

DOI: 10.11779/CJGE201408009

盾构掘进地面沉降虚拟镜像算法

林存刚¹, 夏唐代², 梁荣柱², 吴世明³

(1. 宁波大学建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211; 2. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058;

3. 杭州庆春路过江隧道有限公司, 浙江 杭州 310002)

摘要: 盾构掘进所致地面沉降的准确预估, 对于邻近建(构)筑物的保护至关重要。假定土体为均质各向同性半无限空间不可压缩弹性体, 基于虚拟镜像技术, 推导了在隧道边界土层不同收敛模式下的地面沉降计算公式, 计算结果比数值积分算法更接近实测。由于实际土体具有各向异性、成层性和可压缩性, 本文算法与数值积分算法均高估了横向地面沉降槽宽度。引入沉降槽宽度修正参数对理论公式进行修正, 修正算法计算结果更符合实际, 可简单可靠地估算盾构隧道施工地层损失引起的地面沉降。

关键词: 虚拟镜像技术; 盾构隧道; 现场实测; 地面沉降

中图分类号: TU455.43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)08-1438-09

作者简介: 林存刚(1986-), 男, 山东平邑人, 博士, 讲师, 主要从事盾构隧道施工环境影响及隧道结构稳定性的研究。E-mail: cunganglin@163.com。

Estimation of shield tunnelling-induced ground surface settlements by virtual image technique

LIN Cun-gang¹, XIA Tang-dai², LIANG Rong-zhu², WU Shi-ming³

(1. College of Civil, Construction and Environmental Engineering, Ningbo University, Ningbo 315211, China; 2. College of Civil

Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Hangzhou Qing-chun Road Cross-River Tunnel Company

Limited, Hangzhou 310002, China)

Abstract: The accurate estimation of ground surface subsidence induced by shield tunnelling is crucial to the protection of buildings or structures in the vicinity. Under the hypothesis that the soil is a homogeneous isotropic incompressible linear-elastic semi-infinite half-space, equations for calculation of tunnelling-induced ground surface settlements under different surrounding soil intrusion models are derived based on the virtual image technique. Compared with those of numerical integration methods, the predicted results by the proposed method are more accurate. For the soil in reality is anisotropic, layered and compressible, the transverse ground surface settlement trough width is over-estimated both by this study and the numerical integration method. A modification parameter of trough width is introduced into the deduced formula. The modified method is proved by the field observations to be an easy and reliable method for prediction of ground surface settlements resulting from ground loss during construction of shield-driven tunnels.

Key words: virtual image technique; shield-driven tunnel; field observation; ground surface settlement

0 引言

隧道施工引起的地面沉降, 向来是工程实践和理论研究关注的重点。自20世纪60年代以来, 伴随隧道工程的兴起, 这一问题得到越来越广泛的关注, 涌现出多种计算方法, 如经验公式法、解析计算法、数值模拟法和模型试验法等。

虚拟镜像技术广泛应用于隧道开挖地层损失引起的土体位移求解。Sagasetra^[1]假定土体为均质各向同性线弹性半无限空间不可压缩体, 将流体力学的虚拟镜像技术与固体力学弹性解相结合, 推导得到地层损失

引起的地层位移解析式。Verruijt等^[2]在Sagasetra基础之上, 提出同时考虑地层损失与隧道椭圆化变形的地层位移计算公式, 并考虑了土体的可压缩性。Loganathan等^[3]认为在黏土中地层损失沿隧道环向不均匀分布, 基于Lee等^[4]提出的间隙参数, 提出等价地层损失参数, 将其取代Verruijt等提出的均匀径向收缩率, 从而得到地层位移的解析公式。随后, Loganathan等^[5]考虑了地层沉降影响角, 将之前提出

的解析公式拓展至砂土。Chi 等^[6]采用共轭梯度法优化土体位移的反分析过程, 将地层沉降影响角和注浆系数引入至等价地层损失模型, 对 Loganathan 等^[3]针对黏土建立的公式进行了修正, 将其适用范围拓展至砂土。Park 等^[7-8]针对衬砌周围土层 4 种不同的位移边界条件, 建立了黏土中深埋和浅埋隧道土体位移的解析式, 并引入这 4 种边界条件对 Verruijt 等^[2]提出的弹性解进行了修正。姜忻良等^[9-10]和卢海林等^[11], 在 Sagaseta 基础之上, 积分求取隧道边界非均匀分布地层损失下的地面沉降。

从这些方法的应用来看, Sagaseta 法^[1]、Verruijt & Booker 法^[2]、Loganathan & Poulos 法^[3]、Loganathan 法^[5]和 Park 法^[7-8]均高估了沉降影响范围, 预测效果并不理想; Chi 法^[6]预测精度更多地取决于地层沉降影响角的取值经验; 而姜忻良等^[9-10]及卢海林等^[11]的方法, 需沿隧道边界对地层损失进行积分, 计算较繁琐。

本文在 Sagaseta 法^[1]和 Verruijt & Booker 法^[2]基础之上, 基于虚拟镜像技术, 推导了隧道边界土层不同收敛模式下的地面沉降计算公式, 并考虑到土层性质的影响后对其进行经验性修正。采用杭州庆春路过江隧道工程的现场实测对计算理论进行了验证。

1 虚拟镜像技术的基本原理

Sagaseta^[1]于 1987 年首次引入虚拟镜像技术进行地层损失下土体位移的求解, 其基本分析步骤如下(图 1):

(1) 忽略地表影响, 求解空隙在无限空间中产生的应变, 该应变在原地表位置产生正应力 σ_0 和剪应力 τ_0 。

(2) 在无限体内以原地面为对称轴, 在原空隙的镜像位置虚设一大小相等的体积膨胀。该体积膨胀将在原地面位置产生正应力 $-\sigma_0$ 和剪应力 τ_0 。求解该体积膨胀产生的应变。

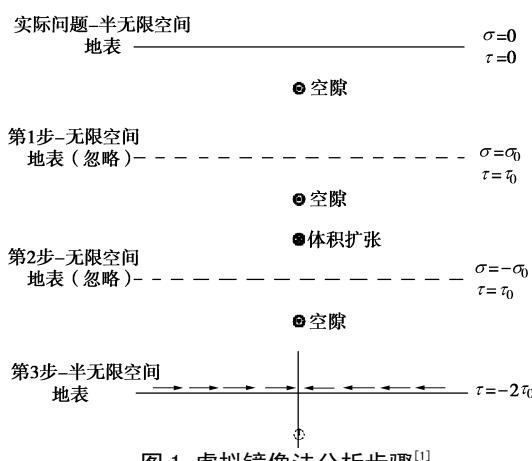


图 1 虚拟镜像法分析步骤^[1]

Fig. 1 Analysis steps of virtual image method^[1]

(3) 以上 2 步在原地面位置产生的正应力相互抵消, 而剪应力叠加后为 $2\tau_0$ 。地表作为自由边界, 实际上无应力存在。为符合实际, 在地表施加大小相同但方向相反的剪应力, 求解其作用下半无限空间内产生的应变。

以上 3 步所求应变的叠加, 即等效为空隙存在于半无限空间内产生的应变。

经以上 3 步, 半无限空间中的空隙收缩问题, 转化为无限空间中空隙收缩和扩张问题以及半无限空间中地表力作用下应变求解问题。

2 地面沉降的求解

盾构掘进阶段, 盾尾间隙不断产生。管片脱离盾尾的瞬间, 可近似认为衬砌轴线与盾构轴线重合, 此时盾尾间隙沿圆周均匀分布。随后, 在其自重作用下, 管片有下沉趋势, 且受到前方盾构掘进状态的影响。除此之外, 地下水与浆液的浮力等, 也会引起管片整体偏移。管片移动后, 盾尾间隙不再均匀, 进而导致隧道边界土层的非均匀径向收敛。

由此看来, 对于盾构掘进问题, 地层损失沿衬砌圆周分布, Sagaseta^[1]地层损失集中于隧道轴线的假定与其不符; 且隧道边界土层多非均匀径向收敛, Verruijt 等^[2]的径向均匀收敛假定也不符实际。

本文基于虚拟镜像技术, 分析隧道周围土层在多种收敛模式下的地面位移。

本文计算做如下简化和假定:

(1) 盾构掘进地层损失为平面应变问题。

(2) 盾构开挖曲面与衬砌均为圆形。

(3) 土体为半无限空间不可压缩均质各向同性弹性体。

(4) 隧道边界土体朝向开挖曲面圆心径向收敛。

(5) 经虚拟镜像技术扩展至无限空间后, 隧道周围土体朝向开挖曲面圆心径向收敛。

(6) 边界土体收敛后与衬砌紧密接触, 边界无间隙。

(7) 边界土体收敛与衬砌紧密接触后, 忽略围压作用下衬砌的偏移和变形对土层位移的影响。

2.1 隧道边界土层均匀径向收敛

隧道边界土层均匀径向收缩计算模型见图 2。

图 2(a) 所示为欲求解的实际问题。隧道埋深 z_0 , 半径 R ; 盾尾脱离瞬间衬砌外壁与边界土层之间存在厚度为 u_0 的均匀间隙; 边界土体朝向隧道中心均匀径向收敛 u_0 后与衬砌外壁紧密接触, 即对边界土层施加均匀径向收敛位移荷载 u_0 。这里需求解的就是给定隧道边界土层位移荷载下周围土体的位移。

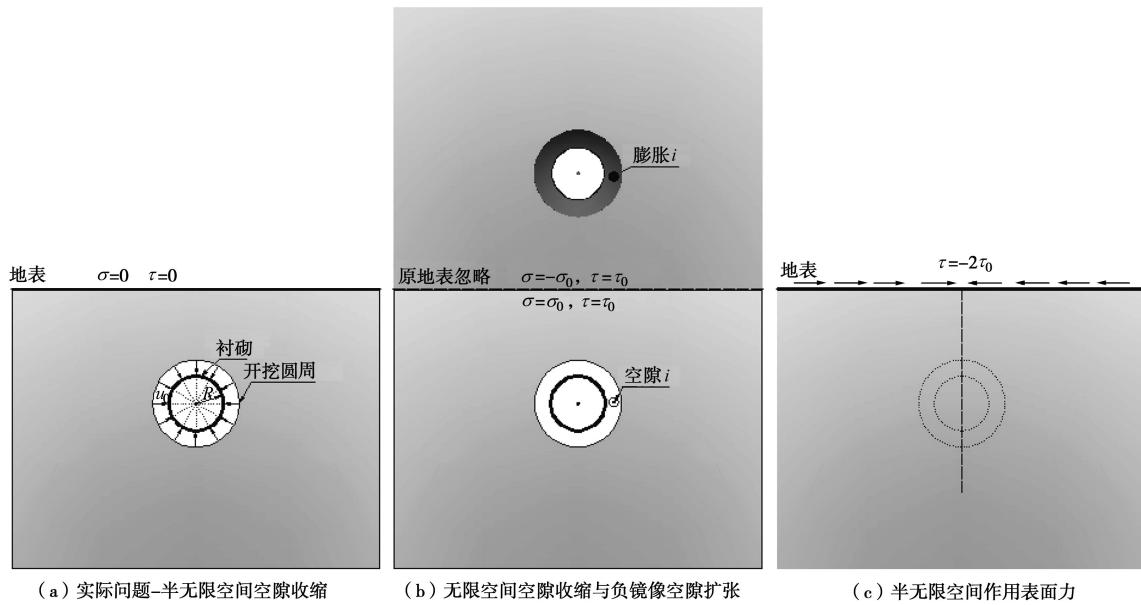


图 2 边界土层均匀收敛计算模型

Fig. 2 Computational model for even intrusion of surrounding soils

如图 2 (b) 所示, 对图 2 (a) 中的环形均布间隙以原地表为对称轴作负镜像, 即在关于原地表的镜像位置施加一大小形状相同的体积膨胀, 亦即对隧道边界土层施加均匀径向扩张位移荷载 u_0 。对于环形间隙内任一“微小空隙 i ”, 在镜像环形膨胀中总存在一对应“微小膨胀 i ”; 空隙 i 在原地表位置产生正应力 σ_{0i} 和剪应力 τ_{0i} , 膨胀 i 在原地表位置产生正应力 $-\sigma_{0i}$ 和剪应力 τ_{0i} , 二者叠加, 原地表仅产生剪应力 $2\tau_{0i}$ 。对于环形均布间隙内的其他微小空隙, 同样, 与其镜像膨胀仅在原地表产生剪应力。将所有的微小间隙和微小膨胀的作用叠加, 即为总的环形间隙和环形膨胀的作用, 可见原地表仅存在剪应力 $2\tau_0 = 2\sum_i^n \tau_{0i}$, n 为环形间隙内微小空隙的数量。

实际上地表作为自由边界, 应力为 0。如图 2 (c) 所示, 将图 2 (b) 中存在于原地表的剪应力反向施加于地表。图 2 (b) 和图 2 (c) 叠加, 即等效于图 2 (a) 所示的实际问题。

若仅关心地面沉降, 对于不可压缩材料, 在地表剪力作用下地面无竖向位移。因此, 图 2 (a) 中地面沉降的求解, 可转化为图 2 (b) 中原地表位移的求解。

无限空间体内环形均匀径向收敛位移荷载下周围土体位移的求解示意见图 3。

如图 3 所示, 隧道边界开挖曲面半径为 $(R+u_0)$, 均匀径向收敛 u_0 后与衬砌紧密接触。沿开挖曲面中心径向 r 处, 设土体径向收敛值为 $u_{r\theta}$ 。因初始位移荷载 u_0 关于开挖曲面中心呈圆柱对称, 且无限空间体内的介质关于开挖曲面中心亦呈圆柱对称, 所以 $u_{r\theta}$ 也关于开挖曲面中心呈圆柱对称, 即距离开挖曲面中心 r

处不同 θ 位置的土体朝向开挖曲面中心发生大小相等的收敛。如图 3 所示, θ 以逆时针旋转为正。

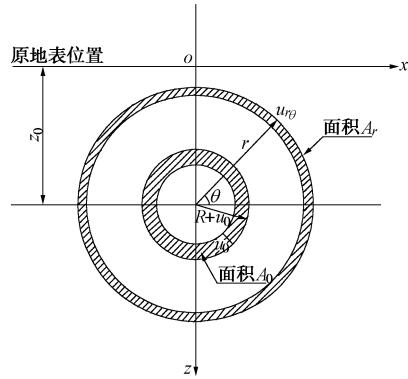


图 3 均匀收敛模式下土层位移计算示意

Fig. 3 Sketch of soil movements under even intrusion model

根据土体不可压缩的假定, 可以推出

$$A_r = A_0, \quad (1)$$

式中, A_r 为距离开挖曲面中心 r 处土体的收敛面积 (m^2), A_0 为开挖曲面的收敛面积 (m^2)。

$$A_0 = \pi[(R+u_0)^2 - R^2] = \pi(u_0^2 + 2Ru_0). \quad (2)$$

地铁盾构隧道的直径一般在 6 m 左右, 公路盾构隧道直径可高达 15 m, 而开挖曲面与衬砌之间的间隙量值相对要小得多, 故式 (2) 中 u_0^2 项可略去不计, 得

$$A_0 = 2\pi Ru_0. \quad (3)$$

同理计算, 并忽略 $u_{r\theta}$ 的平方项 $u_{r\theta}^2$, 得

$$A_r = 2\pi ru_{r\theta}. \quad (4)$$

式 (1)、(3) 和 (4) 联立, 可得

$$u_{r\theta} = \frac{R}{r} u_0 \quad . \quad (5)$$

以开挖曲面为中心的柱坐标与直角坐标存在简单的换算关系(见图3)：

$$r = \sqrt{x^2 + (z_0 - z)^2} \quad , \quad (6a)$$

$$\sin \theta = \frac{z_0 - z}{r} \quad . \quad (6b)$$

对于柱坐标下(r, θ)位置的土体径向位移 $u_{r\theta}$, 其竖向分量为 $\sin \theta u_{r\theta}$, 用直角坐标系表示为 $u_z(x, z)$,

$$u_z(x, z) = \frac{(z_0 - z)R}{x^2 + (z_0 - z)^2} u_0 \quad , \quad (7)$$

原地表位置 $z=0$, 代入式(7)得

$$u_{z1}(x) = \frac{z_0 R}{x^2 + z_0^2} u_0 \quad , \quad (8)$$

式中, $u_{z1}(x)$ 为无限空间中环形均布间隙在原地表位置产生的竖向位移(m)。

同理, 可推求如图2(b)所示的镜像环形均布膨胀在无限空间中原地表位置产生的竖向位移 $u_{z2}(x)$ 。

$$u_{z2}(x) = \frac{2z_0 R}{x^2 + z_0^2} u_0 \quad . \quad (9)$$

式(8)和式(9)相加, 得无限空间中环形均布间隙与其镜像环形均布膨胀共同作用下原地表产生的竖向位移 $u_z(x)$

$$u_z(x) = \frac{2z_0 R}{x^2 + z_0^2} u_0 \quad , \quad (10)$$

$u_z(x)$ 等价于半无限空间中环形均布间隙所引起的地面竖向位移, 即图2(a)所示问题的地面沉降。

2.2 隧道边界土层非均匀径向收敛

仅讨论衬砌轴线与开挖曲面竖向偏离的情况。

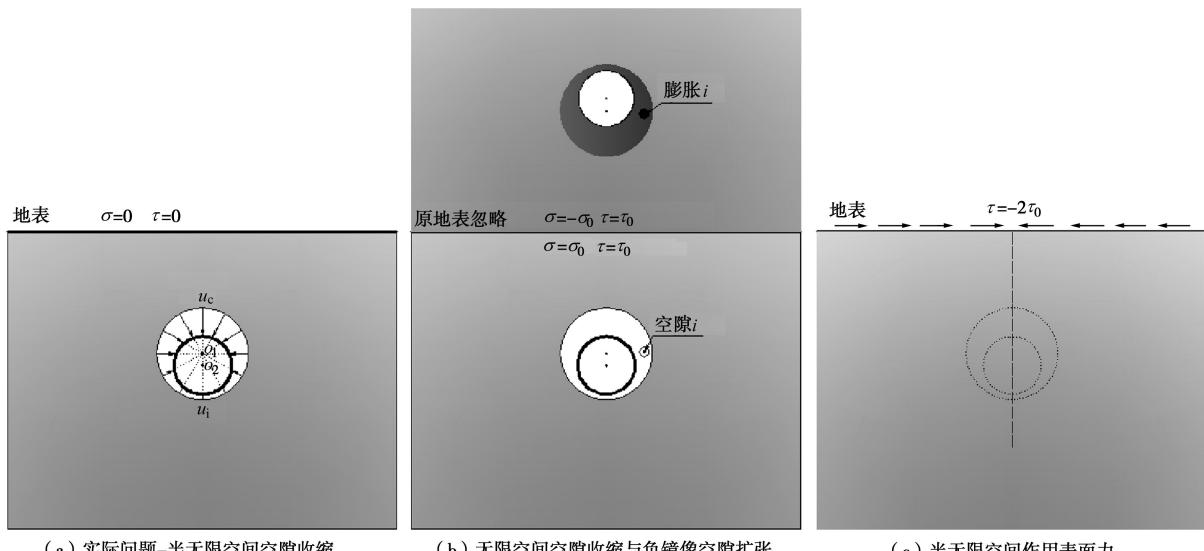


图4 边界土层非均匀收敛计算模型

Fig. 4 Computational model for uneven intrusion of surrounding soils

隧道边界土层非均匀径向收敛计算模型见图4。

图4(a)所示为欲求解的实际问题。开挖曲面中心为 O_1 , 半径为 R_1 ; 衬砌圆心为 O_2 , 半径为 R 。边界土层朝向开挖曲面中心 O_1 径向收敛, 最终与衬砌外壁紧密贴合。 u_c 和 u_i 分别为拱顶和拱底边界土层的收敛值。设开挖曲面与衬砌半径之差为 u_0 , 则 $u_c+u_i=2u_0$ 。

设 $u_c/u_0=n$, 仅讨论衬砌向下偏移的情况, 则 $1 \leq n \leq 2$ 。 $n=1$ 时, 问题退化为边界土层均匀径向收敛的情况。

作非均匀间隙以原地表为对称轴的负虚拟镜像, 同理可以证明非均匀间隙和其负虚拟镜像在原地表位置仅产生剪应力。仅求解图4(a)所示问题的地面沉降时, 可等价换算为图4(b)所示问题进行求解。

无限空间体内环形非均匀径向收敛位移荷载下周围土体位移的求解示意见图5。经虚拟镜像将图4(a)的问题扩展至无限空间后, 假定隧道周围土体的收敛中心为开挖曲面的圆心, 是一种简化处理。

首先求解开挖曲面的径向收敛值 $u_{0\theta}$ 。

如图5所示, 对于 $\triangle CO_1O_2$, 设 O_1O_2 长为 c , O_2C 长为 b , O_1C 长为 a ; $c=(n-1)u_0$, $b=R$, $a=R+u_0-u_{0\theta}$, $\angle CO_1O_2=\pi/2+\theta$ 。由余弦定理可得

$$b^2 = a^2 + c^2 - 2ac \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta\right) \quad . \quad (11)$$

将各边长代入, 得到关于 $u_{0\theta}$ 的一元二次方程, 求解得

$$u_{0\theta} = R + [1 + (n-1)\sin \theta]u_0 - \sqrt{R^2 + (n-1)^2(\sin^2 \theta - 1)u_0^2} \quad . \quad (12)$$

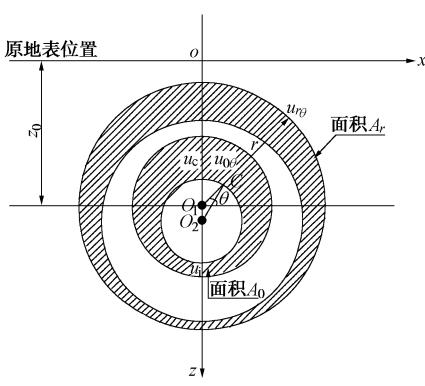


图 5 非均匀收敛模式下土层位移计算示意

Fig. 5 Sketch of soil movements under uneven intrusion model

以 O_1 为圆心的柱坐标中, (r, θ) 位置土体的径向收敛值为 $u_{r\theta}$ 。

$u_{r\theta}$ 与 $u_{0\theta}$ 较之于 R 十分微小, 在求解面积 A_0 和 A_r 时, 其平方及以上项均可略去不计, 得

$$A_0 = R \int_0^{2\pi} u_{0\theta} d\theta , \quad (13)$$

$$A_r = r \int_0^{2\pi} u_{r\theta} d\theta . \quad (14)$$

由土体不可压缩的假定, 得 $A_r = A_0$, 即式(1)。仅式(1)、(13) 和 (14) 联立, 并不能解出 $u_{r\theta}$ 。 $u_{r\theta}$ 除需满足式(1)、(13) 和 (14) 外, 还需满足 3 个基本条件:

$$u_{r\theta} = u_{0\theta} \quad (r = R) , \quad (15)$$

$$u_{r\theta} < u_{0\theta} \quad (r > R) , \quad (16)$$

$$\lim_{r \rightarrow +\infty} u_{r\theta} = 0 . \quad (17)$$

加入这 3 个基本条件后, $u_{r\theta}$ 解的可能范围大为减少, 但仍难以给出所有的确切解答。

观察式(13)、(14) 发现, 若 $u_{r\theta}$ 解答如下:

$$u_{r\theta} = \frac{R}{r} u_{0\theta} . \quad (18)$$

则 $u_{r\theta}$ 可同时满足式(1)、(15)、(16) 和 (17) 4 个基本条件。由此可见, 式(18) 为 $u_{r\theta}$ 在现有假定和限定条件下(位移荷载条件等)的一个可能解, 且是解析的形式。这里将式(18) 作为 $u_{r\theta}$ 的近似解答。

$u_{r\theta}$ 的竖向分量为 $\sin\theta u_{r\theta}$, 用直角坐标系表示为 $u_z(x, z)$, 联立式(6a)、(6b)、(12) 和 (18), 可得

$$u_z(x, z) = \frac{(z_0 - z)R}{x^2 + (z_0 - z)^2} \left\{ R + \left[1 + (n-1) \frac{z_0 - z}{\sqrt{x^2 + (z_0 - z)^2}} \right] u_0 - \sqrt{R^2 - \frac{(n-1)^2 x^2}{x^2 + (z_0 - z)^2} u_0^2} \right\} . \quad (19)$$

原地表位置 $z=0$, 代入式(19) 得

$$u_{z3}(x) = \frac{z_0 R}{x^2 + z_0^2} \left\{ R + \left[1 + (n-1) \frac{z_0}{\sqrt{x^2 + z_0^2}} \right] u_0 - \sqrt{R^2 - \frac{(n-1)^2 x^2}{x^2 + z_0^2} u_0^2} \right\} , \quad (20)$$

$$\sqrt{R^2 - \frac{(n-1)^2 x^2}{x^2 + z_0^2} u_0^2} \} , \quad (20)$$

式中, $u_{z3}(x)$ 为无限空间中环形非均匀隙在原地表位置产生的竖向位移 (m)。

同理, 可推求如图 4(b) 所示的镜像环形非均匀隙膨胀在无限空间中原地表位置产生的竖向位移 $u_{z4}(x)$ 。

$$u_{z4}(x) = \frac{z_0 R}{x^2 + z_0^2} \left\{ R + \left[1 + (n-1) \frac{z_0}{\sqrt{x^2 + z_0^2}} \right] u_0 - \sqrt{R^2 - \frac{(n-1)^2 x^2}{x^2 + z_0^2} u_0^2} \right\} . \quad (21)$$

式(20)与(21)叠加, 得到无限空间中环形非均匀隙与其镜像环形非均匀隙膨胀共同作用下在原地表位置产生的竖向位移 $u_{z-u}(x)$:

$$u_{z-u}(x) = \frac{2z_0 R}{x^2 + z_0^2} \left\{ R + \left[1 + (n-1) \frac{z_0}{\sqrt{x^2 + z_0^2}} \right] u_0 - \sqrt{R^2 - \frac{(n-1)^2 x^2}{x^2 + z_0^2} u_0^2} \right\} . \quad (22)$$

$u_{z-u}(x)$ 等价于半无限空间中环形非均匀隙所引起的地面竖向位移, 即图 4(a) 所示问题中的地面沉降。 $n=1$ 时, 退化为均匀间隙问题, 式(22)化为式(10)。

3 实例验证与改进

3.1 工程实例验证

杭州庆春路过江隧道采用 2 台泥水盾构由南向北垂直穿越钱塘江, 盾构主要穿越粉砂夹粉土、淤泥质粉质黏土、粉质黏土、粉细砂和圆砾层。盾构掘进期间, 沿隧道纵向设置若干地面位移监测断面。具体的泥水盾构施工技术、工程与水文地质条件、沉降监测布置等见文献[12]。

姜忻良等^[9-11]认为盾尾脱离管片后, 管片下沉至开挖曲面底部, 开挖曲面与管片在隧道底部相切(对应于图 4(a) 和图 5 中 $n=2$ 的情况), 使用数值积分的方法计算隧道边界间隙引起的地面沉降。数值积分计算的基本思路是将隧道边界间隙划分为若干个微小单元, 采用虚拟镜像技术求解每一个微小单元在地面产生的沉降, 然后将这些微小单元的作用叠加, 即为总的地面沉降。

以监测断面 W-S1 为例, 对比本文算法与姜忻良等的数值积分算法。

参数取值 $R=5.825$ m, $z_0=29.83$ m, $n=2$ 。

地层损失率 V_l 定义为隧道单位进尺内土体的损失体积与理论开挖体积之比。对盾尾脱离 5 d 后的横断面地面沉降使用误差函数法反演所得 $V_l=0.92\%$ ^[12]。

隧道边界土体均匀径向收敛值 u_0 与 V_1 换算如下:

$$u_0 = \frac{R}{2} V_1 \quad . \quad (23)$$

经式(23)换算, $u_0=27 \text{ mm}$ 。

图6所示为实测值及本文算法与姜忻良等的数值积分算法的计算值。

图6可见, $n=1$, 即考虑围土的均匀径向收敛时, 本文算法与数值积分算法一致; $n=2$ 时, 本文算法与数值积分算法相比, 计算所得沉降量值更大, 但沉降槽宽度要小。无论是数值积分算法还是本文算法, 与实测值比较, 均低估了隧道轴线附近的地面沉降, 而高估了沉降影响范围。总体而言, 较之于数值积分方法, 本文算法计算结果与实测更为接近。

数值积分算法在 $n=1$ 与 2 时的计算结果相差很小, 这主要是因为当隧道埋深较大且地层损失较小时, 隧道边界间隙非均匀分布与均匀分布的情况相比, 地层损失的等效集中点虽有抬升, 但对地面沉降的影响并不显著。

当 $n=2.55$ 时, 本文算法计算结果与实测拟合程度最高。此时 n 取值已超越其上限 2, 即便如此, 计算值与实测值的决定系数也仅为 0.62。

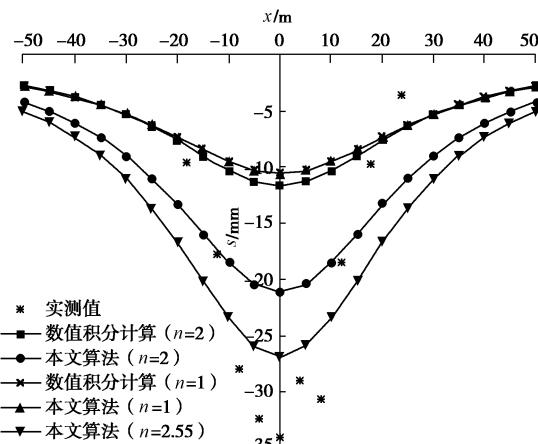


图6 横向地面沉降实测及计算值

Fig. 6 Observed and calculated transverse surface settlements

3.2 算法的经验性改进

Sagasetta^[1]于1987年首次引入虚拟镜像技术研究打桩挤土效应和隧道开挖引起的土体位移。Schmidt^[13]随即指出, 虽 Sagasetta 的计算方法源于理论推导, 但与实测相比, 普遍高估了沉降槽宽度。实际上, 预测沉降槽宽度过大, 这是 Sagasetta 法^[1]、数值积分算法^[9-11]及本文算法等基于虚拟镜像技术的算法的通病。虚拟镜像技术的基本假定为土体为均质各向同性不可压缩弹性体, 而实际土层具有各向异性、成层性及可压缩性。基于理想假定的固体力学理论推导计算结果与实测有所出入, 并不足为奇。

(1) 镜像法与误差函数法的对比

Peck^[14]基于大量的现场实测, 指出隧道施工引起的横向地面沉降可用以下误差函数进行描述:

$$u_z(x) = \frac{\pi R^2 V_1}{\sqrt{2\pi i}} \exp\left(-\frac{x^2}{2i}\right) \quad , \quad (24a)$$

$$i = K z_0 \quad . \quad (24b)$$

式中 i 为横向沉降槽宽度系数, 表示沉降曲线拐点至隧道轴线的水平距离 (m); K 为横向沉降槽宽度参数, 软土地区其经验取值一般介于 0.2~0.5 (量纲为 1)。

误差函数法预测的地面沉降与实测比较吻合, 是目前隧道工程实践中应用最为广泛的地面沉降预测方法之一。定义参数 λ 为在 $x=[-z_0, z_0]$ 区域的地层损失与总地层损失之比, 在平面应变条件下, 有

$$\lambda = \frac{\int_{-z_0}^{z_0} u_z(x) dx}{\int_{-\infty}^{\infty} u_z(x) dx} \quad . \quad (25)$$

对于误差函数法, 将式(24a)和(24b)代入式(25)得

$$\lambda = \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2K}}\right) \quad , \quad (26a)$$

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x \exp(-t^2) dt \quad , \quad (26b)$$

式中, $\operatorname{erf}(x)$ 为误差函数。

列出了 K 在不同取值下 λ 的取值。

对于软土地区 K 取值一般在 0.2~0.5 之间, K 为 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 时, λ 为 1, 0.99914, 0.98758, 0.9545。可见, 对应的 λ 取值最大近似为 1, 最小也高达 0.9545。这表明, 隧道施工引起的地层损失绝大部分集中在 $x=[-z_0, z_0]$ 。

对于本文虚拟镜像算法围土均匀径向收敛的情况, 将式(10)代入式(25), 得 $\lambda=0.5$ 。表明镜像算法所计算地面沉降在 $x=[-z_0, z_0]$ 区域的地层损失仅为总地层损失的一半, 远远小于实际情况, 这就揭示了镜像法高估了沉降槽宽度的原因。

图7为镜像算法在 $x=[-z_0, z_0]$ 区域地层损失占总地层损失比例的图解示意。

如图7所示, 环形均匀间隙面积为 A_0 , 上下左右距隧道中心 z_0 的 4 个平面, 在如图所示的区间内其位移曲线与原平面围成的面积分别为 A_1 , A_2 , A_3 和 A_4 。由土体的不可压缩性推得 $A_0=A_1+A_2+A_3+A_4$, 由无限空间体的对称性推得 $A_1=A_2=A_3=A_4$ 。

面积为 A_0 的环形均匀膨胀在上下左右距隧道中心 z_0 的 4 个平面的位移曲线在如图所示的区间内与原平面围成的面积分别为 A_b , A_a , A_c 和 A_d 。同理可推得, $A_0=A_a+A_b+A_c+A_d$, $A_a=A_b=A_c=A_d$ 。均匀间隙与均匀膨胀在原地表产生的位移叠加, 得 $x=[-z_0, z_0]$ 区间地面位

移曲线与地面围成的面积为 A_1+A_a , 其与 A_0 的比值为 $1/2$, 即证地面 $x=[-z_0, z_0]$ 区间的地层损失为总地层损失的 $1/2$ 。

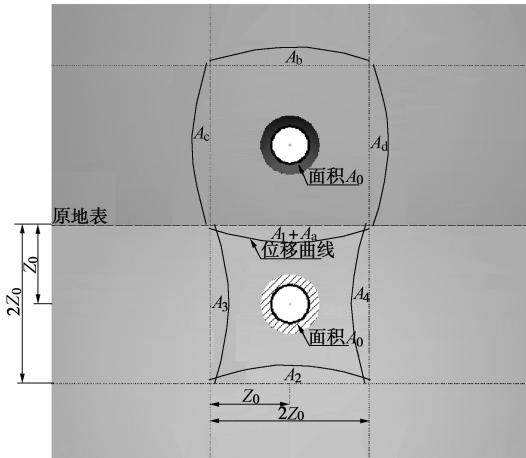


图 7 $x=[-z_0, z_0]$ 区域地层损失的图解示意。

Fig. 7 Sketch of ground loss distribution at $x=[-z_0, z_0]$

(2) 镜像法的经验性改进

Sagasetta^[13, 15]考虑到土层性质对地面沉降的影响, 在原来理论推导公式之上添加参数 α , 以降低地面沉降的影响范围。Sagasetta 通过对实测地面沉降分析发现, 当 α 取值为 $2\sim 4$ 时, 计算结果与实际较吻合。

然而, 对计算沉降曲线进行修正后, 地层损失如何计算, Sagasetta 并未明确, 给这一半解析半经验修正算法的工程应用带来困难。

笔者参照 Sagasetta 的建议, 在式(10)中添加参数 α , 定义其为沉降槽宽度修正参数。修正后的公式为

$$u_z(x) = \frac{R^2 V_{l-a}}{z_0} \left(\frac{z_0^2}{x^2 + z_0^2} \right)^\alpha, \quad (27)$$

式中, V_{l-a} 为表观地层损失率(量纲为一)。

定义 η 为地层损失换算系数, 表示实际地层损失率与表观地层损失率 V_{l-a} 的比值。 η 计算如下

$$\eta = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} u_z(x) dx}{\pi R^2 V_{l-a}}. \quad (28)$$

将式(27)代入式(28)得

$$\eta = \frac{\Gamma\left(\alpha - \frac{1}{2}\right)}{\sqrt{\pi} \Gamma(\alpha)}, \quad (29a)$$

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} \exp(-t) dt, \quad (29b)$$

式中, $\Gamma(x)$ 为 Gamma 函数。

由式(29a)可见, η 取值仅由 α 决定。表 1 给出 α 若干取值下 η 的对应值。

工程应用分 2 种情况: ①若使用式(27)拟合实测横向沉降, 得到 α 和 V_{l-a} , 则实际地层损失率 V_l 须在 V_{l-a} 基础之上乘以地层损失换算系数 η 进行折减后获得; ②若已知实际地层损失率 V_l 和 α 的经验性取值, 使用式(27)预测地面沉降时, 须将 V_l 除以 η 换算为表观地层损失率 V_{l-a} , 然后再代入式(27)进行计算。

为便于工程应用, 将式(27)和式(29)融合, 得

$$u_z(x) = \frac{R^2 V_l}{z_0 \eta} \left(\frac{z_0^2}{x^2 + z_0^2} \right)^\alpha. \quad (30)$$

参照式(24)定义 i_α 为式(30)所描述沉降曲线的沉降槽宽度系数, $x=i_\alpha$ 为沉降曲线的拐点, 由下式算得

$$\frac{\partial^2 u_z(x)}{\partial x^2} = 0. \quad (31)$$

将式(30)代入式(31), 解得

$$i_\alpha = \frac{1}{\sqrt{2\alpha+1}} z_0. \quad (32)$$

对应的沉降槽宽度参数为

$$K_\alpha = \frac{1}{\sqrt{2\alpha+1}}. \quad (33)$$

式(33)可见, 式(30)计算所得沉降曲线的沉降槽宽度参数仅由 α 决定。不同 α 下 K_α 的取值列于表 1。

表 1 参数 η 的取值

Table 1 Values of parameter η

α	η	K_α	λ
1	1	0.58	0.500
2	1/2	0.45	0.818
3	3/8	0.38	0.924
4	5/16	0.33	0.967
5	35/128	0.30	0.985

将式(30)代入式(25)计算 $x=[-z_0, z_0]$ 区域的地层损失量与总地层损失之比, 部分结果见表 1。可见, λ 随 α 的增大而增大, 即地层损失愈发集中于隧道中心。

图 8 所示为使用误差函数(24)和修正公式(30)对 W-S1 断面实测横向地面沉降的拟合情况。图中, R^2 为拟合值与实测值之间的决定系数。

图 8 可见, 添加沉降槽宽度修正参数 α 后, 原式(10)的拟合效果大为改观; 本文修正算法与常用的误差函数算法拟合结果比较接近, 且两者都达到了较高的拟合精度。

对其他若干监测断面同样采用本文修正算法和误

表 2 部分监测断面实测横向沉降拟合结果

Table 2 Fitted results of field-observed transverse settlements at some instrumented sections

断面位置	断面	埋深 z_0/m	误差函数算法			本文修正算法			t/d
			K	$V_l/\%$	R^2	α	K_a	$V_l/\%$	
南岸农田(西线)	W-G1	21.01	0.27	0.20	0.98	7.72	0.25	0.20	0.97
	W-G2	21.33	0.27	0.23	0.99	7.45	0.25	0.24	0.99
	W-G3	21.33	0.23	0.22	0.96	10.06	0.22	0.23	0.95
	W-G8	25.83	0.25	0.30	0.99	8.62	0.23	0.31	0.99
	W-G9	26.44	0.30	0.32	0.94	5.94	0.28	0.33	0.94
	平均	23.19	0.26	0.25	0.97	7.96	0.25	0.26	0.97
南岸堤防(西线)	W-S1	29.83	0.39	0.92	0.97	3.90	0.34	0.96	0.97
	W-S2	31.73	0.33	0.79	0.98	5.30	0.29	0.81	0.98
	W-S3	31.83	0.41	1.05	0.98	3.40	0.36	1.12	0.98
	W-S4	31.24	0.40	0.89	0.99	3.59	0.35	0.93	0.99
	平均	31.16	0.38	0.91	0.98	4.05	0.34	0.96	0.98
南岸堤防(东线)	E-S2	30.84	0.32	0.38	0.99	5.66	0.28	0.39	0.98
	E-S3	31.68	0.33	0.37	0.99	4.89	0.30	0.39	0.99
	E-S4	31.91	0.37	0.41	0.95	4.19	0.33	0.42	0.95
	平均	31.48	0.34	0.39	0.98	4.91	0.30	0.40	0.97
北岸堤防(东线)	E-N2	26.72	0.31	0.24	0.95	6.29	0.27	0.25	0.94
	E-N3	26.60	0.29	0.32	0.96	6.67	0.26	0.32	0.95
	E-N4	25.45	0.28	0.30	0.98	7.21	0.25	0.30	0.97
	E-N5	24.57	0.30	0.26	0.91	6.11	0.28	0.26	0.90
	平均	25.84	0.30	0.28	0.95	6.57	0.27	0.28	0.94
北岸城市道路(东线)	E-H1	24.28	0.27	0.18	0.97	7.69	0.25	0.18	0.96
	E-H2	24.16	0.27	0.13	0.91	7.80	0.25	0.13	0.89
	平均	24.22	0.27	0.16	0.94	7.75	0.25	0.16	0.93

差函数算法进行反分析, 结果统计于表 2。表中 t 为盾尾脱离监测断面的时间, 表述所取实测数据的时间点。表中可见, 修正算法与误差函数法的拟合结果较接近, 且拟合精度较高。沿隧道纵向不同位置, 沉降槽宽度修正参数 α 的取值相对集中。由此看来, 在积累了 α 和 V_l 地区施工经验性取值后, 修正公式 (30) 亦是一种简单可靠的地面沉降预估方法。

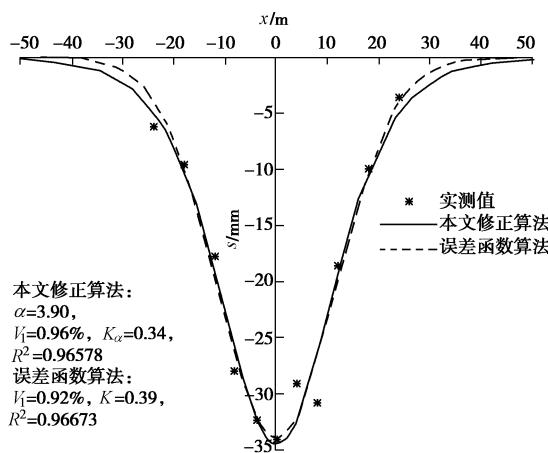


图 8 横向地面沉降实测及计算值

Fig. 8 Observed and calculated transverse surface settlements

4 结 论

(1) 本文采用虚拟镜像技术推导所得围土在不同收敛模式下的地面沉降计算公式, 较之于数值积分算法, 更接近于实际情况。但围土体为弹性均质各向同性不可压缩体的基本假定, 同其他虚拟镜像算法一

样, 亦过高估计了地面沉降的影响范围。

(2) 采用数值积分算法计算地面沉降时, 当隧道埋深较大且地层损失率较小时, 地面沉降受围土收敛模式的影响并不显著; 而本文算法对围土收敛模式更敏感。

(3) 在围土均匀收敛模式地面沉降计算公式中添加考虑土层性质对地面沉降影响的经验参数 α 后, 修正算法计算结果与实际较吻合。

(4) 沉降槽宽度修正参数 α 沿隧道纵向不同位置取值相对集中, 具有地区施工经验性。积累了 α 与地层损失率 V_l 的经验取值后, 使用本文修正算法可简单可靠地估算盾构隧道开挖地层损失引起的地面沉降。

参 考 文 献:

- [1] SAGASETA C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. Géotechnique, 1987, 37(3): 301 – 320.
- [2] VERRUIJT A, BOOKER J R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane[J]. Géotechnique, 1996, 46(4): 753 – 756.
- [3] LOGANATHAN N, POULOS H G. Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(9): 846 – 856.
- [4] LEE K M, ROWE R K, LO K Y. Subsidence owing to tunneling: I Estimating the gap parameter[J]. Canadian

- Geotechnical Journal, 1992, **29**(6): 929 – 940.
- [5] LOGANATHAN N, POULOS H G, XU K J. Ground and pile-group responses due to tunnelling[J]. Soils and Foundations, 2001, **41**(1): 57 – 67.
- [6] CHI S Y, CHERN J C, LIN C C. Optimized back-analysis for tunneling-induced ground movement using equivalent ground loss model[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(3): 159 – 165.
- [7] PARK K H. Elastic solution for tunneling-induced ground movements in clays[J]. International Journal of Geomechanics, 2004, **4**(4): 310 – 318.
- [8] PARK K H. Analytical solution for tunnelling-induced ground movement in clays[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, **20**(3): 249 – 261.
- [9] 姜忻良, 赵志民. 镜像法在隧道施工土体位移计算中的应用[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, **27**(6): 801 – 803.
(JIANG Xin-liang, ZHAO Zhi-min. Application of image method in calculating tunneling-induced soil displacement[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2005, **27**(6): 801 – 803.(in Chinese))
- [10] 姜忻良, 赵志民. 盾构施工引起土体位移的空间计算方法[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2005, **22**(2): 1 – 12.
(JIANG Xin-liang, ZHAO Zhi-min. 3-D analysis method used to calculate shield tunneling induced soil displacements[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Urban Science Edition), 2005, **22**(2): 1 – 12. (in Chinese))
- [11] 卢海林, 赵志民, 方 范, 等. 盾构法隧道施工引起土体位移与应力的镜像分析方法[J]. 岩土力学, 2007, **28**(1): 45 – 50. (LU Hai-lin, ZHAO Zhi-min, FANG Peng, et al. Analytical method of image theory used to calculate shield tunneling induced soil displacements and stresses[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(1): 45 – 50. (in Chinese))
- [12] LIN C G, ZHANG Z M, WU S M, et al. Key techniques and important issues for slurry shield under-passing embankments: A case study of Hangzhou Qiantang River Tunnel[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, **38**: 306 – 325.
- [13] SAGASETA C. Discussion: Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. Géotechnique, 1988, **38**(4): 647 – 649.
- [14] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// State of the Art Report. Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, 1969: 225 – 290.
- [15] VERRUIJT A, BOOKER J R. Discussion: surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane[J]. Géotechnique, 1998, **48**(5): 709 – 713.

关于申请 2014 年度茅以升科学技术奖土力学及岩土工程奖的通知

为奖励土力学及岩土工程学科做出贡献的科技工作者, 促进中国土力学及岩土工程科学和技术的进步及人才的成长, 北京茅以升科技教育基金会设立了“茅以升科学技术奖土力学及岩土工程大奖”和“茅以升科学技术奖土力学及岩土工程青年奖”。此两项奖每两年评选一次。2014 年度土力学及岩土工程大奖将评选 1~2 名, 青年奖评选 1~5 名。获奖者由北京茅以升科技教育基金会颁发奖牌、证书和奖金。

根据《茅以升科学技术奖—土力学及岩土工程大奖奖励条例》(简称条例, 请登录学会网站查阅 www.geochina-cces.cn), 凡具备《条例》中所列条件者, 可申请本奖, 青年奖候选人宜在 2014 年 10 月 31 日前未满 45 岁。本奖的评审工作是在茅以升科技教育基金委员会的领导下, 根据《茅以升科学技术奖—土力学及岩土工程大奖评审细则》开展评审工作。由中国土木工程学会设立的茅以升土力学及岩土工程大奖评审委员会负

责。评审委员会的日常工作委托中国土木工程学会土力学及岩土工程分会负责办理。

欢迎在土力学及岩土工程方面的科研、勘察、设计和施工建设中取得重大成果和做出突出贡献的优秀科技工作者积极申请。申请者本人应提交的申请材料, 包括: ①中国土木工程学会、土力学及岩土工程分会理事提供的推荐意见, 或者申请人所在司(局)一级单位推荐信; ②申请人简历, 请填写附表, 包括姓名、性别、年龄、学历、工作经历和手机号等; ③在土力学及岩土工程领域的突出业绩以及相关的证明材料或者代表性论著。申请材料一式 6 份, 于 2014 年 10 月 31 日以前送至: (100084) 北京市海淀区清华大学新水利馆 118 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会秘书处; 电话: 010-62797915; 传真: 010-62785593; E-mail: cismge@tsinghua.edu.cn。

(中国土木工程学会土力学及岩土工程分会 供稿)