

# 用标贯击数估算单桩极限承载力

刘俊龙

(福建省建筑设计研究院,福州 350001)

**【摘要】** 利用多个工程地基土的标贯试验测试成果,估算单桩竖向极限承载力并与静载试验结果进行比较,提出了适合福州地区打入式(静压式)预制桩单桩极限承载力估算的经验公式。

**【关键词】** 标贯击数,单桩极限承载力,桩端阻力,桩侧摩阻力

**【中图分类号】** TU473.1+1

**【Abstract】** Based on analyzing several engineering test results on foundation soil by SPT, the ultimate bearing capacity of single pile is estimated. It is also compared to the results of vertical static loading tests. Then empirical formulas for estimating the ultimate bearing capacity of prefabricated single pile in Fuzhou district is put forward.

**【Key words】** hammering numbers of SPT; ultimate bearing capacity of single pile; tip resistance of piles; lateral friction of piles

## 1 概述

标准贯入试验(SPT)具有操作简便,地层适应性广,可采取土样进行直接观察等优点,在工程上得到广泛运用。目前利用标贯试验成果估算单桩极限承载力时一般采用经验公式法,通式如下:

$$Q_{uk} = u \sum l_i q_{sik} + q_{pk} A_p \quad (1)$$

$$\text{式中: } q_{pk} = \alpha N_p \quad q_{sik} = \beta_i N_{s,i} \quad (2)$$

$Q_{uk}$ ——单桩竖向极限承载力,kN;

$q_{s,i,k}$ ——第  $i$  个标贯点标贯击数估算的桩侧土极限侧阻力,kPa;

$q_{pk}$ ——用标贯击数估算的极限端阻力,kPa;

$l_i$ ——第  $i$  个标贯点代表的土层厚度,m;

$u$ ——桩身周长,m;

$A_p$ ——桩端截面积,m<sup>2</sup>;

$N_{s,i}$ ——桩侧第  $i$  个标贯点的标贯击数(击);

$N_p$ ——桩端附近土层的标贯击数平均值(击);

$\alpha$ ——桩端阻力换算系数;

$\beta_i$ ——第  $i$  个标贯点桩侧阻力换算系数。

有关资料表明<sup>[1]</sup>:对砂土层  $\alpha$  一般在 300~450 之间,代表性公式如梅耶霍夫(1976)提出的,公式如下:

$$q_{pk} = 428 \times N_p \quad (3)$$

对粘性土  $\alpha$  值一般在 70~200 之间。

对砂土层  $\beta$  值一般在 2~5 之间,对粘性土  $\beta$  值一般在 3~6 之间。

## 2 关于标贯击数的取值

根据弹性碰撞理论,随土层埋深的增加,钻杆长度增加,消耗在钻杆的挠曲变形及反弹作用的能量相应增加,使标贯试验击数偏大,因此要进行杆长修正折减。随着土层埋深增加,土的上覆压力增大,参考有效应力原理,桩周土层极限侧阻力  $q_{sk}$  随入土深度增加而线性增长( $q_{sk} = k \sigma_{v} \tan \delta$ )。按弹塑性理论,桩端土极限承载力  $q_{pk}$  也随深度线性增加<sup>[2]</sup>,即  $q_{sk}$ 、 $q_{pk}$  有随深度增加而增长的趋势。因此,笔者认为利用标贯试验进行单桩

极限承载力的估算时,为减少多重误差,可近似认为以上几种作用相互抵消,即标贯击数不进行杆长修正,采用实测值。这样,利用标贯成果估算土层的  $q_{sk}$ 、 $q_{pk}$  时,可反映其随深度变化的影响。

### 3 地区经验公式的建立

式(2)认为土的强度随标贯击数的增加呈线性增长。工程实践表明:根据式(2)估算土层的  $q_{sk}$ 、 $q_{pk}$  时,对软弱土层结果偏小,对密实砂土或硬塑粘性土则偏大,且存在计算结果不收敛的问题,即当标贯击数较大时,由标贯击数估算的土的强度增势不减。这与土的强度具有一定的“极限值”的结论不吻合。根据弹塑性理论,土的应力应变关系具有非线性的特征,因此也可认为土的强度随标贯击数增长是非线性变化的。为反映土的强度的非线性特征,这里引进双曲正切函数  $th$  ( $\cdot$ ),该函数值的渐近线即代表土强度的极值,并把土层的  $q_{sk}$ 、 $q_{pk}$  表示为如下形式:

$$q_{sk}、q_{pk} = a \times th(N_{63.5}/b + c)$$

式中:  $a$ 、 $b$ 、 $c$  为待定系数,  $a$  值大小反映土的强度的极限值;  $b$ 、 $c$  值反映土的强度随标贯击数变化的增长趋势。

为求得  $a$ 、 $b$ 、 $c$  各系数,笔者根据福州地区 17 个工程的勘察成果及 42 根试验桩的单桩竖向静载试验的检测资料(桩径从 30

cm × 30 cm ~ 50 cm × 50 cm 或  $\phi 40 \sim \phi 50$ cm, 桩长 8.53 ~ 41.1 m 的钢筋砼预制方桩或预应力管桩),对各试验桩的  $Q_{uk}$  进行试算。根据最小误差原则,参考各土层  $q_{sk}$ 、 $q_{pk}$  的经验值<sup>[2]</sup>及其它工程的少量实测值,采取反复试算,逐步逼近的方法求解。计算中标贯资料选用试桩点附近钻孔的测试成果。如试桩点周围缺少标贯资料,则选用该土层标贯击数的平均值。求解得福州地区用标贯击数估算单桩极限承载力的经验公式(1)

式(1)中

$$\text{砂土 } q_{sik} = 140 th\left(\frac{N_{si}}{30} + 0.07\right) \quad (4)$$

$$q_{pk} = 12\,000 th\left(\frac{N_p}{25} - 0.05\right) \quad (5)$$

$$\text{粘性土 } q_{sik} = 130 th\left(\frac{N_{si}}{24} + 0.05\right) \quad (6)$$

$$q_{pk} = 8\,000 th\left(\frac{N_p}{25} - 0.1\right) \quad (7)$$

式中:  $N_{si}$  为桩侧第  $i$  个标贯点的标贯击数;  $N_p$  为桩端附近土层标贯击数,取桩尖以上  $4d$ , 以下  $4d$  ( $d$  为桩径) 范围内标贯击数平均值。

其他符号如前。

式(4) ~ (7) 计算结果见表 1, 其与有关经验公式比较结果见图 1、图 2。计算结果表明,当砂土在中密以下,粘性土在硬塑以下

表 1  $N_{63.5}$  换算的阻力值

$N_{63.5}/\text{击}$		2	5	10	15	20	25	30	35	40	50
砂土	$q_{sk}/kPa$	19	33	54	72	88	101	111	118	124	132
	$q_{pk}/kPa$		1 787	4 037	6 006	7 622	8 877	9 813	10 489	10 965	11 524
粘性土	$q_{sk}/kPa$	17	33	57	76	92	104	112	118	122	126
	$q_{pk}/kPa$		797	2 331	3 697	4 835	5 730	6 404	6 894	7 241	7 650

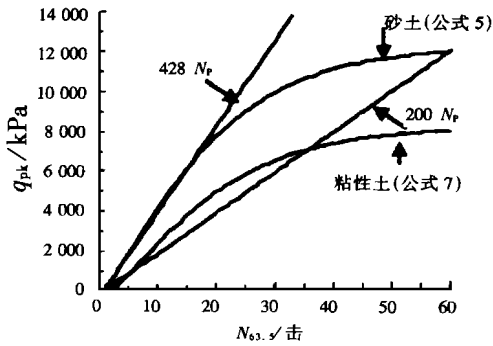
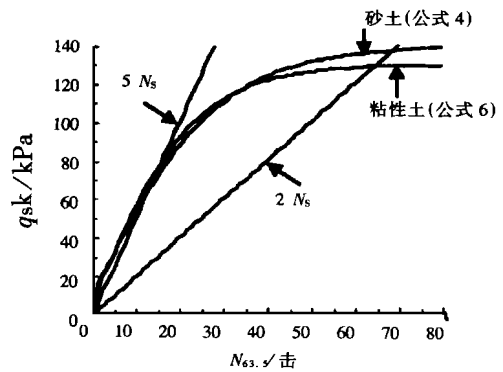
(约  $N_{63.5} < 20$  击),土的强度近似线性增长。此后,强度增长趋缓并逐步接近极限稳值。

### 4 统计计算结果分析

运用公式(4) ~ (7)对以上 17 个工程 42 根试验桩  $Q_{uk}$  的计算值与实测值的比较结

果见表 2。

统计计算结果表明:对砂性土统计标贯击数在 2 ~ 40 击,综合  $\beta$  值(桩长范围内桩侧阻力平均换算系数)在 4.2 ~ 5.97 之间,平均值为 5.28。对粘性土统计标贯击数在 2 ~ 84 击,综合  $\beta$  值在 2.85 ~ 7.54 之间,平均值

图1  $q_{pk}$  与  $N_{63.5}$  关系图图2  $q_{sk}$  与  $N_{63.5}$  关系图表2 试验桩的  $Q_{uk}$  计算值与实测值的比较结果总表

桩号	桩径 $d/cm$	桩长 $L/m$	持力层	$Q_{uk}$ 实测 /kPa	$Q_{uk}$ 计算 /kPa	$Q_{uk}$ 计算/实测	综合 $\beta$
HT试1	40×40	23.2	残积土	3 400	3 298.0	0.970	5.64
HT试2	40×40	22	残积土	3 600	3 329.8	0.925	5.47
XH试1	45×45	34	残积土	4 500	4 513.1	1.003	5.20
XH试2	45×45	38.5	残积土	6 000	5 769.9	0.962	4.82
XH试3	45×45	33.9	残积土	5 000	4 718.3	0.944	5.37
SS试1	45×45	39.5	残积土	6 000	6 265.8	1.044	3.94
SS试2	45×45	35	残积土	4 500	3 739.4	0.831	7.54
SS试3	45×45	35	残积土	5 500	4 629.6	0.842	6.29
JZ试1	45×45	34.6	残积土	4 060	4 696.5	1.157	4.14
JZ试2	45×45	39.5	残积土	4 500	5 213.1	1.158	3.87
JZ试3	45×45	29	粗砂	4 060	4 271.1	1.052	4.60
HD试1	45×45	22.4	强风化岩	4 800	5 169.1	1.077	2.85
HD试2	45×45	20.2	残积土	4 800	4 091.3	0.852	5.34
BH试1	40×40	39.5	强风化岩	4 000	3 738.2	0.935	5.50
BH试2	40×40	39	强风化岩	4 000	3 699.4	0.925	5.82
YC试1	40×40	21	残积土	3 500	2 880.4	0.823	6.67
YC试2	35×35	21	残积土	1 750	1 915.8	1.095	4.99
YC试3	35×35	16	残积土	2 500	2 250.7	0.900	5.47
SJY试1	40×40	34	粉质粘土	3 080	3 172.8	1.030	5.46
GS试1	45×45	41.1	残积土	6 600	7 109.8	1.077	3.45
GS试2	45×45	31.2	残积土	6 600	5 703.7	0.864	4.18
GS试3	45×45	32.5	残积土	6 600	5 971.4	0.905	3.84
Sz试1	50×50	41	粗中砂	7 000	6 441.7	0.920	5.62
Sz试2	50×50	40.2	粗中砂	6 500	5 962.8	0.917	5.84
Jl试1	45×45	31	粗中砂	4 000	4 365.7	1.091	4.20
Jl试2	45×45	31.5	粗中砂	4 500	4 489.8	0.998	4.97
yj试1	50×50	33.9	粗中砂	6 500	5 810.2	0.894	5.75
yj试2	50×50	34.6	粗中砂	6 500	6 487.1	0.998	4.61
yj试3	50×50	33.8	粗中砂	6 500	5 844.5	0.899	5.87
JS试1	50×50	31.45	粗中砂	6 600	5 914.1	0.896	5.56
JS试2	50×50	33	粗中砂	6 600	6 300.3	0.955	4.99
JS试3	50×50	33	粗中砂	6 600	6 209.4	0.941	5.26
YH试1	45×45	31.5	中细砂	4 800	4 627.8	0.964	4.62
YH试2	45×45	38	中细砂	5 200	5 522.6	1.062	5.35
YH试3	45×45	31.5	中细砂	4 800	4 368.5	0.910	4.85
YH试4	45×45	38	中细砂	5 200	5 349.4	1.029	5.97
MT试1	45×45	32.3	粗中砂	4 500	4 205.6	0.935	5.85
xf试1	φ40	29	含砾粗中砂	3 488	3 024.0	0.867	5.50
xf试2	φ50	27	含砾粗中砂	4 400	4 149.4	0.943	5.51
xf试3	φ50	29	含砾粗中砂	4 400	4 483.0	1.019	5.20
xf试4	φ50	24.8	含砾粗中砂	4 000	3 871.8	0.968	5.11
GLJ试1	30×30	8.53	中砂	900	929.9	1.033	5.06

为 5.21。从综合  $\beta$  值的变化也反映了土层强度随标贯击数的变化是非线性的。同时,从表 2 可得出,用式(4)~(7)计算单桩的  $Q_{uk}$  时,

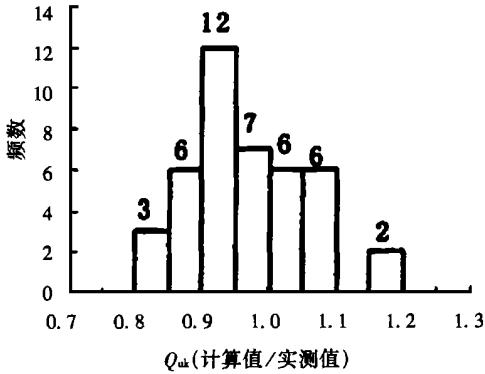


图 3  $Q_{uk}$ (计算值/实测值)频数分布图

其计算值与实测值之比在 0.823~1.158 之间,平均值为 0.967,标准差为 0.085,总体上计算值略偏于安全,其频数分布见图 3。

以上计算结果表明,利用标贯击数估算单桩极限承载力可获得较高的精确度,尤其选用试桩点附近标贯资料进行的估算结果与实测值更为吻合。因此利用式(4)~(7)可以运用标贯试验成果对打入同一工程不同位置桩的单桩极限承载力做出计算,进而评价整个场地土的桩基极限承载力标准值或根据选定的单桩极限承载力控制桩的入土深度。这对场地工程地质性能变化大的情况效果更明显,从而可弥补工程试桩数量少时对场地总体桩基性能评价方面的可靠度的不足,如以上 XH 工程中,相近桩长的工程桩(33.9~38.5m)在不同位置的单桩极限承载力为 4 500~6 000 kN,计算值与实测值较接近,这对对场地土桩基性能的总体评价提供较可靠

的依据。从而可更好地指导整个工程的桩基设计与施工。

## 5 结语

①利用标贯试验成果建立适合本地区的经验公式估算单桩极限承载力可获得较高的精确度。计算中标贯击数选用现场实测击数,这样可反映土层  $q_{sk}$ 、 $q_{pk}$  随深度变化的影响,并应选用估算点附近的试验资料,尤其是场地工程地质条件变化较大的情况,对缺少估算点附近标贯资料的可选用该土层标贯击数的平均值估算。

②式(4)~(7)考虑了土层强度的非线性特征,同时又能反映各类土层强度的极限稳值,物理概念较明确,由此计算打入(福州地区土层)的预制桩的单桩极限承载力结果与实测值较吻合。因此,通过标贯试验成果对打入同一工程不同位置的桩进行单桩极限承载力计算,可对场地土总体桩基性能进行评价,进而更有效地指导桩基工程的设计与施工。

③式(4)~(7)主要根据福州地区资料并参考 JGJ94-94《建筑桩基技术规范》有关参数的经验值为基础建立的,为地区性经验公式。本文对标贯成果在单桩承载力估算方面的应用及探索,意在起抛砖引玉作用。

## 参 考 资 料

- 1 常士骥主编. 工程地质手册(第三版). 北京: 中国建筑工业出版社, 1992. 243~246
- 2 桩基工程手册编委会. 桩基工程手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995. 36~42, 51~54

收稿日期: 1999-11-30