

静力触探锥头阻力的近似理论与实验研究进展*

崔新壮 丁 桦

中国科学院力学研究所, 北京 100080

摘 要 锥头阻力在静力触探试验中扮演着十分重要的角色. 从不同角度, 对触探中锥头阻力的研究进行简要阐述, 对承载力理论、空洞膨胀理论、应变路径法及运动点位错法等几种理论分析方法进行了回顾. 另外, 对数值分析和实验研究的进展情况进行了叙述. 并对各种方法的适用性进行了比较. 承载力理论虽然简单, 但忽略了土的压缩性和探杆周围初始应力的增加, 所以不能精确地模拟锥头的深层贯入. 空洞膨胀理论提供了一个分析锥头阻力的简单而较精确的方法, 它考虑了土的压缩性(或膨胀性)和锥头贯入过程中锥杆周围应力增加的影响. 但这种方法是将锥头贯入与空洞膨胀之间做了一个等效模拟, 所以不同的模拟方法, 得到的结果差别较大. 应变路径法能够有效解决饱和粘土中的不排水贯入, 但不适用于砂土. 运动点位错法因为考虑了部分排水, 所以能较好地预测固结系数, 但采用了线弹性分析, 故位错法在其他方面的应用还需要大量的试验验证. 有限元法在处理锥头贯入这类慢慢彻问题时缺乏一种很好的处理技术, 导致它在进行破坏荷载计算时有显著的误差和数值计算困难. 标定槽试验将在验证和建立锥头阻力与土的性能关系方面继续起到一个重要作用, 但其结果需经过校正后才可应用到现场. 最后对该领域的研究趋势进行了讨论.

关键词 静力触探, 锥头阻力, 承载力理论, 空洞膨胀理论, 应变路径法, 运动点位错法

1 引言

众所周知, 土作为一种地质材料, 其强度较低, 在取样过程中易受到扰动, 致使室内试验结果与土的实际参数之间有较大出入. 所以原位测试方法是获得土性参数的较准确的方法. 静力触探试验 (static cone penetration test, CPT), 作为一种土工原位测试技术, 它是通过将带有锥头的锥杆匀速贯入土中, 用传感器来测锥头上的阻力 q_c 、锥杆摩擦筒上的侧摩阻力 f_s 及锥头或锥杆上的超孔隙水压力 Δu . 目前, 最普遍采用的一种触探仪是孔压触探仪, 它可以将 3 个力同时测出. 利用测试结果, 可以作土层划分、辨别土性、确定土的物理力学性质及确定基础的承载力等^[1], 并有较高的精度, 而且静力触探测试连续、快速、精度高, 所以成为目前应用最广泛的一种原位测试技术. 在 q_c 、 f_s 、 Δu 三者之中, q_c 的应用最广泛. 如可用熟知的式子 $E = 2q_c$ 来估算土的变形模量, 还可用来确定桩基承载力等^[2~4], 甚至可用来探测边坡体中弱剪切面^[5]. 这些应用无疑是经验性

的, 比较粗略, 但不失为一种简单易行、可靠有效的手段. 正是锥头阻力的实用性及不完备性导致众多学者对它进行研究. 锥头阻力是指锥头单位最大横截面积上的阻力. Yu 等^[6] 曾对锥头阻力的研究进行了简要回顾, 但笔者认为还不够全面, 特别是在试验研究的介绍上. 本文除对 Yu 等^[6] 的总结工作进行介绍以外, 对前人的其它一些重要研究成果和近期的研究进展进行了分析综述.

一般地说, 锥头阻力随贯入的深度增加而增加. 在工程应用中对不同的土, 锥头阻力随贯入深度的增加有不同的规律:

对砂土, q_c 最常用的表达式为

$$q_c = \sigma_{v0} N_q \quad (1)$$

式中 σ_{v0} 为上覆压力, 即土的容重与贯入深度的乘积 γh ; N_q 为对砂土的无量纲锥头阻力系数.

对饱和粘土, q_c 最常用的表达式为^[7]

$$q_c = c_u N_c + \sigma_{v0} \quad (2)$$

收稿日期: 2001-06-17, 修回日期: 2003-10-17

* 国家 973 项目 (2002CB412706) 和中国科学院知识创新重点方向 (KJJCX2-SW-L1-2) 资助项目

式中 c_u 为粘土的不排水抗剪强度, N_c 为对粘土的无量纲锥头阻力系数。

对锥头阻力的研究, 主要集中在对 N_q 、 N_c 两个无量纲数的研究上。

需要指出的是: 对砂土, 存在“临界深度”现象, 即当贯入到一定深度时, 贯入阻力将不再增加。

下面将从理论分析、数值计算、试验研究 3 个方面对锥头阻力的研究进行简要而系统地回顾。

2 理论分析

锥头贯入到土中, 土的变形及破坏过程非常复杂。若把贯入过程看成是准静态的, 整个问题的解应满足平衡方程、几何方程(大变形)、力与位移边界条件以及土的本构关系(包括屈服准则、破坏准则、流动法则及硬化规律等)。锥头阻力可用表示为

$$q_c = \frac{\int_{\Sigma} f(\sigma, \alpha, \mu) ds}{A} \quad (3)$$

式中 Σ 表示锥头表面; α 表示锥角; μ 表示锥面摩擦系数; A 为锥头的最大横截面积。

但是, 影响锥头阻力的因素很多, 如土的刚度及可压缩性等, 而且现存的本构关系也不能精确地反映真实土的特性。所以要得到精确解非常困难, 只能做一些近似的理论分析。目前, 主要的近似理论方法有: 承载力理论(bearing capacity theory), 运动点位错方法(moving point dislocation method), 空洞膨胀理论(cavity expansion theory), 应变路径法(strain path method)。它们有的不考虑某些约束方程或条件, 或对某些方程或条件只能近似满足。如承载力理论中的极限平衡法只考虑了破坏土体的整体平衡, 并不满足每点处力的平衡, 而且不考虑土的变形; 滑移线法同样不考虑土的变形; 空洞膨胀理论将锥头的贯入近似为空洞的膨胀, 实际上是对运动边界条件作了近似; 而运动点位错法将土体看成是弹性的; 应变路径法只能近似解决饱和纯粘土情形。

因为砂土的渗透系数比粘土的要大得多, 贯入过程可视为完全排水的, 故所有的理论方法均未考虑砂土是否饱和。但粘土则不一样, 所有理论只适用于饱和粘土, 其中运动点位错法将锥头贯入过程中饱和粘土的部分排水考虑了进去, 但其他几种理论方法都认为锥头贯入过程中土是不排水、不可压缩的。下面将对这些理论分析方法进行简要叙述。

2.1 承载力理论

该理论假设锥头阻力 q_c 与土中强化环状基础的破坏荷载相等, 采用了极限平衡与滑移线两种方法来

对锥头阻力进行分析^[6]。文献[6]对粘土与砂土锥头阻力的几种承载力理论解作了汇总。

极限平衡法首先假定一种破坏机制, 然后对土体进行整体平衡分析, 得到破坏载荷。该法由于简单而被广泛应用于土力学中。但是它完全忽略了土的应力-应变行为, 而且为了把对楔的分析结果用于锥, 大多都需要一个形状因子。图 1 所示为分析贯入问题

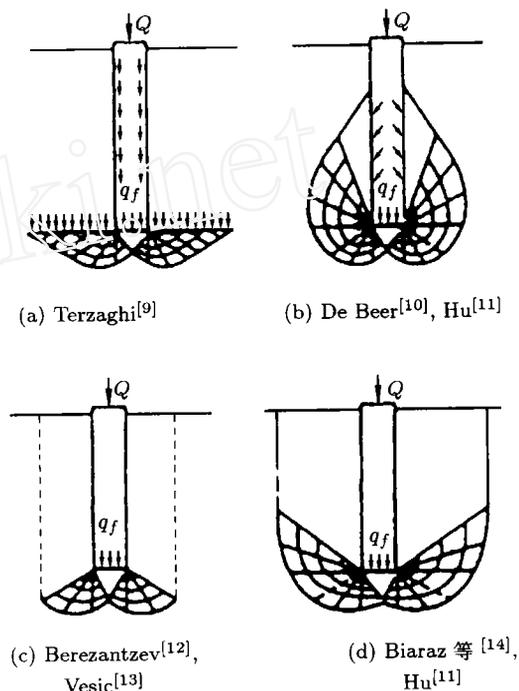


图 1 深贯入的假设破坏机制^[8]

的几种破坏机制^[8], 图 1 中的网络为一系列假想的破坏面, 对求解并不起作用, 求解时, 只需对破坏区域进行整体受力分析。这几种破坏机制反映了锥头深贯入过程中塑性区的形状及研究者对该问题处理方法的不同。Terzaghi^[9] 假设极限平衡体的上表面与锥头最大截面齐平, 上覆土重换算成作用于平衡体上表面的面力。其他几种破坏机制有的超过最大截面, 有的低于最大截面, 前者较适用于剪胀的土, 而后者较适用于剪缩的土^[10~14]。极限平衡法中, Janbu 和 Senneset^[15] 的方法较为精确, 因为他们在土体的破坏机制中引入了一个塑性角 β , 以反映土的可压缩性, 如图 2 所示, 图中 σ_v 为破坏面上的法向应力。研究表明, β 从疏松细砂的正值变为密实硬土的负值。对松砂和正常固结粘土, β 在 $(0^\circ \sim 30^\circ)$ 间取值; 而对密砂和超固结粘土, β 在 $(0^\circ \sim -40^\circ)$ 间取值, 甚至超过 -40° 。 β 从正到负的变化表示土体由局部破坏向整体破坏过渡, 由压缩到膨胀过渡。

滑移线法中, 将平衡方程与屈服准则联立给出土体的一组表征塑性平衡的微分方程, 对平面问题, 如下式

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} &= \gamma \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \text{ctg} \varphi}$$

式中 c, φ 分别为土的粘聚力与内摩擦角, σ_1, σ_3 分别为最大与最小主应力分量.

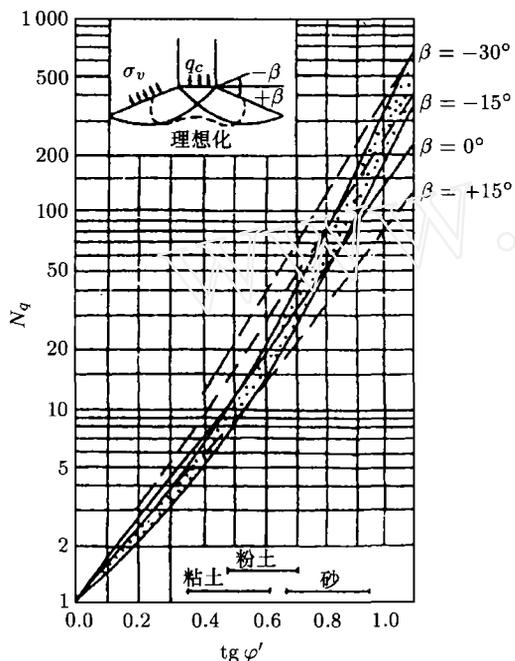


图2 Janbu 和 Senneset 的承载力理论^[15]

由这组方程可得到另外一组以大主应力方向角及平均主应力表示的方程, 这组方程可由滑移线法求解. 最终可画出滑移线网络, 如图 3, 图中 $\delta_1, \delta_2, \omega_1, \omega_2$ 为规定的角度. 通过对滑移线分析可得到破坏载荷, 再乘以一个锥头形状系数, 可

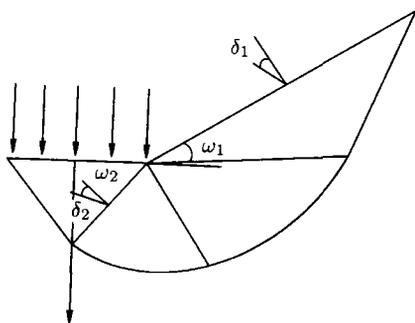


图3 锥头贯入的滑移线网络^[6]

以得到锥头阻力. 与极限平衡法不同的是, 滑移线法得到的应力场在滑移线区域内能够满足屈服准则和平衡方程, 但在区域外的应力分布是未知的. 滑移线法同样忽略了土的应力-应变关系, 只考虑了屈服准

则的不同.

承载力理论的优点是相对简单, 但它最大的缺陷是土的变形被忽略了, 所以不能反映土的刚度和可压缩性对锥头阻力的影响. 而且通过比较发现, 粘土中锥头阻力的承载力理论解比现场实测结果平均低 30% ~ 45%; 而砂土中锥头阻力的承载力理论解与浅贯入时实测结果符合较好^[6].

2.2 运动点位错法

因为运动的正常点位错的行为与锥头的贯入之间存在一致性, 所以 Cleary^[16], Elsworth^[17~19] 等用点位错法对锥头贯入过程中超静孔压的产生、消散及锥头阻力等进行了研究. 运动点位错法适用于饱和土, 在研究超静孔隙水压产生的同时考虑了部分排水, 而其它几种方法假设贯入过程是不排水或完全排水的, 这是运动点位错法的优势. Elsworth^[19] 的研究发现, 在其他参数不变的情况下, 超静孔压产生的速度随贯入速度的增加而增加, 随固结系数的增大而减小, 而触探停止后超静孔压的消散速度恰相反. 在空间上, 无论是孔压的产生还是消散, 任意时刻的孔压等值线都会随贯入速度的增加和固结系数的减小而变得扁平. 超静孔压的这些规律会影响到锥头的贯入阻力.

考虑到部分排水, Elsworth^[19] 用点位错法得到的锥头阻力为

$$q_c = C_V \frac{\mu}{k} \frac{3(1 - \nu_u)}{B(1 + \nu_u)} \quad (5)$$

式中 C_V 为固结系数; B 为 Skempton 孔压系数; μ 为动态黏性系数; ν_u 为不排水泊松比.

在已知超静孔压 Δu 的情况下, 可根据孔压-阻力比 $B_q = \Delta u / q_c$ 来得到 q_c . 当无量纲贯入速度 $U_D = Ur / 2C_V > 10^{-1}$ (U 为贯入速度, r 为锥头的最大半径) 时, $B_q = 1/2$; 当 $U_D < 10^{-1}$ 时, $B_q = 5Ur / 8C_V$.

Elsworth^[19] 曾用运动点位错法的结果来预测固结系数, 发现与现场实测值有较好的符合. 但是运动点位错法还存在严重的不足, 因为它假设土是弹性的; 而且点位错与锥头贯入也是有区别的, 因为点位错是没有尺寸的, 被简化为一点. 所以运动点位错法还有待于进一步发展.

2.3 空洞膨胀理论

空洞膨胀与锥的贯入之间的相似性首先由 Bishop 等^[20] 提出的, 因为他们观察到: 在弹塑性介质中产生一个深孔所要求的压力与在相同情形下扩展一个相同体积的空洞所需的压力相等. 用空洞膨胀理论对锥头阻力进行预测需要做两步工作:

(1) 求出土中空洞膨胀的理论极限压力 (分析的或数值的);

(2) 建立空洞膨胀极限压力与锥头阻力之间的关系.

空洞膨胀理论一般是通过 3 组基本方程 (平衡方程、几何方程及本构关系), 配以破坏准则及边界条件来求解的. 由于本构模型愈来愈能反映真实情况, 在发展粘土和砂土中精确的空洞膨胀解方面得到了很大进展, 如 Vesic^[21], Carter 等^[22], Yu 和 Houlsby^[23], Collins 等^[24], Salgado^[25], Collins 和 Yu^[26], Salgado 等^[27], Chang 等^[28], Cudmani 等^[29] 在这方面都做出了突出的贡献. 同时, 也提出了一些半经验的锥头阻力与空洞膨胀极限压力之间的关系, 其中几种关系列于图 4, 图中各符号为已知或待求的参数. 通过用现存的土的本构模型 (如线弹性模型、理想弹塑性模型及剑桥模型等) 进行分析, 空洞膨胀理论能够反映不同的应力 - 应变关系的影响.

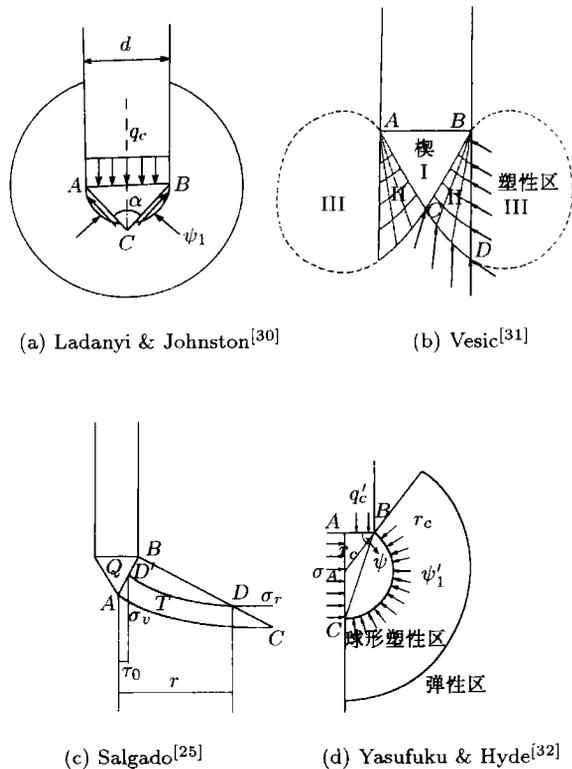


图 4 锥头阻力与空洞极限压力的假设关系

饱和粘土的锥头阻力系数随刚度指数 $I_r = G/c_u$ (G 为剪切模量, c_u 为不排水抗剪强度) 的增大而增大. 而对砂土, 锥头阻力系数除随刚度指数的增大而增大外, 还与反映砂土可压缩性的塑性区内平均体积应变 $\bar{\varepsilon}_v^p$ 有关, 因为砂土不像饱和粘土 (因渗透系数小假设是不排水的), 砂土在贯入过程中有排水, 所以应考虑体积应变. 许多研究发现, 锥头阻力随 $\bar{\varepsilon}_v^p$ 的增大而减小, 如 Robertson^[33], Chen 和 Juang 等^[34] 的研究. 为反映砂土的刚度及可压缩性的综合影响,

Vesic^[21] 引入了简化刚度指数 $I_{rr} = I_r / (1 + \bar{\varepsilon}_v^p I_r)$, 砂土的锥头阻力系数随 I_{rr} 的增大而增大. 假设塑性区域为 Ω , 若忽略弹性变形, 则排开的总体积 $V = \int_{\Omega} \bar{\varepsilon}_v^p dv = \Delta\Omega$, $\Omega = V / \bar{\varepsilon}_v^p$. 而贯入过程中, 排开的总体积 V (等于锥头体积) 是不变的. 所以在 I_r 一定的情况下, 随着 I_{rr} 增大, 即锥头阻力增大, $\bar{\varepsilon}_v^p$ 会减小, 这意味着贯入对土体影响区域 Ω 增大.

空洞膨胀理论分球形膨胀与圆柱形膨胀两种基本分析方法. Al-Awkati^[35] 曾指出静力触探试验中膨胀空洞的形状既不是球形又不是圆柱形. 通过大型砂土的标定槽试验, 对由圆柱形空洞膨胀理论得到的锥头系数 N_q 进行了修正: $N_q^* = N_q^{1.9}$. 然而 Vesic^[31] 认为用球形空洞膨胀理论进行锥头阻力的预测已经足够精确. Mitchell 和 Keaveny^[36] 指出对 $I_{rr} < 250$ 的砂, 球形空洞膨胀理论比较适用; 而对 $I_{rr} > 250$ 的砂, 圆柱形空洞膨胀理论较适用.

另外, Baligh^[37] 在用空洞膨胀理论求解锥头阻力时, 已将内摩擦角 φ 随深度的变化效应考虑进去. 他假设土的破坏包络线是弯曲 (外凸) 的, 这使得在深贯入时锥头阻力增加速度变慢. 但这并不能解释“临界深度”现象. Su 等^[38] 考察了粘土强度的各向异性对球形空洞膨胀解的影响, 发现当土的刚度较低时, 强度各向异性对锥头系数有较大影响, 但这种影响不会超过 15%.

空洞膨胀理论既考虑了贯入过程中土的弹性变形, 又考虑了塑性变形, 并且它至少可以近似考虑贯入过程对初始应力状态的影响和锥头周围应力主轴的旋转. 所以, 空洞膨胀理论较承载力理论应该更能反映实际情况. 而且通过比较发现, 对粘土, 在诸多空洞膨胀理论解中, Yu^[39] 的结果与现场实测结果最接近, 相差不超过 3%; 对砂土, Ladanyi 和 Johnston^[30] 的承载力理论与 Collins 等^[40] 的空洞膨胀理论联立得到的解与试验结果符合得较好^[6].

2.4 应变路径法

应变路径法是由 Baligh 等经过 10 多年研究于 1985 年正式提出来的, 对解决饱和粘土的深基础和深贯入问题特别有效^[41]. 随后, Houlsby 等^[42], Teh^[43], Whittle^[44], Yu 等^[45] 及 Gill 等^[46] 都用应变路径法对锥头阻力进行过研究^[6]. 文献^[6] 列出了几个用应变路径法得到的饱和粘土中锥头阻力解. 在各向同性均质土中, 应变路径法将锥头的贯入看作是土绕相对固定不动的锥头的定常流问题来处理. 所谓定常状态, 是指从锥头看, 土中的流场不变的状态. 该方法假设土的应变场不受剪切强度及应力分布的影响. 构造流场主要有两种分析方法: Rankine 法和保角映射法. 其中 Rankine 法是将平行流和一系

列源和汇叠加而形成的, 所得流场的有效性需通过试验验证. 图 5 为 Tumay^[47] 得到的 60° 锥贯入时引起的流场, 表明锥下方的土有向下方运动的趋势, 而锥面处则向侧方外挤, 再折向上^[1].

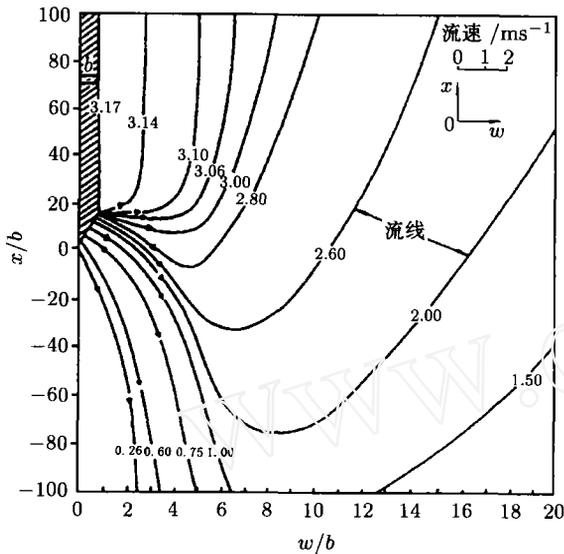


图 5 Tumay 的流线图^[47]

应变路径法求解锥头贯入时锥周土的位移、应变、应力和孔压的步骤如下:

- (1) 估算初始应力 σ_{ij}^0 和初始孔压 u_0 ;
- (2) 由体积 (质量) 守恒和边界条件, 估算速度场 V_i ;
- (3) 沿流线积分 V_i 得位移场;
- (4) 沿流线微分 V_i 得应变率 $\dot{\epsilon}_{ij}$;
- (5) 沿不同流线积分 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 得应变 ϵ_{ij} ;
- (6) 根据不同的本构模型计算有效应力 σ'_{ij} , 分两种方法: (a) 采用有效应力 - 应变关系; (b) 先根据偏应力 - 应变关系求偏应力 s_{ij} ; 再根据剪切引起的孔压 u_s 与应变关系求 u_s ; 最后得

$$\begin{aligned} \sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u = \\ s_{ij} + \sigma_{oct}\delta_{ij} - (\sigma_{oct}\delta_{ij} + u_s\delta_{ij}) = \\ s_{ij} - u_s\delta_{ij} \end{aligned}$$

其中 u 为总孔压, $\sigma_{oct} = \frac{1}{3}\sigma_{kk}$;

- (7) 由平衡方程 $\partial\sigma'_{ij}/\partial x_i = -\partial u/\partial x_j$ 求 u ;
- (8) 按有效应力原理求总应力.

Baligh^[41] 的研究还表明静力触探引起的应力水平远大于一般室内试验. 因此, 土的峰后行为对锥周土的应力、孔压有重要影响. 并且由于现有室内试验无法达到这样高的应力水平, 所以这种情形下土的力学性质不太清楚. 另外, 贯入时土中应变不是单向的, 说明有加卸荷发生. 对比室内不排水轴向压缩

试验应变率 $\dot{\epsilon}_{zz} = 0.0005/h$, 贯入产生的应变率非常大, 在锥头直径 74 倍范围内应变率仍大于常规试验, 所以应考虑由此而引发的应变软化等问题. 通过比较发现, Baligh^[41] 由应变路径法得到的锥头阻力系数平均比现场实测结果小 20%^[6].

虽然大多数由应变路径法得到的锥头阻力是基于理想塑性模型, 但计算中要包含应变强化模型也是可能的. 以前, 应变路径法都是用无黏性流体的速度场来计算应变场, 但最近 Gill 等^[46] 用黏性流体的速度场模拟了 60° 锥的深贯入问题, 并且与试验符合得很好. 目前, 应变路径法仅限于饱和粘土的不排水情形, 因为对摩擦型土, 初始流场的估计是很难的. 虽然麻省理工学院在将应变路径法用到砂土方面做了一些工作, 但还有许多研究需要在该领域内展开^[6].

3 数值计算与分析

一些学者用有限元法对触探阻力进行过分析. 主要采用了小变形及大变形分析两种方法.

3.1 小变形分析

小变形分析中, 假设锥头进入一个预先成型的孔中, 但周围的土仍处于它的初始应力状态. 执行一个增量塑性破坏计算, 对应的荷载就假设等于锥头阻力. 这种方法不太符合现实情况, 因为在锥头的贯入过程中, 在锥杆附近, 侧向应力增大了. 锥杆周围的应力变化将导致锥头阻力比用小应变分析得到的更大. Borst 和 Vermeer^[48] 是最早将小应变分析用于锥头贯入问题的学者之一. Griffiths^[49] 曾通过相似分析得到锥头阻力系数为 9.5. 这些分析得到的阻力系数与土的刚度指数无关^[6].

3.2 大变形分析

为了把锥头贯入对初始应力状态的影响考虑进去, 需要进行大变形分析. 因为锥头贯入土中的位移比锥头直径大好多, 故需要一个大的贯入位移去模拟锥杆周围应力的增加. Budhu 和 Wu^[50] 对粘土, Cividini 和 Gioda^[51] 对砂土分别进行了大变形分析. 他们用了零厚度单元去模拟锥与土之间的摩擦界面. 在他们的分析中, 锥土界面的刚度是可以变化的. 另外, Kioussis 等^[52] 也提出了一个大变形分析形式, 并将其应用到粘土静力触探的试验分析中. 正如 van den Berg^[53] 指出的, 当用这些模型时, 在每一计算步后, 必须决定新的边界节点的位置^[6]. 当土锥界面的刚度需要模拟时, 该过程是非常复杂的, 并且整个数值模拟的健全性也是不清楚的.

最近, van den Berg^[53] 用欧拉形式对砂土和粘

土中的静力触探进行了复杂的大应变分析. 分析中, 网格在空间是固定的, 而土通过网格“流动”. van den Berg 的研究表明, 当贯入深度达到了锥头直径的 3 倍时, 就达到了定常状态. 该数值方法考虑了刚度的影响. 通过比较发现, 对刚度指数范围从 50 到 500 的粘土, van den Berg^[53] 的有限元解比实测结果大约 7%^[6].

许多研究已经表明, 当用位移有限元法来分析不可压缩固体 (如不排水粘土) 的行为时, 会出现严重的数值困难. 随着材料可压缩性趋于零, 有限元对应力的模拟精度将骤减 (如: Sloan 和 Randolph^[54], de Borst 和 Vermeer^[55], Yu 等^[39]). 这个问题对不排水粘土中的贯入这类轴对称加载状态尤其明显, 往往反映在计算应力分布的强烈摆动和对破坏荷载的高估. 所以由有限元法得到的锥头阻力的精度是不确定的.

4 标定槽试验 (calibration chamber testing)

由于对土中静力触探进行精确的理论分析存在困难, 许多年来, 大的标定槽已经用来建立触探阻力与土的性能之间的经验关系或进行机理性分析, 并对理论分析进行验证.

通过标定槽得到的触探阻力与土的性能之间的关系非常多, 方法也非常相似, 主要集中在建立与相对密度、摩擦角、状态参数等之间的关系. 例如, Robertson^[33] 为了考察锥头阻力与砂土的相对密度及可压缩性的关系, 将 3 种标定槽试验结果列于图 6

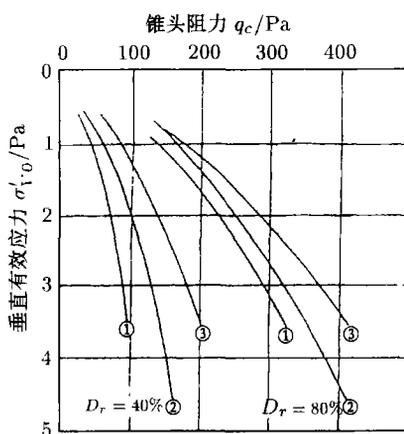


图 6 锥头阻力与相对密度及可压缩性的关系^[33]

中, 图中的 D_r 为相对密度, 曲线①是 Schmertmann^[56] 的试验结果, 用的是高可压缩性的 Hilton 砂; 曲线②是 Baldi 等^[57] 的试验结果, 用的是中等可压缩性的 Ticino 砂; 曲线③是 Villet 和

Mitchell^[58] 的试验结果, 用的是低可压缩性的 Manton 砂. 由比较可知, 锥头阻力随相对密度 (或内摩擦角) 的增大而增大, 随可压缩性增大而减小, 与前述理论研究结果是一致的. 一般情况下, 砂颗粒的光滑度越好, 可压缩性越小.

4.1 “临界深度”现象

Kerisel^[59] 通过在大型标定槽中对砂土进行触探试验, 发现当贯入到一定深度时锥头阻力将不再增加或增加缓慢, 如图 7 所示. 该深度称为临界深度, 对应

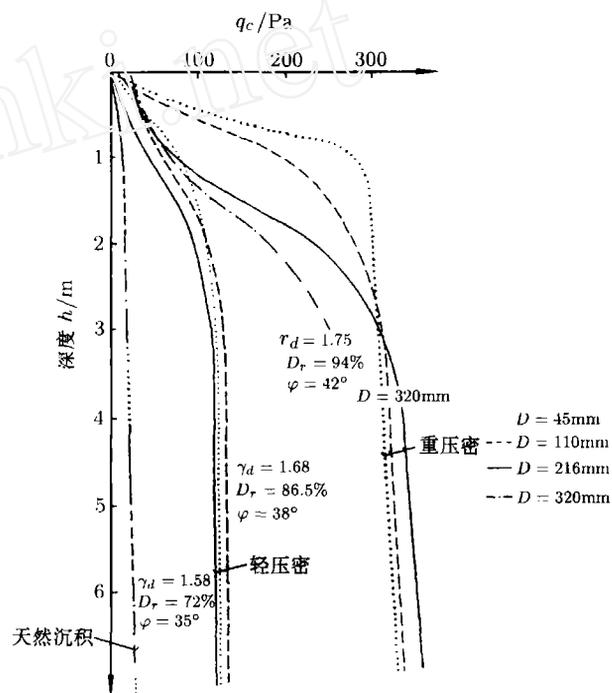


图 7 Kerisel 的试验^[59]

的锥头阻力称为极限阻力. 图 7 中 D 为锥头直径, γ_d 为砂的干容重. 砂的密度越大, 锥头的直径越大, 则临界深度越大. 松砂中, 临界深度往往为 10 倍的锥径, 而中密砂为 30 倍锥径, 密砂会更大. 在饱和砂中的临界深度将较干砂中的大. 而极限阻力只与砂的初始密度有关, 与锥头直径关系不大, 而且砂的饱和与否也基本不影响极限阻力的大小. 随后, 法国的 Panet^[60], Biarez^[61], Foray^[62], Tchong^[63] 等, 美国的 Vesic^[64], 加拿大的 Meyerhof^[65] 通过试验也证明了上述的结论. 目前, 理论分析还不能解释临界深度现象. 破坏包络线的弯曲性只能使锥头阻力的增加速度逐渐减慢, 而不能解释在某深度处锥头阻力会发生质的变化. 法国的 Grenoble 大学利用三轴剪切试验结果对临界深度现象进行了解释. 根据砂土的三轴剪切试验发现, 轴向变形很大后, 砂的密度达到一稳定值, 这一稳定密度与试样的初始密度无关, 而与周围压力 σ_3 成正比. 这种稳定密度标志着土样内所有

各点都达到了完全塑性状态, 该密度称之为临界密度 D_{Rc} . 以临界密度为纵坐标, 相应的围压为横坐标, 将一系列的试验结果绘在一张图上, 如图 8 所示, 该图称为临界图. 临界图的含义是: 给定初始密度 D_{Rc} 的情况下, 当临界图上与其对应的围压 p_c 大于实际围压时, 则土样达到塑性状态时将发生剪胀现象. 反之, 则为压缩. 利用上述研究, 可以定性解释临界深度现象. 锥头开始压入土中时, 围压较小, 锥头的贯入主要是通过土的剪胀来实现的; 随着锥头贯入深度的增加, 土会出现压缩, 而且压缩区逐渐扩大. 贯入深度到达一定值时, 压缩区的几何形状保持不变, 锥头阻力也趋于稳定 [66].

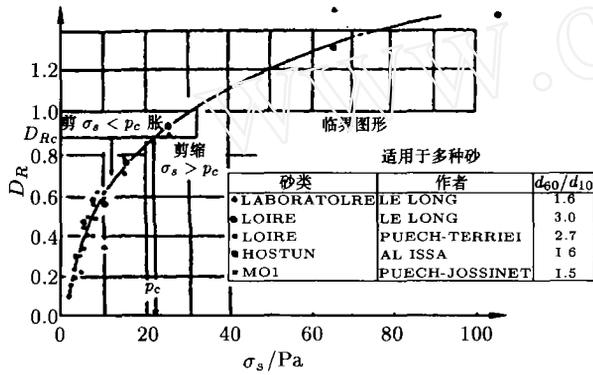


图 8

通过试验发现, 临界深度与极限阻力有如下经验

关系

$$h_{cr} = 25\sqrt{D} \left(1 + \frac{q_{cl}}{10500} \right) \quad (6)$$

式中 h_{cr} 为临界深度, cm; D 为锥头直径, cm; q_{cl} 为极限阻力, Pa.

但上式不满足量纲要求. 魏杰通过试验也提出了一个半经验公式 [67].

$$h_{cr} = F(\varphi) D \frac{4 \sin \varphi}{1+5 \sin \varphi} (q_{cl}/\gamma)^{\frac{1+\sin \varphi}{1+5 \sin \varphi}} \quad (7)$$

式中 $F(\varphi)$ 为 φ 的函数; γ 为土的容重.

上式满足量纲要求, 但还需要大量的试验验证.

4.2 贯入机理实验

为了得到静力触探时土中的位移、应变或应力, Robinsky 和 Morrison [68], Randolph 等 [69], Davidson [70], Gupta [71], Steenfelt 等 [72], Clark 和 Meyerhof [73], Arthur 和 Phillips [74] 以及中国的俞季民和魏杰 [75] 都做了一些试验性研究工作. 为了测土颗粒的位移, Gupta 采用了立体照相技术, 而 Steenfelt 等、Arthur 和 Phillips 的试验都采用了放射线照相技术. 不同的是, 为达试验目的, 前者在粘土中布设了铅丝, 而后者每隔 10 mm 布设一个铅弹. Clark 和 Meyerhof 用的是位移传感器, 而俞季民等是在砂土中布置了大头针尖. 在土中埋设传感器或多或少地对土的变形产生影响, 所以, 通过比较, 立体照相

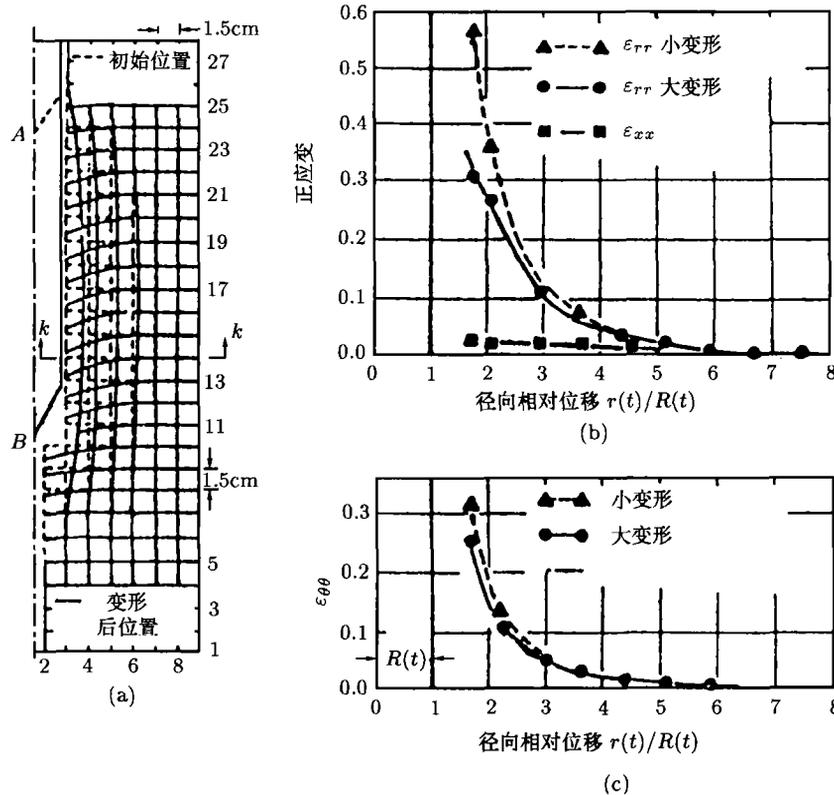


图 9 Gupta 的试验结果 [71]

技术是较好的,它不需要在土中埋设任何部件,而且其测试误差不超过 7%。

图 9(a) 为 Gupta 利用立体照相技术得到的触探仪从初试位置 A 贯入到位置 B 后位移的分布。图中虚线为初始网格线,实线为贯入后的网格线位置。由图可看出,点 A 以上 2 倍锥半径处,点 B 以下 5 倍锥半径及径向 5 倍处位移已非常小,可忽略。由位移推求应变时, Gupta 采用了小变形及大变形两种分析方法,以作比较。图 9(b) 所示为图 9(a) 中 $k-k$ 截面上的径向与轴向应变,而图 9(c) 为对应的环向应变,发现在小于 4 倍的锥半径范围内,两种方法得到的结果相差较大,说明在锥附近变形已经很大。

4.3 标定槽的尺寸效应

由于标定槽尺寸必须是有限的,所以尺寸效应不可避免,致使触探阻力与现场观测到的有所不同。这主要是因为加在标定槽上的边界条件与现场不同。例如,如果柔性边界条件(即加一常压力)用在标定槽

试验中,则在标定槽中测得的触探阻力将比现场相同初始应力状态的土中测得的要小;如果标定槽的侧向边界是刚性的(即零位移),则在标定槽中得到的触探阻力将比现场测得的高。对于砂,标定槽的尺寸效应随砂的相对密度增加而增加,如图 10 所示的 Schnaid 和 Houlsby^[76] 的试验结果,图中 σ_h 及 σ'_h 分别为总的及有效初始水平应力。而且对不同的砂是不一致的。例如, Ghionna^[77] 曾经指出:对 Ticino 砂,当槽锥直径比大于 34 时,锥头阻力系数与标定槽的尺寸相对无关;相比之下,对 Hokksund 砂,尺寸效应较显著。差异可能与 Ticino 砂比 Hokksund 砂更具压缩性有关系。随着标定槽的尺寸与边界条件的不同,标定槽和现场测得的触探阻力有显著的不同,所以必须加以校正。近几年,评估标定槽的尺寸和不同边界条件对所测锥头阻力的影响的方法已取得了重大进展,如 Yu^[78], Schnaid 和 Houlsby^[76], Salgado 等^[27] 的工作。Salgado 等基于空洞膨胀发展的理论提供了衡量标定槽尺寸效应的基础。

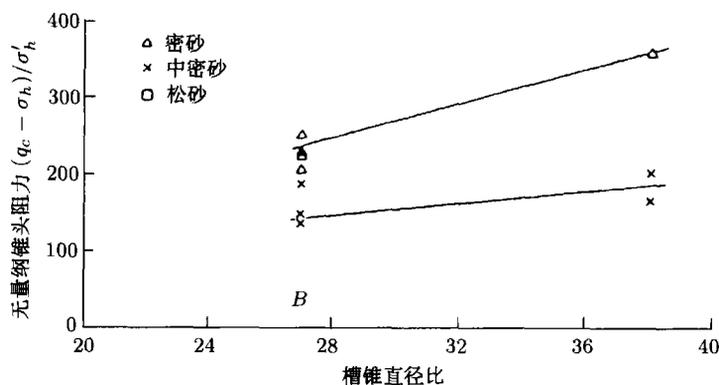


图 10 Schnaid 和 Houlsby 的试验结果^[76]

4.4 微型触探仪触探规律

微型触探仪(MCPT)与大型触探仪的根本区别是锥头小,一般靠人力就可贯入。由于尺寸效应等原因,对微型触探仪,不能照搬大型触探仪的触探规律。而且,无论在实验还是应用方面,目前对微型触探仪及其触探规律的研究相对较少,特别在国内还没人专门对其进行较系统的研究。国外已认识到它的重要性,并做了较多的研究与应用。早在 20 世纪 80 年代中期,挪威土工所的 Rad 等^[79] 就用一种微型触探仪来研究砂中水泥含量对贯入阻力的影响。近年来,对微型触探仪的研究呈上升趋势。Kurup^[80] 研究了一种面向交通工程的电子微型触探仪,所用锥头的最大面积为 2 cm^2 ,并将其现场实测结果与 10 cm^2 的标准锥头的结果进行了比较,发现锥头阻力提高了约 10%,而侧摩阻力及摩阻比分别降低了 12% 与

23%,并根据试验数据建立了锥头阻力系数与土不排水剪切强度的关系。Mohammad 和 Titi 等^[81,82] 曾用 2 cm^2 锥头来研究路基土的回弹模量,并发现与室内实验结果吻合很好。Bolton 等^[83] 还将微型触探仪用在了离心机上。

笔者曾用微型触探仪对重塑粉质粘土进行了一系列触探试验,所用土样含水量介于 9.85% 与 13.85% 之间,均小于其最优含水量 14.2%。图 11 是直径为 12 mm 锥头对应的典型触探曲线。由试验发现,锥头阻力随含水量增大而减小,随压实度增大而增大。而且,与砂土一样,非饱和粉质粘土同样存在临界深度。这可能是因为非饱和粉质粘土像砂土一样,浅贯入时土体剪胀,深贯入时土体被压缩。图 12 所示是在三轴剪切仪上对应围压为 0 及 15 kPa 两种情形下土样的破坏形态,可知土样的破坏机制与围压有重要的

关系。在低围压时,土样会沿局部剪切带发生脆性破坏;而在高围压时,土样首先发生整体压缩,然后发生塑性流动。由此我们可以来近似解释非饱和粘土中“临界深度”现象的出现机制。对所用土样及 12 mm 锥头,极限阻力与临界深度的拟合关系如下

$$\frac{q_{cl}}{c} = -26.98 + 481.5 \frac{h_{cr}\gamma}{c} + 152.27 \operatorname{tg} \varphi \quad (8)$$

式中 φ 为土的内摩擦角; c 为土的黏聚力。

触探曲线直线段可用下式表示

$$q_c = N_c c + N_q \gamma h \quad (9)$$

由试验数据发现, N_c 与 $\operatorname{tg} \varphi$ 成反比, 而 N_q 与 $\operatorname{tg} \varphi$ 成正比, 拟合关系如下

$$N_c = 91.938 - 149.342 \operatorname{tg} \varphi \quad (10)$$

$$N_q = -400 + 2280 \operatorname{tg} \varphi \quad (11)$$

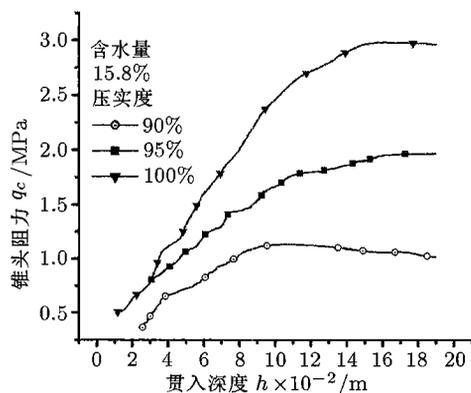


图 11 非饱和粉质粘土中典型的触探曲线

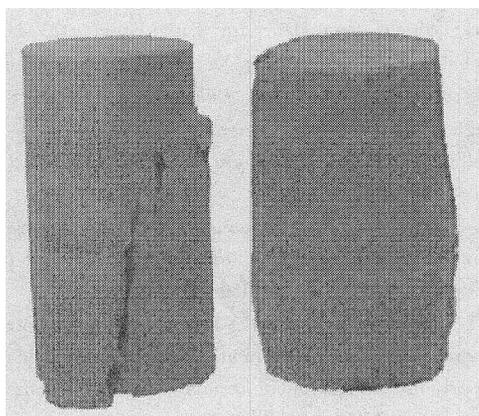


图 12 土样的两种破坏形态

5 结论与展望

根据以上的回顾与比较, 我们知道: 承载力理论忽略了土的压缩性和探杆周围应力增加的影响, 所以

不能精确地模拟锥头的深层贯入, 但它相对简单, 容易被熟悉基础承载力计算的工程师所接受。空洞膨胀理论提供了一个分析锥头阻力的简单而较精确的方法。这是因为它考虑了土的压缩性(或膨胀)和锥头贯入过程中锥杆周围应力增加的影响。空洞膨胀理论对粘土和砂土都适用。但这种方法是将锥头贯入与空洞膨胀之间做了一个等效模拟, 所以不同的模拟方法, 得到的结果差别较大, 其中 Yu 的空洞膨胀理论解与实际符合得最好。应变路径法已经用来成功地分析饱和粘土中的不排水贯入。要将它应用到砂土尽管是可能的, 但进展是缓慢的, 因为没有充分满足平衡方程。运动点位错法因为考虑了部分排水, 所以能较好地预测固结系数, 但因它采用了线弹性分析, 故位错法在其他方面的应用还需要大量的试验验证。有限元法在处理锥头贯入这类缓慢问题缺乏一种很好的处理技术, 导致它在进行破坏荷载计算时有显著的误差和数值计算困难, 所以有限元法不可能提供一个土中锥头阻力的令人满意的结果。标定槽试验将在验证和建立锥头阻力与土的性能关系方面继续起到一个重要作用, 但其结果需经过校正后才可应用到现场。近几年, 在评估标定槽的尺寸效应和微型触探仪触探规律方面取得了一些进展。

目前, 还没有一种理论能够精确地描述锥头贯入的整个过程, 因为涉及土体的大变形、非线性本构、土体裂隙的形成及扩展等若干复杂问题, 即使较为精确的空洞膨胀理论也是将锥头贯入与空洞膨胀之间作了一个等效模拟, 所以对锥头阻力的研究, 还需要在方法上进一步发展。另外, 土力学基础理论如土的本构理论的不完善同样制约着锥头阻力研究的进展。再者, 对非饱和粘土中的一些触探试验规律还没有一个很好的解释, 因为此时贯入机理更复杂, 控制因素更多, 特别是饱和度会对触探规律有很大影响; 对土石混合体, 目前还没人做过锥头阻力的理论或试验研究, 因为这不仅涉及到土与锥头的相互作用, 而且涉及到锥头与石头, 土与石头的相互作用问题, 欲对土石混和体中的触探规律进行研究, 需先搞清锥头、土及石头的相互作用机制。

致谢 本文的工作得到了力学所章根德老师的指导, 并提出了许多宝贵意见, 在此表示谢意。

参考文献

- 1 孟高头. 土体原位测试机理方法及其工程应用. 北京: 地质出版社, 1997. 6~23
- 2 Dove J E, Boxill L E C, Jarrett J B. CPT-based index for evaluating ground improvement. *Geotechnical Special Publication*, 2000, 104: 296~310
- 3 Anderson J B, Townsend F C. SPT and CPT testing for

- evaluating lateral loading of deep foundation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2001, 127(11): 920~925
- 4 Puppala A J, Moalim D. Evaluation of driven pile load capacity using CPT based LCPC and European interpretation methods. *Geotechnical Special Publication*, 2002, 116: 931~943
 - 5 Mahmoud M, Woeller D, Robertson P K. Detection of shear zones in a natural clay slope using the cone penetration test and continuous dynamic sampling. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, 37(3): 652~661
 - 6 Yu H S, Mitchell J K. Analysis of cone resistance: review of methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1998, 124(2): 140~149
 - 7 Robertson P K, Campanella R G. Interpretation of cone penetration tests Part II: clay. *Can Geotech J*, 1983, 20(4): 734~745
 - 8 Durgunoglu H T, Mitchell J K. Static penetration resistance of soils I: Analysis. In: Faleigh N C, ed. Proc ASCE Spec Conf on In Situ Measurement of Soil Properties, New York, ASCE, 1975-01-06-10. 151~171
 - 9 Terzaghi K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1943. 21
 - 10 De Beer E E. Donnée concernant la résistance au cisaillement des ensembles de pénétration en profondeur. *Géotechnique*, 1948, 1(1): 22~40
 - 11 Hu G. Bearing capacity of foundations with overburden shear. *Sols-Soils*, 1965, 2(13): 11~18
 - 12 Berezantzev K, Golubkov. Load bearing capacity and deformation of piled foundations. In: Vesic A S, ed. Proc, 5th Int Conf on Soil Mech and Found Engrg, Paris, 1961-01-15-22. Paris: Presses Universitaires de France, 1961. 1~11
 - 13 Vesic A S. Bearing capacity of deep foundations in sand. *Hwy Res Board Rec*, 1963, 10(3)9: 112~153
 - 14 Biarez J, Burel M, Wack B. Contribution à l'étude de la force portante des fondations. In: Vesic A S, ed. Proc, 5th Int Conf on Soil Mech and Found Engrg, Paris, 1961-05-15-22. Paris: Presses Universitaires de France, 1961. 603~609
 - 15 Janbu N, Senneset K. Effective stress interpretation of in-situ static penetration tests. In: Robertson P K, ed. Proc European Symp. On Penetration Testing, ESOPT I A A Balkema, 1974-12-06-12. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1974. 479~488
 - 16 Cleary M P. Fundamental solutions for fluid-saturated porous solid. *Int J Solids Structures*, 1977, 13(9-A): 785~806
 - 17 Elsworth D. Theory of partially drained piezometer insertion. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1990, 116(6): 899~914
 - 18 Elsworth D. Dislocation analysis of penetration in saturated porous media. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1991, 117(2): 391~408
 - 19 Elsworth D. Analysis of piezocone dissipation data using dislocation methods. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1993, 119(10): 1601~1623
 - 20 Bishop R F, Hill R, Mott N F. The theory of indentation and hardness tests. *Proc, Phys Soc*, 1945, 57: 147~159
 - 21 Vesic A S. Expansion of cavities in infinite soil mass. *J Soil Mech and Found*, ASCE, 1972, 98(3): 265~290
 - 22 Carter J P, Booker J R, Yeung S K. Cavity expansion in cohesive frictional soils. *Géotechnique*, 1986, 41(4): 173~183
 - 23 Yu H S, Houlsby G T. Finite cavity expansion in dilatant soil: loading analysis. *Géotechnique*, 1991, 46(3): 349~353
 - 24 Collins I F, Pender M J, Wang Y. Cavity expansion in sands under drained loading conditions. *Int J Numer and Analytical Methods in Geomech*, 1992, 16: 3~23
 - 25 Salgado R. Analysis of penetration resistance in sands: [dissertation]. Berkeley: University of California, 1993. 1~20
 - 26 Collins I F, Yu H. S. Undrained cavity expansions in critical state soils. *Int J Numer and Analytical Methods in Geomech*, 1996, 20(7): 489~516
 - 27 Salgado R, Mitchell J K, Jamiolkowski M. Cavity expansion and penetration resistance in sand. *J Geotech and Geoenvironmental Engrg*, ASCE, 1997, 123(4): 344~354
 - 28 Chang M F, Teh C I, Cao L F. Undrained cavity expansion in modified Cam clay II: Application to the interpretation of the piezocone test. *Géotechnique*, 2001, 51(4): 335~350
 - 29 Cudmani R, Osinov V A. The cavity expansion problem for the interpretation of cone penetration and pressuremeter tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, 38(3): 622~638
 - 30 Ladanyi B, Johnston G H. Behavior of circular footings and plate anchors embedded in permafrost. *Can Geotech J*, 1974, 11(3): 531~553
 - 31 Vesic A S. Design of pile foundations. Nat Cooperative Hwy Res Program, Synthesis of Hwy Practice 42, Transp Res Board, Washington D C, 1977
 - 32 Yasufuku N, Hyde A F L. Pile end bearing capacity in crushable sands. *Géotechnique*, 1995, 45(4): 663~676
 - 33 Robertson P K, Campanella R G. Interpretation of cone penetration tests. Part I: sand. *Can Geotech J*, 1983, 20(4): 718~733
 - 34 Chen J W, Juang C H. Determination of drained friction angle of sands from CPT. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1996, 122(5): 374~381
 - 35 Al-Awkati Z A. On problems of soil bearing capacity at depth: [dissertation]. Durham: Duke Univ, 1975. 50~55
 - 36 Mitchell J K, Keaveny J M. Determining sand strength by penetrometer. *Geotech Spec Publ*, ASCE, 1986, 6: 823~839
 - 37 Baligh M M. Cavity Expansion in sands with curved envelopes. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1976, 102(GT11): 1131~1146
 - 38 Su S F, Liao H J. Cavity expansion and cone penetration resistance in anisotropic clay. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 2001, 24(6): 659~671
 - 39 Yu H S, Houlsby G T, Burd H J. A novel isoparametric finite element displacement formulation for axisymmetric analysis of nearly incompressible materials. *Int J Numer Methods in Engrg*, 1993, 36(14): 2453~2472
 - 40 Collins I F, Pender M J, Wang Y. Cavity expansion in sands under drained loading conditions. *Int J Numer and Analytical Methods in Geomech*, 1992, (16): 3~23
 - 41 Baligh M M. Strain path method. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1985, 111(9): 1108~1136
 - 42 Houlsby G T, Wheeler A A, Norbury J. Analysis of undrained cone penetration as a steady flow problem. In: Kawamoto Y, Ichikawa Y, eds. Proc, 5th Int Conf on

- Numer Methods in Geomech, Nagoya, 1985-04-07-16. Rotterdam: A A Balkema, 1985. 1767~1773
- 43 Teh C I. An analytical study of the cone penetration test: [dissertation]. Oxford: Oxford University, 1987. 35~40
- 44 Whittle A J. Constitutive modelling for deep penetration problems in clay. In: Owen, Onate, Hinton, eds. Proc, 3rd Int Conf on Computational Plasticity: Fundamentals and Applications, Barcelona, 1992-06-07-15. Swansea: Pineridge Press, 1992. 883~894
- 45 Yu H S, Mitchell J K. Analysis of cone resistance: a review of methods. Internal Rep No. 142.09. 1996, Dept of Civ Engrg, University of Newcastle, Australia
- 46 Gill D R, Lehane B M. Extending the strain path method analogy for modeling penetrometer installation. *International Journal for Numerical and analytical methods in Geomechanics*, 2000, 24(5): 477~487
- 47 Tumay M T, Acar Y, Cekirge M H, Ramesh N. Flow field around cones in steady penetration. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1985, 111(2): 193~204
- 48 de Borst R, Vermeer P A. Finite element analysis of static penetration tests. In: Neth, ed. Proc, 2nd Eur Symp on Penetration Testing, Amsterdam: A A Balkema, 1982. 2: 457~462
- 49 Griffiths D V. Elasto-plastic analysis of deep foundation in cohesive soil. *Int J Numer. and Analytical Methods in Geomech*, 1982, 6(2): 211~218
- 50 Budhu M, Wu C S. Numerical analysis of sampling disturbance in clay soils. *Int J Numer and Analytical Methods in Geomech*, 1991, 16(3): 467~492
- 51 Cividini A, Gioda G. A simplified analysis of pile penetration. In: Swoboda P, ed. Proc, 6th Int Conf Numer Methods in Geomech, Innsbruck, 1988-08-21-09. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1988. 1043~1049
- 52 Kioussis P D, Voyiadjis G Z, Tumay M T. A large strain theory and its application in the analysis of the cone penetration mechanism. *Int J Numer. and Analytical Methods in Geomech*, 1988, 12(1): 45~60
- 53 van den Berg, V. Analysis of soil penetration: [dissertation]. Delft, The Netherlands: Delft University, 1994. 66~78
- 54 Sloan S W, Randolph M F. Numerical prediction of collapse loads using finite element methods. *Int J Numer and Analytical Methods in Geomech*, 1982, 6(1): 47~76
- 55 de Borst R, Vermeer P A. Possibilities and limitation of finite elements for limit analysis. *Géotechnique*, 1984, 34(2): 199~210
- 56 Schmertmann J H. Predicting the q_c/N ratio. Engineering and Industrial Experiment Station. Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, Final Report D-636
- 57 Baldi G, Bellotti R, Ghionna V, Jamiolkowski M, Pasqualini E. Cone resistance of a dry medium sand. In: Brand E K, ed. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981-06-15-19. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1981. 427~432
- 58 Villet W C B, Mitchell J K. Cone resistance, relative density and friction angle. In: Bligh M M, ed. Symposium on Cone penetration Testing and Experience, St Louis, MO, USA. Geotechnical Engineering Division, ASCE, St Louis, 1981-10-07-13. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1981. 178~208
- 59 Kerisel J. Fondations profondes. *AITBTP*, 1962, 3(179): 32~43
- 60 Panet M. E'tude des fondations sur sable en medole se'duit. *AITBTP*, 1972, 13(291): 86~95
- 61 Biarez J. Essais et suggestions pour le calcul de la force portante des pieux en milieu pulve'ulent. *Géotechnique*, 1972, 22(2): 62~74
- 62 Foray P, Puech A. Influence of compressibility on the bearing capacity and rupture of piles in a noncohesive media. *AITBTP*, 1976, 17(339): 1~20
- 63 Tcheng Y. Experimental measures for sandy soils concerning soil pressure and bearing capacity of the piles and pile groups. *AITBTP*, 1975, 16(332): 89~115
- 64 Vesic A S. Ultimate loads and settlements of deep foundation in sand. In: Vesic A S, ed. Symposium of bearing capacity and settlement of foundation, Duke University, Raleigh, 1967-10-06-12. Raleigh: Duke University Press, 1967. 12~25
- 65 Meyerhof G G. Bearing capacity of piles in layeral soils. In: Meyehof G G, ed. Proc 9th ICSMFE, Tokyo, 1977-01-15-21. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1977. 68~74
- 66 唐贤强, 叶启民. 静力触探. 北京: 中国铁道出版社, 1981. 78~80
- 67 魏杰. 砂土静力触探探头阻力增量弹塑性混合解. 水利学报, 1993. 9 (增刊): 23~29
- 68 Robinsky E I, Morrison C F. Sand displacement and compaction around model friction piles. *Can Geotech J*, 1964, 1(2): 81~93
- 69 Randolph M F, Steenfelt J S, Wroth C P. The effect of pile type of design parameters for driven piles. In: Randolph M F, ed. Proc 7th European Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, 1973-07-21-26. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1973. 58~69
- 70 Davidson J L, Boghrat A. Displacements and strains around probes in sand. In: Reese L C, ed. Proceedings of the Conference on Geotechnical Practice in Offshore Engineering, Austin, 1983-06-09-15. New York: ASCE, Geotechnical Engineering Div, 1983. 181~202
- 71 Gupta R C. Finite strain analysis for deep cone penetration. *J Geotech Engrg*, ASCE, 1991, 117(10): 1610~1630
- 72 Steenfelt J S, Randolph M F, Worth C P. Model tests on instrumented piles jacked into clay. In: Brand E K, ed. Proc 10th Int Conf Soil Mech Found Engrg, Stockholm, 1981-06-15-19. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1981. 857~864
- 73 Clark J I, Meyerhof G G. The behavior of piles driven in clay I: An investigation of soil stress and pore water pressure as related to soil properties. *Can Geotech J*, 1972, 9(2): 351~373
- 74 Arthur J R F, Philips A B. Homogeneous and layered sand in triaxial compression. *Géotechnique*, 1975, 25(4): 799~815
- 75 俞季民, 魏杰. 砂土中桩端阻力深度影响机理分析. 岩土工程学报, 1991, 13(5): 46~53
- 76 Schnaid F, Houlsby G T. An assessment of chamber size effect in the calibration of in situ tests in sand. *Géotechnique*, 1991, 41(3): 437~445
- 77 Ghionna V. Influence of chamber size and boundary conditions on the measured cone resistance. Seminar, Cone Pen-

- etration Testing in the Laboratory, University of Southampton, Southampton, UK, 1984
- 78 Yu H S. Cavity expansion theory and its application to the analysis of pressuremeters: [dissertation]. Oxford, U K: Oxford University, 1990: 68~69
- 79 Rad N S, Tumay M T. Effect of cementation on the cone penetration resistance of sand. In: Robertson P K, ed. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Proceedings of In Situ '86, Blacksburg, 1986-11-0915. Rotterdam: A A Balkema Publisher, 1986. 926~948
- 80 Kurup P U. Calibration of a miniature cone penetrometer for highway applications. *Transportation Research Record*, 1998, 1(1614): 8~13
- 81 Mohammad L N, Titi H H, Herath A. Evaluation of resilient modulus of subgrade soil by cone penetration test. *Transportation Research Record*, 1999, 1(1652): 236~245
- 82 Titi H H, Tumay M T. Cone penetration tests at the NGES-Texas A&M University: Clay site. *Geotechnical Special Publication*, 2000, 93: 186~205
- 83 Bolton M D, Gui M W, Garnier J F, et al. Centrifuge cone penetration tests in sand. *Géotechnique*, 1999, 49(4): 543~552

APPROXIMATE THEORITICAL AND EXPERIMENTAL RESEARCH DEVELOPMENT OF CONE PENETRATION RESISTANCE IN STATIC CONE PENETRATION TEST*

CUI Xinzhuang DING Hua

Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China

Abstract Cone resistance plays a very important role in static cone penetration tests. The studies on the cone resistance in static cone penetration tests are discussed briefly. Some theoretical methods - bearing capacity theory, cavity expansion theory, strain path method, moving point dislocation method - are reviewed, together with the developments of numerical analysis and experimental research. At the same time, the applicabilities of various methods are compared. Bearing capacity theory is simple, but it cannot be used to simulate accurately the deep penetration of cone because it ignores the compressibility of soil and the increase of the initial stress around the shaft. Cavity expansion theory is a simple and more accurate method of analyzing cone penetration resistance and it considers the influence of compressibility or expansibility of soil and the increase of the stress around the shaft in the process of cone penetration on the penetration resistance. Because cavity expansion theory uses the expansion of cavity to simulate equivalently the penetration of cone, the results obtained from different simulating methods are different. Strain path method can solve effectively the undrained penetration problem in saturated clay, but it is not applicable to sand. Moving point dislocation method considers drainage in part and can predict consolidation coefficient well, but its other applications remain to be tested because it is an analytic approach of linear elasticity. Finite- element method lacks a suitable technique in dealing with the slow penetration of cone and this results in significant errors and serious difficulties in calculating failure loads. Calibration chamber tests will continue to play an important role in validating and establishing correlations between cone resistance and soil properties, but the results obtained need to be corrected before they are used in field. Finally, some research trends in the field are discussed.

Keywords static cone penetration test, cone resistance, bearing capacity theory, cavity expansion theory, strain path method, moving point dislocation method

* The project supported by the Special Funds for Major State Basic Research Project (2002CB412706) and the Knowledge Innovation Project of Chinese Academy of Sciences (KJCX2-SW-L1-2).