

渗透系数反分析最优估计方法

朱岳明

刘望亭

(河海大学水科所, 南京) (能源部南京自动化所)

一、引言

原型结构渗流观测资料是渗流场真实性态的综合反映, 据它及合理的计算模型可以对渗流场内各介质渗透系数实际综合平均值进行反演最优估计, 且在反演计算中计算模型本身不可避免的某些误差在一定程度上会自动地在各参数的最优估计值上得到弥补。本文的实例分析表明, 参数反演分析最优估计的研究能更多地从观测资料中汲取有益的信息, 其结果具有工程代表性、综合性及实用性强等优点, 可用来对渗流场的实际性态进行细致的反馈分析及评估, 更精确地建立对观测数据进行预报的确定性模型, 给水库和大坝的合理运行及安全监控方式提供更多的科学依据。

二、基本原理

视大坝渗流场为一系统, 其输入信息是上下游水位及坝址承压水位的变化、坝址降雨量、库区的淤积及坝体的充淤过程等; 输出信息是各测压管水位及渗流量大小等现场观测数据。常规的渗流正问题是: 已知系统中各介质的渗透系数大小和输入信息, 建立适当的计算或试验模型, 求解系统的输出信息。而渗透系数反演分析最优估计解为渗流逆问题的最优解: 已知系统的输入输出信息, 求解系统中各介质的渗透系数值。前者是建立在有限的、昂贵的而其结果往往为代表性差的室内外试验工作的基础上, 后者则基于原型结构实际渗流场的观测资料之上。

设在恒定渗流场的输出量、输入量及渗透系数之间存在着如下的理论关系式

$$\varphi = \varphi(\{X\}, \{k\}) \quad (1)$$

式中 φ 为测压管水位或渗流量大小, $\{X\}$ 代表上下游水位及测点位置坐标等输入信息; $\{k\} = [k_1, k_2, \dots, k_m]^T$ 表示渗流区各介质渗透系数实际大小的渗透系数向量。

渗透系数反演最优估计的任务就在于如何据系统中有限个代表性好的观测点的实测数据 φ^* 及输入信息 $\{X^*\}$ 的样本系列对参数向量 $\{k\}$ 进行最优估计。在实际工程问题中, 恒定渗流场的控制方程为式(2)所示的偏微分方程, 且边界条件又往往很复杂, 式(1)不是一解析式, 无法直接用它来对 $\{k\}$ 进行反演估计。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yy} \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zz} \frac{\partial \varphi}{\partial z} \right) = 0 \quad (2)$$

式中 k_{xx} , k_{yy} 及 k_{zz} 分别为其方向和局部坐标 x, y 及 z 的方向重合的三个空间主渗透系数。

如以有限个代表性好的观测点测压管水位的实测值及数值计算值为依据, 借助于数学优化理论, 建立合理的优化目标函数及其约束条件, 形成一个以 $|k|$ 为自变向量的数学优化问题, 进而对 $|k|$ 进行最优估计、评估及识别。本文以式 (3) 各观测点的累计残差平方和 R_φ 的极小化问题的目标函数, 式 (4) 为其相应的 $(m+1)$ 个约束条件。

$$R_\varphi = \sum_j^n (\varphi_j^* - \varphi_j)^2 \quad (3)$$

$$k_i^1 \leq k_i \leq k_i^2, \quad i=1, 2, \dots, m; \quad n \geq m \quad (4)$$

式中, φ_j^* , φ_j 分别为第 j 个点的实测及计算测压管水位, k_i 为向量 $|k|$ 中的第 i 个分量, k_i^1 及 k_i^2 是 k_i 实际可能的上下限值, n 是观测点的个数。

在具体的输入信息 $|x|$ 下, φ_j 只是 $|k|$ 的函数, 取不同的 $|k|$ 就得不同的 R_φ 值。故据实测资料, 可用数值计算和优化计算的耦合迭代计算方法, 在 m 维向量 $|k|$ 的空间中由约束条件式 (4) 所确定的可行域内求得点 $|k| = [k_1, k_2, \dots, k_m]^T$, 使得目标函数 $R_{\varphi, |k| = |k|} = R_{\varphi, \min}$, $|k|$ 就为上述极小化优化问题的最优解。

为方便起见, 假定在大坝的某一运行时段内不计 k_i 的变化, 且在此时段内共测得 M 组输入输出信息, 不计非恒定流的影响, 则据上法可相应地反演优化出 M 个优化解 $|k_j|$, ($j=1, 2, \dots, M$)。如 $|k^0| = [k_1^0, k_2^0, \dots, k_m^0]^T$ 为实际参数向量 $|k|$ 的反演计算综合最优解, 则为求得 $|k^0|$ 可引入下式所示的渗透系数残差平方和 R_k 。

$$R_k = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^m (k_i^0 - k_{i,j})^2 \quad (5)$$

式中 $k_{i,j}$ 为据第 j 组输入输出信息求得的 $|k_j|$ 中的第 i 个分量。令 $\frac{\partial R_k}{\partial k_i^0} = 0$, ($i=1, 2, \dots, m$), 可得 $|k^0|$, 其中

$$k_i^0 = \frac{1}{M} \cdot \sum_{j=1}^M k_{i,j}, \quad (i=1, 2, \dots, m) \quad (6)$$

三、渗流逆问题求解的特点

在图1所示的渗流问题中, 控制方程为 $\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = 0$, 得解

$$\varphi_1(x) = \frac{1}{s_1} (\varphi_k - \varphi_1) x + \varphi_1 \quad (7)$$

$$\varphi_2(x) = \frac{1}{s_2} (\varphi_2 - \varphi_k) x + \varphi_k + \frac{s_1}{s_2} (\varphi_k - \varphi_2) \quad (8)$$

$$\varphi_k = \frac{1}{2} (\varphi_2 + \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{s_1}{s_2} \cdot \varphi_1) \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} q &= q_1 = q_2 = \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{s_1} k_1 \cdot A \\ q &= \frac{\varphi_k - \varphi_2}{s_2} k_2 \cdot A \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

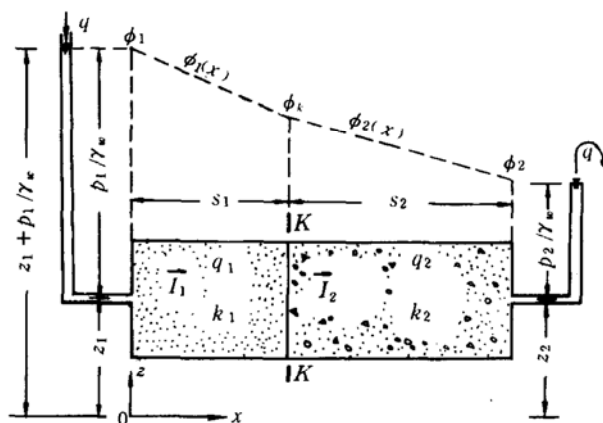


图1 简单的一维渗流问题

式(7)—(10)表明, $\varphi_1(x)$, $\varphi_2(x)$ 及 φ_k 只与位置坐标 x 和比值 k_1/k_2 有关, 与 k_1 及 k_2 具体值的大小无关, 而流量 q 还和 k_1 或 k_2 值的大小有关。故在此问题中, 如只据式(7)—(9)进行渗流逆问题的求解, 则只能得比值 k_1/k_2 的大小, 但如同时又据流量资料 q , 则据式(10)能反演给出 k_1 及 k_2 值的大小。

据控制方程式(2), 以上性质具有一般性, 即渗流逆问题的求解具有自己以下独特的基本特点^[1]。

1. 如只据系统的输入及测压管水位输出信息, 则只能对各介质渗透系数间的比值进行反演求解。

2. 当同时并用测压管水位及渗流量实测资料时, 或事先已知某种介质渗透系数大小的确切值时方能对系统各介质的渗透系数大小进行反演估计。

四、土石坝渗流反分析实例

(一) 概述

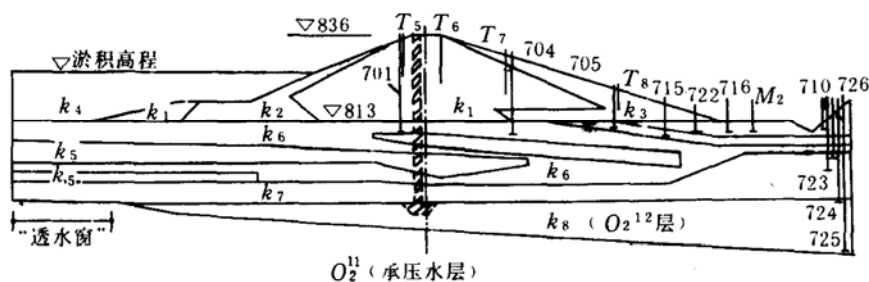


图2 计算模型及测压管布置

$$k_{1,d}:k_{2,d}:\dots:k_{8,d}=0.04:\infty:5:0.718:3:2:27.5:3$$

图2是黄河天桥水库右侧土石坝的坝中典型断面(左侧为混凝土主坝), 该土石坝建于1977年底, 全长约330m, 坝高23m, 水库为不完全日调节水库, 正常挡水位及设计洪水位分别为8.34m及835.1m。大坝渗流场主要以测压管水位的观测工作进行安全监控, 自从1979年初以来进行了测频为每月3次的观测工作, 目前仍有70余支有效的测压管, 对渗流量未进行实测记录。坝身坝基有8个均质各向同性渗流子区域 $k_1, k_2, \dots, k_8$ (图中各渗透系数

比值为设计采用值), k_1 区为壤土宽心墙及上游坡脚水平铺盖防渗体, k_2 为上游面堆石碴体, k_3 为下游面回填砂砾料排水体, k_4 为库区淤积区, k_5 为基础覆盖层中的细砂夹层, k_6 为基础含砾砂层, k_7 为砂砾层, k_8 为相对阻水岩层 O_2^{12} 层, 在 O_2^{12} 层的下方为 O_2^{11} 强透水高承压水岩层, 建坝前承压水位高于河床水位达 10m。在坝基上游部位因局部区 O_2^{12} 层被侵蚀, 形成俗称的“透水窗”不利现象。为确保大坝的渗流稳定, 设计时还详细进行了沿坝轴向贯穿于坝体坝基的预留混凝土截渗墙的设计工作。坝身浸润线测压管 T_5 至 T_8 和坝基测压管 701 至 726 的布置型式如图 2 所示。

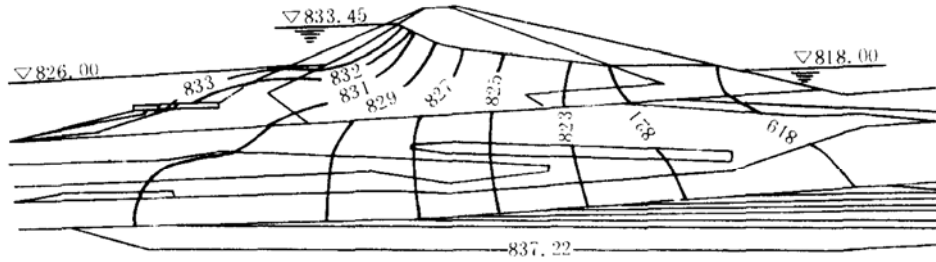


图 3 渗流场位势分布的反馈结果

(二) 渗透参数比值的反演结果

经对 1979 年至 1987 年期间实测输入输出信息的分析, O_2^{12} 阻水层以上各测压管水位的主要影响因素是上下游水位的变化, 测压管水位变化滞后于库水位变化的最大时间约 35—40 天。1981 年汛期后, 年际间的测压管水位历时过程线规律性强, 坝体的渗透性已基本上达到稳定。在枯水期 1982 年元月至 2 月间, 上下游水位及 O_2^{11} 层承压水位分别保持在 833.50 m、818.00 m 和 837.00 m 处, 淤积高程为 826.0 m, 此 2 月期间的实测资料可作为较理想的对恒定流逆问题求解的系统输入输出信息。因无渗流量观测数据, 只能对比值 $k_r = k_1:k_2:\dots:k_8$ 进行反演最优估计。

选取浸润线测压管 T_5 至 T_8 , 坝基面测压管 701, 704, 705, 716, 722, 以及进水口位于 O_2^{12} 层顶部的 724 管为求解式 (3) 和 (4) 所示的极小化优化问题时的输出量观测点。式 (4) 的约束条件取为: $k_1^1 = \frac{1}{10} k_{1,d}$, $k_1^2 = 10 k_{1,d}$, $k_2^1 = k_{4,d}$, $k_2^2 = 50$; $k_4^1 = \frac{1}{10} k_{4,d}$, $k_4^2 = 100 k_{4,d}$ 其余为 $k_i^1 = \frac{1}{100} k_{i,d}$, $k_i^2 = 100 k_{i,d}$, 其中 $k_{i,d}$ 为 k_i 的设计采用值 (图 2)。据实测资料, 视 O_2^{11} 与 O_2^{12} 层间的接触面为已知承压水位边界。并用有限元法及优化理论, 求得最优估计解为

$$k_r^0 = k_1^0:k_2^0:\dots:k_8^0 = 0.004:20:25:0.718:3.0:18:30:0.1 \quad (11)$$

(三) 最优估计解 k_r^0 的评估

如何在理论上简单方便可靠地对反演最优解进行评估及识别仍是一个值得研究的问题, 本文采用直观明了的后验反馈拟合的方法。图 3 为据 k_r^0 反馈计算所给出的 1982 年 2 月 11 日的渗流场位势等值线的分布规律。位于下游水池逸出区垂向分布的测压管 710, 723, 724, 725 及 726 的水位的反馈计算值与实测值的后验反馈拟合曲线为图 4(a) 所示, 图中 E , H 分别为测压管进水口及水位的高程, 实测值和反馈值两曲线几乎完全重合, 令人满意。图 4(b)(c) 分

别为当库水位达到正常挡水位834.0m时, 由 k_r^0 及 $k_r = k_{1,d}:k_{2,d}:\cdots:k_{8,d}$ 所给出的浸润线和坝基侧压管水位的计算值与实测值的拟合结果。如图所示, k_r^0 基本上真实地揭示了大坝渗流场各点测压管水位的分布规律, 显示出其工程综合代表性及实用性强这一优点, 所以据 k_r^0 可进一步对大坝的真实渗流性态进行详细的反馈分析及评估, 可更确切地揭示出观测资料的内在必然规律性。

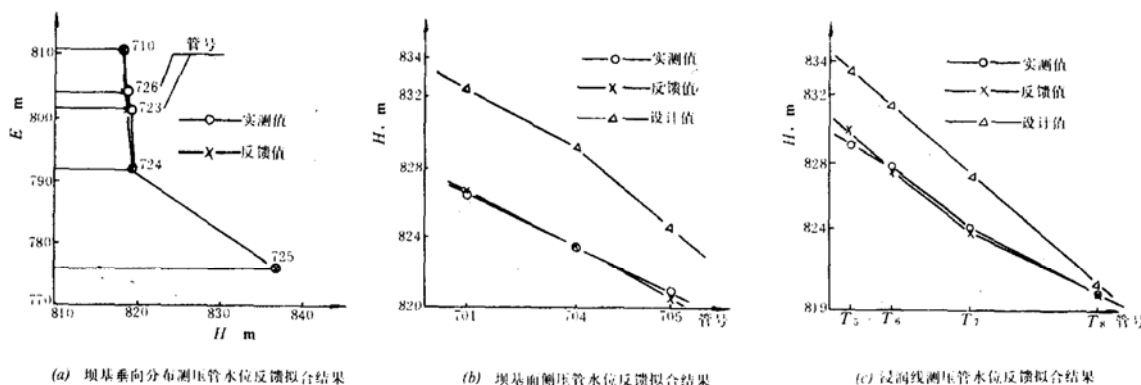


图4 反馈拟合结果

(四) 渗流场的反馈分析及评估

据最优估解 k_r^0 , 渗流场反馈分析及评估的主要结论为:

O_2^{12} 层的强阻水特性对整个渗流场起到了控制性作用。因有 O_2^{12} 层及 k_5 区的影响, O_2^{11} 层的承压水头及“透水窗”现象对坝身坝基的渗流影响不大。上游水平铺盖体及上游面石碴体的充淤现象大大地减弱了库区淤积层的阻渗作用, 且反馈计算表明当淤积高程高于826.0m时, 淤积层的再淤加高几乎不再具有有效的附加阻渗作用(土石坝上游目前淤积高程已达833.5m), 这和各测压管水位的实测历时过程线的形态是一致的。实际上受大坝断面设计型的限制, 当淤积高程超过821.0m时, 增淤现象的附加阻渗作用已不明显。上游面石碴体的充淤阻渗作用及下游面回填砂砾料的排水降渗作用对坝体及坝基测压管水位的影响均较大, 大大地改善了大坝的渗流性态。此现象可据反演值 k_r^0 加以说明, 因 $k_2^0/k_1^0=5000$, $k_3^0/k_1^0=4500$ 及 $k_5^0/k_1^0=6250$, k_1 区已是相对不透水体, k_2 , k_3 及 k_5 区形成了渗流场上下游向的主透水通道, k_2 区的充淤直接起到阻塞此通道的作用, 又加 k_3^0 比 k_2^0 大, 更显示出 k_3 排水体对降低坝基坝身测压管水位的作用。如图4(b), (c)所示, 大坝的实际渗流性态要比设计时预料的状况好得多, 坝基中主要呈现出上下游的一维渗流状态, 逸出区的渗透坡降很小, 远比设计允许及渗透变形监界坡降值0.35和0.70小, 心墙及回填砂砾料的逸出点高程分别比其设计值829.5m和826.0m小8.35m及6.80m, 又据多年实测资料及渗流场巡回视测, 未发现主透水通道与心墙底部接触区有集中冲刷现象。笔者认为, 在一般情况下, 坝身坝基将不大可能会出现渗透变形现象, 无需再进行混凝土截渗墙的加固施工工作; 如再考虑到库区淤积对大坝上游面有抗滑支撑作用, 今后水库运行如不造成大坝漫顶冲刷事故及不出现意外的集中渗漏破坏现象, 则土石坝的安全稳定是能得到保证的。

五、结 语

1. 本文提出的渗透系数反分析最优估计方法具有很好的实用性, 所举土石坝的渗透参数反演估计及其反馈分析均取得了令人满意的结果, 揭示了大坝渗流场的真实性态。

2. 该方法可方便地推广到岩土工程中别的逆问题求解中去, 也可协助岩土工程的反馈设计及施工工作。

3. 从反馈计算结果来看, 所举大坝上游坝脚处水平铺盖防渗体的设置似乎是多余的。

4. 反馈计算结果表明, 黄河天桥右侧土石坝的实际渗流性态较设计时的预估状况要好得多, 无需再进行防渗截渗混凝土墙的加固施工工作。但仍应补充渗流量的观测工作, 尤其是加强坝基面测压管水位的观测工作, 预防沿接触面集中冲刷破坏现象的出现。

参 考 文 献

- [1] Zhu Yueming, Untersuchung ueber die Wechselwirkung Zwischen Gewichtsmauern und ihren Untergrunden, Diss, Tu Graz, 1985.