深基坑护壁上局部孔洞的水力影响的研究

崔红军　　王　康
（武汉水利电力大学土建学院，武汉，430072）（武汉水利电力大学 1999 博士班，武汉，430072）

提　要　深基坑开挖时，地下水位的降低和护壁侧向变形会使附近地面及建筑物产生一定的附加沉降，但当产生影响建筑物正常使用的过度沉降时，其主要原因往往是个引起争论的问题。本文以简化模式推导得出结论：当护壁上存在局部孔洞时，渗透变形才是使地面产生过度沉降与不均匀沉降的主要原因。工程实践也验证了这种结论。

一　漏洞处的水力坡降及漏洞影响范围确定

假定基坑坑壁为一无厚度的直立平面，其上有一半径为 r_1 的圆洞(如图 1 所示)，土体内地下水向洞的渗流为层流形式，符合达西定律，因此流线均为直线形式。

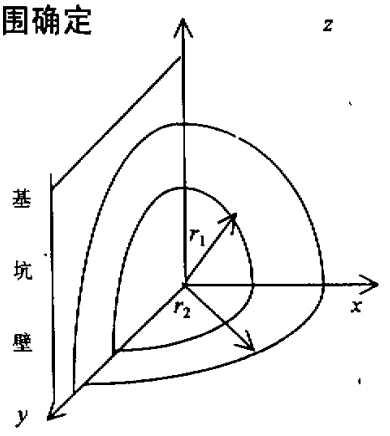


图 1　基坑护壁漏洞示意图

若以圆心为坐标原点，以半径 r_1 作一个半球面，由于达西定律要求地下水渗流为层流，流线与流线不相交，因此，可以认为土体中的地下水的流线为沿球体半径方向的直线，只有到达球心时流线才能相交，而由于有半径为 r_1 的孔洞，我们可以假定渗流到达以 r_1 为半径的球面后，转为水平方向流出孔洞，即认为这个半径为 r_1 的半球体是个空体，这样，在此范围内水的流动无需符合达西定律。

假定土体为半无限空间的均质土体，其渗透系数 k 为常数。在半径为 r_1 的球面处，水力坡降为 i_1，则通过该半球面的渗流量为：

$$q_1 = ki_1A_1$$

式中，A_1 为半球面的面积，即 $A_1 = 2\pi r_1^2$，因此：

$$q_1 = 2\pi ki_1r_1^2$$

现在来考察另一个半径为 r_2 ($r_2 > r_1$)的半球面，该球面处的水力坡降为 i_2，半球面的面积 $A_2 = 2\pi r_2^2$，因而穿过该半球面的渗流量为：

$$q_2 = 2\pi ki_2r_2^2$$

由于经过该球面的流向孔洞的渗流必须流经半径为 r_1 的球面再经孔洞流出，因此有

$q_1=q_2$。

$$2\pi k i_1 r_1^2 = 2\pi k i_2 r_2^2$$

$$\frac{i_1}{i_2}=\frac{r_2^2}{r_1^2} \qquad (1)$$

即距漏洞近处的水力坡降大，远处的水力坡降小，大小与研究点距漏洞中心的距离的平方成反比（如图 2 所示）。

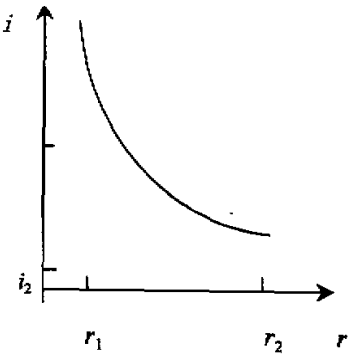


图 2　洞心距～水力坡降关系

当 $\frac{i_2}{i_1}=0.25\%$ 时，可以认为流向孔洞方向的水力坡降对地下水渗流状态的影响已很小，此时

$$\frac{i_1}{i_2}=\frac{r_2^2}{r_1^2}=400$$

$$r_2 \approx 20 r_1$$

若取 r_1=10cm，则 r_2=200cm=2m，即半径 10cm 的漏水孔洞的影响半径仅为 2m。从以上计算还可以看出，漏水孔洞的影响范围只与漏洞的大小(半径)有关，而与土体的渗透系数 K 无关。在影响范围内，设平均水力坡降为 i_0，则总的水头损失为：

$$\triangle h=i_0*(r_2-r_1) \qquad (2)$$

设在半径为 r 的球面处，水力坡降为 i，该处向心渗流的微分渗径 dr 上水头损失为 dh，即有：

$$i*dr=dh \qquad (3)$$

又由式(1)，可知水力坡降 i 与半径 r 的平方成反比，即：

$$i=\frac{\alpha}{r^2} \qquad (4)$$

其中 a 为待定常数。将式(4)代入式(3)得：

$$\frac{\alpha}{r^2}\cdot dr = dh$$

因而半径 r_1 到 r_2 上的总水头损失为：

$$\nabla h=\int_1^2 dh=\int_1^2 \frac{\alpha}{r^2}dr=-\alpha\left(\frac{1}{r_2}-\frac{1}{r_1}\right)=\frac{\alpha}{r_1\cdot r_2}(r_2-r_1) \qquad (5)$$

将式(5)代入式(2)得：

$$\frac{\alpha}{r_2 r_1}(r_2-r_1)=i_0(r_2-r_1)$$

$$a=i_0\cdot r_2\cdot r_1 \qquad (6)$$

因此，任意半径 r 处的水力坡降为：

$$i=\frac{i_0\cdot r_2\cdot r_1}{r^2}$$

在漏洞壁处，$r=r_1$，所以有：

$$i_1=\frac{i_0 r_2}{r_1} \tag{7}$$

由前面的推导知，影响半径 r_2 约为 20 倍的漏洞半径 r_1，因此，$i_1\approx 20i_0$ 。

由(7)式可知，漏洞处的水力坡降与影响范围的半径比 r_2/r_1 成正比，与平均水力坡降成正比。由于土体发生渗透变形的临界水力坡降 i_{cr} 一般为 1.0 左右，因此，即使平均水力坡降 i_0 很小，漏洞洞壁处的实际水力坡降 i_1 也会大于临界水力坡降 i_{cr}。从式(1)可知，局部漏洞的影响范围与空洞半径成正比，可以认为 $r_2=20r_1$，以直径 10～20cm 大小的常见孔洞为例，其影响半径只有 1～2m，因此，只要地下水位在孔洞附近范围高于孔洞水平 1～2m，即很有可能会发生渗透变形。而且，在存在向洞渗流的情况下，漏洞越小，产生渗透变形的可能性反而越大。当渗透变形导致孔洞内径变大时，上方土体中向下的渗流会使土体不断发生塌落，泥土从洞中不断涌出，地基逐渐被掏空。

从以上分析中可以得出结论，渗透变形(流土)是地下水位较高时，深基坑护壁上存在局部漏洞时坑侧地表及建筑物易发生较大沉降与不均匀沉降的主要原因之一。

设想一种特例：地下水位正好位于漏洞以上 2m 处，由于漏洞处的水压力为零，因而平均水力坡降 $i_0=1$，代入式(7)得，$i_1=20i_0=20$。如此之大的水力坡降，无论粘性土还是无粘性土都会从漏洞内壁处开始发生渗透变形，而一旦渗透变形的过程开始，则随着洞壁土体被冲出，孔洞不断扩大，地基逐渐被掏空，附近地面在荷载作用下将产生过度沉降，引发附近建筑发生危害性不均匀沉降。

二　工程实例分析

在武汉市深基坑工程实践中，常采用降水与防渗护壁相结合的基坑支护方法，基坑开挖后，护壁不可能是完全刚性的，护壁后土体处于主动状态(介于主动土压力与静止土压力间的某一状态)，会发生一些侧向变形；而基坑降水会引起土中自重应力增加，使土体压缩，因此，地表肯定会发生一定量的沉降，这是工程界的共识，也为普遍接受。但当地表及附近建筑物出现过量沉降或不均匀沉降、可能造成工程事故时，在造成过度沉降的责任问题上往往会出现矛盾，因为经过计算，降水附加沉降和护壁侧向变形均不足以引起过度沉降。此时若基坑护壁上存在局部孔洞而地下水位又较高，则流土就是引起地表过度沉降的一个主要原因。

武汉地区长江一级阶地地下水位偏高，特别是洪水季节，长江水位高于地下水位，甚至可能高于地表高程，形成反向补给。这时即使在基坑周围实施降水，效果也不好。特别是由于暴雨持续时间长、雨量大，降雨期间和雨后地表水会通过孔隙较大的地表杂填土层大量补给地下水，形成高水位。如果基坑壁存在漏水孔洞，这时就会在孔洞内壁处形成很大的水力坡降，从孔洞内壁开始产生渗透变形，密度本来就低的杂填土变成泥浆大量从孔洞涌出，短时间内掏空地基，使附近地面开裂下沉，以浅基础为基础的建筑

物发生破坏。

武汉市太和广场的深挖基坑施工中，在一侧护壁较浅深度处出现一个小的孔洞。开挖过程中，坑侧地下水位逐步下降，地面沉降观测显示土体处于稳定状态，故孔洞没有引起足够重视。基坑开挖完毕，一次大雨过后，大量泥土从孔洞中涌出，随之基坑附近地面多处发生开裂下沉，建筑物发生破坏。

事后对事故原因进行了分析。开挖时，由于开挖逐层进行，且每层开挖前总是将地下水位降至计划开挖深度以下，以保持开挖土体处于干燥状态，因此，地下水位高于孔洞位置进行疏干时，孔洞前有待挖土体挡护，不会发生渗透变形。基坑开挖至孔洞以下后，孔洞中不再流水，因此没有对其特别重视。大雨过后，由于地表水入渗量很大，杂填土中地下水位很快上升，在孔洞近处形成了巨大的水力坡降，达到与上节分析类似的状况，因此从孔洞近处开始发生渗透变形，而随着孔洞内径变大，其水力影响范围也随之扩大，发生渗透变形的范围也迅速扩展，导致地基被掏空，地面发生开裂、下沉。

三 结 论

本文以简化模式对深基坑护壁上存在孔洞的水力影响进行了理论推导，并对工程实例进行了分析，从中可得出如下结论：

1.基坑护壁局部漏洞的影响范围与孔洞的半径成正比，影响半径为孔洞半径的 20 倍左右，且影响范围与渗透系数 k 无关。

2.当存在高于漏洞的地下水位时，漏洞处的水力坡降 i 很大，约为影响半径范围内平均水力坡降的 20 倍，远远大于土体发生渗透变形的临界水力坡降 i_{cr}；即使地下水位高于漏洞不到影响半径那么大，漏洞处的水力坡降也会大于土体的临界水力坡降，无论砂性土还是粘性土都很有可能发生渗透变形。

3.在地下水位较高地区，基坑护壁漏洞后土体发生渗透变形是附近地面发生过度沉降与不均匀沉降的主要原因之一，因此，基坑护壁一旦出现漏洞，不管其是否在下降后的地下水位之上还是之下，都必须采取措施进行治理，在多雨的南方尤其要多加重视，因为大雨之后的地表水入渗可能使地下水位高于漏洞，进而产生渗透变形，导致地面发生沉降与开裂，出现危害性事故。

参考文献

[1] 崔红军：《地下水对地基稳定性的影响》（研究生硕士论文），1999 年 6 月。

[2] 武汉市土木建筑学会土工基础学术委员会编：《深基坑工程技术的若干问题》，1999 年 12 月。