

# 筒桩与普通沉管灌注桩施工挤土效应比较

汪鹏程 朱向荣

(浙江大学 岩土工程研究所, 浙江杭州 310027)

**【摘要】** 应用圆孔扩张理论, 分析了筒桩施工挤土效应, 并通过比较, 得出筒桩施工挤土效应远远小于普通沉管灌注桩或预制实心桩; 筒桩可内外承担摩阻力, 承载力高, 挤土效应小, 是一种比较理想和值得推广的桩型。

**【关键词】** 筒桩; 挤土效应; 圆孔扩张

**【中图分类号】** TU 433

## Comparison on Pile Driving Effect between Driven Cast-in-place Tubular Pile and General Synchronous Pile

Wang Pengcheng, Zhu Xiangrong

(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Zhejiang Hangzhou 310027, China)

**【Abstract】** The pile driving effects of driven cast-in-place tubular piles are analytically analyzed by making use of cylindrical cavity expansion theory, and by comparison with general piles, its superiorities in respect of disturbing soils are displayed. Because both its inner and external surface can bear friction, and it is hollow, so its bearing capacity is higher and pile driving effect is smaller than any kind else, and is worth being popularized.

**【Key words】** driven cast-in-place tubular pile; pile driving effect; cylindrical cavity expansion

### 0 引言

沉桩挤土一直是岩土工程界非常关注的问题, 前人对此做了大量的研究。概括起来有: 圆孔扩张法、应变路径法、有限单元法和试验研究法。Randolph 等(1979)用圆柱孔扩张方法模拟沉桩过程<sup>[1]</sup>, 求出了沉桩后桩周土体中的有效应力和孔隙水压力。Chow 和 Teh(1990)利用圆孔扩张法将沉桩过程当作准静态过程<sup>[2]</sup>, 求出桩周土体的位移场。Mabsout 等(1994, 1995)用有限单元法研究了打桩问题<sup>[3]</sup>, 计算土对桩的阻力及其沿桩身的分布, 研究了土及孔隙水压力的变化规律。蒋明镜、沈珠江(1996)用弹脆塑性模型模拟土的应力应变软化曲线, 考虑塑性区的剪胀特性, 采用双剪统一强度理论的屈服函数形式, 推导柱形孔扩张时的应力场位移场和扩张压力<sup>[4]</sup>。沉管灌注筒桩, 简称筒桩, 是最近几年在沉管灌注桩基础上改进并发展起来的一种新桩型, 它与普通沉管灌注桩最大不同点是用于扩土并在其间浇注混凝土的桩管部分的结构不同。筒桩的桩管由内外双层钢套管组成的, 与环状桩靴一

起构成密闭的环形空腔, 在沉管时土可以自由地从内套管中排出。所以筒桩属于部分挤土桩。因为筒桩是新型桩, 对它的研究目前还非常少。本文应用圆孔扩张理论就筒桩挤土效应进行理论分析, 并通过与普通沉管灌注桩或预制桩的比较揭示它在挤土方面所具有的优越性。

### 1 圆孔扩张理论

假设土体为理想弹塑性体, 材料服从 Mohr-Coulomb 屈服准则; 将问题简化为平面应变轴对称问题。

基本方程有:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1)$$

$$\epsilon_r = -\frac{du_r}{dr} \quad (2)$$

$$\epsilon_\theta = -\frac{u_r}{r} \quad (3)$$

在弹性区域, 土体材料符合广义虎克定律:

$$\epsilon_r = \frac{1-\mu^2}{E} \left( \sigma_r - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_\theta \right) \quad (4)$$

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{1-\mu^2}{E} \left( \sigma_{\theta} - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_r \right) \quad (5)$$

在塑性区, 满足屈服条件:

$$\sigma_r - \sigma_{\theta} = (\sigma_r + \sigma_{\theta}) \sin \varphi + 2C \cos \varphi \quad (6)$$

由弹性理论, 得弹性阶段应力和位移解:

$$\sigma_{\theta} = \frac{-R_b^2 p}{r^2} = -\sigma_r \quad (7)$$

$$U = \frac{1+\mu}{E} r \sigma_r \quad (8)$$

式中:  $R_b$  为圆孔扩张过程中的孔径;  $p$  为相应的圆孔内扩张压力;  $U$  为径向位移;  $c$  为土的粘聚力;  $\varphi$  为土内摩擦角;  $\mu$  为土的泊松比;  $E$  为土的弹性模量。

在  $r = R_u$  处, 有  $\sigma_r = p_u$ , 可解得塑性区径向应力表达式:

$$\sigma_r = (p_u + c \cot \varphi) \left( \frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - c \cot \varphi \quad (9)$$

式中:  $R_u$  为筒桩的外径,  $R_i$  为筒桩的内径,  $p_u$  为沉管时模外壁对土体产生的径向压力。

根据圆筒形孔扩张后体积变化等于弹性区体积变化和塑性区体积变化之和, 即:

$$\pi R_u^2 - \pi R_i^2 = \pi R_p^2 - \pi (R_p - U_p)^2 + \pi (R_p^2 - R_u^2) V \quad (10)$$

式中:  $U_p$  为沉管过程中桩周土弹塑性分界面上土体的径向位移。

展开上式, 并略去  $U_p$  的二次项, 可得:

$$(1+V) - \left( \frac{R_i}{R_u} \right)^2 = 2U_p \frac{R_p}{R_u^2} + \frac{VR_p^2}{R_u^2} \quad (11)$$

式中:  $R_p$  为塑性区半径;  $V$  为塑性区平均体积应变。

根据式(8)式(9), 并考虑到弹塑性交界面上边界条件, 经推导可得塑性区半径公式:

$$\frac{R_p}{R_u} = \sqrt{\frac{G(1+V-\xi^2)}{c \cos \varphi + GV}} \quad (12)$$

扩孔最终压力:

$$p_u = c \cot \varphi (1 + \sin \varphi) \left[ G \frac{1+V-\xi^2}{c \cos \varphi + GV} \right]^{\frac{\sin \varphi}{1+\sin \varphi}} - c \cot \varphi \quad (13)$$

式中:  $\frac{R_i}{R_u} = \xi$ , 称之为内外径比;  $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ ,  $G$  为剪切模量。

将  $p_u$  表达式回代到式(9), 就可得到沉管后桩周土体塑性区的应力分布:

$$\sigma_r = c \cot \varphi (1 + \sin \varphi) \left[ G \frac{1+V-\xi^2}{c \cos \varphi + GV} \right]^{\frac{\sin \varphi}{1+\sin \varphi}} \times \left[ \frac{R_u}{r} \right]^{\frac{2 \sin \varphi}{1+\sin \varphi}} - c \cot \varphi \quad (14)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{c \cot \varphi \cos^2 \varphi}{1 + \sin \varphi} \left[ \frac{G+GV-\xi^2}{c \cos \varphi + GV} \right]^{\frac{2 \sin \varphi}{1+\sin \varphi}} \left( \frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1+\sin \varphi}} - \frac{c \cot \varphi - c \cos \varphi + c \cos 2\varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (15)$$

根据弹塑性交界面上的应力及式(7)式(8)可得沉管后弹性区应力及位移表达式:

$$\sigma_r = -\sigma_{\theta} = \frac{c \cos \varphi R_u^2 G (1+V-\xi^2)}{(c \cos \varphi + GV) r^2} \quad (16)$$

$$U = c \cos \varphi \frac{(1+\mu) R_u^2 G (1+V-\xi^2)}{(c \cos \varphi + GV) E} r \quad (17)$$

$c$  取 20 kPa,  $\varphi$  取 20°,  $E$  取 6 MPa,  $\mu$  取 0.4, 平均体积应变  $V$  取 0.015, 以下各处计算时土的基本参数取值不变。筒桩外径  $R_u$  取 0.5 m, 内外径比分别为 0、0.4、0.6、0.8 时周围土体径向附加应力的分布情况(见图 1)。从图 1 中可以看出, 不论内外径比多大, 径向附加应力分布规律大致相同, 距离桩心越近, 附加应力越大, 并且在塑性区衰减很快, 而在弹性区衰减较慢。径向附加应力随内外径比增大而减小。

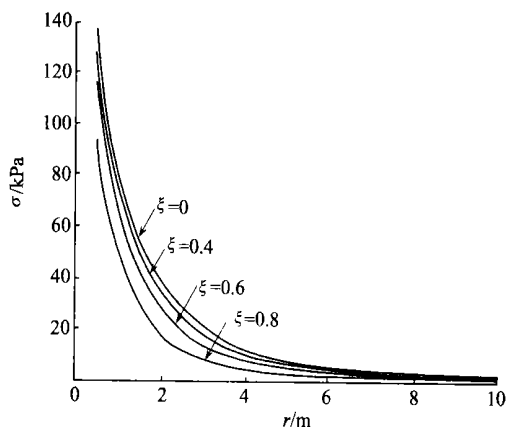


图 1 径向附加应力沿径向分布图

## 2 筒桩与普通桩挤土效应比较

### 2.1 塑性区半径

从式(12)中可以很清楚地看出, 塑性区半径  $R_p$  随筒桩内径增大而减小。当  $R_i = 0$  时,

$$R_p = R_u \sqrt{\frac{G(1+V)}{c \cos \varphi + GV}}$$

实际上相当于普通沉管灌注桩沉管时或预制实心桩沉管时周围土体的塑性区半径, 很明显:

$$R_p|_{R_i=0} = R_u \sqrt{\frac{G(1+V)}{c \cos \varphi + GV}} > R_u \sqrt{\frac{G(1+V-\xi^2)}{c \cos \varphi + GV}}$$

桩外径取 0.5 m 不变,不同内外径比时桩周土体的塑性区半径变化曲线见图 2。可见塑性区半径随内径增大而减小,并且衰减的速度随内径增大而不断加快。将几种不同外径的筒桩(壁厚均为 12 cm)分别与其相对应的同外径普通沉管灌注桩进行了比较(见表 1)。结果表明筒桩可相应减小塑性区半径 19.6%~39.2%。可见使用筒桩可以显著减小沉桩时的挤土,并且桩径越大,效果越显著。由于桩的承载力通常都是取决于侧摩阻力和端承力,而不是桩身混凝土,所以筒桩与普通沉管桩在相同承载力下的挤土效应有可比性,具有一定的工程意义。筒桩可以内外承受摩阻力。据研究通常情况下筒桩内侧摩阻力总值可达外侧摩阻力总值的 10%~40%。这里按 30% 计算。为了便于比较,将筒桩内侧面积按 30% 折算,然后加上外侧面积,得出总有效承载面积后,按有效承载面积相等的原则与普通实心桩进行比较。分别取筒桩(壁厚均为 12 cm)外径为 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0 与同承载力的实心桩相比较(结果见表 2)。从表 2 中可以看出,外直径从 0.6~1.0 m,与相同承载力普通桩相比,筒桩可减小塑性区半径 31.9%~46.5%。可见筒桩挤土效应明显小于同承载力实心桩,并且随着外径增大,其优越性越明显。

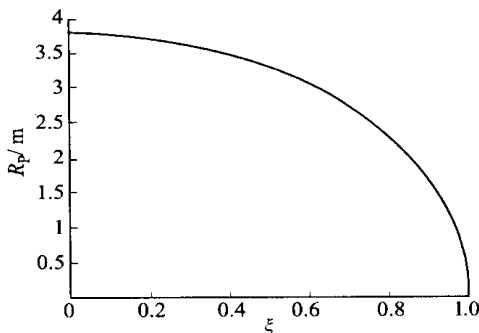


图 2 塑性区半径随内外径比变化曲线

表 1 相同外径情况下筒桩与实心桩挤土塑性区半径比较

外直径 $d_{\text{外}}/\text{m}$	筒桩形成的 塑性区半径/ m	实心桩形成的 塑性区半径/ m	百分比/ %
0.6	1.575	1.960	80.36
0.7	1.656	2.142	77.31
0.8	1.880	2.614	71.92
0.9	2.016	2.941	68.55
1.0	2.145	3.267	65.66
1.1	2.267	3.594	63.08
1.2	2.383	3.921	60.77

表 2 相同承载力时筒桩与实心桩挤土塑性半径比较

外直径 $d_{\text{外}}/\text{m}$	筒桩形成的 塑性区半径/ m	实心桩形成的 塑性区半径/ m	百分比/ %
0.6	1.575	2.313	68.09
0.7	1.734	2.738	63.33
0.8	1.880	3.163	59.44
0.9	2.016	3.588	56.19
1.0	2.145	4.012	53.46

## 2.2 桩土接触处最终挤压力

由式(13)可以看出管外壁上最终挤压力与桩内外径比有关。不同内径管桩在沉管时的外壁对土的挤压力见图 3。从图 3 可以看出,最大挤压力随内径增大而减小,并且在内径较小时,压力减小较慢,随着内径增大,最大挤压力减小速度不断加快。可见使用筒桩可大大减小沉管时对土体的挤压,同时正是由于挤压力小使得沉管施工更容易,从而沉桩效率会大大提高。目前直径 1 m 的筒桩,最大施工深度达到 48 m,对于等直径的其它桩型简直是不可思议的。

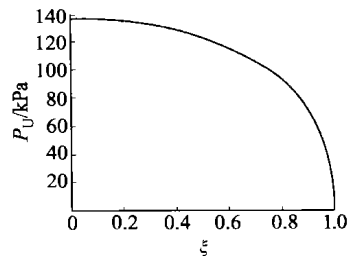


图 3 孔壁挤土压力随内外径比变化曲线

## 2.3 超孔隙水压力

筒桩施工时超静孔隙水压力可根据  $\Delta u = A_f \Delta \sigma$  估算,  $A_f$  为孔隙水压力系数。  $A_f$  与软粘土性质有关,高灵敏度土中介于 0.75~1.2 之间,一般正常固结粘土介于 0.5~1.0 之间,这里取 1.0。式中  $\Delta \sigma = \sigma_r$ ,由式(14)、(16)知超静孔隙水压力与筒桩内外径比有关,随着内外径比增大而减小。桩外直径分别取 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.2 时,筒桩(壁厚 0.12 m)与同外径实心桩在距桩心 1.5 m 处产生的超静孔隙水压力对比情况(见表 3)。具有相同承载力的筒桩和实心桩在同一点处产生的超静孔隙水压力比较情况见表 4。结果筒桩分别比同直径和同承载力普通实心桩小 30.2%~41.2%和 44.2%~49.8%。

表3 相同外径情况下筒桩与实心桩在距桩心

1.5 m处产生的超静水压力比较

外径 $d_{\text{外}}/m$	筒桩产生的 超孔压/kPa	实心桩产生的 超孔压/kPa	百分比/ %
0.6	20.65	29.57	69.83
0.7	24.44	36.48	66.99
0.8	27.79	42.92	64.75
0.9	30.79	48.98	62.86
1.0	33.54	54.71	61.31
1.2	38.42	65.39	58.76

表4 相同承载力时筒桩与实心桩距桩心

1.5 m处挤土超静水压力比较

筒桩外径 $d_{\text{外}}/m$	筒桩产生的 超孔压/kPa	实心桩产生的 超孔压/kPa	百分比/ %
0.6	20.65	37.01	55.79
0.7	24.44	45.27	53.99
0.8	27.79	52.91	52.52
0.9	30.79	60.06	51.27
1.0	33.54	66.81	50.20

### 3 结论

本文通过解析方法,分析得出了筒桩的挤土性状,并与同直径和同承载力的普通沉管灌注桩和预

制实心桩相比较,得出如下结论:

- 1)筒桩的挤土效应与筒桩内外径比密切相关,内外径比越小,挤土效应越明显。
- 2)筒桩挤土效应远远小于普通沉管灌注桩和实心预制桩。
- 3)筒桩可内外承担摩阻力,承载力高,挤土效应小,是一种比较理想和值得推广的桩型。

### 参 考 文 献

- 1 Randolph M F, Carter J P, Wroth C P. Driven pile in clay the effect of installation and subsequent consolidation[J]. Geotechnique, 1979, 29(4): 361~393
- 2 Chow Y K, Teh C I. A theoretical study of pile heave[J]. Geotechnique 1990, 40(1): 1~14
- 3 Mabsout M E, Tasoulas J L. A Finite element model for the simulation of pile driving. Int. J. Numer. Meth. Engng. 1994, 37: 257~278
- 4 蒋明镜,沈珠江.考虑剪胀的弹脆塑性软化柱形孔扩张问题.河海大学学报,1996 24(4):65~71

收稿日期:2003-09-28

(上接第18页)

在隧道中轴线处,沉降槽范围在中轴线左右两侧分别约 $D+(H-Z)$ 内;在同一断面处,不同的地层处沉降曲线形状是不同的,由于土层条件不同而导致各曲线的反弯点并不是在同一垂直面上。采用随机介质理论推导的横向地表沉降预测公式计算的地面沉降槽与实测的沉降槽较为吻合(见图4)。埋深8.25 m处,地层计算的最大沉降值(10.8 mm)与实测最大沉降值(9.9 mm)的误差在9.1%左右,这已能满足工程要求。

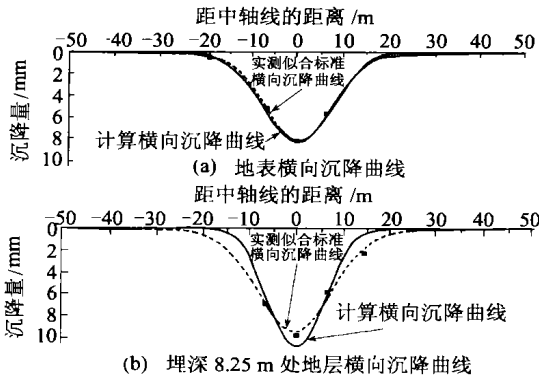


图4 地层沉降曲线

由图4(b)中可知,地表以下地层(埋深8.25 m处)计算横向沉降曲线与实测拟合曲线相差较大,这是各类地层实际性质不同的原因所致。由地表沉降最大值反求的地层参数求解地表沉降时,与实测值

吻合的较好,计算最大值为 $s_{\text{max}}=8.4$  mm,实测值为 $s_{\text{max}}=8.3$  mm,最大值误差仅为1.2%,这说明只要地层条件的参数准确,随机介质理论的计算精度还是很高的;由图4(a)中可知地表计算横向沉降曲线值在反弯点内部区域大于实测拟合曲线值,因此随机介质理论的预测结果是偏安全的。

### 3 结论

1)本文推导的方法可用来确定无水或少水的地层中隧道施工引起的地表沉降。对于有大量地下水的情况,需另作处理。

2)横向沉降槽基本上服从正态分布曲线的规律,沉降槽范围在中轴线左右两侧约 $D+(H-Z)$ 内。

3)本文的方法简单、直观,不需要复杂计算即可确定隧道施工中的横向地层沉降值的分布曲线。从而可方便地确定隧道施工的影响范围,其误差一般在工程的允许范围之内。

### 参 考 文 献

- 1 方从启,孙 钧.软土地层中隧道开挖引起的地面沉降.江苏理工大学学报,1999,20(2):5~8
- 2 阳军生,刘宝琛.城市隧道施工引起的地表移动及变形.北京:中国铁道出版社,2002.10~15
- 3 朱忠隆,张庆贺,易宏传.软土隧道纵向地表沉降的随机预测方法.岩土力学,2001(3):56~59

收稿日期:2003-09-18