

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2023.04.012

静压沉桩后黏土中超孔压时空分布规律研究

张智慧,朱文文,马天,刘坚,刘洋义

(辽宁工程技术大学力学与工程学院,辽宁 阜新 123000)

摘要: 为了解层状黏土在沉桩后桩周及桩端的超孔压对沉桩挤土效应的影响,采用现场原位试验和数值模拟方法,分析了桩土界面处超孔压的时空分布特征和上覆竖向有效应力随时间的变化规律,并在水力压裂理论和孔穴扩张理论的基础上引入修正剑桥模型,推导了桩周土体固结过程中桩土界面处上覆竖向有效应力和超孔压的修正计算公式。结果表明:从时间上看,在桩顶的外荷载作用下,超孔压随时间消散的同时,上覆竖向有效应力逐渐增大;成桩后 30 d 超孔压基本消散完毕,上覆竖向有效应力不再增长,地基土处于休止期。从空间上看,超孔压随桩埋深的增大而增大,在渗透性差的黏土层增长较快;不同荷载条件下,距桩心的水平距离和桩端的竖向距离越小,超孔压越大;靠近桩端和桩心的超孔压最大值与桩顶荷载大小呈负相关关系。

关键词: 静压沉桩;黏土;超孔压;上覆竖向有效应力

中图分类号: TU473.1

文献标志码: A

文章编号: 1000-1980(2023)04-0088-09

Study on spatiotemporal distribution of excess pore water pressure in clay after static pile sinking

ZHANG Zhihui, ZHU Wenwen, MA Tian, LIU Jian, LIU Yangyi

(School of Mechanics and Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China)

Abstract: To understand the influence of the excess pore pressure around the pile and at the pile end in layered cohesive soils after pile sinking on the soil compaction effect of pile driving, by using in-situ tests and numerical simulation methods, the spatiotemporal distribution characteristic of the excess pore pressure at the pile-soil interface and the variation law of the overlying vertical effective stress with time were analyzed. On the basis of the hydraulic fracturing theory and the cavity expansion theory, the modified Cam-clay model was introduced to derive the modified formula for calculating the overlying vertical effective stress and excess pore pressure at the pile-soil interface during the consolidation of soil around the pile. The results show that from the point of view of time, the excess pore pressure dissipates with time and the overlying vertical effective stress increases gradually under the external load of the pile top; After 30 days of pile formation, the excess pore pressure has basically dissipated, the overlying vertical effective stress no longer increases, and the foundation soil is in a resting period. From the point of view of space, the excess pore pressure increases with the increase of pile burial depth, and it increases faster in the clay layer with poor permeability; Under different load conditions, the smaller the horizontal distance from the pile center and the vertical distance from the pile end, the greater the excess pore pressure; The maximum excess pore pressure near the pile end and pile center is negatively related to the pile top load.

Key words: static pile sinking; clayey soil; excess pore water pressure; overlying vertical effective stress

天然含水量大、压缩性高和承载力低的黏土层在荷载作用下的变形会逐渐增大,沉降时间不断延长^[1-2],可采用质量可靠、造价相对较低和施工速度快的预应力高强度混凝土(pre-stressed high-strength concrete, PHC)管桩提高地基承载力^[3-5]。在饱和软黏土中打入或压入 PHC 管桩,土体中会产生应力场和较高的超孔隙水压力(以下简称为“超孔压”)等^[6-7],从沉桩开始伴随着超孔压的产生、消散或固结,某一时刻土体的有效应力可能会出现负值,影响管桩基础的承载力。在海洋桩基工程中,海床土体内孔压及有效应力在时空上的不均匀变化可能使土骨架产生液化或剪切破坏,通过影响桩基承载特性从而使海工结构物失稳^[8]。因

基金项目: 国家自然科学基金项目(51874162);科技基础性工作专项项目(552001002048)

作者简介: 张智慧(1976—),男,副教授,博士,主要从事岩土工程与地下工程研究。E-mail: zhangzhihui@lntu.edu.cn

通信作者: 朱文文(1998—),女,硕士研究生,主要从事岩土力学与工程研究。E-mail: 2939267423@qq.com

引用本文: 张智慧,朱文文,马天,等. 静压沉桩后黏土中超孔压时空分布规律研究[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2023, 51(4): 88-96.

ZHANG Zhihui, ZHU Wenwen, MA Tian, et al. Study on spatiotemporal distribution of excess pore water pressure in clay after static pile sinking[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2023, 51(4): 88-96.

此,仍需对静压沉桩引起的超孔压和有效应力的变化规律进行研究。

国内外学者主要通过理论分析、试验研究和数值模拟等方法对沉桩引起的孔隙水压力(以下简称“孔压”,为静孔压和超静孔压之和)分布和土体应力场进行定量分析^[9]。在理论分析方面,Poulos 等^[10]应用小孔扩张理论分析了 PHC 管桩周围土体中超孔压的分布;路德春等^[11]依据土体和荷载两个条件,分析和明确了有效应力原理及其物理定义,揭示了孔压对土体物理力学特性的影响机理;唐晓武等^[12]改进了时变荷载下地基的径向和竖向两个方向的组合孔压解析解,发现开孔 PHC 管桩具有最好的孔压消散能力;Mousavi 等^[13]建立了半经验模型来预测部分饱和砂土中超静孔压的产生。在试验研究方面,Fattah 等^[14]通过物理模型试验,发现纯竖向振动引起的管桩桩周的超孔压可忽略;张亚国等^[15]通过离心模型试验,研究了距管桩的水平距离和埋深对饱和黏性土中静压沉桩引起的桩周土体总应力和超孔压变化的影响;Azzouz 等^[16]采用压电侧向应力(piezo-lateral stress, PLS)装置测量了黏性土中沉桩阶段和随后固结阶段的桩身孔压;王永洪等^[17]通过黏性土中的足尺静压 PHC 管桩贯入试验,确定了桩身不同位置处超孔压与上覆有效压力的比值。在数值模拟方面,钱峰等^[18]通过 ABAQUS 对沉桩过程中的超孔压进行了数值模拟;孟振等^[19]利用有效应力方法计算了修正剑桥(modified Cam-clay, MCC)模型 Vumat 子程序中的超孔压,并模拟了不排水条件下软黏土中沉桩施工对桩周土体的影响;桑松魁等^[20]研究了沉桩过程中层状土中静压 PHC 管桩桩土界面处孔压随深度的变化规律,何耀辉^[21]监测了压桩后土体的水平位移和超孔压随时间的变化规律,两者从沉桩过程和成桩后桩周土体的固结过程研究了沉桩施工对桩周土体的影响,并提出了合理解决沉桩挤土效应的措施。由此可见,沉桩施工过程分为沉桩过程和沉桩后桩周土体的固结或工程性质改变过程两个阶段,这种假设适用于渗透性较差的饱和黏性土,不适用于砂土等渗透性较好的土体。上述研究大多针对静压沉桩过程中桩周土体孔压的变化规律,而对静压沉桩后管桩桩周及桩端土体的超孔压时空分布特征和竖向有效应力变化规律缺乏研究。

本文通过现场原位试验和 ABAQUS 有限元软件对静压沉桩后 PHC 管桩桩周土体的固结过程进行研究,分析处于层状饱和黏土中的竖向受荷管桩引起的超孔压时空变化特征和桩端局部土体应力变化规律,并对比探讨不同竖向荷载工况下超孔压的空间分布特征,为静压沉桩引起的相关工程问题提供参考依据。

1 现场试验方案

现场试验在深圳市龙华区黏土地区进行,根据勘察结果,场地内的地层主要是人工填土层、第四系冲积层和第四系残积层,各土层物理力学指标见表 1。该场地地下水埋深为 0.3~4.0 m。

表 1 土层物理力学指标
Table 1 Physical and mechanical indicators of soil layers

层序	名称	厚度/m	天然含水量/%	孔隙比	压缩模量/ MPa	变形模量/ MPa	抗剪强度		天然容重/ (kN/m ³)
							黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	
①	黏土	1.4	23.0	0.625	6.0	9	20	10	19.0
② ₁	淤泥质黏土	2.5	37.7	1.100	3.5	5	12	6	18.5
② ₂	粉质黏土	1.5	25.1	0.752	4.0	13	23	15	18.5
② ₃	圆砾砂	2.1				26		35	20.5
③	砾质黏性土	1.6	21.3	0.728	7.5	23	24	23	20.0
④	粉质黏土	7.7	26.5	0.802	5.0	21	26	18	17.5

1.1 量测桩与监测仪器的布置与埋设

试验采用 PHC-500AB-100 型预应力高强混凝土管桩,管桩外径为 500 mm,壁厚 100 mm,单节桩长 10 m,施工方法为静力压入法。为精确获得沉桩后桩土界面、桩周层状土体和桩端底部局部土体中孔压随深度和平面距离的变化规律,在量测桩桩身表面安装 AD-25 微型孔压传感器和 HC-16 微型应力传感器,两种压力传感器的压力量程分别为 0~100 MPa 和 150 kPa~100 MPa,精度均为满量程的±0.1%。

为防止 PHC 管桩压入分层土时对传感器造成偏转和损坏,考虑到孔压传感器过小和土压力的方向性,选用直径 12 mm 螺母、硅胶和橡胶塞与 AD-25 微型孔压传感器共同加工形成扩大头(图 1(a)),选用 1.2 mm 厚、15 mm 宽的薄钢片对试验中处于相同水平位置的 HC-16 应力传感器进行不同方向的固定(图 1(b))。

依据不同的埋深和径向距离,在量测桩外表面上的桩端至桩顶共布置了 6 个孔压传感器(U01~U06),

与桩端距离依次为 0、2、4、6、8、10 m;还布置了 3 个应力传感器(P01~P03),与桩端距离分别为 0.25、0.5、1 m。另外为了获得桩端局部土体的超孔压变化规律和土体应力场,在桩端各埋设了 1 个孔压传感器(U07)和应力传感器(P04);埋设 U08、U09 和 U10 3 个孔压传感器和 P05、P06 两个应力传感器,以便获得水平方向距桩不同径向距离的孔压和应力变化,具体布置情况见图 2。为较准确地将桩身以外的 P05、P06 与 U08、U09、U10 传感器布置在预定位置,采用自制螺旋掏土工具和内径为 15 mm、壁厚 1 mm 的薄壁钢管钻孔,将传感器放入达到预计深度的孔洞中,并充填先前掏出的原状土。

1.2 加载过程与数据采集

采用压力传感器、位移传感器、桩基静载测试分析仪和内径 300 mm 的千斤顶等对量测桩进行竖向加载试验。量测桩的最大预估载荷为 300 kN,在其桩顶采用慢速维持荷载法进行竖向加载,每级施加 30 kN,当加载后桩顶沉降量小于 0.1 mm/h 且连续出现 2 次时,视为达到稳定标准,才能施加下级荷载,重复此操作,直至量测桩荷载沉降曲线出现明显拐点可终止加载。使用 YSV8316 静态应变仪采集试验数据,可以实现 16 通道同时采集,频率为 50 Hz。

2 现场试验结果与分析

2.1 不同埋深处桩土界面超孔压变化

沉桩时在桩身表面测得的瞬时孔压增量 Δu 为超孔压,超孔压与静水压之和为桩土界面处的孔压。通过采集不同埋深 H 处孔压传感器的数据,可获得成桩后桩土界面超孔压的变化规律,结果如图 3 所示。其中处于桩顶位置的 U06 传感器因埋深很浅,测读时间短,无法测出 U06 传感器的有效值。

由图 3 可知,不同埋深处桩土界面超孔压的分布曲线具有同样的变化规律,即桩土界面处超孔压均随着管桩埋深的增加近似呈线性增长趋势,且局

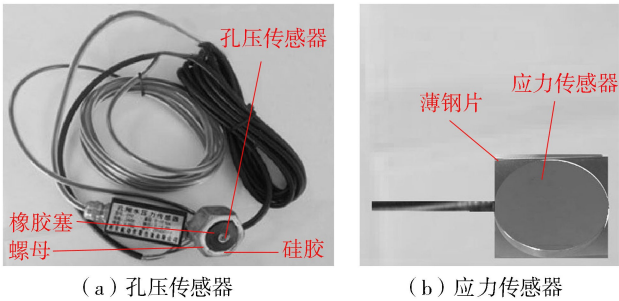


图1 加工后的传感器
Fig.1 Processed transducer

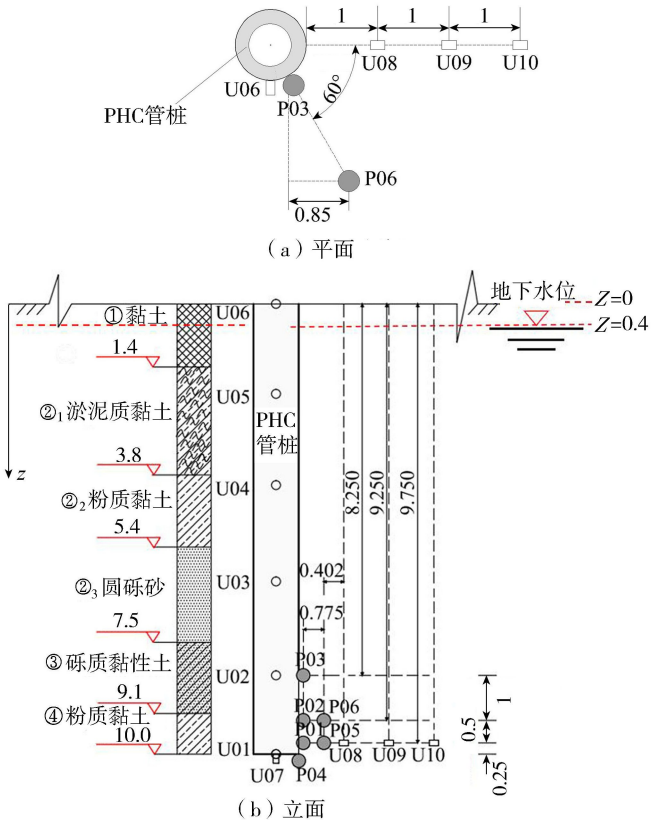


图2 量测桩周围传感器布置示意图(单位:m)
Fig.2 Schematic map of transducer layout around the measuring pile(unit: m)

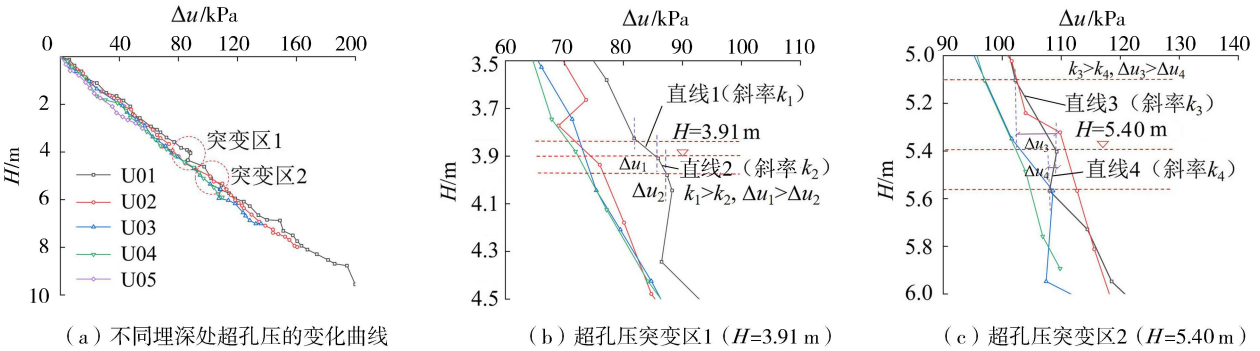


图3 沉桩过程中超孔压分布

Fig.3 Distribution diagram of excess pore water pressure during the pile sinking

部增长趋势随桩周特性不同的土层而发生突变。以布置在桩端的 U01 传感器为例,简要分析不同埋深处桩土界面超孔压的变化规律:超孔压在地下水位以上几乎为 0,在地下水位以下随沉桩深度增加而急剧增大,其原因是桩端处发生剪切破坏时土体被挤压开裂,导致超孔压急剧增大。当桩端打入至 3.91 m 和 5.40 m 处时,超孔压的增幅小于桩端位于上一土层时的增幅,这是因为 3.91 m 处为淤泥质黏土层和粉质黏土层的分界面,此处粉质黏土层的渗透性大于淤泥质黏土层;5.40 m 处为粉质黏土层和圆砾砂层的分界面,此处圆砾砂层的渗透性大于粉质黏土层;渗透性大的土层,有利于孔隙水的消散,致使桩端分别处于粉质黏土层和圆砾砂层时超孔压增大较慢,具体突变如图 3(b)(c) 所示;同理,当桩端打入至 7.5~9.1 m 和 9.1~10.0 m 时,桩端分别处于砾质黏性土层和粉质黏土层时超孔压增大较快。结果与桑松魁等^[20] 现场原位测试得到的规律相似。

2.2 桩土界面超孔压随时间的变化

以沉桩结束的时刻为起点,监测并采集沉桩后不同埋深处的孔压传感器数据,绘制出不同埋深处超孔压 Δu 随时间的变化曲线(图 4)。由图 4 可知,初始时刻,不同埋深桩土界面处 Δu 基本处于各自的最大值,即此刻从桩端($H=10\text{ m}$)到桩顶($H=0\text{ m}$)的 Δu 最大值依次为 193.2、49.8、40.5、31.7、25.8、17.6 kPa;前 5 天不同埋深处的 Δu 基本无变化,仍大致处于各自的最大值。第 5 天后 Δu 开始减小,这预示着超孔压开始消散;第 5~6 天 Δu 减小速度很快,第 6~20 天 Δu 减小速度变慢,并伴随着小幅度升降波动,其中在 $H=0\text{ m}$ 处,即桩顶附近土层的 Δu 减小到 0 kPa,其原因是桩顶处的土层受扰动较小,其他埋深处的 Δu 均不超过 30 kPa;第 20~30 天不同埋深处的 Δu 随时间的推移逐渐趋于稳定,桩周地基土慢慢进入休止期,即成桩后第 30 天,各土层的超孔压基本消散完毕。

2.3 上覆竖向有效应力随时间的变化

采集布置在桩端局部土体中的 P01~P06 应力传感器数据,绘制出上覆竖向有效应力 σ'_v 随时间的变化曲线(图 5)。由图 5 可知,在桩端 P04 应力传感器处的 σ'_{v4} (下标 4 代表应力传感器 P04,下同)随时间整体呈逐渐增长趋势。沉桩结束后,管桩桩周土体进入固结阶段,固结初始时刻的 σ'_{v4} 为 93.95 kPa;前 5 天 σ'_{v4} 保持 93.95 kPa 不变,主要是因为这段时间土体自重引起地基土自重应力不随时间发生变化;第 5 天后 σ'_{v4} 开始增大,第 10 天左右达到 143.19 kPa,增长了 52%;第 10 天 σ'_{v4} 仍继续增长,但增长率很小;经过 30 d 的固结,达到了 151.22 kPa,与初始时刻相比增长了 61%。30 d 后 σ'_{v4} 基本不再增长,较好地反映了土体固结的本质。

P01 传感器测得的 σ'_{v1} 前 5 天和第 10 天后的变化规律基本同 P04 传感器,但第 5~10 天 σ'_{v1} 先减后增,其中第 5~7 天从 93.33 kPa 减小至 79.52 kPa,第 7~10 天从 79.52 kPa 又增至 99.83 kPa。由图 2 可知,此传感器竖向布置在距离桩端 0.25 m 的桩土界面处,此时在上部施加瞬时外荷载 σ ,因时间较短,桩端土骨架未能立刻承担从上部传来的外荷载,主要是孔隙水承担,所以 σ'_{v1} 减小。

由图 5 可知,P02、P03、P05 和 P06 这 4 个传感器测得的 σ'_v 随时间的变化规律相同,即均经历了 3 个变化阶段。以 P02 传感器为例,前 5 天 σ'_{v2} 为 83.72 kPa,原因同 P04;第 5~10 天 σ'_{v2} 随时间呈减小趋势,从 83.72 kPa 减至 67.47 kPa,原因同 P01;第 10~30 天 σ'_{v2} 以较小的速率减小,近似趋于一条直线。由此可知, σ'_v 主要与距离管桩桩端的远近有关,越靠近桩端 σ'_v 最后趋于稳定的值越大。可见, Δu 和 σ'_v 的变化规律主要与距离管桩桩端的远近有关,同样情况下,在竖直和水平两个方向上,越靠近桩端时 Δu 和 σ'_v 越大。

3 理论分析

3.1 沉桩引起超孔压变化的机理

沉桩过程中管桩桩周黏土体产生塑性区,此时在不排水条件下的受挤压过程中,水和土颗粒不易压缩导

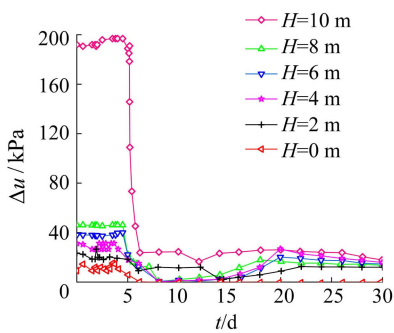


图 4 超孔压变化曲线

Fig. 4 Variation curve of excess pore water pressure

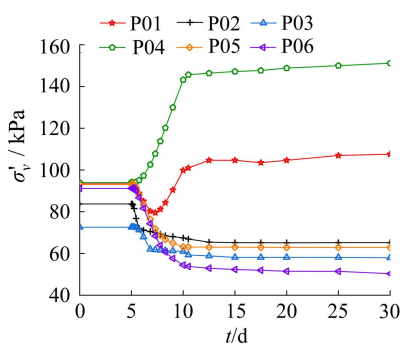


图 5 上覆竖向有效应力变化曲线

Fig. 5 Variation curve of overlying vertical effective stress

致孔压升高。在成桩后饱和土渗流固结过程中,超静孔压即孔隙水上的孔压 u 逐渐消散,饱和土中任意面上的总应力 σ 转移到土骨架上,竖向有效应力 σ' 逐渐增大, u 和 σ 均是时间的函数,即 $u=f_1(t)$, $\sigma'=f_2(t)$ 。由外荷载引起的 u 随时间的增长而逐渐消散, σ' 、 u 和 σ 三者之间的关系为^[11]

$$\sigma' = \sigma - u \tag{1}$$

结合水力压裂和孔穴扩张理论^[20],推导出沉桩过程中在桩土界面处竖向开裂和水平开裂时超孔压的计算公式分别为

$$\Delta u_{hm,S} = c_u (\ln I_r + K_0 \sigma'_v / c_u - 1/2) \tag{2}$$

$$\Delta u_{hm,P} = c_u (\ln I_r + \sigma'_v / c_u + 1/2) \tag{3}$$

其中

$$I_r = G/c_u = E_u/2(1 + \nu) c_u$$

式中: $\Delta u_{hm,S}$ 、 $\Delta u_{hm,P}$ 分别为深度 h 桩土界面 m 上竖向开裂和水平开裂时的超孔压; c_u 为不排水抗剪强度; I_r 为刚度指数; K_0 为土侧压力系数; G 为弹性剪切模量; E_u 为不排水三轴试验的初始切线模量; ν 为土体的泊松比。

由于黏土粒表面的强结合水弹性、抗剪强度和黏滞性很大,且无法传递静水压力,作为土骨架的组成部分;弱结合水也具有黏滞性和抗剪强度,可发生变形但无法因重力作用而流动,其能否传递静水压力尚无定论^[22-23],在文献[22]对饱和软土的上覆竖向有效应力 σ'_v 修正的基础上,本文考虑有少量的弱结合水无法传递静水压力,类比强结合水,但考虑到其状态接近于固态与液态之间,所以不能将其完全视为土骨架的一部分,因此将其视为特殊独立的一部分,并假设其对浮力有贡献,修正后的上覆竖向有效压力 $F'_{v修}$ 表达式为

$$F'_{v修} = W_{土骨架} + W_{弱} - F_{浮} \tag{4}$$

其中

$$W_{弱} = m_j g = \rho_j V'_s g$$

式中: $W_{土骨架}$ 、 $W_{弱}$ 分别为土骨架和弱结合水自重; $F_{浮}$ 为孔隙水对土骨架的浮力; m_j 为弱结合水质量; ρ_j 为弱结合水密度,其值接近 1 g/cm^3 ^[24],此处为计算简便,取为定值,即 $\rho_j = 0.898 \text{ g/cm}^3$; V'_s 为弱结合水体积,假设弱结合水体积 V'_s 等于强结合水体积 V_s 。

式(4)的展开推导同文献[22],对单位面积的土体,得到修正后的上覆竖向有效应力为

$$\sigma'_{v修} = [\rho_s - \rho_w + \rho_j + 0.898 \rho_s w_p (1 - \rho_w / \rho_g)] g h' (1 - n) \tag{5}$$

式中: $\sigma'_{v修}$ 为修正后的上覆竖向有效应力; ρ_s 为土粒密度; ρ_w 为水密度; ρ_g 为强结合水密度,一般为 $1.5 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$; w_p 为塑限含水量; n 为孔隙度; h' 为土层厚度; g 为重力加速度。式(5)仅针对地下水位以下的饱和软土。

3.2 MCC 模型不排水分析方法

在饱和黏土中沉桩,桩周土体近似不排水状态,假设土体经历了一维 K_0 的正常固结,则初始竖向有效应力 σ'_{v0} 和水平应力 σ'_{h0} 为

$$\sigma'_{v0} = \gamma' H \quad \sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} \tag{6}$$

式中 γ' 为土体的有效容重。考虑到在水平方向无变形, $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ 。

则有初始平均应力 $p'_0 = (1 + 2K_0) \gamma' H / 3$, 偏应力 $q_0 = \sigma'_{v0} - \sigma'_{h0} = (1 - K_0) \gamma' H$ 。对于正常固结土,各点的应力状态都落在屈服面上,则各点对应屈服面上有效应力的平均应力 p'_c 为^[25-26]

$$p'_c = q_0^2 / M^2 p'_0 + p'_0 \tag{7}$$

其中

$$M = 6 \sin \varphi' / (3 - \sin \varphi')$$

式中: M 为临界状态线的斜率(临界状态应力比); φ' 为土体有效内摩擦角。

根据 MCC 模型在 $e - \ln p'$ 坐标系上的等向压缩固结曲线^[25],其二维状态边界面的一般方程为

$$e_0 = e_1 - \lambda \ln p'_0 - (\lambda - \kappa) \ln (1 + \eta^2 / M^2) \tag{8}$$

其中

$$\eta = q_0 / p'_0$$

式中: e_0 为初始孔隙比; λ 为塑性体积模量对数(压缩曲线的斜率); κ 为多孔介质体积模量对数(回弹曲线的斜率); η 为初始应力比。式(8)化简得:

$$e_0 = e_1 - (\lambda - \kappa) \ln p'_c - \kappa \ln p'_0 \tag{9}$$

通过无侧限抗压强度试验求饱和黏土的不排水剪切强度 c_u ,在径向应力 $\sigma_r = 0$ 、侧向应力 $\sigma_l = 2c_u$ 时的偏

应力 q_0 为

$$q_0 = \sigma_1 - \sigma_r = 2c_u$$

(10)

不排水条件下^[25-26],MCC 模型中偏应力 q_0 亦可表示为

$$q_0 = Mp'_0$$

(11)

由上述各初始应力条件和式(10)(11),根据 MCC 模型理论,土体中的不排水剪切强度 c_u 为

$$c_u = (M/2)\exp\{[(1 + e_1) - (\lambda - \kappa)\ln 2 - (1 + e_0)]/\lambda\}$$

(12)

将式(5)(12)代入式(2)(3),即可得到桩土界面处竖向开裂和水平开裂时的超孔压 $\Delta u_{hm,S}$ 、 $\Delta u_{hm,P}$ 的计算公式。通过已知参数,只要进行相关试验,求得上述公式中的未知参数,就可预测沉桩后 $\Delta u_{hm,S}$ 、 $\Delta u_{hm,P}$ 和 $\sigma'_{v修}$ 的大小。

4 有限元数值模拟

4.1 数值模型构建

采用 ABAQUS 建立三维圆柱模型并进行计算,为节省运算时间,据其对称性建立 1/4 模型来分析不同桩顶荷载作用下的超孔压。模型的尺寸参数及土体参数参照现场原位试验的数据来设置,桩径为 0.5 m,桩长为 10 m,桩体的弹性模量 $E_p=30\text{ GPa}$,泊松比 $\nu_p=0.3$,桩周土体为半径 10 m、高 20 m 的 1/4 圆柱体。采用 MCC 模型作为土体本构模型,桩体采用刚体模拟。其他土层重要参数如表 1 和表 2 所示。

表 2 各土层参数

Table 2 Material parameters of each soil layer

土层名称	塑性体积模量对数	多孔介质体积模量对数	临界状态应力比	土侧压力系数
黏土	0.022	0.018	0.4	0.818
淤泥质黏土	0.454	0.007	0.1	0.724
粉质黏土	0.232	0.006	0.6	0.429
圆砾砂	0.121	0.019	1.3	0.538
砾质黏性土	0.110	0.020	0.8	0.695
粉质黏土	0.232	0.006	0.8	0.429

根据上述条件对所建立的三维圆柱模型进行网格划分(图 6),得到 16028 个实体单元,选取 C3D8 作为桩体单元,C3D8P 作为土体单元,分析桩身的应力和不排水条件下桩土渗流应力耦合作用;将模型底部和顶面分别设为固定边界和自由边界,对侧面边界施加水平约束;模型建立后,先分析初始应力场,然后导入自编的子程序 VOIDRI 对初始孔隙比进行预定义,最后在桩顶施加分级竖向荷载,以此来模拟沉桩后外荷载作用下的管桩桩周层状土体的渗流固结过程。

4.2 模型验证

提取对应现场原位试验工况埋深 $H=10\text{ m}$ 处超孔压和 P04 应力传感器处上覆竖向有效应力的有限元计算结果,绘制 $\Delta u-t$ 、 σ'_v-t 两条变化曲线,并与理论公式计算结果、现场原位试验结果对比,结果见图 7。从图 7 可看出,曲线拟合效果较好,既表明了选取模型参数的合理性,也说明了修正后的 σ'_v 和 Δu 计算公式的适用性。

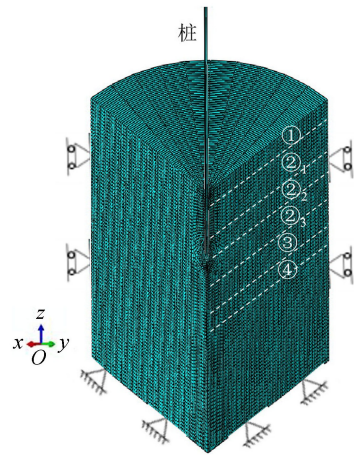


图 6 有限元模型

Fig. 6 Finite element model

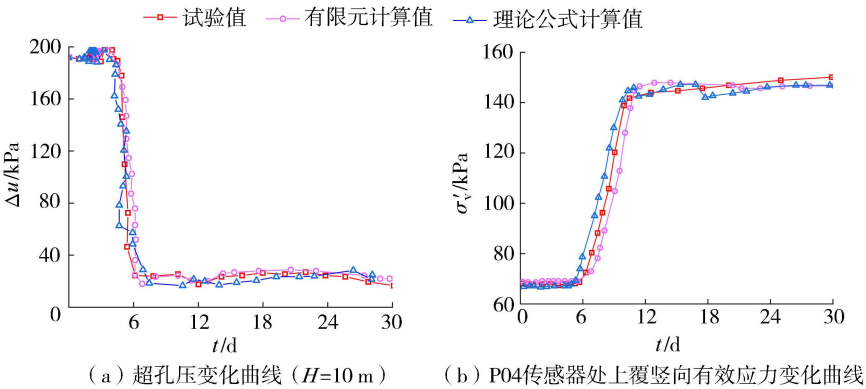


图 7 模型对比验证曲线

Fig. 7 Comparison and verification curves of the model

4.3 荷载条件下的超孔压变化

对建立的模型桩桩顶施加分级荷载,得到沉桩在不同荷载 p 作用下桩周及桩端下部土体的超孔压分布

云图(图 8),可见超孔压最大值出现在桩端底部,并随着距桩心径向距离的增大而逐渐减小。当对桩顶分别施加 60、90、120、150 kN 荷载时,最大正孔压依次为 66.280、11.640、6.383、4.285 kPa,最大负孔压依次为 -23.320、-3.232、-1.655、-1.065 kPa。此外,桩端下局部土体产生的超孔压区域在水平方向和垂直方向上比前一级荷载变大。

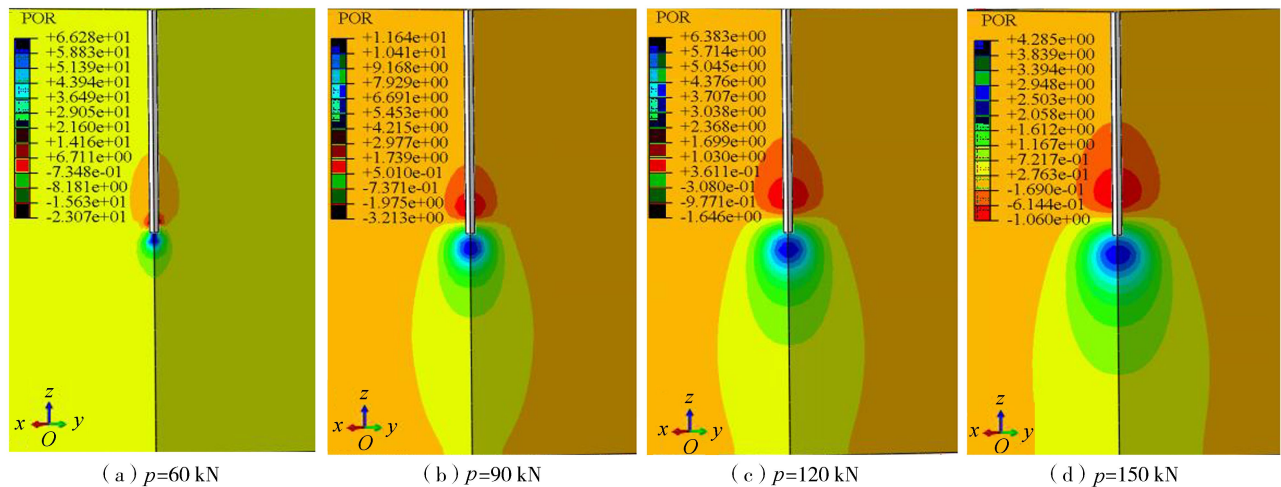


图 8 不同桩顶荷载作用下超孔压变化云图(单位: kPa)

Fig. 8 Variation of excess pore water pressure under different load conditions(unit: kPa)

从图 8 可看出桩侧中下部产生了负的超孔压,是因为静压沉桩后产生的挤土效应,距模型桩较近的群桩区域内后压桩可能会对先压桩产生浮桩作用,桩端受到向上荷载作用的同时,渗透系数小、含水量大且处于卸荷状态的桩侧软黏土中会产生负的超孔压;从整体上看,桩顶施加荷载逐渐增大的同时,桩端土体产生的超孔压区域也逐渐变大,且桩端下部区域较上部更大,最大正孔压和负孔压值逐渐变小,表明超孔压随桩顶施加荷载的增大而逐渐消散,桩端和桩侧靠下土体有效应力值逐渐增大,这是由于静压沉桩和沉桩后对桩顶的竖向加载可以在桩周土体中产生可能超过土体静水劈裂压力的超孔压。另外在对桩顶进行竖向加载时,桩对土的剪切作用使土体体积膨胀,较高的超孔压和沉桩施工会使桩侧土体发生劈裂现象,且可通过劈裂裂缝使超孔压快速消散。

图 9 是不同桩顶荷载作用下,水平方向上距离桩心不同位置的超孔压变化云图。根据桩周孔压传感器所在位置,选取埋深 $H=10\text{ m}$ 、土体半径为 5 m 范围内的 $1/4$ 圆柱面分析其超孔压变化规律。从图 9 可看出,当在桩顶分别施加 60、90、120、150 kN 荷载时超孔压最大值依次为 61.600、7.880、4.420、3.060 kPa,超孔压最小值依次为 -0.200、0.000、0.000、0.010 kPa。整体从某一平面上看,水平方向上的超孔压随着荷载 p 的增大而逐渐减小。各级荷载下 $H=10\text{ m}$ 的桩周土体平面上,超孔压在水平方向上随着离桩心越来越远而逐渐减小,且水平方向超孔压最大值均小于竖直方向上的超孔压最大值,这也意味着随着地基土的渗流固结,超孔压逐渐消散的同时,桩端局部土体竖直方向有效应力比水平方向上有效应力更大,随时间增长更快。成桩后,随着时间的推移,当某一时刻的超孔压消散完毕,有效应力不再增大时,意味着地基土开始进入休止期。

5 结 论

- a. 超孔压随着管桩埋深的增加而呈逐渐增大趋势,并且超孔压增大速率与桩周土层渗透性呈负相关关系。
- b. 沉桩结束后的初始时刻,越接近桩端的超孔压最大值越大,之后便快速下降并趋于稳定,即超孔压随时间推移基本消散完毕。在桩端局部土体中,越接近桩端的初始上覆竖向有效应力越大,随时间呈逐渐增大的趋势;反之,远离桩端的土体呈相反变化规律,但最终都趋于稳定,即上覆竖向有效应力不再增大和减小,即成桩后 30 d 地基土处于休止期。
- c. 在不同桩顶荷载作用下,桩端底部的超孔压最大,桩侧中下部超孔压出现负值,即竖直方向上距离桩端越近,超孔压越大,同一水平方向上离桩心距离越远,超孔压越小;随着桩顶荷载的增大,靠近桩端和桩心的超孔压最大值逐渐减小。

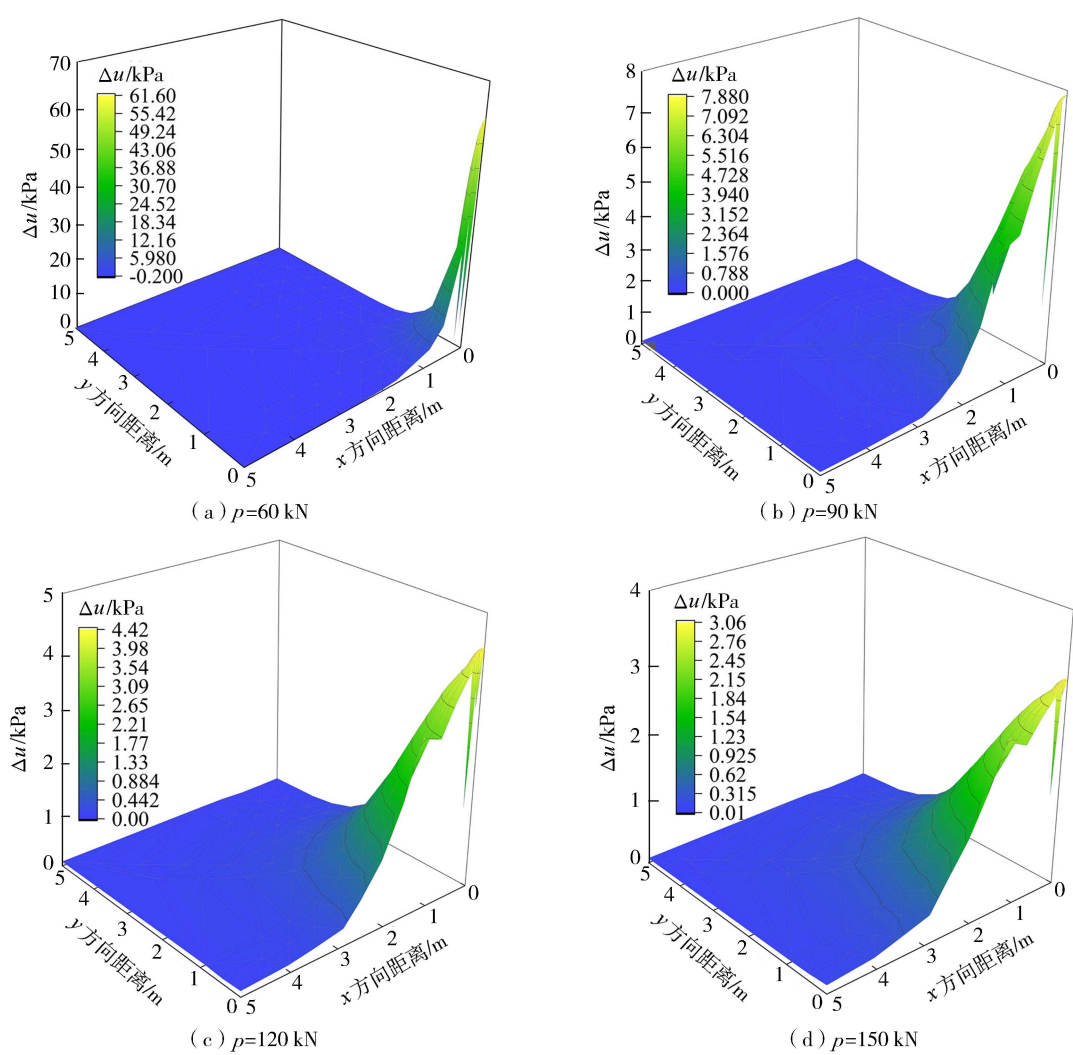


图 9 距离桩心不同位置的超孔压变化云图
Fig. 9 Variation of excess pore water pressure at different positions from the pile center

参考文献:

[1] 师旭超,孙运德,士贺飞. 长期反复荷载作用下软黏土地基的变形特性[J]. 土木与环境工程学报(中英文),2020,42(2): 23-29. (SHI Xuchao,SUN Yunde,SHI Hefei. Deformation characteristics of soft soil foundation under long-term repeated loading [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering,2020,42(2):23-29. (in Chinese))

[2] 殷德顺,颜庆梅,马誉鑫. 局部振动作用下地下软黏土流动特性试验[J]. 河海大学学报(自然科学版),2019,47(4):366-373. (YIN Deshun,YAN Qingmei,MA Yuxin. Experimental study on flow characteristics of underground soft clay under localized vibration[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences),2019,47(4):366-373. (in Chinese))

[3] MURTHY D S, ROBINSON R G, RAJAGOPAL K. Formation of soil plug in open-ended pipe piles in sandy soils [J]. International Journal of Geotechnical Engineering,2021,15(5):519-529.

[4] 张明义,刘雪颖,王洪洪,等. 粉土及粉质黏土对静压沉桩桩端阻力影响机制现场试验[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2020,50(6):1804-1813. (ZHANG Mingyi,LIU Xueying,WANG Yonghong,et al. Field test on influencing mechanism of silty soil and silty clay on tip resistance of static pressure pile[J]. Journal of Jilin University(Earth Science Edition),2020,50(6): 1804-1813. (in Chinese))

[5] AL-SOUDANI W H, ALBUSODA B S. An experimental study on bearing capacity of steel open ended pipe pile with exterior wings under compression load[J]. Geotechnical and Geological Engineering,2021,39(2):1299-1918.

[6] WANG Yonghong,LIU Xueying,ZHANG Mingyi, et al. Field test of excess pore water pressure at pile-soil interface caused by PHC pipe pile penetration based on silicon piezoresistive sensor[J]. Sensors,2020,20(10):2829.

[7] DING Jianwen,WAN Xing,HONG Zhenshun,et al. Excess pore water pressure induced by installation of precast piles in soft clay [J]. International Journal of Geomechanics,2021,21(9):5021002.

- [8] 张继生,钱方舒,童林龙,等. 细砾质斜坡海床上波浪的传播特性试验[J]. 河海大学学报(自然科学版),2020,48(2):150-157. (ZHANG Jisheng, QIAN Fangshu, TONG Linlong, et al. Experimental study on wave propagation over fine gravel slope seabed[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences),2020,48(2):150-157. (in Chinese))
- [9] 万梦华,雷金波,柳俊. 静压有孔管桩超孔隙水压力消散的影响因素分析[J]. 地下空间与工程学报,2019,15(2):465-472. (WAN Menghua, LEI Jinbo, LIU Jun. Influencing factors analysis on the dissipation of excess pore water pressure of static perforated pipe-pile[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering,2019,15(2):465-472. (in Chinese))
- [10] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley & Sons,1980:6-9.
- [11] 路德春,杜修力,许成顺. 有效应力原理解析[J]. 岩土工程学报,2013,35(增刊1):146-151. (LU Dechun, DU Xiuli, XU Chengshun. Analytical solutions to principle of effective stress[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2013,35(Sup1):146-151. (in Chinese))
- [12] 唐晓武,柳江南,杨晓秋,等. 开孔管桩动孔压消散特性的理论研究[J]. 岩土力学,2019,40(9):3335-3343. (TANG Xiaowu, LIU Jiangnan, YANG Xiaoqiu, et al. Theoretical study of dynamic pore water pressure dissipation characteristics of open-hole pipe pile[J]. Rock and Soil Mechanics,2019,40(9):3335-3343. (in Chinese))
- [13] MOUSAVI S, GHAYOONI M. A semi-empirical model to predict excess pore pressure generation in partially saturated sand[J]. E3S Web of Conferences,2020,195:02026.
- [14] FATTAH M Y, MUSTAFA F S. Development of excess pore water pressure around piles excited by pure vertical vibration[J]. International Journal of Civil Engineering,2017,15(6):907-920.
- [15] 张亚国,李镜培. 静压沉桩引起的土体应力与孔压分布特征[J]. 上海交通大学学报,2018,52(12):1587-1593. (ZHANG Yaguo, LI Jingpei. Distribution characteristics of stress and pore pressure induced by pile jacking[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University,2018,52(12):1587-1593. (in Chinese))
- [16] AZZOZ A S, MORRISON M J. Field measurements on model pile in two clay deposits[J]. Journal of Geotechnical Engineering,1988,114(1):104-121.
- [17] 王永洪,张明义,刘俊伟,等. 黏性土中单桩贯入桩-土界面超孔压和土压测试现场试验[J]. 岩土工程学报,2019,41(5):950-958. (WANG Yonghong, ZHANG Mingyi, LIU Junwei, et al. Field tests on excess pore pressure and soil pressure of pile-soil interface for a single pile during pile-sinking in clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,2019,41(5):950-958. (in Chinese))
- [18] 钱峰,刘干斌,齐昌广,等. 饱和黏土中静压沉桩模型试验及数值模拟研究[J]. 水文地质工程地质,2016,43(5):56-61. (QIAN Feng, LIU Ganbin, QI Changguang, et al. Static pressure pile-sinking model tests and numerical simulation on saturated clay[J]. Hydrogeology & Engineering Geology,2016,43(5):56-61. (in Chinese))
- [19] 孟振,陈锦剑,王建华. 基于修正剑桥模型的软黏土中沉桩过程欧拉-拉格朗日耦合模拟分析[J]. 上海交通大学学报,2017,51(3):263-268. (MENG Zhen, CHEN Jinjian, WANG Jianhua. The coupled Eulerian-Lagrangian analysis of pile jacking process in saturated soft clay by using modified Cam-clay model[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University,2017,51(3):263-268. (in Chinese))
- [20] 桑松魁,王永洪,张明义,等. 粉土与粉质黏土互层中静压桩桩土界面孔隙水压力[J]. 吉林大学学报(地球科学版),2021,51(5):1551-1559. (SANG Songkui, WANG Yonghong, ZHANG Mingyi, et al. Pore water pressure at pile-soil interface of jacked pile in silty soil and silty clay[J]. Journal of Jilin University(Earth Science Edition),2021,51(5):1551-1559. (in Chinese))
- [21] 何耀辉. 静压桩沉桩挤土效应研究及实测分析[D]. 杭州:浙江大学,2005.
- [22] 王庶懋,陈昌斌,张剑锋,等. 软土地区桩基施工中的孔隙水压力监测标准探讨[J]. 工程勘察,2010,38(4):17-22. (WANG Shumao, CHEN Changbin, ZHANG Jianfeng, et al. Discussion on monitoring criterion of excess pore water pressure induced by driving piles in soft soil area[J]. Geotechnical Investigation & Surveying,2010,38(4):17-22. (in Chinese))
- [23] 王国义. 论有效应力原理与自由水、土骨架[J]. 重庆建筑,2022,21(5):62-64. (WANG Guoyi. On the principle of effective stress and free water and soil skeleton[J]. Chongqing Architecture,2022,21(5):62-64. (in Chinese))
- [24] 胡湘锋. 黏土中水的形态对其工程性质的影响研究[D]. 广州:华南理工大学,2017.
- [25] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay[M]. Cambridge: Cambridge University Press,1968:535-609.
- [26] 郑颖人,龚晓南. 岩土塑性力学基础[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1989:197-198.