

饱和软粘土地区静力压桩施工引起 土体变形的机制研究

电子工业部综合勘察研究院华东分院 储王应

【提要】本文通过分析土体体积应变和孔隙水压力之间内在联系的基本微分方程和静压桩的沉桩机理，探讨了饱和软土地区压桩施工引起土体变形的机理，为防范方案的选择提供一定的理论依据。

【Abstract】 The mechanism of the soil deformation due to the construction of static press pile in the saturated soft clay area is researched in this paper based on the analysis of the internal relations between the volumetric strain and pore water pressure. And the theoretical base is provided for the selection of the guard plan.

前言

近年来，随着城市改造项目的增加桩基施工的环境效应问题被日益重视。工程实践表明，在饱和软粘土地区进行静力压桩施工，使一定距离内的土体产生显著变形，常常影响邻近建筑物或地下管线的安全与正常使用。从岩土工程角度看压桩施工的环境效应，包括预测和防范两方面。在防范方面，人们在实践中获得相当的实测资料和丰富经验，而在预测理论方面则研究得不多。探讨压桩土体变形机理是预测理论研究的基础。因此，研究土体变形机理是预测研究的重要课题之一。在这方面，有些科技人员^{[1]、[2]}试图应用弹塑性力学、土质土力学等有关理论进行过探讨。笔者认为，饱和土体并非一般弹塑性体，研究其变形应将其中的孔隙水压力作为重要因素加以考虑。本文在分析静压桩沉桩机理和超孔隙水压力产生的基础上，综合弹塑性力学理论的研究结果探讨土体的变形机制。

一、揭示土体体积应变与土体中孔隙水压力关系的基本微分方程

设在充满液体的渗流区内以 $P(x, y, z)$ 点为中心取一无限小的平行六面体，如图 1 示。其各边长度分别为 Δx 、 Δy 、 Δz ，并且与坐标轴平行。作为单元体，设 P 点沿坐标

轴方向的渗透速度分量为 v_x 、 v_y 、 v_z ，液体密度为 ρ ，单元体体积为 Δv ，孔隙度为 n 。

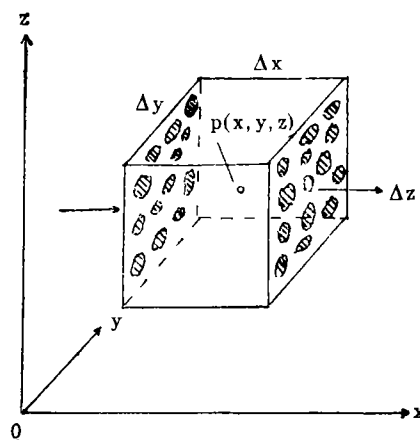


图 1 渗流区中的单元体

单元体受力时将会引起体积、孔隙度的变化，从而导致其孔隙中液体的运动。它应满足渗流的连续性方程：^[3]

$$-\left[\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right]$$

$$\times \Delta x \Delta y \Delta z = \frac{\partial}{\partial t} [\rho n \Delta x \Delta y \Delta z] \quad (1)$$

因 $\Delta x \Delta y \Delta z = \Delta v$,

$$\text{所以, } \frac{\partial}{\partial t} [\rho n \Delta x \Delta y \Delta z]$$

$$= \frac{\partial}{\partial t} [\rho n \Delta v] = \rho n \frac{\partial(\Delta v)}{\partial t}$$

$$+\rho \Delta v \frac{\partial n}{\partial t} + n \Delta v \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (2)$$

以下讨论(2)式后三项

$$1. \rho n \frac{\partial(\Delta v)}{\partial t}$$

设单元体土体骨架的体积应变为 ϵ_s , 其微分表达式为:

$$d\epsilon_s = -\frac{d(\Delta v)}{\Delta v} \quad (3)$$

$$\text{即 } d(\Delta v) = -\Delta v d\epsilon_s$$

$$\text{于是 } \frac{\partial(\Delta v)}{\partial t} = -\Delta v \frac{\partial \epsilon_s}{\partial t}$$

$$\text{因此 } \rho n \frac{\partial(\Delta v)}{\partial t} = -\rho n \Delta v \frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} \quad (4)$$

$$2. \rho \Delta v \frac{\partial n}{\partial t}$$

设单元体中土颗粒的体积为 Δv_s , 则

$$\Delta v_s = (1-n)\Delta v$$

将上式全微分

$$\begin{aligned} d(\Delta v_s) &= d[(1-n)\Delta v] \\ &= \Delta v d(1-n) + (1-n)d(\Delta v) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \text{于是 } dn &= \frac{(1-n)d(\Delta v) - d(\Delta v_s)}{\Delta v} \\ &= \frac{(1-n)d(\Delta v)}{\Delta v} \\ &\quad - \frac{(1-n)d(\Delta v_s)}{\Delta v_s} \end{aligned} \quad (6)$$

设土颗粒的体积应变为 ϵ_s , 微分表达式

$$d\epsilon_s = -\frac{d(\Delta v_s)}{\Delta v_s} \quad (7)$$

将(3)、(7)式代入(6)式得

$$dn = (1-n)(d\epsilon_s - d\epsilon_s)$$

$$\text{即 } \frac{\partial n}{\partial t} = (1-n) \left(\frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} - \frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{因此, } \rho \Delta v \frac{\partial n}{\partial t} &= \rho \Delta v (1-n) \left(\frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} \right) \end{aligned} \quad (8)$$

$$3. \Delta v n \frac{\partial \rho}{\partial t}$$

设液体的体积弹模为常数 E_w , 由Hooke定律

$$\text{得 } dp = -E_w \frac{d(\Delta v_w)}{\Delta v_w} \quad (9)$$

式中 Δv_w 为单元体中液体所占体积, p 为孔隙中液体所承受的压强。

由质量守恒定律, 有 $\rho \Delta v_w$ 不变

$$\text{于是 } d(\rho \Delta v_w) = \rho d(\Delta v_w) + \Delta v_w d\rho = 0$$

$$\text{即 } d\rho = -\rho \frac{d(\Delta v_w)}{\Delta v_w} \quad (10)$$

$$\text{由(9)、(10)式可得 } d\rho = \frac{\rho}{E_w} dp$$

$$\text{于是 } \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\rho}{E_w} \frac{\partial p}{\partial t}$$

$$\text{因此, } n \Delta v \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{n \Delta v \rho}{E_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (11)$$

$$\text{于是, 连续性方程右边 } \frac{\partial}{\partial t} [\rho n \Delta v]$$

$$\begin{aligned} &= -\rho n \Delta v \frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} + \rho \Delta v (1-n) \left(\frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} - \frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} \right) \\ &\quad + \frac{n \Delta v \rho}{E_w} \frac{\partial p}{\partial t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{即 } \frac{\partial}{\partial t} [\rho n \Delta v] &= -\rho \Delta v \left[\frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} \right. \\ &\quad \left. - (1-n) \frac{\partial \epsilon_s}{\partial t} - \frac{n}{E_w} \frac{\partial p}{\partial t} \right] \end{aligned} \quad (12)$$

$$\text{连续性方程左边 } - \left[\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} \right.$$

$$\left. + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] \Delta v$$

$$= -\rho \Delta v \left[\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right]$$

$$- \Delta v \left[v_x \frac{\partial \rho}{\partial x} + v_y \frac{\partial \rho}{\partial y} + v_z \frac{\partial \rho}{\partial z} \right]$$

(13)

由于水的压缩性很小, 因而上式后一项比前一项要小得多, 忽略不计, 则

$$\text{左边} = -\rho \Delta v \left[\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right] \quad (14)$$

左边 = 右边

$$\text{即} \quad \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial t}$$

$$-(1-n) \frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} - \frac{n}{E_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (15)$$

$$\text{由 Darcy 定律: } v_x = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (16)$$

$$v_y = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial p}{\partial y} \quad (17)$$

$$v_z = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial p}{\partial z} \quad (18)$$

式中, k 为渗透率, 它只与土体本身性质有关, 与水的性质无关, μ 为水的动力粘滞系数。

$$\text{所以} \quad \frac{\partial v_x}{\partial x} = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \quad (19)$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial y} = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} \quad (20)$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \quad (21)$$

将上三式代入 (15) 式得

$$-\frac{k}{\mu} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial t} - (1-n) \frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} - \frac{n}{E_w} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (22)$$

(22) 式即为土体体积应变与孔隙水压力关系的微分方程式。

从微分方程 (22) 式看出, 土体应变与孔隙水压力的关系是复杂的, 对于一些具体的计算问题, 一般要得到解析解是较困难的。但在完全封闭情况下, 有

$$v_x = v_y = v_z = 0 \quad (23)$$

因而可以得到

$$\frac{\partial \varepsilon_\theta}{\partial t} - (1-n) \frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} - \frac{n}{E_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (24)$$

因土颗粒的压缩性比骨架的压缩性要小

得多, 故 (24) 式中中间项可忽略不计, 于是有

$$d\varepsilon_\theta = \frac{n}{E_w} dp$$

$$\text{积分之} \quad \varepsilon_{\theta_1} - \varepsilon_{\theta_0} = \frac{n}{E_w} (p_1 - p_0)$$

$$\text{即} \quad \Delta p = \frac{E_w}{n} \Delta \varepsilon_\theta$$

例如, 20℃ 时水的 $E_w = 2.1 \times 10^6$ kPa, 设 $n = 0.5$, $\Delta \varepsilon_\theta = 1 \times 10^{-2}$, 则 $\Delta p = 4.2 \times 10^4$ kPa

可见, 在封闭条件下, 饱和土体的较小体积应变增量, 将会引起孔隙水压力的很大变化。

二、静压桩的沉桩机理

静力压桩是采用静力将桩压入土中的一种施工工艺。一般认为, 当桩平稳地被压入土层中时, 桩端附近的土体将产生剪切和压缩, 剪切破坏面大致呈对数螺旋线。这时, 土体的变形状态分三个区。如图 2 示。

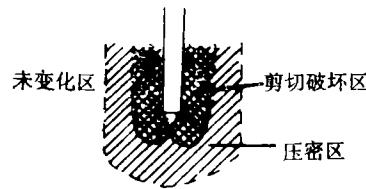


图 2 沉桩机理示意

桩端贯入使土体所让出的体积等于其所需要之体积。土体让出体积的方式有二种:

1. 整体滑移; 2. 土体在局部范围内的压缩。施加于桩轴向的压力, 通过桩尖平面转换为偏向水平方向的作用力来挤压四周的土体, 使其压缩和滑移。桩尖面处的这种力方面的转化, 使桩尖周围土体在贯入过程中沿程均得到压缩。

应该指出的是, 桩在沉入饱和软粘土过程中, 引起桩周土结构破坏和孔隙水压力骤增。所施加的静压力主要用来克服桩尖阻力, 桩在贯入过程中表现为冲剪破坏, 桩迅速沉入土中。

三、压桩引起土体变形机理探讨

如上所述，桩在沉入饱和软粘土过程中，对桩周土体产生压缩和剪切变形，引起桩周土结构的破坏和孔隙水压力骤增。

1. 单桩贯入时扩张压力与塑性区

文献[1]作者把沉入土中的桩视为在土中扩张出一个与桩径相同的小孔(图3)。

图中：

- R ：塑性区半径(影响半径)；
- r ：扩张孔半径(桩半径)；
- ρ ：所求应力点至扩张孔中心距离；
- p_u ：桩土界面上的总径向应力，即扩张压力；
- σ_r ：径向应力；
- σ_τ ：切向应力；
- σ_o ：竖向应力(平行桩轴线)。

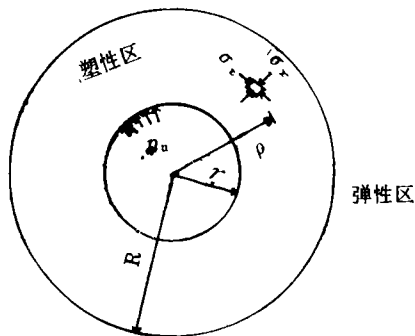


图3 圆柱孔扩张模型

应用弹塑性力学理论解得

$$p_u = C_u \left[\ln \left(\frac{E}{2(1+\mu)C_u} + 1 \right) \right] \quad (25)$$

$$R = r \sqrt{\frac{E}{2(1+\mu)C_u}} \quad (26)$$

式中 E —— 土的弹性模量；

C_u —— 土的不排水剪强度；

$\frac{E}{C_u}$ —— 土的刚度比；

μ —— 土的泊松比，饱和土 $\mu = 0.5$

其它符号意义同图3。

由公式(25)、(26)看出，扩张压力

和塑性区半径均只与土的刚度比有关，如图4、5示。

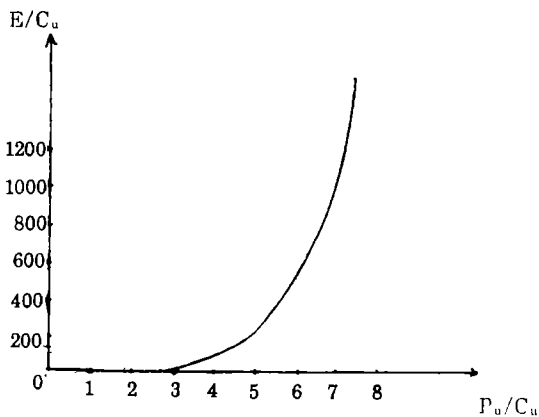


图4 扩张压力与刚度比关系

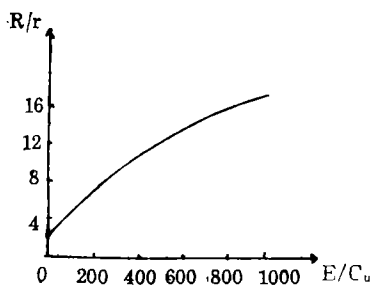


图5 塑性区半径与刚度比关系

从图4看出，当刚度比较小时，扩张压力变化较大；刚度比大于600，扩张压力变化很小；刚度比超过2000，则 p_u/C_u 越近极限值7.5。从而可以估计桩对土的最大挤压力 $p_u = 7.5C_u$ 。

上海地区淤泥质粘土 $\frac{E}{C_u} = 150 \sim 380$ ，

塑性区半径约为7~11倍桩径；淤泥质粉质粘土 $\frac{E}{C_u} = 60 \sim 100$ ，塑性区半径约为4.5~6倍桩径。

由此可以估计，桩群内部全部进入塑性区的临界半径。

研究发现，微小的体积变化会大大减小土的刚度比，从而影响塑性区半径及扩张压力。泊松比 μ 的变化，则对刚度比修正的影响很小。

2. 单桩周围孔隙水压力

前已述及，在封闭条件下，饱和土体的较小体应变增量，会引起超孔隙水压力的很大变化。桩沉入渗透性很低的饱和粘土中，可认为是一个不排水过程，即可按封闭系统考虑。桩在贯入过程中，由于挤土效应，使孔隙水压力骤增，且距桩身愈近，其增量愈大。文献[4]的作者通过模型试验，对桩在静压过程中桩周土体的应力状态进行了观测（如图6、7示），可以看出，桩在贯入过程中，桩周土产生较高的孔隙水压力，它随时间逐渐消散，随距桩身距离的增加而减小，桩侧有效压力 $\bar{\sigma}_u$ 随时间逐渐增长。

可见，实测结果与理论分析规律是一致的。

3. 土体变形机理分析

综上所述，就单根桩而言，在其贯入过程中需排除与自身体积相同的土体。桩周土体沿程都受到压缩和产生剪切变形，剪裂面大致呈对数螺旋线，桩身周围形成扩张力与塑性区，同时产生较高的超孔隙水压力。对上海地区淤泥质粘土，塑性区半径约为7~11倍桩径；对淤泥质粉质粘土，塑性区半径约为4.5~6倍桩径。考虑到桩周土体结构被破坏（包括桩端穿越时剪切破坏和扩张力产生的剪切破坏），实际上塑性区范围比

上述值要小，不致产生对邻近环境有实际影响的变形。扩张力也会对桩周土体产生剪切破坏，剪切面与其作用面成 $\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$ 角，因 $\varphi = 0$ ，故成 45° 角。对密度较大的群桩来说，土体变形并非上述变形的简单叠加。实际上，在群桩密度足够大（桩距小于桩群内部全部进入塑性区的临界半径）和施工进度较快（超孔隙水压力来不及消散）情况下，桩群内附加应力与超孔隙水压力逐渐积累。此附加应力和超孔隙水压力使每根桩桩侧的土体剪切破坏面（包括软弱面）不断扩展而贯通，形成更大的剪切破坏面。理论上，这种剪切破坏面是无数的。剪切面内侧的土体在土体内部极高的超孔隙水压力及累积的扩张压力作用下沿剪切面向上移动，群桩周围的土体（邻近环境土体）的变形就是这种剪切变形与压缩变形综合作用的结果。显然，这种对环境有实际影响的土体变形的产生，群桩内土体中超孔隙水压力是很重要的因素。笔者认为，剪切面的最大深度不超过桩入土深度，故影响范围约为桩的入土深度。考虑到超孔隙水压力是土体变形的重要因素，发生显著的剪切变形范围约为饱和软粘性土层厚度。这就是离沉桩区外一定距离地表土体隆起和水平位移的原因。相反，剪切

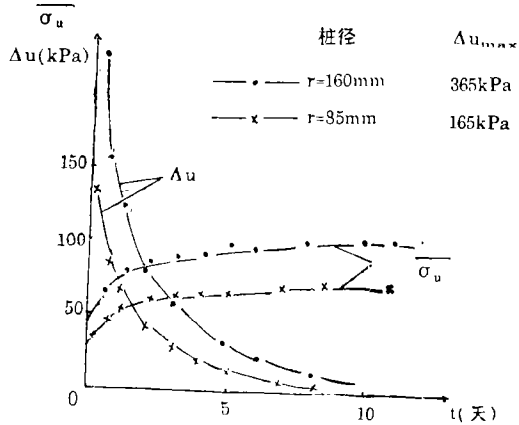


图6 实测桩侧孔隙水压力 Δu 的消散和有效压力 $\bar{\sigma}_u$ 增长曲线

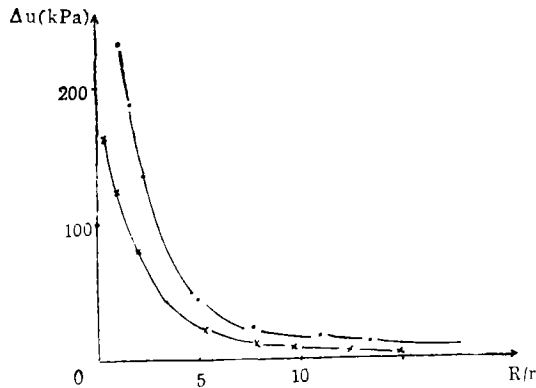


图7 桩周孔隙水压的分布

(下转第52页)

地”而形成高压水层。场地内破碎带被方解石胶结,并又被溶蚀,表明来自西侧石灰岩分布带的地下水,不仅可以进入勘探场地,而且自方解石胶结以来活动变得愈益强烈(沉淀方解石时的水交替强度弱于溶蚀方解石时的水交替强度)。当然,这样的推测有待进一步研究、证实。值得借鉴的是:在地质及地貌条件相类似的四川盆地西缘某地,因水电建设施工长隧洞,隧洞距地表埋深达1700余米处还发生严重突水,现突水点稳定流量达 $1.5\text{m}^3/\text{s}$ 左右,因此,对于龙门山勘探场地的水文地质问题以及地下水活动下限的确定,决不能掉以轻心。

六、关于核废料永久处置场的水文地质选址原则

《军工勘察》编辑部1994.3.20发出通知,望能对确定地下水活动下限的标准展开学术讨论。其目的是明显的:为核废料永久处置场的选址提供科学的依据,并建立某种标准。笔者赞成这次讨论,更希望能将有关的讨论内容进一步展开。关于核废料永久处置场的研究,在我国尚处于起步阶段,在水文地质方面不宜急于建立某种统一的标准。

—————

(上接第40页)

面外侧土体沿剪切面向下移动,这也是影响范围外土体产生一定程度的下降和向压桩区位移的原因。

四、防范方案选择

在密集群桩施工时,距沉桩距离为桩穿越深厚饱和软粘土层厚度范围内的土体变形是显著的,应予以重视。从以上对土体变形的机理的分析,为我们选择防范方案提供一定的理论依据。在选择防范方案时,应考虑下列几方面。1.减少沉桩过程的挤土影响和超孔隙水压力的产生;2.促使超孔隙水压力消散、减少超孔隙水压力的积累;3.阻止变形的扩展;4.加强挤压应力的释放。此外,尚应加强变形监测。

反之,当务之急应该是讨论选址的原则。

龙门山选址虽然进入勘察阶段,但是勘察结果表明对于永久性处置场的选址是失败的,至少,目前还难于得出可靠的结论。其实,在广阔的中国大地,如果在一定的选址原则指导下进行选址,再行勘探,也许可以找到比其优越得多的场址。这次选址失败的教训就在于选址原则不明,过急地进入了勘探。

根据龙门山选址的教训和以上有关讨论,笔者认为,从水文地质角度对于选址应该注意的几个原则是:

- 1.在区域上应避开构造发育带,特别是新构造变动强烈的地带。
- 2.气候相对干燥,地势平缓,地下水循环交替条件较差的地区。
- 3.以寻找较大规模的干岩体或干岩层为处理场址的勘探对象,而并不限于以必须处于某地下水活动带以下为条件。即是说,在某地下水活动带内的干岩体或干岩层,未必不可以作为处置场地。
- 4.人为活动相对较少的地区。
- 5.即使存在某些水文地质问题或环境问题,而便于处理的地段。

本文的编写仍以定性分析为主,要想对饱和软粘土地区压桩施工的环境效应问题作出定量评估,无疑是很困难的事。但是,使之形成一套预测分析系统无疑是值得广大科技人员研究的重要课题。

参 考 文 献

- 1 樊良本.关于打桩引起的土体位移及土中应力状态变化的探讨.同济大学
- 2 石洪宝.饱和软粘性土地区静力压桩桩周土体变形机理探讨.军工勘察,1992.3
- 3 薛禹群.地下水动力学原理.地质出版社,1986
- 4 施鸣升.沉入粘性土中桩的挤土效应探讨.桩基工程学讨论会论文集,1981
- 5 上海市标准:地基基础设计规范(DBJ08-11-89)