

土的渗透变形试验研究中的几个问题

许仲生

(长江水利水电科学院)

提 要

本文对渗透变形试验研究中,诸如试样尺寸与数量,试验历时,用水温度与含气量,以及室内、外试验的关系等因素对试验成果的影响作了初步分析。同时还对试验破坏标准与判断等,提出了一些看法。

前 言

渗透变形试验的目的,是要了解试验土样的渗透变形型式,取得其抗渗强度和渗透系数等设计参数。

研究表明,影响土的抗渗强度和渗透系数的因素错综复杂,其中包括土本身的特性,建筑物的结构和保护措施,试验条件的代表性等。也涉及试验技术与试验条件的控制问题。

本文拟就试验技术与试验条件控制的若干影响,进行讨论,以供参考。

一、厚度对临界坡降值(i_k)的影响

试样厚度对 i_k 的影响,随土本身性质(如渗透变形特性)而异,这里着重谈渗透变形特性的影响。

1. 管涌型土

可以根据颗粒组成的微分曲线把土体分为骨架和填料两部分。填料在骨架孔隙中的移动,如同基础料穿过反滤层的移动。根据 Silveira 的分析〔1〕,可以建立颗粒 d' (d' 为进入反滤层或在反滤层内移动的颗粒等效直径)与移动距离 S 的关系为:

$$S = f(d', \bar{P})。$$

对不同可靠水平,有图 1 的关系。对于同一可靠水平,同一的颗粒 d' ,有一定的穿入深度。可以看出,当骨架或反滤层的厚度超过这一数值时,颗粒 d' 就出不去,管涌就不会发生,即使发生也不会发展。因此,管涌破坏坡降,随厚度增大而有所提高。

2. 流土型土

这种渗透变形的土, i_k 受试样与容器壁间的接触条件(摩擦力)制约。厚度大小的影响,仍反映出不同的可靠水平。试样厚度较大,相应有较大的临界坡降(见表 1 中右 1)。可见,按不同厚度试样测得的临界坡降,以同样的安全系数来确定允许坡降时,防渗体就具有不同的安全度。

表1 风化砂砾试样厚度对 i_K 、 K_{10} 的影响

序号	仪器号	风化砂砾	试样厚度 (cm)	干容重 (kN/m^3)	i_1	i_2	i_K	K_{10} (cm/s)	说明
1	11	右1	10.0	16.68	3.70	4.70	4.20	1.43×10^{-4}	流土
2	11	右1	7.5	16.68	2.00	3.00	2.50	6.73×10^{-4}	流土
3	6	右1	5.0	16.68	1.40	1.90	1.65	1.29×10^{-3}	流土
4	5	右1	2.5	16.68	1.00	1.50	1.25	1.68×10^{-3}	流土
1	23	右2	15	16.68	2.00	2.50	2.25	5.76×10^{-3}	流土
2	23	右2	10	(15.70)	(1.00)	(1.10)	(1.05)	(1.50×10^{-2})	表面出现一处 $\phi=1.5$ mm 冒水孔后产生流土
3	23	右2	5	16.68	0.95	1.15	1.05	7.50×10^{-3}	流土
4	8	右2	4	16.68	0.70	0.94	0.82	1.63×10^{-2}	流土
5	37	右2	3	16.68	0.70	1.00	0.85	7.40×10^{-3}	冒水翻砂成孔眼状

厚度大于、等于容器直径的 $1/3$ 时, 无粘性土成拱作用完整地形成〔2〕。粘性土还要看与容器壁的接触条件(摩阻力)是否达到土体本身的强度。当摩阻力小于土体本身的强度时, 流土破坏坡降由摩阻力确定。流土破坏前, 成拱作用未完整地形成。

成拱作用会提高试样的抗渗强度, 应避免。

3. 过渡型土

按目前标准判别属过渡型(介于管涌与流土之间)的某些土, 试样厚度的变化, 可能导致渗透变形特性发生变化。这与颗粒可以穿过的距离 S 有关。用三斗坪闪云斜长花岗岩风化砂砾(图2中右2曲线)所做的实验证明, 当试样厚度为3cm时, $i_K=0.85$ 、产生冒水孔, 带出砂粒, 试样表面成针孔状。试样厚度大于等于5cm, 则产生流土, $i_K=1.05 \sim 2.25$ (见表1)。这也许是“从量变到质变”的一个例证吧!(注: 所用土料为花岗岩全风化产物, 因厚度增大而增加的总压实次数, 可能使土料略为变细, 因而对随厚度增大而 i_K 提高, K_{10} 降低也起到一定作用)。

如果其他影响因素相同, 根据数理统计, 厚度不同, 引起试样的物理特性之间的差异(偏离平均值)不同, 厚度大的试样离散特性较小, 反映实际土体的特

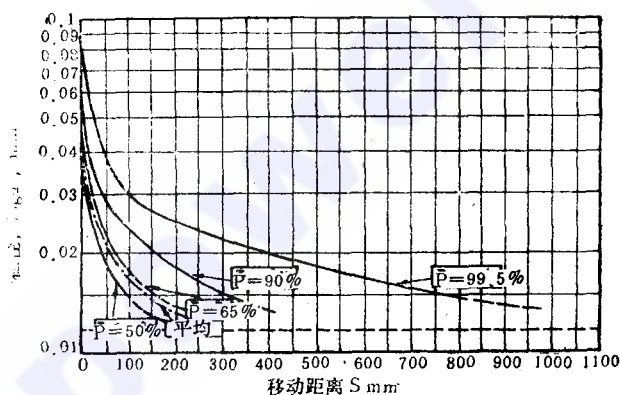
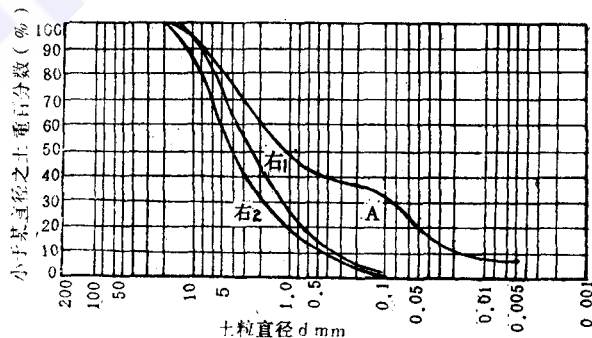
图1 $S=f(d', \bar{P})$ 关系

图2 颗粒大小分布曲线

性越好。

二、试样直径与试验数量的影响

试样直径与试样厚度的影响相似。由于土壤的物理特性，备样技术及土料天然不均匀性，以及土的结构变化，均具随机性。根据 L. Rethati 的研究，对于不同直径的试样，备样技术对土样物理特性的影响，对同样置信区间，条件如下〔3〕：

$$\frac{S}{\sqrt{n_B}} = \frac{\xi \cdot S}{\sqrt{n_s}} \quad (1)$$

式中 S ——所研究土壤某物理特性时，大直径试样的标准偏差；

$\xi \cdot S$ ——相应为小直径试样的标准偏差（ ξ 为大于 1 的系数）；

n_B, n_s ——分别为大直径和小直径试样的数量。

上式可以写成：

$$\xi^2 = n_s / n_B \quad (2)$$

可见 n_s 必须大于 n_B 。

目前的惯常做法是，不论试样直径与厚度如何（当然，应满足厚—径比和厚度、直径均应满足不产生拱效应的要求），均为根据少数几个试样的最小 i_K 值，除以一个安全系数（例如流土为 2~3，管涌为 1.5~2.0），作为设计允许值 i_a ，得到的指标可靠性并不明确。可能导致过于保守，或相反，出现偏危险情况。

表 2 掺合料试验升 i 至破坏历时统计表

升 i 至破坏历时	出现个数	占总数的%	总计%
一天以上	17	34	54
一天至一小时	10	20	
一小时以下	10	20	34
同时	7	14	
记录不详	6	12	12
总计	50	100	100

注：（1）按常规观测方法，一小时内已属稳定。

（2）表中所列试验，升水头时距均为 2~7 天（根据渗透性决定）。

表 3 丹江砾质土试验，升 i 至破坏历时统计表

升 i 至破坏历时	出现个数	占总量%	总计
一天以上	3	20	33.3
十二小时以上	2	13.3	
未记时间	10	66.6	66.6
总计	15	100	100

注：同表 2。

三、试验历时对成果的影响

众所周知，水在压力升高时，具有多溶解一定数量空气的能力。当压力降低时，便又将多溶解的空气离析出来成为自由状态，促使水的体积弹性模量降低，弹性状态加强。水在土样中的渗透过程所具有的这一种特性，使渗流表现出弹性状态。其表现为，当渗流区轮廓上任何部分之边界条件变化时，这种变化向全渗流区的传播不是瞬时的，而是滞后的。水压力变化的传播速度与渗流水的性质和土层的性质有关，即与渗流水在土中的渗透系数，水的弹性模量，土壤的孔隙率和压缩率有关〔4〕。每级坡降的试验历时应足够长，才能达到稳定渗流状态，反映出实际

渗流特性与抗渗强度。否则将会产生假象和偏离实际。升坡降 i 至试样破坏历时统计如

表 2 和表 3。可以看出,升坡降时距为稳定一小时,则三斗坪掺合料有 54%,丹江口砾质土至少有 33.3% 得出偏高的破坏坡降 i 值。

四、水温与含气对 K_{10} 的影响

为排除其他因素的影响,采用同一试样,在同一坡降下,改变水温和供水含气量,观测其对渗透系数的影响,试验条件如下:

1. 试样

砾质轻壤土(图 2 中 A 线),干容重为 17.07 kN/m^3 。

2. 渗流方式

由下向上。

3. 试验用水

(1) 自然气温,大水箱自然曝气自来水(曝气 24 小时以上),气温 $26^\circ\text{C} \sim 30^\circ\text{C}$,水温 $26^\circ\text{C} \sim 28^\circ\text{C}$,试验坡降 $i=3$,得 $K_{10} = (1.62 \sim 2.09) \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 。

(2) 空调控制室温稳定在 26°C ,水温 26°C ,真空泵抽气,在接近 760 毫米汞柱真空度下抽 1 小时的“无气水”。试验坡降 $i=3$,得 $K_{10} = (2.93 \sim 6.51) \times 10^{-4} \text{ cm/s}$,可见,恒温无气水所得 K_{10} 较自然气温、自然曝气水所得 K_{10} ,约大 1—3 倍。

五. 流土的破坏形式与判断

非分散性粘性土的渗透变形是流土,接触冲刷,接触流失,剥蚀和裂缝冲刷。室内试验表明,当渗流由下向上,出口无反滤层或仅有薄层反滤层,产生流土有三种情况:

1. 整体浮动

当土体与容器壁间的摩阻力小于土体自身的强度时,则产生整体浮动。

2. 在土体较薄弱部位流土

通常产生于土体与容器壁间的摩阻力大于土体自身的强度时。

3. 土体在某一高度处,产生裂缝,或上部浮起,土体下部某处破坏

2、3 两种情况在实际工程中均会出现。

水平渗流与由上向下渗流,出口有反滤层保护,均为先经反滤层孔隙流失发展至穿孔破坏。

破坏判别:试验表明,在双对数坐标纸上,粘性土的 $i-v$ 曲线一般仅在坡降较低时,才接近 45° 直线。在试样破坏前夕,不一定向右变缓。可能有以下几种情况:

(1) 破坏前,土体压密或出现裂缝时,往往在同级坡降下, $i-v$ 线变陡。破坏时, v 突增。

(2) 无压密或不出现裂缝情况, $i-v$ 线往往变缓。破坏时, v 突增。

(3) $i-v$ 曲线在整个试验过程中,呈多级折线状。破坏前 $i-v$ 看不出明显突变。突然破坏, $i-v$ 向右突折。

(4) 破坏前夕, $i-v$ 曲线不论哪种形式,通常上游测压管水位会有缓慢降低趋

势。一旦发生破坏，上游测压管水位突降，下游测压管水位突增。

流土破坏，虽然是“突然”发生，但仔细观测，可发现发生流土前有如下征兆：

(1) 由下向上渗流，出口无反滤层保护时，可看到出逸面在破坏前出现凸透镜状隆起。但粘性大，干容重大时，不明显。

(2) 冒气泡并有小土块剥落。但应注意备样饱和排气不够时，会出现类似假象。

(3) 流量（或平均流速）变化，有两种类型：①流土前夕，在同级坡降下，试样逐渐膨胀变松，颗粒（粒团）间的距离增大，孔隙通道扩大，渗透性增大，流量（流速）随历时增大。②流土前夕，在同一级坡降下，土体处于从静态过渡到动态，或紧—松交替变动期，流量（流速）出现忽大忽小变化。

目前，宜根据测压管水位、 $i-v$ 曲线与用肉眼观测相结合来判断是否破坏。

六、粘性土渗流破坏的特点

沿渗径最短的地方，具有最大的坡降，因而，对于均质非分散性粘土，产生流土破坏，通常发生在渗径最短处。但由于粘性土的天然结构或填筑土结构的不均匀，或粘性

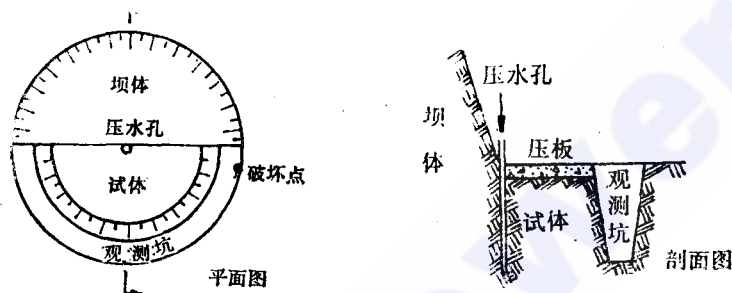


图3 陆水8号副坝原位土柱渗透变形试验示意图

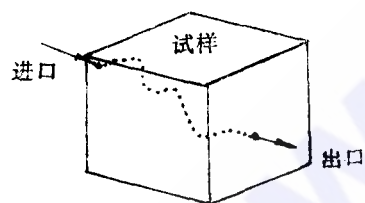


图4 丹江口红色岩砾溶残积土渗透变形试验破坏情况示意图

土属分散性土，渗透破坏往往并不沿最短渗径流土，而是沿结构最薄弱部位产生局部流土、冲刷或剥蚀破坏。例如，陆水8号副坝坝体开挖原位土柱渗透变形试验（图3），丹江口先锋沟副坝坝基红色砾岩溶蚀残积土原状样和砾质土碾压原状样的试验室渗透变形试验表明，破坏孔道弯弯曲曲（图4）渗径长度较试样平均渗径长得多。

大多数低渗透性土体的渗透破坏，往往也是沿最薄弱处产生破坏，破坏后大量渗水，使试体内渗透压力降低。若上游水位不变或增高，则沿孔道冲刷逐渐扩大孔径，导致其他部位的破坏。

七、渗透变形试验条件与实际情况分析

目前渗透变形试验仪器简单，渗流方向为单一方向，荷载及土体的应力状态也是单一方向（压力）。而实际坝体受垂直、水平综合作用力，土体内存在最大、最小主应力，

实际坝体内甚至可能存在减压区。该区土体的抗渗强度显著下降。在减压区容易出现裂缝，渗流沿裂缝通过，容易产生裂缝冲刷，导致土体在较低渗流坡降下，产生渗透破坏。例如，丹江口枢纽先锋沟副坝心墙中的减压区，经开挖竖井发现有多条近似水平的微裂缝，形成五组“松散”土层区。从这些部位取原状样（重粉质壤土）做渗透变形试验，装样时用纱布蘸糠醛环氧树脂包裹一层，使裂缝闭合至肉眼看不出，四周用糠醛环氧树脂封填，仅露出上、下游面，在 $i=0.5$ 下饱和四天，升 $i_1=1.5$ ，即在原裂缝处产生渗流冲刷（渗流由下向上）在下游面形成直径为 5 mm 的冒水孔。而无裂缝试样，按同样方式试验，坡降达到 12.6—25.22 尚未破坏。

实际观测与试验表明，粘性土的渗流破坏，将沿薄弱处扩展而不一定沿最短渗径发展。试验计算坡降为沿最短渗径计算，人为地提高了所得临界坡降，从而也就提高了允许坡降。另一方面，试验荷载通常都较坝体实际荷载低，这又使所得临界坡降偏低。这些都值得考虑。

八、室内原状样与现场试验对比分析

室内原状样与现场大型试验成果，往往差别较大。如陆水网纹状红土，原状样室内试验（1964年）， $i>8$ 未出现破坏。现场大型试验（直径3米圆柱体压水试验）， $i<8$ 出现穿孔（泉眼）破坏。葛洲坝基础308夹层（开挖中已基本挖除）现场试验 $i=0.55$ 就有个别小泉眼，而室内原状试验 $i>5$ 未见破坏。究其原因，是室内试验之原状样，一般取自较差部位，而最差部位往往取不出试样，因而不能代表最差部位的情况。而现场大型试验较完整地反映这一天然薄弱环节。另外，天然情况存在许多“天然”的结构弱点，在工程施工期，也多半受到气候干、湿变化的影响，尤其是土体在干燥环境中失去水分后，试验时突然供水，土体会湿化崩解，加剧土体的渗流破坏。而室内试验均经饱和后进行，因此，过去在陆水、丹江口及葛洲坝枢纽的一些现场大型试验成果往往偏低，但比较均匀。无局部薄弱环节的地层，原位试验所得 i_k 值，也会高于原状样室内试验所得 i_k 值。

主要参考文献

- [1] A.Silveira, An Analysis of the Problem of Washing Through in Protective Filters, Sixth ICSMFE, 1965年
- [2] M.E.Harr, Seepage Erosion Analyses of Structures, X ICSMFE, Vol.1, 1981年
- [3] L.Rethati, Number of Soil Samples and Safety, 1979年
- [4] В.И.Аравин, М.А.Мошкова, Распространение противо-давления на фгютбет от мгновенной нагрузки при удругом режнме фггт-раии, Изв.ВНННГ, Том.94, 1970