

DOI: 10.3785/j.issn.2096-7195.2023.06.001

【原位测试专栏】(专栏主持人: 刘松玉)

基于 SCPTU 测试的小应变硬化土模型参数确定方法及应用

鲁泰山^{1,2}, 刘松玉^{1,2*}, 蔡国军^{1,2}, 吴恺^{1,2}, 李赞^{1,2}

(1. 东南大学 交通学院, 江苏 南京 211189; 2. 东南大学 岩土工程研究所, 江苏 南京 211189)

摘要: 小应变硬化土(HSS)模型是基坑工程开挖分析采用的主要模型,其可靠性取决于土体参数的合理选取。本文提出基于地震波孔压静力触探(SCPTU)测试的土体HSS模型参数取值方法。由于SCPTU测试在土体原位状态下进行,克服了室内试验存在的取样扰动问题。通过太湖隧道基坑工程SCPTU测试,确定了土体的HSS模型参数。将该参数应用于室内试验和基坑开挖模拟,并且与实测结果进行了比较。结果表明:数值模拟获取的土体固结不排水三轴剪切试验及压缩试验应力-应变曲线与实测值较为吻合,基坑开挖完成后围护结构水平位移实测值与模拟值也较为一致,验证了基于SCPTU测试的土体HSS模型参数确定方法的适用性。

关键词: 基坑; 地震波孔压静力触探; HSS模型; 强度; 刚度; 小应变; 参数确定

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2023)06-0451-09

A SCPTU-based method to determine the HSS model parameters of soil

LU Tai-shan^{1,2}, LIU Song-yu^{1,2*}, CAI Guo-jun^{1,2}, WU Kai^{1,2}, LI Zan^{1,2}

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 211189, Jiangsu, China;

2. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, Jiangsu, China)

Abstract: The HSS model is often used for excavation analysis, but the analysis result depends on reasonable soil parameters. This work introduces a SCPTU-based method for determining the HSS model parameters of soil. Since the SCPTU test is conducted under the in-situ stress conditions, it overcomes the problems of sampling disturbance. The SCPTU test was conducted in an excavation of the Taihu Lake tunnel, and the test results were used for determining the HSS model parameters of soil. These parameters were used in the numerical simulation of consolidation undrained triaxial compression tests, oedometer tests, and excavation. The results demonstrate that the numerical stress-strain curves closely align with the measured curves for the consolidation undrained triaxial compression test and oedometer test. Additionally, the numerical simulation accurately predicted the lateral wall movement induced by excavation. These findings substantiate the rationality of the proposed method for determining the HSS model parameters of soil.

Key words: excavation; SCPTU; HSS model; strength; stiffness; small strain; parameter determination

0 引言

随着我国经济水平的不断提高,城市化进程的不断加快,交通拥堵、城市建设用地紧张等问题愈发严重。城市地下空间开发利用成为解决上述问题的重要方法。基坑工程是地下空间开发利用的重要手段。目前,基坑工程逐渐向“深、大、长”发展^[1],

对基坑工程的设计施工提出了更高的要求。基坑除了要保证稳定性之外还需要控制变形以确保基坑周围建筑物的安全。特别是在建筑密集区,邻近地铁隧道、重要管线、高层建筑的基坑近接施工,对基坑变形的控制要求已达到毫米级别^[2]。因此,基坑工程在设计阶段就需要评估基坑开挖引起的围护结构和周围地层的变形,以采取合理的措施确保

收稿日期: 2023-05-28

基金项目: 国家自然科学基金(41972269); 江苏省交通工程建设局科技项目(CX-2019GC02)。

作者简介: 鲁泰山(1996—),男,甘肃武威人,博士研究生,主要从事原位测试及基坑工程方面的研究。E-mail: 230189653@seu.edu.cn。

*通信作者: 刘松玉(1963—),男,江苏靖江人,东南大学首席教授,博士生导师,长期从事CPTU原位测试以及软土地基处理相关研究。E-mail: liusy@seu.edu.cn。

工程安全。

目前, 基坑变形预测主要采用 3 种方法: 经验公式^[3], 理论解析^[4], 数值计算^[5]。由于基坑开挖涉及十分复杂的土-结构相互作用问题, 传统的解析方法和经验公式难以准确计算基坑开挖全过程地层和围护结构变形。随着计算机性能和数值分析方法的发展, 基于连续介质力学的有限元数值计算已经成为预测基坑开挖引起变形的最主要手段^[6]。土体本构模型及参数取值是数值计算结果准确性的重要影响因素。目前, 基坑开挖变形分析中常用的土体本构模型主要有摩尔-库伦 (MC) 模型、修正剑桥 (MCC) 模型、硬化土 (HS) 模型, 以及小应变硬化土 (HSS) 模型等^[7]。其中, 摩尔-库伦模型属于理想弹塑性模型, 不能较好地描述土体在破坏之前的变形, 无法区分土体的加荷和卸荷模量, 该模型预测结果与实际值偏差较大^[7]。修正剑桥 (MCC) 模型和硬化土 (HS) 模型考虑了土体在破坏前的硬化过程以及加载/卸载刚度差异, 能够较为合理地模拟出围护结构变形和地表沉降^[8]。小应变硬化土 (HSS) 模型在硬化土 (HS) 模型基础上考虑了小应变下土体的刚度特性, BURLAND^[9] 研究表明, 基坑开挖引起的土体变形属于小变形范畴, 忽略土体的小应变刚度特性会高估围护结构和地层位移。相较于修正剑桥 (MCC) 模型和硬化土 (HS) 模型, 小应变硬化土 (HSS) 模型更适用于敏感环境下的基坑开挖数值分析。

小应变硬化土 (HSS) 模型参数需要通过室内试验获取。部分学者在室内试验基础上提出了该地区小应变硬化土 (HSS) 模型参数取值的经验公式和全套模型参数的取值方法。然而, 由于土样在取样、运输、贮存、制样过程中受到不同程度的扰动^[10], 相对于原位值, 土体的强度和模量将会偏低^[11]。原位测试在土体的原位状态下进行, 能够克服室内试验存在的缺点。因此, 部分学者尝试使用原位测试来获取土体的 HSS 模型参数值。HSIUNG 等^[12] 采用标准贯入试验 (SPT) 确定了土体 HS 模型的部分参数, 并且应用于基坑开挖分析当中。DIMARIANO 等^[13] 建立了基于地震波扁铲测试 (SDMT) 的 HSS 模型参数取值方法。MURPHY 等^[14] 采用静力触探 (CPT) 确定了无黏性土 HS 模型参数。OUYANG 等^[15] 建立了基于孔压静力触探 (CPTU) 测试的黏性土有效内摩擦角确定方法。MAYNE^[16] 建立了基于 CPTU 测试的黏性土固结模量确定方法。然而,

基于地震波孔压静力触探 (SCPTU) 测试的 HSS 模型参数取值方法还未见报道。

本文首先介绍了 HSS 模型和相关参数, 然后基于现有的 SCPTU 参数解译成果, 总结了一套基于 SCPTU 测试的 HSS 模型参数取值方法。将该方法应用于太湖隧道基坑工程当中, 获取了开挖区域土体的 HSS 模型参数, 并且将所获参数输入有限元模型, 模拟了土体固结不排水三轴试验、固结试验以及基坑开挖引起的围护结构变形。通过对比模拟结果与实测结果, 验证了该方法的适用性。该方法为 HSS 模型参数获取提供了新途径。

1 小应变硬化土 (HSS) 模型

小应变硬化土 (HSS) 模型由 BENZ 等^[17] 在 SCHANZ 等^[18] 开发的硬化土 (HS) 模型基础上引入土体在弹性区内的小应变刚度特性扩展而成。小应变硬化土 (HSS) 模型属于双屈服面土体弹塑性模型。土体的非线性行为由剪切硬化规律和体积硬化规律共同描述, 其屈服面如图 1 所示。

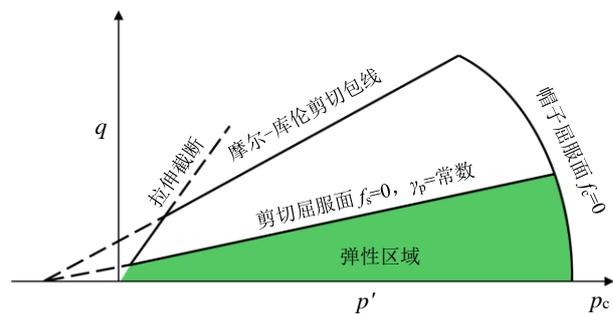


图 1 HSS 模型屈服面示意图

Fig. 1 Schematic of yield surfaces in the HSS model

1.1 剪切硬化与体积硬化规律

HSS 模型通过引入剪切屈服面来描述土体的剪切硬化特性。HSS 模型采用等剪应变线作为剪切屈服面, 并用双曲线拟合 (图 2)。剪切屈服函数 f_s 为:

$$f_s = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{q - q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma_p, q < q_f \quad (1)$$

式中: q_a 是双曲线的渐近线对应的偏应力; E_{50} 是三轴排水试验 $q_f/2$ 偏应力对应的割线斜率; q 是偏应力, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$; q_f 是摩尔-库伦剪切强度; E_{ur} 是三轴排水试验卸载-再加载模量。摩尔-库伦剪切强度 q_f 和渐近线偏应力 q_a 分别通过下式确定:

$$q_f = \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} (\sigma'_3 + c' \cot \phi') \quad (2)$$

$$q_a = q_f / R_f \quad (3)$$

式中: c' 和 ϕ' 分别为有效黏聚力和有效内摩擦角; σ'_3 是小主应力, $\sigma'_1 > \sigma'_2 > \sigma'_3$; R_f 是破坏比, $R_f < 1$ 。

HSS 模型采用“帽子”型屈服面来描述体积硬化(图 3)。“帽子”型屈服面与土体受到各向同性加载过程中产生的塑性体积应变有关。

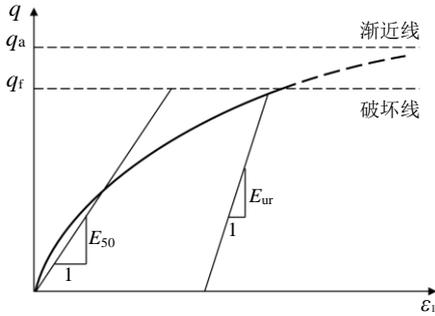


图 2 HSS 模型的双曲线近似
Fig. 2 Hyperbolic relationship in the HSS model

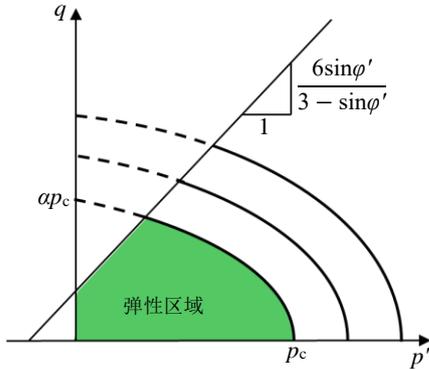


图 3 HSS 模型的帽子屈服面
Fig. 3 Cap yield surface of the HSS model

帽子屈服面函数为:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_c^2 \quad (4)$$

式中: α 是辅助变量; p' 是平均主应力, $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$; p_c 是先期固结应力; \tilde{q} 为特殊剪应力:

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1)\sigma'_2 - \sigma'_3 \quad (5)$$

式中: $\delta = (3 + \sin \phi') / (3 - \sin \phi')$ 。

1.2 小应变刚度特性

如图 4 所示, 土体的剪切刚度随着剪应变的增加而衰减, 在非常小应变及小应变范围内, 土体往往具有较大的刚度。在基坑工程中挡土结构周围部分区域属于小应变区。距离挡土结构越远, 小应变区越大, 土体的刚度也越大。因此, 不考虑土体的小应变刚度特性会高估距离基坑较远区域的土体沉降变形和范围。

HSS 模型采用 Hardin-Drnevich 公式^[19] 来拟合

土体的小应变范围内的刚度衰减曲线。土体小应变范围内的割线模量 G_s 与剪应变 γ 的关系为:

$$G_s = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (6)$$

式中: G_0 为土体的小应变剪切模量; a 为拟合参数, a 取 0.385; γ 为剪应变; $\gamma_{0.7}$ 为土体剪切模量衰减至 $0.7G_0$ 时对应的剪应变。

HSS 模型在弹性区内采用小应变刚度 G_s 代替卸载-再加载刚度 G_{ur} 。土体的刚度不能无限衰减, 当小应变刚度 G_s 衰减至卸载-再加载刚度 G_{ur} 后, G_s 保持不变, 为一常量。

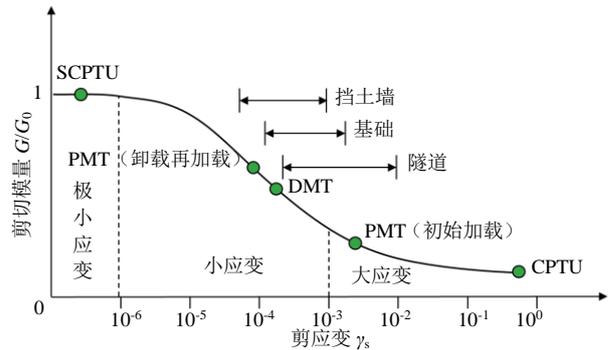


图 4 土体剪切模量随剪应变变化曲线^[20]
Fig. 4 Soil shear modulus as a function of the shear strain^[20]

1.3 应力相关模量

HSS 模型中土体的切线固结模量 E_{oad} 、三轴割线模量 E_{50} 、三轴卸载-再加载模量 E_{ur} 以及小应变剪切模量 G_0 均与应力状态相关, 即应力水平不同土体的模量也不同。HSS 模型采用了三轴割线模量 E_{50} 、三轴卸载-再加载模量 E_{ur} 以及小应变剪切模量 G_0 与小主应力 σ'_3 呈幂函数变化的规律:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \phi'} \right)^m \quad (7)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \phi'} \right)^m \quad (8)$$

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \phi'} \right)^m \quad (9)$$

式中: m 为应力相关幂指数; p_{ref} 为参考应力。切线固结模量 E_{oad} 与大主应力 σ'_1 呈幂函数变化的规律:

$$E_{\text{oad}} = E_{\text{oad}}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_1 + c' \cot \phi'}{p_{\text{ref}} + c' \cot \phi'} \right)^m \quad (10)$$

1.4 HSS 模型参数总结

HSS 模型共有 11 个参数, 分别为 2 个强度参

数:有效黏聚力 c' 以及有效内摩擦角 φ' ;6个刚度参数:参考切线固结模量 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 、参考三轴割线模量 E_{50}^{ref} 、参考三轴卸载-再加载模量 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 、参考小应变模量 G_0^{ref} 、应力相关幂指数 m 以及特征剪应变 $\gamma_{0.7}$;3个高级参数:卸载-再加载泊松比 ν_{ur} (一般取0.2)、参考应力 p_{ref} (一般取100 kPa)、以及破坏比 R_f (一般取0.9)。此外,数值模拟中还需要输入2个物理和状态参数:土体的重度 γ_s 和超固结比OCR。

2 基于 SCPTU 测试的 HSS 模型参数取值方法

2.1 强度参数取值方法

HSS模型中的土体强度参数包括有效黏聚力 c' 以及有效内摩擦角 φ' 。SENNESET等^[21]采用基于有效应力的极限分析方法给出了黏性土的有效内摩擦角取值方法:

$$\varphi' = 29.5^\circ B_q^{0.121}(0.256 + 0.336B_q + \log Q_t) \quad (11)$$

式中: B_q 是孔压参数, $B_q = (u_2 - u_0)/(q_t - \sigma_{v0})$, u_2 为锥肩处的孔压, u_0 为静水压力, q_t 为修正锥尖阻力, σ_{v0} 为土的上覆应力; Q_t 是归一化锥尖阻力, $Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$, σ'_{v0} 为土的有效上覆应力。该公式适用于土体孔压参数 B_q 大于0.1。当孔压参数 B_q 小于0.1时,MAYNE^[16]建议土体的内摩擦角按照无黏性土内摩擦角取值方法确定:

$$\varphi' = 17.6^\circ + 11.0^\circ \log(q_{t1}) \quad (12)$$

式中: q_{t1} 为修正锥尖阻力, $q_{t1} = (q_t/p_a)/(\sigma'_{v0}/p_a)^{0.5}$, p_a 为大气压力。对于无黏性土、正常固结黏土和超固结比OCR小于2的黏土,有效黏聚力 c' 等于0^[22]。

2.2 刚度参数取值方法

HSS模型中与土体刚度相关的参数有参考切线固结模量 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 、参考三轴割线模量 E_{50}^{ref} 、参考三轴卸载-再加载模量 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 、参考小应变模量 G_0^{ref} 、应力相关幂指数 m 以及特征剪应变 $\gamma_{0.7}$ 。黏性土的切线固结模量 E_{oed} 与净锥尖阻力有关^[16]:

$$E_{\text{oed}} = \alpha(q_t - \sigma_{v0}) \quad (13)$$

确定黏性土的切线固结模量关键在于确定材料参数 α 的大小。MAYNE^[16]建议对于黏性土 α 可取5,对于有机质黏土 α 可取1~2。MURPHY等^[14]采用正常固结砂土和超固结砂土进行了标定罐试验,得到了无黏性土的切线固结模量 E_{oed} 与锥尖阻力 q_c 之间的关系:

$$E_{\text{oed,NC}} = q_c 10^{1.09 - 0.007 5D_r} \quad (14)$$

$$E_{\text{oed,OC}} = q_c 10^{1.78 - 0.012 2D_r} \quad (15)$$

式中:下标NC和OC分别代表正常固结状态和超固结状态; D_r 为无黏性土的相对密实度, D_r 也可以通过锥尖阻力 q_c 评价^[14]:

$$D_r^2 = \frac{q_c/p_a}{350(\sigma'_{v0}/p_a)^{0.5}} \quad (16)$$

CPTU无法直接评价土体的三轴割线模量 E_{50} 和三轴卸载-再加载模量 E_{ur} 。三轴割线模量 E_{50} 和三轴卸载-再加载模量 E_{ur} 可根据切线固结模量 E_{oed} 估算^[13]:

$$E_{50} = E_{\text{oed}} \quad (17)$$

$$E_{\text{ur}} = 4E_{\text{oed}} \quad (18)$$

软土的三轴割线模量 E_{50} 可取2倍切线固结模量 E_{oed} 。土体的小应变剪切模量 G_0 与剪切波波速 V_s 之间有如下关系^[23]:

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (19)$$

式中: ρ 为土体的密度。SCPTU探头在传统的CPTU探头中嵌入了加速度传感器以测量土体的剪切波波速,测试原理与下孔法测试原理相同。确定土体的强度参数后,特征剪应变 $\gamma_{0.7}$ 可以通过下式确定^[24]:

$$\gamma_{0.7} = \frac{1}{9G_0} \left\{ 2c' [1 + \cos(2\varphi')] + \sigma'_1 (1 + K_0) \sin(2\varphi') \right\} \quad (20)$$

式中: K_0 为侧压力系数, $K_0 = (1 - \sin \varphi') \text{OCR}^{\sin \varphi'}$ 。对于砂土、粉土、黏性土,应力相关幂指数 m 分别可以取0.5、0.7以及0.9^[24]。由于HSS模型采用参考应力下的土体模量值作为输入参数,而CPTU是在原位应力状态下的测试值,因此,原位测试确定的土体模量还需通过式(7)~(10)转化为参考应力下的土体模量。

2.3 物理和状态参数取值方法

ROBERTSON和CABAL^[25]建议土体的重度可以通过CPTU修正锥尖阻力 q_t 和摩阻比 R_f 来计算:

$$\gamma_s / \gamma_w = 0.27 \log R_f + 0.36 \log(q_t/p_a) + 1.236 \quad (21)$$

式中: γ_s 和 γ_w 分别是土体和水的重度; R_f 是摩阻比, $R_f = f_s/q_t \times 100\%$;

MAYNE^[26]结合临界状态理论和小孔扩张理论给出了黏性土估算超固结比OCR的方法:

$$OCR = 2 \left[\frac{1}{1.95M + 1} \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{1.33} \quad (22)$$

式中: M 为临界状态线的斜率, $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$ 。

无黏性土的超固结比 OCR 可用下式计算^[14]:

$$OCR = \left[1.33 q_t^{0.22} / \left(K_0^{NC} (\sigma'_{v0})^{0.31} \right) \right]^{1/(\sin \phi' - 0.27)} \quad (23)$$

3 基于 SCPTU 测试的 HSS 模型参数取值方法应用

3.1 基于 SCPTU 测试确定的太湖隧道土体 HSS 模型参数

为验证基于 SCPTU 测试的土体 HSS 模型参数确定方法的有效性, 在太湖隧道临时大堤基坑进行

SCPTU 测试, 并从测试结果获取土体的 HSS 模型参数值, 将该参数用于原状土样的固结不排水三轴试验模拟和临时大堤基坑开挖模拟。通过三轴试验模拟曲线与试验曲线以及临时大堤基坑围护结构水平位移曲线与模拟曲线的对比, 说明基于 SCPTU 测试的土体 HSS 模型参数确定方法的有效性。

太湖隧道临时大堤基坑位于无锡市马山街道太湖湖岸陆域侧, 连接隧道陆域基坑与湖中第一仓基坑。场地下覆土层主要由上更新统黏性土、粉土组成, 局部夹有粉砂, 土层分布情况以及 SCPTU 测试结果如图 5 所示。根据 SCPTU 测试结果确定的土体 HSS 模型参数汇总于表 1 中。太湖隧道土体超固结比 OCR 小于 2, 有效黏聚力可取 0。为了数值计算稳定, 各土层有效黏聚力 c' 取 0.1。SCPTU 地震波测试深度有限, ③₁ 粉质黏土波速测试参考下孔法波速测试结果, 对应参考小应变剪切模量 G_0^{ref} 取 156 MPa。

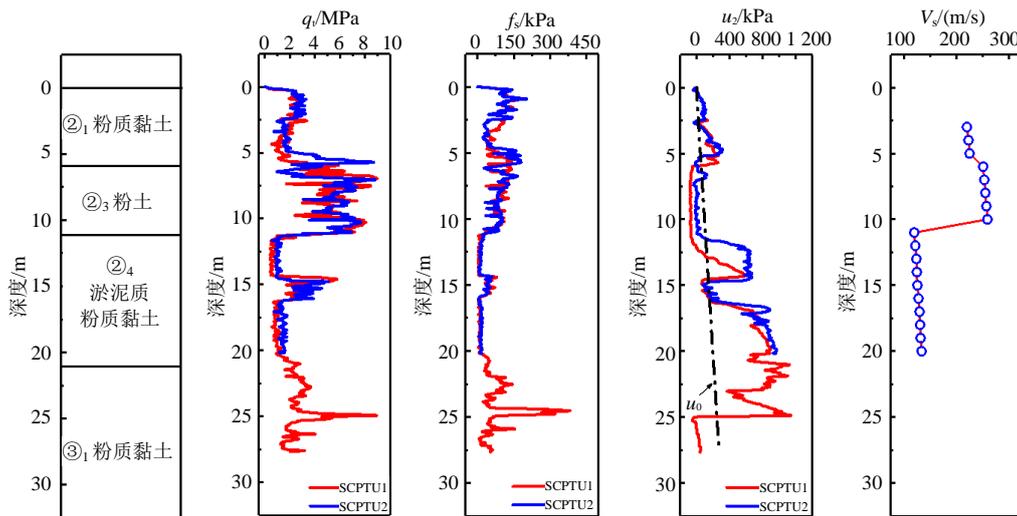


图 5 太湖隧道临时大堤基坑 SCPTU 测试结果
Fig. 5 Results of SCPTU test in Taihu Lake tunnel excavation

表 1 太湖隧道临时大堤基坑土层 HSS 模型参数值
Table 1 HSS model parameters of soils in Taihu Lake tunnel excavation

| 土层 | c'/kPa | $\phi'/(^\circ)$ | E_{50}^{ref}/MPa | E_{oed}^{ref}/MPa | E_{ur}^{ref}/MPa | G_0^{ref}/MPa | m | $\gamma_{0.7}$ | $\gamma_s/(kN/m^3)$ | OCR |
|------------------------|----------|------------------|--------------------|---------------------|--------------------|-----------------|-----|----------------------|---------------------|-----|
| ② ₁ 粉质黏土 | 0.1 | 34.0 | 6.6 | 5.3 | 21.2 | 96.5 | 0.9 | 1.6×10^{-4} | 19.8 | 1.7 |
| ② ₃ 粉土 | | 36.9 | 9.0 | 7.2 | 28.8 | 120.0 | 0.7 | 1.3×10^{-4} | 19.4 | 1.0 |
| ② ₄ 淤泥质粉质黏土 | | 28.0 | 2.6 | 2.1 | 10.0 | 38.1 | 0.9 | 5.2×10^{-4} | 18.1 | 1.0 |
| ③ ₁ 粉质黏土 | | 34.0 | 6.3 | 5.0 | 20.0 | 156.0 | 0.9 | 1.0×10^{-4} | 20.1 | 1.6 |

3.2 室内试验数值模拟对比

采用基于 SCPTU 测试的土体 HSS 模型参数对 ②₁ 粉质黏土和 ③₁ 粉质黏土的标准固结不排水三轴试验和固结试验进行模拟。原状土样取自临时大堤基坑, 钻孔位置接近 CPTU 测试位置。考虑对称性,

将标准固结不排水三轴试验和固结试验简化为二维模型, 并取 1/4 进行模拟 (图 6)。固结不排水三轴试验围压为 100 kPa。固结试验按照 0、50、100、200、400、800、1 600、800、400、200 kPa 的顺序进行加载/卸载。

图7为②₁粉质黏土以及③₁粉质黏土固结不排水三轴试验偏应力-轴向应变曲线以及固结试验竖向应变-竖向应力曲线模拟值与试验值对比。从图中可以看出，二者较为吻合。室内试验表明固结不排水三轴试验再加载后期，偏应力随着轴向应变的增加而降低，数值模拟没有模拟出这一特性是没有考虑剪胀性所致。固结试验数值模拟略高估了竖向应力为100 kPa和200 kPa时的竖向应变。

3.3 太湖隧道基坑开挖三维数值模拟对比

采用基于SCPTU测试的土体HSS模型参数对太湖隧道临时大堤基坑开挖进行模拟。临时大堤基坑平面图见图8。基坑平面近似呈矩形，长约209.6 m，宽约74 m，开挖深度约为13.88 m。基坑典型剖面如图9所示。场地平整后，先进行1.88 m放坡开挖，然后进行支护开挖至坑底。支护开挖采用Φ1 000 mm@1 200 mm 钻孔灌注桩作为围护结构并采用Φ850 mm@600 mm 三轴搅拌桩作为止水帷幕。支护开挖内支撑共设置3道，第一道为800 mm×1 000 mm 混凝土支撑；第二道与第三道均为直径609 mm、壁厚16 mm的钢管支撑，混凝土支撑间距为8 m，钢支撑间距为4 m。基坑坑底被动区采用水泥土搅拌桩裙边加固措施，加固区域宽度6.25 m。场地区域土层简化为水平分布，自上而下分为4层

土：第1层为②₁粉质黏土层，层厚5.4 m；第2层为②₃粉土层，层厚5 m；第3层为②₄淤泥质粉质黏土层，层厚9.8 m；第4层为③₁粉质黏土层，层厚24.8 m。

单位：mm

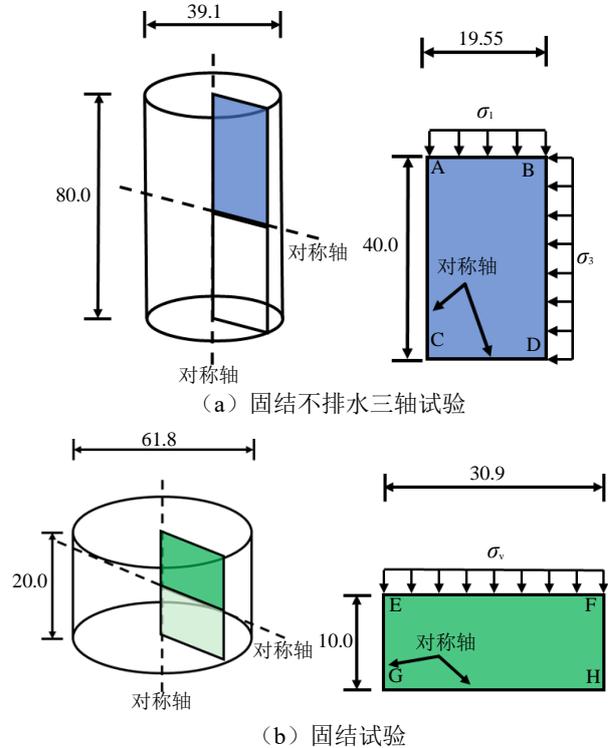


图6 室内试验数值模型示意图

Fig. 6 Schematic of the numerical model of laboratory test

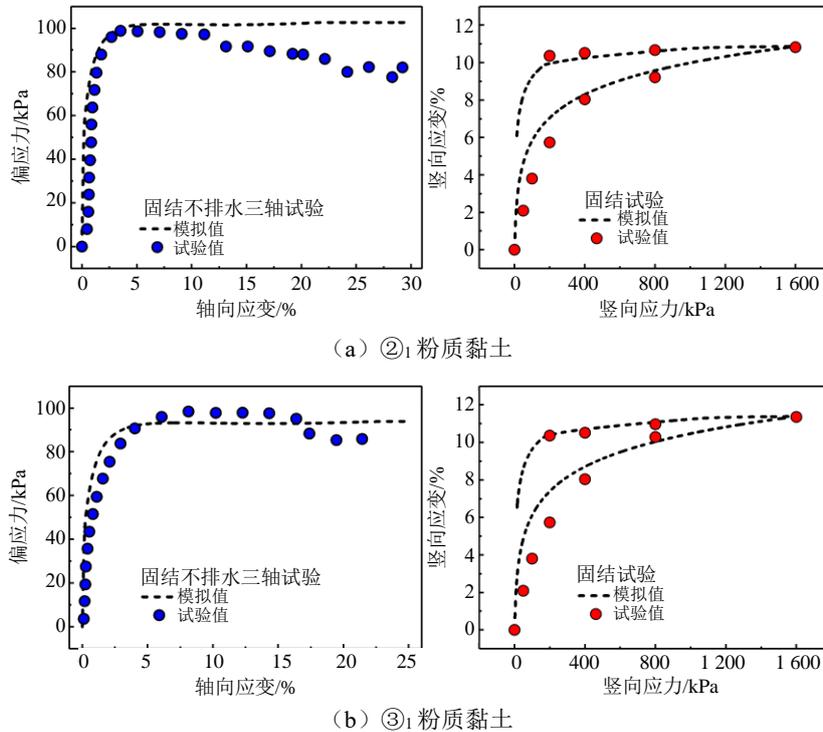


图7 室内试验结果与有限元模拟结果对比

Fig. 7 Comparison between laboratory test and numerical simulation results

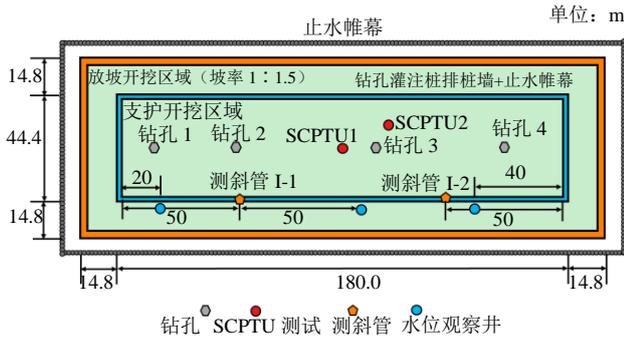


图 8 临时大堤基坑平面图
Fig. 8 Plane view of the excavation

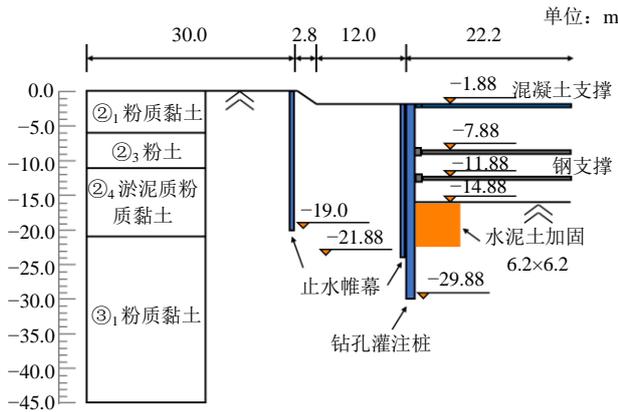


图 9 临时大堤基坑典型剖面图
Fig. 9 Typical profile of excavation

采用 Plaxis 3D 软件对太湖隧道临时大堤基坑进行建模。考虑对称性, 仅仅取基坑一半进行分析。模型长 300 m, 宽 90 m, 深 45 m, 开挖深度 14.88 m, 如图 10 所示。模型边界条件为: 四周边界约束水平向位移, 底面边界约束所有方向位移, 顶面边界位移自由。整个模型被划分为 42 187 个单元。土体采用十节点四面体单元模拟, 排桩围护结构采用板单元模拟, 混凝土支撑采用梁单元模拟, 钢支撑采用锚定杆单元模拟, 结构与土的弹塑性接触采用 Plaxis 自带界面单元模拟。排桩围护结构刚度采用等效抗弯刚度原则换算为板的抗弯刚度。基坑开挖前先将地下水水位降低至开挖面以下 8.5 m, 然后逐级降水开挖, 每次开挖时, 需要将水位降低至开挖面以下 0.5 m。由于止水帷幕插入坑底隔水层, 基坑坑内开挖降水只影响坑内水位。

图 11 展示了基坑开挖完成后排桩围护结构水平位移模拟值和实测值对比。围护结构水平位移由测斜管测量, 测斜管位置见图 8。从图 11 中可以看出, 排桩围护结构最大水平位移发生在地表以下 12.5 m, 约为 0.8 倍开挖深度, 排桩围护结构最大水平位移约为 3.4 cm, 约为 0.22% 倍开挖深度。排桩围护结构水平位移模拟值和实测值较为吻合, 验证

了数值模型及参数的合理性。对于测斜管 I-1, 当基坑开挖完成后, 数值模拟低估了 0~12 m 深度范围内的土体水平位移, 高估了 26 m 以下范围内的土体位移。测斜管 I-2 测量值较为离散, 当基坑开挖完成后, 数值模拟高估了 0~10 m 深度范围内的土体水平位移。

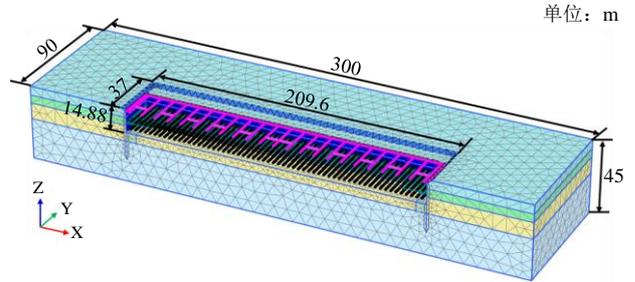


图 10 临时大堤基坑三维数值模型
Fig. 10 Three-dimensional numerical model of the excavation

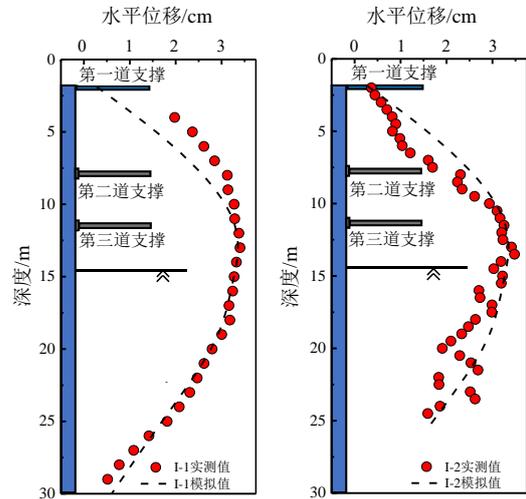


图 11 围护结构水平位移模拟值和实测值对比
Fig. 11 Comparison between measured and simulated lateral wall movements

4 结 论

传统的 HSS 模型参数通过室内试验确定, 存在取样扰动及土样代表性差等问题。本文基于地震波孔压静力触探 (SCPTU) 测试, 提出了基于 SCPTU 测试的土体 HSS 模型参数取值方法。SCPTU 测试在土体原位状态下进行, 因此, 该方法能够克服室内试验存在的缺陷。将该方法应用于太湖隧道基坑工程中, 通过在基坑开挖前进行的 SCPTU 测试, 获取了土体的 HSS 模型参数, 并且采用该参数模拟了土体的固结不排水三轴试验、固结试验以及基坑开挖引起的围护结构变形。结果表明: 数值模拟获取的土体固结不排水三轴

试验及固结试验应力-应变曲线与实测值较为吻合, 基坑开挖完成后围护结构水平位移实测值与模拟值也较为一致, 表明了基于 SCPTU 测试的土体 HSS 模型参数确定方法的适用性。基于 SCPTU 测试的 HSS 模型参数确定方法为 HSS 模型参数获取提供了新途径。

参考文献

- [1] 郑刚, 朱合华, 刘新荣, 等. 基坑工程与地下工程安全及环境影响控制[J]. 土木工程学报, 2016, 49(6): 1-24.
ZHENG Gang, ZHU He-hua, LIU Xin-rong, et al. Control of safety of deep excavations and underground engineering and its impact on surrounding environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(6): 1-24.
- [2] 郑刚. 软土地区基坑工程变形控制方法及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2022, 44(1): 1-36, 201.
ZHENG Gang. Method and application of deformation control of excavations in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44(1): 1-36, 201.
- [3] ZHANG W G, ZHANG R H, WANG W, et al. A Multivariate Adaptive Regression Splines model for determining horizontal wall deflection envelope for braced excavations in clays[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 84: 461-471.
- [4] DAN K, SAHU R B. Estimation of ground movement and wall deflection in braced excavation by minimum potential energy approach[J]. International Journal of Geomechanics, 2018, 18(7): 4018068.
- [5] MU L L, HUANG M S. Small strain based method for predicting three-dimensional soil displacements induced by braced excavation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 52: 12-22.
- [6] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 第二版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavation Engineering Manual[M]. Second Edition. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [7] 徐中华, 王卫东. 敏感环境下基坑数值分析中土体本构模型的选择[J]. 岩土力学, 2010, 31(1): 258-264, 326.
XU Zhong-hua, WANG Wei-dong. Selection of soil constitutive models for numerical analysis of deep excavations in close proximity to sensitive properties[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(1): 258-264, 326.
- [8] 崔激, 王宁, 宋慧芳. 基于修正硬化模型的软土深基坑变形数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊2): 4041-4047.
CUI Wei, WANG Ning, SONG Hui-fang. Deformation numerical analysis of deep excavation in soft soil based on modified hardening model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S2): 4041-4047.
- [9] BURLAND J B. Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful"—the stiffness of soils at small strains[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(4): 499-516.
- [10] BLAKER Ø, DEGROOT D J. Intact, disturbed, and reconstituted undrained shear behavior of low-plasticity natural silt[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020, 146(8): 4020062.
- [11] LIM G T, PINEDA J, BOUKPETI N, et al. Effects of sampling disturbance in geotechnical design[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2019, 56(2): 275-289.
- [12] HSIUNG B C B, YANG K H, AILA W, et al. Evaluation of the wall deflections of a deep excavation in Central Jakarta using three-dimensional modeling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 72: 84-96.
- [13] DI MARIANO A, AMOROSO S, ARROYO M, et al. SDMT-based numerical analyses of deep excavation in soft soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, 145(1): 4018102.
- [14] MURPHY G, IGOE D, DOHERTY P, et al. 3D FEM approach for laterally loaded monopile design[J]. Computers and Geotechnics, 2018, 100: 76-83.
- [15] OUYANG Z K, MAYNE P W. Modified NTH method for assessing effective friction angle of normally consolidated and overconsolidated clays from piezocone tests[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, 145(10): 04019067.
- [16] MAYNE P W. Cone Penetrating Testing[M]. Washington, D. C.: Transportation Research Board, 2007.
- [17] BENZ T, VERMEER P A, SCHWAB R. A small-strain overlay model[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2009, 33(1): 25-44.

- [18] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. The hardening soil model: formulation and verification[M]//BRINKGREVE R B J. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. London: Routledge, 2019: 281-296.
- [19] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972, 98(7): 667-692.
- [20] CLAYTON C R I. Stiffness at small strain: research and practice[J]. Géotechnique, 2011, 61(1): 5-37.
- [21] SENNESET K, SANDVEN R, JANBU N. Evaluation of soil parameters from piezocone tests[J]. Transportation Research Record, 1989, 1235: 24-37.
- [22] MESRI G, ABDEL-GHAFFAR M E M. Cohesion intercept in effective stress-stability analysis[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 119(8): 1229-1249.
- [23] 刘松玉, 蔡国军, 童立元. 现代多功能 CPTU 技术理论与工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2013.
LIU Song-yu, CAI Guo-jun, TONG Li-yuan. Theory and Engineering Application of Modern Multifunctional CPTU Technology[M]. Beijing: Science Press, 2013.
- [24] BRINKGREVE R B J, SWOLFS W M, ENGIN E. Plaxis Introductory: Student Pack and Tutorial Manual 2010[M]. Boca Raton: CRC Press Inc., 2011.
- [25] ROBERTSON P, CABAL K. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering[M]. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2010.
- [26] MAYNE P W. Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts[J]. Soils and Foundations, 1991, 31(2): 65-76.

专栏主持人 刘松玉



东南大学首席教授、博士、博士生导师; 全国创新争先奖获得者、国家级人才计划入选者; 现任东南大学岩土工程学科首席科学家, 东南大学城市地下空间研究中心主任, 江苏省城市地下空间与环境安全重点实验室主任。长期致力于软弱地基原位测试与加固技术研究。