半径。

由此可以看到，当承受相同的径向荷载时，具有中心孔的圆盘中的最大应力σ_θ至少六倍于实心圆盘中的最大应力σ_θ。因此，具有小中心孔圆盘中的最大剪应力（在接触点上）与最大拉应力之比几乎是实心圆盘中此比值的1/6。

贾格尔和霍斯金斯（1966）得出了一个利用复变数法的新解，它是在外部荷载分布于15°有限面积上得到的。在图 3-24 中列出了所给 λ 值范围的切向应力沿加荷直径分布的结果。可将加荷直径与孔洞交点上的临界拉应力写作：

$$\sigma_\theta = K\frac{F}{\pi r_0 t} \qquad (3\cdot16)$$

式中 F——作用力；

K——应力集中因子（λ的函数）；

r_0——环的外半径；

t——环的厚度。

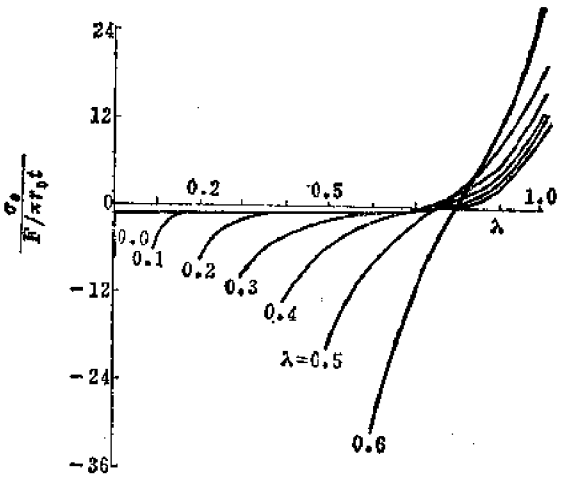


图 3-24 圆环中沿加荷直径的σ_θ值的分布（压缩为正值）

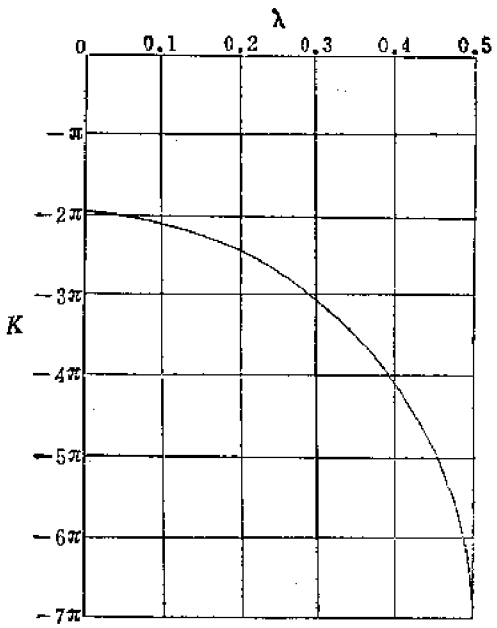


图 3-25 圆环试件的K值随λ的变化

平松（Hiramatsu）和冈（Oka）（1970）在假定完全弹性体和加荷角窄的前提下，利用付里叶级数分析了圆环试片中的应力。将他们所得到的K值绘在图3-25中。这些结果同贾格尔和霍斯金斯的结果完全一致。

对圆环试验的这些分析得出，当$\lambda \to 0$时，极限值$K \to 6$。对实心圆盘（巴西试验）的直接分析，得出$K=1$。矛盾的原因是十分明显的，在巴西试验中，因自然存在着的孔隙和裂纹而产生应力集中，在破坏时测定的应力场中被忽视，因此有一个关于是否应当用$K=1$或$K=6$来说明巴西试验结果的问题。但是，对于巴西试验采用$K=1$。

在正确进行的圆环试验中，最初的破裂总是沿加荷直径出现，而且裂纹在孔洞表面或其附近开始。但是，阿丁奈尔和哈克特（1964a）指出，对于具有小直径孔洞的圆盘（λ=0.0156；具有0.16厘米直径孔洞的10.20厘米的圆盘）来说，裂纹绕过孔洞并将孔洞留在完整块中。他们还指出，λ值小的圆盘的破坏形式与在实心圆盘中所看到的相似，有径向裂纹，也有清晰的二级裂纹。当此比值（λ）增大时，二级裂纹变得不清晰；比值大时（λ=0.5），它们常常不出现在相同位置上。在具有较大的比值时，二级裂纹有出现在与受荷直径相垂直的直径上的趋势。霍布斯（1965）也曾报导过类似的观察情况。在具有小直径中心孔洞的岩石圆盘中，破坏沿受荷直径开始，数目不同（0～4）的附属裂纹在已破开的圆盘的两半中形成。这些附属裂纹开始于受荷的边缘或边缘附近，并向中心孔的表

面延伸。附属裂纹的数量取决于材料的抗拉强度，抗拉强度愈高，则数量愈多。

胡德逊、布朗和鲁迈尔（1972）研究了查尔考灰色花岗岩、索楞霍芬石灰岩和田纳西大理岩在圆环试验中受控制的破坏，这些研究是利用侧向位移作为控制信号在伺服控制机上进行的。对于$\lambda=0.03$的试验来说，破坏不在孔洞上开始，而经常在点加荷的加荷端开始；而对于分布荷载来说，破坏在中心开始。

试件的几何形状：阿丁奈尔和哈克特（1964a）的研究结果表明，抗拉强度随孔洞直径的加大而降低，当$r_i=3.8$厘米，对于熟石膏圆盘来说，尺寸为10.2、15.2和20.3厘米时，就变得与孔洞的大小无关。霍布斯（1965）也报导了抗拉强度随孔洞直径的增大而降低。计算出的抗拉强度还随圆环厚度的增大而稍微减小，并随圆环直径的增加而提高。

普赖斯和尼尔（Knill）（1966）为了观察抗拉强度随圆盘几何形状的变化，也进行过试验（图3-26）。这些试验表明，对直径为11.6厘米的圆盘来说，计算出的强度随中心孔洞的减小而逐渐增加。

胡德逊（1969）为确定几何形状对计算的抗拉强度值的影响，用含有或不含石灰岩碎片的熟石膏进行了一系列试验（图3-27）。为使加荷速率的影响减小到最低限度，对大孔洞尺寸用0.005厘米/分的变形速率，而对小孔洞尺寸则用0.013厘米/分的速率。当λ值大于0.2时，强度几乎没有变化。在$\lambda=0.2$以下，抗拉强度急剧上升，一直达到接近大孔洞值两倍的常数值。抗拉强度成为常数这一点代表临界孔洞尺寸，在这个尺寸以下，孔洞没有影响。按照胡德逊的意见，抗拉强度的提高是由于弹性理论中的逐步崩溃引起的。

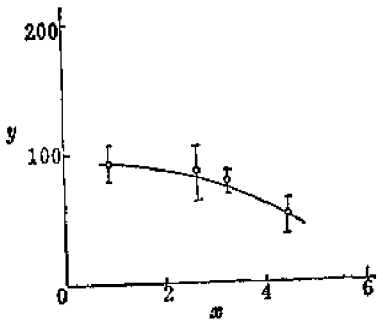


图 3-26 石灰岩圆盘的抗拉强度随几何形状的变化
（直径为11.6厘米，厚度为3.9厘米，加荷速率为470公斤/分）
x—中心孔直径（厘米）；y—抗拉强度（公斤/厘米^2）

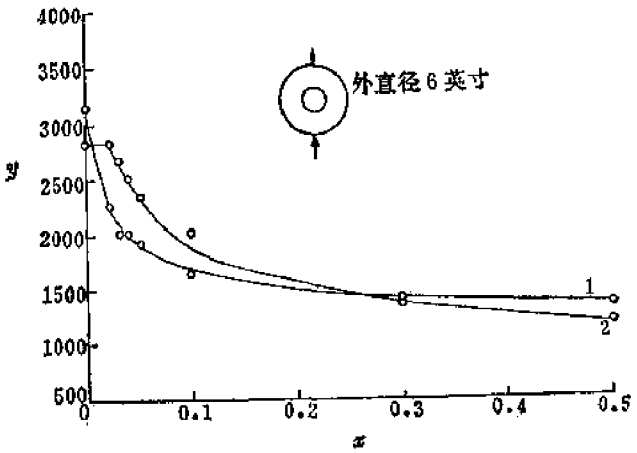


图 3-27 圆环试验的结果
x—λ=内半径/外半径；y—抗拉强度（公斤/厘米^2）
1—熟石膏；2—含石灰岩包裹体的熟石膏

霍布斯（1965）研究了孔洞偏心度对强度的影响。他发现，偏心位置的孔洞可能增加也可能减小破裂荷载。当孔洞中心位于与加荷线垂直的直径上时，破裂荷载随偏心度而增大；当孔洞中心位于荷载线上时，破裂荷载则随偏心度而减小。然而，胡德逊（1969）指出，当小孔洞沿垂直直径向上移动时，破坏荷载并不减小。

加荷速率：普赖斯和尼尔（1966）用粗玄岩和变质石灰岩岩心研究了抗拉强度随圆环

试验的加荷速率而发生的变化。岩心直径为5.45厘米和6.00厘米。在粗玄岩的情况下，圆盘的厚度为2.54厘米(直径为5.45厘米和6.00厘米)和3.9厘米（直径为6.0厘米）。在所有的情况下，中心孔的直径都是0.9厘米。在图3-28、3-29和3-30中绘出了这些关系。对两种材料的试验表明，随着加荷速率的提高，在所计算出的强度中都有一个增量（在图3-28中，最高值比最低值大17%；在图3-30中，大44%）。根据试验结果，他们指出，对一定的岩石性质和圆盘几何形状来说，加荷速率有一个上限，当超过它时，试验计算出的抗拉强度值是不可靠的。

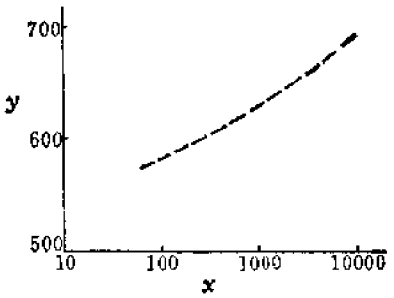


图 3-28 加荷速率与粗玄岩圆盘抗拉强度间的关系

x—加荷速率(公斤/分)；y—抗拉强度(公斤/厘米^2)

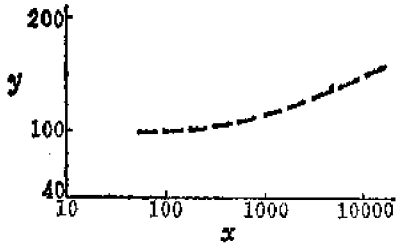


图 3-29 加荷速率与石灰岩圆盘（厚度2.54厘米）抗拉强度间的关系

x—加荷速率(公斤/分)，y—抗拉强度(公斤/厘米^2)

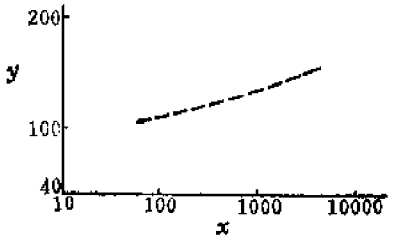


图 3-30 加荷速率与石灰岩圆盘（厚度3.9厘米）抗拉强度间的关系

x—加荷速率(公斤/分)；y—抗拉强度(公斤/厘米^2)

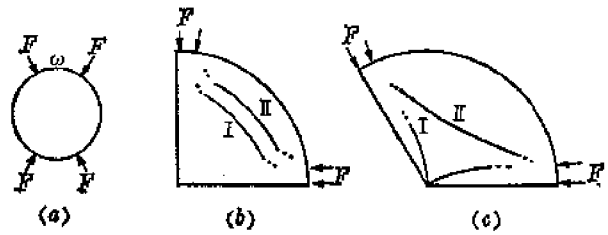


图 3-31 （a）在两个斜交呈ω角的直径面上受压的圆柱体；（b）$\omega=90°$。曲线I是拉伸场的极限，曲线II是最大拉应力的轨迹；（c）$\omega=60°$。曲线I是拉伸场的极限，曲线II是最大拉应力的轨迹

环境：沃特科里（1965）用圆环试验分析了液体对石灰岩抗拉强度的影响。圆盘的直径为2.96厘米，厚度为0.64厘米以及中心孔洞的直径为0.32厘米。用不同的液体饱和试样，并沿直径加荷。将试验结果列入表16中。这些结果清楚地表明，石灰岩的抗拉强度随饱和液体介电常数的增大而降低。

3.3.4 其它试验方法

1.圆柱体的径向压裂

贾格尔（1967）用四个相等的线荷载对直径为5.1厘米，长度2.5厘米的圆柱体加荷（类似于V形块体之间压缩或者对相互接触排列在一起的若干圆柱体压缩）（图3-31）。他发现，当$\omega=45°$时，抗拉强度几乎等于巴西法抗拉强度。当ω角的数值更大时，破坏时仍然存在着一个固有的拉应力，但是小于巴西法抗拉强度（表17）。

表 16　　根据圆环试验，石灰岩在不同液体中饱和的抗拉强度值

液体	介电常数	平均抗拉强度	
		兆帕	磅/英寸^2
水	80	28.2	4090
甘油	43	32.2	4673
乙二醇	41	31.7	4596
硝基苯	36	38.2	5538
乙醇	27	37.1	5374
苯胺	18	33.3	4831
正丁醇	8	37.9	5498

表 17　　对圆柱体施加四个相等的线荷载破坏时的法向压力F[牛顿（磅）]和最大拉压力σ_{tm}[兆帕（磅/英寸^2）]

（贾格尔，1967）

ω		0		45°		60°		90°	
卡拉拉(Carrara)大理岩	F	7117	(1600)	18149	(4080)	18371	(4130)	22953	(5160)
	σ_{tm}	6.9	(1000)	7.1	(1030)	3.2	(460)	1.4	(200)
戈斯福德(Gosford)砂岩	F	3781	(850)	10453	(2350)	12900	(2900)	16192	(3640)
	σ_{tm}	3.7	(540)	4.1	(590)	2.3	(330)	1.0	(140)

破坏常常沿连接加荷点的几乎是直的线发生。即使破坏裂纹并不在最大拉应力线上开始，它们也紧靠着这些线（图3-31）发生。如果$\omega=90°$，圆柱体就成为方块。

他还研究过沿三条线对圆柱体加荷的情况（图3-32）。表18中列出了不同ϕ值破坏时的力。破裂荷载随ϕ值的增加而增加。当ϕ角为0时，象巴西试验那样，沿受压直径形成裂纹而发生破坏。在卡拉拉大理岩试验中观察到，裂纹总是在最大荷载之下发生，沿其直径伸延，然后转向其它两个荷载中的一个。

表 18　　圆柱体在三线加荷中破坏时的法向力F[牛顿（磅）]

（贾格尔，1967）

ϕ角	0	22.5	30	45	60
卡拉拉大理岩	14234 (3200)	15124 (3400)	15569 (3500)	23576 (5300)	25800 (5800)
戈斯福德砂岩	7562 (1700)	10676 (2400)	11121 (2500)	14902 (3350)	15346 (3450)

赖克马兹（Reichmuth）（1962）用两个接触点对圆柱体加压（图3-33）。他指出，对于直径为1.27～3.05厘米的试件来说，按以下关系式可以求得令人满意的抗拉强度值：

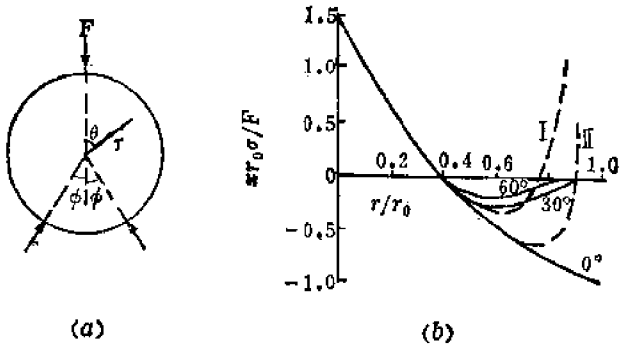


图 3-32 （a）受三个线荷载压缩的圆柱体的座标系统；（b）应力随半径的变化：实线表示 θ 为0°、30°、60°时的集中荷载，虚线是 θ = 0 时荷载分布在 15° 角（曲线I）或5°角（曲线II）上（贾格尔，1967）

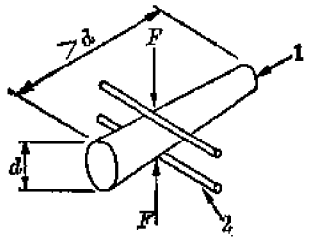


图 3-33 圆柱体的点荷载法
1—岩心；2—小直径的硬化钢棍

$$\sigma_t \approx \frac{0.96F}{d^2} \qquad (3\cdot17)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

F——作用力；

d——加荷点之间的距离。

2.球体的径向压裂

与圆柱体的情况相似，在相对两端承受集中荷载的球体，显示出通过受荷直径成一个或几个面的拉伸破坏。平松和冈（1966）确定了径向受压球体中的应力分布，按下述方程式确定抗拉强度：

$$\sigma_t = -\frac{0.225F}{r^2} \qquad (3\cdot18)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

F——破坏时的作用力，

r——球的半径。

球体因拉伸破裂而发生破坏。贾格尔（1967）观察到球体破碎成两部分。在粗面岩中，他观察到球体裂成近于120°角的三个新月形体。

3.正方形块沿径向的压裂

当在正方形块相对两端配置的扁平垫条上加压时，在其中心区产生拉应力，贝伦鲍姆和布罗迪（1959a）根据光弹分析测定了沿两个中心轴的应力分布。桑达拉·拉加·英格（Sundara Raja Iyengar）和钱德拉谢克哈拉（Chandrashekhara）（1962）假定在垫条下应力分布是均匀的，抛物线形的以及在半无限边界上由常量位移引起的，考虑到不同垫条宽度与正方形边长之比，得出了理论解。

如果板的宽度为2a和垫条的宽度为2c，在F力的作用下（图3-34），当垫条宽度与正方形边长之比不同时，受均匀的、抛物线形加荷以及“常量位移”条件下，中心处的拉应力最大值被绘于图3-35中。也将贝伦鲍姆和布罗迪的研究结果绘在了这个图上。

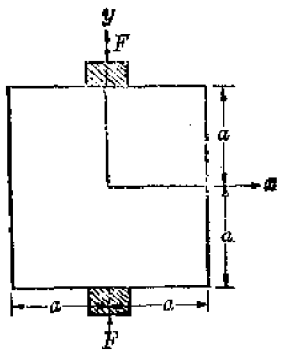


图 3-34　正方形板沿径向压裂

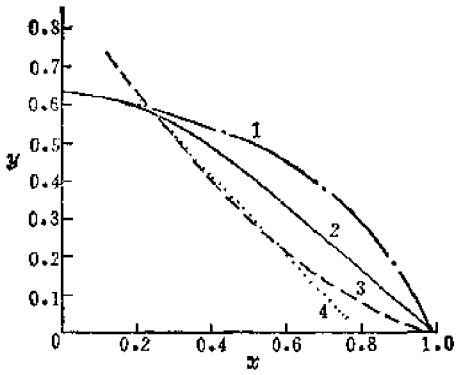


图 3-35　在均匀的或抛物线形的应力分布以及“常量位移”条件下，c/a比值与中心处以$F/2a$来表示的最大值σ_x的关系

x—c/a；y—在中心处σ_x的最大值$\left(\text{以}\frac{F}{2a}\text{的关系表示}\right)$；

1—抛物线形状的压力分布；2—均匀压力分布；3—贝伦鲍姆和布罗迪；4—不变的位移

在$c/a=0.25$的情况下，光弹分析的结果与垫条下均匀应力分布的理论解相当一致。对于比值为0.125和0.5来说，当垫条下应力分布是均匀的或抛物线形的时，实验结果与理论解有出入。另一方面，对于$c/a=0.25$、0.375和0.5，在“常量位移”条件下，实验结果与理论解也十分一致。在$c/a=0.125$的情况下，从光弹分析中得到的应力σ_x的最大值为$0.74F/2a$，而理论分析中得到的最大值则为$0.629F/2a$。他们指出，按光弹实验结果估算各个主应力，可能有一些误差。

从图3-35中可以看出，正方形中心最大拉应力的大小，在$c/a=0.25$以上时，实际上与应力分布类型无关。因此建议，在测定脆性材料的抗拉强度时，垫条宽度与正方形试件边长之比限制为0.25。而且用这种垫条尺寸，有可能避免剪切破坏。

他们还将这个解推广应用到正交各向异性材料上面去。

贝伦鲍姆和布罗迪（1959b）用尺寸为2.54×2.54×1.27厘米的方形板研究了两种煤的抗拉强度。垫条变化于$c/a=\frac{1}{8}$到$c/a=\frac{3}{4}$之间。每种尺寸的垫条，大约用15个试件，表19列出了测得的结果。可以看出，强度与垫条尺寸无关（在实验误差之内）。

表 19　　用垫条法测定的抗拉强度

煤	垫条尺寸与试件边长之比为下述值时的抗拉强度，兆帕(磅/英寸^2)					巴西法试验
	1/8	1/4	3/8	1/2	3/4	
巴恩斯里硬煤	4.9±0.18 (423±26)	2.8±0.15 (399±22)	2.8±0.11 (413±17)	2.6±0.14 (375±20)	3.2±0.11 (470±16)	2.6±0.21 (380±30)
欧克达尔(Oakdale)煤	0.9±0.06 (134±8)	0.8±0.10 (109±14)	0.9±0.17 (125±25)	1.1±0.14 (154±21)	1.1±0.12 (158±18)	0.8±0.12 (119±17)

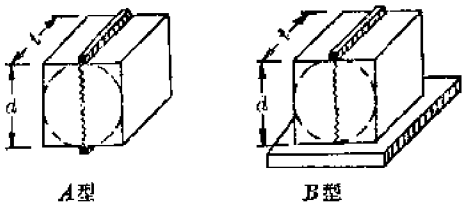


图 3-36　正方形断面试件的A型和B型试验装置

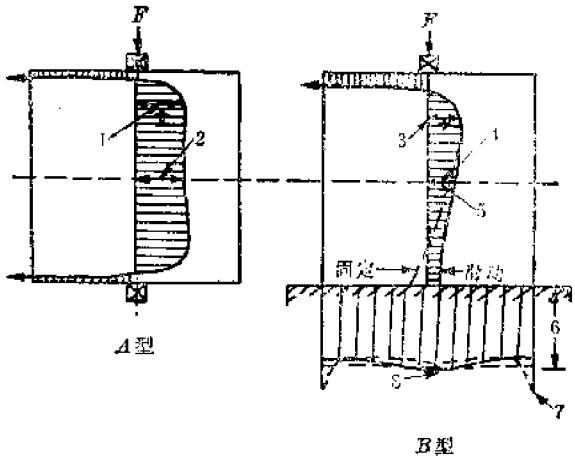


图 3-37　有限单元分析。通过试件垂直中心线的水平应力的分布和B型模板上反向垂直应力的分布

1—$\sigma_{H(max)}=1.05\sigma_{CYL}$；2—$\sigma_H=0.98\sigma_{CYL}$；3—$\sigma_{H(max)}=0.71\sigma_{CYL}$；4—$\sigma_{H(滑动)}=0.52\sigma_{CYL}$；5—$\sigma_{H(固定)}=0.49\sigma_{CYL}$；6—作用的垂直应力$=F/dt=\sigma_A$；7—$\sigma_{(固定)}=1.4\sigma_A$；8—$\sigma_{(滑动)}=1.1\sigma_A$

戴维斯（Davies）和斯塔格（Stagg）（1970）使用过两种用于正方形试件的试验装置（图3-36）。通过顶面上的钢垫或木垫加荷，而底面支撑在相同的垫条上（A型），或者直接与试验机的下压板接触（B型）。根据线性弹性有限单元分析确定了应力分布。图3-37表示出垂直平面上的水平应力，对于A型来说，中心的抗拉强度为$\frac{0.98\times 2F}{\pi dt}$。对B型来说，表示了两种应力分布：底面自由滑动时为实线；滑动受阻时为虚线。中心的抗拉强度大约为$\frac{F}{\pi dt}$。

最大拉应力在加荷点以下大约$0.2d$的点上出现，A型与B型的最大拉应力的比值为1.48。

砂岩试验用$d=150$毫米、$t=100$毫米的试件。采用了（宽度为12.5毫米）钢条和木条两种垫条。

脆性破坏总是突然发生的，并在上部加荷点之下开始。这样，这些试验不能真实地反映出岩石试件的固有抗拉强度。通常，B型试件为A型试件荷载的1.46倍。与按有限单元分析所得到的最大拉应力比值1.48相对比，是相近的。

垫条的型式只影响破坏后的裂纹的型式。

平松和冈（1970）用付里叶级数的方法也研究了矩形板中的应力。方程式$\sigma_t=k\frac{F}{hw}$中的k值表示在图3-38中（h＝板的高度；w＝板的厚度）。

矩形板试验得到的强度$\sigma_{t_{re}}$表示在图3-39中。与巴西法试验的结果对比，当$2c/h$小于0.15时，$\sigma_{t_{re}}$较小；而在$\frac{2c}{h}=0.15\sim0.4$和$\frac{w}{h}=1.5\sim2.0$的条件下，则$\sigma_{t_{re}}$略大些，而

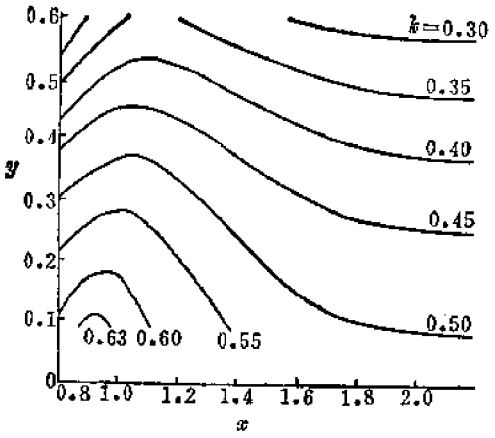


图 3-38 矩形板试件的k值随w/h和$\frac{2c}{h}$而变化

x—板的宽度/板的高度(w/h)；y—2c/板的高度(2c/h)

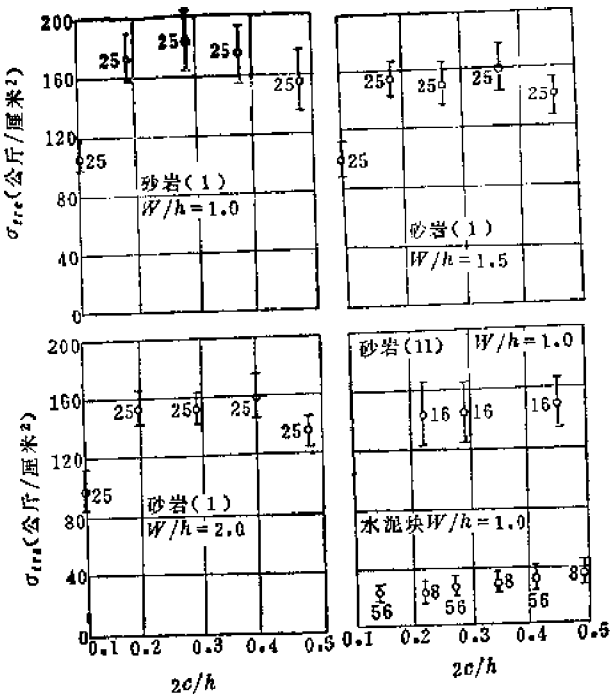


图 3-39 用矩形板试验得到的σ_{tr}值；靠近每个线段的数表示试验数量

且受$\frac{2c}{h}$的影响不大。

4.离心拉伸

有一种离心拉伸试验设备也可从离心拉伸中测定抗拉强度（伯奈克斯，1969）。机器在最大转动速度（12000转/分）时，可以达到10兆帕（1450磅/英寸²）的拉应力。

3.4 不规则形状试件的试验

用不规则形状的试件测定强度，可将试件制备所需的劳动减少了许多倍，但是其结果却更不一致。为了得到与规则形状试件相同程度的可靠性，利用这种试件要求进行大量试验。然而甚至在这种情况下，用于试验中的总劳动仍大大减少。

3.4.1 直接试验

将不规则形状的试件嵌在两块金属模之间的水泥砂浆中，在金属模之间留一条窄缝（图3-40）。在通用的试验机上拉引金属模直到试件破坏时止。将碳粉和白纸压在试件上，以得到破坏面的轮廓，然后用面积仪测量破坏面的面积。平均抗拉强度等于

$$\sigma_{t_a}=\frac{F_t}{A} \tag{3·19}$$

式中 F_t——拉力；

A——破坏面的面积。



图 3-40 不规则形状试件的直接拉伸试验
（普洛托基雅可诺夫，1961）

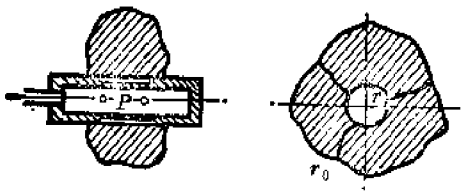


图 3-41 不规则环的液压扩张
（普洛托基雅可诺夫，1961）

这种方法有一些缺点。也许，由于试件上的荷载不在中心（偏心的）而产生弯矩，因而强度偏低。这种试验限于强度比水泥强度低的岩石，还有，为水泥凝固而需要延长时间。

3.4.2 不规则环的液压扩张

制备试件是在不规则的岩块上钻一个中心孔，将套在橡皮套里面的穿孔管子插入孔中（图3-41）。将油注入管中，使在试件里产生均匀压力（p）。试件破碎以后，测量内半径（r_i）和外半径(r_0)。假定裂纹首先在试件的内半径上出现，并逐渐发展直到它达到试件厚度的中心，此时立即发生破坏，据此计算拉伸破坏应力。其方程是根据拉梅（Lame）厚壁圆筒理论，并考虑到开始裂纹的出现导出的（普洛托基雅可诺夫，1961）：

$$\sigma_t \approx -2.69 r_0 p_0 / r_i \qquad (3\cdot20)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

p_0——油压力；

r_0——外半径；

r_i——内半径。

3.4.3 不规则试件的压裂

选择一些体积相差不超过一倍的岩块，敲掉它的棱角之后，置于压力试验机的承压板之间压碎(图3-42)。试件常常沿连接加荷点的平面破坏。假定破坏是由通过这个面作用的均匀拉伸引起的。

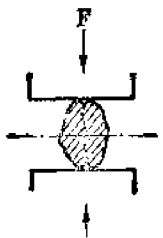


图 3-42 不规则试件的压裂
（普洛托基雅可诺夫，1961）。

普洛托基雅可诺夫（1961）给出了下列计算抗拉强度的关系式：

$$\sigma_t \approx -F / v^{\frac{2}{3}} \qquad (3\cdot21)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

F——破坏时的压力；

v——试件的体积。

平松和冈（1966）利用数学和光弹方法分析了试件的应力。他们得到用下列方程式计算抗拉强度的结论：

$$\sigma_t \approx -0.9F/d^2 \qquad (3\cdot22)$$

式中 σ_t——抗拉强度；

F——力；

d——加荷点之间的距离。

他们还断言，这种抗拉强度同巴西法试验求得的抗拉强度几乎相同。

3.5 不同方法测得结果的比较

曾经阐述了许多测定岩石抗拉强度的方法。不同的研究者在他们的试验中采用的方法都在一种以上。为了进行比较和评价每种试验方法的有效性，在这里列出了他们所得的结果（表20）。

梅勒和霍克斯（1971）仔细地对三种岩石[贝利亚砂岩、印第安纳石灰岩和拜利（Barre）花岗岩]进行了圆盘和圆环单轴抗拉强度试验和径向压裂试验。所有的试验都是在1.5兆牛顿（336000磅）的压力机上进行的，对于所需要的小荷载来说，这种机器有相当高的“刚”性。

根据前面的试验结果计算出的抗拉强度与三种岩石λ值的关系，绘于图3-43中，并列出了对两种岩石测得的单轴强度值。根据方程式$\sigma_t=K\frac{F}{\pi r_0 t}$计算圆环的抗拉强度，其中的K是采用贾格尔和霍斯金斯分析所得的数值。以圆环抗拉强度值作为单轴抗拉强度的直接量度显然是荒谬的，但是圆盘试验的结果看来对于抗拉强度却给出了合理的数值。

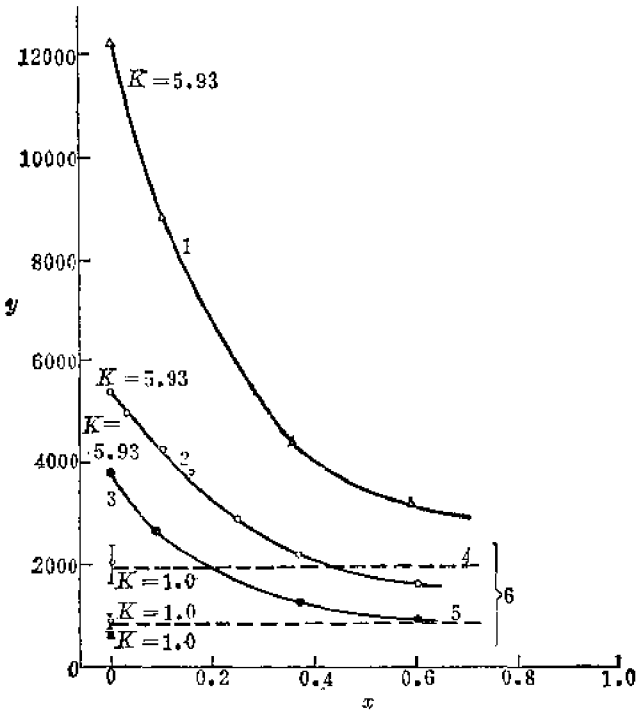


图 3-43 三种岩石的λ值与计算出的抗拉强度的关系

x—λ；y—计算出的抗拉强度(磅/英寸²)；

1—拜利花岗岩；2—印第安纳石灰岩；3—贝利亚砂岩；4—拜利花岗岩；5—印第安纳石灰岩；6—直接抗压强度

表 20　　不同方法所得结果的比较

岩石类型	试验方法 [兆帕（磅/英寸²)]							
	直接法	棱柱体弯曲	圆柱体弯曲	圆盘弯曲	液压扩张试验	巴西试验	圆环试验	方形板径向压裂
拜利(Barre) 花岗岩	9.4 (1358)				10.6 (1534)	11.5 (1663)	18.5 (2690)	
印第安纳 石灰岩	3.5 (511)				5.8 (841)	5.2 (758)	9.8 (1428)	
列德斯(Leuders) 石灰岩	5.5 (792)				7.8 (1127)	5.9 (850)	8.7 (1264)	
贝利亚砂岩	2.1 (310)				3.9 (571)	3.1 (446)	5.4 (780)	
克拉布·奥尔恰德 (Crab Orchard) 砂岩	6.9 (1005)				11.9 (1723)	11.6 (1676)	14.6 (2118)	
和泉 (Izumi) 砂岩						11.6 (1676)	26.1 (3791) (ρ = 0.51) 29.5 (4274) (ρ = 0.274)	
波瓦尔(Bowral) 粗面岩	13.7 (1990)		25.2 (3650)	25.1 (3640)		12.0 (1740) (α = 7~1/2°)	24.1 (3500) (ρ = 0.5)	7.5 (1090)
戈斯福德 砂岩	3.6 (520		7.9 (1140)	7.9 (1140)		3.7 (540) (α = 7~1/2°)	8.3 (1200) (ρ = 0.5)	3.1 (450)
卡拉拉 大理岩	6.9 (1000)		11.8 (1710)	17.9 (2600)		8.7 (1265) (α = 7~1/2°)	17.2 (2500) (ρ = 0.5)	4.6 (670)
熟石膏		6.2 (896)				3.0 (442)	10.8 (1566)	3.6 (527)
斑岩	12.4 (1800)			39.6 (5740)		15.8 (2290)		
班斯利(Barnsley) 硬煤		4.3 (620)						2.4 (345)
混凝土	1.9 (275)	4.2 (605)				2.8 (405)		

从通盘考察中，可以看出，测试成果变化的幅度很大。在大多数情况下，用直接曳引试验测定的强度值最低，这是因为在拉应力作用下材料的体积最大。在所有的其它方法中，不仅在最大拉应力作用下的体积太小，而且又有应力的组合，对于这些应力的组合影响至今还没有作出评价。显然，从这些方法中所得到的结果是可疑的。

最好的方法似乎是弗阿霍斯特所用的直接曳引试验（图 3-2）。克雷奇和张伯伦所阐述的美国矿业局的夹具看来比较可靠。在那些破坏并不是由于单轴拉应力而是由于组合应力而发生的情况下，用其它方法获得的强度值则可能是有用的。因此，结果的适用性将视情况而定。

3.6 摘要和结论

如果为了某个工程或者实验目的而需要抗拉强度，作者建议应当用相同几何形状的试件和加荷条件来测定它。因为最大应力可能并不直接产生破坏，所以最大应力值并不一定恰当。由于破坏发生和总结构崩溃之间的不一致或者利用线性弹性理论，其数值可能是错算出来的。然而当破坏再次出现在相同位置上时，则用视最大拉应力来表示强度值。当试件必须缩小比例尺时，则应当同等地减小全部尺寸，并应估算体积效应。

在下列各段中，给出了对某些试验的建议：

直接试验：中段直径缩小的圆柱体试件看来似乎消除了直接试验中许多不利的影响。关于试件的颈缩段，建议长度与直径（d）之比为1.5～2，试件两端直径为(1.4～1.5)d，肩部的曲率半径为（1～2）d。试件平行部分的直径为22～66毫米（堀部，1970）。

由于做成这样的试件非常困难，推荐弗阿霍斯特（1961）、霍克斯和梅勒（1970）以及美国矿业局（克雷奇和张伯伦，1972）所采用的方法用于常规试验。

荷载必须精确地施加在轴向上，推荐加荷速率为 0.01～0.1 兆帕/秒，直到破坏为止（堀部，1970）。

弯曲试验：对棱柱状和圆柱状试件进行弯曲试验是简单的，因为在野外很容易获得钻孔岩心，所以通常用圆柱状试件。直径为2.2～5.4厘米，试件的长度为15.2厘米。

在层状沉积岩中设计房屋和墩柱跨度利用它们时，这些结果尤其有用。

对圆盘进行弯曲试验是非常简单的，需要的岩心数量最少，这在测定岩石的各向异性强度性质方面特别有用。

圆盘的径向压裂：圆盘的径向压裂具有强烈的、实际的实用性。对实心圆盘所进行的巴西试验，因试件制备非常简单而特别令人感兴趣，但是它产生的破坏是在双轴应力场而不是在单轴应力场中的。破坏可能在靠近压板处开始而不是在中心，从而使试验失败。

为了确保破坏发生在圆盘中心，柯尔贝克（1966）建议用0.64毫米厚的卡片纸或者木板分布荷载。梅勒和霍克斯（1971）指出，卡片纸承压垫的厚度应为试件直径的0.01倍。

梅勒和霍克斯（1971）建议通过一种带有球座的弯爪夹具来施加荷载。加荷爪装置成具有大约1/6的接触角，而且应当用双倍重量的单层包扎纸将试件缠绕起来。

至于试件的直径，应以NX岩心尺寸（5.4厘米）作为最小允许尺寸（梅勒和霍克斯，

1971）。长度与直径之比建议采用0.5～1（堀部，1970）。

加荷速率在某种程度上必须取决于材料的性质和资料的使用。为了许多实际目的，对于典型的岩石来说，大致 0.64 厘米/分的变形速率也许是令人满意的（梅勒和霍克斯，1971）。

圆环试验使破坏发生在单轴应力场中，但是裂纹必须通过陡的应力梯度来发展，而且只有小体积的材料处于临界应力状态。

象各方面的研究者所观察到的那样，很小的孔洞在增高应力方面没有显著效应。很大的孔洞（相对于外径来说）会产生一个可与理论预测相比拟的效应。

根据可利用的参考文献，看来圆环试验不可能提供出岩石单轴抗拉强度的有用量度。圆环试验的结果给出的抗拉强度，一般比单轴值高得多。对于一定的试件外部尺寸来说，计算出的圆环抗拉强度随 λ 值而强烈变化，虽然可以更精确地说，对于一定类型的岩石所计算出的抗拉强度是孔洞绝对尺寸的函数。当 λ 值较高（$\lambda>0.5$）时，计算出的抗拉强度趋于一个极限渐近值。

嵌入试验：为了测定岩石的抗拉强度，可将垫条的宽度限制到方形块试件边长的0.25倍（桑达拉·拉加·英格和钱德拉谢克哈拉，1962）。如果在加荷点下发生剪切破坏，不能认为试验结果真实地反映了岩石试件固有的抗拉强度。

在试验报告中，所描述的项目与抗压试验相同。

第四章　岩石的抗剪强度

4.1 引　　言

“抗剪强度”这一术语，到现在还没有明确的定义，而且往往用于概括下述几个不同的概念，即：

（ a ）抵抗纯剪的强度；

（ b ）在垂直于破坏面的应力等于零的条件下破坏时所需的剪应力；

（ c ）固体力学中取决于施加应力的剪力图解；

（ d ）摩尔应力包线。

按照埃弗林（Everling）（1964）的意见，抗剪强度可以定义为，作用在没有正压力平面上的破坏剪应力，根据下式求得：

$$\tau_t = \frac{T}{A} \qquad (4 \cdot 1)$$

式中　τ_t——抗剪强度；

T——引起沿平面破坏所需的剪应力；

A——发生破坏的断面面积。

理论概念的实际表示总是近似的。为试验岩石所设计的每一种试验都有一定的局限性，多年来人们一直致力于设计一种能接近于理论概念的试验。

在本章中将讨论测试岩石抗剪强度的各种方法，也包括典型试验结果。

4.2 用扭转测定抗剪强度的方法

用于扭转试验的典型圆柱状试件示于图 4-1 中，为了易于夹持，试件的两个端部制成方形。

当试件的两端夹紧在扭转机的夹盘上并承受扭转时，最大剪应力产生在试件的最外圈，可根据下式求得：

$$\tau_{max} = \frac{16T}{\pi d^3} \qquad (4 \cdot 2)$$

式中　τ_{max}——最大剪应力；

T——扭转力矩；

d——试件的直径。



图 4-1　扭转试验用的圆柱状试样（普洛托基雅可诺夫，1969）

扭转试验中，圆柱状试样表面上的应力分布可视为纯剪，相当于一个方向承受纯压，而与其直交的另一方向承受等值纯拉的双轴应力状态。受扭转的圆柱表面上剪应力的方向平行和垂直于圆柱轴，或非常接近于圆柱

轴，而扭转压应力和拉应力则作用于与圆柱轴成45°角的方向上。

对于剪切弱于拉伸的各向同性材料，裂纹将在轴向和与轴直交的方向上产生。而对通常拉伸时较弱而剪切时相对强的岩石来说，其破裂将是螺旋状的。因此，扭转试验中岩石的破裂实际上并不是由于剪切，而是由单纯拉伸造成的，对此必须牢记。

在扭转试验中不应有弯曲力矩作用于试件。为了消除弯曲力矩，试样应当笔直，对于直径大的试样更应如此。在试件上产生任何弯曲都会引起附加应力，其值可根据弯曲公式计算，然后再迭加到扭转所引起的应力之上。假如脆性材料扭转试验中的破裂是以张裂的形式发生的，则求算最大拉应力的修正方程式如下：

$$\sigma_{t\,max} = -16(M+\sqrt{M^2+T^2})/\pi d^3 \qquad (4\cdot3)$$

式中 $\sigma_{t\,max}$ ——由于弯曲和扭转联合作用所产生的表面最大拉应力；

M——弯曲力矩；

T——扭转力矩；

d——试件直径。

上述最大拉应力作用的方向，取决于弯曲力矩和扭转力矩的相对大小，并将在与轴成45°～90°交角的方向上产生破裂面。

从上述观点来看，以最短的试样进行试验是合适的，但同样重要的是两个加荷点之间应有足够的距离（仪表长度），以保证正确的应力分布。由于最大应力分布于岩样的表面，因此材料只有小量体积处于高应力条件下，故其强度值高于直接拉伸试验测定值，而低于弯曲试验测定值。

必须注意的另一点是，在此试验中，最大应力发生在试件的表面，因此裂痕和裂隙等表面条件是很重要的。试样的制备方法影响着岩石的表面性质，因而也将影响其强度值。

为了解决脆性材料扭转试验中由于拉伸而不是由于剪切引起破裂的问题，可以考虑采用如图4-2所示的试样形态（普洛托基雅可诺夫）（1969）。这种试样是一种方形断面棱柱体，中部旋有一个窄槽，可以认为在扭转下产生的螺旋状张裂面远大于岩样中承受扭转的细圆颈断面，因此尽管岩石的抗拉强度低，破裂仍将因剪应力而发生。

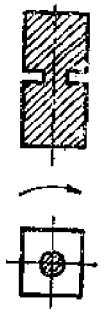


图 4-2 扭转试验用的有颈的试样

沃罗皮诺夫（Voropinov）（1967）用扭转方法测定了抗剪强度。为了避免弯曲力矩的发生，用特殊方法制备圆柱状试样。首先将一段未切割的岩心放进管模（钢管或塑料管）内，然后在岩心周围浇注合成树脂的外套。当树脂足够硬化时，将管模和岩样用车床车制成圆柱状岩心，这保证了管模和岩心处于同轴状态。为了预防在扭转中产生法向应力分量，用金刚石锯锯出一个0.8毫米宽的槽，把岩样的试段长度减至最小限度。

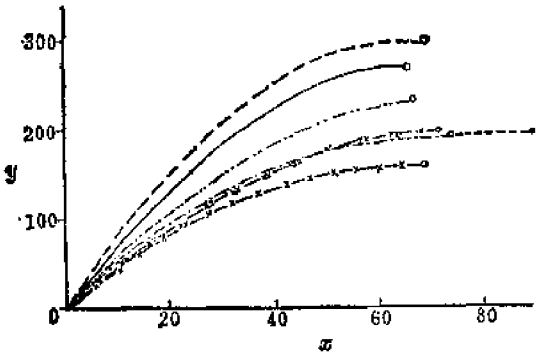
当刻槽为0.8毫米宽时，法向应力分量的影响实际上是微不足道的。假如由于某些原因不可能切刻一个窄槽，以致切刻宽度较大时，则需要测量垂直的破坏区域并按扭转时塑性破坏理论求出法向应力分量，以便对试验进行校正。夹持效应的影响由于将岩样装入管

模而被消除。

使用扭转试验仪进行试验。采用了将液体注入一个悬吊的大容器中这种最简单和最容易控制的加荷方法。

将制备好的岩样放置在两个夹钳之间并夹紧在适当的位置上。放松制动螺旋并把读数指针调正到零，即可开始加荷。为此需使液体流经一个可调节流量的管口伐，以提供所需的加荷速率。应变可根据所测得的角位移并考虑到试样的几何形状而加以计算。

他在各种不同的加荷速率系列下进行了试验，即19.6至97.9，979，4895～9791，48955～97909千帕/秒（0.2至1.0，10，50～100，500～1000公斤/厘米²/秒）。图4-3中给出了试验的一些成果。



样品	$\tau_{峰值}$（公斤/厘米²）	τ（公斤/厘米²/秒）
——395.5	297.90	49.25
——305.6	267.0	1.46
——B11	230.27	52.63
——B11	190.5	1.38
——E－17A	189.24	0.922
——AB	193.5	55.13
——AB	153.09	1.44

图 4-3　不同加荷速率下扭转试验的变形图解
（沃罗皮诺夫，1967）
x—扭转应变γ；y—剪应力τ（公斤/厘米²）

4.3　剪切面上正应力为零的试验方法

在本节中详细讨论下列几种方法：

（1）单面剪切试验。

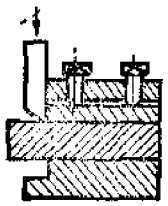


图 4-4　单面剪切试验

（2）双面剪切试验。

（3）冲孔试验。

4.3.1　单面剪切试验

图4-4中表示了这种加荷装置（普洛托基雅可诺夫）（1969）。将方柱形试样牢固地固定在专门的固定装置上并使试样的一端突出，具有平直切削刃的剪切切削器可以通过固定装置中的槽而活动。这种方法的优点在于有可能用同一试样进行多次重复试验，但产生无法测量的弯曲应力是它的一个缺点；另一个缺点则是切削刃会引起应力集中。

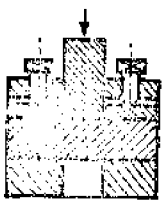


图 4-5　双面剪切试验

4.3.2　双面剪切试验

柱状试样的双面剪切试验装置见图4-5。试样的两

端固定在具有支座的装置上。用一个占据支座之间全部空间的平底切割器造成双面剪。这种方法能减小因弯曲而引起的拉应力，但是切削刃处的应力集中和拉应力不能完全消除，因此破坏并不沿理论剪切面发生，而是与其成一个角度。这种方法不能用同一试样进行重复试验。

圆柱状岩心也可用于试验。在这种情况下，加荷装置上加一个单独方块，在其水平方向钻一个圆孔以容纳试样。然后将方块切成三段，并在中段加荷，使岩样沿两个平面剪断。

4.3.3 冲孔试验

将扁平的圆盘状试样固定在环状支座的装置上（图4-6）。用直径等于支座内径的圆柱状塞进行剪切。在此情况下，由弯曲引起的拉应力被局限在某一较小的范围内。一个岩样只能进行一次试验。

玛赞蒂和索瓦尔斯（1965）使用的圆盘状岩样是由金刚石钻取的岩心切开的，厚度为直径的1/4或1/5。试验装置示于图4-7中。

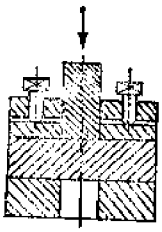


图 4-6 冲孔试验
（普洛托基雅可诺夫，1969）

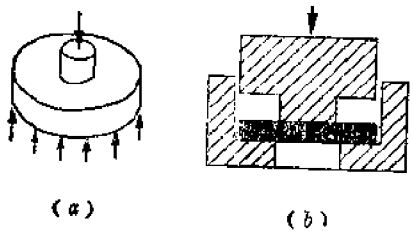


图 4-7 冲孔试验
(a)加荷；(b)断面

4.3.4 讨论

试验中会产生拉应力，它是由弯曲和切削刃附近的应力集中引起的。高剪应力产生在加荷刃处，因此破裂面上应力分布是不均匀的。此时破坏力将低于应力分布比较均匀和破裂可以自由发展时的情况。双面剪切试验的光弹条纹图形状表明，应力集中点是分布在给定的破裂面的两端（埃弗林，1964）。同样，冲孔所需的力与剪切面的面积不成正比。必须注意的另一点，是试验中最大应力集中发生在加荷点附近的表面上，因此表部裂缝和其它裂痕的发育条件是最重要的。能影响岩石表面性质的试样制备过程必将影响其强度值。

4.4 在加压条件下测定抗剪强度的方法

未知拉应力的产生会使试验结果较试验岩石所应具有的抗剪强度值为低，为了消除它，发展了加压条件下测定抗剪强度的方法。用这类方法，剪切面上的压应力可以计算出来，而且消除了未知的拉应力。

4.4.1 圆柱状试样在加压下的单面剪切（图4-8）

圆柱状试样置于剪切盒的固定部分和可动部分之间，每一部分都有一个半圆柱状凹槽以容纳半个试样。施加一定重量造成法向压力。水平方向施加剪力。为了获得面与面之间

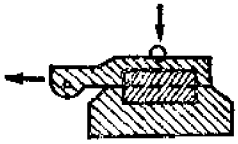


图 4-8 圆柱状试样加压的单面剪切（普洛托基雅可诺夫，1969）

摩擦产生的残余强度值，破坏之后可以继续施加剪力（图4-9）。

通常认为，如果发生了足够大的相对运动，则岩石的强度将趋于定值。但是在实际试验中，试验设备往往不能造成所需要的位移，因而测定这种“残余强度”就有实际困难。试验资料表明，发展到残余强度所需的位移，随强度而增加[克尔斯曼诺维克（Krsmanovic）（1967）]。对于不够硬的岩石（砂岩和砾岩），当剪切变形大约达到45毫米时，可以获得残余强度。对于坚硬石灰岩，所需的变形值大约变化于 50～100 毫米之间。砂岩的残余内摩擦角 φ 为 31°～33°，砂或砾石的 φ 值大致也在同一范围内。砾岩的残余 φ 角为 35°。石灰岩的抗剪强度相当高，若以 φ 角来衡量其抗剪强度，当位移为30毫米时，其值为56°。

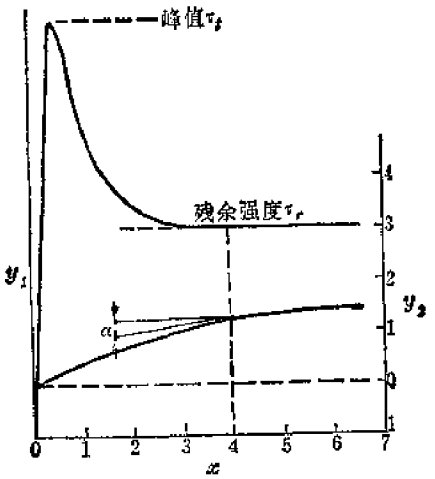


图 4-9 剪切试验。应力-变形曲线的一般情况（伯奈克斯，1969）
x—相对水平位移（毫米）；y_1—剪应力 τ；y_2—上部剪力盒的垂直位移（毫米）

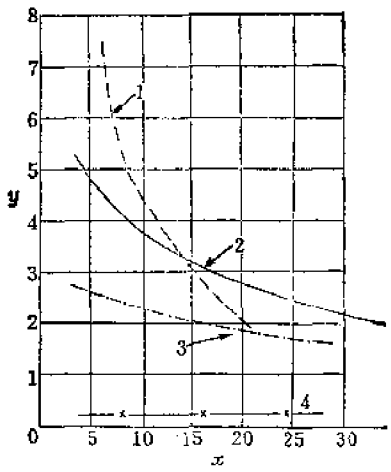


图 4-10 不同岩石的 τ_f/τ_r 比与正应力 σ 间的关系（克尔斯曼诺维克，塔福和兰戈夫，1966）
x—正应力 σ（公斤/厘米^2）；$y=\tau_f/\tau_r$
1—石灰岩；2—砾石；3—砂岩；4—石灰岩中薄弱塑性层

峰值强度和残余强度之间的关系方面，不同岩石有不同的性状。在图4-10中表示出几种岩石的 τ_f/τ_r 比（峰值强度/残余强度）与正应力 σ 间的关系。强度变化最急剧的是抗压强度最高的岩石（石灰岩）；而减小最微弱的则是强度低的岩石（砂岩）[克尔斯曼诺维克、塔福（Tufo）和兰戈夫（Langof），（1966）]。

图4-11所示的，是伯奈克斯（1969）采用的装置，其中用刚度较大的振动钢弦测力计来测量切向力。因为破坏时两部分剪切盒的瞬时相对位移很小，所以研究破坏后的摩擦不会受到妨碍。

马尔帕塞（Malpasset）片麻岩的典型试验成果示于图4-12。

玉田（Tamada）（1970）测得几种沉积岩的抗剪强度与岩样浸在静水中所经过的时间之间的关系（图4-13）。岩样的厚度为2.0厘米，直径约5.5厘米。抗剪强度随时间的变化表示如下：

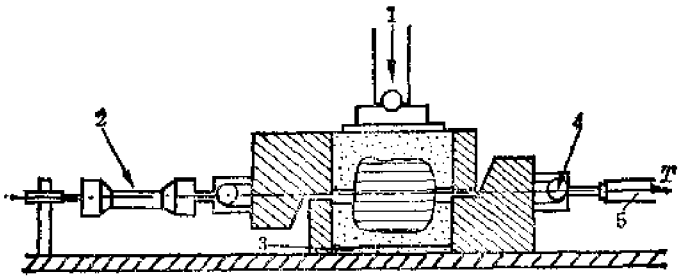


图 4-11　小试样的剪切试验装置

1—正应力；2—振动钢弦测力计；3—聚四氟乙烯；4—球形接头；5—剪力

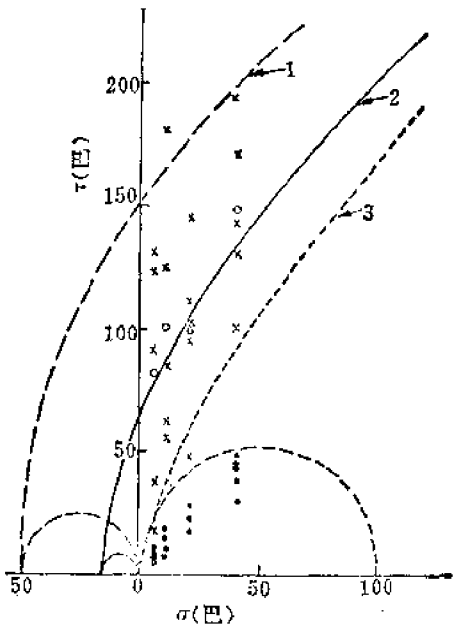


图 4-12　马尔帕寒片麻岩的剪切试验成果

1—最大；2—平均；3—最小；

× τ_{max}；○　每一σ值求得的τ_{max}的算术平均值；● τ_{res}

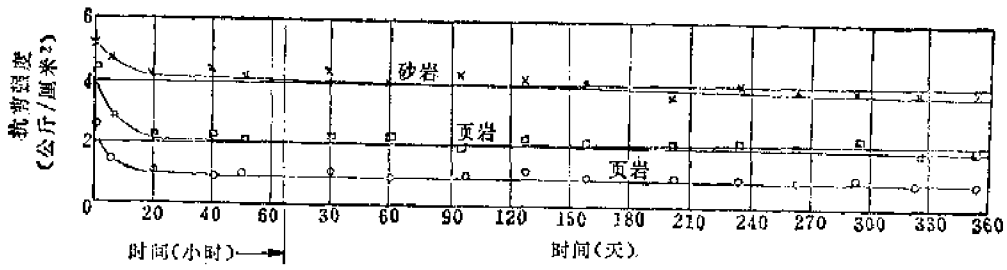


图 4-13　抗剪强度随时间的变化

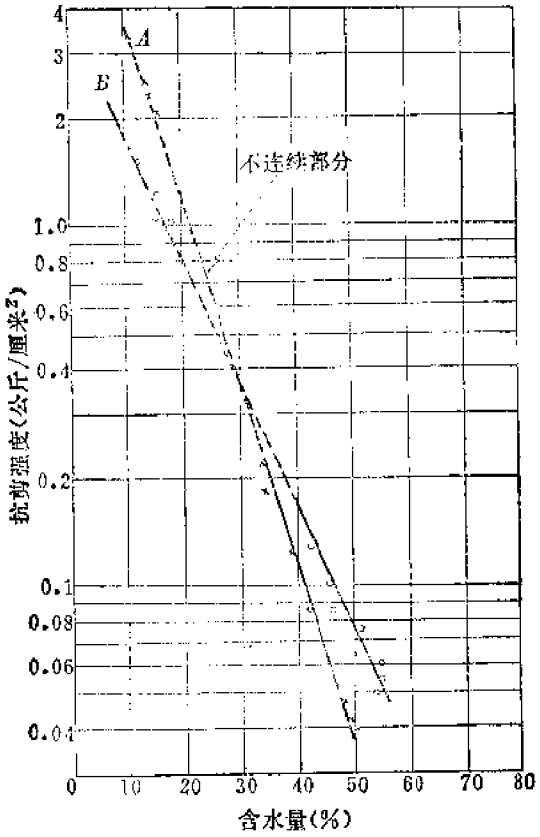


图 4-14 抗剪强度、内聚力和含水量之间的关系

$$\tau_t=\tau_{t_0}\exp[-\beta(-e^{-rt})] \quad (4\cdot4)$$

式中 τ_t——抗剪强度；

t——经历的时间；

τ_{t_0}、β、r——常数值。

几天之后抗剪强度达到了定值。

沉积岩的抗剪强度和含水量之间的关系，以及由上述沉积岩风化而成的滑坡粘土的内聚力与含水量间的关系示于图4-14中，它们的数学表示式为：

$$\tau_t=\tau_{t_0}\exp(-n_{\tau_t}w) \quad (4\cdot5)$$

$$c=c_0\exp(-n_cw) \quad (4\cdot6)$$

$$n_c=n_{\tau_t} \quad (4\cdot7)$$

在这些表示式中τ_{t_0}，c_0，n_{τ_t}，n_c为常数，c为内聚力，而w为含水量。

肯蒂（Kenty）（1976）提出了另一种直剪强度的试验方法，其所用的圆柱体岩样直径可达15.2厘米。这种岩心直剪的原理示于图4-15中。

将试验用的岩样置于一个由两部分（块体）组成的铝盒内，每部分都有一个容纳岩样的凹槽。和岩样装配在一起的上述两个部分放入到框架中，框架是由四根端部都有螺帽的铝质连杆连接两块铝板组成的。其中之一装配有一对球状坚硬不锈钢滚珠轴承座圈，用以减小运动时的摩擦。底板上也装置有与之配对的座圈。将一个螺旋弹簧嵌进另一部分和与其相对的罩板之间，以保持作用在岩样上的正压力。

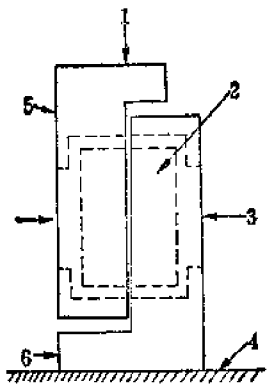


图 4-15 岩心的直剪装置示意图

1—剪切(试验机)荷载；2—岩心试样，用石膏浇注在圆筒状空洞内；3—用弹簧或液压千斤顶施加的正荷载；4—试验机台；5—块A；6—块B

4.4.2 立方体试样在加压条件下的单面剪切（图4-16）

用两个液压千斤顶加荷，其中之一垂直地施加，造成正压力；另一个水平地施加，造成剪力。这种装置实际上相当于作用在两个方向上的液压机，并且是相当庞大的。

4.4.3 柱状试样在加压条件下的双面剪切（图4-17）

将柱状试样水平地放入一个有两个支座的固定装置里。沿试样长轴方向的正压力由一端的液压千斤顶来提供。用占据支座间全部空间的方形柱塞来实现双面剪切（原理同图4-5）。固定装置和试样一起被放进试验机模板之间，由

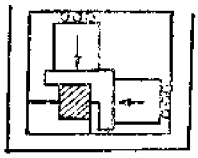


图 4-16 立方体试样的单面剪切
（普洛托基雅可诺夫，1969）

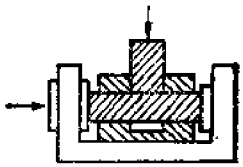


图 4-17 柱状试样在加压条件下的双面剪切
（普洛托基雅可诺夫，1969）

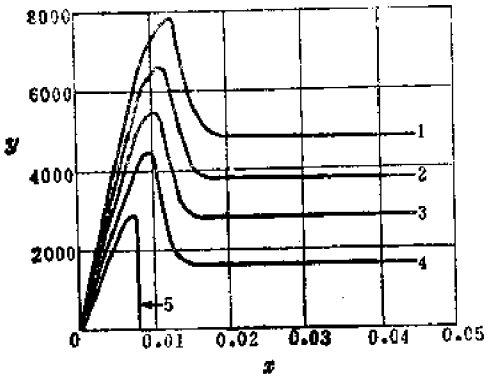


图 4-18 正应力 σ 对（贝利亚砂岩）抗剪强度的影响（单位：磅/英寸^2）

x—加荷插销位移（英寸），y—剪应力（磅/英寸^2）；1—σ = 4000；2—σ = 3000；3—σ = 2000；4—σ = 1000；5—σ = 0

试验机对柱塞提供剪力。这种方法比前者稍为简单一些。

札哈利（Zahary）（1963）用类似仪器，发现随着轴应力由0增至75.8兆帕（0至11000磅/英寸^2），安山岩的抗剪强度由54.4增至140兆帕（7890至20300磅/英寸^2）。

莫勒（Maurer）（1965）也用类似的仪器测定了岩石抗剪强度。他发现，当轴应力由0增至27.6兆帕（0至4000磅/英寸^2）时，岩石的抗剪强度大约由20.7增至53.8兆帕（3000至9800磅/英寸^2），表明正应力σ对抗剪强度影响的典型曲线示于图4-18。

试样厚度变化于3.2至12.7毫米时，试验结果表明抗剪强度与试样的厚度无关（莫勒）（1966）。

在剪切试验中，轴向压力限制在单轴抗压强度最大值的范围内。为了研究高正应力下的抗剪强度，对剪切试验机和试样同时施加静水液压力（莫勒）（1966）。将岩样涂以塑胶以防止液体侵入孔隙。这种涂胶法在密封岩石方面是有效的。垂直荷载是用安在加荷柱塞上面的变形计进行测量。用挠度计来获得力-位移曲线。

岩石的抗剪强度随轴应力（正应力）的增大而迅速提高（图4-19）。在这些试验中，正应力均不超过岩石的抗压强度。

为了测定高正应力下的抗剪强度，作了静水液压作用于岩石上的补充试验。意外的是静水压力使抗剪强度的增加较轴向压力所造成的增加要小些。图4-19上的那些虚线表示了轴向压力和静水压力两种试验间的对比。产生这种差别的原因还不清楚，但是认为中间应力对破坏机制有重要影响。

朗德波尔格（Lundborg）（1966）也用同样仪器测定了十种岩石和四种矿石的抗剪强度。所用的试样为直径15毫米和长45毫米的圆柱体。发现抗剪强度和轴应力间的关系是非线性的，并用一个简单的两个参数的表达式表示了这种关系：

$$\tau_n = c + \frac{\mu p_n}{1 + \mu p_n/(\tau_0 - c)} \qquad (4\cdot8)$$

式中 τ_n——正应力ρ_n下的抗剪强度；

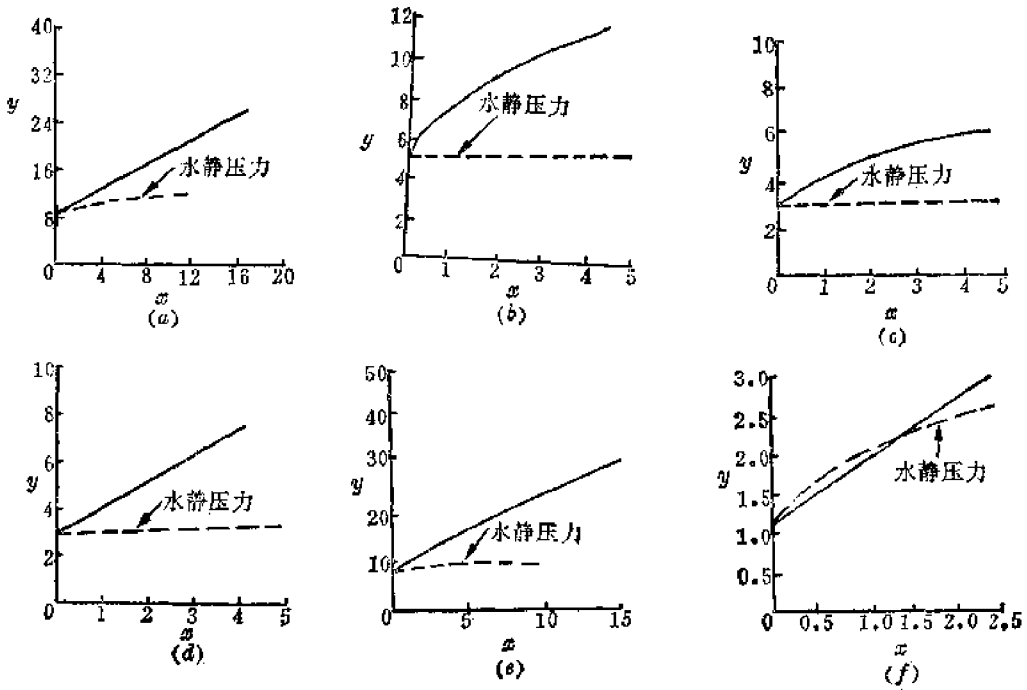


图 4-19 抗剪强度与轴应力以及静水压力间的关系 （莫勒，1966）

（a）比克曼镇白云岩；（b）奇科石灰岩；（c）印第安纳石灰岩；（d）贝利亚砂岩；（e）乔治亚花岗岩；（f）塞明诺尔页岩；

x—正应力(10^3磅/英寸^2)；y—抗剪强度(10^3磅/英寸^2)

c ——内聚力（正应力为零时的抗剪强度）；

μ ——摩擦系数；

p_n——正应力；

τ_i——当p_n趋于无限大时的抗剪强度上限。

不同岩石和矿石的μ，c和τ_i等常数列于表21中。

在图4-20中表示了正应力σ对抗剪强度的影响。剪切线表示在破裂面上施加正应力σ时导致发生破裂的平均剪应力，它所经的路线随试样的尺寸和试验装置的不同而变化。若法向力N增大而接近岩样的单轴抗压强度，则引起破裂的剪力$2T$不仅不再进一步增大，反而降低。如果N本身导致破坏，则$2T=0$。剪切线只有在小法向力N下才近似于直线，然后较缓慢地增大，进而又复降低，而当正应力等于单轴抗压强度时，剪切线则交于横轴。

但是应该指出，不能把这样得出的相互配对的τ值和σ值看做是摩尔包线上点的座标。

4.4.4 斜角板间加压的单面剪切（图4-21）

将立方体、棱柱体或圆柱体的试样放在压力机上的一对斜角板间，然后沿预定的面剪断。为了消除对上角板水平位移的阻力，将一系列滚轴放在上角板与试验机承压板之间，并使滚轴的轴平行于剪切面（但不是等距）。试验机施加的垂直力自动地分解为垂直于剪切面的正压力分量和平行于剪切面的剪力分量。剪切面的倾角由角板的安放情况所决定。为了获得法向与切向分力和应力之间的不同比值，配有一系列角度不同的楔形板，以调整角

表 21　　不同岩石和矿石的常数 μ，c和τ_i

（朗德波尔格，1966）

材　　料	地　　点	μ	c，兆帕（磅/英寸²）	τ_i，兆帕（磅/英寸²）
花岗岩 I	波胡斯兰(Bohuslan)	2.0	60 (8700)	970 (140650)
伟晶-片麻岩	代耳德马尔斯维克(Valdemarsvik)	2.5	50 (7250)	1170 (169650)
花岗岩 II	布雷德西利伏尔森(Bredsciefors en)	2.0	40 (5800)	1020 (147900)
片麻-花岗岩	代耳德马尔斯维克	2.5	60 (8700)	680 (98600)
石英岩	高图约尔(Gautojaure)	2.0	60 (8700)	610 (88450)
灰色板岩	格朗波伏尔森(Granboforsen)	1.8	30 (4350)	570 (82650)
矽卡角砾岩	玛尔伯格特(Malmberget)	1.5	40 (5800)	2040 (295800)
云母片麻岩	文德耳伏耳森(Vindelforsen)	1.2	50 (7250)	760 (110200)
石灰岩	格朗波伏尔森	1.2	30 (4350)	870 (126150)
黑色板岩	高图约尔	1.0	60 (8700)	480 (69600)
铅矿	莱斯伐耳(Laisvall)	2.5	60 (8700)	810 (117450)
磁铁矿	格朗吉斯贝尔格(Grangesberg)	1.8	30 (4350)	830 (120350)
长英变粒岩	格朗吉斯贝尔格	2.4	30 (4350)	630 (91350)
铁重晶石	鲁特耶贝肯(Rutjebacken)	1.7	20 (2900)	550 (79750)

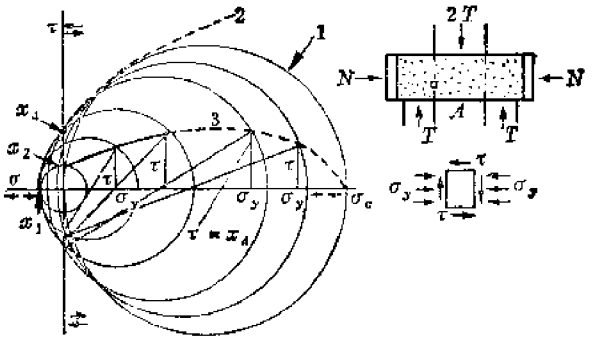


图 4-20　法向力N值大到单轴抗压强度σ_c的双面剪切试验得出的剪切线与摩尔包线之间的关系（埃弗林，1964）

近似假定：

（1）$\sigma_x \approx 0 (= \sigma_z)$；

（2）$\sigma_y \approx N/A$，$\tau \approx T/A$ } 均等地分布于整个破坏面上；

（3）假定破坏方向是由正应力集中所决定的，这一情况对破坏荷载无影响

1—由单轴抗压强度绘出的破坏应力圆；2—包线；3—剪切线σ（σ_y）

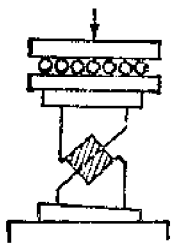


图 4-21　变角板间的单面剪切（普洛托基雅可诺夫，1969）

板和试样的倾角。为了用圆柱状试样代替方形试样，备有专门的圆柱槽形角板，安置时，使圆柱轴的倾角与剪切面的倾角相同。这种方法特别简单，苏联学者近来常采用它。

方法的细节：

下述方程式给出了压缩力 F 的两个分量，即法向分量 N 和剪切（切向）分量 T：

$$N = F\sin\alpha \qquad (4\cdot9)$$

$$T = F\cos\alpha \qquad (4\cdot10)$$

相应的应力为：

$$\sigma = \frac{F\sin\alpha}{bl} \qquad (4\cdot11)$$

$$\tau = \frac{F\cos\alpha}{bl} \qquad (4\cdot12)$$

式中 σ ——作用于剪切面上的正应力；

τ ——剪切面上的剪应力；

F ——压力机的垂直力；

α ——垂直力与破坏面间的夹角；

b ——破坏面的宽度；

l ——破坏面的长度。

将压力 F 和剪切面积 bl 之比记为 q。

表示剪切区应力状态的摩尔图解法示于图 4-22a。图中各点可以根据 σ 和 τ 的座标绘出，也可以通过在过 0 点并与纵轴成 α 角的直线上截取 q 而得。

确定一系列不同倾角剪切面的摩尔图解点（图4-22b）之后，就可绘出摩尔包线。这种图也表明试验资料点的分散情况。

有时不考虑包线的曲率，即将包线作直线考虑。在这种情况下，只要根据两个 α 值确定的两点就足够了（图4-22c）。通过这两个点画一直线，并将其延长交于纵轴，据此，即可求出内聚力 c 和内摩擦角 ϕ。

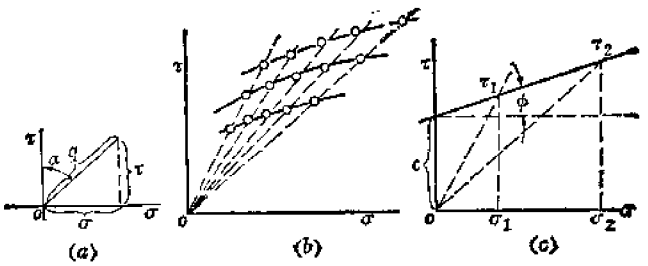


图 4-22 摩尔包线的绘制方法（普洛托基雅可诺夫，1969）
（a）座标系统；（b）绘制曲线型包线；（c）绘制直线型包线

$$c = \frac{q_1 q_2 \sin(\alpha_2 - \alpha_1)}{q_2\sin\alpha_2 - q_1\sin\alpha_1} \qquad (4\cdot13)$$

$$\tan\phi = \frac{q_2\cos\alpha_2 - q_1\cos\alpha_1}{q_2\sin\alpha_2 - q_1\sin\alpha_1} \qquad (4\cdot14)$$

α 在30°～50°范围内时，能得到满意的结果。若 α 角过小，则可能产生拉应力，而且角板也可能翻倒。若 α 角过大，则试样承受过大的压力，可能使剪切不沿所要求的面而沿另外的面发生。

圆柱状试样易于制备，而且可以“通过轴面”剪切（图 4-23a），或“横切截面”剪切（图4-23b）。经研究发现，在第一种情况下，剪切不是在一个平面上发生，而且装置也不够方便，因此第二种方法得到了优先考虑。

试样必须和角板吻合，因为不密贴所造成的间隙会导致不均匀的应力分布。假如直径误差大于－0.1毫米，则必须在有圆柱体空腔的斜角板中加垫铜箔。

每一块斜角板（一半）都是由两部分组成，即主体部分和活动插入物。这样就有可能将一个主体部分，配以不同插入物，用于不同大小或不同形状的试样。

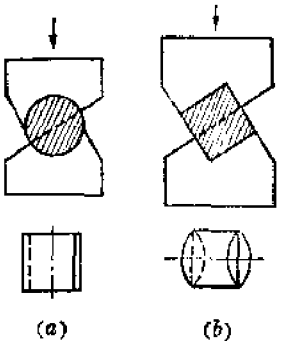


图 4-23 圆柱状试样的变角板法试验
（a）“通过轴面”的剪切；（b）“横切截面”的剪切
（普洛托基雅可诺夫，1969）

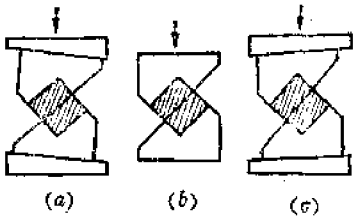


图 4-24 用于改变剪切角的楔形板的配置
（a）$\alpha=50°$；（b）$\alpha=45°$；（c）$\alpha=40°$
（普洛托基雅可诺夫，1969）

为了改变 α 角，最有效的办法是将不同的角板和楔形板加以组合，普洛托基雅可诺夫（1969）建议采用30°、45°和60°三组角板和一对5°的楔形板。利用颠倒楔形板（图4-24a和c）或去掉楔形板（图4-24b）的办法，可以获得下列各种角度。

角板	楔形板	所得角
30°	－5°	25°
30°	0°	30°
30°	＋5°	35°
45°	－5°	40°
45°	0°	45°
45°	＋5°	50°
60°	－5°	55°
60°	0°	60°
60°	＋5°	65°

须采用一组滚轴以消除上部角板对侧向位移的阻力。这些滚轴安装在一个扁平框架以内便于装卸。滚轴的直径应为12～15毫米。

普洛托基雅可诺夫（1969）建议了下列各点：

试样的形状和尺寸：试样应为圆柱状，试样直径42毫米长42毫米。

误差：下列误差（以毫米计）是允许的：

试样直径　－0.1

试样长度　±2.5

圆锥性、断面椭圆度和圆筒形状的歪斜度　±0.05

上下面的凹凸和它们与轴面的不垂直度　±0.05

加荷速率：应将加荷速率保持在490到979千帕/秒（71至142磅/英寸²/秒）的范围内，以垂直压力与剪切面积之比为准。

试样的尺寸效应

伊尔尼特斯卡娅（Ilnitskaya）（1969）研究了试样尺寸对辉长岩和大理岩的抗剪强度的影响。所用岩心的直径为10、22、40、50和70毫米，高为$2\sqrt{A}$厘米，其中A为断面积，以厘米²表示。所有试样都在剪切面与水平面呈50°和70°的两种角度下进行试验。其结果示于图4-25。随着横断面增大110倍以上，内聚力（剪切阻力）减小约1.3～1.4倍。

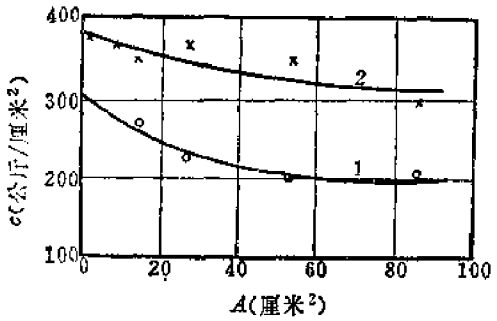


图 4-25　大理岩1和辉长岩2的内聚力与试样尺寸的关系

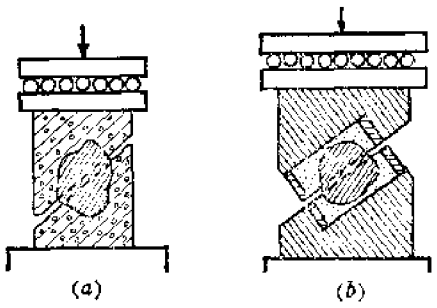


图 4-26　不规则形状试样在压力下的剪切试验
（a）不用套模的；（b）使用套模的
（普洛托基雅可诺夫，1969）

不规则形状试样的试验

这种方法也可用不规则形状试样进行试验，试样外加一个留有窄缝的混凝土或水泥包壳，待混凝土硬结之后，在压力机上向角板加压（图4-26a）。窄缝的倾角至少应当采用两种。最常用的倾角为40°和60°。

另一种配有钢套模的方法（图4-26b）更为方便。如图4-21所示，试验时将这种套模试样置于斜角板之间。因此，同一种角板可用于形状规则和不规则两种试样。

破坏面的表面积用下述方法测量，用碳纸将破坏面的外形印到一张座标纸上，然后计算轮廓线内的方格数，或者用面积仪测定轮廓线内的面积。

4.4.5　斜角压切法

这种方法是变角板法单面剪切的变种[布劳尔（Broul）和霍夫里茨特（Hofrichter）（1967）]。在圆柱状试样的顶面上，刻一系列规定宽度和深度的矩形槽。在刻槽的边部，通过一个小型的硬圆柱状锥施加垂直力直到破坏（图4-27）。用显微镜测定出锥的侧向变位Δr_r、垂直或轴向位移h以及下底的弦长a，以计算破坏面的面积和倾角，利用这些值和破坏荷载计算出破坏面上的应力。

剪切面的倾角：

$$\tan\alpha=\frac{\Delta r_r}{h} \qquad (4\cdot15)$$

锥的斜向位移：

$$d=\frac{h}{\cos\alpha}=\frac{\Delta r_r}{\sin\alpha} \tag{4·16}$$

斜圆柱外壳的下底长$\widehat{r_r\cdot\beta}$：

$$\sin\frac{\beta}{2}=\frac{a}{2r_r} \tag{4·17}$$

用（4·15）和（4·17）式导出破坏面积的下述表达式：

$$A=\pi r_r\frac{h}{\cos\alpha}-\frac{h}{2}(\pi r_r-\widehat{r_r\cdot\beta}) \tag{4·18}$$

破坏面上的压应力和剪应力如下：

$$\sigma=\frac{F}{A}\sin\alpha=\frac{F\cdot\sin\alpha}{\pi r_r\frac{h}{\cos\alpha}-\frac{h}{2}(\pi r_r-\widehat{r_r\cdot\beta})} \tag{4·19}$$

$$\tau=\frac{F}{A}\cos\alpha=\frac{F\cdot\cos\alpha}{\pi r_r\frac{h}{\cos\alpha}-\frac{h}{2}(\pi r_r-\widehat{r_r\cdot\beta})} \tag{4·20}$$

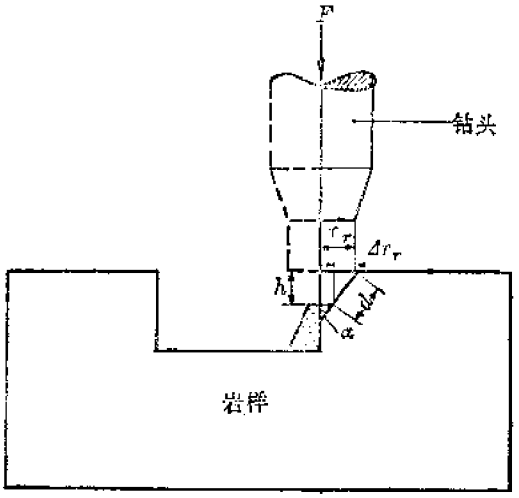


图 4-27　斜面剪切方法的示意图

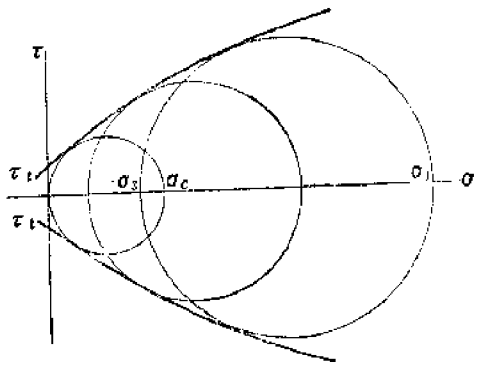


图 4-28　根据一组三轴试样的破坏应力所确定的摩尔包线

4.4.6　三轴试验

只有在三轴试验中才有可能在试样的整个内部产生真正均匀的和已知的应力条件，因而根据岩石三轴试验所获得的资料可以正确地画出摩尔包线。在这种方法中，剪应力不像其他试验那样是由切向力造成的。剪应力值决定于主压应力，并且事实上最大剪应力总是出现在与主压应力方向成45°交角的一个方向上。这种方法是建立在测定不同围压σ_3条件下破坏时的轴应力σ_1的基础上的。可以将一系列试样的σ_1和σ_3的资料表示在τ和σ座标上，而得出一系列摩尔圆（图4-28），画出这些摩尔圆的公切线则得摩尔包线。此包线切割τ轴的那个点给出了岩石的抗剪强度。

虽然三轴试验看来是获得岩石抗剪强度的最好方法，但它需要昂贵的设备，同时试验也是很花费时间的。而且，因为产生于任一平面上的正应力都是轴向力和围压两者的函数，所以很难独立地改变一个预定破坏面上的剪应力τ和正应力σ。

4.5 利用单轴抗拉和抗压强度的摩尔图解确定抗剪强度

威克尔（1959）利用单轴抗拉和抗压强度的摩尔图解，获得了岩石的抗剪强度（图4-29）。当然，对这些抗剪强度的资料不能加以依赖，因为切线可能不是直线，并且抗拉强度值也可能是不可靠的。

堀部（1970）提出了下列计算抗剪强度的方法：岩石的抗压强度值通常是抗拉强度值的三倍。这样，考虑到格里菲斯假说，就可画出一个直径为 $4\sigma_t$，且通过 σ 轴上 $-\sigma_t$ 和 $+3\sigma_t$ 点的圆。根据此圆与单轴抗压强度应力圆的公切线❶ 在 τ 轴上的截距，即可求得抗剪强度，同时抗剪强度也可按下列关系式求得：

$$\tau_t=\sigma_c\cdot\sigma_t/2\sqrt{\sigma_t(\sigma_c-3\sigma_t)} \qquad (4\cdot21)$$

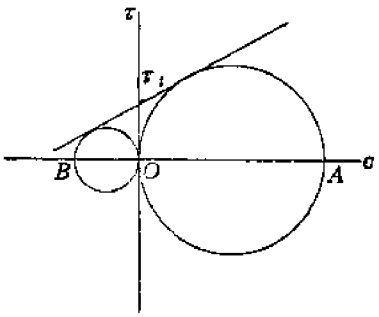


图 4-29 抗拉、抗压和抗剪强度的摩尔图解
OA—单轴抗压强度；OB—单轴抗拉强度；τ_t—抗剪强度

4.6 根据不同方法所得结果的比较

布劳尔和霍夫里茨特（1967）用几种不同的方法测定了非常均质的、细粒的石炭纪砂岩[戈杜拉（Godula）砂岩]的抗剪强度，试验结果列于表 22 中。加荷速率控制在 1 兆帕/秒（142磅/英寸²/秒）以下，整个试验过程中使温度和湿度保持恒定。

下面是关于这些方法和结果的一些说明：

扭转试验：由于试样内部应力状态的均匀分布，在所有这些方法中，它测得的抗剪强度值的重现性最高。

冲孔试验：虽然这种方法只需少量岩心，但其缺点是由于岩石能够侧向压缩，当通过试样强力冲孔时，沿孔壁会产生各向异性的应力状态。这种现象的影响，很大程度上取决于试样的厚度和冲孔直径的比值。若与冲孔直径比起来，试样很薄，则剪应力将相当均匀地分布。曾经采用两种厚度与穿孔直径比，t/d_r，即：

---

❶ 原文如此。实际上抗压强度应力圆是上述大圆的内切圆，二者切于 σ 轴上的 $+3\sigma_t$ 处，故其公切线与 τ 座标轴平行。——译者

表 22　　抗剪强度值的比较

所用的方法	τ_i 兆帕（磅/英寸²）	与三轴试验结果的偏差(%)	偏差系数(%)	所需试验数
扭转	15 (2173)	2	5～10	3～5
冲孔试验	24～8.8 (3465～1278)	41～59	15～40	5～7
斜角板间的单面剪切	16.6 (2414)	11	15～30	3～5
斜角压切	47.7(σ=20.3) (6915) (2939)	32	4～30	1～7

$$0.5d_r \geqslant t \geqslant 0.13d_r \text{和} t \leqslant 0.13d_r$$

由于所得强度值有很大的分散性，所以这种试验被认为只能用于定性的目的。

斜角板间的单面剪切：用此种方法能测定 τ 随 σ 而变化的情况，但比较费工、费钱，并且需要大量岩样。剪切面与轴向力间的交角越大，结果的可靠性越小。

斜角压切法：除方法简单之外，还有如下一些优点，即能够取得大量测定资料，试样易于制备，试样允许岩石沿任意面破坏，而并非沿试验本身所预定的面破坏。在另一方面，这种方法也有缺点，即不能考虑锥周围岩石对破坏的影响，也就是所谓的约束效应。

在岩样供应不足的情况下，这种方法是比较合适的。

从试样制备方面来看，斜角压切法是花费时间的，而斜角板间的单面剪切法是费时最少的，其余两种方法大体上是同样的费工。

扭转方法获得的值与三轴试验值最接近，而简单的冲孔剪切法则在测得的抗剪强度方面显示出的误差最大。其余两种方法得到的结果，其可靠程度是相等的。从成果的精度和试验成本两方面来看，扭转试验被认为是测定岩石抗剪强度的最适宜的方法。

郎德波尔格（1968）对有正压力的双面剪切和三轴试验所得的抗剪强度值做过比较（图4-30）。双面剪切试验所得的值全部都稍高于三轴试验所得的值。这并不奇怪，因为

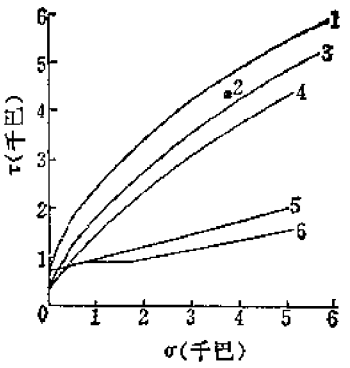


图 4-30　花岗岩和有机玻璃的抗剪强度

1—花岗岩，根据有正压力的双面剪；2—黄铜包皮的花岗岩，根据三轴试验；3—塑料包皮的花岗岩，根据三轴试验；4—无包皮浸在油中的花岗岩，根据三轴试验；5—有机玻璃，根据有正压力的双面剪；6—无包皮但浸在油中的有机玻璃，根据三轴试验

三轴试验中的破坏在选择破坏面方面有较大的自由；而在双面剪切试验中，破坏面则是预定的。他用有正压力的双面剪切试验，对十四种瑞典岩石和四种矿石进行了测定，结果示于图4-31。

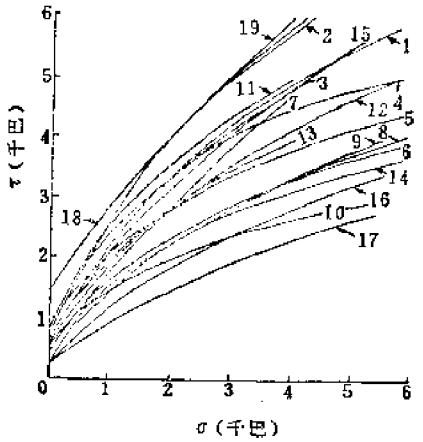


图 4-31　瑞典的某些岩石和矿石的抗剪强度

1—花岗岩I；2—伟晶-片麻岩；3—花岗岩II；4—片麻花岗岩；5—石英岩；6—灰色板岩；7—砂卡角闪岩；8—云母片麻岩；9—石灰岩I；10—黑色板岩；11—铅矿；12—磁铁矿；13—长英麻粒岩；14—黄铁矿；15—花岗岩III；16—石灰岩II；17—砂岩；18—燧石；19—玻璃

4.7　摘 要 和 结 论

扭转试验：对于岩石来说，一般具有较低的抗拉强度及较高的抗剪强度，扭转试验中的破坏实际上并不是由于剪切，而是由于拉伸造成的。为了克服岩石扭转试验中破裂是由拉伸而不是由剪切所造成的这个问题，建议采用图 4-2 所示那种形状的试样。布劳尔和霍夫里茨特（1967）用不同方法测定了非常均质的、细粒的石炭纪砂岩的抗剪强度之后指出，扭转方法能得到与三轴试验极其一致的最有代表性的值，这是由于试样中产生的应力状态比较均匀的缘故。这种方法对表面条件是敏感的。

剪切面上正应力为零的方法：在这些试验中会由于弯曲和切削刃引起的应力集中而产生无法测量的拉应力。高剪应力发生在加荷刃处，因此应力在破裂面上是不均匀的，试验结果对表面条件也是敏感的。

如只需要相对的数值，可以采用这类试验。这些试验所获得的资料，应当被认为是以一种任意的方式表示抵抗剪切和拉伸的组合应力特性的指标。选用的次序应是：冲孔试验、单面剪切试验和双面剪切试验。对于冲孔试验，圆盘试样的厚度应是直径的1/4或1/5。单面剪切试验允许在同一试样上进行多次试验。

加压条件下的抗剪强度测定法：为了消除能使试验结果偏低的未知拉应力，加压条件下的抗剪强度测定法得到了发展。用这类方法可以计算出剪切面上的压应力，而且消除了未知的拉应力。

图 4-8 所示的方法是一种较为普遍地为人们所熟悉和采用的剪切试验方法。试样承受

正压力的双面剪切获得广泛应用，且较前者（即单面剪切）还稍许简单一些。试样厚度为3.2～12.7毫米的试验结果表明，抗剪强度与试样的厚度无关（莫勒）（1966）。图4-21所示的方法是苏联学派所积极提倡的。文中曾对普洛托基雅可诺夫（1969）建议的方法进行了介绍，这种方法也可用于形状不规则试样的试验。

在沿预定面发生岩样破裂的所有试验中，所测得的抗剪强度值并不能真正代表试样整体。这些值可能小些或大些，这取决于沿之发生破裂的面的性质。

斜角压切法是简单的，它有可能取得大量的测定资料，同时这种试验能使岩石沿任意面破坏，而并非沿试验本身所预定的面破坏。另一方面，这种方法也有缺点，即不能考虑锥周围岩石对破坏的影响，也就是所谓的约束效应。

看来三轴试验是测定岩石抗剪强度的最好方法，但它需要昂贵的设备，同时这种试验也是很费时间的。而且，很难独立地改变一个预定破坏面上的剪应力和正应力。

利用单轴抗拉和抗压强度的摩尔图解确定抗剪强度的方法：假如没有实际试验测定的强度资料可供利用，可以采用这种方法。

有许多显著影响试验结果的因素。伊尔尼特斯卡娅（1969）用斜角板间加压的单面剪切方法研究了试样的尺寸对抗剪强度的影响。沃罗皮诺夫（1967）以不同的加荷速率用扭转方法测定了抗剪强度。玉田（1970）测得了沉积岩的抗剪强度与试样浸于静水中的时间之间的关系。他还获得了：①沉积岩的抗剪强度与含水量间的关系；②由上述沉积岩风化而成的滑坡粘土的内聚力与含水量之间的关系，所用的方法是加压于圆柱状试样的单面剪切。

作者建议，应按岩体的实际工作条件，选用相同几何形状的试样和相同荷载条件进行抗剪强度的测定。因为试样必须按缩小的比例尺制备，所以各个方向上的尺寸应当同等程度地缩小，并应对体积效应作出评价。

在试验报告中，所需描述的项目与抗压试验相同。

第五章　在三轴和双轴应力下的岩石强度

5.1 引　　言

众所周知，天然岩层是处于三向应力状态之下的，在这样状态下的岩石强度，对于岩基承载力和墩基尺寸的计算，坝工的设计，褶皱与断层机理的研究，以及深孔钻探都很重要。虽然在试验室大都是研究特定的应力（例如压缩、拉伸、弯曲或剪切应力）下的岩石特性，但许多岩石的室内试验是在高侧限压力下进行的。

本章将详细讨论三轴应力下的岩石强度。

在表面，主应力之一为零，岩石就处于双轴应力之下。因此在双轴应力下的岩石强度很重要，本章将分节述及。

5.2 试 验 技 术

曾用各种方法研究过在三轴应力下的岩石性质。自从冯·卡曼(Von Karman)(1911)首创工作以来，对于受到轴向作用和侧限液压有护套的圆柱体试件作过许多精确试验。尽管把这种试验也叫做三轴试验（图 5-1a），但是这种试验的应力状态却限于两个主应力为相等的特殊情况。在本书中，将这种试验称为普通三轴试验。

为实现较为一般的应力状态，曾做过各种试验。这些试验有：在压缩下实心圆柱体的扭转，在侧限压力下的冲击，在侧限压力下的巴西（Brazilian）试验，以及空心圆柱体的压缩试验。

通过矩形六面体的三对互相垂直的面施加荷载，原则上可以得到三个轴向的均匀应力，即$\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$（图5-1$b$）。

要得到均匀的综合应力状态，也可以用一个很薄的空心圆柱体在侧限压力下承受压缩与扭转（图5-1c）。茂木（1971a）所用的装置如图5-1d所示。

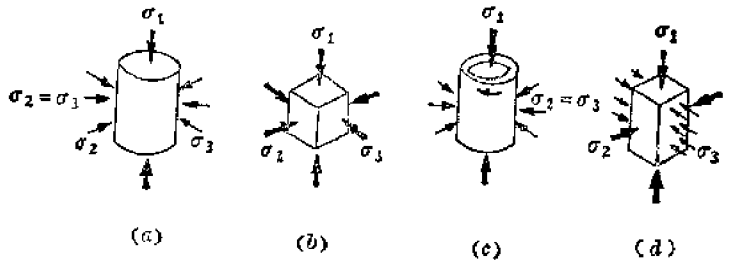


图 5-1　各种三轴压缩的方法（茂木，1971a）

粗箭头表示通过物体各个端面的压力或扭力；细箭头表示液压的压力；（a）在液压下的轴向压缩或扭转（普通三轴试验）；（b）三个实心活塞的三轴压缩；（c）在有侧限的液压下空心圆筒的压缩或扭转；（d）由双轴实心活塞和侧限液压组成的三轴压缩

5.3 常规三轴试验

图5-2是最通常采用的装置，这些装置是：

1.纵向压缩和侧限压力。

2.有侧限压力和裂缝孔隙压力的纵向压缩。

3.纵向拉伸和侧限压力。

所有这些装置，试件都是圆柱体形的。但拉伸试验往往要专门制备成类似南非国家工程研究院岩石力学室采用过的试件[布雷斯（Brace），1963]。

岩石试件与其两端的钢垫板在同液体接触时，都是用铜或黄铜衬管加以保护的（压缩试验用0.10～0.15毫米厚，拉伸试验用0.15～0.25毫米厚的衬管）。在上下活塞的圆锥形表面上用钢制密封圈封闭。铜和黄铜的衬管也常有用某种类型的塑料，聚乙烯，或橡皮衬管来代替的。当试件在有侧限压力和空隙压力的情况下试验时，活塞两端要有3～5个直径为0.76毫米的孔。在拉伸试验中，则用套管使试件对准高压室的中心。

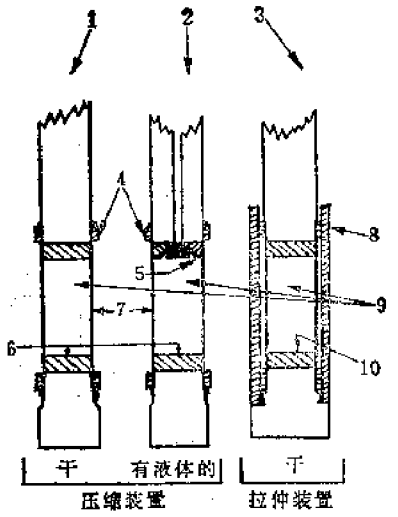


图. 5-2 干压缩裂隙液压与拉伸的试件装置（赫德，1960）

1、3—实心的变形活塞；2—钻孔的变形活塞；4—钢密封圈；5—钻孔的淬火钢端部圆板；6—淬火钢端部圆板；7—铜外套；8—推力套；9—试件；10—软钢端帽

5.3.1 在三轴压力下试件中的应力分布

科特、伯切斯、格拉姆伯格及塞尔登拉斯（1969）曾得出高与直径之比为2的圆柱体在三轴荷载下的应力分布，其径向液压荷载约为假定的菲朗边界条件（Filon's boundary condition）的轴向荷载的5%。以基数σ_1（在端面上的平均应力）表示的σ_z，σ_r及σ_θ值如图5-3所示。

图5-3a表明σ_z同第二章（单轴加荷）中图2-3a所示没有多大区别。图5-3b与图5-3c表明就所有的z和r值说来，等应力线都是正的（压缩为正）。这表示加荷时在圆柱体中的任何一点只产生压应力。

图5-4为在三轴加荷下的等主应变线。ε_z是在圆柱体中每一点的压缩应变，ε_r和ε_θ都是某些区域的拉伸应变。这就是说，即使试件全部受压应力，相应的应变却可能是拉伸的。

布雷迪（Brady）（1971）曾报导弹性圆柱体试件在粗糙垫板（直径与试件的相同）之间承受轴向荷载时，侧限压力对试件中应力分布影响的三向轴对称有限单元研究成果。该成果表明，对σ_3/σ_1（σ_3是侧限压力，σ_1是作用的轴向应力）值小于0.3的情况而言，由于试件与垫板之间的弹性配合不当所引起的端部效应，是随着侧限压力的增加而逐渐减小的。当σ_3/σ_1等于0.1，试件高度（h）与直径(d)之比大于1时，端部效应可以忽略不计。对于h/d至少是两倍的试件，而且是在试件中心部分测量变形的话，则径向端部约束

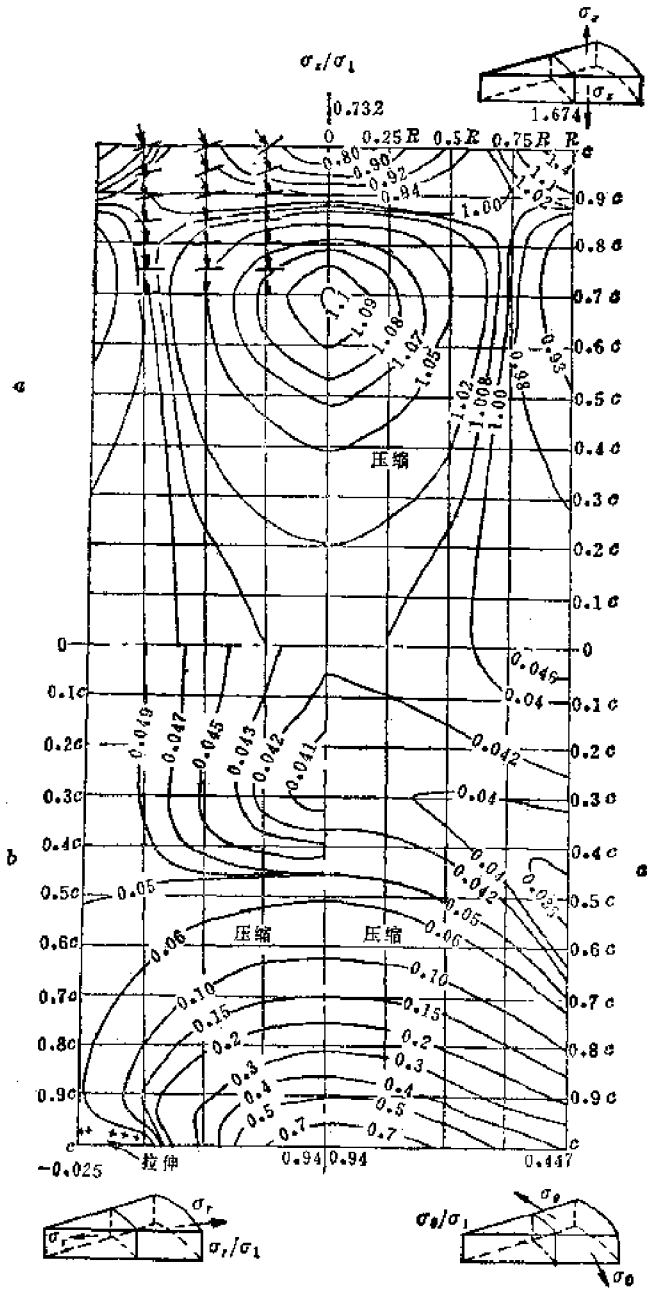


图 5-3　在三轴加荷下的等主应力线

效应对测量弹性模量和泊松比的影响是微不足道的。

5.3.2　应变测量

应变测量一般是用电阻应变计。作精确测定时，如试件的h/d值大于2，则主要是测其中部的应变。

有一种情况，试件的两端是套在帽状的加荷活塞中（图5-5），且在其环形间隙填以环氧粘合剂或高温有机硅的粘合剂，试件表面用薄层环氧粘合剂覆盖，或将其包一层薄铜片（0.10毫米），橡皮或聚乙烯。当试件的总长度是$2.5d$（d为试件直径）时，试件自由部

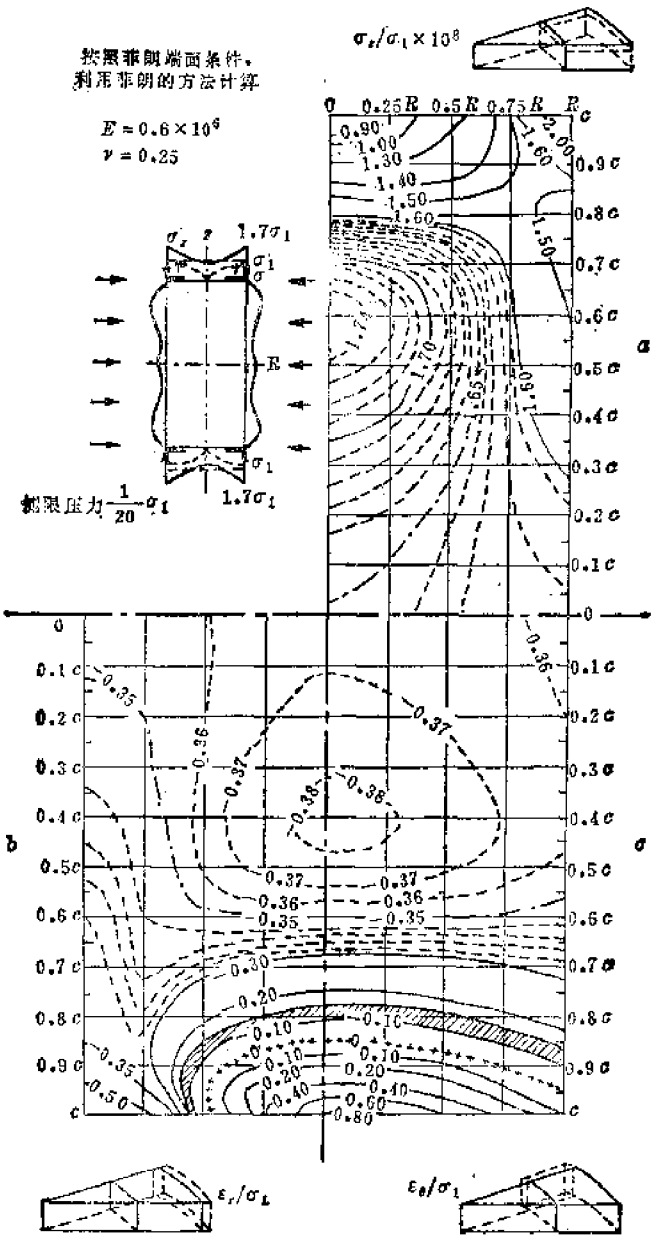


图 5-4　在三轴加荷$\sigma_1\times10^6$下等主应变线
（科特等人，1969）

分的长度就是$2d$。应变计贴在试件的中部，其长度不超过$0.8d$［贝戴乌克（Baidyuk）（1967）］。

有人也想从减小试件端部的摩擦力来缩短试件的长度，图5-6所示就是这样一种装置（贝戴乌克，1967）。这里的加荷面是由两块厚度为0.15毫米的钢质圆盘组成的垫板，两盘之间以0.20～0.30毫米厚的氟代乙烯填料填于边缘，使之联结在一起。为了防止液压油浸入试件，垫板又与铜套相连。据说这样的装置，尽管用应变计的长度为$0.8d$时所必需的试件长度能缩短到$1.2d$，但却会使试件产生极小的桶状鼓起现象。

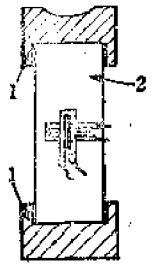


图 5-5 在高压室（筒）中试验的试件装置（贝戴乌克，1967）

1—帽状加荷活塞；2—试件

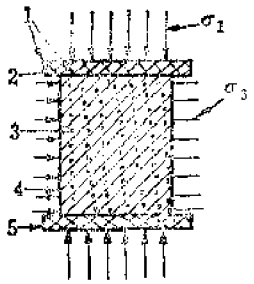


图 5-6 在高压室（筒）中减少两端摩擦力的试件装置

1—铜圆盘；2—填料；3—试件；4—铜套；5—底座

5.3.3 试验设备

研究在侧限压力下岩石性质的试验设备，包括下列部件：

1.一个装试件的高压室（筒），其中备有引进高压液体的接头，试件的加荷装置，启闭压力的接头以及测量应变的装置。

2.一台轴向加荷压力机和引进油液对试件施加侧向荷载的高压泵。

3.测量与记录荷载和应变的仪器。

许多人对岩石都曾进行过普通三轴试验。据现在所知冯·卡曼（1911）是岩石三轴试验的创始人，他的设备与现在的普通三轴试验仪，原则上没有什么不同。他的试件是用一个薄铜套罩住，以防侧压油进入岩石的孔隙。这些试验的轴向压应力都大于侧向压力。博克（Boker）(1915)采用了冯·卡曼的设备，所以能做“拉伸”试验，在该试验中，轴向压应力小于侧限压力。还可以将侧限压力和轴向荷载分开，做扭转试验。

现今关于岩石变形方面的大量工作，是格里格斯（Griggs）和他的同事协作进行的。他们已将类似冯·卡曼使用的设备作了改进，将压力提高到1000兆帕（10193.5公斤/厘米^2），温度提高到800℃（在温度超过300～400℃时，必须用一种气体施加侧压力）。在地质和地球物理的应用上，需要在高温下进行三轴试验，这类设备对这样的工作是有保证的。

1958年，默雷尔（Murrell）介绍过国家煤炭局的设备。普赖斯（1958）除了用电阻应变计代替千分表测量变形外，基本上采用的是同样设备。

1959年，鲁宾逊(Robinson)研究孔隙压力对沉积岩裂隙的影响时，在试验上更有所提高。为便于研究，曾将他的仪器上的压头钻了一个轴向孔，以便水能在压力下进入岩石。

塞登吉克蒂和布泽（Serdengecti和Boozer）(1961)设计了一种构件很复杂的仪器，用它能研究侧限、温度、孔隙压力以及加荷速率的影响。他们还介绍了直接在压力室(筒)内部测量轴向荷载与轴向变形的方法。这种方法可以使人们无需对作用在压头上的摩擦力作校正。这种设备，就研究的目的而言，是有保证的。

1961年，斯特夫洛金（Stavrogin）（贝戴乌克，1967）设计了一种新颖的设备。这种设备是利用精心设计的倍压器，通过同样的液体同时施加轴向和径向压力。这种加荷技

术产生的应力状态，是重力场引起大地应力状态的特征。在所有岩石力学试验室中，单轴试验迄今为止，都是用压力试验机来进行，只有施加侧向压力的设备是额外增设的。

1963年奥伯特设计了一台简单而价廉的，可在室温条件下作岩石三轴试验的仪器。1964年施瓦茨(Schwartz)介绍了一种易于研究孔隙压力对岩石裂隙影响的仪器。内夫（Neff）(1965)也介绍了一种能测量孔隙压力的三轴压力室。赫克和富兰克林（1968）也研制了一种简单而价廉的压力室。

洛根（Logan）和汉丁(1970)研制了一种使用气体的加荷圆筒设备，它可使直径2厘米，长4厘米试件的轴向应变率提高到每秒为10^2。

近年来，动力试验[索西尔(Saucier, 1966)，埃戈特(Ehrgott, 1970)]和高刚度试验（宾尼阿斯基等，1969）的设备也已经研制出来了。这些设备将有利于测定动力三轴强度和裂隙岩石的强度。

试验设备应根据试验者的需要来选择。对于一般工程上的应用来说，可以推荐类似美国矿务局的设备（图5-7、图5-8及图5-9），或者赫克和富兰克林的设备（图5-10）。

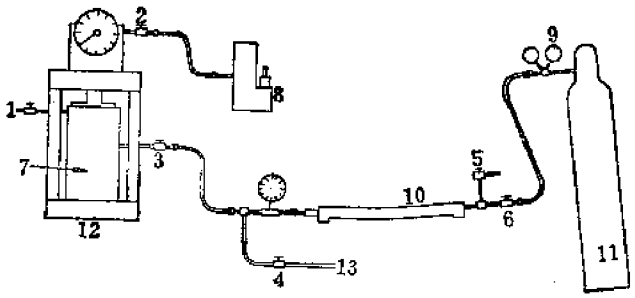


图 5-7 美国矿务局液压设备系统示意（奥伯特，1963）

1、2、3、4、5、6—阀门；7—压力套；8—液压泵；9—调节器；10—倍压调节器；11—空气或氮气筒；12—液压机；13—供水

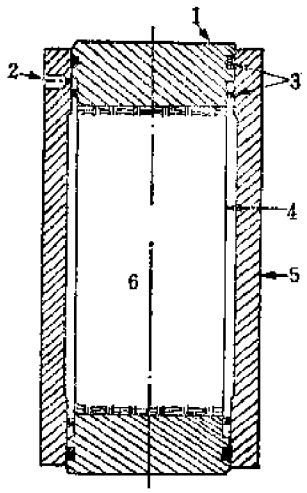


图 5-8 岩石试件、压力套以及垫板装置半剖面（奥伯特，1963）

1—上垫板；2—泄放阀；3—O形环；4—橡皮套；5—压力套；6—岩石试件

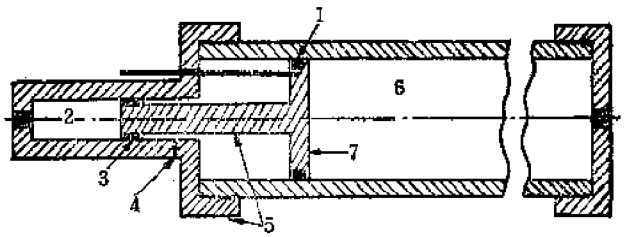


图 5-9 液压系统倍压调节器的半剖面

1—O形环；2—油缸；3—O形环和封闭填料；4—泄放孔；5—不锈钢；6—气缸；7—自由活塞

美国材料试验学会在1968年公布了一种标号为D2664-67的标准，可以概括如下：

加荷装置：对试件施加轴向荷载的一个适当装置，应有足够的加荷能力，加荷速率应

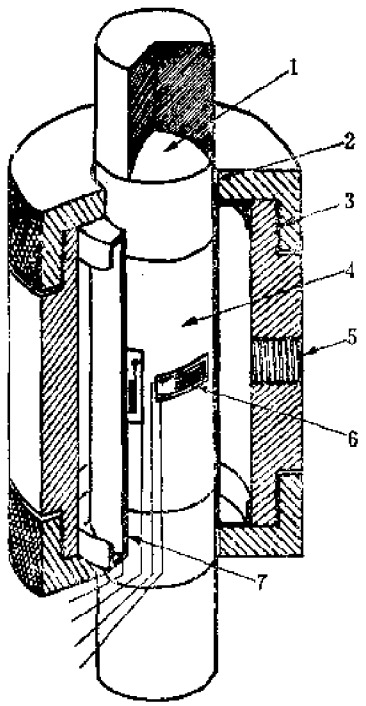


图 5-10 三轴室（筒）的剖示

1—淬火和研磨的钢球座；2—间隙；3—软钢筒体；4—岩石试件；5—注油孔；6—应变计；7—橡皮密封套

与“操作规程”提出的要求相一致。

稳压装置：液压泵、倍压器（如奥伯特1963年介绍过的那种倍压器，经证明可以满足要求），或其他能使侧向压力(σ_3)保持不变的稳压系统。

三轴压力室：是装试件的一种设备，试件系用不透水的柔性薄膜包住，将其放在两块坚硬的垫板之间，其中一块带有球状的底座。试验时，使试件先承受一定的侧向压力，而后施加轴向压力直至破坏。两块垫板是用淬火至最小洛氏硬度为C58的工具钢制成。当用新的垫板时，其承压面的表面光洁度以不超过0.127毫米为宜，而且允许的范围在0.0254毫米以内。除垫板和薄膜外，压力室还包括一个带有溢流阀的高压筒、一个底座、充油入筒中施加侧向压力的进油孔、软管、量测计以及阀门等。

变形测量设备：高精度测微计或其他测量仪表，其刻度单位可以读到0.002毫米，测量轴向变形在0.02毫米量程内，精度要求达到0.002毫米；而在0.2毫米量程内，则精度要求达到0.005毫米。测微螺栓、千分表或线性可变差分变换器均牢牢地固定在高压筒上。

电阻应变片可以直接贴在岩石试件的轴向上，还可以贴在径向上测量计算泊桑比所需的数据。在这种情况下，三片轴向的（垂直的）应变片按等距离贴在试件的中部周围，三片径向的（水平的）应变片则贴在试件周围类似的位置。

柔性薄膜：以适当材料制成的柔性薄膜可使侧限压力的液体与试件隔绝，但它并不能有效地隔绝液体渗入表面的孔隙。薄膜应有足够的长度延伸到压板上，薄膜套的直径稍细开一点，就同岩石试件的直径相等，使其能套入试件[经发现以肖尔A型，壁厚1.6毫米，硬度为40到60的氯丁橡胶管较为适合]。

试件：试件应为竖直的圆柱体，其允许范围是试件的表面要求光滑，表面粗糙度不超过0.1毫米。试件的两端面应相互平行，并与纵轴成直角。端面的磨平度要求为0.02毫米，它与试件纵轴直交的误差不得超过0.25度。试件的高度与直径之比(h/d)为2.0～2.5，其直径应不小于NX岩心的尺寸，即约54毫米。

（试件的直径最好是比最大的矿物直径至少大十倍。人们认为在多数情况下，规定最小岩石试件的直径约为54毫米可以满足这个标准。在有些情况中，需要比此规定还要大的试件，就不能按照这个标准，但要使其破坏的加荷装置，必然也是很大的。有时因为得不到较大尺寸的试件，则只能用比此规定小的试件，那么在试验报告中，应加以说明。）

试件的直径是根据在试件大约中间高度处，测量相互垂直的两个直径的平均值确定的，二者之差不超过0.2毫米。试件的高度则是用千分卡测量试件上均等分布的五个高度，

取其平均值。

在试验时，试件的湿度条件对岩石强度有很大影响。好的操作，一般规定室内试验的试件，应能代表野外的条件。这就应将试件模拟成野外的湿度，一直保持到做试验的时候。另一方面也许还有理由需要其他湿度（包括湿度为零）的试件。总之，试件的湿度应当适应当前所研究的问题。在报告中，应将试验时的湿度和饱和度列入。

步骤：将下压板放在底部，拭净上下压板和试件的受压面，并将试件放在下压板上，然后把上压板放在试件上，并适当地校正，使试件与上下压板对准在一条中线上。用柔性薄膜将试件和压板套住，再安装橡皮或氯丁橡胶密封圈封闭试件，使其与侧限液体隔离。将试件放入工作油缸，要保证与基座适当密封，然后联通液压管路。把测量变形的仪表安装定位，用液压的流体灌满压力室，利用加荷设备对三轴压力室加微小的轴向荷载约110牛顿（25磅），以便使设备的承压部分适当就位，而后在测变形的仪表上读出初读数。按预先确定的试验压力分级，慢慢地升高侧向液压，同时施加足够的轴向荷载，以防变形仪表上的初读数发生偏离。当液压达到预定的试验压力级时，注意并记录由加荷装置（此处可能是指测力计部分——译者）所指示的轴向荷载，该荷载可视为零或试验开始的荷载。

继续施加轴向荷载直到荷载趋于稳定（但不得有震动或降低荷载）或者达到预定的应变量。在整个试验中，应尽可能使应变率在保持常数下进行加荷。在任何时候都不允许应变率的偏差超过所选择的10%。应变率的选择，应该是同类试件在无侧限压缩试验中，使试件在2分钟和15分钟之间的试验时间内产生破坏的速率。对于已知岩类应变率的选择，可根据过去已做过的所有试验或研究来确定。在整个试验中，预定的侧限压力要保持不变，并观测和记录所需要的变形读数。

计算：在试验期间，既然要记录总的变形，那么对测变形的仪器就必须适当加以率定。这种率定可以用一个已知其弹性的钢质圆柱体，插入仪器中，在整个荷载变化范围内，测量该设备和钢质圆柱体变形的差值，然后从每次递增荷载时的总变形减去仪器的变形，以便求得试件的变形，据以计算试件的应变。

由于岩石的性质不同，所得的结果往往很分散。因此，在研究每级侧限压力时，最好要做基本上三个以上相同试件的试验。

凡是孔隙压力作用显著的，最好是用饱和试件进行试验，并控制其孔隙压力。对于这样的试验，为了使裂隙水能单独地而且在任何所需的压力时进入试件，在仪器方面已有规定。赫克（1970）向美国材料试验学会（A.S.T.M）提出了一个可以作为标准的方法，这里介绍一下有关的部分。

保持孔隙压力的设备：一个容量为7200厘米^{3}的供水箱，储存可以防锈的水，其坚固程度足以经受1.4兆帕（200磅/英寸^2）的大气压力。一个倍压器（奥伯特的那种是符合要求的）、调压器、氮气压力瓶、在0～70兆帕（0～10000磅/英寸^2）范围内起作用的压力传感器，应变指示器或x-y记录器、阀门、软管，并应备有一些有充分能力施加和调节所需要孔隙压力的零件。当诱导孔隙压力不超过10兆帕（1500磅/英寸^2）时，则可用单位读数刻度不大于504帕（10磅/英寸^2）的低压计（0～10兆帕、即0～1500磅/英寸^2）来代替压力传感器。在使用这些传感器之前，要用呆荷载检验器予以率定。

从两端通过垫板的五排径向钻孔对试件施加孔隙液体压力。当试件承受轴向荷载时，关闭孔隙压力系统，就可以利用适当的压力传感器或压力表测出所引起的孔隙压力。

应当使试件在饱和状态进行试验。这是根据岩石的孔隙度和渗透性，在大气压力下将试件浸入水中，在真空之下，或压力下，或者在这些条件的综合情况下，使其达到饱和。

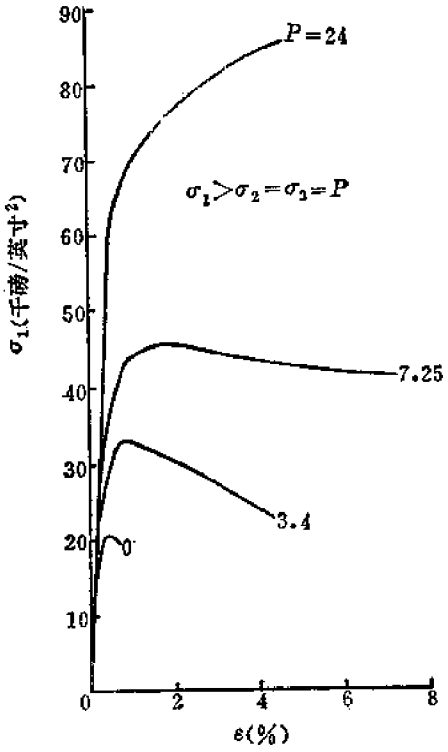


图 5-11 卡拉拉大理岩的三轴试验结果
（压力单位：千磅/英寸²）

在试验开始之前，应将试件放在装配好了的三轴仪中给以反压，使残余的气泡排入溶液，以便试件达到完全饱和。当观测到压力室内的压力增加时，如果孔隙压力也相应上升并与其相等，则说明岩石试件已达到完全饱和。

5.3.4 试验结果

侧限压力对岩石强度的影响

冯·卡曼（1911）对放在铜套中的卡拉拉大理岩在室温下进行过试验。这些试验结果典型地反映了在三轴试验中盐类岩石性质的显著特点，如图5-11所示。当侧限压力增加时，抗压强度也就增加。

默雷尔（1958）发现，由于侧限压力增加而抗压强度也大大增加，他对西姆提尔勒雷（Cwmtillery）和巴恩斯里硬煤作过试验，发现虽然这些硬煤的单轴压缩强度的比率为5:1，但在较高压力时，它们的强度值在103.4～137.9兆帕（15000～20000磅/英寸²）[侧限压力为27.58兆帕（4000磅/英寸²）]范围内趋于接近。因此较软的煤（西姆提尔勒雷）的强度随着侧限压力而以较快的速率提高。

霍布斯（1964）曾报导过关于侧限压力对许多独特煤类抗压强度影响的室内测量成果。在大气压力下平均断裂强度变化范围为2.21～51.37兆帕（320～7450磅/英寸²），而在侧限压力为34.48兆帕（5000磅/英寸²）时，除无烟煤外，其平均断裂强度变化范围为109.77～144.86兆帕（15920～21010磅/英寸²）。

施瓦茨（1964）试验了花岗岩、砂岩、石灰岩以及大理岩的试件，发现侧限压力对抗剪强度$\frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{2}$的影响，就花岗岩和砂岩而言，要比石灰岩和大理岩大得多。在初始的侧限压力下，岩石的强度按极大增量增长；侧限压力继续增加，相应的强度增长则变得愈来愈小。在高侧限压力时，石灰岩的强度接近于常数。

埃文斯和波默罗伊（Evans和Pomeroy）（1966）依据煤试件的试验，曾得到类似的结论。他们的报告指出，一切煤类的抗压强度都是随着侧限压力的增加而增加，但其增加方式不同，一些成果示于图5-12。

他们还指出，在破坏时的应力差（$\sigma_1-\sigma_3$）也是随着侧限压力增加而增加。可见林

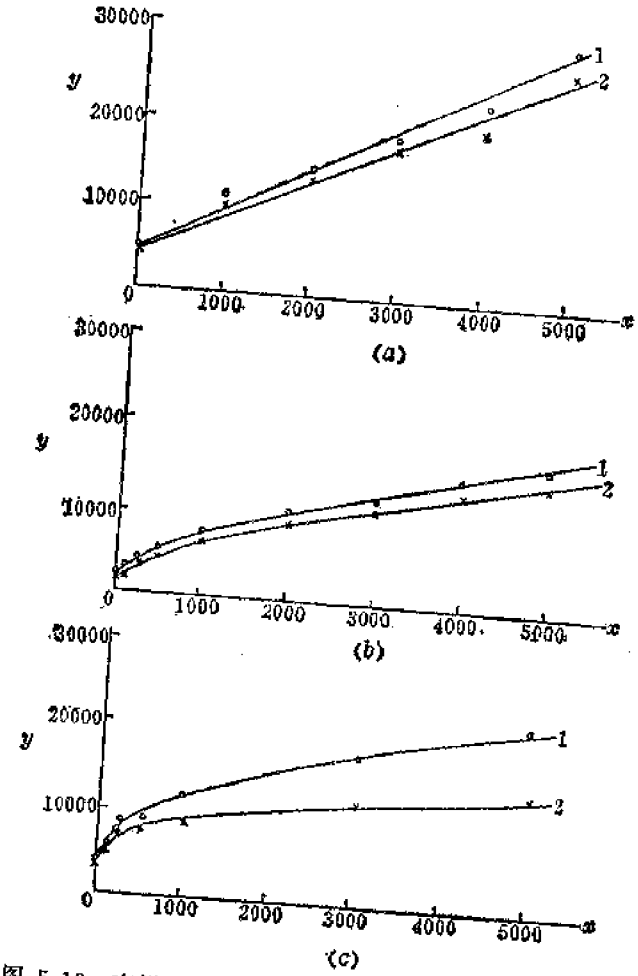


图 5-12　有侧压力时轴向压缩屈服和破裂应力的变化
（方向 3 上的所有试件）
x—侧限压力(磅/英寸²)；y—轴向压应力(磅/英寸²)
(a)彭特来马朋潘夸脱(Pentremawr Pumpquart)无烟煤；(b) 5 英尺深部煤层；(c)林贝煤层
1—破裂应力，2—屈服应力

贝（Linby）煤在侧限压力超过6.9兆帕（1000磅/英寸²）时，应力差却增加很小。

茂木（1966）把岩石在脆性范围内的强度与压力的关系用图解划分为三个区域（图5-13）。这些区域是：

（i）B_i——强度与压力的关系曲线是非线性并向下凹，破裂强度随着侧限压力的增加而增长，增长速率则减小。

（ii）B_0——强度随压力增加成线性增加。

（iii）B_t——强度与压力曲线的斜率逐渐减小，此区代表了纯脆性与脆-韧性之间的转变。

尽管这些区域都是脆性岩石的特征，但有些岩石，如石英岩，一开始就出现B_0，而没有B_i区。其他岩类如花岗岩则倾向于从B_i连续地变到B_t。但侧限压力不大时，碳酸盐类岩石的强度-压力关系则呈线性。

就脆性破裂和塑流等不同的破坏型式而言，与破坏应力有关的压力是不同的（茂木，

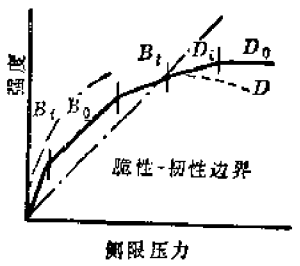


图 5-13 干岩石在室温下的强度-压力典型曲线

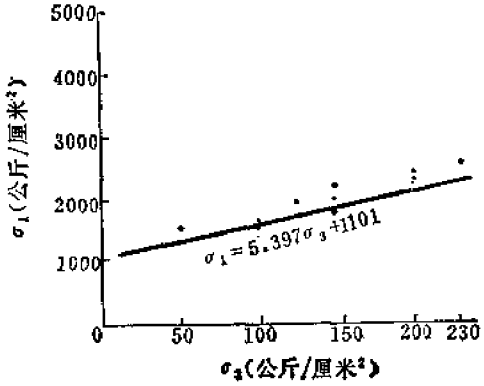


图 5-14 由麦夫（Me'v）砂岩试件（$\sigma_1-\sigma_3$）所得在破坏时的主应力之间的关系（博多伊，1970）

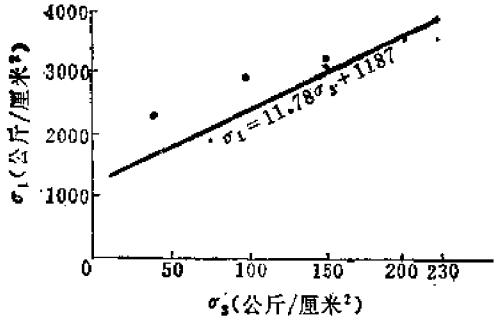


图 5-15 由塔多斯匈加里（Tordos Hunga'ria）结晶石灰岩试件（$\sigma_1-\sigma_3$）所得在破坏时的主应力之间的关系

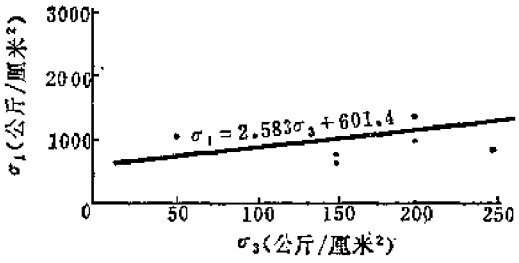


图 5-16 由松散结构的斯达脱（Suttö）石灰岩试件（$\sigma_1-\sigma_3$）得到的在破坏时主应力之间的关系（博多伊，1970）

1970）。在脆性破裂时，破坏强度随着压力的增加而大大增加，但在塑流中的屈服应力则接近常数值。

对许多岩石说来，破坏时的侧限压力（σ_3）与轴向应力（σ_1）之间的关系是线性的（图5-14～图5-16），而且可用下式表示：

$$\sigma_1=\sigma_0+m\sigma_3 \qquad (5\cdot1)$$

这里σ_0是$h/d=2$时试件的单轴抗压强度；m＝常数。

赖亚比尼（Ryabinin）、贝雷斯尼夫（Beresnev）及马蒂诺夫（Martinov）(1970）在进行了关于压力对各种固体的塑性和强度的影响的许多试验之后指出：

脆性破坏仅在达到一定压力，即所谓“临界压力”前发生。当压力高于此临界值时，物质就从脆性状态转变为塑性状态。压力愈大，塑性愈增。

塑性增加的原因之一，是附加压力往往使应力状态改变。结果是在一定的静水压力下，作用在斜面上的主应力值变为压缩而不是拉伸，试件原可能形成和发展的微裂纹不再能发生，因而促使塑性变形的增加。

塑性增加的第二个原因，是高压下的变形愈合了早就存在的微裂纹。

第三个原因是在压力下会改变发生在变形过程中的物理性质，而这些性质的改变，却

是塑性变形的基础。高压对位错现象很有影响，这就使得变形时位错的低温徐变作用更为活跃，结果进一步形成塑流。

他们曾研究过象辉长岩、似花岗状辉绿岩、花岗岩、以及榴辉岩这样一些岩石的变形性质。在室温和一千兆帕（145033磅/英寸²）（10千巴）压力下试验的结果见图5-17。在大气压力下，遭受脆性破坏的岩石，在高压时可获得大变形而不破坏。这说明在高压下岩石变成了塑性的事实。只有花岗岩和榴辉岩总是在大气压力下应力过大时呈脆性破裂。要使它们有塑性变形的可能，还需比一千兆帕（145033磅/英寸²）（10千巴）更大的压力。

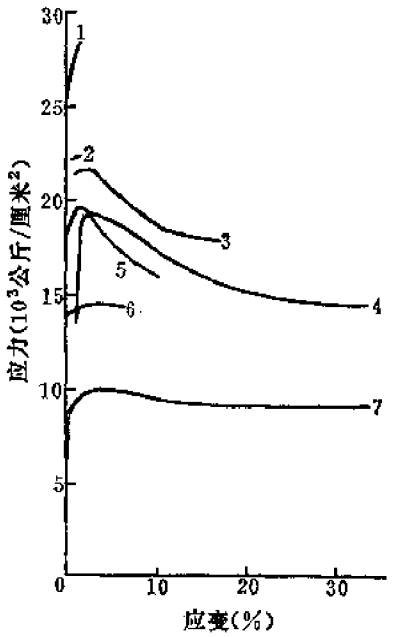


图 5-17 在压力为10千巴下各类岩石的变形曲线

1—榴辉岩；2—花岗岩；3—辉绿岩；4—玄武

他们的试验证明，脆性物质在高压下经受着极度的“强度增长”，脆性愈大的物质，在压力下强度增长的影响愈强。图5-18说明火成岩的强度可作为变形到1～2%时增强范围内的压力的函数。当压力从大气压力上升到一千兆帕（14503磅/英寸²）（10千巴）时，火成岩的强度将增加4倍或5倍。

由于变形超过了上述规定的限度，在靠近边界面的过度的应力集中引起位错积聚，从而强度的增强进程就转化为间断增强。位错积聚会引起这样的一种状态，就是当时形成的微裂纹总量超过在压力

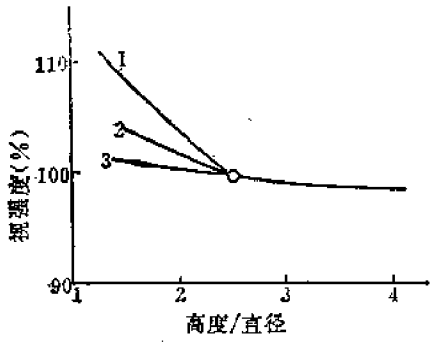


图 5-19 在敦哈姆（Dunham）白云岩中，侧限压力（σ_3）下的视抗压强度与柱状试件高径比之间的关系，其相对强度是按高度/直径 = 2.5 重新计算的

1—σ_3 = 0；2—σ_3 = 0.18千巴；3—σ_3 = 0.33千巴

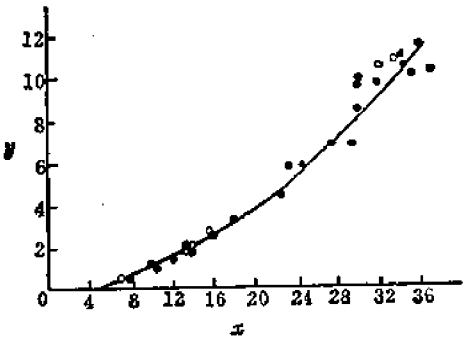


图 5-20 花岗岩的原状试件在破坏时的主应力

x—轴向应力σ_1（千巴）；y—侧限压力σ_3（千巴）

试件形状对岩石三轴抗压强度的影响

拜尔利（Byerlee）（1967）在测量受侧限的花岗岩的破裂强度的试验中，使用过两种形状的试件。一种是直径1.58厘米，长3.8厘米的圆柱体；另一种是直径为1.58厘米，长5.08厘米的圆柱体，但使试件中部3厘米长的断面的直径缩小到1.11厘米。在缩小了的断面两端，经加工成曲率为0.3厘米的圆角，以避免应力集中。图5-20点绘了侧限压力（σ_3）与破裂时的轴向应力（σ_1）的关系曲线。图中圆圈点是中部缩小断面试件的试验结果，没有发现由于试件形状不同而引起多大影响。

加荷方法对岩石强度的影响

三轴试验一般采用两种不同的加荷方法，即按比例加荷和侧限压力保持为常数加荷。按比例加荷就是对试件按一定的比例施加侧向压力与轴向压力，这可以用一个简单的机械——液压系统或者是用一个比较复杂的电动——液压式封闭伺服控制系统来实现。在侧限压力保持恒定的加荷方法中，侧限压力是在已经施加任何有效的轴向压力之前全部加上，然后使试件在受轴向荷重时侧限压力保持不变。用人工控制稳压器❶，或者利用一个精密的保险阀（减压阀），或用闭环伺服机构（克劳奇，1972a），就能够使侧向压力保持不变。

斯旺森（Swanson）和布朗（1971）曾对几种岩石研究过压力加荷途径对破裂或最大应力的影响。为了这种研究，建立了一套特殊的试验设备。这项试验是用普通的圆柱体试件，受压直到0.7兆帕（101.5磅/英寸^2），其唯一特点是，两个独立的主应力的比例可以用电动-液压伺服系统来控制，于是就可控制压力加荷途径。实测的主要成果是所有经试验的岩石的最大应力与压力加荷途径无关。图5-21和图5-22给出了典型试验成果。在这些图中都说明了所用的加荷途径。可以看出一条连贯而光滑的曲线能够通过用于得出破坏轨迹而与加荷途径无关的数据。克劳奇（1972a）对南菲的苏长岩进行了试验之后，也证实了这点。

温度对三轴抗压强度的影响

汉丁和黑格（1957，1958）曾进行过关于各种沉积岩在室温和高温下受侧限压力的多

❶ 原文为“Hydralic pressure generator”直译应是“液压发生器”，但就其作用与国内术语似宜译为“稳压器”。——译者

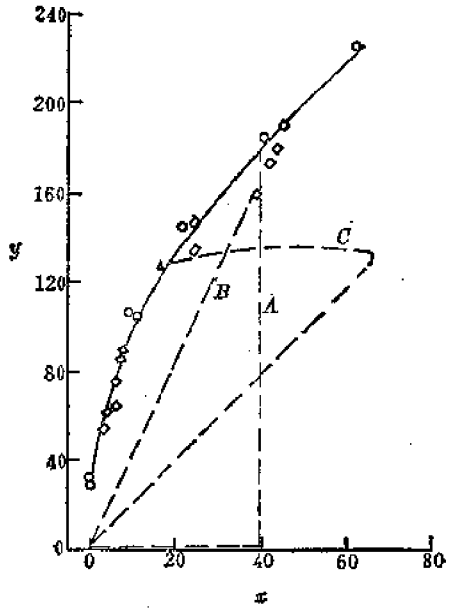


图 5-21　威斯特雷（Westerly）花岗岩的破坏轨迹

x—σ_3(千磅/英寸^2)；y—$\sigma_1-\sigma_3$(千磅/英寸^2)

A—典型的侧压为常数荷载轨迹；B—典型的成比例的荷载轨迹；C—第26号试件的荷载轨迹

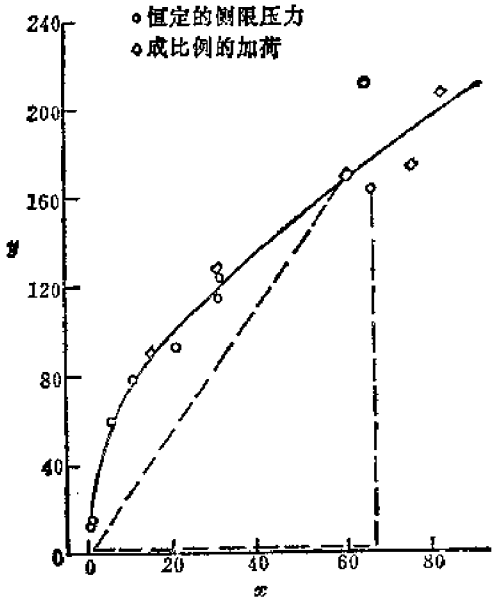


图 5-22　色达城（Cedar City）英云闪长岩的破坏轨迹

x—σ_3(千磅/英寸^2)，y—$\sigma_1-\sigma_3$(千磅/英寸^2)

次试验。图5-23和图5-24表示不同沉积岩随埋藏深度增加而改变的极限强度。

格里格斯、特纳及赫德（1960）对一些岩石在不同温度下作过试验，他们的试验结果示于图5-25。可以看出，升高温度对不同岩类的影响是不同的。方解石比矽酸盐火成岩所受的影响更显著；白云岩几乎总是不受温度升高的影响。虽然玄武岩在温度较低（500℃

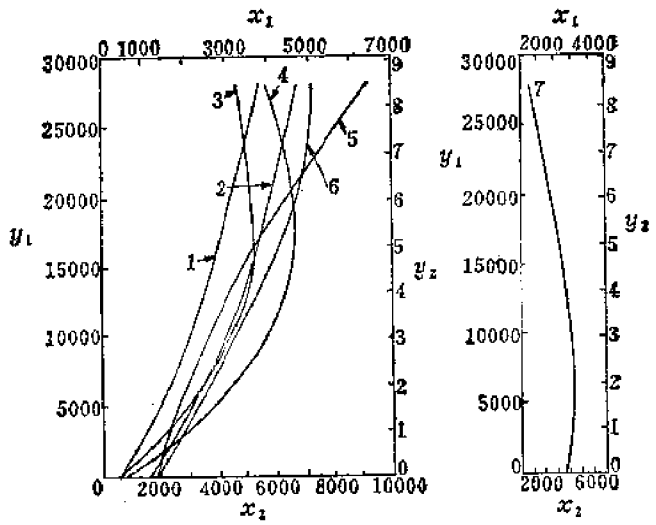


图 5-23　在侧限压力0～2000 巴，温度 24～300℃时干压缩变形的各类岩石的极限强度与深度的关系

x_1—极限强度(公斤/厘米^2)；x_2—极限强度(磅/英寸^2)；y_1—深度(英尺)；y_2—深度(公里)

1—马利亚那(Morianna)石灰岩；2—沃富肯普(Wolfcamy)石灰岩；3—犹利(Yule)大理岩；4—芦宁(Luning)白云岩；5—伯龙尼(Blone)硬石膏；6—霍士马克(Hosmark)白云岩；7—岩盐

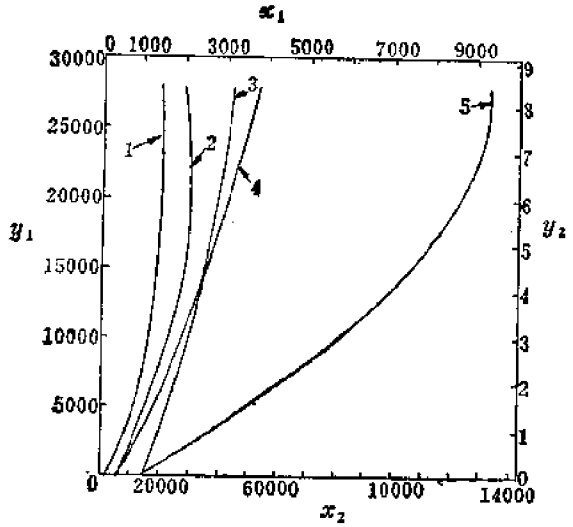


图 5-24 各类岩石在侧限压力 0～2000巴，温度24～300°C的干压缩变形的极限强度与深度的关系

x_1—极限强度(公斤/厘米²)；x_2—极限强度（磅/英寸²)；y_1—深度(英尺)；y_2—深度(公里)

1—勒匹托(Repetto)粉砂岩；2—泰德(Muddy)页岩；3—马托威(Mettowee)板岩；4—巴士(Barns)砂岩；5—提依克雷喀(Oil Creek)砂岩

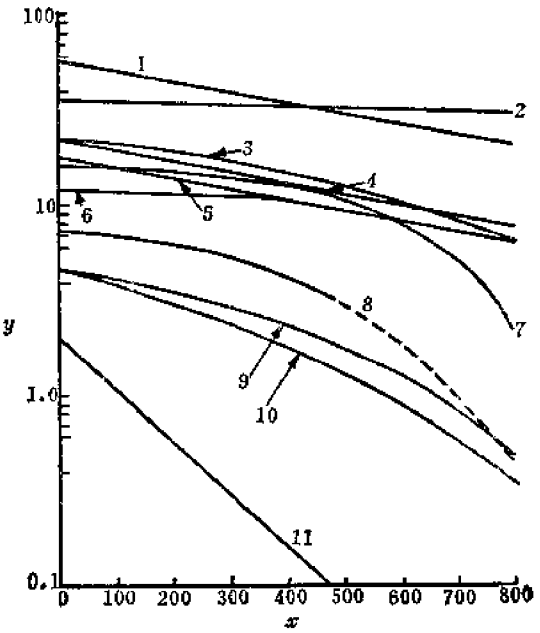


图 5-25 岩石和矿物在5千巴压力下的强度

x—温度T(°C)；y—抗压强度$\sigma_1-\sigma_3$(千巴)

1—石英(与c平行)；2—石英(与r垂直)；3—花岗岩；4—纯橄榄岩；5—辉岩；6—白云岩；7—玄武岩；8—索楞霍芬(Solenhofen)石灰岩；9—犹利大理岩($\varepsilon=3\%$最小)；10—犹利大理岩($\varepsilon=0.2\%$最小)；11—方解石

以下）时的强度比白云岩的要高些，但在800℃时白云岩的强度显然高于玄武岩。

塞登吉克蒂和布泽（1961）也指出，在恒定的侧限压力和应变率条件下，温度升高会降低岩石的强度。

塞弗特（Seifert）（1969）用三轴压缩试验测定过阿蒂隆德克（Adirondack）斜长岩的强度，试验时温度从400℃到1000℃，而侧限压力在440～1480兆帕（63814～214648磅/英寸²）之间，其强度是随侧限压力的增加和温度的降低而增加。对于应变为8%的强度变化范围是从温度400℃和侧限压力1.48千兆帕（214648磅/英寸²）的强度为2.5千兆帕到温度1000℃和侧限压力为440兆帕的强度小于200兆帕（29007磅/英寸²）。

依据这些成果可以断定，尽管温度对不同岩类的影响不同，但岩石的强度，仍然是随温度升高而降低。

孔隙压力对岩石强度的影响

在三轴试验方面的一些早期研究工作是由格里格斯在1936年用没有护套的岩石试件完成的。在这些试验中，孔隙压力差不多等于侧限压力，曾观测到索楞霍芬石灰岩和大理岩在405.6兆帕（58840磅/英寸²）时呈脆性破坏型式。用较高的侧限压力时，格里格斯观察到塑流现象。在以后的工作中，格里格斯又和他的同事（格里格斯，1940；汉丁和格里格斯，1951），将他们的试件加了外套，而且多数岩石是在孔隙压力等于零的情况下试验的。此项研究指出了岩石的强度和它的破坏型式都取决于侧限压力。将加套与不加套的两类试验作比较，分析结果指出，孔隙压力的作用会改变岩石的性质。

鲁宾逊（1959）研究过孔隙压力对石灰岩、砂岩以及页岩的影响。他是用圆柱体的试件（直径1.91厘米，长 3.81 厘米），在应变率为每秒0.038毫米的情况下试验的。他发现屈服强度（屈服强度代表应变在增加而应力并不随之增加时的应力）随着孔隙压力下降而增加（图5-26和图 5-27）。依据孔隙压力对印第安纳（Indiana）石灰岩的屈服强度影响的研究，他发现当侧限压力与孔隙压力几乎相等时，稍微降低一点孔隙压力，就会大大地提高屈服强度（图5-28）。这些试验成果，提出证据表明，多孔岩石的强度是“有效侧限压力”（侧限压力-孔隙压力）的函数。

塞登吉克蒂和布泽（1961）对不同的岩石做了大量的试验来研究孔隙压力对三轴强度的影响，他们也发现屈服强度与其说是侧限压力和孔隙压力绝对值的函数，毋宁说是有效

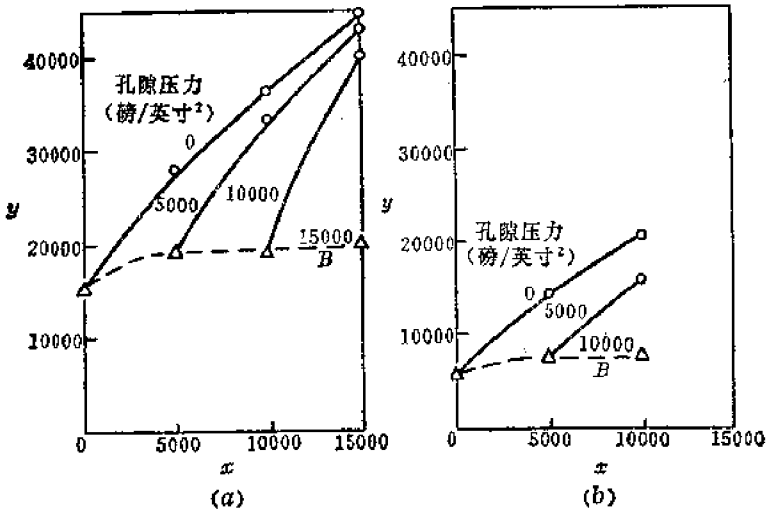


图 5-26　石灰岩侧限压力对屈服强度的影响

(a)大理岩；(b)印第安纳石灰岩；x—侧限压力(磅/英寸²)；y—屈服强度(磅/英寸²)；△—脆性破坏；○—韧性破坏

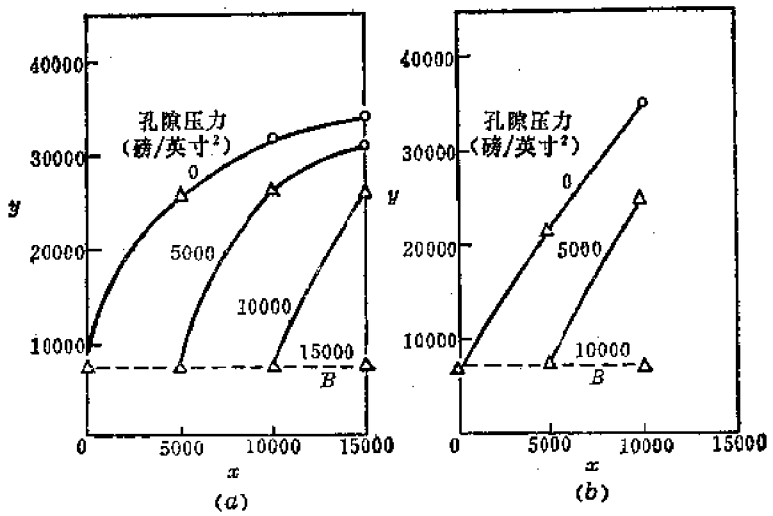


图 5-27　砂岩侧限压力对屈服强度的影响

(a)匹克丘克利富斯(Pictured Cliffs)砂岩；(b)西利亚(Serea)砂岩

x—侧限压力(磅/英寸²)；y—屈服强度(磅/英寸²)；△—脆性破坏；○—韧性破坏

侧限压力的函数。据此，对于用矿物油和水所饱和的试件两者来说，有效侧限压力的概念是正确的。

汉丁、黑格、弗雷德曼以及费瑟（Feather）（1963）对贝雷（Berea）砂岩，玛利亚那石灰岩，霍士马克白云岩，勒匹托粉砂岩以及默德页岩进行了三轴压缩试验。在该试验中，施加了外部侧限压力和内部孔隙压力[到200兆帕（29007磅/英寸²）]，并单独地作了测量。

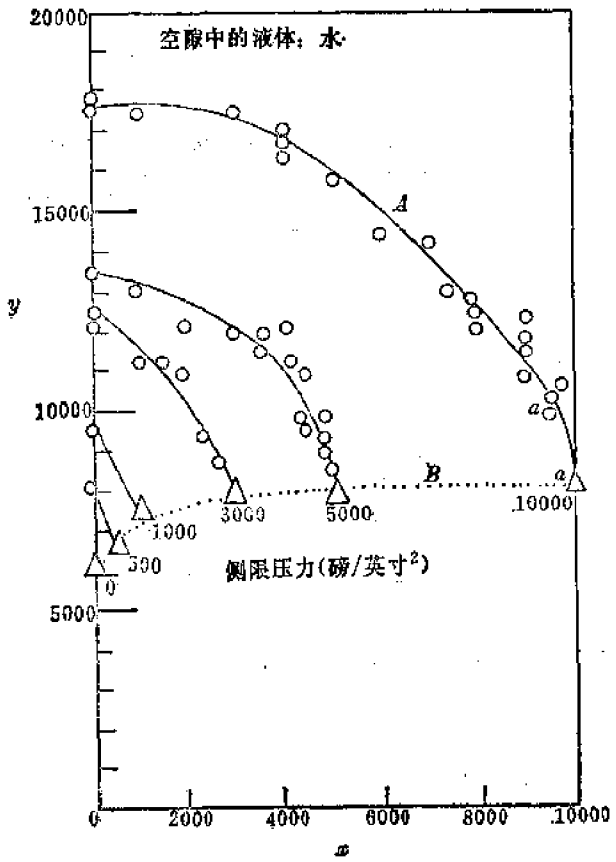


图 5-28 印第安纳石灰岩孔隙压力对屈服强度的影响

x—孔隙压力(磅/英寸²)，y—屈服强度(磅/英寸²)

经发现多孔岩石的极限强度取决于有效侧限压力，即内外压力差，其时孔隙液体呈化学惰性，渗透性足以保证液体充满孔隙和使压力分布均匀，且孔隙空间排列得可使空隙静水（中性的）压力充分传递到整个固体骨架，图5-29所示为典型成果一例。

孔隙压力对极限抗压强度的影响，可以通过点绘这些参数与埋藏深度的关系曲线（图5-30），用地质观点来解释。在图5-23和图5-24中，都给出了干燥岩石的极限抗压强度是深度的函数。

施瓦茨（1964）研究过石灰岩、砂石、花岗岩以及大理岩的孔隙压力对三轴强度的影响。石灰岩和砂岩试件的孔隙比约为0.20；而花岗岩和大理岩试件的孔隙比约为0.02。因此，前两种岩石非常透水，后两种岩石或多或少是不透水的。试验是在孔隙压力为6.9兆帕，20.7兆帕及34.5兆帕（1000磅/英寸²，3000磅/英寸²以及5000磅/英寸²）的情况下进行的。最大应力差$(\sigma_1-\sigma_3)$与许多干试件的平均强度可以相比。这些干试件都受到等于作用到饱和试件的孔隙压力与侧限压力两者之差的压力的限制。试验结果指出，不论所试验的透水岩石是干燥的还是饱和的，其强度在用“有效侧限压力”这个概念对比时，基本上是相同的（图5-31）。另一方面，不透水岩石的强度则与“有效侧限压力”没有相互关系（图5-32）。

布雷斯和马丁（Martin）（1968）曾对各种低孔隙率（0.001～0.03）的结晶矽酸盐岩石，在应变率为每秒10^{-3}～10^{-5}的情况下进行过三轴试验来检验有效应力定律。经比较不同孔隙压力下的破裂强度后发觉，对这些岩石说来，只有在加荷速率低于某临界值时，有效应力定律方始有效，该临界值则取决于岩石的渗透性，孔隙中液体的粘滞度以及试件的几何形状。例如，在他们对于几厘米长的花岗岩圆柱体试件加水的试验中，此临界值约

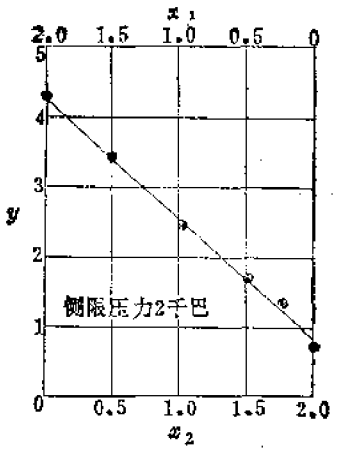


图 5-29 贝雷砂岩在温度为 24°C，侧限压力等于 2 千巴作为孔隙压力和有效侧限压力的函数的极限抗压强度

x_1—有效侧限压力(千巴)；x_2—孔隙压力(千巴)；y—极限抗压强度(千巴)

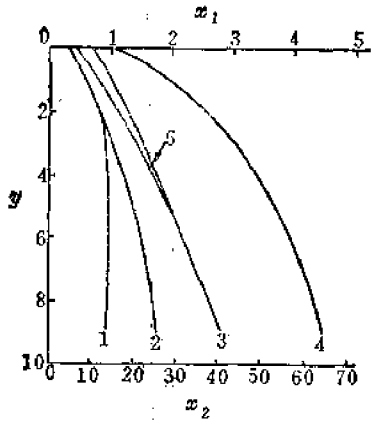


图 5-30 以水饱和的岩石作为深度函数的极限抗压强度[包括侧限（覆盖层）压力的影响，温度（30°C/千米），及“正常”形成（孔隙）的压力]

x_1—极限强度(千巴)；x_2—极限强度(10^3磅/英寸^2)；y—深度(公里)

1—粉砂岩；2—页岩；3—石灰岩；4—白云岩；5—砂岩

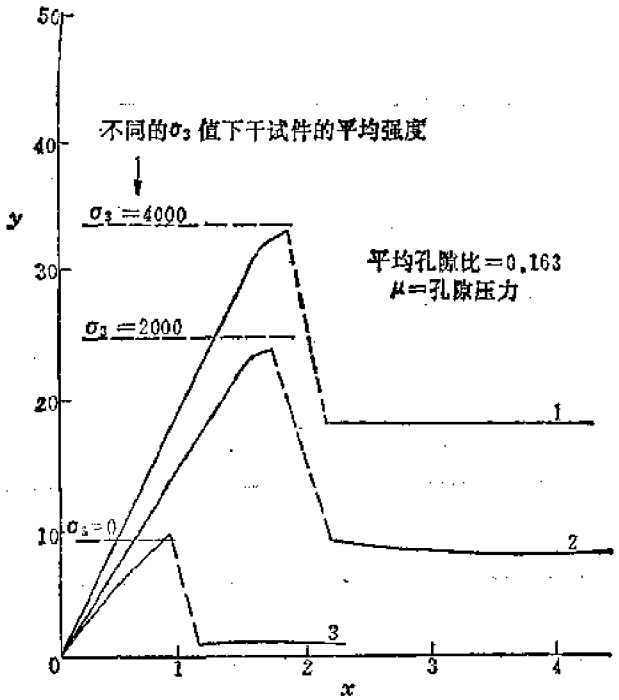


图 5-31 博茨维利（Pottsville）砂岩的孔隙压力试验

x—应变ε(%)；y—偏差应力($\sigma_1-\sigma_3$)(千磅/英寸^2)

1—σ_3=5000，μ=1000；2—σ_3=5000，μ=3000；3—σ_3=5000，μ=5000

为10^{-7}/秒，在加荷率大于临界值的试验中，该岩石比在没有压力时要增强50%。

奥尔德里奇（Aldrich）（1969）研究过孔隙压力对贝雷砂岩在室温和有效侧限压力为 0～55.2兆帕（0～8000磅/英寸^2）情况下变形的影响。在“排水”的试验中，作用的孔隙压力按预先选定的标准保持不变；而在“不排水”的试验中，则在加荷期间允许作用

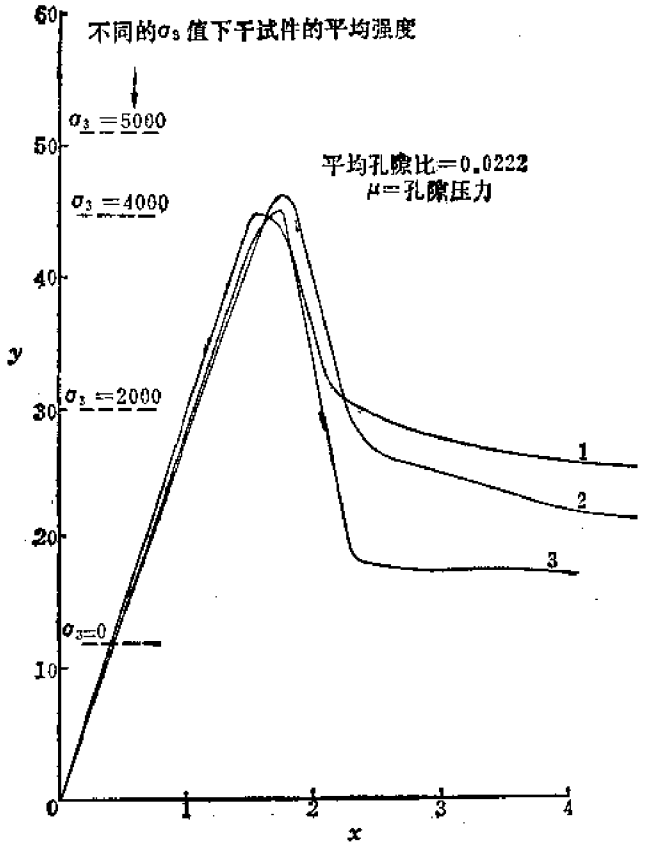


图 5-32　斯敦山（Stone Mountain）花岗岩的孔隙压力试验

x—应变ε(%)；y—偏差应力$(\sigma_1-\sigma_3)$(千磅/英寸^2)

1—σ_3 = 3000，μ = 1000；2—σ_3 = 5000，μ = 3000；3—σ_3 = 5000，μ = 5000

的孔隙压力有所变化，有些试验也是用风干试件进行的。

排水试验表明，有效应力理论适用于贝雷砂岩，而且在各级压力下湿试件比风干试件都较弱，约差11%（表23和表24）。

表 23　　贝雷砂岩在等有效侧压力时排水的试验比较

有效侧限压力		室　压　力		孔　隙　压　力		最大微分应力	
兆帕	(磅/英寸^2)	兆帕	(磅/英寸^2)	兆帕	(磅/英寸^2)	兆帕	(磅/英寸^2)
0	(0)	0	(0)	0	(0)	(60.0)	(8700)
		34.5	(5000)	34.5	(5000)	56.7	(8220)
20.7	(3000)	20.7	(3000)	0	(0)	172.9	(25070)
		34.5	(5000)	13.8	(2000)	169.5	(24580)
		44.8	(6500)	24.1	(3500)	166.8	(24190)
		68.0	(10000)	48.3	(7000)	167.1	(24240)
34.5	(5000)	34.5	(5000)	0	(0)	205.6	(29820)
		48.3	(7000)	13.8	(2000)	210.8	(30570)
		68.0	(10000)	34.5	(5000)	212.5	(30820)
55.2	(8000)	55.2	(8000)	0	(0)	253.9	(36820)
		68.0	(10000)	13.8	(2000)	250.4	(36320)

表 24　　排 水 试 验 数 据 汇 总

室压力		作用的孔隙压力		有效侧限压力		最大微分应力	
兆帕	(磅/英寸²)	兆帕	(磅/英寸²)	兆帕	(磅/英寸²)	兆帕	(磅/英寸²)
0	(0)	0	(0)	0	(0)	59.8	(9680)
34.5	(5000)	34.5	(5000)	0	(0)	56.4	(8470)
34.5	(5000)	34.5	(5000)	0	(0)	55.0	(7980)
13.8	(2000)	6.9	(1000)	6.9	(1000)	106.0	(15380)
13.8	(2000)	6.9	(1000)	6.9	(1000)	103.6	(15020)
20.7	(3000)	0	(0)	20.7	(3000)	171.0	(24800)
20.7	(3000)	0	(0)	20.7	(3000)	174.7	(25330)
34.5	(5000)	13.8	(2000)	20.7	(3000)	167.8	(24330)
34.5	(5000)	13.8	(2000)	20.7	(3000)	169.1	(24520)
34.5	(5000)	13.8	(2000)	20.7	(3000)	171.8	(24920)
44.8	(6500)	24.1	(3500)	20.7	(3000)	166.7	(24180)
69.0	(10000)	48.3	(7000)	20.7	(3000)	159.4	(23120)
69.0	(10000)	48.3	(7000)	20.7	(3000)	174.9	(25350)
34.5	(5000)	0	(0)	34.5	(5000)	212.6	(30840)
34.5	(5000)	0	(0)	34.5	(5000)	206.6	(29960)
34.5	(5000)	0	(0)	34.5	(5000)	201.7	(29260)
69.0	(10000)	34.5	(5000)	34.5	(5000)	213.6	(30980)
69.0	(10000)	34.5	(5000)	34.5	(5000)	213.6	(30980)
69.0	(10000)	34.5	(5000)	34.5	(5000)	210.2	(30490)
48.3	(7000)	13.8	(2000)	34.5	(5000)	212.1	(30760)
48.3	(7000)	13.8	(2000)	34.5	(5000)	211.1	(30620)
48.3	(7000)	13.8	(2000)	34.5	(5000)	209.2	(30340)
55.2	(8000)	0	(0)	55.2	(8000)	254.6	(36920)
55.2	(8000)	0	(0)	55.2	(8000)	253.1	(36710)
69.0	(10000)	13.8	(2000)	55.2	(8000)	247.0	(35830)
69.0	(10000)	13.8	(2000)	55.2	(8000)	250.9	(36390)
69.0	(10000)	13.8	(2000)	55.2	(8000)	253.3	(36740)

不排水试验的峰值强度（破坏时的强度）靠破坏时的有效侧限压力来控制，而且试件中孔隙压力升高的程度是受初始有效侧限压力支配的。

总之，可以说孔隙压力的影响取决于岩石的孔隙率，孔隙液体的粘滞度，试件的大小以及应变的速率。一般来说，孔隙压力增加会降低强度。当加荷率小于某临界值时，有效侧限压力的概念是正确的，该临界值则取决于岩石的透水性，孔隙中液体的粘滞度以及试件的大小。

孔隙液体的化学性质对岩石强度的影响

布泽等人（1962）除了研究在三轴压缩下孔隙液体压力对岩石强度的影响外，还研究了液体的化学影响（吸收等）。他们发现化学性活泼的液体（水、油酸）可使岩石强度降低，其值低于相同试件用化学性不活泼的液体（正十六烷）饱和后在同等条件下试验所得的强度。

鲁宾逊（1967）研究过硬度软化剂对岩石破坏特性的影响。对印第安纳石灰岩的试验指出，孔隙液体中的化学添加剂能够增加或减少韧性破坏的强度，但对脆性的破坏不起作

用。利用一系列的二羧酸氯化盐的试验表明，奇数的碳原子链可使屈服强度差不多降低20.7兆帕（3×10^3磅/英寸^2）；偶数的碳原子链则可使强度差不多增加6.2兆帕（9×10^2磅/英寸^2）。柠檬酸钠的化学影响最大，可使印第安纳石灰岩的强度从110.3降到82.7兆帕（16×10^3到12×10^3磅/英寸^2）。

应变率对三轴抗压强度的影响

较高的应变率（较高的加荷率）的作用在于增加岩石的强度。塞登吉克蒂和布泽（1961）曾研究过索楞霍芬石灰岩和辉长岩应变率的影响。他们曾明确指出，极限强度是随着侧限压力的增加，或加荷速率的增加而增加的。

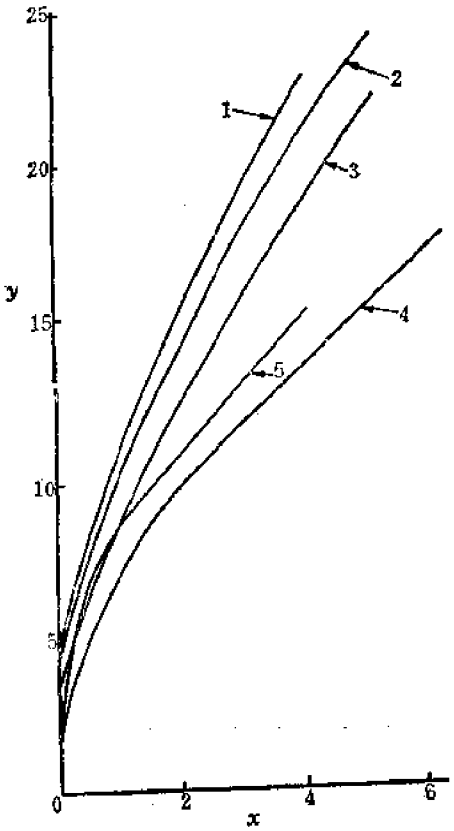


图 5-33　威斯特雷花岗岩在应变率为10^{-2}～1/秒时的极限强度与侧限压力关系（在应变率为10^{-4}/秒时的数据是来自布朗和斯旺森）

x—侧限压力（千巴）；y—极限强度（千巴）

1—$\varepsilon'=1$/秒；2—$\varepsilon'=10^{-1}$/秒；3—$\varepsilon'=10^{-2}$/秒；4—$\varepsilon'=10^{-4}$/秒（布朗和斯旺森，1970，第一块）；5—$\varepsilon'=10^{-4}$/秒（布朗和斯旺森，1970，第二块）

洛根和汉丁（1970）报道了他们将侧限压力加到70兆帕（101523磅/英寸^2）所进行的似动力三轴压缩试验的结果。用威斯特雷花岗岩作试验时，它在侧限压力加到700兆帕（101523磅/英寸^2），室温以及轴向应变率为10^{-2}～1/秒的情况下变了形，正如所料，发现了极限强度随侧限压力增加而增加；还发现极限强度是直接随应变率渐增而变化的，其上升率则随侧限压力增加而渐增（图5-33）。

多纳斯（Donath）和弗鲁斯（Fruth）（1971）报道了他们对大理岩、石印灰岩、极细颗粒的砂岩以及粉砂岩，在室温、干燥、侧限压力为100和200兆帕（14503和29007磅/英寸^2）以及应变率为每秒10^{-3}、10^{-4}、10^{-5}、10^{-6}及10^{-7}的情况下做过69次三轴压缩试验的结果。在侧限压力为200兆帕（29007磅/英寸^2），应变率从每秒10^{-3}降到10^{-7}的情况下，当应变在2%时，使大理岩的强度降低约33%、砂岩8.4%，但对砂岩或粉砂岩则无显著影响。侧限压力为100兆帕（14503磅/英寸^2）所做的试验也得到类似的结果。超过同样范围的应变率，就大理岩而言，在应变率为10%时，侧限压力为200兆帕（23007磅/英寸^2），其强度降低10%；但在100兆帕（14503磅/英寸^2）时，则超过11%。石灰岩在200兆帕（29007磅/英寸^2）时强度显得有少量增加。还有，砂岩和粉砂岩在任一侧限压力时，强度都没有较大的变化。

总之，可以断言，强度是随加荷率的增加而增加。其上升率也是随着侧限压力的增加而增加；也可能没有任何重大的影响，这就取决于岩石的本身了。

岩石破坏后的性质

像往常三轴试验一样，三轴试验的抗压强度（试件的极限承载力）随侧限压力的增加而增加。值得注意的是，在应力-应变曲线明显的非线性部分的开始，对侧限压力值的反映很迟钝（图5-34）。

通常，破坏后曲线的特征是，在低的侧限压力下作试验时，承载能力突然下降后，随即出现坡度较缓的线段。在侧限压力较高时，就发生脆性到韧性的转变而突然慢慢消失。这种现象在第Ⅰ类性状的岩石（田纳西大理岩Ⅱ，图5-34）中是看得非常清楚的。但对第Ⅱ类性状的岩石，比如说威斯特雷花岗岩（图5-35），这种性状直到很高的侧限压力还持续着，不过存在高压时将要发生上述转变的迹象。

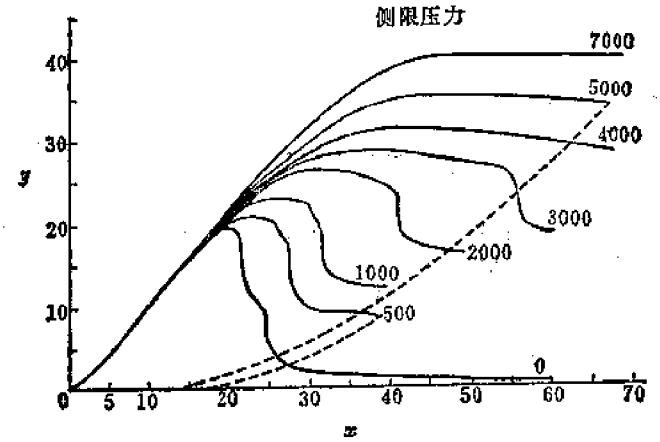


图 5-34 田纳西大理岩Ⅱ无侧限与侧限的完全应力-应变曲线
[瓦威尔斯克和弗网霍斯特（Fairhurst），1970]
（压力单位：磅/英寸^2）
x—应变(10^2微英寸/英寸)；y—应力(10^3磅/英寸^2)；

在侧限压力下，类似图2-44所示的性质也是存在的，除了在较高压力时消除了片状裂纹之外，与复式剪切破裂有关的第Ⅵ和第Ⅶ区也变得较宽广了，破裂角从近垂直片状裂纹增加到最大压缩方向的角度大于30°。

岩石破坏后的性质对应力状态的变化是敏感的，而且与应力路径有关。克劳奇（1972，a，b）曾对南菲苏长岩在破坏后的应力-应变轨迹的关系作过一些有益的试验。苏长岩的极限强度与施加了轴向应力和侧限应力时的状态几乎无关，但其破坏后 σ-ε 的轨迹则与侧限应力路径（图5-36）有关。在该图中，曲线B和C都是在侧限压力同为100兆帕（14503磅/英寸^2）的条件下获得的。除了曲线C是在保持侧向应力为常数时求得外，而曲线B在破坏时，侧限压力已从6.9兆帕（1000磅/英寸^2）升到10兆帕（1450磅/英寸^2）。

水力拉伸试验

默雷尔（1962）曾对砂岩用哑铃形状的试件使其承受轴向拉伸和侧限压力进行过试验。试件的断裂面垂直于拉伸轴。表25给出了试验的结果。在所研究的范围内，可以看到在拉伸的最小主应力接近常数时发生了断裂。

布雷斯（1963）对韦伯图克（Webatack）白云岩、贝莱尔（Blair）白云岩、菲利德

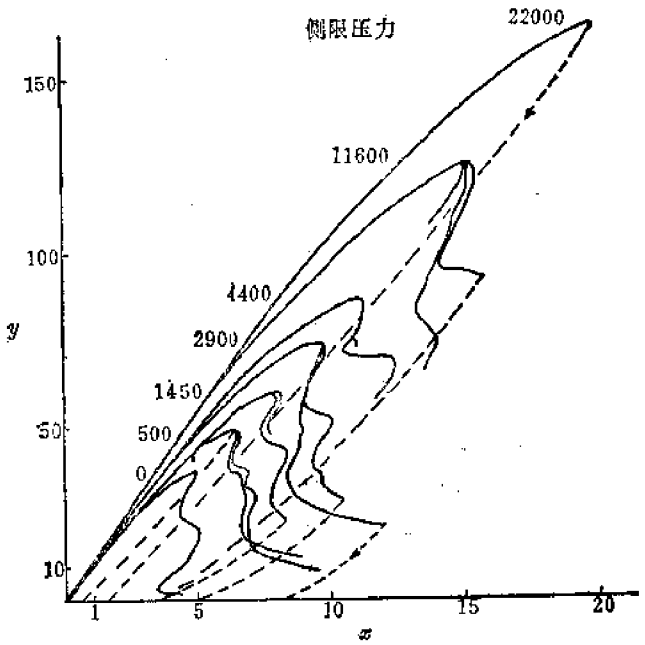


图 5-35 威斯特雷花岗岩在单轴和三轴压缩下的应力-应变曲线（瓦威尔斯克和布雷斯，1971）
x—应变(10^{-3}英寸/英寸)；y—应力差(10^3磅/英寸^2)

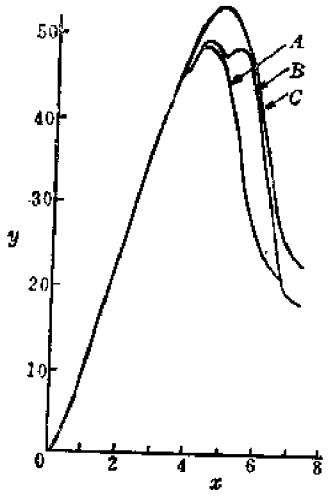


图 5-36 苏长岩在侧限应力为1000与1450磅/英寸^{2}时的轴向应力-轴向应变曲线
x—轴向应变(10^{-3}英寸/英寸)；y—轴向应力(10^3磅/英寸^2)，A—侧限压力1000磅/英寸^2(常数)；B—1000磅/英寸^{2}侧限压力(常数)，增加到1450磅/英寸^{2}并保持常数；C—1450磅/英寸^{2}侧限压力(常数)

表 25 水力拉伸试验结果

拉应力 兆帕	拉应力 (磅/英寸^2)	侧限压力 兆帕	侧限压力 (磅/英寸^2)	试件数量
3.5	(365)	0.6	(85)	6
3.1	(450)	1.6	(225)	8
3.3	(480)	3.1	(445)	13
3.1	(450)	4.5	(650)	11
3.3	(485)	10.3	(1500)	16

烈克（Frederick）辉绿岩、切息尔（Cheshire）石英岩以及威斯特雷花岗岩等试件作过水力拉伸试验。所用试件的形状与图1-2所示相似。试验长度是2.54厘米（颈部），直径为1.27厘米。其头部直径都是2.54厘米，总长度为15.24厘米，试件是放在一台普通三轴试验机上施加轴向荷载和液压。若试件的轴向荷载为F，径向压力为p_3，以及d_1和d_2分别为头部和颈部的直径，则作用在试件截面的拉伸应力，可由下式求得：

$$\sigma_t=-\left[\frac{4F_1}{\pi d_2^2}-\frac{p_3\left(\frac{\pi d_1^2}{4}-\frac{\pi d_2^2}{4}\right)}{\frac{\pi d_2^2}{4}}\right] \qquad (5\cdot2)$$

表 26　　在侧限压力下拉伸试验的结果

岩石	液压力		破坏时轴向应力	
	兆帕	(磅/英寸^2)	兆帕	(磅/英寸^2)
韦伯岡克	24	(3481)	−8	(−1160)
韦伯图克	93	(13488)	−2	(−290)
韦伯图克	239	(34663)	+10	(+1450)
贝莱尔	11	(1595)	−34	(−4931)
贝莱尔	19	(2756)	−35	(−5221)
贝莱尔	223	(32342)	−43	(−6236)
辉绿岩	25	(3626)	−43	(−6236)
辉绿岩	50	(7252)	−39	(−5656)
辉绿岩	146	(21175)	−40	(−5801)
辉绿岩	265	(38434)	+147	(+21320)
辉绿岩	277	(40174)	+77	(+11168)
辉绿岩	253	(36693)	+13	(+1885)
辉绿岩	265	(38434)	−30	(−4351)
石英岩	15	(−175)	−24	(−3481)
石英岩	60	(8702)	−31	(−4496)
石英岩	261	(37854)	−22	(−3191)
花岗岩	30	(4351)	−21	(−3046)
花岗岩	151	(21900)	−12	(−1740)
花岗岩	159	(23060)	−12	(−1740)
花岗岩	239	(34663)	+5	(+725)

他得到的结果列于表26。这些结果表明，抗拉强度并不取决于作用的静水压力。

汉丁、赫德以及马古尔克（Magouirk）也得出同样的结果，就是依据三轴拉伸试验的抗拉强度基本上是常数。

5.3.5　岩石破坏的型式

岩石发生破坏的型式有两种，视破坏前总的变形而定。如果岩石破坏时没有很大的变形就称为脆性破坏；否则，就是在它破坏之前的变形很大，即塑性变形，则称为韧性破坏。由定义，真正的脆性破裂是这样一种过程，即该材料除非分离成许多部分以外，并不发生永久变化。在韧性微观的性质上，一般共同起作用的基本过程有二：如象滑动和粘滞流动那样的消耗能量过程；以及象颗粒相互间的那种摩擦或滚动过程。

一般都把岩石当作脆性材料，但也可能是韧性的；有时由于它们的物理环境的改变而表现出从脆性转化为韧性。岩石对变形的反应，取决于它的结构，同时取决于侧限压力大小、温度、加荷速率以及存在的裂隙溶液及其性质。

太沙基（Terzaghi）（1945）根据破坏面的倾斜程度，曾把岩石的破坏分成劈裂、剪切以及假剪切等类型。劈裂可由平行于轴向荷载方向出现的裂缝识别出来。这似乎是由于拉力而使颗粒间的粘结消失了，而这种相邻颗粒之间的拉力是由于中间颗粒的楔入作用所引起的；另一方面，当粘结的颗粒沿着滑动面（剪切面）位移时就会发生剪切破坏。假剪切破坏是兼有拉伸与剪切断裂，以致产生“锯齿形”破坏。

格里格斯和汉丁（1960）根据三种主要类型的性质——拉伸断裂、断层以及均匀流

动，描述了在实验室（在三轴压缩试验中）高侧限压力下岩石的变形和矿物的宏观变形。他们给拉伸断裂下的定义是物体的分离，即穿过垂直于最大主应力方向的表面形成分离。在断层中，剪切面可以与最大主应力方向呈45°到几度的斜交。在这种情况下，有可能丧失部分或全部凝聚力，实际上是分离了，储藏的弹性能量也释放了，或者失去对不均匀应力的抗力。均匀流动指的是宏观的均匀变形。图5-37是用图解表示从脆性破裂到韧性流动的范围，同时还绘出了断裂之前的典型应变，以及单轴压缩和拉伸的应力-应变曲线。

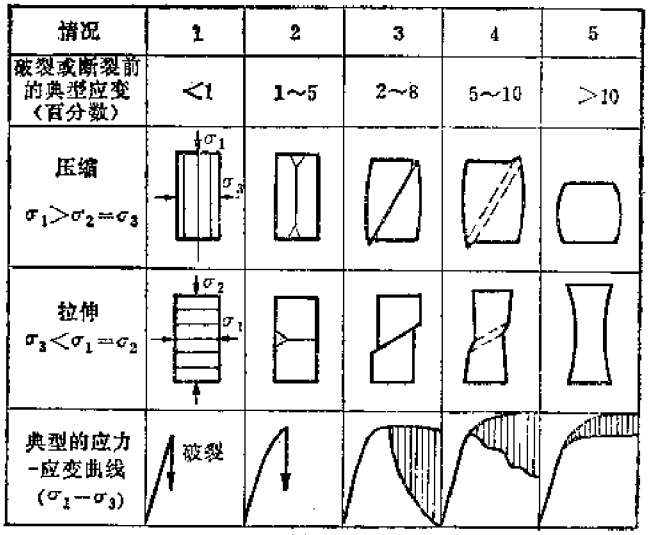


图 5-37　从脆性破裂到韧性流动的范围示意（在单轴压缩和拉伸破裂之前的典型应变和应力-应变曲线，应力-应变曲线的划线部分表示各种情况的变化和情况2、3、5之间的重叠）

（σ_1、σ_2、σ_3为相应的最大、中间、最小主应力）

鲁宾逊（1959）分析了受到很高的侧限压力的印第安纳石灰岩薄片，发现形成了双晶，并随后被剪切断裂所破坏。他还得出结论说，当侧限压力等于孔隙压力时，沿着试件的剪切平面就会发生破坏。但当不均匀压力是3.4兆帕（500磅/英寸²）和侧限压力为6.9兆帕（1000磅/英寸²）时，则有两个或三个剪切面通过试件，并产生二个或三个甚至更多的断面。当孔隙压力为零，而侧限压力为6.9兆帕（1000磅/英寸²）时，因剪切面的数量很多，故剪切面的长度都很短，表面出现斑纹。因此，剪切面的数量随着不均匀压力和高侧限压力增加而增加。

塞登吉克蒂和布泽（1961）发现在三轴压缩中岩石的破坏型式取决于侧限压力、温度和变形速率。岩石在低侧限压力、低温度以及高变形率的情况下发生了脆性状态的破坏。另一方面，在侧限压力高、温度高以及变形率低时，则易于发生韧性破坏。

布泽、希勒（Hiller）以及塞登吉克蒂（1962）进一步报道了孔隙液体压力对破坏型式的影响。印第安纳石灰岩在侧限压力为6.9兆帕（1000磅/英寸²）时呈脆性破坏状态，尽管是饱和液体，当增加侧限压力时，它就开始屈服并呈韧性变形状态。用油酸饱和的试件，比用正十六（碳）烷或水饱和的试件，在较高的侧限压力时仍呈脆性破坏状态。微观观察结果指出，印第安纳石灰岩的韧性是晶间滑动和有些方解石基质形成双晶的结果。

施瓦茨（1964）在双筒显微镜下观察过破坏面并且研究了它的微观图。对于石灰岩和大理岩来说，当侧限压力从零增加到69.0兆帕（10000磅/英寸²）时，就会发生从脆性到韧性破坏的转变。至于花岗岩和砂岩，当侧限压力从零增加到69.0兆帕(10000磅/英寸²)时并看不出有韧性破坏。其破坏型式是慢慢地从拉伸发展到假剪切，以至最后剪断。

破坏面的角度随着侧限压力而有所不同，曾观察到的破裂角是随着侧限压力的增加而增加（埃文斯和波默洛伊，1966）。

雷米茨（Ramez）（1967）用达雷德里（Darley Dale）砂岩在干燥状态和室温下进行过三轴试验，所有试件都是沿剪切破裂面破坏。另外，还观察到有三类粒间破裂：①与压缩轴平行的拉伸破裂；②平行于肉眼可见的剪切破裂面的剪切破裂；③垂直于压缩轴的应变释放的破裂，这种应变释放在侧限压力增加时，显得更为重要。

5.4 多轴试验●

在两个主应力相等的三轴压缩下的岩石破裂性质已经深入地研究过了。然而由于试验上的困难，对一般三轴应力系统中三个主应力都不相同的情况下的破坏却很少研究。

原则上，在一个成直角的平行六面体的三对互相垂直的面上加荷，就能够得到三轴向的均匀应力$\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$，如果是通过钢垫板施加应力，则垫板与试件之间的摩擦力和在试件端部的应力集中，有可能带来明显的误差。

霍杰姆（Hojem）和库克（1968）曾利用薄钢片制的压力枕施加侧向应力(σ_2和σ_3)，并用与试件断面相同的钢垫板施加轴向应力（σ_1）。试件是矩形棱柱体，其尺寸为2.54厘米见方，长7.63厘米。压力枕❷在钢筒中用钢质衬垫垫紧，利用给每一对压力枕的不同液压对试件加压，使试件达到多轴应力状态。

宾尼瓦斯基、登克豪斯(Denkhaus)以及沃格勒（Vogler）（1969）曾研制对岩石进行刚性试验的多轴压缩试验设备。用一台298920牛顿（30吨）的压力机，为对$\sigma_2=\sigma_3$条件下的试件施加侧向荷重采用了两条与压力机管路无关的分开的液压管路供应压力。

茂木（1971，a、b）设计了一种新的三轴室来进行三个主应力都不相同的三轴压缩试验，它在结构上同普通三轴室最重要的区别在于，侧向活塞适于单独施加σ_2，这些活塞都与一个298920牛顿（30吨）的千斤顶连接，施加σ_1的轴向活塞则与一个697481牛顿（70吨）的千斤顶连接；高压容器是一个带有侧向活塞连通孔的厚壁空心圆筒。在这个容器中，可将侧限压力σ_3加到800兆帕（116026磅/英寸²）。

该项设计的另一特征，是利用压力容器中的压力盒直接测出轴向和侧向荷载。压力盒中有电阻应变计，由贴在试件上的电阻应变计也可以直接测出应变。

图5-38表示的试件是1.5平方厘米见方，3厘米高的矩形柱体。在试件上下的垫片是用环氧与试件相结合，侧面的垫片是通过润滑剂（聚四氟乙烯片）与试件的各侧面相连，借以有效地消除侧面摩擦作用。为了避免聚四氟乙烯浸入试件，将试件的各侧面用薄铜片

---

❶ “多轴”这个名词是用来说明三个主应力值互不相同的一种试验。

❷ 我国通常称之为扁千斤顶。——译者

包住。侧面垫片的长度比试件略短，以便岩石能够压缩；另将试件用硅橡胶包住，以防压力介质（油）浸入试件（图5-38）。

首先施加侧限压力，并使侧向荷载增加到常数值之后，再用一定的应变率（每秒10^{-4}）增加轴向荷载，直到试件发生破坏为止。侧限压力的测量，曾用锰铜镍线计和海萨·波顿（Heise Bourdon）管计两种仪器进行。

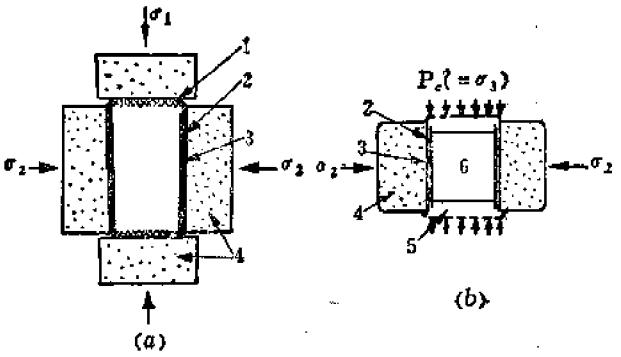


图 5-38　三轴压缩试验的试件图
（a）正截面；（b）水平截面
1—环氧；2—铜片；3—聚四氟乙烯；4—钢片；
5—橡胶套；6—岩石

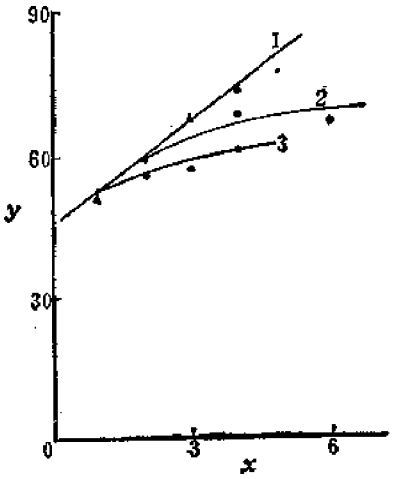


图 5-39　中间主应力对粒玄岩强度的影响
x—σ_2（千磅/英寸²）；y—σ_1（千磅/英寸²）；
1—三轴试验；2—σ_3 = 2千磅/英寸²（多轴试验）；
3—σ_3 = 1千磅/英寸²（多轴试验）

5.4.1　试验结果

霍杰姆和库克（1968）曾利用他们的多轴室研究了卡罗（Karroo）粒玄岩试件的中间主应力对强度和破裂的影响。他们的试验结果如图5-39所示。该图表明中间主应力对抗压强度具有重要意义，也是有规律的影响。在多轴应力条件下，破坏是在中间主应力和最大主应力方向倾斜成一个很小角度的地方，产生两个粗糙的破裂面。在三轴压缩中，就是在每对压力枕中用相等的压力下，破坏引起轴对称的锥形断裂，其夹角与在多轴应力破裂面之间的情况相似。

比较卡罗粒玄岩在三轴室和多轴室条件下测得的圆形和方形截面试件的三轴强度表明，假如将轴向荷载减小，使其总量等于由铜压力枕提供并相当于试件屈服强度的应力作用下，则两者所得的结果相等。

茂木（1970）研究了在一般三轴应力状态下，三个主应力不等时岩石的破坏性质。图5-40为敦哈姆白云岩在σ_3为常数，σ_2不同时的应力-应变曲线示例。在σ_3为常数时，其极限强度随σ_2的增加而略有增加。

图5-41表明最大主应力σ_1的极限值，该值是试验时由于最小主应力不同所获得的作为中间主应力函数的最大主应力。在σ_2很小时，$\sigma_3$❶的影响很大；随着σ_2的增加，σ_3的影响逐渐减小。这就是说σ_1-σ_2曲线都是向下凹的。

---

❶ 原文此处是“σ_2”，根据本段内容和图5-41应是σ_3。——译者

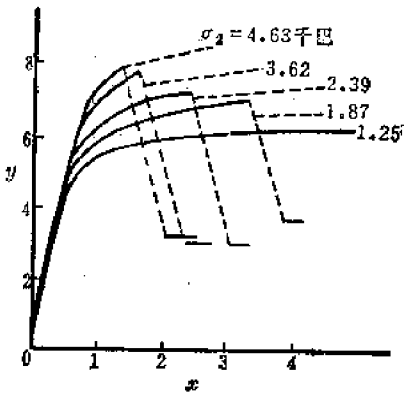


图 5-40　不同σ_2值（σ_3=1.25千巴）的敦哈姆白云岩应力-应变曲线图
x—应变(%)，y—$\sigma_1-\sigma_3$(千巴)

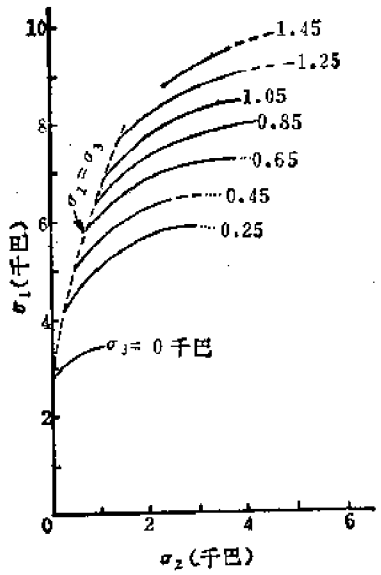


图 5-41　作为σ_2和σ_3函数的破坏应力（σ_1）
（试验的岩石：白云岩）

在较近期的出版物中，茂木（1971a）对其他几种岩石如索楞霍芬石灰岩、雅马古基大理岩、米祖霍粗面岩、奥利卡贝（Orikabe）二长岩、依那达花岗岩以及马那祖鲁（Manazuru）安山岩所做的详尽研究，其成果与这里报导的敦哈姆白云岩的成果十分类似。

5.5 其 他 试 验

5.5.1 在压缩下圆柱体的扭转

博克（1951）曾用过作扭转研究的冯·卡曼仪，在侧限压力下同时迭加纵向压缩。扭力是通过活塞传到正方形试件的端部。

汉丁、希格斯（Higgs）及奥布赖恩（O'Brien）（1960）设计了一套装置，研究岩石在纵向加荷和侧限压力达到269兆帕（39015磅/英寸^2）及温度达到300℃的条件下受扭转的情况。对于汉丁仪器的基本组成部分，他们增加了下列几件：

（1）一部电动机带动上部活塞的圆筒旋转而试件仍保持固定；

（2）为测定扭力而与贴在活塞上的电阻应变计配用的灵敏桥路；

（3）测量圆筒旋转角的设备。

曾将套有犹利大理岩和方解石单晶体的圆柱体试件置于侧限压力为100～269兆帕（14504～39015磅/英寸^2）、温度为24～300℃以及轴向荷载为0～100兆帕（0～14504磅/英寸^2）的条件下，以每分钟为0.1弧度的恒定速度进行扭转试验，测得永久扭转为1.6弧度/厘米（4.1弧度/英寸）。大理岩的屈服应力和韧性是随侧限压力而增加，并且由于轴向压缩荷载更有所提高。当温度上升后，屈服应力就降低而韧性则增加。在只受侧限压力而扭转时，将会导致穿过螺旋面而发生拉伸破裂的结果，该螺旋面上的任何一点都垂直于最小主应力，而且拉应力为19.6兆帕（2840磅/英寸^2）。在轴向压缩荷载下的试件，由于

剪切断裂产生的破坏，大致是与最大剪应力平行。

5.5.2 在侧限压力下的冲击

使岩石圆盘受到侧限压力时进行的冲击试验，可得出随侧限压力而变的剪切强度近似值，这些试验是由鲁宾逊作的（1955），他曾报道侧限压力对索楞霍芬石灰岩有很大的影响。贾格尔（1962）曾报道关于大理岩、板岩以及砂岩的试验结果。对于大理岩和板岩，侧限压力都有很大的加强影响；但对砂岩，这种影响则很小。

5.5.3 在侧限压力下的巴西试验

本试验方法除将试件放在一个高压室中，对试件整个表面施加静水压力外，其余均与第3.3节叙述的相同，其应力状态可由下式表达：

1.垂直于加荷直径且平行于试件（圆盘）面的拉应力为：

$$\sigma_t=-\left[\frac{F}{\pi r_0 t}-p_1\right] \qquad (5\cdot3)$$

2.沿直径起作用的压应力为：

$$\sigma_c=\frac{F}{\pi r_0 t}\left[\frac{1}{r_0-y}-\frac{1}{r_0+y}-\frac{1}{2r_0}\right]+p_1 \qquad (5\cdot4)$$

式中 F——作用在试件（圆盘）上的力；

r_0——圆盘的半径；

t——圆盘的厚度；

p_1——侧限压力；

y——沿直径离开中心的距离。

由埃文斯和波默罗伊（1966）得到的试验成果列于表27。这些结果指出，抗拉强度并不取决于所施加的静水压力；然而对巴恩兹利硬煤的圆盘试验结果表明，平行于层面的抗拉强度是随侧限压力的增加而增加的。

汉丁、赫德及马古尔克（1967）也对索楞霍芬石灰岩作过巴西试验。圆盘直径为1.3

表 27　　压缩主应力对抗拉强度测量的影响

拉应力方向	静水压力 兆帕(磅/英寸²)	煤							
		巴恩兹利硬煤				彭特里玛尔(Pentremawr)无烟煤			
		最小压应力 兆帕	(磅/英寸²)	拉应力 兆帕	(磅/英寸²)	最小压应力 兆帕	(磅/英寸²)	拉应力 兆帕	(磅/英寸²)
平行层面	0 (0)	7.2±0.8	(1050±120)	2.4±0.3	(350±40)	5.6±0.4	810±60	1.9±0.1	(270±20)
	1.7 (250)					14.8±1.4	(2140±210)	2.6±0.5	(380±70)
	3.4 (500)	19.8±1.4	(2870±210)	2.0±0.5	(290±70)	20.4±2.3	(2960±330)	2.2±0.8	(320±110)
	5.2 (700)	31.6±3.1	(4590±450)	3.7±1.0	(530±150)				
	6.9 (1000)	35.6±3.5	(3170±510)	2.7±1.2	(390±170)	28.2±2.7	(4090±390)	0.2±0.9	(30±130)
垂直层面	0 (0)	4.8±0.6	(690±90)	1.6±0.2	(230±30)	6.2±0.4	(900±60)	2.1±0.1	(300±20)
	1.7 (250)	17.4±2.3	(2530±330)	3.5±0.8	(510±110)	14.5±1.4	(2110±210)	2.6±1.0	(370±140)
	6.9 (1000)	16.2±3.9	(2350±570)	3.1±1.3	(450±190)	29.9±3.3	(4330±480)	0.8±1.1	(110±160)

注　圆盘尺寸是直径2.54厘米，厚0.85厘米。

厘米，厚1.3厘米，用环氧胶包住，使其在汉丁三轴仪中的侧限压力下受荷。破裂应力(表28)在大气压力下为 20 兆帕（2900磅/英寸²）左右；在侧限压力为 500 兆 帕（72516 磅/英寸²）时为26兆帕（3771磅/英寸²）左右；增加不多；在侧限压力为800兆帕(116000磅/英寸²)时，则高得多。

表 28　　索楞雷芬石灰岩在室温下的巴西试验结果

兆　帕	(磅/英寸²)	兆　帕	(磅/英寸²)
0	(0)	−20.5	(−2973)
0	(0)	−19.5	(−2828)
0	(0)	−21.5	(−3118)
200	(29007)	−22.0	(−3191)
200	(29007)	−23.5	(−3408)
500	(72516)	−25.0	(−3626)
500	(72516)	−27.0	(−3916)
500	(72516)	−26.0	(−3771)
800	(116026)	−42.0	(−6091)
800	(116026)	−71.5	(−10370)
800	(116026)	−30.5	(−5149)
800	(116026)	−63.5	(−9210)

5.5.4　压缩下的空心圆柱体

在大多数的三轴试验中，侧向应力σ_2和σ_3是相等的，改变σ_2或σ_3对三轴强度的影响，则未曾予以广泛研究，玛赞蒂和索瓦尔斯（1965）曾用花岗岩的空心圆柱体来测定中间主应力（$\sigma_2 \neq \sigma_3$）的影响，使圆柱体不但受到内部压力，而且受到外部压力。

在某一点的应力大小取决于所施加的压力值，圆柱体的直径、壁厚以及从圆柱体中心到该点的径向距离，对于在内外两面均匀受荷的圆柱体，其存在的应力可由下式求得：

$$\sigma_\theta = \frac{r_i^2 r_0^2 (p_0 - p_i)}{(r_0^2 - r_i^2) r^2} - \frac{r_i^2 p_i - r_0^2 p_0}{r_0^2 - r_i^2} \qquad (5 \cdot 5)$$

$$\sigma_r = -\frac{r_i^2 r_0^2 (p_0 - p_i)}{(r_0^2 - r_i^2) r^2} - \frac{r_i^2 p_i - r_0^2 p_0}{r_0^2 - r_i^2} \qquad (5 \cdot 6)$$

式中　σ_θ——周边应力；

σ_r——径向应力；

r_i——内半径；

r_0——外半径；

r——到所求点之径向距离；

p_0——外压力；

p_i——内压力。

他们利用这些表达式计算了三个主应力，并研究了中间主应力的影响。他们进行的一系列试验是以小主应力σ_3为零(空心圆柱体内壁的径向应力)，同时增大σ_2(在内壁的计算周边应力）和σ_1（轴向应力），使试件破坏。发现主应力差（$\sigma_1 - \sigma_3$）随着达到某一点

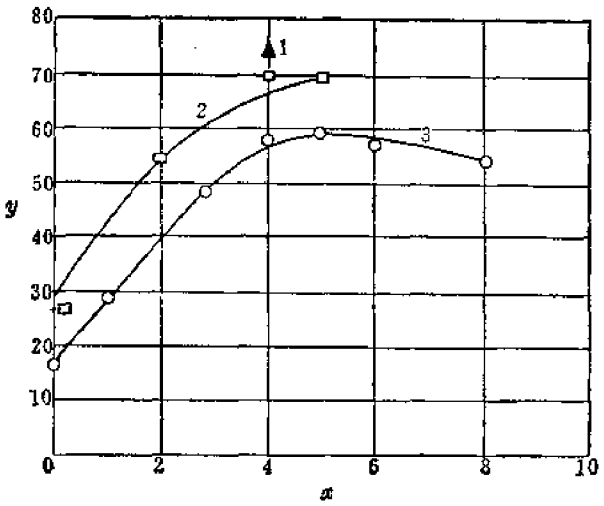


图 5-42 花岗岩圆筒试件主应力差与$\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$的变化

x—σ_2/σ_1；y—$\sigma_1-\sigma_3$(千磅/英寸²)

1—σ_3=1000磅/英寸²；2—σ_3=500磅/英寸²；3—σ_3=0

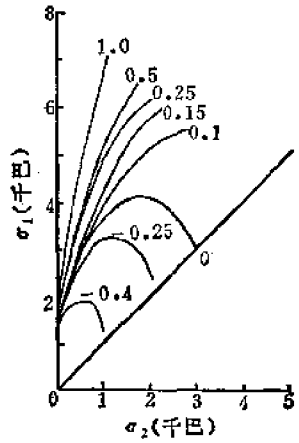


图 5-43 用圆筒试验得出的粗面岩在各种比例σ_3/σ_2下的σ_1与σ_2之关系

的$\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$比值的增加而增加；其后（$\sigma_1-\sigma_3$）则又下降，其试验结果示于图5-42。就$\sigma_3=0$而言，最大应力差似乎发生在$\frac{\sigma_2}{\sigma_1}=0.5$时。

霍斯金斯（1969）也对五种不同类型的各向同性的岩石进行了一系列的厚壁圆筒试验。图5-43～图5-45是对三种主要材料在σ_3/σ_2比值不同时所得的$\sigma_1-\sigma_2$曲线图。σ_3/σ_2比值为1代表普通三轴压缩试验，其他曲线则代表对空心圆柱体进行的试验结果，试验所加

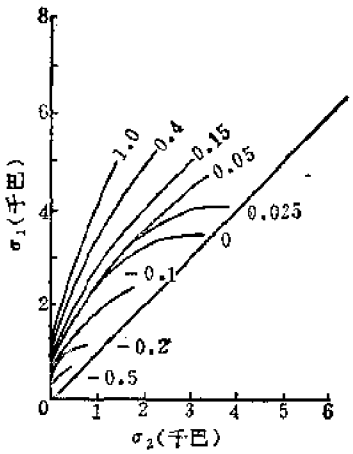


图 5-44 用圆筒试验结果得出的大理岩在各种比例σ_3/σ_2下的σ_1与σ_2之关系

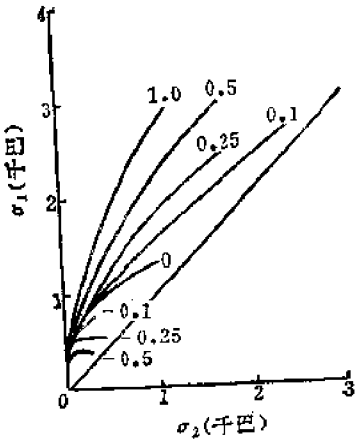


图 5-45 用圆筒试验得出的砂岩在各种比例σ_3/σ_2下的σ_1与σ_2之关系

的压力是在保持$\sigma_3<\sigma_2$的各种数值下进行的。实际上，这些试验都是在$p_i\approx p_0$的情况下作出的，破坏时的应力都是计算出来的，并绘制了关系曲线，中间主应力的大小对这些岩石的强度显示了明显有规则的影响。

汉丁、赫德及马古尔克（1967）对空心圆柱体作过许多试验。他们试图只涂环氧将空心圆柱体包住。然而，这样的试件在σ_3的绝对（压缩）值超过100兆帕（14503磅/英寸^2）时，即因拉裂而破坏。因此后来他们采取内外加铜套的方案。

5.6 双轴应力下的岩石强度

岩石双轴和三轴试验的区别，在于前者是把沿某一轴施加的应力（例如水平轴之一）保持为零；有时把沿着某一水平轴作用的侧向应力叫做中间应力，而沿另一水平轴的应力就是零。

双轴强度的测量，可按下列作法之一进行：

1.使空心圆柱体承受外水压力和轴向力；

2.使立方体的两对侧面同时受压。

5.6.1 使空心圆柱体承受外部静水压力和轴向力

霍布斯（1962）测定在双轴压缩下煤的强度，就是利用空心圆柱体使其承受外水压力和轴向力，他用的是N.C.B.仪器。

内半径为r_i和外半径为r_0的空心圆柱体，在三轴室中承受外水压力p_0和轴向力F所引起的应力，可依据弹性理论计算出来。在内半径范围的应力都是双轴向的，而在圆柱体的这个表面上的主应力，即轴向应力σ_z，切向应力σ_θ以及径向应力σ_r分别是：

$$\sigma_z=\frac{F}{\pi(r_0^2-r_i^2)}+\frac{p_0r_0^2}{r_0^2-r_i^2} \qquad (5\cdot7)$$

$$\sigma_\theta=\frac{2p_0r_0^2}{(r_0^2-r_i^2)} \qquad (5\cdot8)$$

$$\sigma_r=0 \qquad (5\cdot9)$$

若$F>\pi r_0^2p_0$，则$\sigma_z>\sigma_\theta$。因此通过施加不同的静水压力，就有可能改变中间（切向的）应力的大小。

当圆柱体的内、外壁不是同心时，内壁的最大切向应力就不相同。霍布斯（1962）就不同的中心距离d，内径r_i以及外径r_0，在$d<\frac{1}{2}r_i$的情况下计算了偏心率对最大切向应力的影响（表29），发现这个影响是比较小的。

表29 偏心率对最大切向应力的影响

内半径	外半径	中心距	最大切向压应力/静水压力p_0
0.5	1.0	0.00	2.67
0.5	1.0	0.05	2.75
0.5	1.0	0.10	2.85
0.65	1.65	0.00	2.37
0.65	1.65	0.10	2.41
0.65	1.65	0.20	2.46

5.6.2 立方体的两对侧面同时受压

霍布斯（1962）所用的仪器示于图5-46。该仪器中的三个球座尽可能准确地使四块平板和立方体表面对准，从而对不平行的试件各面加以校正，使之平行。立方体的四个面同时受荷直到中间应力达到它所需要的数值，然后可增大主应力，直到发生破坏为止。

5.6.3 试验成果

霍布斯（1962）曾对内径为1.7厘米，外径为4.2厘米长度为4.9厘米的巴恩斯里硬煤

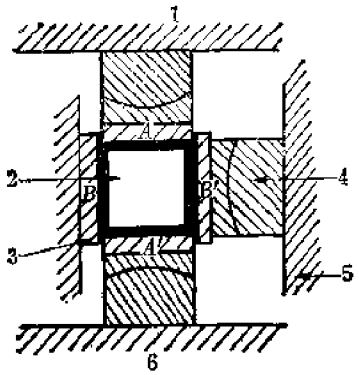


图 5-46 在双轴压缩下使煤的立方体破裂的设备

1—试验机顶板；2—煤试件；3—垫板（环氧类树脂）；4—钢球座；5—手摇泵加荷；6—试验机底板

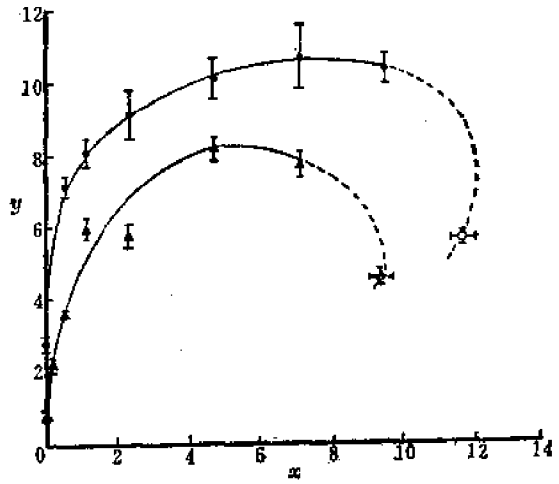


图 5-47 在破坏时有切向应力的轴向应力变化

x—切向应力(10^3磅/英寸^2)；y—轴向应力(10^3磅/英寸^2)；● ▲ 在静水压力和轴向应力下的破裂；○ △ 在静水压力下的破裂；○ ● 巴恩斯里硬煤；△ ▲ 加尔煤

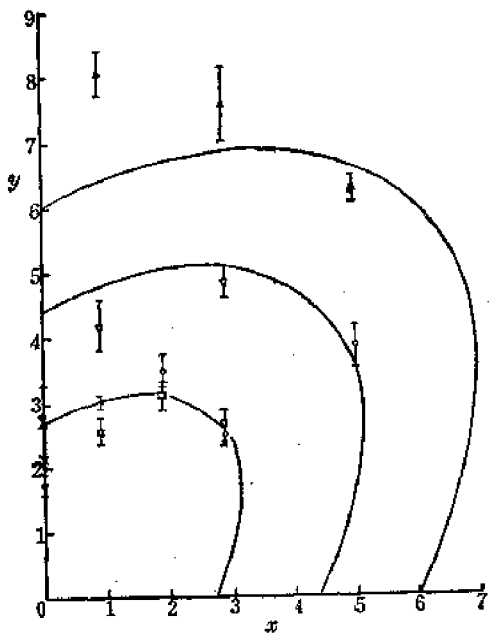


图 5-48 立方体的煤的双轴试验的结果图

x—与层面平行的或垂直的应力(1000磅/英寸^2)；y—与层面平行的破坏应力(1000磅/英寸^2)；△—巴恩兹利硬煤，作用在与层面垂直的应力；▽—巴恩兹利硬煤，作用在与层面平行的应力；○—加尔煤，作用在与层面垂直的应力；□—加尔煤，作用在与层面平行的应力；———理论曲线

和加尔（Garw）煤的空心圆柱体进行过试验。这些试件具有层理和平行试件各轴的主要割理面，经最初施加静水压力，再叠加附加轴向力直到发生破坏为止，试验成果示于图5-47。

在切向应力值较低时，轴向应力随着切向应力的增加而迅速增加；在切向应力值较高时，轴向应力则趋于下降。

他还做了立方体的试验，其结果示于图5-48。其中，破裂应力随着最初增加的中间应力而增加，而且在中间应力值较高时出现破裂应力降低。

5.7 用三轴试验测定抗剪强度

由三轴试验测定抗剪强度要作一系列的试验，从而求得在不同侧限压力（σ_3）下的强度值（σ_1）。σ_1值往往是随着不同的σ_3值而变化的，σ_3值较高时σ_1也必然高，于是通过点绘一族摩尔圆，并画出其公切线，得到摩尔包线，即可将上述数据在$\tau-\sigma$平面上（图4-28）表示出来。包线与τ轴相交之点就是岩石的抗剪强度，包线的坡角（ϕ），也就是岩石的内摩擦角（图5-49）。

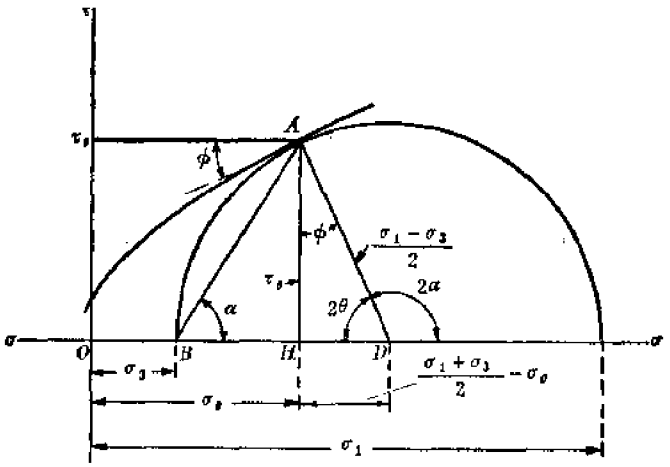


图 5-49 摩尔圆的应力和角度名称（巴尔默，1952）

许多岩石的包线是线性的，而且可以用下式表示：

$$\tau_\theta = \pm(\tau_t + \sigma_\theta \tan\phi)$$

因为 $\tan\phi = \cot 2\theta$

所以 $$\tau_\theta = \pm(\tau_t + \sigma_\theta \cot 2\theta)$$

式中 σ_θ——作用在破坏面上的法向应力；

τ_t——岩石的抗剪强度；

$\tan\phi$——包线的坡度。

当包线是曲线时，则包线可用σ_1和σ_3来表示[巴尔默（Balmer，1952）]。由三角形ADH（图5-49）知：

$$\left(\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} - \sigma_\theta\right)^2 + \tau_\theta^2 = \left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\right)^2 \qquad (5\cdot10)$$

将σ_1对σ_3进行偏微分，并解τ_θ，得：

$$\sigma_\theta=\sigma_3+\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\left(\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}+1\right)} \tag{5·11}$$

将式（5·11）代入式（5·10），并解τ_θ，得：

$$\tau_\theta=\left[\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}+1}\right]\left(\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{5·12}$$

方程式（5·11）和（5·12）代表以σ_1和σ_3表示的摩尔包线，由这两个方程和图5-49中的三角形AHB得：

$$\tan\alpha=\frac{\tau_\theta}{\sigma_\theta-\sigma_1}=\left(\frac{\partial\sigma_3}{\partial\sigma_1}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{5·13}$$

包线的坡角（ϕ），可由下式求得：

$$\frac{\partial\tau_\theta}{\partial\sigma_\theta}=\tan\phi \tag{5·14}$$

因为$2\alpha=\phi+90°$和$\tan\phi=-\frac{1}{\tan2\alpha}$，并利用恒等式$\tan2\alpha=\frac{2\tan\alpha}{1-\tan^2\alpha}$，可将方程式（5·13）和（5·14）合并，得出：

$$\frac{\partial\tau_\theta}{\partial\sigma_\theta}=\tan\phi=\frac{\tan^2\alpha-1}{2\tan\alpha}=\frac{\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}-1}{2\left(\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}\right)^{\frac{1}{2}}} \tag{5·15}$$

从方程式（5-15）证明了摩尔包线的坡角$\frac{\partial\tau_\theta}{\partial\sigma_\theta}$和轴向-径向应力曲线的坡角$\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}$是相关的。如果$\sigma_1$-$\sigma_3$曲线是线性的话，则：

$$\frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3}=\tan\beta \tag{5·16}$$

而且由方程（5-15）知，摩尔包线也是线性的，各条包线的坡角可由下列关系式表示：

$$\tan\phi=\frac{\tan\beta-1}{2\tan^{\frac{1}{2}}\beta} \tag{5·17}$$

$$\tan\beta=\frac{\sin\phi+1}{\sin\phi-1} \tag{5·18}$$

对于线性的摩尔包线，σ_c与τ_i之间的关系可用下式表示：

$$\sigma_c=\frac{2\tau_i\cos\phi}{1-\sin\phi} \tag{5·19}$$

5.8 破 坏 准 则

一种材料如果永久地变了形，或者破裂成两块或更多块，则被认为已经破坏了，破坏是由于应力组合所引起。如果材料完全没有应力，那就没有理由说它会破坏。

材料可分为脆性的和韧性的两类。假若抗滑力（剪切）大于抗分离力(拉伸)，该材料

就是脆性的；反之，如果抗分离力大于抗滑力，则材料为韧性。一般地说，材料很少只有脆性或韧性，脆性材料的破坏通常也伴有拉应力，而韧性材料的破坏则由剪应力引起。

在固体中任何一点的应力状态，可以用三个主应力σ_1、σ_2、σ_3来说明。这里$\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$，即分别为最大、中间和最小压应力。在固体的一个单元中发生破坏处的一组σ_1、σ_2、σ_3值，可以用σ_1、σ_2、σ_3的空间位置的一点来代表，而这些点的总和可以描绘出破坏面

$$f(\sigma_1、\sigma_2、\sigma_3)=0 \qquad (5\cdot20)$$

这样的关系就叫做破坏准则。必须在不同条件下进行测试，才能提供该破坏面的型式。讨论的内容将限于$\sigma_1\geqslant 0$的范围。图5-50表示通常适用于这个面的数据，即单轴抗拉强度$\sigma_3=-\sigma_t$，$\sigma_1=\sigma_2=0$；单轴抗压强度$\sigma_1=\sigma_c$，$\sigma_2=\sigma_3=0$，以及在普通三轴试验（$\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3>0$）中求得的曲线$\sigma_cT$上的相应数值。

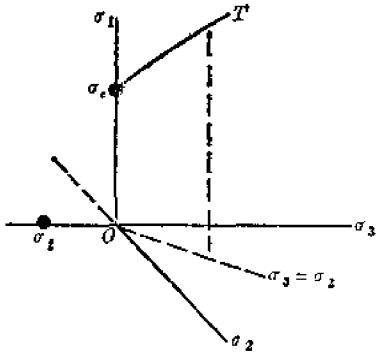


图 5-50 破坏面

关于破坏准则的型式，曾有各种经验的假设，这些假设最简单的有：

（1）最大拉伸应力：假定材料是在最小主应力σ_3等于负的单轴抗拉强度时，则呈拉伸的脆性破坏：

$$\sigma_3=-\sigma_t \qquad (5\cdot21)$$

事实上，这只能在一定限制的条件下才是适合的。

（2）最大剪应力：假定材料是在最大剪切应力达到特定值τ_t时发生破坏，τ_t为该材料的抗剪强度，即：

$$\sigma_1-\sigma_3=2\tau_t \qquad (5\cdot22)$$

这类破坏是发生在平分两个极限主应力之间的夹角的平面上。例如，在三轴试验中，破坏面与轴向荷载应成45°，这是一个没有被证实的结论。当然，这个方向是随施加的荷载而改变的，且随各种岩类而异。对于受压缩破坏的试件，破坏面与较大的（压缩）应力方向的夹角小于45°；对于受拉伸破坏的试件，破坏面与最小主应力方向的夹角约为90°。

这个准则就是著名的库伦准则，肯定是不完全准确的。但它作为库伦-纳维尔准则（Coulomb-Navier Criterion）的特例，往往是有用的。

（3）最大八面体剪应力：假定材料是在八面体剪应力τ_{oct}达到该材料的特征值k时发生破坏。这就是：

$$\tau_{oct}=\frac{1}{3}\{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\}^{\frac{1}{2}}=k \qquad (5\cdot23)$$

这个准则包括所有的主应力。

如上所述，被证明是最有用的破坏准则还没有从简单的数学假设中求得，但它可以用简单的物理假设来表达。这就是库伦-纳维尔、摩尔（Mohr）以及格里菲斯（Griffith）准则，下面将予以讨论。

5.8.1 库伦-纳维尔准则

纳维尔修改了库伦（最大剪应力）准则，他假定对破坏面起作用的法向应力会增加材料的抗剪强度，而其增加量与法向应力的大小成正比。就二向情况而论（图 5-51），若σ_θ和τ_θ是作用在破坏面上的法向应力和剪应力，那么这个准则规定，作用在破坏面上的剪应力达到下列数值时，将发生破坏：

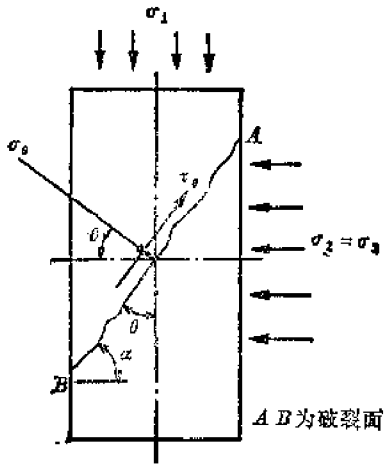


图 5-51 作用在三轴压缩试验试件上的主应力

$$|\tau_\theta| = \tau_f + \mu\sigma_\theta \qquad (5\cdot24)$$

这里τ_f是材料的抗剪强度，而$\mu\sigma_\theta$由于类似斜面上的摩擦力，故可把μ称为内摩擦系数。

在三轴或双轴试验中，这个准则用法向应力和剪应力表示则可写成：

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos2\theta \qquad (5\cdot25)$$

及

$$\tau_\theta = -\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)\sin2\theta \qquad (5\cdot26)$$

于是

$$\tau_f = |\tau_\theta| - \mu\sigma_\theta$$

$$= -\frac{\mu}{2}(\sigma_1+\sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)(\sin2\theta+\mu\cos2\theta) \qquad (5\cdot27)$$

对于θ而言，当

$$\tan2\theta = \frac{1}{\mu} \qquad (5\cdot28)$$

这个方程有一个极大值，而且在此角度时，τ_f为：

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2}[(\mu^2+1)^{1/2}-\mu] - \frac{\sigma_3}{2}[(\mu^2+1)^{1/2}+\mu] \qquad (5\cdot29)$$

方程（5-28）表明，对一种已知岩石来说，尽管μ值和相应的角度可能随着施加的荷载而显著变化，但$\theta < \frac{\pi}{4}$（通过中间主应力轴的破坏面），这和试验证明一致。如果已知材料的μ是常数，则方程（5-29）表明σ_1、σ_3破坏曲线应是一条直线。这种情况对于大多数火成岩和其他坚硬的结晶岩石来说，是完全可以确信的。但是对于蒸发岩矿物、页岩和碳酸盐岩来说，σ_1、σ_3关系曲线的坡度，常常由于σ_3增加而降低。

这个破坏准则用σ_t和σ_c，即材料的抗拉和抗压强度来表示，首先令方程（5-29）中的$\sigma_1=0$，$\sigma_3=-\sigma_t$，于是：

$$2\tau_f = \sigma_t\{(\mu^2+1)^{1/2}+\mu\} \qquad (5\cdot30)$$

这和拉伸破坏相当，再令$\sigma_1=\sigma_c$和$\sigma_3=0$，于是：

$$2\tau_f = \sigma_c\{(\mu^2+1)^{1/2}-\mu\} \qquad (5\cdot31)$$

这和压缩破坏相当。因此，合并式（5·30）和式（5·31）得：

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = \frac{(\mu^2+1)^{\frac{1}{2}}+\mu}{(\mu^2+1)^{1/2}-\mu}$$

这个准则估计抗压强度要比抗拉强度大一些，但其比例并不会象实际所得的那样大（10～50），当标称值$\mu=1.0$时，$\frac{\sigma_c}{\sigma_t}=5.8$。

将方程（5·30）和（5·31）代入（5·29），得

$$1=\frac{\sigma_1}{\sigma_c}-\frac{\sigma_3}{\sigma_t} \qquad (5\cdot32)$$

这就是图5-52中的AB线的关系式，σ_1、σ_3值在AB的左边，材料将发生破坏。σ_1、σ_3值在AC的右边则都可排除在外，因为$\sigma_1<\sigma_3$，故材料不致发生破坏时的σ_1、σ_3值必定是在AB与AC两线之间所限制的范围内。

因为μ是常数，故对拉伸和压缩破坏而言，与$\frac{1}{2}\tan^{-1}\left(\frac{1}{\mu}\right)$表示的破坏角相同。大多数岩石在压缩时，其破坏角相对而言是常数；但在拉伸时，其破坏面一般是垂直于拉应力的方向的。这个理论是假定剪切破裂，所以σ_t不应该是真正的（脆性）抗拉强度，但因在拉伸的剪切破坏时总存在σ_t值，如果在达到此值之前，实际上不发生脆性破坏的话，拉伸和剪切时产生的破裂面在外表上的差别也反映出这两种情况的破坏机理是不相同的。

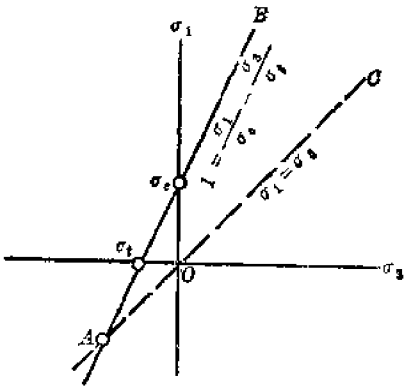


图 5-52　库仑-纳维尔破坏准则示意图

倘若越过破裂面的法向应力是负的话，则内摩擦的概念就没有什么意义了，因为这样将使破裂面趋于分离，故不应指望把库伦-纳维尔破坏准则适用范围扩大。

由表21可见，μ值的变化是从1.0到2.5，此时抗剪强度[由方程（5·31）]约为岩石抗压强度的0.2到0.1倍。

5.8.2　摩尔准则

一种材料可能由于塑性滑动或断裂而破坏，这种破坏或是在滑动面或断裂面上的剪应力τ_θ已增长到一定的数值，而该值通常又取决于作用在该滑动面上的正应力σ_θ；或是在破坏时最大拉伸主应力在数值上已达到一个与性质有关的极限值σ_t。因此在破坏时，或是

$$\tau_\theta=f(\sigma_\theta) \qquad (5\cdot33)$$

或是

$$\sigma_3=-\sigma_t \qquad (5\cdot34)$$

$\tau_\theta=f(\sigma_\theta)$的函数关系必须由试验来确定，并用一条典型曲线$A\sigma_t\tau_tB$（图5-53）来表示。由于这条曲线是用破坏时的$\sigma_3$，$\sigma_1$值绘成的摩尔圆包线，它的物理意义如下：由摩尔圆所代表的任何应力状态都在包线以内时，材料就不会破坏；反之，如果摩尔圆有些部分超出了包线，其临界应力也必将超过；若摩尔圆与包线相切时，材料将呈平面破坏，其破坏面与较大主应力构成夹角θ。摩尔准则进一步说明中间主应力σ_2对破坏没有影响。

这个破坏准则不仅规定了破坏时的应力状态，而且预示了破坏面的方向。在三轴压缩试验中的试件，τ_θ始终是随着σ_θ而增加的。因此，摩尔准则意味着材料在静水压力时不会破坏，结果同试验的实际情况是一致的。倘若将包线投影到$-\sigma$象限，则预测不出拉伸

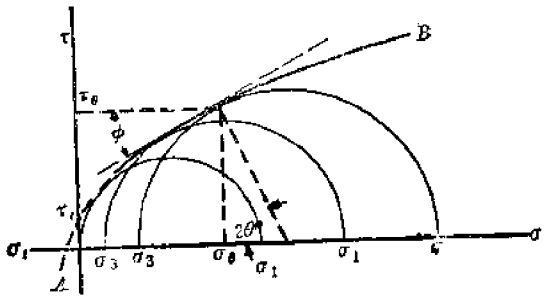


图 5-53 摩尔破坏准则示意图

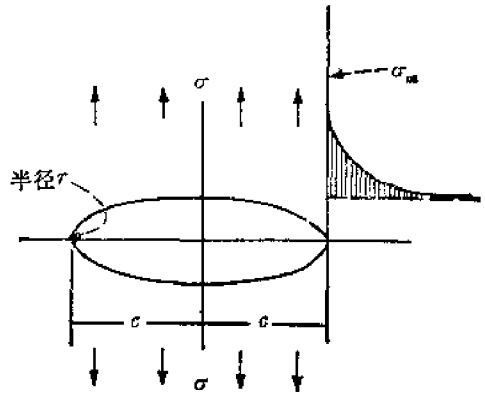


图 5-54 在椭圆孔端部的应力分布

破坏的正确量级或破坏角。在这些象限中，最大拉伸应力的标准是假定的，即在σ_3达到临界值$-\sigma_t$时将发生破坏，而且该破坏面必将与破坏应力的方向垂直。

当包线是直线的特殊情况时，则

$$\tau_\theta = \pm(\tau_t + \sigma_\theta \tan\phi) \qquad (5\cdot35)$$

再取 $\tan\phi = \cot 2\theta = \mu$，则

$$\tau_\theta = \pm(\tau_t + \mu\sigma_\theta) \qquad (5\cdot36)$$

可见库伦-纳维尔和摩尔理论同样可用于这种特殊情况，有关摩尔准则的某些资料在5.7节已予以指出。

5.8.3 格里菲斯准则

格里菲斯准则（1921）是以材料中存在细微的裂缝为前提的。当材料受到应力时，格里菲斯裂缝尖端周围就发生很大的拉应力集中；当该尖端或其附近的拉应力达到某一临界值时，裂缝开始扩张，最后引起破坏。这个理论已为对玻璃的试验所证实。

在一块具有长轴为2c的椭圆形孔洞并受到垂直于长轴方向的平均拉应力σ（图5-54）的单位厚的平板中，最大拉应力σ_m可由下式得出[英格里斯（Inglis），1913]

$$\sigma_m = 2\sigma\left(\frac{c}{r}\right)^{\frac{1}{2}} \qquad (5\cdot37)$$

式中r是在长轴两端的曲率半径。最大应力发生在长轴的两端，且在$r \to 0$时，椭圆就趋近于一条扁平裂缝，应力则趋于无穷大。裂缝长度可以假定是最长的颗粒边界，如果σ_m等于材料在没有开裂时所能够承受的应力，则该裂缝就会扩展，要估计这个应力，必须考虑开裂的过程。当一条裂缝开始扩散时，弹性能就被释放出来，但也得到了相当的能量，其值等于新裂缝发生时产生的裂缝表面能。在一块薄板中，因裂缝扩散而释放的弹性应变能为：

$$W_e = \frac{\pi c^2 \sigma^2}{E} \qquad (5\cdot38)$$

由于产生裂缝而得到的表面能是：

$$W_s = 4c\sigma_s \qquad (5\cdot39)$$

式中σ_s是表面拉力。

因此裂缝减少的总能量为：

$$W=W_e-W_t=\frac{\pi c^2\sigma^2}{E}-4c\sigma_s \qquad (5\cdot40)$$

按照格里菲斯的看法，象这样一条裂缝正要扩散或者还没有扩散，而如果$\frac{\partial W}{\partial c}\geqslant 0$就产生脆性破坏。这就是说，如果净得的总能量趋于最大值的话，则：

$$\sigma=\left(\frac{2\sigma_s E}{\pi c}\right)^{\frac{1}{2}}\geqslant\sigma_t \qquad (5\cdot41)$$

式中σ_t是材料的抗拉强度。

在这个方程中，应力必然导致随存在裂缝的长度而异的脆性破裂，因此纯粹脆性材料的抗拉强度是由受荷前就有的最大裂缝所决定。

格里菲斯（1924）还指出，拉应力在靠近裂缝尖端处发展了，其方向按角度定向而不是垂直于作用力，而且加压缩荷载和加拉伸荷载时一样。

如果$\sigma_3/\sigma_1<-\frac{1}{3}$❶，当小主应力等于单轴抗拉强度时将发生破裂。即当$\sigma_3=-\sigma_t$时，破坏角$\theta=0$。若$\sigma_3/\sigma_1>-\frac{1}{3}$，当

$$\frac{(\sigma_1-\sigma_3)^2}{(\sigma_1+\sigma_3)}=8\sigma_t$$

且在已知角为：

$$\cos 2\theta=\frac{1}{2}\ \frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{(\sigma_1+\sigma_3)}$$

时，就会发生破裂。

若$\sigma_3=0$，$\sigma_1=\sigma_c$时，则$\sigma_c=8\sigma_t$。因此，格里菲斯破裂准则推算出的压应力值，应该是拉应力的8倍。因大多数岩石的抗压强度是抗拉强度的10到50倍，故此情况与观测结果不一致。

作用的应力一旦达到下列数值，就会开始破裂，并进入破裂扩散阶段：

$$\left(\frac{2\sigma_s E}{\pi c}\right)^{\frac{1}{2}}$$

破裂扩散有两种类型，即稳定的和不稳定的。

只要裂缝的一半长度$\left(\frac{c}{2}\right)$和作用的应力σ之间有一定关系，而且保持着如下条件：

$$\sigma>\left(\frac{2\sigma_s E}{\pi c}\right)^{\frac{1}{2}}$$

则破裂扩散是稳定的。

当c与σ之间不存在独特的关系，即当其他数值，例如裂缝增长的速度也起着重要作用，而且不能再靠施加荷载来控制破裂扩散时，则破裂扩散就不稳定。

尽管在稳定扩散时，裂缝的增长能够由停止增加荷载来止住，但这并不能止住不稳定

❶ 以压缩为正和$\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$。

的破裂扩散；因此即使应力保持不变，也不能控制破裂扩散。不稳定破裂扩散虽很迅速，稳定的破裂扩散一般却是一个缓慢的过程。

如果能量有效，而且开裂超过最大速度，则裂缝就会分支，随即裂开几条缝。

默雷尔（1962）证明了这个破裂准则相当于以下式表示的破坏时的摩尔包线：

$$\tau_\theta^2+4\sigma_t\sigma_\theta=4\sigma_t^2 \qquad (5\cdot42)$$

因此，格里菲斯模型比较简单，它属于具有特定长度微裂缝的脆性材料的模型，可以用一条抛物线形的摩尔包线来表示破坏准则。虽然有些沉积岩（石灰岩、砂岩以及碳质页岩等）具有非线性的摩尔包线，但就更多的脆性岩石而言，例如花岗岩和石英岩，在压缩时却普遍具有一条线性的摩尔包线。还有，格里菲斯裂缝周围的应力集中是根据弹性理论计算出来的，其破坏机理应与时间无关，因此无需考虑强度随应力或应变速率而变化的因素。

麦克林托克（McClintock）和沃尔什（Walsh）(1962)曾将格里菲斯准则推广用于压应力很高的双轴条件下，其压应力足以使裂缝闭合，因此在裂缝表面上有摩擦力的作用。此一经过修改的格里菲斯准则包括两个临界值，即以材料的单轴抗拉强度来表示（象原先的格里菲斯准则那样）的尖端处的临界拉应力和裂缝表面之间的摩擦系数，当：

$$\sigma_1\{(1+\mu^2)^{1/2}-\mu\}-\sigma_3\{(1+\mu^2)^{1/2}+\mu\}=4\sigma_t\left(1+\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_t}\right)^{1/2}-2\mu\sigma_{cr} \qquad (5\cdot43)$$

时就会发生破坏。这里μ是裂缝表面的摩擦系数，σ_{cr}是垂直于裂缝，并使裂缝封闭所需的应力。应当指出，裂缝表面的摩擦系数和摩尔破坏准则中出现的内摩擦系数并不相同，虽然这些数值可能与之有关。

布雷斯（1963）指出，σ_{cr}是很小的，可以忽略不计。因此上式变成：

$$\sigma_1\{(1+\mu^2)^{1/2}-\mu\}-\sigma_3\{(1+\mu^2)^{1/2}+\mu\}=4\sigma_t \qquad (5\cdot44)$$

正如在库伦-纳维尔准则σ_1和σ_3之间的关系一样，是线性的。若$\sigma_1=\sigma_c$和$\sigma_3=0$都是简单压缩的条件，则抗压与抗拉强度之比就是：

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t}=\frac{4}{\{(1+\mu^2)^{1/2}-\mu\}} \qquad (5\cdot45)$$

当$\mu=1$，抗压与抗拉强度之比就接近10。这对上述库伦-纳维尔推算出来的比值为5.8却是一个修正，但仍低于一般实测值。

这里所作关于格里菲斯理论的论述是以两向模型为基础，即以一块薄板中的一条裂缝为基础。萨克（Sack）（1946）曾将此理论推广到三向问题的羽状裂缝中，并测出最大和最小边界应力，以及表面能量与二向情况相差只有百分之几。在垂直于主应力和平行于中间应力的平面上，由于裂缝增长而发生破裂，这意味着裂缝的增长和强度都不受中间主应力大小的影响。

5.9 摘要和结论

许多研究者都研究过侧限压力对强度的影响，经发现在所有的情况下，强度是随侧限

压力增加而增加的，其增加的速率取决于岩石的种类和侧限压力的大小。

岩石的强度是随温度升高而降低的，其影响对不同类型的岩石是不同的。

孔隙压力的影响取决于岩石的孔隙，孔隙中液体的粘滞性，试件的大小以及应变速率。通常增加孔隙压力就会降低强度。有效侧限压力的概念，只有在加荷速率小于某个临界值时才是正确的，而这个临界值则取决于岩石的渗透性，孔隙中液体的粘滞性以及试件的大小。

通常强度是随着加荷速率增加而增加的，但是也曾观测到相反的情况，就某些岩石来说，未发现有很大影响。

在一般三轴应力系统下进行试验的重要性，早已为人们所共知，可是，由于试验的困难而很少进行过研究。最近（霍杰姆和库克，1968；茂木，1971，*a*，*b*）设计并建造了普通三轴压缩试验及其设备，试验结果清楚地表明了中间应力值对岩石强度的影响。

本章介绍了许多破坏准则。库伦-纳维尔和摩尔准则规定了破坏时作用的应力之间的相互关系，并对所研究的各类岩石通过试验可以验算这些关系。这些理论并没有假设任何导致破坏的内在机理，因而不能使最终破坏与其物理数据联系起来。另一方面，格里菲斯准则却提供了内在的机理和涉及基本物理数据与破裂有关的数学模型；但对岩石而言，因为这些数据难于测量，所以必须采取经验手段，即根据抗压和抗拉强度以及裂缝面上的摩擦系数来评价这个准则。

附录　刚性试验机

刚性试验机的概念

关于试验机的刚度对试件破坏的影响，曾由韦特纳（Whitney）(1943)首先提出了明晰的解释。他阐明了在混凝土圆柱体破坏时，试验机头部的弹性移动强加给试件发生很大的附加应变，该应变可能比破坏开始时的总应变还要大得多，其结果是使试验机和试件中储存大量弹性能量，此能量一经释放即造成试件破坏。

沙拉蒙（Salamon）（1970）曾提出关于试件破坏以后其性能的极其清楚的概念。当试件在试验机上承受荷载时，这个系统可以用放在两个刚性支点 R 点和 R' 之间的二根刚度为k_m(机器的)和k_s（试件的）的弹簧来表示（图1a）。交点如图1b所示，对交接点 (o) 作正负向移动。假设两根弹簧都是线性的，则试验机与试件的作用力-位移的关系曲线由图1c示出，并由下式表达：

$$\left.\begin{aligned} F_m &= -k_m\delta_m \\ F_s &= k_s\delta_s \end{aligned}\right\} \qquad (A\cdot 1)$$

式中　F——作用力（压力）；

δ_m——机器的位移；

δ_s——试件的位移。

只要下列条件成立，该系统即获平衡：

$$\left.\begin{aligned} & F_m = F_s \\ \text{或}\quad & -k_m\delta_m = k_s\delta_s \end{aligned}\right\} \qquad (A\cdot 2)$$

假如试件的性质是非线性的，那末$F_s=f(\delta_s)$，而平衡条件变为：

$$-k_m\delta_m = f(\delta_s) \qquad (A\cdot 3)$$

只要弹簧（机器的）没有增加外部能量，就不能引起试件进一步变形，这个系统的上述平衡条件就保持住了。现在如果R和R'两支点仍相对地固定，而且如果试件由于在A点破坏而使其产生某些变形（图1c）的话，则弹簧使试件产生 Δ_s 位移所作的虚功 (ΔW_m)相当于功能ΔW_s。只要如下的条件有效，平衡条件将可保持：

$$\Delta W_s - \Delta W_m > 0 \qquad (A\cdot 4)$$

这就将导致作用力从F降落到F'。

在虚位移时，机器对岩石试件所作的功是：

$$\Delta W_m = \left(F' + \frac{1}{2}\Delta F_m\right)\Delta_s \qquad (A\cdot 5)$$

而试件本身变形所吸收的功是：

$$\Delta W_s = \left(F' + \frac{1}{2}\Delta F_s\right)\Delta_s \qquad (A\cdot 6)$$

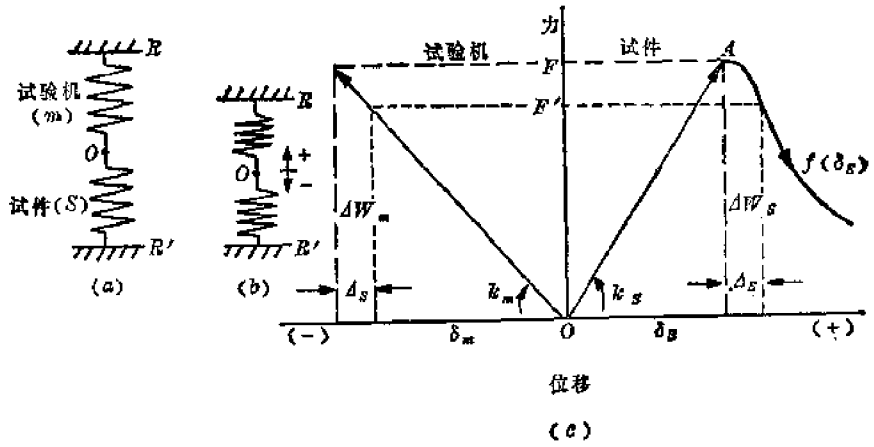


图 1　试验机-试件的试验系统(a)和(b)及线性的力-位移曲线(c)示意图
[胡德逊、克劳奇、弗柯霍斯特，1972]

ΔF_m和 ΔF_s 值都是取决于机器和试件的刚度。试验机的刚度仍然是线性的，但岩石试件在破坏后的刚度就可能不是线性的。因此：

$$\left.\begin{aligned}\Delta F_m &= -k_m \Delta_s \\ \Delta F_s &= f(\delta_s)\Delta_s = \lambda \Delta_s\end{aligned}\right\} \qquad (A\cdot 7)$$

这里的 λ，代表试件破坏后的力-位移曲线上正在破坏发生处的斜率。

将方程（$A\cdot 7$)代入方程($A\cdot 5$)和方程($A\cdot 6$)，得：

$$\Delta W_m = \left(F' - \frac{1}{2}k_m \Delta_s\right)\Delta_s \qquad (A\cdot 8)$$

$$\Delta W_s = \left(F' + \frac{1}{2}\lambda \Delta_s\right)\Delta_s \qquad (A\cdot 9)$$

将ΔW_m和ΔW_s代入平衡条件方程($A\cdot 4$)得：

$$\lambda + k_m > 0 \qquad (A\cdot 10)$$

机器的力-位移曲线的斜率是$+ve$，并有相应的($+k_m$)；试件的力-位移曲线的斜率在破坏点处则从正值变到负值。方程($A\cdot 10$)的条件指出，只有$k_m > \lambda$❶，则在破坏前和破坏后的整个范围内，平衡将始终是稳定的。如果把机器的刚度叠加在试件破坏后的曲线上（图 2），那末在试件的力-位移曲线上作切线处，就发生不稳定情况，且在该点将发生猛烈破坏。如果机器的刚度是高的（$+k'_m$），那么这种不稳定条件就决不可能达到。只有运用外部能量才能控制试件的破坏，试件才会发生位移。

当$k_m > \lambda$时，对试件而言，机器可被称做刚性的；否则就是柔性的。大多数试验机的刚度是0.9×10^6公斤/厘米。

试验机的刚度

常见的试验机系由液压或螺杆传动的加荷系统、加荷架以及可以移动的十字头组成。

❶ 原文为$\lambda > k_m$可能有误。——译者

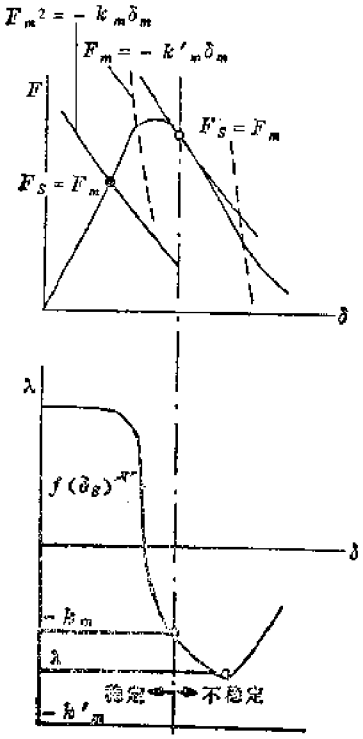


图 2　用$f(\delta)$和$f(\delta_s)$或λ所表示的不稳定的准则图
（沙拉蒙，1970）

此外，在岩石试件的试验中，还要用垫板和作为压力计的钢柱以及垫片。因此，试验系统的刚度取决于这些材料的刚度。

将N个构件加以串联排列受同样的力后，其组合刚度可由它们的刚度倒数之和的倒数得出：

$$k_m = 1 \Big/ \left[\sum_{i=1}^{i=N} \frac{1}{k_i}\right] \qquad (A\cdot 11)$$

并联排列构件的刚度就是这些元件的刚度之和：

$$k_m = k_1 + k_2 + k_3 + \cdots + k_N \qquad (A\cdot 12)$$

显然，试验系统的总刚度取决于机器的设计和试验的方法（垫片等的应用）。

元件的刚度意指单位位移所需要的力。因此，当一个长度为L，断面积为A以及弹性模量为E的弹性构件，它在承受单轴压缩时的刚度可由下式求得：

$$k = \frac{AE}{L} \qquad (A\cdot 13)$$

由此可见，这样一种构件，在增加弹性模量或断面积，或减少长度时，其刚度将提高。试验机的架子，放在试件与压板之间的垫片以及压力计等都是承受简单压缩的，增加它们的断面积和缩短它们的长度也能够增大它们的刚度。

十字头和加荷板的刚度取决于其受荷的面积。影响刚度的主要因素，可能是加荷板的压痕，特别是当十字头很薄时更是如此。铁木森柯（Timoshenko）和古第尔（Goodier）（1951）曾指出，直径为d的刚性圆形冲压器使平面压出凹痕的位移是：

$$W=F(1-\nu^2)/dE \qquad (A\cdot14)$$

式中 W——位移；

F——荷载；

ν——泊桑比；

d——冲压器或冲模（如岩石试件）的直径；

E——平面的弹性模量。

这就是说，两块坚固连接的加荷板的刚度，几乎完全可以用$\frac{1}{2}dE$求出。若试件（充当冲压器）的直径是2.54厘米，则钢板的刚度约为2.7×10^6公斤/厘米。

在岩石很坚硬时，加荷板的压痕影响是很大的，可以利用由钨碳化物制成的锥体形荷载扩张器予以消减。

液压加荷系统的刚度是由液体的压缩性和圆柱体的膨胀性，以及管路、度量计、阀门等来确定。高度为H，体积模量为K和横断面积为A的液柱刚度为：

$$k=\frac{AK}{H} \qquad (A\cdot15)$$

因此，减小液柱高度，增加液柱的横断面积，可以增加刚度；同时缩短管路的长度，利用较强的圆柱体和管路以及利用象水银那样压缩性较小的液体，也可以增加刚度[斯泊斯（Spaeth），1935；特纳和巴那德（Barnard），1962]。

库克和霍杰姆（1966）曾分析50吨的商品试验机，其刚度为0.097×10^6公斤/厘米，他们发现在主要结构构件中的刚度分配如下：

活塞杆$=4.5\times10^6$公斤/厘米

十字头$=1.51\times10^6$公斤/厘米

圆柱体壁$=1.37\times10^6$公斤/厘米

连结螺栓$=0.67\times10^6$公斤/厘米

液压油$=0.14\times10^6$公斤/厘米

所以，可通过减小液压油的压缩性到最低程度，增加构件的断面积来减小构件中的应力，减短构件的长度和减少构件之间荷载承压的接触面的数量，以及保证所有的接触面尽可能配合准确等措施来增进机器的刚度。

最近已经制造了许多伺服控制的刚性试验机，使用非常成功。在这些机器中，压板的位移和速率，荷载或加荷的速率都能靠反馈来控制。在这种机器中，重要的因素并不是加荷架或液压系统等的刚度，而是正确选择反馈的信号和闭合回路的反应时间。闭合伺服控制的原理示于图3。例如说，当试验是以位移控制作为控制变量时，从安装在加荷架（或试件）上的两块压板之间的位移传感器发出的信号输送到伺服控制器中，这个信号与发自程序装置的信号相比，而经程序设计的程序装置可给出以恒速增加的电压信号以示恒速位移（例如机电函数发送器或电子函数发送器）。伺服控制器对伺服阀供给控制信号，这个信号同反馈和程序信号之间的差误大小和极性是成比例的。当两个信号相当时，则试验与程序设计相对应，因此伺服阀保持不动；如一旦发生差误，该阀就起到降低或增加圆柱体中

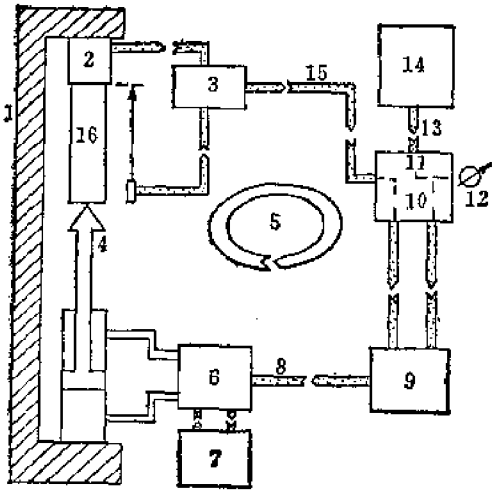


图 3　快速反应、闭合回路、伺服控制试验系统示意图

（胡德逊、布郎、弗尔霍斯特，1976）

1—荷载架；2—压力盒；3—模型选择器；4—位移传感器；5—闭合回路；6—伺服阀；7—水力供应；8—控制信号；9—伺服控制器；10—模数；11—输入；12—零位调节；13—程序信号；14—程序；15—反馈信号；16—试件

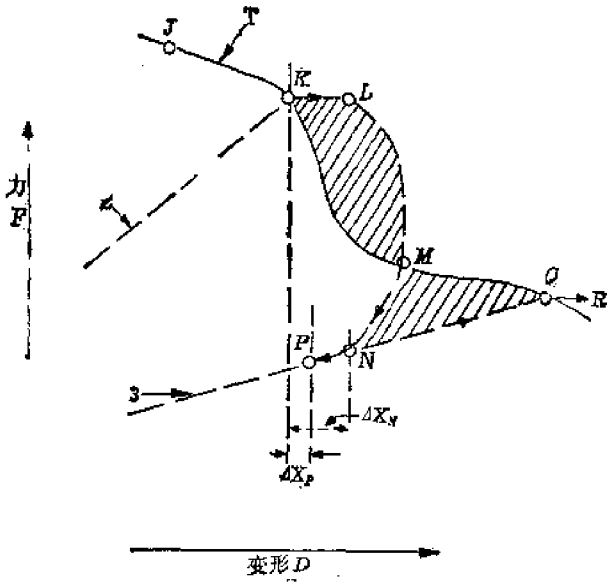


图 4　对迅速产生非稳定性理想反应的伺服系统

[鲁迈尔（Rummel）和弗阿霍斯特，1970]

1—连续变形轨迹LCD；2—试件变形到K后的残余弹性模量$RE1$；3—变形到Q后的残余弹性模量$RE2$

压力的作用，以使试验与程序设计条件相适应。例如，倘在破坏后部分范围发生大应变，则伺服阀一打开就使圆柱体中的压力下降，圆柱体上的荷载也就因此减小了。

兹将伺服控制机器中发生明显的不稳定趋势简要地用图 4 表示。其出现的顺序是，当一个试件在任一恒定的变形率为$\dot{x}$的情况下，沿JK线变形时（图 4），由于在K点开始裂缝或者裂缝出现扩散的结果，因而使试件产生不稳定。此时伺服系统就相当于一台柔性

的机器，给它以反作用使力降低，于是试件也跟着变形到L点；同时由于机器产生的动能而仍不稳定，直到N点才停止。在此期间，如果不稳定开始时的K和终止止时的N之间所经过的时间是t，则$\dot{x}t=\Delta x_p$。因为试件变形结束（到Δx_N）后，该系统又将再卸荷，残余弹性曲线跟着就到P点。在这个点，该系统又将开始加荷，试件将循着PNQ的轨迹发生变形，直到破坏点Q为止。上述循环是再次重复的，于是得出$JKLMNQ$曲线，而不是实际曲线$JKMQ$。

该系统的时间反应，即在发现误差和校正误差之间所经历的时间至为重要。如果这个时间长了，则在压力减小以前，有可能已开始发生裂缝。对岩石裂缝增长速率进行的研究（宾尼阿斯基，1968）表明，裂缝速度增加得很慢。在初始阶段几乎是每秒从零增至几厘米，这是可以控制的。伺服控制机构的感应时间约为5毫秒。如果采用适当的反馈信号，则在这样短的时间内，开始出现的裂缝不会扩散得很远。

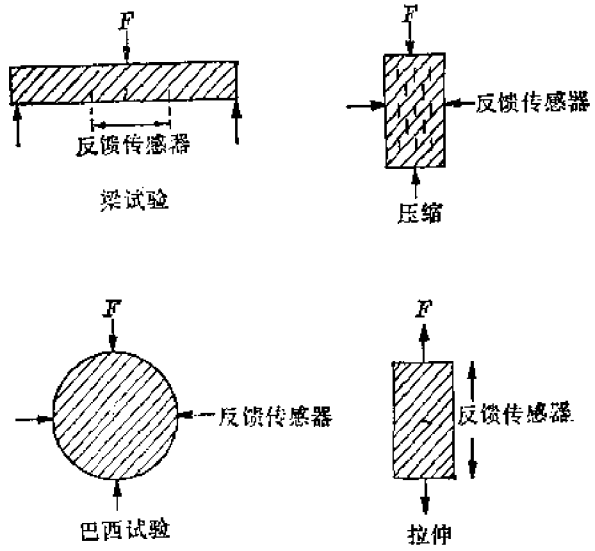


图5　在各种情况下最佳位移的反馈图

在岩石试验中，一般采用的反馈信号是位移。因而当把反馈传感器放在探查破坏最灵敏的地方时，即可得到最适当的控制。各种试验反馈传感器的安置示于图5。要记住重要的一点是增加反馈信号应象程序信号那样单一不变。在大多数情况下，在最大荷载方向的轴向位移可不单一增加；一般最好是使反馈信号放在最小主应力的方向。

岩石试验的刚性机的发展

京德尔（Kiendl）和马达尔（Maldarl）（1938）第一次求得由压缩扩展到破坏的应力-应变全过程曲线。当时是用直径为15.24厘米，长30.48厘米的混凝土试件在利莱（Riehle）试验机上进行试验的。试验机头的位移是按0.15厘米/分钟加以控制。后来，韦特纳（1943）、勃兰克斯（Blanks）和麦克亨利（McHenry）（1949）等人都对混凝土进行过研究。

对岩石破坏后性能的研究工作是1965年由鲍丁（Paulding）（1965a, b）才开始的。他将花岗岩试件通过一根简单支撑的钢梁加荷，然后观察接近抗压强度时试件上裂缝增长的情况。库克（1965）给田纳西大理岩和圣克罗德（St. Cloud）花岗岩等岩石试件加荷，使钢管与试件的长轴平行（图6），这就使机器的刚度从0.28×10^{10}公斤/厘米增加到1.40×10^{10}公斤/厘米。而且可以得到部分破坏后的曲线。

最早获得应力-应变全过程曲线的，可能是宾尼阿斯基（1966），他是用与试件相平行的几根钢柱在1兆牛顿（100吨）的加压机上加荷，其装置示于图7。该机器的刚度取

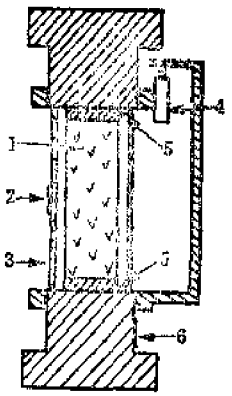


图 6　测定岩样应变-应力特性及增加压力试验机刚度的设计图
1—岩石试件；2—应变计(侧向载)；3—钢筒；4—线性电位计；5—钢垫板；6—应变计(总荷载)

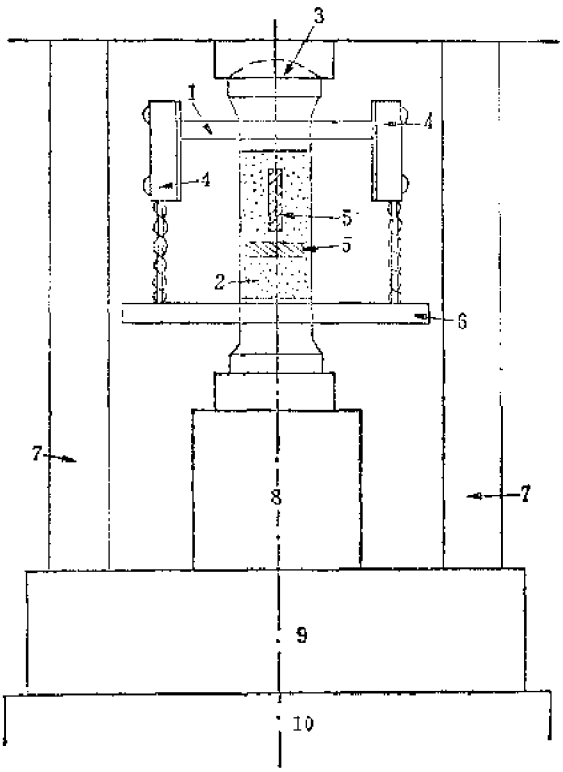


图 7　用刚性元件增加试验机的刚度图
1、6—夹环；2—岩石试件；3—球座；4—线性电位计；5—应变计；7—钢性元件；8—测量试件上荷载的压力盒；9—加荷活塞；10—试验机圆柱体

决于钢柱的直径和高度，其变化可在 0.11×10^{6}～1.85×10^{6} 公斤/厘米之间。库克与霍杰姆（1966）设计了第一台刚性试验机（图 8），它包括安装在三根直径为 6.4 厘米，长为 58.4厘米的铝合金柱子上的三块直径为33厘米和厚度为 3.8 厘米用软钢制成的十字头，其中顶部和底部的十字头是固定的，中间的十字头是可移动的。将试件放在顶部和中部的十字头之间，并用30吨的液压千斤顶施加预压，然后用热水在铝柱中循环加热，将千斤顶固定。在加荷的最后阶段，又经循环冷水使柱子收缩。他们制成的机器刚度约为 1.62×10^{6} 公斤/厘米和机器的最大能量是100吨。

瓦威尔斯克（1968）和瓦威尔斯克与弗阿霍斯特（1970）曾利用同样的原理，制成了一台刚度为1.58×10^{6}公斤/厘米的机器。这台机器利用100吨的圆柱体来代替一台 60 吨的较重铝柱，该铝柱带有为冷却而开的五个中心孔。这台机器有许多改进之处，所以它可以利用三个千分表和调节流量来连续地校正十字头的平行；其应变率约为每秒10^{-5}，试件的加荷方法也略有改进，用100吨液压圆柱体使试件受荷约为最大荷载能力的50～75%，将十字头固定并使冷水通过铝柱循环以增加荷载。记录器上的扫描任何时候都表明岩石破坏后的曲线要比机器的卸荷特性曲线陡一些。开动 100 吨靠冷却的铝柱就产生一个相反方向的力，这样就降低了试件上的荷载。因此，当伴随破裂扩散的剩余能量一旦用尽，试件即停止了破坏；当破坏停止后，试件又再加载，直到破坏曲线再次出现，破裂又开始扩散。

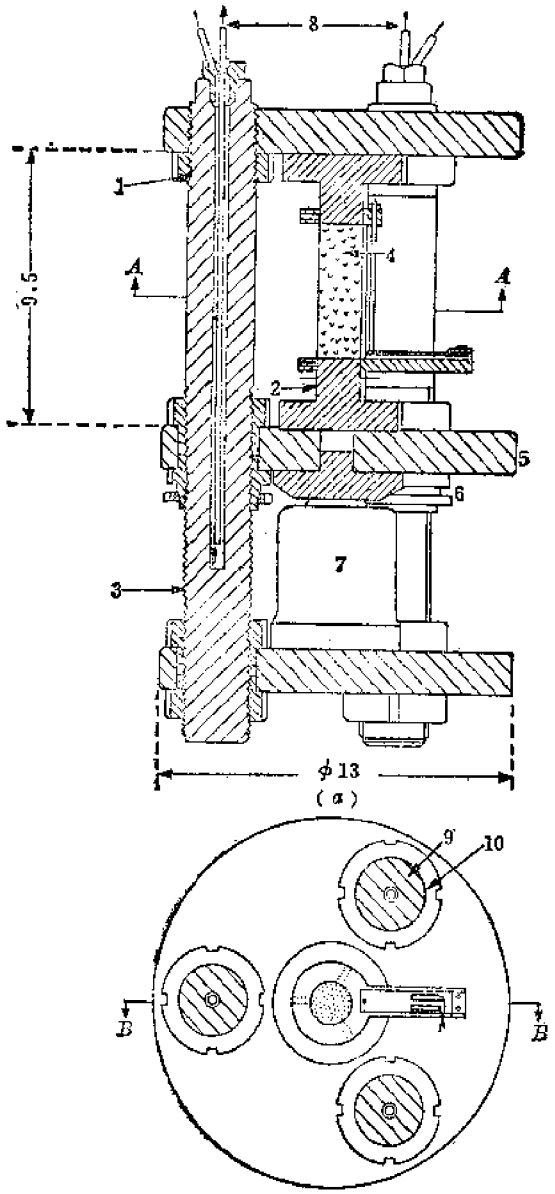


图 8　100吨热控制刚性试验机

（长度单位：英寸）

(a)E-E剖面；(b)A-A剖面；1—0.2英寸螺距60°螺纹；2—荷载应变计；3—0.24英寸螺距方牙螺纹；4—岩样φ1.55英寸×4.5英寸；5—十字头；6—滚链连接的荷载螺母；7—30吨预压荷载千斤顶；8—加热的水；9—φ2.5英寸钢柱；10—防松螺母

利用伺服机器来研究岩石破坏后的性质，现在已经是很普遍了。这些机器的基本原理已经作过介绍。