

坝体抗滑稳定和坝基处理译文集

坝体抗滑稳定和坝基处理译文集

长江流域规划办公室技术情报科

1271

水利电力出版社

版社

坝体抗滑稳定和坝基处理译文集

长江流域规划办公室技术情报科

水利电力出版社

坝体抗滑稳定和坝基处理译文集

长江流域规划办公室技术情报科

*

水利电力出版社出版

(北京东直门外大街66号)

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

中国建筑工业出版社印刷厂印刷

*

1975年11月北京第一版

1975年11月北京第一次印刷

印数 0001—6975 册 每册 0.94 元

书号 15143·3163

编译者的话

在毛主席革命路线指引下，我国水利水电建设事业取得了伟大成就，并且正在迅速发展，形势一派大好。

遵照毛主席关于“洋为中用”的教导，我们选译了近年来国外科技书刊上一些有关坝体抗滑稳定和坝基处理等方面的文章，编成本译文集，作为建坝中处理这些问题的参考。

本译文集共收集十九篇文章，内容上大体可分为两部分。一部分是关于坝体抗滑稳定计算问题，主要介绍岩石的抗剪强度试验技术及其指标的取用标准；另一部分是关于坝基处理问题，主要介绍一些国家对坝基采取的处理措施。此外，鉴于国外在建坝实践中已广泛应用剩余强度的概念，故本译文集也选用了这方面的文章以供参考。

本译文集由长江流域规划办公室技术情报科译校，其他有关处室的一些设计、科研人员也参加了翻译和审稿工作。由于我们的政治思想水平和业务水平有限，译文中的缺点和错误，恳切希望读者批评指正。

1975年2月

目 录

编译者的话

大坝的抗滑稳定问题	1
坚硬岩石的初始抗剪强度和剩余抗剪强度	28
关于基岩变形和剪切特性的调查报告	42
粘土边坡的长期稳定	48
用大尺寸岩块剪切法研究苏联克拉斯诺雅尔斯克水电站坝基的强度	67
建在软弱岩基上三座大坝的抗滑稳定	73
西班牙梅基南萨大坝的抗滑加固措施	85
澳大利亚沃腊甘巴坝的基础问题	97
铁门大坝的基础	108
巴基斯坦曼格拉水利枢纽的基础问题	119
苏联萨拉托夫水电站的坝基处理	126
评价坝基的新方法	131
爆破对水工建筑物基坑坚硬岩基的影响	134
灌浆帷幕和排水设施对坝基扬压力的影响	140
坝基岩层的固结灌浆和帷幕灌浆	151
用化学灌浆加固岩石	162
重力坝岩基断层处理的力学分析	170
日本奈川渡坝的断层处理	178
用后张钢缆锚固马来西亚穆达坝坝基	191

大坝的抗滑稳定问题

第一部分

这一部分根据岩石力学的原理，对重力坝与支墩坝的抗滑稳定加以评价并作出选择。

为了保证大坝做到既经济又安全，首先需要弄清地基自然特性各个方面的问题。虽然长期以来就知道这一点，但对这个重要意义的认识，是随世界筑坝经验的积累而提高的。这不仅是因为水库的水位增高与水量增大，也因为要尽量利用不良的地基条件，已显得更为重要。

不论是重力坝还是支墩坝，首先遇到的就是抗滑稳定这个课题。即使是河谷宽阔而基础条件又复杂的坝址，这两种坝型和现时占优势的拱坝，也都是适宜的。特别是重力坝（包括支墩坝）的抗滑稳定，要求建坝者对地基情况有精确的了解和可靠的判断。在过去的记载中，由于坝基抗剪强度或抗滑能力不足而招致大坝失事的情况，曾接二连三地发生。如1895年法国的布泽坝、1911年美国的奥斯汀坝、1923年意大利的格伦诺坝和1928年美国加利福尼亚州的圣·弗兰西斯坝的失事。

研究过去二十年的国际文献，证实在判断抗滑稳定的准确性方面，是存在一定问题的。即使现时在研究坝址情况的深度方面有了很大的进展，如近期所发展的岩石力学，在近十年来已经提供了许多有价值的经验，但安全系数仍有待规定。

传统的计算

从近代坝工建筑开始实践起，对坝基接触面的抗滑稳定，均采用以下简单公式：

$$\eta_s = \frac{f_0 \Sigma V}{\Sigma H}$$

式中， ΣV 代表垂直作用力之和，包括坝基水压力（扬压力）， ΣH 是水平作用力之和， f_0 是摩擦系数。此值原是将潮湿岩体的平面置于倾斜面上而求得的，一般为 0.6~0.8。

比值 $\Sigma H / \Sigma V$ 有时称为滑动因数 f ，对于重力坝，此值一般为 0.7 左右。支墩坝具有向上游倾斜的坡度，坝底扬压力较小，此值大约为 0.6。这两种坝型经过计算所得的安全系数往往偏低。虽然可由坝底与基岩的牢固粘结而有效地获得安全系数，但在各种情况下的实际安全度，仍然只能粗略估计。

例如在一个不利的成层的岩层上, 提高抗滑稳定的方法, 是在下游坝趾附近的坚固岩石里挖成台阶, 并用砂浆与坝粘结, 或者将坝建在向上游倾斜的基岩面上。

因为作用在支墩坝基上的压应力与剪应力较重力坝为大, 支墩坝基础如建筑缝一样, 常做成倾斜状或台阶状。这是英国的实践经验, 例如吉沃锐与埃罗切特支墩坝。如倾斜基础面与水平面所夹之角为 ε , 则:

$$f_1 = \frac{f - \operatorname{tg} \varepsilon}{1 + f \operatorname{tg} \varepsilon}$$

假定其坡度为10%, $f=0.7$, 则计算抗滑稳定值将提高近25%。

在三十年代初期, 经常考虑接触面的抗剪强度, 并采用库伦的方程式 $\tau = \tau_0 + f_0 \sigma$, 于是:

$$\eta_s = \frac{\tau_0 A + f_0 \Sigma V}{\Sigma H}$$

式中, σ 是正应力, τ_0 是接触面上的凝聚力或混凝土与岩石间的凝聚力, 取其较小的值, A 是底面积。因为随着坝高 h 的增大, ΣV 与 h^2 成正比增长, A 与 h 成比例增长, 这个公式对较高的坝可给出较低的安全系数。

在这之后, 不肯定的因素主要是 τ_0 , 因而在上述方程式中加入折扣系数。但对所谓真正的抗剪-摩擦安全系数的合理要求, 则存在分歧意见。

1940年作者曾建议下列公式:

$$\eta_s = \frac{\tau_0 (1-m) A + f_0 \Sigma V}{\Sigma H}$$

式中, $m(=0.3 \sim 0.4)$ 根据当时德国的实践, 代表扬压力的面积因数。这个建议公式是根据普遍经验而提出的, 其中甚至包括基础处理很仔细的重力坝, 尽管进行了基岩的水泥灌浆, 在沿着坝底设立各测量点(岩石没有钻孔)一次又一次测到了扬压力。所以不能认为接触面用水泥沙浆胶结是真正有效的。

美国垦务局推荐的抗滑稳定方程式的库伦表示方法, 采用安全系数 $\eta_s=4$, 相应设计条件为最高水位、最大扬压力与地震力, τ_0 与 f_0 由现场试验结果决定。

1945年美国教科书中采用下列公式:

$$\eta_s = \frac{\tau_0 r A + f_0 \Sigma V}{\Sigma H}$$

式中, $r = \frac{\tau_m}{\tau_{最大}}$ 代表平均剪应力与在下游坝趾最大剪应力之比, 一般为0.5, η_s 取4~5, 建议的 f_0 值是传统的摩擦系数0.7~0.75。在美国所建高坝和其他类似的坝, 要获得这样的 η_s 值, 所需要的 τ_0 大约为30~50公斤/厘米², 相当于高质量的大体积坝混凝土的抗剪强度。

1945年以后, 英国在苏格兰修建了一些混凝土重力坝与支墩坝。其中较高的是克利尔文重力坝(66米)、洛舍斯洛(54米)、埃罗切特(49米)与克腊强(46米)支墩坝。当时最高的是威尔斯的克莱韦多格坝(72米)。这些中等高度的坝, 凡建在良好的坚硬岩石(花岗岩、坚硬片岩与砂岩)上者, 几乎都没有发生特殊的问题。

西德也是一样, 1945年后修建了一座重力坝, 即58米高的奥利弗空心支墩坝, 建在泥盆纪页岩上。东德高100米的腊普博德坝, 是一座宽缝重力坝, 基础较复杂; 还有索萨坝、魏达的贝米希斯米略坝、特里的珀耳坝和晚近兴建的弗勒哈的劳申巴赫坝, 以及几个较小的坝。在欧洲, 大坝基础较差的坝有捷克、法国, 特别是比利牛斯半岛的某些坝。

德国大坝标准法规 (DIN19700) 1965年版, 鉴于当时坝工设计的迅速发展, 对抗滑稳定安全系数未作规定。为了论证抗滑稳定, 这项法规要求参考 DIN19702 (1960年) 法规对水工建筑物稳定计算的规定, 而后者又转而要求参考 DIN1054 法规中关于坝底接触面的规定。其中提出的要求是安全系数不大于 1.5。依据当前欧洲的经验, $\eta_s = 2$ 为必需的最小值。在英国土木工程建筑规范 (No.2, 1951年) 中, 对低挡土墙也规定 $\eta_s = 2$ 。

抗 剪 强 度 试 验

室内试验

对大坝的抗滑稳定进行可靠的评价, 必须对坝基和坝基岩体的主要特征有深刻与全面的认识。地质勘测以后, 大多是取样与试验, 用三轴压力试验来决定岩石的抗剪强度。一般采用库伦直线方程式以代替往往稍微凹向 σ —坐标轴的摩尔圆包络线, 就有足够的精度。 C (凝聚力) 是不加荷载时的抗剪力, $\operatorname{tg} \varphi$ 是内摩擦角的正切。

为了进行比较, 表 1 搜集了许多不同岩石的有关数据, 这些数据是从坝底或坝址的大直径岩芯得来的。

表 1 岩 芯 三 轴 压 力 试 验 的 抗 剪 力

岩 石			坝 址	C (公斤/厘米 ²)	$\operatorname{tg} \varphi$
花 岗 石	斑 岩		大库利	140 78	1.5 1.3
闪 长 岩			大库利	167 222	1.7 1.5
玄 武 岩			—	112	1.3
硬 砂 岩			大草原	278	1.2
石 灰 岩			芒提塞洛	119	1.1
砂 岩			马布耳峡	151 170	1.6 1.1
粉 砂 岩			阿尔科瓦	118	1.1
黑 云 母 片 岩			芒提塞洛	51	1.2
方 解 石 片 岩			—	88	1.9
千 枚 岩			马布耳峡	82	2.1
砾 岩			斯莱公园	22	1.1
磨 砾 层			迪兹/伊朗	35	0.9
泥 灰 岩			施芬恩	28	0.7
			珀法西洛	1	0.5

这些试样并不代表质量最好的岩石, 而是部分已为风化与裂隙破坏了的岩石。岩石的凝聚力或抗剪强度, 往往为单向抗压强度的 6% 与 15% 左右。较坚硬岩石往往具有上述范围内较低的百分数。从保证安全的要求看, 表列的强度值往往是偏高的。可是, 由于要考虑节理、层理、各向异性、断层及其他各种因素, 也是不可能精确计算的。这是解释上面

所引证的安全系数需要高数值的两个论据。

如果采取适当的布置,有计划地进行钻孔,就可以得到高质量的资料,可以查明不同岩性的分区、较深层岩性的变化、不利的弱点(如中间节理以及充填岩屑与粘土的断层)等。所以一般都有一个广泛的钻探计划。但是,要完全了解大区域内岩石的抗剪或抗滑强度,还需要进行某些特殊的补充研究。

据了解,这方面的第一次定量试验,是1933年由克伦进行的,他量测了混凝土块与岩石间水泥砂浆接缝的胶结抗剪强度,混凝土块与石料的尺寸为 300×150 毫米,300毫米高。同时还进行了砂岩、石灰岩与花岗岩的直剪试验,也做过平整岩石与160号混凝土块的直剪试验。克伦证明了下列关系:

$$\tau = 18 + 0.8\sigma \text{ (公斤/厘米}^2\text{)}$$

在三种岩石之间的差异很小。

近年来,有几个实验室配备了大尺寸试件研究的设备。苏联全苏水工科学研究院的设备如图1所示,试件直径可至800~1000毫米,垂直压应力最大可至40公斤/厘米²。南斯拉夫的萨腊耶沃大学地质学院也有类似的设备,可以试验 40×40 厘米与20厘米高的立方体试件。

一个标准试验,是先施加预定的压应力,然后逐渐施加剪应力直至破坏。所谓剪应力线,是将变化 σ 值的几组试验中的 σ 、 τ 值绘在坐标轴上的各点连接而成的。这种仪器的最大优点是,可以将试件在不同的方向(坝底的主要应力方向,节理和层理的主要方位)加以校核。有足够数量的试件,就可以得到关于成果分散范围与岩石弱点如象花岗岩和片麻岩的风化、分解的影响等资料。

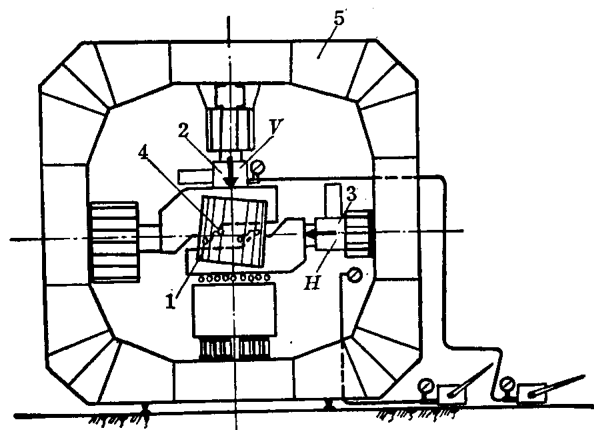


图1 全苏水工科学研究院的大型剪切试验设备

1—试件; 2—垂直加压千斤顶; 3—施加剪力千斤顶;
4—应变计位置; 5—钢架

必须区分由三轴压力试验所得的 C 与 $\tan \varphi$ 及摩尔圆包络线,与由直剪试验所得的 τ_0 与 f_0 。前者的破裂面方向是顺着加荷与最大剪应力的方向,取决于岩石的性质;后者的破裂面是事先预定的,取决于试验装置情况。后者和使用卡萨格兰德压力盒设备进行土力学传统的剪切试验是基本一致的。

根据直剪试验所求得的数值,特别是 τ_0 ,一般较三轴压力试验值低。研究这种差别,有助于进一步的研究

工作。

现场剪切试验

近代岩石力学的一个出发点是,认为大块岩体与石块的特征不同。因此,一些专家坚持对大块岩体的技术特性进行大比尺试验,因而大大增加了现场剪切试验。

第一个试验是35年前在阿尔及利亚的贝尼巴德耳坝进行的试验。早期的试验,是在抗

剪力特别低与层理不好的岩石部位进行的。只是近来才对高拱坝坝肩的较强岩层进行这样的研究。这里压应力数值增高了，并对变形与抗剪力之间的关系有了进一步的理解。从试验可以推断四个数值：

- (1) 均匀岩石在已知方向的抗剪力；
- (2) 较厚的坚硬岩层与其下较有弹性的中间岩层间的抗剪力；
- (3) 节理与断层的抗剪力，不管其中是否充填有岩块、沙粒或粘土；
- (4) 混凝土与岩石胶结的抗剪力。

在确定剪力线的工作中，最重要的问题是：观测的变形中的弹性与塑性成分；连续施加荷载与交变荷载的影响；孔隙水压力的影响；蠕变性能；在克服凝聚力后的滑动系数。常常可以证明，由裂隙体的组合粘结强度所控制的岩体，较均匀岩体对于频施交变荷载有较大的敏感性。

基本试验布置一般无大区别，从这类性质的第一次试验以来，几乎没有变更。图2表示葡萄牙国家土木工程实验室的标准布置。在过去十年中，它较任何其他实验室做过更多的试验（超过200次），目的是研究均匀岩体。图3表示法国为了求得混凝土与岩石间的抗剪力所多次采用的试验布置。

西班牙马德里的苏罗运输及力学实验室，采用了与图2相似的布置，以研究西班牙的挡水坝。然而，这里的垂直压力与水平剪力的交点，位于预定的剪力面以内。罩在岩石试件上的框盖，延伸至剪切面；受力的岩石面的高度，为框盖下试件长度的一半。

图3岩石面自受压面向下倾斜成1:1的坡度。这里就发生了一个问题，即由于试验布置的不同，会影响试验结果到什么程度，这个问题将在本文第二部分加以讨论。

试验往往在平洞内进行，因为在洞内容易安置液压千斤顶的座子，也不怕恶劣的天气；也有在谷底或山坡边开挖的探槽中进行试验的。在施加压力时，要考虑静荷载（钢梁或压重）的平衡作用，或从锚定于侧面岩石或中部岩石的受压横梁上获得平衡力。

试验的岩样[求(a)至(c)之值]用锯子或钻孔切取。有些岩石与切取的软弱底岩，需要用砂或沥青予以保护，以免受机械损坏与湿度变化的影响。

图2的岩石试样装在一个坚固的框盖内，试样周围的缝隙均用水泥沙浆填满。液压千

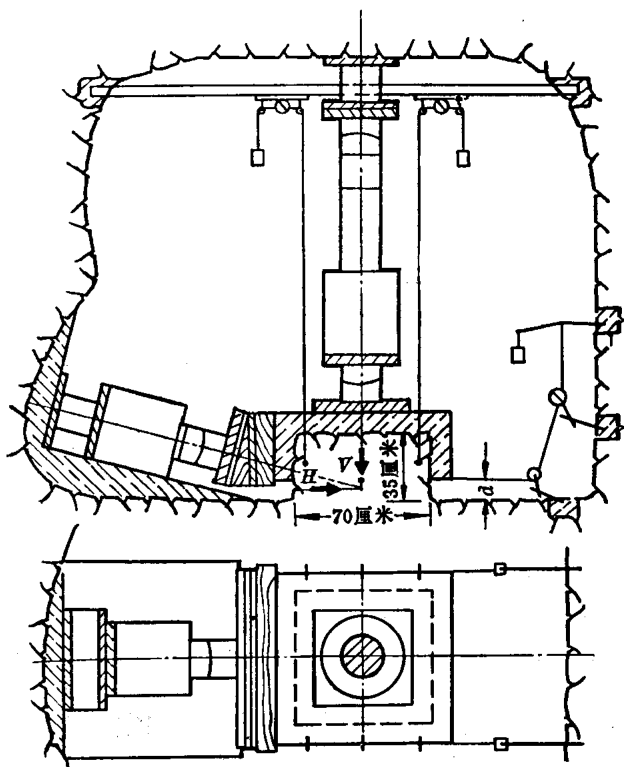


图2 现场岩石剪切试验布置（葡萄牙式）

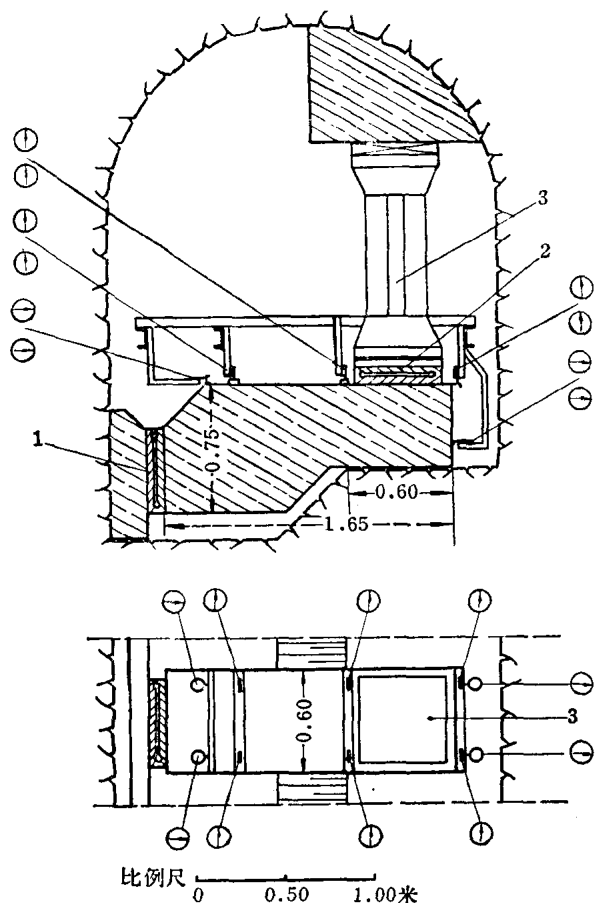


图3 现场混凝土-岩石剪切试验布置(法国)

1—施加剪力的扁千斤顶底座；2—施加压力的扁千斤顶；
3—支柱；箭头表示量测水平与垂直位移的测点

较。对混凝土与岩石接触面的试验，在完成抗剪断试验以后，应将被剪断的块体再放在其原始位置上，然后进行纯抗滑试验。

岩石试件的尺寸是很重要的，因为剪力破裂区必然与岩石构造和裂隙有联系。L·缪勒认为，主要变形区或预估的裂隙区内，节理破碎段的数目，至少为100个，但200个则较好。根据统计定律，只有这样，才能使具有这样节理破碎段的岩体象一个均匀体。

因此，试件尺寸应10倍于平均节理面间的间距，以使岩石性质的影响，可以胜过局部因素对应力分布的影响。这就要求进行大比尺试验，并需制备边长为2米或更大的岩石试件。

大比尺试验是必要的，但这需要花费很多的时间与精力，而且对岩性变化，所施加的应力与节理面或层理面之间的方向变化等的研究工作，则更较困难，而上述问题在大多数坝址都是可以观测到的。所以在大多数情况下，更需优先进行大量的小到中型的试验。

除若干中等试件之外，还必须有一个仔细安排的试验计划，还包括一些大比尺试件，与辅助性质的室内试验。无论何处，只要是进行大比尺试验，在同一岩层上也应当进行小

斤顶通过传力板施加压力至框盖上（如图2），或采用扁千斤顶（如图3）。这些垫座允许施加大的压力，可节约时间与重量。但所获得的位移是受限制的，在许多试例中仍是不够的。

为了全面地说明试验结果，必须在几个点记录垂直与水平位移，同时必须注意在变形过程中不扰动应变计的标点。

一般情况是，在施加一定压力的条件下，试验一个试块直至破坏。从几种压力（ σ ）值得到相应的剪力（ τ ）值，并点绘在坐标纸上，然后求得剪力线。同时每个岩面需要采取几个试块（最少3个，但4~6个较好），因为必须考虑到试验值分布较分散的情况，和单独研究项目（连续加荷及其他等）的需要。试块大多是在平峒内编组分布，或在探槽内成直线排列，各试块间应保持一定的间距。

要对岩芯或大试件（最好是后者）同时进行室内试验，以资研究比较。

比尺试验,从而可以进行重要数据的对比。

剪切试验试件的尺寸,还必然与岩石表面糙度有关。表面愈糙,要求面积愈大。传统的抗剪断与抗滑试验,大都需要面积 $0.25\sim 1.0\text{米}^2$,其中普遍采用的是 $0.7\times 0.7\text{米}$ 或者大约 0.5米^2 。

特大的比尺试验仍然很少,表2列有几个国家共9座坝的大比尺试验。其中东德的腊普博德坝是最先进行的,而且是最大试验之一(虽然它的垂直应力很小),该坝是建在泥盆纪页岩上的。

因为坝基的主要问题是湿岩体的抗剪强度,因此,一般应在饱和试件情况下进行试验,而这种饱和常常与将来大坝承受的水头条件相适应。加荷速度必须适度,否则就可能发生较大的阻力。应当一个接一个地加荷,以使有足够的时间保证变形过程的完成。这对研究充填粘土的层面或断层特别重要,因为加荷时会增加它的孔隙水压力。

这里要求做到在增加压力时必须缓慢,要等到内水压力减退,停留的时间必须相当长。在这种情况下,压力太大就会使抗剪强度过小。乌格兰斯大比尺试验可作为一个例子。

在大口径钻孔(萼状孔)底部进行了一种特殊的现场剪切试验。因为试验环境很狭小,精度可能稍低,可是它提供了在坝基基岩任何部位和深度进行量测的机会。这特别适用于研究抗剪强度低的节理与层面。

表 2 现场大比尺剪切试验

在第三部分表3中的顺序	位 置	年 代	岩 石	试 验 种 类	剪 切 $L\times b$ (米)	面 积 A (米 ²)	$\sigma_{\text{垂直}}$ ($\frac{\text{公斤}}{\text{厘米}^2}$)	试 验 位 置
20	腊普博德	1940	页 岩	混凝土-岩石	3.5×2.5	8.8	0.6	基 坑
		1954	页 岩	混凝土-岩石	10×4	40	1	基 坑
58	兰德尔堡	1950	石灰岩	岩 石	5.7×0.8	4.4	3	沟 槽
42	莫腊维阿 (捷克)	1955	片麻岩	岩 石	不规则	100	0.7	峭 壁
10, 11	苏 联	1960	辉绿岩	混凝土-岩石	2×2	4.0	20	沟 槽
3	黑 四 坝	1960~1961	花 岗 岩	岩 石	3.5×2.5	8.8	5	平 峒
			花 岗 岩	混凝土-岩石	3.7×2.5	9.4	21	平 峒
39, 40	梅基南萨	1962~1963	褐 煤	岩 石	4×4	16	15	平 峒
9	格兰卡勒伏	1963	石灰岩	岩 石 及 混凝土-岩石	2.8×1.8	5.0	25	平 峒
7	朱伯阿	1963	玄武岩	岩 石	5.5×5.5	30	13	坡 沟
61	乌 格 兰 斯	1965	石灰岩泥 灰岩节理	岩 石	2.2×2	4.4	30	平 峒

钻孔要深入到所研究的岩层顶面(从初钻所了解到的)以上20~30厘米,并取出岩芯。然后,钻出一个环形空间,直至所研究的岩层以下5厘米,并取出岩芯,剩下的岩柱

即为试件，削去试件的一部分使能装好水平千斤顶。用钢梁的凸端楔入钻孔中作为垂直千斤顶的底座。最后，将应变计安装在试验的岩体上。澳大利亚的梅多班克坝1.22米直径的萼状钻孔，就是采用这样的方法。

第 二 部 分

直剪试验是重力坝或支墩坝承载面试验的主要项目。此外，大比尺三轴压力试验对较深岩层，证明也是有用的，可提供有价值的对比资料，对拱坝的连接面很重要。图4介绍高128米的彭达耳加耳拱坝所用的试验设备。

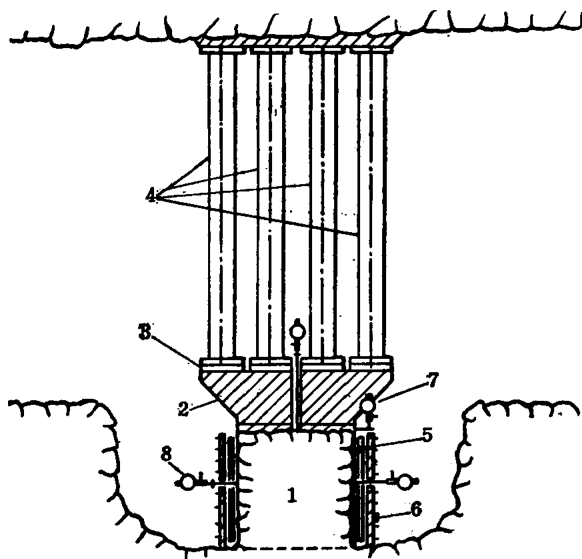


图4 坝址三轴压力试验设备（瑞士）

- 1—试件；2—混凝土盖；3—施加垂直压力的扁千斤顶；
4—支柱；5—施加侧限压力的扁千斤顶；6—用预应力
钢丝做的盒子；7—垂直应变计；8—水平应变计

如果岩石是各向异性的，则要求在几个方向进行试验，且摩尔圆的包络线也不是均匀的， C 值与 ϕ 值将是分散的。为直剪试验所制备的试样，也可用于三轴压力试验，只要用液压千斤顶或扁千斤顶在试件的各边施加压力就行了。日本的黑四坝拱坝，南斯拉夫的格兰卡勒伏拱坝，都是这样试验的。

为了判断试验所得的剪力参数，最好是看看剪切试验的应力与变形的关系。由于弹性的不同，岩石试验和混凝土与岩石接触面试验结果也不相同。

如图2岩石试验的设备，首先是均匀地施加压应力，然后施加剪力；随着剪力的增加，试件发生扭曲。试件受压面的水平位移为其后面的几倍。因为试件下缘的变形较小（它为周围岩石所限制），所以

增加了那里的应力集中。在剪应力进一步增加时，只要倾角较陡的节理的附着力被克服，岩底周围就可能发生横向裂缝。

开始时，变形的增加大体是呈直线变化，然后逐渐变大，特别是在发生裂缝的时候。最后变形以较大速率增加，说明出现了塑流破坏。这是在逐步克服加荷面的阻力时发展的，称为逐渐破坏。

应力分布是复杂的，并包含弯曲应力。在岩石试件临近破裂时，可观察到试件垂直抬起的现象，首先是在加压面，然后在试件的后面。如果施加的垂直压力较低，则这个现象，会较早出现。剪切试验的典型水平位移如图5所示。图6表示在花岗岩试验中观察到的垂直位移。

因为施加的压力是倾斜方向的，有一个垂直分力，要加到原已施加的压应力上去。开始时，试件刻有标记，以便观测。这样，表面上的一个点就经历一个高程逐步下降和回弹

上升的过程。

混凝土与岩石的剪切试验则表现了不同的特点。在上述的试验中，岩石具有较大的变形能力。因此，刚性的混凝土试件把剪应力分布到全面积上去。岩石与岩石的试验则相反，下游面应力较高。

对坚硬岩石（如 $E_{\text{混凝土}} = E_{\text{岩石}}$ ），图示将和第一条线相似。当较深处的岩石由于有劈理和层面而成为抗剪强度最小区时，也许可能出现一种中间状况。

试验布置对试验结果也有一定的影响。图2中的 d ，是罩在试件上的框盖下边缘到岩块或围岩底部的距离。垂直力 V 与水平力 H （或 S ）相交于 $d/2$ 处，因而剪力将产生一些弯矩，试件下缘的应力集中会有一些减少。葡萄牙国家土木工程实验室认为，只要垂直力不太小，采用 d 值的 $1/8 \sim 1/4$ 是适合的。对接触面性质的差异，也更能清楚地表现出来。

在混凝土与岩石的剪切试验中，则使水平力与垂直力的交点位于剪切面以内，其布置如图3，岩石面为台阶状。这样，在上面施加荷载的情况下，应力得到某些松弛，致使压应力向试件的后面集中。在特律耶尔河上格兰德伐耳连拱坝云母片岩中进行的一系列试验中，用应变计插入混凝土底的接缝，以测量它的主应力。其结果绘于图7，与预期的一致。

岩石特性过渡到塑流破坏阶段的问题，在本课题内具有特别的意义。

在中等剪力作用下，加荷初期近似直线性的变化过程，是符合于岩体主要是弹性质这一情况的。增加荷载后，使较弱区域被破坏，局部的较大阻力被克服。

在减荷以后，留下了第一次残余变形。在大多数情况下，这与曲线中间部分缓慢增加

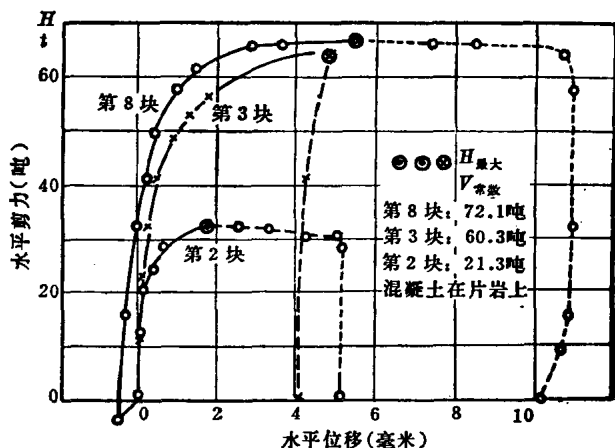


图5 混凝土与岩石剪切试验的应力~应变关系曲线
(美国波斯桑登坝)

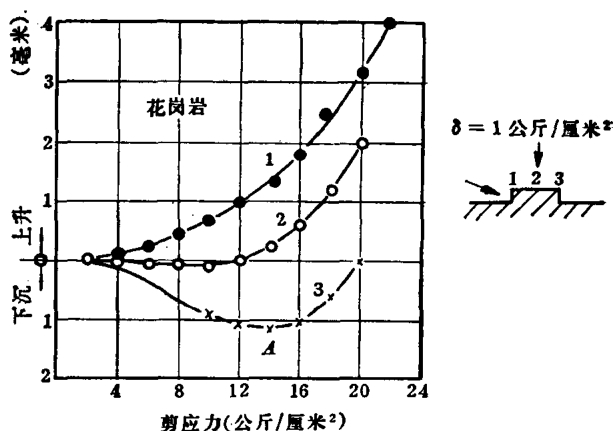


图6 岩石剪切试验的垂直位移

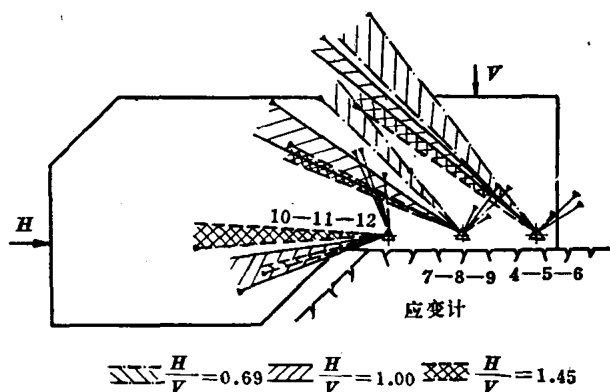


图7 应变计记录的混凝土-岩石接缝面上主应力分布
(在格兰德伐耳连拱坝云母片岩上进行的试验)

的变形情况相符合。一旦变形开始以逐步增大的幅度快速增大时, 这时大致在破裂应力的 $2/3 \sim 3/4$ 范围内, 可能已经存在一种超荷状态, 因为这时虽然尚未达到破裂应力, 但已造成了永久的削弱, 其中已经出现了逐渐破坏的初期特征。

无论是在单轴或侧限压力下, 出现常见的普通裂缝的情况, 说明接近于破裂阶段。图 8 表示没有节理的最好岩石 (好的混凝土亦然) 的应力约 $2/3 \sigma_{\text{破裂}}$ 时, 开始有横向变形, 即应力达到约在 $\sigma_{\text{破裂}}$ 应力的 $0.7 \sim 0.8$, 泊桑比为 0.5 。在此之前, 岩石结构已经开始分解,

这可从体积测量法、超声波或者声传导而得知。

这种分解能相当可观地提高其蠕变性能, 并减低其对连续荷载与交变荷载的抵抗力。这在图 9 上表示得很清楚。图 9 的试件是花岗岩, 抗压强度为 1400 公斤/厘米²。

如果上述现象就是岩石的特性, 那么对大块岩体, 影响就更为显著, 这已为观察所证明。荷载极限是重要的, 作者认为它就是危险极限, 也是安全极限的标准。

还有一个上面没有提到的现场剪切试验的方法。有时要在单一试件上用不同的 σ_0 值做几次试验 (由于经济的缘故), 费时花钱的大比尺试验常常就是这样进行的。当然, 只有最后一次试验才容许出现破坏, 而在其他几次试验时, 当变形显著增加表明将要临近塑流破坏极限时, 就必须停止进行试验。

图 10 表示在千枚岩进行这样一系

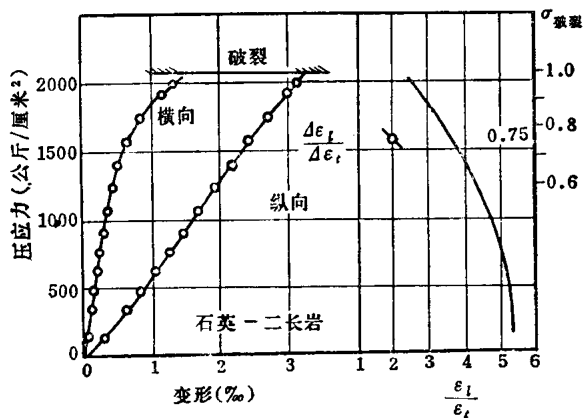


图 8 应力~变形曲线与 $\varepsilon_l/\varepsilon_t$ —单轴压力特性曲线

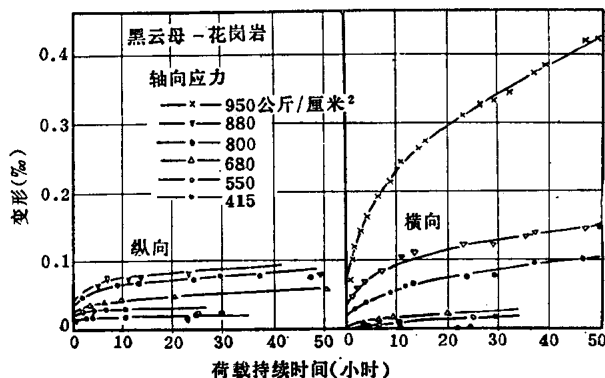


图 9 花岗岩在连续荷载下纵向与横向蠕变变形

列试验的工作特性。当用较小的 σ 值进行试验时, 在试块上加荷直到出现削弱的情况 (如前所述), 与前期加荷情况相比, 抵抗能力减少了; 随着提高 σ 值的试验继续进行, 抵抗能力逐步减弱。

这在图 10 上已很清楚地表示出来, 当 σ 为较高值时, 重复施加剪切荷载, 特性曲线进入在以前 σ 为较低值时出现的水平变形的范围内, 特性曲线显著地变平。从 σ —坐标轴上来看剪切特性曲线, 有可能是凹形的, 然而往往是点绘成一条直线。

由于不同的强度大多产生变形阻力的变化, 所以确定沿剪力方向的变形阻力特性, 是研讨滑动稳定的一个有用的方面。剪切试验的应力~应变 ($\tau \sim \delta$) 曲线, 可以作为确定剪切模量 G 之用。

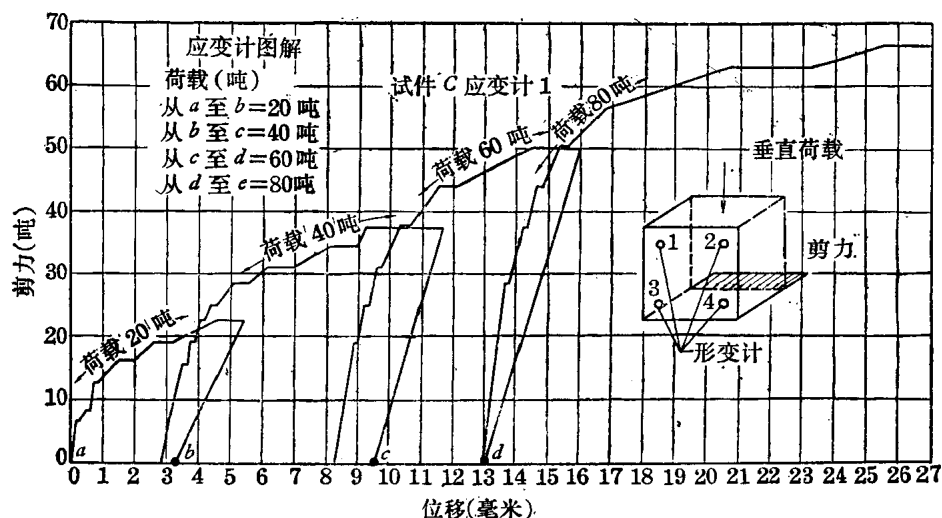


图 10 太罗耳尤罗帕桥千枚岩现场试验逐渐增加压应力时的工作特性(应变计图解)

从首次加荷试验, 根据变形模量 E_0 可以确定 G_0 ; 以重复的切向荷载, 可以求得弹性剪切模量 G_0 比值 E_0/G_0 或 E/G 是有用的, 其中 E 也可由施加垂直应力求得。在理想的弹性介质中, $E/G=2(1+\nu)$, 其中 ν 是泊桑比。

此值是对各向异性岩体的性质而言。由于在接近地表的岩石中, 剪应力集中, 更易于变形, E/G 往往很大。图 5、10 与 13 可用以表示此值如何从属于压力。大量现场剪切试验结果示如表 3。

第三部分

根据现场剪切试验成果, 作者对重力坝与支墩坝抗滑稳定的评价与抉择的结论。

作者将已有的岩石剪切试验的主要成果列于表 3, 表中包括 55 个坝基岩体的剪切试验。其中几个试验提供了一系列值得比较和鉴定的测量资料。仅有 20 个左右是在 1960 年以前做的。试验结果得自 16 个不同的国家。

岩石凝聚力的范围为 $0 \sim 30$ 公斤/厘米², 岩石的 $\tan \varphi$ 或 f_0 的范围为 $0.3 \sim 2.7$, 其相应的 φ 角为 $15^\circ \sim 70^\circ$ 。在混凝土与岩石的接触面, τ_0 值为 $1 \sim 30$ 公斤/厘米², $\tan \varphi$ 为 $0.3 \sim 2.0$ 。除去软泥灰岩、强风化岩石、岩石节理或岩石层面等很低而且分散的 $\tan \varphi$ 值以外, 大多数试验的 $\tan \varphi$ 值是 $1 \sim 1.3$ 。

此值与坚岩三轴试验所得之值(第一部分表 1)相比较, 并不低很多。但凝聚力大多数介于 $3 \sim 15$ 公斤/厘米² 之间则小很多, 显然这是代表岩体抗剪强度中最敏感的部分。

在德国*(英国也是一样), 建在页岩与片岩上的许多坝(特别是在较古老岩层上), 曾重复地出现高剪力参数值。平行或垂直于劈理或层理面的 τ_0 值为 $2 \sim 20$ 公斤/厘米²。特别是 $\tan \varphi$ 有高达 $1 \sim 2$ 以上(比较表 3 中的 20、24~26、28、49、52、53), 这与腊普博德大坝剪应力参数值分别为 6 与 1.4 是相协调的。

* 此处原文如此。以下同。——译者

表 3

现 场 剪

编 号	岩 体		坝 名	国 名	剪 切 试 验	
	种 类	质 量			年	项 目
1	A火成岩 花岗岩	坚实 $i=3$	阿尔托腊巴高	葡萄牙	1959	岩 石
		到 5	阿尔托腊巴高	葡萄牙	1959	岩 石
		7	阿尔托腊巴高	葡萄牙	1959	岩 石
		风化 10	阿尔托腊巴高	葡萄牙	1959	岩 石
		15	阿尔托腊巴高	葡萄牙	1959	岩 石
		6.2~7.3	阿尔托腊巴高	葡萄牙	1959	混凝土-岩石
2	花岗岩	坚 实 破 碎	克拉斯诺雅尔斯克	苏 联 (西伯利亚)	1960	混凝土-岩石
3a	花岗岩	试块 B	黑四坝	日 本	1960~ 1961	混凝土-岩石
b		C	黑四坝	日 本	1960~ 1961	混凝土-岩石
c		M	试块 M	日 本	1960~ 1961	岩 石
d		K (移位)		日 本	1960~ 1961	岩 石
4	安山岩	(熔岩)	下 釜	日 本	1962	混凝土-岩石
5	辉绿岩	密实, 小节理		苏 联	1960	混凝土-岩石
6	辉绿岩	变质凝灰岩	四十四田	日 本	1962	混凝土-岩石
7a	砂岩上的玄武岩		朱伯阿	巴 西	1963	岩 石 (在坡上沟中)
b	玄武岩 砂岩上的玄武岩	角砾的	朱伯阿 朱伯阿	巴 西 巴 西	1963 1963	岩 石 (在平峒内)
8	B水成岩 石灰岩	薄层有节理	奇尔奇克河恰符雷克斯卡 贾	苏 联	1957	混凝土-岩石
9	石灰岩	未充填节理	格兰卡勒伏	南斯拉夫	1963	岩 石 混凝土-岩石
10	砂 岩			苏 联	1947	混凝土-岩石
11	Aleuroilte	节 理		苏 联	1950	混凝土-岩石
12	砂岩与页岩			捷 克	1956	混凝土-岩石