

DOI: 10.11779/CJGE201503015

地基固结和再固结过程中桩基础轴力与沉降计算方法

王 睿¹, 曹 威¹, BRANDENBERG Scott², 张建民¹

(1. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 美国加利福尼亚大学洛杉矶分校土木与环境工程系, 美国 洛杉矶 90095)

摘 要: 在地基固结和液化后再固结过程中, 土体会对桩基础产生负摩阻力。负摩阻力作用下桩基础的轴力和沉降常采用中性面方法计算, 但事实上中性面方法的几个基本假定可能导致计算结果相对实际产生显著偏差。针对地基固结和震后再固结过程中负摩阻力引起的桩基础的轴力和沉降进行研究, 采用随固结过程更新桩土摩擦力峰值的非线性温克尔地基梁方法, 建立相应计算方法。该方法能够充分考虑固结过程对桩基础轴力和最终沉降的影响, 并给出轴力和沉降的变化过程。与离心模型试验对比的结果显示, 在采用合理的固结计算方式的基础上, 该方法能够有效地计算地基固结和震后再固结过程中桩基础的轴力与沉降, 对沉降的计算精度高于传统中性面方法。

关键词: 桩基础; 固结; 轴力; 沉降; 非线性温克尔地基梁

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2015)03 - 0512 - 07

作者简介: 王 睿(1987 -), 男, 博士, 主要从事岩土工程抗震方面研究。E-mail: wangrui_05@mail.thu.edu.cn。

Method for calculating axial force and settlement of pile foundation in consolidating and reconsolidating ground

WANG Rui¹, CAO Wei¹, BRANDENBERG Scott², ZHANG Jian-min¹

(1. State Key Laboratory of Hydroscience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2 University of California,

Department of Civil and Environmental Engineering, Los Angeles 90095, USA)

Abstract: The neutral plane solution has been widely used to estimate downdrag settlements and drag loads mobilized in piles in consolidating soil profiles. However, some of the basic assumptions made by the neutral plane solution may cause the calculated results to significantly deviate from the actual values. A beam on nonlinear Winkler foundation (BNWF) solution, in which the shaft friction capacity is updated as consolidation progresses proportional to the effective stress, is proposed to analyze the axial force and settlement of piles during consolidation and post-earthquake reconsolidation. The proposed method fully considers the effect of consolidation process on the axial force and final settlement of piles. The axial force and downdrag settlement by the proposed BNWF solution is compared with the measured ones from centrifuge tests on piles in both consolidating and reconsolidating ground. The proposed method produces more accurate estimates of pile settlement than the traditional neutral plane solution.

Key words: pile foundation; consolidation; axial force; settlement; BNWF

0 引 言

地基在固结过程中会发生沉降, 对桩基础产生负摩阻力, 使得桩基础受到下拉荷载并产生沉降。对于可液化地基中的桩基础, 震后超静孔压的消散引起地基沉降, 也同样会因负摩阻力作用使桩基础轴力增加并产生沉降。负摩阻力引起的下拉荷载可能造成轴力超过桩基础结构承载力极限, 而沉降则可能使得结构不满足正常使用极限状态^[1]。

自 20 世纪 60 年代末以来, 研究者们通过现场桩基础的测试对固结地基中桩基础的轴力和沉降进行了试验研究^[2-5]。在现场试验观测的基础上, Fellenius

1972 年^[3]发展了如图 1 所示的负摩阻力作用下桩基础轴力和沉降计算的中性面计算方法, 其中中性面是指桩身轴力最大的向下和向上摩擦力过渡的位置。根据受力平衡条件, 可以确定中性面位于图 1 中向下轴向荷载和向上阻力的交点处, 图中 Q_d 为桩顶向下荷载, q_n 为负摩阻力, r_s 为正摩阻力, Q_t 为桩端阻力, Q_{max} 为桩身轴力最大值。由于桩土摩擦力仅需要几毫米相对位移即可充分发挥, 因此在计算中假设向下和向上摩擦力均得到了充分发挥。由于桩相对土体向下运动

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51038007, 51079074)

收稿日期: 2014 - 07 - 16

时桩土摩擦力为正, 向上运动时摩擦力为负, Fellenius 假定中性面处桩基础的沉降等于土体沉降。

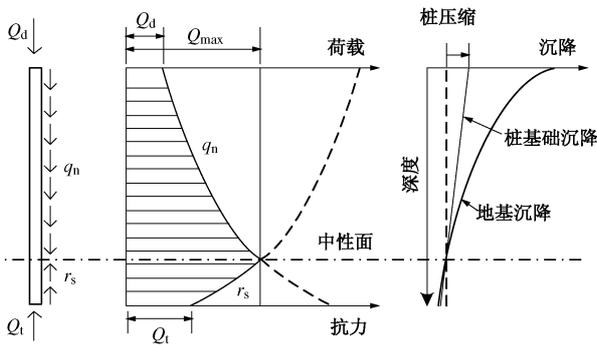


图 1 中性面法计算固结过程中桩基础轴力和沉降示意图^[4]

Fig. 1 Illustration of neutral plane solution^[4]

中性面方法简单明了且物理意义明确, 目前已经被国内外部分指南和规范所推荐^[6-7]。尽管中性面方法在对桩基础负摩阻力作用分析方面具有里程碑式的意义, 但该方法的几个基本假定使得计算与实际可能出现显著偏差, 最明显的一个问题是中性面位置往往并不固定^[8]。

针对这些假定, 近年来部分研究者开始采用有限元等数值方法分析这一问题^[9-11]。其中 Sun 等通过有限元计算发现中性面在固结过程中位置并不固定, 且计算得到的桩基础沉降与中性面方法计算结果并不一致^[12]。Wong 等采用非线性温克尔地基梁模型 (BNWF), 通过 $t-z$ 单元反映桩土的摩擦作用^[13], 但是研究中并未能考虑桩土接触处土体有效应力的变化, 因此忽略了桩身摩擦力和中性面随固结过程的变化。

针对液化后再固结过程中桩基础的轴力和沉降, Strand 利用爆炸引起液化开展了相关现场试验, 再现了地基液化后再固结引起的桩基础轴力和沉降^[14]。试验表明, 液化后土体在再固结过程中会对桩基础产生负摩阻力, 导致桩身轴力增加, 桩基础发生沉降。再固结过程中中性面位置也不固定, 而是发生明显的发生变化。Stringer 等对一系列动力离心模型试验在地震结束后继续测量了地基的孔压以及桩基础的轴力, 结果显示液化后再固结过程中桩基础轴力显著增加, 桩基础会发生沉降^[15]。

针对再固结过程中桩基础的轴力和沉降, Fellenius 等认为仍可以使用传统的中性面方法进行计算。并通过分析认为当中性面位于液化层以下时, 液化后再固结过程对桩基础沉降几乎没有贡献; 当中性面位于液化层以上时, 液化层中摩擦力的丧失会使得桩身轴力重新分布, 引起桩端沉降的增加从而提供更大的端阻力^[16]。但事实上, 再固结过程中由于地基超

静孔压变化幅度很大, 中性面的位置也会发生明显的变化, 这就造成了一个逻辑问题, 即在计算沉降时到底应采用什么时刻的中性面处土体沉降。Boulangier 等通过将再固结过程分成多阶段, 在各阶段中按照中性面方法计算桩基础沉降, 发现最后累加得到的沉降与直接按照中性面方法一次性计算得到的结果差异明显, 由此指出传统中性面方法在计算中性面位置变化情况下桩基础的沉降时存在显著误差^[17]。

1 传统中性面方法存在的关键问题

传统中性面方法 (NPS) 的基本假定认为: 在中性面处桩土摩擦力为零, 桩与土的位移相等。但事实上, 这个基本假定本身存在物理机制上的错误。摩擦力一般定义为两个接触物体有相对运动或相对运动趋势时, 阻碍相对运动或相对运动趋势的力。因此桩和土摩擦力为零的一个必要条件是二者之间没有相对运动, 这种没有相对运动并不是指达到零摩擦力时两者的相对位移为零, 而是指两者的相对速度为零。

以图 2 所示的理想弹塑性摩擦为例解释这一概念。图 2 中土与桩在时刻 1 和时刻 2 摩擦力均为零, 但显然在这一过程中两者的最终相对位移 z 并不为零。通过传统的一维率无关的塑性理论可以很好地解释中性面处桩与土的相对运动机制。

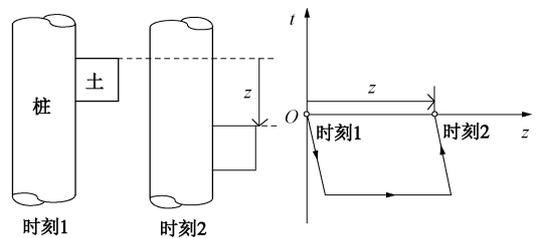


图 2 理想弹塑性条件下桩与土的摩擦行为

Fig. 2 Friction behaviour between soil and pile considering elasto-plasticity

对于假定的理想弹塑性摩擦行为, 若已经发挥的摩擦力为 t_{mob} , 摩擦力峰值为 t_{ult} , 则屈服函数可以定义为 $f = |t_{mob}| - t_{ult}$ 。此时, Kuhn-Tucker 一致性条件为 $\dot{z}_p \text{sign}(t_{mob}) \cdot f = 0$, 其中 \dot{z}_p 为塑性位移率^[18]。在弹性范围内 $f < 0$, Kuhn-Tucker 一致性条件要求 $\dot{z}_p = 0$; 在塑性范围内 $f = 0$ 。将这些弹塑性定义延伸至中性面处的桩土相互作用与相对运动, 中性面处桩与土摩擦力为零, 对应于 $f < 0$ 的弹性范围, Kuhn-Tucker 一致性条件要求此时 $\dot{z}_p = 0$ 。因此, 一维率无关的塑性理论决定在中性面处桩与土的相对位移率 \dot{z}_p 为零, 而不是相对位移 z_p 为零。因此传统中性面方法的基本假定并不正确, 在中性面处桩与土的速度相同, 而不是位移相同。当中性面位置在固结或者再固结过程中发生

变化时，传统中性面方法在计算桩基础沉降时会出现较大的偏差。

另外，传统的中性面方法假定桩土摩擦行为为刚性，这也会在轴力和沉降计算中产生一定误差。

2 考虑固结过程的计算方法

2.1 非线性温克尔地基梁计算方法

在对传统中性面方法在物理机制上存在的问题认识的基础上，利用非线性温克尔地基梁模型(BNWF)，可以建立考虑固结过程影响的负摩擦阻力作用下桩基础轴力和沉降的计算方法，这种方法摒弃了传统中性面方法中存在问题的几个基本假定，正确的反映了桩土之间的摩擦行为。其优势包括：首先，能够满足固结沉降过程中桩基础的动态平衡，从而保证中性面处桩与土速度相同而非位移相同，解决了传统中性面方法中存在的键问题；其次，能够反映固结过程中土体有效应力变化对桩土峰值摩擦力的影响；第三，可以采用更符合桩土接触特性的非线性黏弹塑性本构关系计算桩土摩擦力。该方法的基本框架如图3所示。

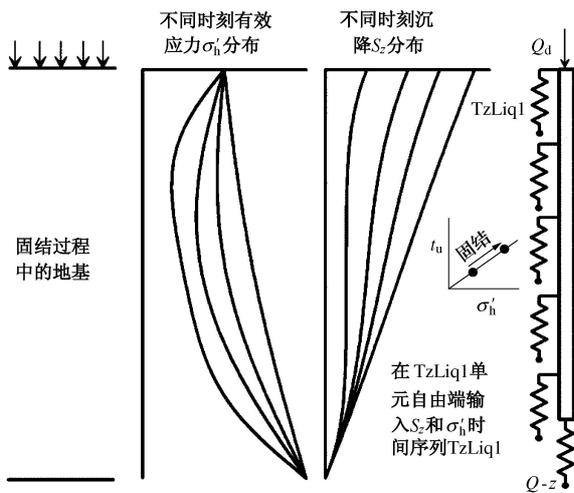


图3 地基固结过程中桩基础轴力和沉降非线性温克尔地基梁计算方法示意图

Fig. 3 Schematic of BNWF method for piles in consolidating ground

采用 OpenSees^[19]中的 TzLiq1 材料模型和一维无长度 (ZeroLength) 单元模拟桩土的摩擦作用，并使用梁柱单元反映桩基础的结构特性。计算中，首先将桩基础离散为若干梁单元，并在桩身各节点处添加 ZeroLength 单元作为桩土接触单元。在这种计算方法中，桩端阻力可以有两种考虑方式：①若桩端阻力随着桩端沉降发生变化，则可以使用 Q-z 和 TzLiq1 材料反映这一变化；②若认为桩端阻力已经充分发挥，不随沉降变化，则可以仅在桩端施加一个固定的向上

的荷载。桩顶可以根据实际需要施加荷载 Q_d。

计算中，需要在桩土接触单元自由端输入相应位置的土体有效应力 σ'_v 和沉降 S_{soil} 时程，TzLiq1 模型则会根据有效应力在每一计算步更新摩擦力峰值 t_{ult}。输入有效应力和沉降时程可采用两种办法：①将接触单元自由端与土体有限元单元节点绑定，在整体有限元计算过程中直接读取土体的有效应力和沉降；②通过其他固结过程求解方法得到土体有效应力和沉降时程作为边界条件输入。

土对桩的侧摩阻力和端阻力通过 TzLiq1 和 Q-z 材料反映，两种材料均采用 Boulanger 等建立的非线性黏弹塑性本构关系，并以常见的桩土摩擦荷载传递函数作为骨干曲线^[20-22]，模型中弹性和塑性荷载位移关系可分别根据下式进行计算：

$$t^e = C_e \frac{t_{ult}^e}{z_{50}} z^e \quad (1)$$

$$t^p = t_{ult} - (t_{ult} - t_0^p) \left[\frac{cz_{50}}{cz_{50} + |z^p - z_0^p|} \right]^n \quad (2)$$

式中，上标 e 和 p 分代表弹性和塑性，t 为桩土接触荷载，t_{ult} 为峰值摩擦力或桩端阻力，t₀^p 为该塑性加载周次的初始塑性接触荷载，z 为桩土相对位移，z₅₀ 为达到峰值摩擦力或桩端阻力一般时所需的相对位移，z₀^p 为该塑性加载周次的初始塑性相对位移；C_e、c、n 均为模型参数^[19]。图4给出了典型砂土地基中土体有效应力固定时，在 TzLiq1 模型中采用 Mosher 建议的骨干曲线^[21]得到的桩土摩擦滞回曲线^[19]。

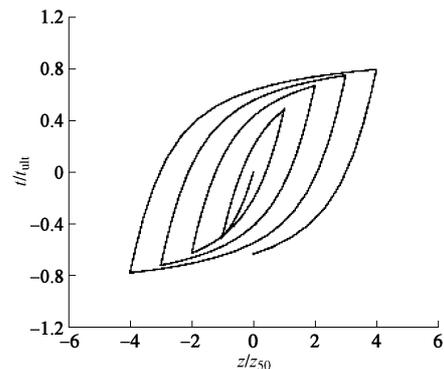


图4 典型砂土地基中 TzLiq1 桩土摩擦滞回曲线^[19]

Fig. 4 Cyclic loading response of TzLiq1 material in sand^[19]

需要重点说明的是，TzLiq1 材料模型是针对砂土液化问题开发的，该模型将桩土摩擦力峰值 t_{ult} 和土体有效应力 σ' 建立了线性关系，因此能够应用于固结和再固结过程中桩土摩擦相互作用的计算中。这与目前常见的忽略固结过程中有效应力 σ' 变化而采用不变的 t_{ult} 的计算方法相比是一个重要的改进。在固结或再固结过程中，桩土摩擦力峰值始终满足：

$$t_{ult} = k_0 \sigma'_v \tan \delta \quad (3)$$

式中, k_0 为静止土压力系数, σ'_v 为竖向有效应力, δ 为桩土接触面摩擦角。

当地基土体发生固结和再固结时, TzLiq1 和 $Q-z$ 接触材料所在单元的自由端发生沉降, 从而通过 ZeroLength 单元对桩基础产生摩擦力。根据输入的土体有效应力和沉降时程, 桩基础每一步的轴力和沉降为桩顶荷载和桩身摩擦力与桩端阻力达到平衡时的值, 计算过程中每一步桩土摩擦力不仅受到土体和桩的相对位移影响, 也受到土体有效应力的控制, 桩土摩擦力峰值随着有效应力的恢复而增加。

2.2 固结和液化后再固结过程计算

采用所建立的新方法对地基固结和震后再固结过程中桩基础的轴力和沉降进行计算, 需要给出固结和再固结过程中地基不同深度土体有效应力和沉降的变化时程。

为了简化计算, 可以利用一维固结方程计算固结和震后再固结过程。对于均质地基的固结过程, 可以采用太沙基一维固结理论计算地基的有效应力和沉降时程。而对于震后再固结过程, 则需要考虑砂土体积压缩系数和渗透系数随固结过程的变化。对于体积压缩系数, 采用 Seed 等 1975 年建议的方法进行计算^[23]:

$$\frac{m_v}{m_{v0}} = \frac{\exp(y)}{1+y+y^2}, \quad (4)$$

式中, m_{v0} 为超静孔压为零时的体积压缩系数, 参数 y 与砂土相对密度和超静孔压比相关, 为 $y = 5(1.5 - D_R)r_u^b$, $b = 3(4^{-D_R})$ 。砂土的超静孔压比越大, 其体积压缩系数也越大。

对于渗透系数的变化, 采用 Shahir 等在离心模型试验模拟基础上建议的关系予以考虑, 仅取其孔压消散段^[24]:

$$\frac{k_d}{k_i} = 1 + (\alpha - 1) \cdot r_u^\beta, \quad (5)$$

式中, k_i 为超静孔压为零时砂土的渗透系数, α 和 β 为两个根据试验确定的参数。

在引入体积压缩系数和渗透系数变化后, 一维固结方程无法求得解析解。为此, 采用差分格式对其进行数值求解:

$$\frac{u(i,t+1) - u(i,t)}{\Delta t} = C_v \frac{u(i+1,t) - 2u(i,t) + u(i-1,t)}{\Delta z^2}, \quad (6)$$

式中, i 和 t 分别为对空间和时间的离散, 如图 5 所示。求解中, 排水和不排水边界条件, 以及不同土层界面处边界条件分别为

$$u_{\text{drain}} = 0, \quad (7)$$

$$u(n-1,t) = u(n+1,t), \quad (8)$$

$$\frac{k_1}{\Delta z_1} (u(m,t) - u(m-1,t)) = \frac{k_2}{\Delta z_2} (u(m+1,t) - u(m,t)). \quad (9)$$

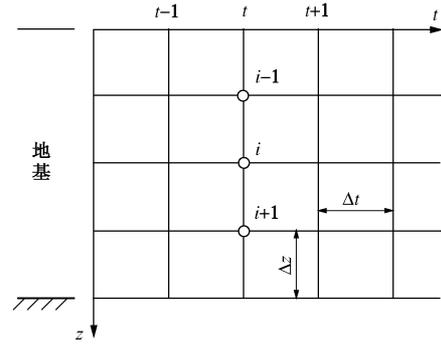


图 5 差分求解一维固结方程

Fig. 5 Difference solution for 1-D consolidation equation

3 计算方法验证

为了验证所提出的考虑地基固结过程影响的负摩阻力引起的桩基础轴力与沉降计算方法, 分别对一个针对固结地基的离心模型试验和一个针对液化后再固结过程的动力离心模型试验进行模拟。

3.1 固结过程中桩基础模拟

Lam 等^[25]在香港科技大学土工离心机上开展了针对固结地基中桩基础受力和沉降研究的一系列离心模型试验, 试验中包括单桩和群桩, 这里仅对其中单桩试验进行模拟。所模拟试验在 60g 下进行, 下面提及各量均采用原型尺寸, 离心模型试验概况如图 6 所示。

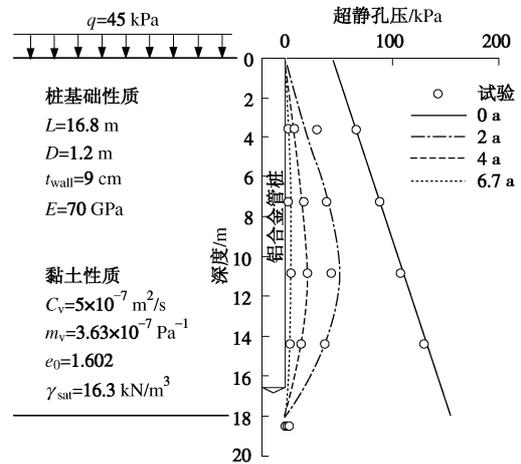


图 6 固结过程中桩基础离心模型试验示意图和超静孔压消散过程^[25]

Fig. 6 Diagram of centrifuge tests on a single pile in consolidating ground and excess pore pressure isochrones^[25]

试验中空心管桩长 16.8 m, 桩径 1.2 m, 壁厚 9 cm, 插入一层在 80 kPa 作用下固结的 18 m 厚高岭土层。黏土层上下均为 Leighton Buzzard 砂, 提供双面排水条件。表层砂土在 60g 离心加速度下对黏土顶部产生 45 kPa 均布荷载, 并引起桩顶 10 kN 的荷载。试验中迅速将离心加速度加至 60g, 产生超静孔压之后记录固结过程。所用黏土的饱和重度、静止土压力

系数和初始孔隙比分别为 16.3 kN/m^3 , 0.58 和 1.602 。对试验进行反演得到的固结系数 c_v 为 $5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, 体积压缩系数 m_v 为 $3.63 \times 10^{-7} \text{ Pa}^{-1}$ 。由于该试验过程满足太沙基一维固结理论基本假定, 因此采用太沙基一维固结理论对其固结过程进行计算, 得到的超静孔压消散过程能够与试验较好吻合。图 6 和图 7 分别给出了试验和计算超静孔压消散和地基沉降过程。

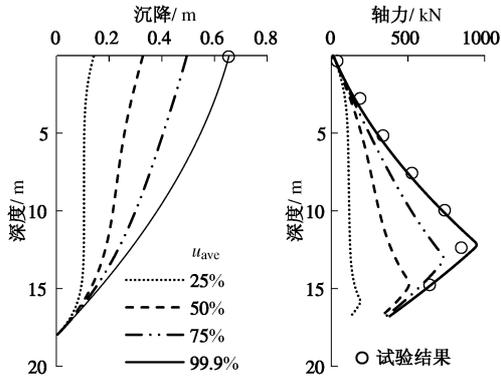


图 7 各固结度下地基沉降和桩基础轴力^[25]

Fig. 7 Soil settlement and pile axial force at different average degrees of consolidation compared with centrifuge test data^[25]

Lam 等指出试验黏土在 80 kPa 下固结后不排水强度为 17.6 kPa , 由此根据 Ladd^[26]对不排水强度与有效应力和超固结比建立的关系 $s_u = 0.22\sigma'_v \text{OCR}^{0.8}$ 可以计算固结过程中桩端土体不排水强度, 得到初始和固结后不排水强度为 9 kPa 和 35 kPa 。通过 $Q_t = 10s_u A$ 计算得到初始和固结后桩端承载力为 100 kN 和 400 kN 。在固结完成时, 桩基础发生了显著的沉降并充分发挥了桩端承载力, 固结后桩端应变测量显示端阻力接近于 400 kN (图 7), 与上述计算方法得到结果一致。桩端 $Q-z$ 单元承载力根据固结过程从 100 kN 变化至 400 kN , z_{50} 设为 0.012 m , 从而使桩端阻力在位移达到 8% 桩径左右时充分发挥, 符合 Reese 等的研究结论^[20]。

图 8 给出了非线性温克尔地基梁方法和传统中性面方法计算与试验实测桩基础沉降。非线性温克尔地基梁方法得到最终沉降为 0.194 m , 接近试验值 0.206 m , 而传统中性面方法由于不能考虑固结过程的影响, 则远远高估了沉降值, 计算沉降为 0.277 m , 造成了 34% 的误差。

3.2 震后地基再固结过程中桩基础模拟

为了进一步验证提出的非线性温克尔地基梁方法和液化后再固结过程计算方法在分析液化地震后再固结过程中桩基础的轴力和沉降方面的能力, 对 Stringer 等在剑桥大学土工离心机振动台上开展的 2×2 群桩系列试验的震后段进行模拟^[15], 主要模拟其中编号 MS06 的试验, 其余试验中承台均直接接触地基, 需要考虑承台与地基的相互作用。

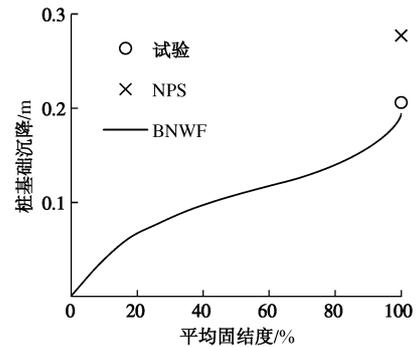


图 8 不同方法计算桩基础沉降与试验对比^[25]

Fig. 8 Comparison between calculated and test pile settlements^[25]

试验基本设置如图 8 所示, 试验在 $46g$ 离心加速度下开展, 下面均描述原型尺寸。试验中桩长 9.25 m , 桩径 0.5 m , 截面性质 $EA=4.6 \text{ GN}$, $EI=90 \text{ MN}\cdot\text{m}^2$, 桩间距为 2.9 m , 达到 5.8 倍桩径。试验中仅测量了 1 号桩的应变 (图 9)。

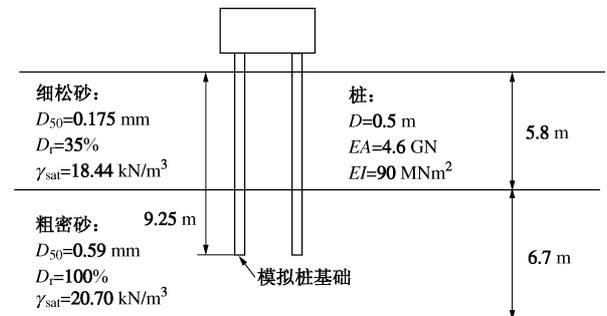


图 9 Stringer 和 Madabhushi (2013) 离心模型试验基本布置

Fig. 9 Centrifuge model setup by Stringer and Madabhushi, 2013

地基由两层 Leighton Buzzard 砂组成, 表层为 5.8 m 的相对密度 35% 的中密砂, D_{50} 为 0.175 mm , 饱和重度 18.44 kN/m^3 ; 底层为 6.7 m 的相对密度 100% 的密实粗砂, D_{50} 为 0.59 mm , 饱和重度 20.70 kN/m^3 。由于底层砂土非常密实, 且粒径远大于表层, 底层固结速度远大于顶层, 桩基础沉降很小。

在模拟中, 上下两层砂土的初始渗透系数取 $3 \times 10^{-4} \text{ m/s}^2$ 和 $6 \times 10^{-4} \text{ m/s}^2$, 两层体积压缩系数分别取 $6.7 \times 10^{-7} \text{ Pa}^{-1}$ 和 $1.0 \times 10^{-8} \text{ Pa}^{-1}$ 。由于砂土体积压缩系数和渗透系数都会随固结过程变化, 因此需采用 2.2 节所建议的差分格式求解固结方程, 其中砂土体积压缩系数和渗透系数分别按照式 (4) 和式 (5) 计算。图 10 为震后 5 个不同时刻地基中超静孔压的分布, 采用所建议砂土地基震后再固结过程的简化计算方法能够较好地模拟液化后再固结过程中孔压的消散过程。计算得到的地表沉降为 0.18 m , 由于该试验中未能测得地表沉降, 因此无法直接与试验结果进行对比, 但是系列试验中的 MS07 和 MS09 试验地基条件与所模拟的 MS06 试验类似, 测量得到的地基沉降约为 $0.14 \sim 0.18 \text{ m}$, 因此认为计算结果能够反映试验中地基的沉降。

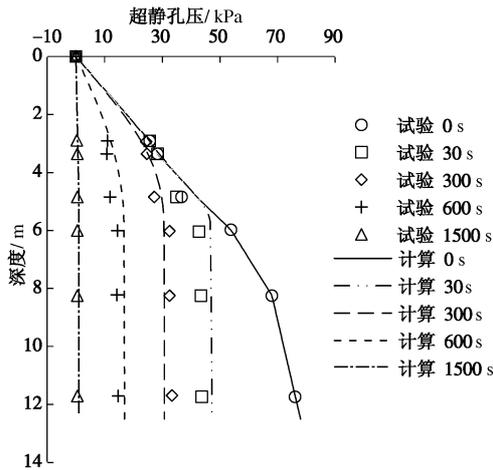


图10 震后超静孔压消散过程模拟^[15]

Fig. 10 Simulation of excess pore pressure dissipation process^[15]

利用所提出的方法对桩基础的响应进行了计算, 砂土的静止土压力系数根据 Stringer 等取 0.5, 桩土摩擦角为 17°^[15], 持力层土性极限桩端阻力依照《建筑桩基技术规范》取为 8500 kPa。桩顶荷载根据试验结果为 275 kN。图 11 为对桩基础轴力的模拟, 再固结完成后计算轴力能够与测量值较好符合。再固结过程中中性面上移, 但是始终在底层粗密砂层中, 最终位置接近两层界面处。底层粗密砂的摩擦阻力和桩端阻力都未充分发挥。

沉降计算也显示了类似的情况, 虽然地表发生了 18 cm 的沉降, 但是基本集中在表层中密砂层中, 而由于中性面始终在底层粗密砂层中, 因此桩基础沉降很小, 计算结果与试验结果吻合为 0.38 cm, 而采用传统中性面方法得到的沉降则为 0.53 cm, 如图 12 所示。

对于固结过程和震后再固结过程两个离心模型试验中桩基础的轴力和沉降模拟初步验证了所提出的计算方法的有效性, 并体现了该方法相对于传统中性面方法的优势。

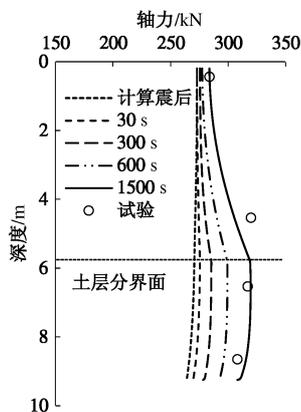


图11 震后再固结引起的桩基础轴力模拟^[15]

Fig. 11 Simulation of post-seismic pile axial force^[15]

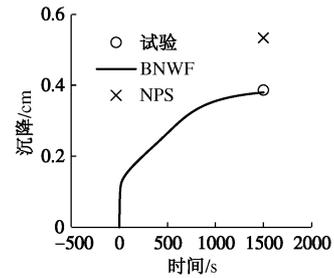


图12 震后再固结引起的桩基础沉降模拟^[15]

Fig. 12 Simulation of post-seismic pile settlement^[15]

4 结 语

本文针对地基固结和震后再固结过程中负摩阻力引起的桩基础轴力和沉降进行了研究。分析了目前广泛应用的中性面方法在计算桩基础沉降方面物理机制上的错误。在对传统中性面方法不足的认识基础上, 采用随固结过程更新桩土摩擦力峰值的非线性温克尔地基梁方法, 建立负摩阻力作用下桩基础轴力和沉降计算方法。对于液化后再固结过程的计算, 基于已有研究建议了一种简化计算方法。

通过对固结和震后再固结离心模型试验的模拟, 验证了所建立的新方法分析负摩阻力引起的桩基础轴力和沉降的有效性。该方法能对轴力和沉降变化过程进行计算分析, 模拟结果显示了该方法在计算桩基础沉降方面相比传统中性面方法的优势。

参考文献:

- [1] 刘金砺, 高文生, 邱明兵. 建筑桩基技术规范应用手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (LIU Jin-li, GAO Wen-sheng, QIU Ming-bing. Application handbook for building pile foundation technical standard[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))
- [2] BJERRUM L, JOHANNESSEN I J, EIDE O. Reduction of negative skin friction on steel piles to rock[C]// Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, 1969: 27 - 34.
- [3] FELLENIUS B H. Downdrag on long piles in clay due to negative skin friction[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1972, 9(4): 323 - 337.
- [4] FELLENIUS B H. Negative skin friction and settlement of piles[C]// Proceedings of the Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute. Singapore, 1984: 1 - 12.
- [5] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: Wiley, 1980.
- [6] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile

- foundations[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008. (in Chinese))
- [7] American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO). LRFD bridge design specifications[S]. 3rd ed. Washington D C, 2004.
- [8] 黄挺, 龚维明, 戴国亮, 等. 桩基负摩阻力时间效应试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(10): 2841 - 2846. (HUANG Ting, GONG Wei-ming, DAI Guo-liang, et al. Experimental study of time effect of negative skin friction on pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(10): 2841 - 2846. (in Chinese))
- [9] 陈仁朋, 周万欢, 曹卫平, 等. 改进的桩土界面荷载传递双曲线模型及其在单桩负摩阻力时间效应研究中的应用[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(6): 824 - 829. (CHEN Ren-peng, ZHOU Wan-huan, CAO Wei-ping, et al. Improved hyperbolic model of load-transfer for pile-soil interface and its application in study of negative friction of single piles considering time effect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(6): 824 - 829. (in Chinese))
- [10] LEE C J, NG C W W. Development of down-drag on piles and pile groups in consolidating soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(9): 905 - 914.
- [11] JEONG S, LEE J, LEE C J. Slip effect at the pile-soil interface on dragload[J]. Computer and Geotechnics, 2004, **31**: 115 - 126.
- [12] SUN T K, YAN W M. Development of neutral plane on a pile in a consolidating ground[C]// Proceedings of the 2nd International Symposium on Computational Mechanics. Hong Kong, 2010: 1594 - 1599.
- [13] WONG K S, TEH C I. Negative skin friction on piles in layered soil deposits[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **121**(6): 457 - 465.
- [14] STRAND S R. Liquefaction mitigation using vertical composite drains and liquefaction-induced downdrag on piles: implications for deep foundation design[D]. Utah: Brigham Young University, 2008.
- [15] STRINGER M E, MADABHUSHI S. Re-mobilization of pile shaft friction after an earthquake[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(9): 979 - 988.
- [16] FELLENIUS B H, SIEGEL T C. Pile drag load and downdrag in a liquefaction event[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(9): 1412 - 1416.
- [17] BOULANGER R W, BRANDENBERG S J. Neutral plane solution for liquefaction-induced downdrag on vertical piles[C]// Proceedings ASCE Geo-Trans Conference. California, 2004: 27 - 31.
- [18] SIMO J C, HUGHES T J R. Computational Inelasticity[M]. Springer: Berlin Heidelberg, 1998.
- [19] MCKENNA F, FENVES G L. Open Sees Manual[EB/OL]. PEER Center, 2001, <http://OpenSees.berkeley.edu>.
- [20] REESE L C, O'NEILL M W. Drilled shafts: construction procedures and design methods[R]. Virginia: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, 1988.
- [21] MOSHER R L. Load transfer criteria for numerical analysis of axial loaded piles in sand[R]. Mississippi: US Army Engineering Waterways Experimental Station, Automatic Data Processing Center, 1984.
- [22] VIJAYVERGIYA V N. Load-movement characteristics of piles[C]// Proceedings Ports 77 Conference. California: American Society of Civil Engineers, 1977.
- [23] SEED H B, PHILIPPE P M, LYSMER J. The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction[R]. California: Report, EERC-75-26, Berkeley, 1975.
- [24] SHAHIR H, PAK A, TAIEBAT M, JEREMIC B. Evaluation of variation of permeability in liquefiable soil under earthquake loading[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **40**: 74 - 88.
- [25] LAM S Y, NG C W W, LEUNG C F, et al. Centrifuge and numerical modeling of axial load effects on piles in consolidating ground[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, **46**(1): 10 - 24.
- [26] LADD C C. Stability evaluation during staged construction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1991, **117**(4): 540 - 615.