

DOI: 10.11779/CJGE20230919

基于 UH 模型的盾构隧道非线性地基反力确定方法

梁发云¹, 魏圣明¹, 陈可¹, 袁强¹, 闫静雅², 顾晓强¹

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海申通地铁集团有限公司, 上海 200070)

摘要:为合理反映堆载作用下盾构隧道地基系数的非线性特征,基于 UH 模型(统一硬化模型)和 MSD 方法(mobilizable strength design)提出了一种确定隧道非线性地基反力的方法;并以隧道中心处的土体应力-应变曲线描述全土域的力学行为,提出了预测盾构隧道地基反力的实用简化方法;基于上海第④、⑤₁层土的 UH 模型统计参数,将隧道地基反力拟合为双曲线函数形式,进一步将由此获得的初始刚度及极限强度与本构模型参数进行拟合,提出上海地铁盾构隧道的地基反力函数表达式;通过对上海软土盾构隧道堆载工况的多因素分析,验证了该公式对隧道大变形预测问题的实用性。计算结果表明,堆载工况下隧道收敛变形对地基反力曲线的初始刚度要比其极限强度更为敏感,而隧道地基初始刚度主要与土体 κ/λ 、围压大小等因素相关。

关键词:地基反力曲线; UH 模型; MSD 方法; 堆载; 地铁隧道

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2025)02-0284-12

作者简介:梁发云(1976—),男,博士,教授,主要从事土力学与基础工程的教学科研工作。E-mail: fyliang@tongji.edu.cn。

Method for determining nonlinear foundation reaction of shield tunnels based on the UH model

LIANG Fayun¹, WEI Shengming¹, CHEN Ke¹, YUAN Qiang¹, YAN Jingya², GU Xiaoliang¹

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Shentong Metro Group, Shanghai 200070, China)

Abstract: To accurately capture its nonlinear characteristics under surcharge, an approach for the subgrade reaction of shield tunnels is implemented on the basis of the soil strength design method (MSD method) and the unified hardening model (UH model). The practical simplified version is proposed by conducting the description of the mechanical properties of the entire soil zone with constitutive curves of soils at the height of tunnel center. Furthermore, using the statistically derived UH constitutive parameters for soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai, the subgrade reactions for both soil layers are predicted and fitted by using the hyperbolic curve function. After the secondary fitting process is conducted to obtain the initial stiffness and the ultimate strength in relation to the parameters of the constitutive model, the functions for subgrade reactions of shield tunnels in Shanghai are established. Eventually, the multifactorial evaluation of shield tunnels in Shanghai under surcharge conditions is performed, confirming the capacity of the developed formulas for predicting the large deformation of tunnels under surcharge. The convergence deformation of the tunnels under surcharge is more sensitive to the initial stiffness of subgrade reactions, governed by various soil parameters such as κ/λ and confining pressure, than to its ultimate strength.

Key words: subgrade reaction curve; UH model; MSD method; surcharge; metro tunnel

0 引言

轨道交通有效地缓解了城市交通压力,推动城市的可持续发展。然而,在中国经济发达的沿江滨海城市,广泛分布有深厚的软土地层,在地铁建设中不可避免会遇到各类复杂的敏感环境和施工作业行为。案例调查表明,由管片拼接而成的盾构隧道对邻近的加载^[1-2]和卸载作业行为^[3-4]较为敏感,易产生较大的位移,甚至出现收敛变形剧增、接头接缝扩大、管片开裂、渗漏水等病害。Huang 等^[5]对 2004 年至 2013

年上海地铁隧道的人为事故进行统计分析,发现违规弃土导致的地面超载是隧道性能及安全性下降的首要原因。而上海浅部土层为典型的三角洲软黏土沉积土,也是地铁隧道的主要埋置土层,此类软黏土地基具有强度低、压缩性大以及非线性强等特点,若仅将隧道周围土体视为线弹性地基,将严重低估隧道变形及内

基金项目:上海市优秀技术带头人计划项目(21XD1430900)

收稿日期:2023-09-18

力^[6]。因此有必要合理考虑软土地基的非线性特性, 以正确评估与指导软土地铁隧道的邻近加卸载作业。

现有隧道结构设计方法主要为荷载-结构模型中的梁-弹簧计算方法^[7], 需设计人员确定模型的材料参数及荷载信息。针对于模型中的土弹簧, 有些规范通过标准贯入锤击数 N 确定地基系数 k_r 的范围值^[8-9]; 有些研究则假设土体为弹性半无限体, 根据隧道的变形模式推导其径向地基模量^[10-12]。然而, 无论是长期运营还是周围环境的扰动, 隧道周围土均呈现了显著的塑性变形^[5, 13]。目前已有学者提出隧道岩体地基的双曲线弹簧模型^[14-15], 但对于隧道软土地基的相关研究还较为缺乏, 亟需针对软土地基提出相应的非线性弹簧模型。

MSD 方法 (mobilizable strength design) 是一种能考虑土体强度变化的设计方法, Bolton 等^[16]较早地提出该方法, 并用于基坑悬臂支护设计中, 该方法通过假定模型的变形机制, 并结合固体力学中的三大方程进行近似求解, 其中土体的调动强度作为变形控制的参数。为了得到塑性状态下的失效最小上限, 则需在塑性变形机制的基础上引入总能量守恒定律^[17-18]。对于隧道地基系数的确定, Zhang 等^[6]利用 MSD 方法对隧道的两种变形模式的地基系数进行解析, 且根据硬化土模型调整邻近土域的剪切强度, 进而反映土体的非线性。但该研究中没有直接给出模型参数与地基反力曲线的关联关系, 不便于地基反力曲线的工程应用。

为了更好地反映软黏土的压硬性、应力诱导各向异性、应力硬化软化、应力历史等力学行为, 本文引入了 UH 本构模型^[19], 该模型通过应力转换方法嵌入 SMP 强度准则^[20], 进而反映土体应力诱导的强度差异。首先通过结合 MSD 方法预测圆形隧道的非线性地基反力, 然后根据本构参数拟合修正了地基反力的双曲线数学模型^[14], 最终将该拟合公式应用于上海第④层土的隧道案例, 验证了其对于隧道堆载大变形问题分析的实用性。

1 试验及理论基础

1.1 三轴不排水剪切试验

为避免大量三轴试验, 本文 MSD 方法的土体应力-应变曲线通过 UH 模型获取, 但需预先通过三轴试验检验 UH 模型对上海软土的预估精度, 与此同时可通过试验结果确定土层的摩擦角范围。

(1) 试验仪器及土样

基于 GDS 应力三轴仪实施常规三轴不排水剪切试验, 试样分别取自上海市区的张江、徐家汇、四川北路等多个工地, 现场取回后的土样存放于专门的养

护室内。

(2) 试验方法及试验方案

在试样完成制备及安装后, 需要进行反压饱和来提高土体饱和度, 反压饱和过程中采用的围压值为 310 kPa, 反压目标值为 300 kPa, 然后通过 B-Check 模块来检验试样是否达到饱和度要求。在满足了试样饱和度的条件后, 在排水条件下等向固结至有效围压为 55% 的原位应力 (即 $0.55\sigma'_v$), 土体饱和重度取 20 kN/m³。随后使用三轴试验系统的 Standard triaxial 模块, 保持围压、反压不变, 通过等应变控制进行不排水三轴压缩试验; 保持轴压、反压不变, 通过增围压控制进行不排水三轴拉伸试验。检验本构模型正确性的三轴试验方案如表 1 所示。

表 1 上海软黏土三轴试验方案

Table 1 Triaxial test schemes for Shanghai soft clay

土样编号	取土地点	深度/m	固结压力/kPa	剪切方式
1	四川北路	20~20.5	102.2	不排水拉伸
2	四川北路	20~20.5	109.4	不排水压缩
3	徐家汇	38~38.5	217.5	不排水拉伸
4	徐家汇	38~38.5	219.5	不排水压缩
5	张江	41~41.5	219.0	不排水压缩
6	张江	41~41.5	226.7	不排水拉伸

1.2 UH 模型参数获取方法

UH 模型参数根据勘察资料、室内常规物理试验及三轴试验数据等有限资料来获取, 具体如下。

等向压缩曲线及回弹曲线的斜率 λ 、 κ 可根据勘察资料中的侧限压缩及回弹试验确定^[21]:

$$\lambda = 0.434C_c \quad , \quad (1a)$$

$$\kappa = 0.434C_s \quad 。 \quad (1b)$$

式中: C_c 和 C_s 分别为压缩指数和回弹指数。

通过三轴不排水压缩试验, 临界应力比可由有效临界摩擦角 ϕ'_c 所求, 如式 (2)。而土体的初始孔隙比可根据式 (3) 换算获得。

$$M = M_c = \frac{6 \sin \phi'_c}{3 - \sin \phi'_c} \quad , \quad (2)$$

$$e_0 = e_1 + (\kappa - \lambda) \ln OCR \quad 。 \quad (3)$$

式中: e_1 , OCR 分别为等向压缩曲线上当前应力状态下的孔隙比及固结比。

在三轴压缩状态下, 不排水剪切强度 S_u 的表达式为^[22]

$$S_u = OCR \sigma_{vi} M \frac{(1 + 2K_0^{NC})}{12} (1 + B^2) \left[\frac{2(1 + 2K_0^{OC})}{(1 + 2K_0^{NC}) OCR (1 + B^2)} \right]^{\frac{\kappa}{\lambda}} \quad (4)$$

式中: $B = \frac{3(1 - K_0^{NC})}{M(1 + 2K_0^{NC})}$; $K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'_c$; $K_0^{OC} =$

$$K_0^{\text{NC}} \text{OCR}^{\sin \phi_c'},$$

式中: σ_{vi} 为初始竖向有效应力; K_0^{NC} 为正常固结土的静止土压力系数; K_0^{OC} 为当前静止土压力系数。

1.3 隧道非线性土弹簧的 MSD 确定方法

为在隧道结构受力计算时考虑土体非线性, Zhang 等^[6]基于 MSD 法研究隧道与土体的径向相互作用, 为土体刚度的取值提供了理论依据。其研究发现, 利用隧道椭圆变形模式预估所得的土体刚度约为圆形变形模式的 1.5~2.0 倍, 采用圆形变形模式对隧道非线性地基刚度进行预测是偏于安全的。对于不排水均质土层, 隧道外土域在图 1 所示的圆形变形模式下的位移场函数可表示为^[6]

$$\begin{aligned} u_x &= -\Delta R \left\{ \frac{x}{x^2 + (z-h)^2} + \frac{x}{x^2 + (z+h)^2} - \frac{4xz(h+z)}{[x^2 + (z+h)^2]^2} \right\}, \\ u_z &= -\Delta R \left\{ \frac{z-h}{x^2 + (z-h)^2} + \frac{z+h}{x^2 + (z+h)^2} - \frac{2(z+h)}{x^2 + (z+h)^2} + \frac{2z[x^2 - (z+h)^2]}{[x^2 + (z+h)^2]^2} \right\}. \end{aligned} \quad (5)$$

式中: Δ 为隧道拱顶的变形大小; x, z 为隧道周围任意土单元的位置坐标; h 为隧道轴线埋深。

对式 (5) 进行求导, 可得隧道圆形变形模式下的土体应变场, 随后根据应力-应变曲线, 即可获取对应土体应力场。根据能量守恒原理, 并忽略隧道结构自身的耗能, 隧道变形产生的全部能量将被周围土体吸收, 因此,

$$\int_{\pi D} p_k u_r ds = \int_{\text{Area}} s_{u, \text{mob}} \varepsilon_s dA. \quad (6)$$

式中: p_k 和 u_r 分别为作用在隧道结构上的荷载及隧道响应变形; ε_s 和 $s_{u, \text{mob}}$ 分别为周围土体的工程剪应变以及对应的土体调动不排水抗剪强度; πD 表示沿隧道周长进行积分。由莫尔应变圆可知, 周围土体的工程剪应变为

$$\varepsilon_s = \sqrt{\left(\frac{\partial u_x}{\partial x} - \frac{\partial u_z}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right)^2}. \quad (7)$$

如图 1 所示, 隧道荷载 p_k 和变形 u_r 可以分别表示为 $p_k = p_{k0}$ 和 $u_r = \Delta$, 结合式 (8),

$$p_{k0} = \frac{\int_{\text{Area}} s_{u, \text{mob}} \varepsilon_s dA}{\Delta \int_{\pi D} ds}, \quad (8)$$

p_{k0} 可由式 (8) 得^[6]。对该式进行数值积分, 便可以得到 p_{k0} 与 Δ 之间的关系, 从而从理论上得到土体刚度曲线。式中, Area 为隧道变形影响范围, 多次

计算表明, 取 50 倍的隧道半径范围即可满足精度要求。

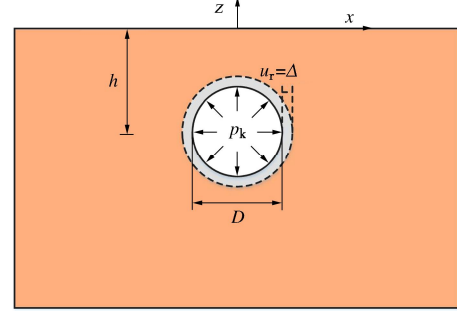


图 1 隧道圆形变形模式

Fig. 1 Two deformation modes of circular tunnels

MSD 法所涉及的土体应力-应变曲线可通过本构关系获取, 即通过对等向固结土体进行不排水三轴试验来获取目标应力-应变曲线^[23-24]。在 MSD 法中, 土体的非线性行为通过可变剪应力-工程剪应变的曲线来表征, 因此需对常规的应力-应变曲线进行转换。其中 ε_s 是土体单元的最大和最小主应变 $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ 之差的绝对值, 即

$$\varepsilon_s = |\varepsilon_1 - \varepsilon_3|. \quad (9)$$

在三轴试验中, 偏应力与可变剪应力 c_{mob} 的比例关系为

$$q = \sigma_a - \sigma_r = 2c_{\text{mob}}. \quad (10)$$

工程剪应变与轴应变及径应变的关系为

$$\varepsilon_s = |\varepsilon_a - \varepsilon_r| = 1.5\varepsilon_a. \quad (11)$$

式中: c_{mob} 为可变剪应力。

隧道周围土体可能存在复杂的应力状态, 为了能体现土域不同部位的强度差异, 本文采用平均可变剪应力:

$$c_{\text{mob}} = 0.5(c_{\text{mob|C}} + c_{\text{mob|E}}). \quad (12)$$

式中: $c_{\text{mob|C}}$ 与 $c_{\text{mob|E}}$ 分别为三轴压缩可变剪应力与三轴拉伸可变剪应力。

1.4 非线性地基反力曲线确定流程

因土体具有非线性, 难以显式获得地基反力与径向变形的表达式, 需通过数值积分求得不同径向位移与地基反力之间的关系, 其具体流程如图 2 所示。在程序运行前, 需设定 Δ/R 的计算范围, 运行中将产生 $n+1$ 个散点。若考虑不同深度处不同围压带来的应力-应变曲线差异, 则求解所得的地基反力曲线为全域解答; 若将隧道轴线处对应的应力-应变曲线来描述整体土域的力学行为, 则求解所得的地基反力曲线为简化解。

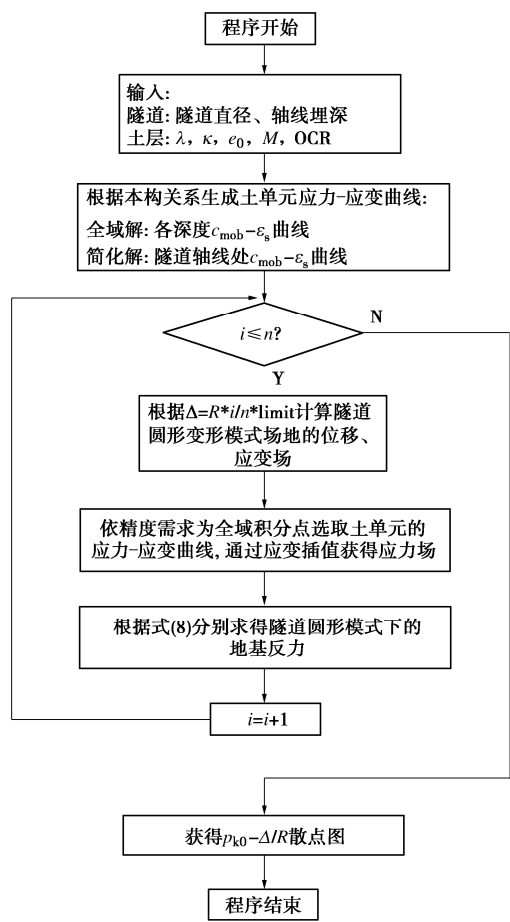


图 2 隧道圆形变形模式地基反力计算曲线

Fig. 2 Flow chart for calculating subgrade reaction of tunnels under uniformed deformation mode

2 预测方法精度评估

2.1 UH 模型精度评估

根据勘察资料及三轴试验结果, 由 1.2 节的方法, 可得表 1 试验方案中 3 个场地的本构模型参数如表 2 所示, 其中泊松比均取为 0.35。根据表中参数, 采用 UH 模型对不排水三轴试验进行预测, 预测结果如图 3 所示。可见 UH 模型预测结果与实际三轴试验结果较为吻合, 因此内嵌 UH 模型的 MSD 代码能较好反映上海黏土的力学特征。图 3 是由不排水三轴试验获得的 $q-\epsilon_a$ 曲线, 通过式 (10), (11) 转换后得到的 $c_{mob}-\epsilon_s$ 曲线。

表 2 上海黏土各场地 UH 模型参数

Table 2 Parameters of UH models for Shanghai soft clay under exploration						
取样点	埋深/ m	λ	κ	e_0	M	OCR
四川北路	20	0.107	0.016	0.990	1.32	3.0
徐家汇	38	0.065	0.010	0.860	1.33	2.8
张江	41	0.040	0.006	0.691	1.19	3.5

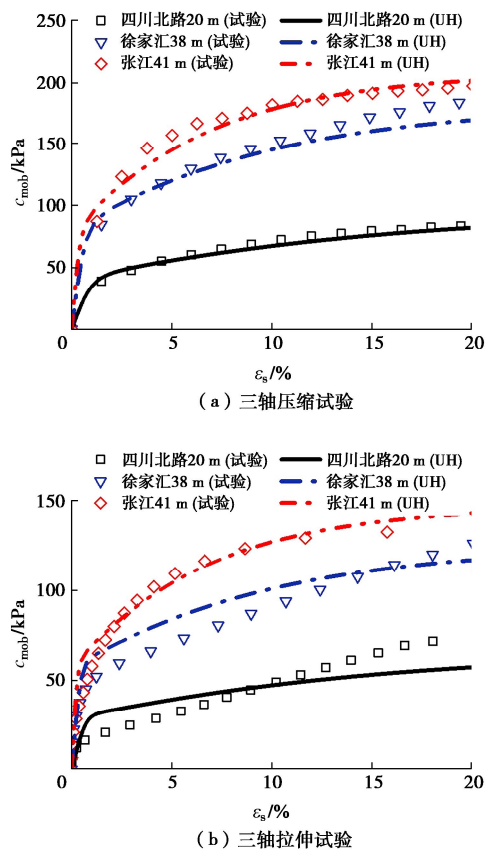


图 3 上海黏土不排水三轴试验及模型预测结果

Fig. 3 Comparison between model predictions and results of undrained triaxial tests for Shanghai soft clay

2.2 MSD 简化方法精度评估

1.4 节中提及的全域解虽能考虑不同深度处围压变化对 MSD 方法预估地基反力的影响, 但计算效率低下, 而简化方法仅用隧道轴线处的应力-应变曲线描述全土域力学行为, 可大幅提高计算效率。为验证该简化方法的合理性, 本节设置以下验证方案, 如表 3 所示, 用于评估简化方法的预测误差, 其中隧道轴线埋深均取为 15 m。

表 3 验证 MSD 简化方法精度的试验方案

Table 3 Verification schemes for precision of simplified MSD method						
验证分组	λ	κ/λ	e_0	ν	M	OCR
1	0.09	0.20	1.2	0.3	1.2	1
2	0.09	0.20	1.2	0.3	1.2	2
3	0.12	0.20	1.2	0.3	1.2	2
4	0.09	0.10	1.2	0.3	1.2	2

对表 3 试验方案分别采用全域解及简化方法预估圆形变形模式下的地基反力曲线, 其结果如图 4 所示, 图中图例数字表示试验组序, 尾缀 A 表示全域解, 尾缀 S 表示简化解。简化解预测结果最大误差为 -0.53%, 与全域解基本一致, 因此采用简化方法预测隧道的非线性地基反力曲线是简便可行的。

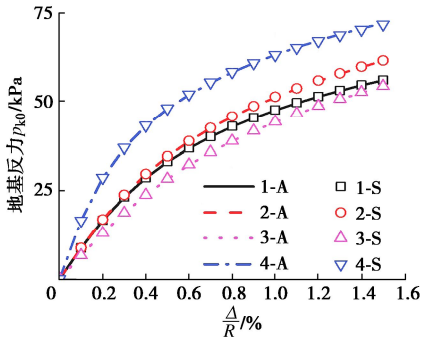


图 4 隧道 MSD 简化方法在隧道圆形变形模式中的精度

Fig. 4 Precisions of simplified MSD method

3 上海盾构隧道土体刚度的获取

3.1 上海第④、⑤₁层土的土体参数获取

上海地铁隧道区间盾构掘进主要涉及第③层淤泥质粉质黏土、第④层淤泥质黏土以及第⑤₁层黏土^[1], 因此本文主要关注上海第④、⑤₁层土的力学参数。经汇总上海各场地第④、⑤₁层土的侧限压缩试验结果, 可得上海第④、⑤₁层土侧限压缩曲线如图 5 所示, 侧限固结与回弹系数关系如图 6 所示, 可见上海第④层土有更强的压缩性及均匀性, 而上海第⑤₁层土的压缩性较弱, 且因其具有多个亚层, 其压缩性表现出较大的离散性。而汇总的三轴不排水试验剪切角如图 7 所示, 可见上海第⑤₁层土有较高的强度, 且离散性较小。

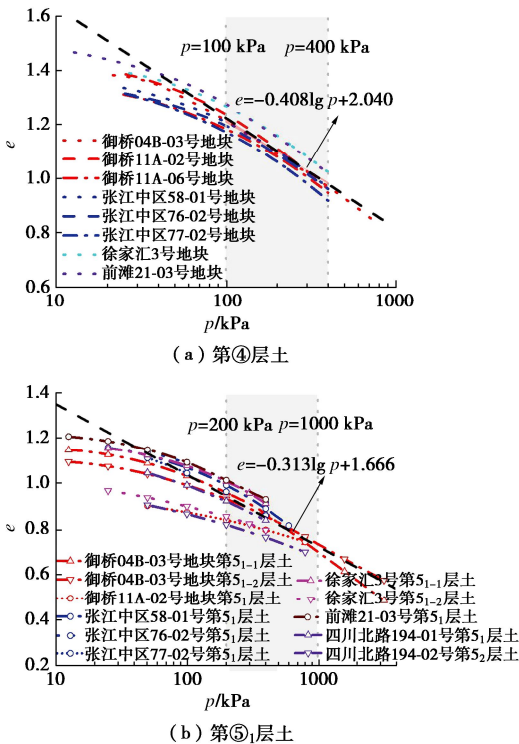
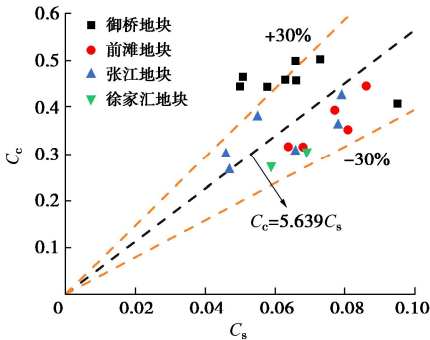
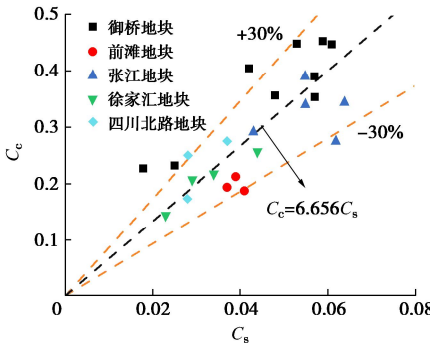


图 5 上海第④、⑤₁层土侧限压缩试验

Fig. 5 Confined compression tests on soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai



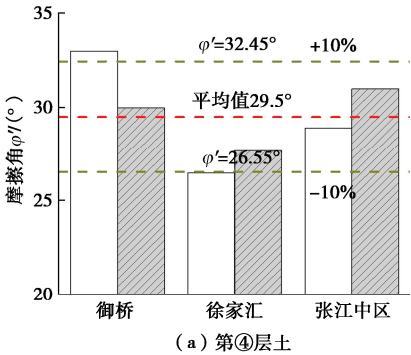
(a) 第④层土



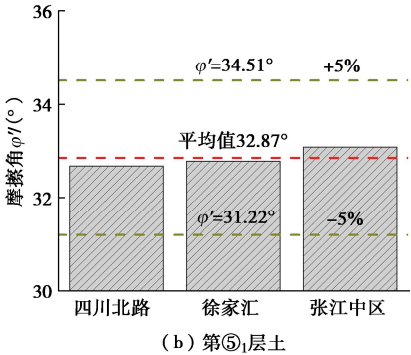
(b) 第⑤₁层土

图 6 上海第④、⑤₁层土侧限固结及回弹系数统计图

Fig. 6 Statistical chart of the confined compression index or swell index of soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai



(a) 第④层土



(b) 第⑤₁层土

图 7 上海第④、⑤₁层土摩擦角统计图

Fig. 7 Statistical chart of effective friction angles of soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai

3.2 上海第④、⑤₁层土的盾构隧道地基反力

(1) MSD 数值试验参数选取

根据 3.1 节上海第④、⑤₁ 层土的压缩性及强度汇总数据, 通过 1.2 节方法反算出其 UH 模型参数范围, 并结合不同土层的埋深范围, 针对于直径为 6.2 m 的盾构隧道, 确定 MSD 数值试验方案, 见表 4, 进而分析 κ/λ , M , OCR 和隧道埋深等因素对上海第④、⑤₁ 层土盾构隧道地基反力曲线的影响。

表 4 上海第④, ⑤₁ 层土隧道 MSD 数值试验表

Table 4 Schemes for obtaining subgrade reaction of tunnel of soil layers ④ and ⑤₁ based on MSD method

土层 标号	试验 标号	埋深/ m	λ	κ/λ	e_0	ν	M	OCR
④	1	15	0.177	0.15	1.118	0.35	1.2	1
	2	15	0.177	0.20	1.118	0.35	1.2	1
	3	15	0.177	0.25	1.118	0.35	1.2	1
	4	10	0.177	0.20	1.118	0.35	1.2	1
	5	20	0.177	0.20	1.118	0.35	1.2	1
	6	15	0.177	0.20	1.118	0.35	1.2	2
	7	15	0.177	0.20	1.118	0.35	1.2	4
	8	15	0.177	0.20	1.118	0.35	1.1	1
	9	15	0.177	0.20	1.118	0.35	1.3	1
⑤ ₁	10	25	0.136	0.10	0.959	0.35	1.3	1
	11	25	0.136	0.15	0.959	0.35	1.3	1
	12	25	0.136	0.20	0.959	0.35	1.3	1
	13	20	0.136	0.15	0.959	0.35	1.3	1
	14	30	0.136	0.15	0.959	0.35	1.3	1
	15	25	0.136	0.15	0.959	0.35	1.3	2
	16	25	0.136	0.15	0.959	0.35	1.3	4
	17	25	0.136	0.15	0.959	0.35	1.2	1
	18	25	0.136	0.15	0.959	0.35	1.4	1

(2) 上海第④、⑤₁ 层土地基反力曲线

根据 3.2 (1) 节的数值试验方案, 可分别得到上海第④、⑤₁ 层土在其他因素一致下随 M , OCR, κ/λ , 隧道埋深等单因素变化的隧道地基反力图, 如图 8~11 所示。根据现有监测资料, 上海某盾构隧道在堆载作用下的直径变化量与理论直径比曾高达 34.5%^[1], 而为了反映该应变区段的非线性, 将图中的 Δ/R 最大限制设置为 5%, 并根据《上海市城市轨道交通设计规范》^[25] 以及《地铁设计规范》^[26] 划定规范区间。图中各工况的地基反力离散点均可通过双曲线数学模型 (式 13)^[14] 进行拟合:

$$p_r = \frac{\Delta/R}{1/\zeta_{r,0} + 1/p_{r,\lim} \Delta/R} = \frac{\Delta}{1/(\zeta_{r,0}/R) + 1/p_{r,\lim} \Delta}$$
$$= \frac{\Delta}{1/\eta_{r,0} + 1/p_{r,\lim} \Delta}, \quad (13)$$

并汇总不同工况下拟合曲线的极限强度 $p_{r,\lim}$ 及初始刚度 $\zeta_{r,0}$ 如表 5 所示。从整体上看, 上海第⑤₁ 层土的地基系数明显比上海第④层土高, 这主要与两层土所处的埋深及其土性有关。

由图 8, 9 可见, 在不同 M , OCR 条件下, 隧道地基反力曲线的初始段高度吻合, 根据表 5 的拟合结果, 其初始刚度的大小与土体的 M 及 OCR 等因素几乎无关。而由图 10, 11 可见, 在不同 κ/λ 、埋深等条

件下, 隧道地基反力曲线的初始段差异显著, 根据表 5 的拟合结果, 可见其初始刚度与土层 κ/λ 、埋深等因素有关。

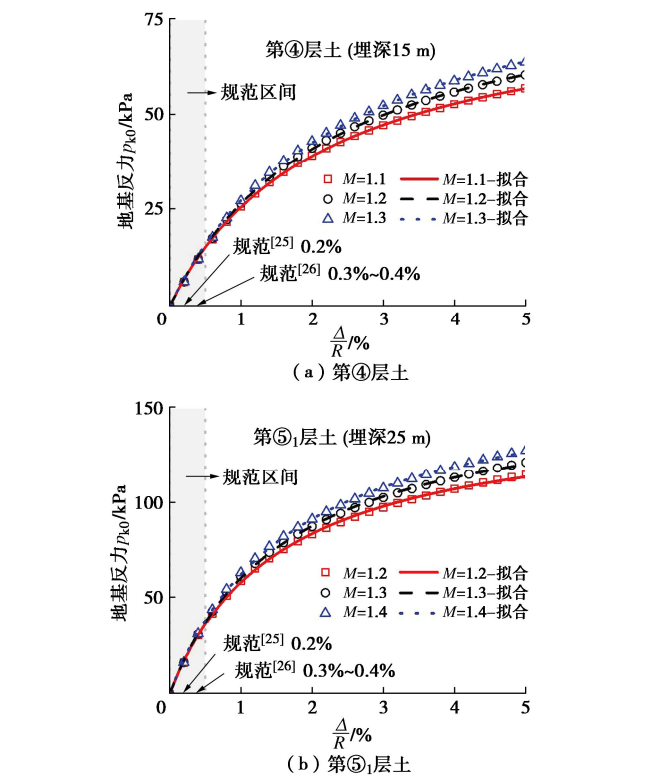


图 8 上海第④、⑤₁ 层土地基反力随 M 变化曲线
Fig. 8 Variation of subgrade reaction with M for soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai

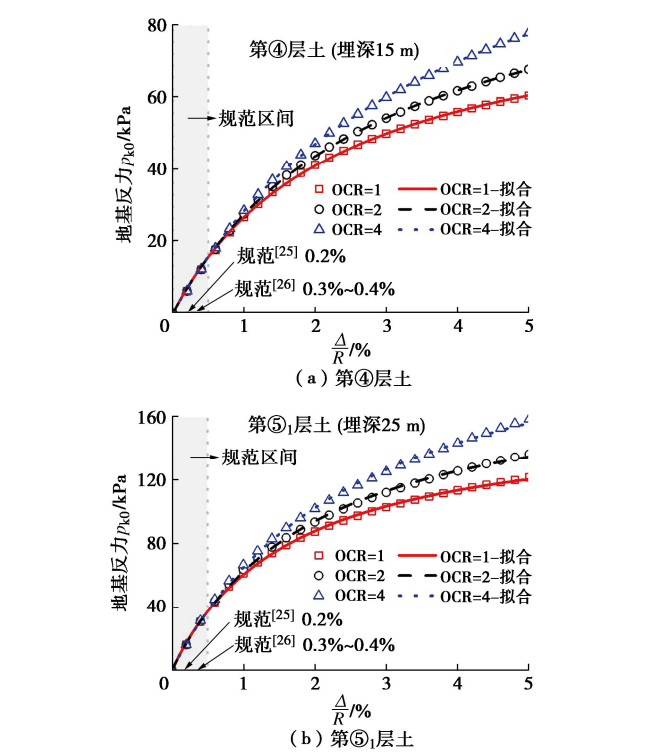


图 9 上海第④、⑤₁ 层土地基反力随 OCR 变化曲线
Fig. 9 Variation of subgrade reaction with OCR for soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai

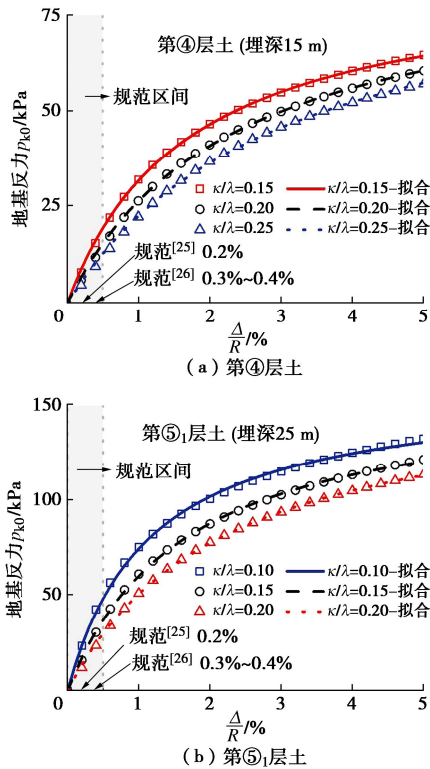


图 10 上海第④、⑤₁层土地基反力随 κ/λ 变化曲线
Fig. 10 Variation of subgrade reaction with κ/λ for soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai

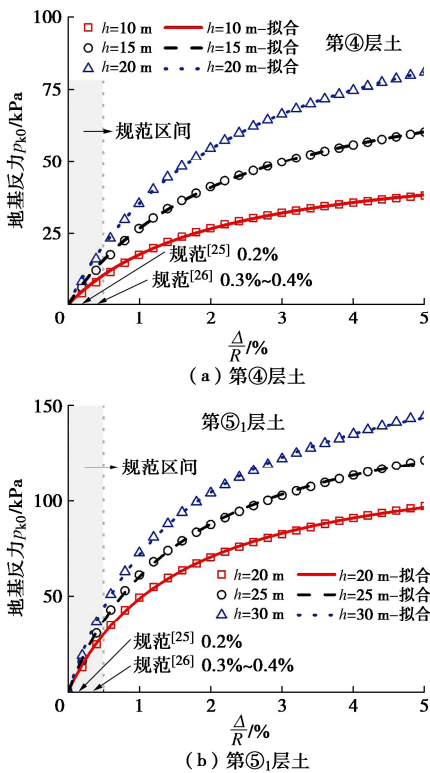


图 11 上海第④、⑤₁层土地基反力随埋深变化曲线
Fig. 11 Variation of subgrade reaction with depth for soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai

此外表 5 拟合结果揭示，地基反力曲线的极限强度与土层的 M 、OCR 和隧道埋深等因素均有明显的相

关性，而受土层的 κ/λ 影响较小。这是因为较高的 M 、OCR 和土层围压均能显著提高隧道周围土体的极限受力性能，因而提高了地基反力曲线的极限强度。

表 5 上海第④、⑤₁层土地基反力曲线拟合数据表
Table 5 Summary of fitting parameters for soil layers ④ and ⑤₁ in Shanghai

试验 标号	第④层土		试验 标号	第⑤ ₁ 层土	
	$\zeta_{r,0}/$ ($\text{kPa} \cdot \text{m}^{-1}$)	$p_{r,\text{lim}}/\text{kPa}$		$\zeta_{r,0}/$ ($\text{kPa} \cdot \text{m}^{-1}$)	$p_{r,\text{lim}}/\text{kPa}$
1	5045.23	86.17	10	13979.34	160.16
2	3791.89	88.70	11	9743.96	159.74
3	3012.78	92.35	12	7420.14	162.45
4	2578.48	54.49	13	7945.51	127.38
5	4966.76	120.31	14	11503.00	190.71
6	3678.72	106.62	15	9342.75	188.87
7	3570.91	136.48	16	8946.58	238.69
8	3742.71	81.55	17	9572.67	149.07
9	3828.29	95.81	18	9884.26	170.24

3.3 地基反力曲线的归一化公式

本节的主要目的是对拟合数据进行二次拟合，得到上海隧道软土地基反力曲线的归一化公式。为确保拟合精度，在表 5 双曲线函数的拟合数据基础上，增加样本数量，包括 $\kappa/\lambda=0.2$ 时不同 OCR 条件下的第⑤₁层土模拟工况，以及 $\kappa/\lambda=0.15$ 时不同 OCR 条件下的第④层土模拟工况。随后建立本构模型参数、隧道埋深、直径与 $\zeta_{r,0}$ 及 $p_{r,\text{lim}}$ 的联系，从而获得地基反力曲线的归一化公式。

通过 3.2 (2) 节可知，地基反力曲线的初始刚度主要与 κ/λ 、围压大小等有关，这可通过剑桥模型弹性模量的计算公式 (14a) 解释，因此确定 $\zeta_{r,0}$ 的拟合公式如式 (14b)；且通过类比关系，认为 $p_{r,\text{lim}}$ 应该和三轴不排水抗剪强度的计算公式有类似的数学表达式 (14c)。

$$E = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{\kappa} p', \quad (14a)$$

$$\zeta_{r,0} = \chi_1 \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{\kappa} \sigma_{\text{conf}} = 3\chi_1(1-2\nu)(1+e_0) \cdot \frac{1}{\beta} \cdot \frac{1}{\lambda} \sigma_{\text{conf}}, \quad (14b)$$

$$\frac{p_{r,\text{lim}}}{\sigma_{vi}} = \alpha_1 \text{OCR}^{\alpha_2} M^{\alpha_3} \frac{(1+2K_0^{\text{NC}})}{12} \cdot (1+B^2) \left[\frac{2(1+2K_0^{\text{OC}})}{(1+2K_0^{\text{NC}})\text{OCR}(1+B^2)} \right]^{\left(\alpha_4 \frac{\kappa}{\lambda}\right)}, \quad (14c)$$

式中： χ_1 、 α_1 、 α_2 、 α_3 、 α_4 为拟合参数； β 为 κ/λ ； σ_{conf} 为有效围压； B 、 K_0^{NC} 、 K_0^{OC} 可分别根据式 (4) 进行计算。

图 12 为地基反力初始刚度 $\zeta_{r,0}$ 与剑桥模型弹性模

量的拟合结果, 图中 $\zeta_{r,0}$ 与 E 之间强线性相关, 拟合参数 $\chi_1 = 0.806$ 。值得注意的是 $\zeta_{r,0}$ 为地基反力曲线 $p_r - \Delta/R$ 的初始刚度, 需要换算至 $p_r - \Delta$ 地基反力曲线的初始刚度 $\eta_{r,0}$ 。

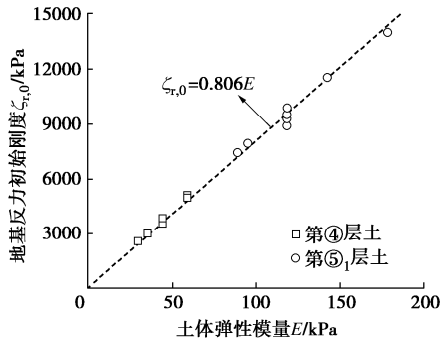


图 12 土体弹簧模量与地基反力初始刚度关系

Fig. 12 Relationship between elastic modulus of soil and initial stiffness of subgrade reaction

图 13, 14 为极限强度 $p_{r,lim}$ 与土体本构参数 κ/λ , OCR, M 之间的拟合曲面及误差范围, 拟合参数为 $\alpha_1=3.9626$, $\alpha_2=0.2910$, $\alpha_3=0.9159$, $\alpha_4=-0.5974$ 。图中显示误差范围在 $\pm 10\%$ 的范围之内, 且大部分数据落于 $\pm 5\%$ 的精度范围, 说明拟合公式 (14c) 具有较好的拟合精度。而从 $p_r/\sigma_v - M - OCR$ 的曲面来看, $p_{r,lim}$ 随着 M 、OCR 等的增加而非线性增加, 并具有最大增长梯度方向, 也即曲面的脊线方向。

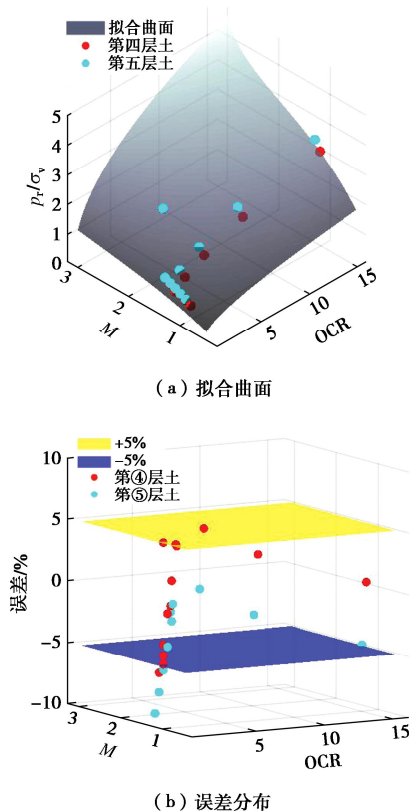


图 13 $\kappa/\lambda=0.2$ 时地基极限强度拟合图

Fig. 13 Fitting and error distribution of ultimate strength of subgrade while $\kappa/\lambda=0.2$

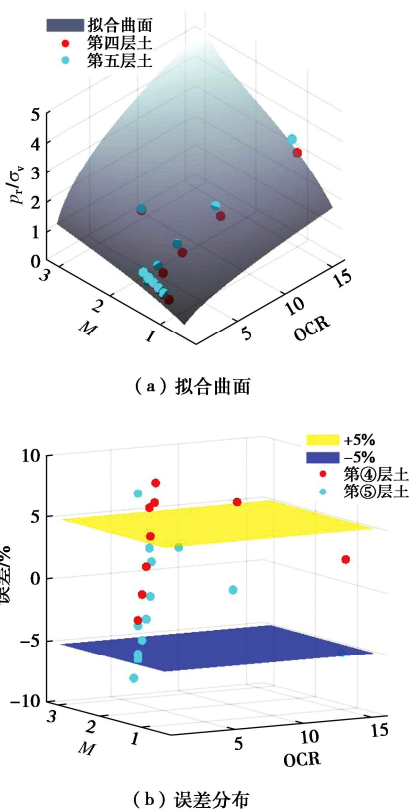


图 14 $\kappa/\lambda=0.15$ 时地基极限强度拟合图

Fig. 14 Fitting and error distribution of ultimate strength of subgrade while $\kappa/\lambda=0.15$

为评估式 (14b) ~ (14c) 的拟合精度, 分别采用 MSD 法、拟合公式以及弹性解^[12]对表 4 中试验 2 的地基反力曲线进行预测, 其结果见图 15, 可见拟合公式与 MSD 法计算结果吻合较好, 而弹性解计算结果在规范区间与前两者吻合较好, 但随着隧道收敛变形加剧, 弹性解则明显高估隧道地基模量。

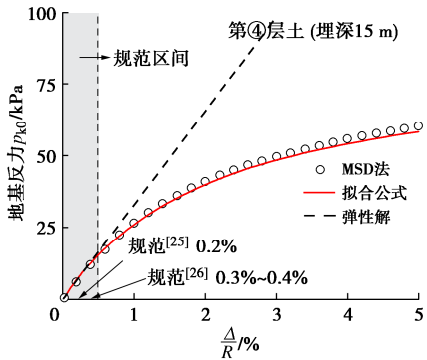


图 15 MSD 法和拟合公式的地基反力对比图

Fig. 15 Comparison of subgrade reactions by MSD and fitting formulas

4 工程应用

4.1 盾构隧道横向荷载结构法计算模型

本文的研究对象是半径为 3.1 m 的上海盾构隧道, 其隧道每环长度约为 1.2 m, 衬砌由 6 个节段通过钢螺栓连接而成。隧道的结构荷载通过水土合算法获取, 如图 16 所示。图 16 中 p_1 为隧道顶部受到的竖向土压力, 为原位土压力与堆载之和, 此处未考虑堆载沿深度扩散的影响, 根据《上海市地基基础设计标准》^[9], 对于上海浅埋软土隧道而言, 上述简化是可接受的; p_2 为隧道底部受到的竖向土压力, 为 p_1 与隧道自重之和; p_3 为作用在隧道顶部的侧向荷载, p_4 为作用在隧道底部的侧向荷载增量, 静止侧土压力系数 K_0 取值 0.61^[27-28]; p_5 为隧道管片自重荷载。

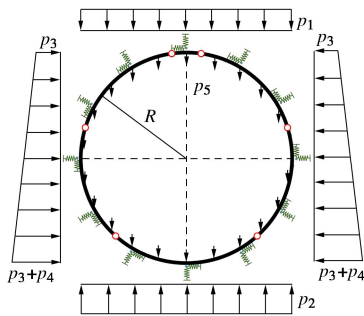


图 16 隧道结构荷载计算法简图

Fig. 16 Schematic diagram of computational model

本节的工程案例分析采用了 Do 等^[15, 29]提出的单环隧道计算方法, 并参考朱合华等^[30]提出的经验公式考虑了纵缝接头刚度非线性特性。随后在上述模型基础上嵌入式 (13) 的隧道径向非线性弹簧, 而隧道切向地基模量采用的是 Do 等^[15]提出的隧道切向弹簧表达式:

$$p_t = p_{t, \lim} \left(1 - \frac{p_{t, \lim}}{p_{t, \lim} + \eta_{t,0} \delta_t} \right) \quad (15)$$

式中: $p_{t, \lim}$ 为土体能提供的极限荷载; p_t 为土体受到的反力; δ_t 为土体的切向位移; $\eta_{t,0}$ 为土体切向初始抗力系数。Arnau 等^[31]的研究表明, 土体的切向初始刚度系数可以取为径向初始刚度的 1/3, 即 $\eta_{t,0} = \eta_{r,0} / 3$ 。土体与隧道边界的极限切向力可以取为 $p_{t, \lim} = c' + (\sigma_h + \sigma_v) / 2 \times \tan \phi'$, 文中黏聚力 c' 取为 15 kPa, 摩擦角可通过临界应力比进行换算。

4.2 上海第④层土浅埋隧道变形规律研究

为了揭示堆载作用下软土地区隧道大变形的现象, 本节针对于上海第④层土的盾构隧道进行多因素分析, 研究不同因素对隧道收敛变形的影响。文中, 隧道横向收敛变形、纵向收敛变形分别指的是隧道水平轴线或竖向轴线上的衬砌相对位移。在研究分析中, 土层的 OCR、孔隙比、泊松比、 λ 分别取固定值 1.0,

1.118, 0.35, 0.177, 考虑拱顶埋深、 κ/λ 、 M 、堆载大小等因素的影响。

其中图 17~19 揭示了隧道的拱顶埋深、土体 κ/λ 、 M 等因素对隧道变形的影响 (堆载 80 kPa)。由图 17 可见, 隧道随着拱顶埋深的增加而收敛变形加剧, 这可能因为相同埋深条件下隧道的竖向荷载与侧向荷载具有一定比例关系, 因此隧道竖向荷载与隧道水平向荷载的差值随埋深增加而增大, 若土的应力-应变曲线、隧道的铰点刚度等因素能维持一定比例增加, 则隧道的收敛变形在同层土内相对稳定, 但是隧道的铰点刚度不能随埋深线性递增, 比如铰点 A 在拱顶埋深 7.5, 10, 15 m 处的抗弯刚度分别为 5717.9, 6061.7, 6775.5 kN·m/rad, 因此隧道表现出更大的收敛变形。

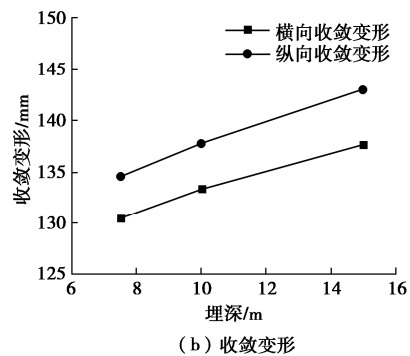
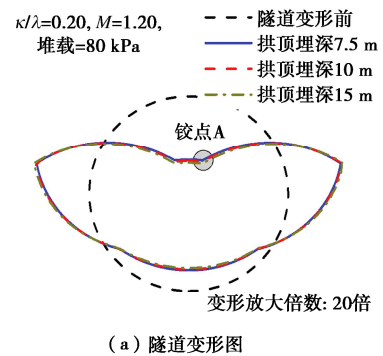


图 17 隧道在第④层土不同埋深条件下的变形

Fig. 17 Tunnel deformations under different h for soil layer ④

而由图 18 可见, 固定 λ 值, κ/λ 越大, 土弹簧的初始刚度则越小, 因此对隧道的约束能力变弱, 隧道收敛变形增加。图 19 则反映了土体强度对隧道收敛变形的影响, 因临界应力比是应力比收敛到极限时的值, 故仅在土体剪应变较大时, 隧道的收敛变形才会有比较显著的差别, 因此相较于隧道非线性地基弹簧的初始刚度, 土弹簧的极限强度对隧道收敛变形的影响较小。但总体而言, 随着临界应力比的增加, 隧道的收敛变形减小。

固定土体参数及隧道埋深, 改变隧道上方的堆载

大小分别为 0, 20, 40, 80 kPa, 隧道的收敛变形如图 20 所示, 图 20 (b) 给出了传统线性地基弹簧方法的预测结果。由 Huang 等^[32]可知, 无堆载工况下, 埋深 11~13 m 的上海盾构隧道横向收敛变形大致为 27~35 mm, 本文方法在此工况下对应的收敛变形为 30.8 mm, 与文献^[32]一致。随后堆载累加, 隧道的收敛变形非线性递增, 反映了隧道铰点刚度及土体的非线性, 并在堆载 80 kPa 时, 横向收敛值为 133.4 mm, Δ/R 高达 21.5%, 远超设计规范, 隧道发生大变形, 此时管片可能发生压碎破坏。此外, 传统线性地基弹簧方法与本文方法对隧道收敛值的预测差距随堆载增加而加剧, 可见传统分析方法不适宜堆载工况验算, 而本文方法则既能应用于工程设计, 亦能评估堆载导致的隧道大变形工程案例。

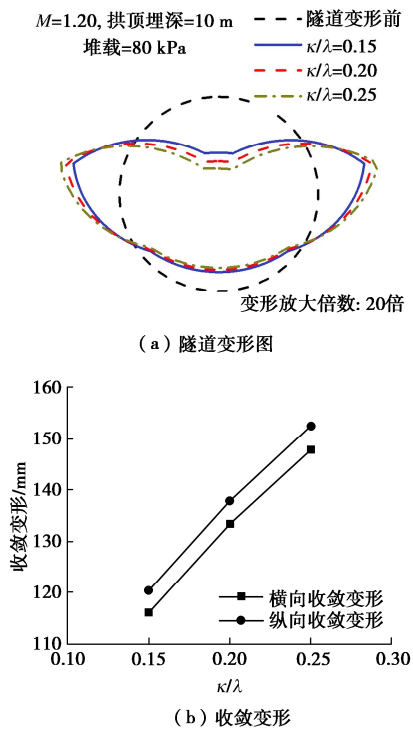


图 18 隧道在第④层土不同 κ/λ 下的变形

Fig. 18 Tunnel deformations under different κ/λ for soil layer ④

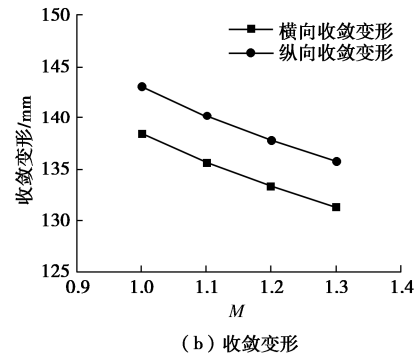
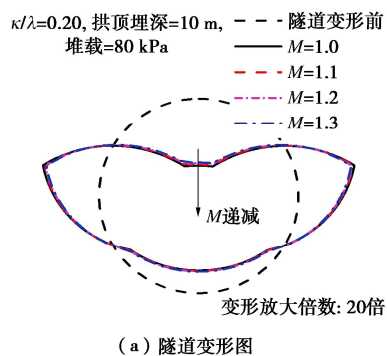


图 19 隧道在第④层土不同 M 下的变形

Fig. 19 Tunnel deformations under different M for soil layer ④

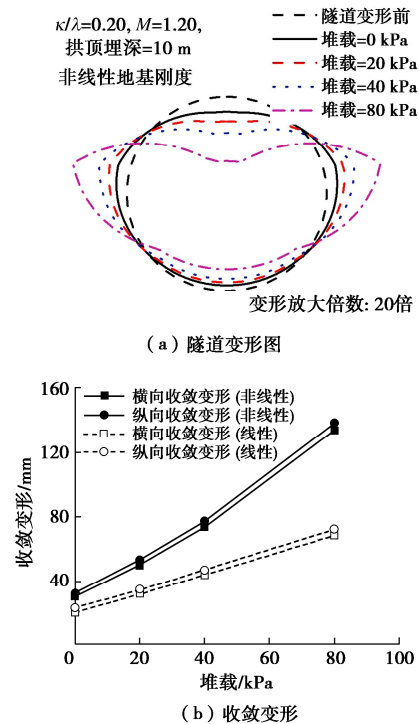


图 20 第④层土隧道不同堆载情况下的变形

Fig. 20 Tunnel deformations under different surcharges for soil layer ④

5 结 论

为获得隧道软土地基的非线性弹簧模型, 基于 UH 模型和 MSD 方法开发出能预测圆形隧道地基反力的程序, 拟合获得基于 UH 本构参数的地基反力预估公式, 随后将其应用在堆载工况下上海第④层土盾构隧道响应的因素分析中, 得到以下 3 点结论。

(1) UH 模型能较好预测上海软土的力学行为, 而基于 UH 模型的 MSD 简化方法对隧道地基反力的预测也呈现出较好精度。

(2) 由 MSD 方法预测的地基反力曲线可通过双曲线模型进行拟合, 模型内的初始刚度及极限强度指

标可由 UH 模型参数二次拟合确定。其中初始刚度与土层 κ/λ 、围压大小等因素有关,而极限强度与土层的临界应力比、OCR、围压大小等因素相关。

(3) 将本文提出的非线性地基弹簧公式应用于隧道堆载响应的因素分析中,验证了该公式在隧道大变形预测中的适用性。此外,当土体参数一致,浅埋隧道埋深增加时,隧道较点刚度无法随深度同比例增大,其收敛变形将随埋深增大而增加;当隧道埋深条件相同时,相较于地基反力的极限强度,隧道的收敛变形对地基反力的初始刚度更为敏感。

参考文献:

- [1] 邵 华, 黄宏伟, 张东明, 等. 突发堆载引起软土地铁盾构隧道大变形整治研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(6): 1036-1043. (SHAO Hua, HUANG Hongwei, ZHANG Dongming, et al. Case study on repair work for excessively deformed shield tunnel under accidental surface surcharge in soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(6): 1036-1043. (in Chinese))
- [2] 王如路, 袁 强, 梁发云, 等. 道路填土引发软土地铁盾构隧道变形案例及整治技术[J]. 岩土工程学报, 2023, **45**(1): 112-121. (WANG Rulu, YUAN Qiang, LIANG Fayun, et al. Case study and treatment technology for deformed shield tunnel in soft soils induced by road construction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, **45**(1): 112-121. (in Chinese))
- [3] 葛世平, 谢东武, 丁文其. 大面积加卸载对软土地铁隧道的影响[J]. 土木工程学报, 2011, **44**(增刊 2): 127-130. (GE Shiping, XIE Dongwu, DING Wenqi. Effects of loading and unloading large-scale area load acting on soft soil metro line[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, **44**(S2): 127-130. (in Chinese))
- [4] 高广运, 高 盟, 杨成斌, 等. 基坑施工对运营地铁隧道的变形影响及控制研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(3): 453-459. (GAO Guangyun, GAO Meng, YANG Chengbin, et al. Influence of deep excavation on deformation of operating metro tunnels and countermeasures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(3): 453-459. (in Chinese))
- [5] HUANG H W, ZHANG D M. Resilience analysis of shield tunnel lining under extreme surcharge: characterization and field application[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **51**: 301-312.
- [6] ZHANG D M, PHOON K K, HU Q F, et al. Nonlinear subgrade reaction solution for circular tunnel lining design based on mobilized strength of undrained clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2018, **55**(2): 155-170.
- [7] 朱合华, 崔茂玉, 杨金松. 盾构衬砌管片的设计模型与荷载分布的研究[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(2): 190-194. (ZHU Hehua, CUI Maoyu, YANG Jinsong. Design model for shield lining segments and distribution of load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(2): 190-194. (in Chinese))
- [8] Japan Society of Civil Engineers. Standard specifications for tunneling-2006: shield tunnels[S]. Japan Society of Civil Engineers, 2007.
- [9] 上海市住房和城乡建设管理委员会. DGJ08-11-2018 地基基础设计规范[S]. 上海: 同济大学出版社, 2019. (Management Committee of Housing and Urban-Rural Development of Shanghai. DGJ08-11-2018 Foundation design code[S]. Shanghai: Tongji University Press, 2019. (in Chinese))
- [10] MUIR WOOD A M. The circular tunnel in elastic ground[J]. Géotechnique, 1975, **25**(1): 115-127.
- [11] 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.
- [12] ZHANG D M, HUANG H W, PHOON K K, et al. A modified solution of radial subgrade modulus for a circular tunnel in elastic ground[J]. Soils and Foundations, 2014, **54**(2): 225-232.
- [13] SHEN S L, WU H N, CUI Y J, et al. Long-term settlement behaviour of metro tunnels in the soft deposits of Shanghai[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, **40**: 309-323.
- [14] ORESTE P P. A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2007, **22**(2): 185-205.
- [15] DO N A, DIAS D, ORESTE P, et al. The behaviour of the segmental tunnel lining studied by the hyperstatic reaction method[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2014: 1-22.
- [16] BOLTON M D, POWRIE W. Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse[J]. Géotechnique, 1988, **38**(2): 167-189.
- [17] OSMAN A S, BOLTON M D, MAIR R J. Predicting 2D ground movements around tunnels in undrained clay[J].

Géotechnique, 2006, **56**(9): 597-604.

[18] 张东明, 张艳杰, 黄宏伟. 基于地层损失的盾构隧道土压力非线性解析方法[J]. 中国公路学报, 2017, **30**(8): 82-90. (ZHANG Dongming, ZHANG Yanjie, HUANG Hongwei. Nonlinear analytical solution of earth pressure on shield tunnel linings considering ground volume loss[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, **30**(8): 82-90. (in Chinese))

[19] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, **59**(5): 451-469.

[20] MATSUOKA H, YAO Y P, SUN D A. The Cam-clay models revised by the SMP criterion[J]. Soils and Foundations, 1999, **39**(1): 81-95.

[21] 徐中华. 上海地区支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形性状研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2007. (XU Zhonghua. Study on Deformation Behavior of Deep Foundation Pit Combined with Supporting Structure and Main Underground Structure in Shanghai Area[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2007. (in Chinese))

[22] POTTS D M, ZDRAVKOPVIC L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory[M]. London: Thomas Telford, 1999.

[23] OSMAN A S, BOLTON M D. A new design method for retaining walls in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, **41**(3): 451-466.

[24] ZHENG G, WANG F J, NIE D Q, et al. Mobilizable strength design for multibench retained excavation[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2018, **2018**: 8402601.

[25] 城市轨道交通设计规范: DG/TJ 08—109—2017[S]. 上海: 同济大学出版社, 2017. (Urban Rail Transit Design Standard: DG/TJ—08—109—2017[S]. Shanghai: Tongji University Press, 2017. (in Chinese))

[26] 地铁设计规范: GB 50157—2013[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014. (Code for Design of Metro: GB 50157—2013[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese))

[27] 魏道垛, 杨熙章. 上海软土的静止侧压力系数 K_0 的分布和变化规律的研究[J]. 大坝观测与土工测试, 1988(3): 36-43. (WEI Daoduo, YANG Xizhang. Variation of K_0 -values of Shanghai soft soils[J]. Hydropower and Pumped Storage, 1988(3): 36-43. (in Chinese))

[28] 武朝军. 上海浅部土层沉积环境及其物理力学性质[D]. 上海: 上海交通大学, 2016. (WU Chaojun. Sedimentary Environment and Physical and Mechanical Properties of Shallow Soil Layers in Shanghai[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2016. (in Chinese))

[29] DO N A, DIAS D, ORESTE P, et al. A new numerical approach to the hyperstatic reaction method for segmental tunnel linings[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2014, **38**(15): 1617-1632.

[30] 朱合华, 黄伯麒, 李晓军, 等. 盾构衬砌管片接头内力 - 变形统一模型及试验分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(12): 2153-2160. (ZHU Hehua, HUANG Boqi, LI Xiaojun, et al. Unified model for internal force and deformation of shield segment joints and experimental analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(12): 2153-2160. (in Chinese))

[31] ARNAU O, MOLINS C. Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test: Part 2 Numerical simulation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, **26**(6): 778-788.

[32] HUANG H W, ZHANG Y J, ZHANG D M, et al. Field data-based probabilistic assessment on degradation of deformational performance for shield tunnel in soft clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, **67**: 107-119.

勘 误

《岩土工程学报》2025 年第 47 卷第 1 期“饱和土不排水计算理论与方法探究”一文（作者：宋二祥）作以下勘误：

原文	更正为
式（24）中的 S_u^c/S_u^c	a_1/a_3
式（26）中的 S_u^c/S_u^c	$\tau_{\max}^c/\tau_{\max}^c$
式（41）右端的 ϖ	$1+\varpi$
式（42）右端的 S_u^c	$2S_u^c$
第 7 页右栏第 4 段中的“（见文[15]中图 5）”	（见文[16]中图 5）

（本刊编辑部）