

关于“堤坝非稳定渗流试验研究与计算”* 一文 的讨论及终结讨论

余庭江:

下面准备对地下水非稳定渗流的数学模型以及模型试验研究等方面的问题谈些意见,供原作者参考。

一、地下水非稳定渗流的数学物理方程

1. 具有自由表面的非稳定渗流

在研究浅层地下水渗流问题时,系基于假定土体骨架和流体为不可压缩的前提下导得的,其渗流方程表达式如原文式(5)。

该式的形式虽与稳定渗流方程一致,但在求解过程中其自由面边界是随时间 t 而改变,故它归结为一个与时间有关的动边界问题,显然在自由面处应满足下面的边界条件

$$\mu \frac{\partial h}{\partial t} = K_x \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + K_y \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 + K_z \left(\frac{\partial h}{\partial z} \right)^2 - K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1)$$

将原文式(5)改成三维形式后再和本文式(1)结合起来,即可求解一般的无压非稳定渗流问题。

2. 具有自由表面的缓变非稳定渗流

对大面积的地下水缓变不稳定渗流问题,则可根据杜普伊特-福奇艾默(Dupuit-Forchheimer)假定近似求解;亦即假定渗流区域中沿垂轴方向的各点,水头 h 和流速 v 是不变的。这样不仅可使原来的三向和二向分别简化成二向和单向问题,另外由于在推导渗流方程式的过程中,直接把自由面的高度 h 作为方程中的一个变数来考虑,因此就把问题大大地简化了。如果隔水层是水平的平面,把座标 xoy 放在这个平面上,则可求得类似于原文式(6)所示的缓变非稳定渗流的方程式。

该式的特点是自由面条件已直接考虑于方程中,故只需按相应上下游的已知边界条件直接解出 h 值后,即可求得各时段相应的自由面的位置。

3. 深层承压含水层中的非稳定渗流

深层承压含水层中的非稳定渗流理论主要是在石油天然气开采及地下水资源需要量日益增长的基础上发展起来的。例如从承压含水层中设井抽水,所抽出的水除一部分来自补给区外,大部分来自承压含水层本身所贮存水的释放,这是由于随着含水层中水头压力的减小,导致含水层骨架的压缩和流体的弹性膨胀,从而可以释放一部分流体。反之,如在承压井内压水,含水层中水头压力上升,则会发生相反过程,即在含水层中会贮存一部分流体。因此引入了“弹性释放”或“弹性贮存”这一概念。由雅各布(C.E. Jacob)所导出的,对不考虑越流补给条件的深层承压含水层中,流体的非稳定渗流方程的一般形式为原文式(4)。

必须指出,对在水利水电及其他土木工程中所涉及的渗流问题,其含水层一般较靠近地面,且其渗水来源主要来自外界的补给,在这种情况下,地层中渗水的“弹性释放”或“弹性贮存”的影响很小,它通常可以忽略。因此对上述的深层地下水渗流与水工中常见的浅层地下水渗流问题,由于它们所解决的问题及影响因素等的不同,实际上已形成了两套独立的系统。

* 载本刊第3卷,第1期,1981年2月,作者陶同康,

有些学者认为原文式(4)亦可引伸到无压渗流中。而原文式(4)实际上系完全基于承压含水层情况而导得的。其基本条件是承压渗流区范围是固定的;另外承压含水层顶板以上的上覆岩层重力 W 假定不变,且认为该重力由含水层中水的顶托力 p 和介质骨架的应力 σ 所平衡,如在承压含水层中抽水,则承压水头压力 p 降低,相应必导致骨架应力 σ 的增大,它们之间仍应满足力的平衡关系 $W = p + \sigma$ 。对无压渗流而言,其顶部边界是水的自由表面,它随时间 t 而改变,亦即其渗流区范围是变化的,另外随着自由水面的下降,必然会导致自由面处的上覆荷重压力的不断改变,它们之间并不满足 $W = p + \sigma$ 的平衡条件于无件。由此可见,承压与无压含水层两者之间的基本条件是完全不一样的。显然把原文式(4)直接引伸应压渗流中是不妥当的。

其次将原文式(4)略加整理后,其形式与土力学中的固结方程一致。但在推导原文式(4)的过程中,建立连续方程时系先认为单元土体是不变形的,而在以后的推导中才考虑到单元土体要产生弹性变形。但对固结方程而言,建立连续方程时,就考虑了单元土体是变形的,即假定单位时间内流入或流出单元土体水量之差等于单位时间内土体的压缩量作为其连续条件,因此原文式(4)的形式尽管与固结方程一致,但由于它们所解决的问题和建立方程过程中的基本假定完全不同。显然该两方程中的对应常数 $\frac{K}{S_v}$ 与固结系数 c_v 之间,不仅物理意义不同,其实际数值亦是不一致的。原文作者不仅将原文式(4)直接应用于无压渗流,并又把它与固结方程相联系,即利用固结试验所获得的有关指标又直接应用于原文式(4)中,这样显然是不合理的。当然对于无压不稳定渗流,随着自由水面的不断降落,其降落部分的土体由浮重转化为湿重,对下部土体而言,它相当于一个加荷过程,相应亦会引起下部土体产生附加压缩变形。但一般坝体通过施工碾压及自身重量固结稳定后,它本身的密度是比较大的,由于自由水面下降所产生的附加荷重与土体本身的先期固结荷载相比为很小,因此其附加压缩量微小,可以不予考虑。如果需要考虑这种影响,这将是一个十分复杂的问题。由于自由面系随时间而变,因此其加荷过程线,渗流区域范围以及渗流区的透水性等亦均随时间而改变。其次,对一般无压渗流问题,随着库水位的下降,坝体自由水面总是一个供水边界,但对渗流与变形并存的情况而言,则它既是供水又是排水边界。由此可见,这一问题不仅对渗流区的支配方程很难建立,同时其自由面边界亦是难以处理的。

二、地下水非稳定渗流的模型试验

研究地下水非稳定渗流的试验方法有砂槽模型、粘滞(狭槽)模型、水力积分仪及电拟模型等。砂槽模型所反映的物理现象虽然比较直观。但由于其模型相似条件难以满足,故目前已很少应用。而粘滞模型和水力积分仪,它们不仅模型相似条件容易得到满足,且无压渗流中的自由面在模型试验中又可自动形成,因此应用比较广泛。

原文作者进行了大量的砂槽模型试验,现主要讨论其毛管作用影响问题。尽管原文中的试验系完全针对模型本身来研究的,但我们还应联系工程实际进行讨论。例如对某一实际工程,它都存在毛管升高区的影响问题;对高坝而言,由于其毛管升高与坝的整个水头相比可以忽略,因此在研究无压渗流时(包括理论计算和模型试验)一般不考虑其影响。如果需要考虑,则可另作一个特殊问题处理。原文中的砂槽模型,坝高为74cm,水头为60cm,根据所采用的模型材料而言,它整个模型均在毛管影响范围之内。我们知道,对受毛管影响控制与无毛管作用的无压渗流运动,无论是渗流机理或流态分布等方面均是截然不同的。对于一般的无压非稳定渗流,随着库水位降落,自由面亦逐渐下降,渗流区范围不断产生变化,它可归结为一个渗流区的疏干问题。但对受毛管影响的无压渗流而言,在起始状态时,坝体内存在一个毛管区与渗流区交界的零压面;而当库水位下降时,由于坝体受毛管作用的影响而并不存渗流区的疏干问题,随着上游边界水位的改变而导致零压面的位置的转移,在零压面以上属毛管运动区,以下为一般渗流区。显然零压面的转移过程要比一般无压渗流中的自由面变化过程快得多,因此原文中由砂槽模型试验所获得的坝体零压面及其下的渗水压力必然偏低。另外,原文还利用该试验结果分析了非稳定渗流的流场分布。我们知道,对堤坝非稳定渗流,只要当库水位刚开始下降,坝体的自由面即出现向上下游分流的峰点,起始时刻的峰点恰好在浸润面的上游入口处,随着库水位的继续下降,峰点位置逐渐向下游方向移动,从有关粘滞模型试验结

果可清楚地看到这种变化过程。显然它并不象原作者所分析的那样,认为其流向需历经一个由原朝下游流动转变为分别朝向上、下游流动的过程(即认为需经一定时间才会出现自由面的分流峰点)。这显然是由于砂槽模型试验结果的不合理性所形成的。

关于给水度问题似乎还是以采取最终值为宜。由于当自由水面开始降落时,尽管土体内含水不能充分排除,但随着自由面的继续下降,上面剩余的含水仍然会继续掉落到渗流区内,因此最后还是要归结到它的最终排泄效果。另外由原文表1和图11所示资料可见,中细砂和重粉质壤土的实际孔隙率 n 分别为0.438和0.45。而其第一阶段的给水度 μ 值为0.006和0.001,其相应的有效排水系数 α 仅为0.0137和0.0022,它与一般常采用的数值相比,几乎要相差1~2个数量级。如果按该 μ 值推算,土体经排水后,其相应的饱和度和为98.6%和99.8%,这显然是不合理的。这主要是由于原文作者进行给水度试验时,其试验筒高小于土的毛管上升高度,故当试验筒内的水位下降时,水面以上的土体仍属毛管影响区,致使土体内的含水无法排除,因此得出了这种不合理的结果。

蔡国珍(内蒙古农牧学院):

读了“堤坝非稳定渗流试验研究与计算”一文,有以下几点看法和意见,提出来和大家共同讨论。

一、关于堤坝非稳定渗流的物理过程

堤坝的非稳定渗流是由于坝前水位降落引起坝体的弹性释水和重力释水,在重力作用下由高水位向低水位不稳定自由运动的过程。弹性释水发生在坝前水位骤降之初,由于有效压力增加,土体压密和水体膨胀而释放水量,坝体内呈现较高的孔隙压力。这时自由水面还未及下降,仍维持较高的水位。在高水位和高渗透压力的作用下,对上游坝坡稳定十分不利。坝前水位降落速度和幅度越大,弹性释水作用越显著,对上游坝坡稳定越不利。当坝前水位降落缓慢时,弹性释水作用不明显,主要表现为重力释水过程。这种释水过程,随着坝前水位的缓慢降落,由上层而下层,由上游而下游,逐步发展。因而向上游流动的水流随之逐步增大,对上游坝坡的动水压力逐步增长,当达到某一极限状态,超过坝坡的稳定能力时,就会造成坝坡的损坏。

二、关于给水度

堤坝的非稳定渗流过程与坝体的释水过程和给水度的变化规律有密切关系。坝体的释水过程可分为三个阶段:第一阶段为弹性释水阶段,单位体积的释水量称为弹性给水度(或释水率),以 S_e 表示。第二阶段为重力释水增长阶段,坝体内的自由水在重力和粘滞力的作用下,从孔隙中缓慢排出,单位体积的排水量称为重力给水度,它随时间的增长而加大,以 μ_t 表示。第三阶段为重力释水趋于稳定阶段,给水度趋于最终稳定值 μ_d 。各阶段 μ 值的大小和变化过程随坝体土质而异。砂性土给水度大,变化快。粘性土给水度小,变化慢。后两个阶段给水度的变化规律可用下式近似表示:

$$\mu_t = \mu_d (1 - e^{-\alpha t}) \quad (1)$$

式中 α 为经验系数,不同土质有不同的 α 值。

由上式可以看出,当 $t \rightarrow \infty$ 时, $\mu_t \approx \mu_d$ 。

三、关于数学模型

根据渗流连续性原理,推导出来的承压水非稳定渗流基本微分方程为原文式(4)

潜水非稳定流基本微分方程为原文式(6)

原文中的式(4)和式(6)的建立,都有其特定的物理条件。式(4)是以承压含水层为研究对象进行水

量平衡建立起来的,它的特定条件是含水层承压,土体骨架可压密,水体可压缩,上下界面不透水。式(6)是以潜水含水层为研究对象建立起来的,它的特定条件是含水层不承压,土体和流体不可压缩,上界面为自由水面,下界面不透水,潜流为缓变流。选用哪一个方程作为堤坝非稳定渗流计算的支配方程,取决于堤坝非稳定渗流的物理过程符合哪一种特定条件。

原文作者认为采用式(4)加自由水面流量补给边界,按不同时段选取对应的给水度 μ ,能确切地反映堤坝非稳定渗流的物理状态。笔者认为有以下问题值得商榷:①自由水面流量补给边界不符合式(4)成立的条件。因为根据建立式(4)的特定条件,它只适用于上下界面不透水的承压含水层,根本没有自由水面流量补给边界。有自由水面的重力渗流过程与无自由水面的承压渗流过程是两种截然不同的物理状态,不能混淆。因此将式(4)强加上自由水面流量补给边界进行渗流计算,在理论上是不合理的。②式(4)中的 S_s 是表示当承压水头降低一个单位时,从单位体积含水层中释放出来的水量,具有清晰的弹性释水率的物理概念,与重力给水度的物理意义截然不同。原文中所述随时间变化的给水度 μ 值,显然是重力给水度,将其代入式(4),代替弹性释水率 S_s 进行渗流计算是不妥当的。

有自由水面的堤坝渗流,属于潜水非稳定渗流运动,一般采用式(6)进行渗流计算,但由于该式是在假定含水层不可压缩的条件下建立的,并且未考虑重力滞后释水过程,因而也不能确切反映堤坝非稳定渗流的物理现象,计算误差较大。笔者认为下列方程比较符合堤坝非稳定渗流的物理过程。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(Kh \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(Kh \frac{\partial H}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial H}{\partial t} + \alpha \mu_d \int_0^t \frac{\partial H}{\partial t} e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau \quad (2)$$

此式既包含了弹性释水过程,也包含了重力释水过程,以此为支配方程加上边界条件和初始条件建立数学模型,可能获得较好的计算结果。

终 结 讨 论

陶同康(南京水利科学研究所):

原文发表以后,一些同志提出了很多宝贵的意见,笔者除向这些同志表示感谢外,特作简要答复如下:

一、关于非稳定渗流数学模型

两篇讨论文中提出求解具有自由水面的非稳定渗流的基本微分方程为原文式(5)并结合自由水面边界条件式(1)以及原文中的式(6)。

众所周知,这些方程均基于土体和流体不可压缩的假定下推导的。而式(6)认为地下水流为缓变流,也就是渗流域中沿垂线上各点的水头值是不变的,自由水面的位置高程即代表垂线上各点的水头值;由于人为地确定垂线上各点的流速相等,使微条上每一点所排出的水量均须相等,故该方程局限于适用大区地下水缓变流的问题。

对于上游水位降落的堤坝非稳定渗流,一方面由于坝体自由面与库水位之间存在着水头差所产生的渗透力,或者说,土体浮容重转变为饱和容重所引起的外荷载,当土体可以压缩时,增加了一部分水体;另一方面由于坝体上游区域渗透坡降沿垂线方向自上而下逐渐减小,故上部排水比下部为快,孔隙水压力势必出现底部高于上部的现象,甚至还可能超出当时自由水面的位置高程,这样的物理现象用不可压缩的流体和土体所推导的微分方程式是无法加以描述的,也就是不能应用上述各式作为堤坝非稳定渗流的基本微分方程式。

其次,讨论文一再强调非稳定渗流微分方程(即原文式(4))只能适用于承压含水层的非稳定渗流,“不能直接引伸应用于无压渗流”。

原文式(4)起源于弹性承压含水层,其推导方法是由雅各布^[1]提出的。后狄维斯特(R. J. M. Deweist)^[2]提出这一推导方法由于在建立连续性方程时,所考虑的是一个不变形单元体的缺陷。库布(H. H. Cooper)^[3]则利用变形坐标系重新作了推导,弥补了这一缺陷,使其推导更严格。

对于具有自由水面的无压非稳定渗流的基本微分方程式,饭田隆一^[4]、毛昶熙^[5]均作了具体的推导,作者们是以单元微分体发生弹性形变的基础上导出来的,而不是如余庭江同志所说“在推导原文式(4)的过程中,建立连续方程时先认为单元土体是不变形的,而在以后的推导中才考虑到单元土体要产生弹性变形”。在推导过程中,根据地下水位降低前后总应力不变,因此下降后使下部土体增加了有效应力^[6]。其结果与承压含水层的非稳定渗流基本微分方程式完全一致(即式(4))。不同之处仅在自由水面边界不是固定的,而是变化的、未知的。对自由水面边界的处理既可以采用自由水面微分方程式(1)^[7],又可采用流量补给边界,因两者是等价的^[8]。若采用自由水面微分方程式(1),则不需再满足 $h=z$ 的条件,因自由水面微分方程已包含该条件在内。而采用流量补给边界,则还必须满足 $h=z$ 。我们在计算中采用了后一种处理方法。这一见解早已被国内外许多学者所承认,并应用于求解实际工程问题^[4,5,9]。

第三,在原文式(4)的整个推导过程中,由于考虑到流体和水体的压缩性,故 S_v 包括流体的弹性释水和土体压密所排出的水体等两个部分,其数值与 c_v 当然不一致的。但当流体为不可压缩,而土体因受侧向限制仅在垂向变形的条件下时,则 K/S_v 必然变为 c_v ,这是无可非议的。而且它有明确的物理含义(与 c_v 完全一致)。

由此可见,原文式(4)已将承压和无压含水层的非稳定渗流的基本微分方程统一起来,仅自由水面边界条件不同而已。同时原文式(4)又把渗流与土体变形统一起来研究,完全合乎非稳定渗流的物理过程。对堤坝非稳定渗流,是否考虑土体的压缩性,需视实际工程情况而定。当不考虑流体和土体的压缩时,则原文式(4)就变为原文式(5)。

另外,蔡国珍同志又提及“无压含水层由于重力滞后释水过程”建议采用方程式(3)。

该式是由博尔顿(N. S. Boulton)^[10]根据从无压含水层中抽水所得的实际时间和降深曲线的分析,引进了“延迟给水”的概念所得的。博尔顿把含水层对抽水的反应分成三个不同的阶段:初期阶段含水层的反应接近承压含水层,以弹性释放为主,此时重力疏干并不立即发生;第二阶段由于压力的急剧下降,上部延迟排出的水由垂直方向向自由水面给水,使得含水层的反应接近越流含水层的状态,直至水位接近稳定,贮水系数达到一个稳定值;接着的第三阶段又接近承压含水层的状态,此时无压给水度相当于贮水系数。为了拟合这样一个过程,博尔顿设想了一个贮水系数随时间变化的二维模型来代替实际上是三维的运动过程,这个模型能较好地再现实际的观测曲线。式(3)右端第二项表示在 t 时刻单位面积的含水层在单位时间内的延迟给水。整个方程式就相当于描述承压含水层的微分方程再加上这样一项修正。然而,用式(3)进行计算相当繁复。我们从非稳定渗流的物理现象中可以看出:含水层释放水量并非瞬时,而是有滞后,也就是给水度有一个随时间的变化过程。由于含水层中所释放出来的水量垂直向自由水面补给,因此,该滞后给水在计算时完全可以反映于自由水面的边界条件中,当自由水面边界用流量补给边界时,尤为方便,只需将相应时刻的给水度值代入进行计算,它即可体现含水层滞后给水的物理现象。这样的处理方法完全符合无压含水层非稳定渗流的物理过程,而且,计算颇为简便。

二、关于给水度

蔡国珍同志认为“坝体的释水过程可分为三个阶段:第一阶段为弹性释水阶段;第二阶段为重力释水增长阶段;第三阶段为重力释水趋于稳定阶段”,这是博尔顿的提法。由于弹性释水与时间无关,而重力释水随时间的增长而加大,故原文中图6同样可以拟合博尔顿所提出的三个阶段。但从我们试验中得知,其第一阶段弹性释水的历时,因外水位下降速度缓慢而缩短,当外水位的下降速度低到足以使含水层延滞排出的水体全部排泄(不同的土质有其相应的外水位下降速度),则初期弹性释水阶段并不存在。广义地说,亦可认为初期弹性释水历时极短,以致可以忽略。此时,重力释水即成第一阶段,其历时即要相应增长。当外水位骤降时,初期弹性释水阶段为最长。

余庭江同志认为本试验的给水度数值比一般常用的数值几乎要相差1~2个数量级。由于给水度的定义

不同,其数值亦不相同,以往通常采用奥弗琴尼科夫的概念,即认为“饱和容水量和最大分子容水量的差值称为给水度”^[11]。实际上在含水层释水后,其孔隙中有一部分自由水,如在颗粒接触点附近孤立的孔角水,四周为结合水所隔断的孤立自由水以及存在于团粒内毛细管中孤立的水等等是排不出来的,即含水层排水后仍然保持在孔隙中的不仅有结合水,还有一部分孤立的毛细管水。因此,如果把含水层排水疏干以后,单位土体可释放的重力水量定义为给水度的话,则给水度的数值要小于饱和容水量与最大分子容水量之差值。而我们通常所采用的经验值,恰恰是取自苏联,都是在实验室中所测定试样饱和容水量和最大分子容水量所计算出的给水度,因而其数值是偏大的。

三、关于砂槽试验

在砂槽试验中,必然存在自由水面以上的毛管区以及自由水面以下的渗流区,由于毛管区内压力小于大气压,即为负压区,其流动呈虹吸水流;而渗流区内的压力大于大气压,其流动则为达西水流。这是两种截然不同的流动,其流态互不相混。本试验中并未计及毛管区的流动。

参 考 文 献

- [1] 雅各布, C.E., 论弹性承压含水层中的水流, 地下水非稳定流理论的发展和应, 张宏仁编译, 地质出版社, 1975年。
- [2] Deweist, R.J.M., On the Storage Coefficient and the Equations of Groundwater Flow, *J. Geophys. Res.*, Vol. 71, 1966.
- [3] Cooper, H.H., The Equation of Groundwater Flow in Fixed and Deforming Coordinates, *J. Geophys. Res.*, Vol. 71, 1966.
- [4] 飯田隆一, 朝侖, 非正常浸透流の有限要素法による解析, 土木研究所報告, 142号, 1972。
- [5] 毛昶熙, 电模拟试验与渗流研究, 水利出版社, 1981。
- [6] 塔萨奇, 泼克, 工程实用土力学, 蒋彭年译, 水利电力出版社, 1960。
- [7] Conner, J.J., C.A. Brebbia, *Finite Element Techniques for Fluid Flow*, 1976.
- [8] 陶同康, 堤坝非稳定渗流数学模型, 水利学报, 1980年第3期。
- [9] 孙讷正, 地下水流的数学模型和数值方法, 地质出版社1981年。
- [10] Boulton, N.S., Analysis of Data from Non-Equilibrium Pumping Tests Allowing for Delayed Yield from Storage, *Proc. Inst. Civil Eng.*, Vol. 26, No. 6693, 1963.
- [11] 奥弗琴尼科夫, A.M., 普通水文地质学, 地质出版社, 1960。

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

Vol. 4, No.2 (Total 11), May, 1982.

CONTENTS

- Liquefaction Failure of Saturated Sandy Soils under Cyclic Loading
.....*Liu Ying, Tong Jun and Qi Xin*(1)
- The Application of an Empirical Formula of Pore Space and Porosity
Ratio of Soil to Foundation Engineering.....*Zhao Hong-shu*(14)
- The Research on Microscopic Structure Properties of a Particular Soil
.....*Tan Luo-rong and Zhang Mei-ying*(26)
- A Statistical Study of Shear Modulus Determination by In-situ Shear
Wave Velocity and Dynamic/Static Triaxial Tests.....
.....*Zhang Guo-xia and Zhang Nai-rui*(36)
- Determination of ξ -potential of Clay by Using Streaming Potential
Method.....*Chen Shou-yi, Cheng Chang-bing and Xu Chang-wei*(49)
- On the Concept of Two Preferred Planes and Its Analysis Methods.....
.....*Luo Guo-yu, Wang Pei-qing, Cai Zhong-ye and Wu Hao*(57)
- Experimental Study of the Fracture Toughness of Rocks.....
.....*Huang Jian-an and Wang Si-jing*(67)
- The Three Dimensional Nonlinear Elastic-plastic Mechanical Models of
Rock Mass.....*Yu Bing-zi*(76)
- Behaviour Analysis of the Lined Top-arch of Underground Hydro-
power-house.....*Li Guang-rong and Yu Jia-yu*(83)
- The Effect of Loading Rate on the Compressive and Tensile Strength of
Rocks.....*Wu Mian-ba*(97)
- Treatment of the Engineering Geologic Problems in the Underground
Hydroelectric Power Plant of the Fishermans' Creek I.....
.....*Li Xie-sheng*(107)
- An Ideal Model of Characteristics of Distortional Electric Field and
Detection for a Cave inside Soil Body.....*Huang Jie-mou*(119)
- NOTE AND DISCUSSION**
- The Influence of Earth Fill of Large Area upon the Neighbourhood of
Pile Foundation.....*Wei Ru-long*(132)
- Discussions and Closure on "Experiment Study and Computation of
Unsteady Seepage in Embankment Dams".....
.....*Yu Ting-jang, Cai Guo-zhen, Tao Tong-kang*(138)

《人民黄河》征订启事

请速到当地邮局(所)预订下半年度本刊

《人民黄河》是黄河水利委员会出版的水利水电综合性技术刊物，1982年仍为双月刊，逢双月26日出版，对国内公开发行人。本刊内容主要有：治理黄河的技术成果、学术论著、调查报告、新技术应用、有关治黄方略讨论、治黄史研究等、涉及黄河的自然地理、历史变迁、建设状况，同时还以相当篇幅刊登国内水利水电各专业的技术成果和国内外水利水电技术专题综述、评述，适合各级水利、水电工作者、有关院校师生阅读，也可供关心黄河治理的读者参考。

本刊欢迎有关单位和个人投稿。稿件一经刊用，即按规定致酬。

本刊自今年下半年起改由邮局发行。原已在编辑部订阅1982年度本刊者，年内仍由本刊编辑部按期寄发，凡新订者请于5月初向当地邮局(所)订阅下半年度本刊。本刊邮政代号为36—62。自1983年起，新、老订户一律改由邮局办理订阅手续，本刊编辑部不再受理订阅。

《人民黄河》编辑部

岩土工程学报

(季刊)

第4卷第2期(总11)

编者
出版者
印刷者
国内总发行
订购处
国外总发行

《岩土工程学报》编辑部
(南京虎踞关34号)

南京人民印刷厂

南京市邮政局

全国各地邮政局

中国国际书店
(北京2820信箱)

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Quarterly)

Vol. 4, No. 2 (Total 11)

Edited by
Editorial Office of Chinese Journal
of Geotechnical Engineering
34 Hujuguan Road
Nanjing, China