

单桩承载力的安全度分析

洪毓康 陈士衡 宰金璋

(同济大学, 上海)

提 要

根据桩的荷载传递研究知道, 桩侧摩阻力及桩尖抵抗力的发挥过程是不同的, 因此在确定单桩承载力时取用单一的安全系数 K 就缺乏确切的安全度概念, 应该采用两个安全系数, 即桩侧摩阻力安全系数 K_f 及桩尖抵抗力安全系数 K_b 。

本文分析了5根模型桩及17根打入桩和钻孔桩的原位试验荷载传递资料, 得到这三种桩的实际安全系数 K_f , K_b 与桩尖抵抗力发挥程度系数 α 之间的关系曲线, 它能较好地反映桩的荷载传递规律。从试验资料还得到 K_f , K_b 与桩相对沉降量 S/d 之间的关系, 由此得到相应于安全系数 $K=2$ 时, 三种桩的 K_f 和 K_b 取值范围, 以及相应的 S/d 值, 可供实际使用中参考。

一、前 言

在桩的设计中, 为了确定桩的容许承载力, 通常是将桩的极限荷载 P_u 除以安全系数 K , 即

$$[P] = \frac{P_u}{K} = \frac{1}{K}(P_{fu} + P_{bu}) \quad (1)$$

桩的极限荷载是由桩侧极限摩阻力 P_{fu} 和桩尖极限抵抗力 P_{bu} 两部分组成的。从桩的荷载传递研究^[1]知道, 桩侧摩阻力与桩尖抵抗力的发挥过程是不同的。桩侧摩阻力在较小的桩位移时即得到充分发挥; 而桩尖抵抗力的发挥则需要较大的桩位移, 如图1所示的桩的典型 P , P_f , P_b 与 S 曲线可见, 当取安全系数为 K 时, 桩

的容许承载力 $[P] = \frac{P_u}{K} = P_f + P_b$, 其中 P_f , P_b 分别为桩侧容许摩阻力及桩尖容许抵抗力, 但这时 P_f 与 P_b 却具有不同的安全系数, 即 $K_f = \frac{P_{fu}}{P_f}$,

$K_b = \frac{P_{bu}}{P_b}$ 。由此可见, 式(1)中的安全系数 K 就缺乏明确的安全度概念, 应该对桩的极限摩阻力 P_{fu} 及桩尖极限抵抗力 P_{bu} 分别采用不同的安全系数

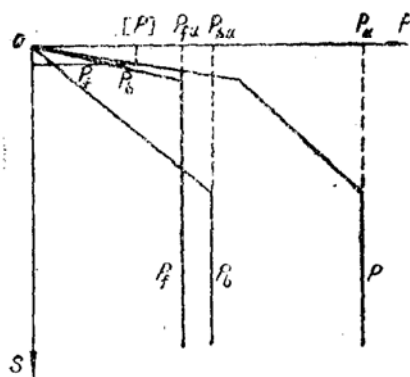


图1 桩的典型 P , P_f , P_b 与 S 曲线

K_f 及 K_b , 即

$$[P] = \frac{P_u}{K} = \frac{P_{fu}}{K_f} + \frac{P_{bu}}{K_b} \quad (2)$$

为了充分发挥桩的承载能力,在设计中如何选用合适的安全系数 K_f , K_b 值就是需要探讨的一个课题。国外在这方面也已进行了研究^[2~5]。应该指出桩侧摩阻力与桩尖抵抗力的发挥是与桩的位移、土的性质、桩的刚度、桩长及施工方法等多种因素有关,因此在选用 K_f , K_b 值时,应该对上述诸因素进行分析研究。本文正是基于这一目的,分析了5根模型桩试验及17根打入桩和钻孔桩原位试验的荷载传递资料,以期对单桩承载力的安全度进行分析和评价,并在此基础上对桩的安全系数的选用提出初步建议。

二、桩的试验概况及试验结果

(一) 试验概况

1. 模型桩试验

在室内砂箱中进行了模型桩的轴向静载试验,以研究在砂土中桩的荷载传递规律。模型桩为直径5cm的铜管桩,桩身由多节桩段连接而成,每节桩段长10cm,桩长可按需要接长,本次试验采用桩长120cm,桩入土深度100cm。在桩身内不同深度处设置了5个轴向力传感器,以测定桩身轴向力 P_z 的变化规律,从而得到桩侧摩阻力及桩尖抵抗力值。桩身轴向力传感器与模型桩的连接构造见图2。

试验砂箱平面尺寸为 60×60 cm,高160cm,用铁皮制成。外壁设置四只附着式振捣器,用来控制砂土的密度。模型桩距砂箱壁为6倍桩径,根据库克^[6](Cooke)提出的资料认为,桩在轴向荷载作用下,对周围土的位移影响范围约为10倍桩径。因此试验砂箱尺寸略嫌不足。

试验采用的土样为风干中砂,其粒度成分见表1,含水量为0.24%,最大孔隙比 $e_{max} = 1.014$,最小孔隙比 $e_{min} = 0.650$ 。

模型桩是埋置在砂土中的。先将模型桩放到规定深度,然后在其周围填砂,启动振捣器将砂土振至预定密度,以模拟钻孔桩的情况。制备的试验土样有两种:一种是均匀土样,另一种是上松下密的双层土样,即桩尖处持力层密度较高,上复土层密度较低。制备时先将砂土装到桩尖标高处,振到预定密度后,再填上复砂土并振到规定密度。

本次模型桩试验共在五种不同密度的砂土中进行,其试验概况见表2。

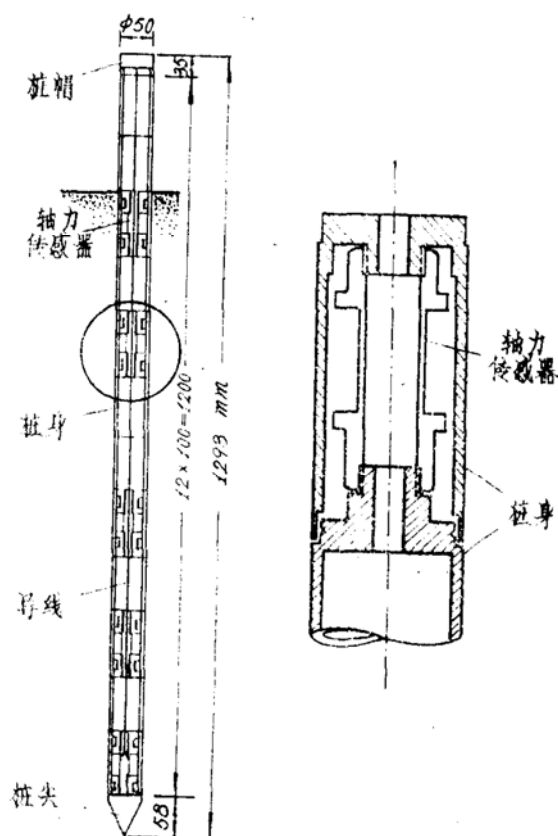


图2 模型桩构造图

表1 砂土的粒度成分

粒径D(mm)	> 2	2~0.5	0.5~0.25	0.25~0.1	<0.1
重量百分率(%)	0.8	22.1	61.4	14.4	1.3

表2 五根模型桩试验概况

试验编号	模1	模2	模3	模4	模5
桩入土深度 (cm)	100	100	100	100	100
土样情况	均匀土	均匀土	均匀土	双层土样	双层土样
土的孔隙比 e	0.946	0.900	0.841	上层 0.934 持力层 0.779	上层 0.885 持力层 0.750
桩尖位置				桩尖距持力层 20cm	桩尖进入 持力层20cm

说明：桩入土深度及桩尖位置均系自桩底全断面处计起。

模型桩试验时加载等级按预计极限荷载的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15}$ 施加，一般为25~50kg。桩顶沉降 S 用四只百分表测读，测读时间为0，5，10分钟。由于桩的沉降稳定很快，故每10分钟施加一级荷载，使桩顶总沉降量超过10mm时的荷载为试验破坏荷载，一般此时 $P-S$ 曲线已出现明显的转折点，其前一级荷载为极限荷载 P_u 。

在每级荷载作用下，按上述测读时间，同时测读桩身轴向力传感器读数，计算桩身轴向力 P_z 的分布，以及相应的桩侧摩阻力 P_f 和桩尖抵抗力 P_b 值。

2. 打入桩及钻孔桩的原位试验

本文搜集了17根桩的原位试验资料，其中10根为打入桩，7根为钻孔灌注桩，其试桩概况列于表3。在10根打入桩中有7根（打1~打7）是钢筋混凝土预制桩，3根（打8~打10）是钢管桩；在7根钻孔灌注桩中，钻1是用长螺旋钻机施工，其余6根是用回转式钻机施工。17根试桩桩身内均埋设了量测元件（钢筋应力计、钢管壁上贴电阻应变片或桩尖压力盒等），可实测桩侧摩阻力及桩尖抵抗力。

(二) 试验结果

通过桩的静载试验得到桩的荷载与沉降曲线（ $P-S$ 曲线）、桩身轴力图（ P_z-Z 曲线）以及桩尖抵抗力、桩侧摩阻力与桩顶荷载间的关系曲线（ P_b, P_f 与 P 曲线），现仅以模3桩的结果示于图3~5中。

从 $P-S$ 曲线上可按常规的方法确定桩的极限荷载 P_u 值（模型桩试验是按前述的试验标准确定，打入桩及钻孔桩是采用原资料提供的数值，它们是按几种常用的方法综合比较得到的），以及相应的桩顶极限沉降量 S_u ，并从 P_b-P, P_f-P 曲线（见图5）上得到相应于 P_u 时的

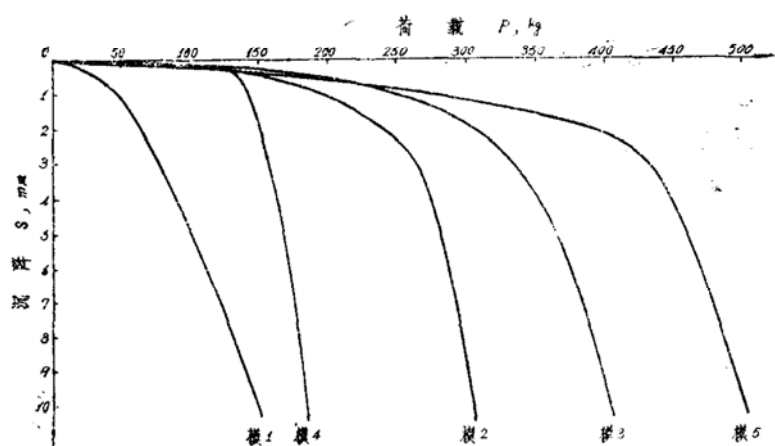
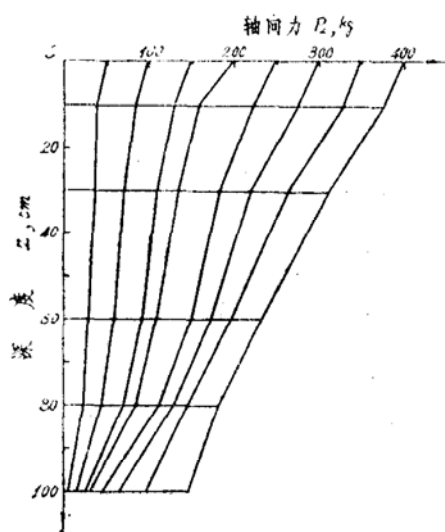
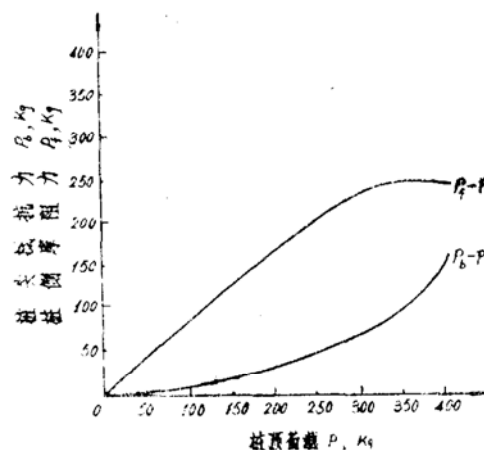
表3 打入桩及钻孔桩的试桩概况

编号	原编号	桩类型	桩尺寸		土层情况		资料来源
			桩径 (cm)	桩入土深 (m)	桩侧	桩尖	
打1	白木 试1	预应力钢筋混凝土空心桩	50×50	26.1	淤泥质亚粘土5.3m, 粘土及亚粘土15.1m, 暗绿色亚粘土3.7m, 黄绿色亚粘土2m	黄绿色亚粘土	上海白莲泾木材码头试桩报告
打2	白木 试2	同上	50×50	26.0	淤泥质亚粘土及粘土17.7m, 亚粘土4.1m, 暗绿色亚粘土2.9m, 黄绿色亚粘土3.8m,	同上	同上
打3	南港 试1	预应力钢筋混凝土加翼桩	50×50	25.7	灰色细砂及粉砂15.2m 灰色亚粘土10.5m	灰色亚粘土	南通港试桩报告
打4	南港 试2	同上	50×50	25.7	同上	同上	同上
打5	新港 试1	钢筋混凝土桩	45×45	18.66	细砂	细砂	天津新港试桩报告
打6	新港 试2	同上	45×45	17.29	细砂	细砂	同上
打7	镇海 试1	同上	50×60	39.4	淤泥质亚粘土22m, 粘土12m, 亚粘土5.4m	亚粘土	浙江镇海炼油厂码头试桩报告
打8	渤海 试1	钢管桩	φ90	36.5	淤泥及淤泥质亚粘土5.5m, 粉细砂5m, 亚粘土6m, 粉细砂13m, 粘土7m,	粘土	海洋石油勘探局勘探开发设计研究院, 渤海12号平台 钢管桩试验研究报告集, 1982。
打9	渤海 试2	同上	φ90	26.45	淤泥及淤泥质亚粘土5.5m, 粉细砂5m, 亚粘土6m, 粉细砂9.95m	粉细砂	同上
打10	宝钢 试V ₁	钢管桩	φ91.4	62.84	亚粘土3.3m, 淤泥质亚粘土8.3m, 淤泥质粘土12.5m, 亚粘土35m, 亚砂土3.8m	亚砂土	宝山钢铁厂钢管桩静载试验报告
钻1	202 工程 试2	钻孔灌注桩	φ39.5	8.58	填土0.91m, 细砂0.75m, 亚粘土1.95m, 粉细砂4.18m, 砂卵石0.79m	砂卵石扰动虚土 1.42m	国家建委建筑科学研究院地基基础研究所, 202工程钻孔灌注桩试验研究, 1978年11月。
钻2	试 S ₃	同上	φ126	20.29	亚粘土及粘土18.13m, 细砂2.16m	细砂 沉淀土 0.04m	铁道部大桥局三桥处、桥梁研究所, 某地黄河大桥、孔桩试验, 1975。
钻3	试 S ₁	同上	φ118	21.23	亚粘土及粘土18.13m, 细砂3.1m	细砂 沉淀土 0.87m	

续表 3

打入桩及钻孔桩的试桩概况

编号	原编号	桩类型	桩尺寸		土层情况		资料来源
			桩径 (cm)	桩入土深 (m)	桩侧	桩尖	
钻4	试1	钻孔灌注桩	$\phi 90$	31.0	中砂14.1m, 粗砂3.8m 亚粘土13.1m	亚粘土	交通部科学研究院, 吉林省交通局勘测设计研究室, 某地松花江大桥钻孔灌注桩试验报告, 1975。
钻5	试3	同上	$\phi 90$	37.0	中砂14.1m, 粗砂3.8m 亚粘土19.1m	同上	
钻6	兴隆庄试1	同上	$\phi 109$	25.0	亚粘土9.2m, 粗砂1.9m, 亚粘土1.1m, 粗砂4m, 粘土8.8m	粗砂	同济大学, 山东兖州矿区兴隆庄选煤厂钻孔灌注桩试验报告, 1981年10月。
钻7	兴隆庄试2	同上	$\phi 110$	27.0	亚粘土9.1m, 粗砂2.1m, 亚粘土1.1m, 粗砂4m, 粘土8.2m, 粗砂2m, 硬粘土0.5m	硬粘土	

图3 模型桩的 P - S 曲线图4 模型桩(模3)的 P_z - Z 曲线图5 模型桩(模3)的 P_b , P_t 与 P 曲线

桩尖极限抵抗力 P_{bu} 及桩侧极限摩阻力 P_{fu} 值,现将22根桩的结果列于表4。在表4中还给出了当取用安全系数 $K=2$ 时桩的容许荷载 $[P]=\frac{P_u}{K}$ 值,以及相应的桩顶沉降量 S , P_b 和 P_f 值。还可计算相应的相对沉降 $\frac{S}{d}$ (d 为桩径)、桩尖抵抗力安全系数 K_b 和桩侧摩阻力安全系数 K_f 值。

为了反映桩的荷载传递特征,本文提出了两个特征参数,令 $\alpha = P_b/P_{bu}$, $\beta = P_{fu}/P_u$, α 是桩尖抵抗力的发挥程度系数, β 是桩尖极限抵抗力占总极限荷载的比例系数。在表4中也给出了各根桩的 α , β 值。

为了分析桩的安全度,还计算了各根桩当桩顶作用不同荷载 P 时(相应于安全系数 $K=1.25\sim 3.0$),相应的 K_b , K_f , $\frac{S}{d}$ 及 α 值。在表5中只列出了打1、钻1及模1三根桩的计算结果。

三、由试验结果分析桩的安全度

(一)由桩的实测 K_f - α 关系分析桩的荷载传递过程

从表5计算结果可见,随着桩顶作用荷载的增加,桩侧摩阻力 P_f 及桩尖抵抗力 P_b 也不断增加,这就使得桩的 K_f 值减小及 α 值增大。由实测结果可求得桩在不同荷载作用下的 K_f - α 关系曲线,并称为桩的实际 K_f 线,现将本文所分析的22根模型桩、打入桩及钻孔桩的实际 K_f 线分别示于图6~8中。桩的实际 K_f 线的线型与桩的工作性能有关,它能较好地反映桩的荷载传递过程。

从图6中绘出了5根模型桩的实际 K_f 线。已知模1,2,3是在均匀土中(见表2),其中模1的土最松,模2次之,模3最密。模4,5在双层地基中,模4上复土层较松,桩尖未进入硬持力层;模5上复土层较密,桩尖进入硬持力层20cm。由于桩所处的土层情况不同,桩的荷载传递过程就不同,这也反映在5根桩的实际 K_f 线线型上的差异。

由图6知模1实际 K_f 线的起始 α 值较小,即 $K=3$ 时荷载作用下的 $\alpha=0.1$, K_f 线开始段比较陡直, K_f 值随 α 值的增加很快减小,而后又迅速趋于平稳。 K_f 线的这种形状就反映当土较松时,桩尖抵抗力 P_b 开始时发挥很小(即起始 α 值小),桩顶荷载主要由桩侧摩阻力承担,随着 P_f 的不断增加, K_f 值也就迅速减小,所以 K_f 线陡直下降。在 P_b 尚未发挥时, P_f 已充分发挥,故 K_f 线陡直下降后呈水平状, K_f 值趋近极限值 $K_f=1$ 。最后随着 P_b 的不断发挥,桩即破坏。而模3实际 K_f 线的起始 α 值较大($\alpha=0.21$), K_f 线比较平缓。这就表示土较密时,桩尖抵抗力 P_b 一开始就有所发挥,并且它还影响桩侧摩阻力的发挥,因而使 K_f 线显得比较平缓,当 P_f 充分发挥时, P_b 值也临近极限值。模2则居于两者之间。

模4,5两根桩的实际 K_f 线起始 α 值较大,反映了硬持力层的影响。模4的实际 K_f 线比较陡直,反映了上复土层较松,其荷载传递特征就与松砂中的模1相似。而模5的实际 K_f 线就显得平缓,反映了上复土层较密的特征。

同样也可以从图7,8的实际 K_f 线分析打入桩和钻孔桩的荷载传递特征。从图中可以看到打入桩的实际 K_f 线一般都比较平缓,起始 α 值也较大($\alpha=0.14\sim 0.31$,不包括打10);钻

表4 桩的试验结果

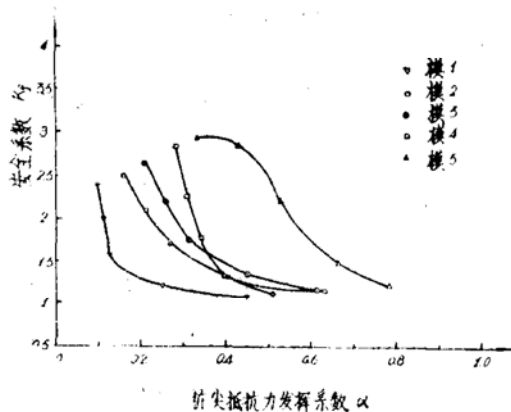
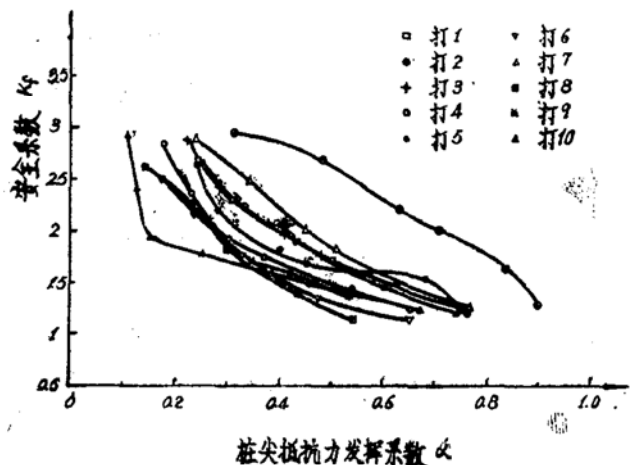
桩类型	桩号	桩径 (cm)	桩入土深 (m)	桩尖极限荷载 P_u (t)	桩尖极限抵抗力 P_{bu} (t)	桩侧极限阻力 P_{fu} (t)	桩顶极限沉降 S_u (mm)	$\beta = \frac{P_{bu}}{P_u}$	安全系数				$K = 2$ 时			
									容许荷载 [P] (t)	P_b (t)	P_f (t)	S (mm)	S/d (%)	$K_b = \frac{P_{bu}}{P_b}$	$K_f = \frac{P_{fu}}{P_f}$	$\alpha = \frac{P_b}{P_{bu}}$
打入桩	打1	50×50	26.1	272	80.5	191.5	12	0.3	136	34.9	101.1	3.68	0.74	2.31	1.89	0.43
	2	50×50	26.0	227	60	167	36.6	0.26	114	37.8	76.2	4.78	0.96	1.59	2.20	0.63
	3	50×50	25.7	350	39	311	24.4	0.11	175	15.9	159.1	4.88	0.98	2.45	1.95	0.41
	4	50×50	25.7	280	34	246	15.6	0.12	140	10.1	129.9	4.76	0.95	3.38	1.89	0.30
	5	45×45	18.7	267	86	181	30	0.32	134	34.5	99.5	4.60	1.02	2.49	1.83	0.40
	6	45×45	17.3	257	77	180	33.6	0.30	128.5	25.5	103	3.12	0.69	3.02	1.75	0.33
	7	50×60	39.4	429	56	373	18.7	0.13	215	25	190	7.21	1.44	2.24	1.96	0.45
	8	φ90	36.5	880	225	655	53.9	0.26	440	54	386	18.5	2.05	4.17	1.70	0.24
	9	φ90	26.5	910	371	539	62.1	0.41	455	145	310	18.6	2.07	2.56	1.74	0.39
	10	φ91.4	62.8	1250	53.9	1196.1		0.04	625	8.1	616.9			6.70	1.94	0.15
钻孔桩	钻1	φ39.5	8.6	110	6.2	103.8	21	0.26	55	1.2	53.8	3.8	0.96	5.17	1.93	0.19
	2	φ126	20.3	627	250	377	81.1	0.40	313.5	56	257.5	17.79	1.41	4.45	1.46	0.22
	3	φ118	21.2	446	86	360	38.3	0.19	223	5	218	2.11	0.19	17.2	1.65	0.06
	4	φ90	31.0	645	192	453	68.2	0.30	322.5	6.4	316.1	6.53	0.73	30.1	1.43	0.03
	5	φ90	37.0	805	249	556	48.6	0.31	402.5	10.7	391.8	8.31	0.92	23.4	1.42	0.04
	6	φ109	25.0	700	148.4	551.6	29.3	0.21	350	17.3	332.7	2.72	0.25	8.6	1.66	0.12
	7	φ110	27.0	735	158	577	22.6	0.22	367.5	44.2	323.3	3.44	0.31	3.6	1.78	0.28
模*型桩	模1	φ5	1.0	100kg	26.2kg	73.8kg	5	0.26	50kg	3.3kg	46.7kg	0.49	0.98	7.98	1.58	0.13
	2	φ5	1.0	275	76.6	198.4	4.23	0.28	137.5	20.7	116.8	0.35	0.70	3.70	1.70	0.27
	3	φ5	1.0	350	95.5	254.5	3.84	0.27	175	29.1	145.9	0.41	0.82	3.28	1.74	0.31
	4	φ5	1.0	150	42.5	107.5	2.07	0.28	75	14.4	60.6	0.05	0.10	2.96	1.77	0.34
	5	φ5	1.0	450	287.9	162.1	4.23	0.64	225	150.8	74.2	0.83	1.66	1.91	2.19	0.52

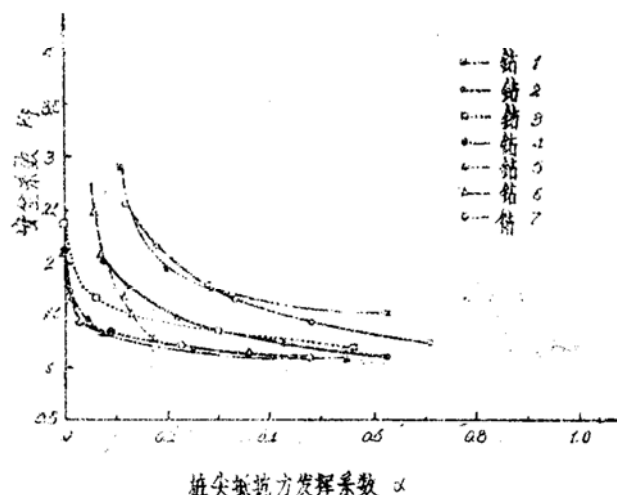
* 模型桩试验的荷载均以kg计。

表5 桩的 K_b , K_f , α , $\frac{S}{d}$ 关系

项 目 \ 桩 号	打 1					钻 1					模 1*				
极限荷载 $P_u(t)$	272					110					100 kg				
桩尖极限抵抗力 $P_{bu}(t)$	80.5					6.2					26.2				
桩侧极限摩阻力 $P_{fu}(t)$	191.5					103.8					73.8				
桩顶极限沉降 $S_u(mm)$	12					21					5				
安全系数 K	3	2.5	2	1.5	1.25	3	2.5	2	1.5	1.25	3	2.5	2	1.5	1.25
桩顶荷载 $P = P_u/K (t)$	90.7	108.8	136	181.3	217.6	36.7	44	55	73.3	88	33.3	40	50	66.7	80
相应于 P 时的 $P_b (t)$	19.1	25.4	34.9	48.2	59.8	0.7	0.8	1.2	3.3	3.9	2.7	2.9	3.3	6.5	11.8
相应于 P 时的 $P_f (t)$	71.6	83.4	101.1	133.1	157.8	36	43.2	53.8	70.0	84.1	30.6	37.1	46.7	60.2	68.2
$K_b = P_{bu}/P_b$	4.22	3.17	2.31	1.67	1.35	9.3	7.75	5.17	1.89	1.59	9.76	8.96	7.98	4.01	2.23
$K_f = P_{fu}/P_f$	2.67	2.3	1.89	1.44	1.21	2.89	2.40	1.93	1.48	1.23	2.41	1.99	1.58	1.21	1.08
$\alpha = P_b/P_{bu}$	0.24	0.32	0.43	0.60	0.74	0.11	0.13	0.19	0.53	0.63	0.1	0.11	0.13	0.25	0.45
相应于 P 时的沉降 $S(mm)$	2.04	2.67	3.68	5.47	6.66	2	2.23	3.8	7	11.2	0.39	0.43	0.49	1.09	3.26
相对沉降 $\frac{S}{d} (%)$	0.41	0.54	0.74	1.09	1.33	0.51	0.56	0.96	1.77	2.84	0.78	0.86	0.98	2.18	6.52

*模1的荷载均以kg计。

图6 模型桩的实际 K_f 线图7 打入桩的实际 K_f 线

图8 钻孔桩的实际 K_f 线

孔桩的实际 K_f 线比较陡直,起始 α 值也较小($\alpha = 0 \sim 0.12$)。这说明打入桩对周围土有挤密作用,能促使桩尖抵抗力 P_b 的发挥。由于钻孔桩钻孔后使土中原始应力解除以及孔底淤土的沉淀,都将阻碍 P_b 的发挥。当然在打入桩及钻孔桩中也有例外的情况,如打10系很长的钢管桩,荷载主要由摩阻力承担,桩尖抵抗力 P_b 所占的比例很小,故其实际 K_f 线比较陡直,起始 α 值也小。此外,钻7桩尖置于硬粘土层中,桩尖沉淀淤土也很少,故 P_b 的发挥较大,使其实际 K_f 线比较平缓,起始 α 值也较大。

通过上述分析可以看到,桩的实际 K_f 线充分反映了桩的工作性状,可以利用它对桩的荷载传递过程作出合理的分析。

(二) 桩侧摩阻力与桩尖抵抗力间的相互影响

根据桩的荷载传递研究知道,桩侧摩阻力不是固定不变的常数,它除了与桩的位移、桩的刚度、时间因素、土中应力情况等因素有关外,还同桩尖持力层的情况,桩尖抵抗力 P_b 的发挥程度有关。分析本文所搜集的几根桩的原位试验资料就反映了这一特征。

在表6中列出了打1与打2,打5与打6,钻2与钻3,以及钻6与钻7等8根桩的原位试验结果。这8根桩分成四组,每组中的两根桩都在同一地点,而且桩径相近,仅是桩尖情况、桩长、持力层土质、进入持力层深度以及桩尖沉淀淤土厚度有所不同,其情况见表3。如打1与打2这两根桩,桩尖持力层均为黄绿色亚粘土,虽然打1的桩尖进入持力层深度较深(为2.0m),打2进入较浅(为1.30m)。但打1的持力层较薄,桩尖距下卧层(亚砂土)较近为1m,而打2的持力层较厚,桩尖距亚砂土层为2.5m;打5与打6仅是桩长不同,钻2与钻3中钻2施工质量较好,孔底淤土很薄(0.04m),而钻3沉淀土厚达0.87m;钻6与钻7中钻7桩略长,两根桩持力层也不同,钻6持力层为粗砂,而钻7穿过粗砂层支承在其下的硬粘土层上。在表6中给出了这8根桩的极限荷载 P_u 值,以及取用安全系数 $K=2$ 时桩的容许荷载 $[P]$,相应的 P_b , P_f , α ,桩侧摩阻力的增长率 $\frac{\Delta P_f}{\Delta P}$ 和桩侧平均单位摩阻力 $\tau =$

$\frac{P_f}{\pi d l}$ 值。

表 6

四组桩的原位试验实测及计算结果

项 目	桩 号	I		II		III		IV	
		打 1	打 2	打 5	打 6	钻 2	钻 3	钻 6	钻 7
桩 径 d (cm)		50×50	50×50	45×45	45×45	φ126	φ118	φ109	φ110
桩 长 l (m)		26.1	26	18.66	17.29	20.3	21.2	25	27
极限荷载 P_u (t)		272	227	267	257	627	446	700	735
$K=2$ 时 $[P]=\frac{P_u}{K}$ (t)		136	114	134	128.5	313.5	223	350	367.5
相应于 $[P]$ 时的 P_b (t)		34.9	37.8	34.5	25.5	56	5	17.3	44.2
相应于 $[P]$ 时的 P_f (t)		101.1	76.2	99.5	103	257.5	218	332.7	323.3
相应于 $[P]$ 时的 $\frac{S}{d}$ (%)		0.74	0.96	1.02	0.69	1.41	0.19	0.25	0.31
相应于 $[P]$ 时的 $\frac{\Delta P_f}{\Delta P}$		0.65	0.60	0.61	0.73	0.62	0.89	0.92	0.78
$\alpha = \frac{P_b}{P_f}$		0.43	0.63	0.40	0.33	0.22	0.06	0.12	0.28
桩侧平均摩阻力 τ (t/m ²)		1.94	1.47	2.94	3.31	3.20	2.77	3.89	3.46

对表 6 中各组的两根桩进行对比分析可知,若桩尖抵抗力发挥得越多,也即 α 值越大,则将会影响桩侧摩阻力的发挥,使桩侧摩阻力的增长率 $\frac{\Delta P_f}{\Delta P}$ 减小,一般也使桩侧平均单位摩阻力 τ 值减小(在表 6 中钻 2 的 τ 值恰较钻 3 为大,这是因为钻 2 的极限荷载较钻 3 高出很多之故)。由桩的荷载传递资料分析可知,桩尖抵抗力大时,将使桩尖以上一定范围内土的摩阻力发挥受到影响。从钻 6 及钻 7 的试验资料得到这一范围约为桩尖以上 5 倍桩径。魏锡克^[7](Vesic)也得到相似结论,他认为桩尖抵抗力大时桩尖附近土中产生较大的向外径向应力,使桩侧土的应力松弛,从而减小了这一范围的桩侧摩阻力。他认为这种效应可能是在桩尖以上 3 倍桩径的范围内。我们认为这一现象还可以用桩与土之间的相对位移减小来说明。因为当桩尖抵抗力大时,桩尖附近的土中将产生较大的应力,并引起较大的压缩变形而下沉,这样就使这一部分土与桩之间的相对位移减小,使摩阻力的发挥受到影响。

(三)桩的沉降与安全系数 K_b , K_f 间的关系

在工程实践中,控制桩的容许沉降量往往也是评价桩安全度的重要因素,因此有必要对桩的沉降与安全系数 K_b , K_f 间的关系进行分析。

在表 5 中已经给出了桩顶作用不同荷载 P 时(相应于安全系数 $K = 1.25 \sim 3.0$)相应的安全系数 K_b , K_f 值以及相对沉降量 $\frac{S}{d}$ 值。可以对本文所讨论的三种类型的 22 根桩都作出同样

计算,得到这三种类型桩的 K_b , K_f 与 $\frac{S}{d}$ 间的关系曲线,分别示于图 9~11。

从图 9~11 可见:当桩的沉降量较小时, K_b , K_f 的变化幅度很大,特别是 K_b 的变化幅度更大。在三种类型桩中,以钻孔桩的变化幅度最大,模型桩次之,打入桩最小。从 K_b , K_f 与 $\frac{S}{d}$ 的变化规律表明桩侧摩阻力的发挥是早于桩尖抵抗力的发挥,打入桩桩尖抵抗力的发挥又

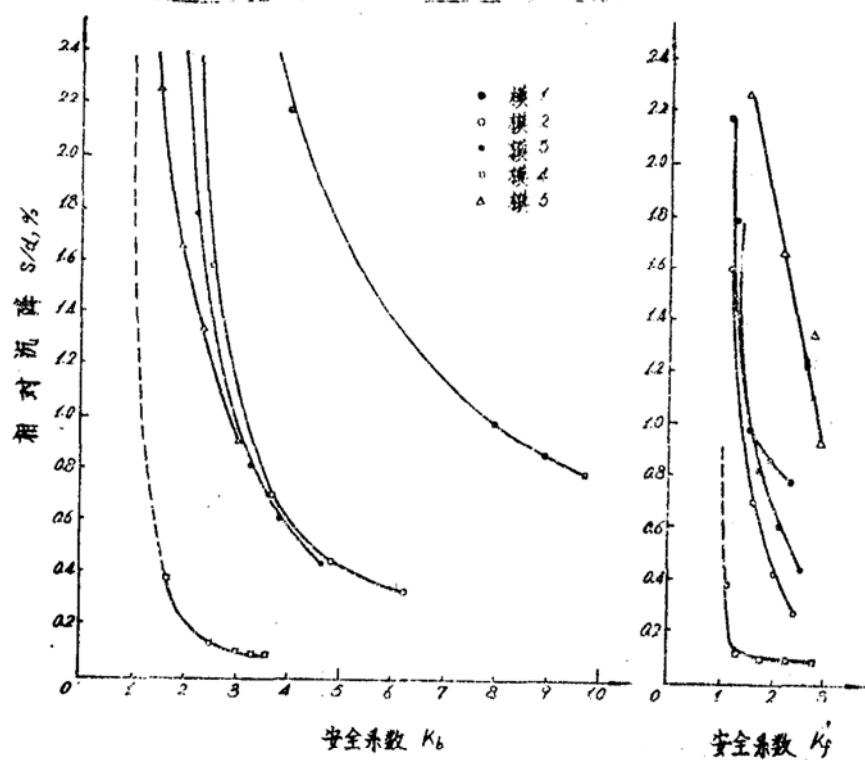


图9 模型桩的 $\frac{S}{d}$ 与 K_b, K_f 关系曲线

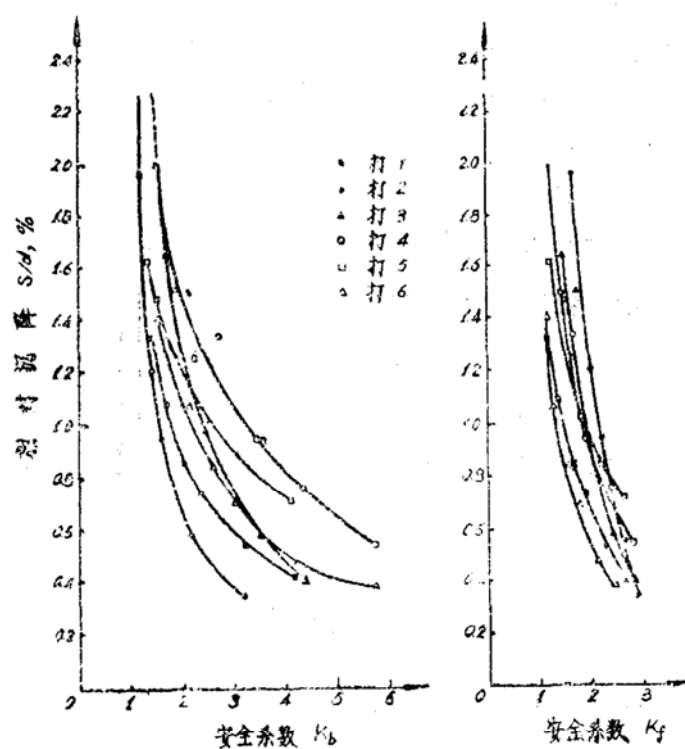


图10 打入桩的 $\frac{S}{d}$ 与 K_b, K_f 关系曲线

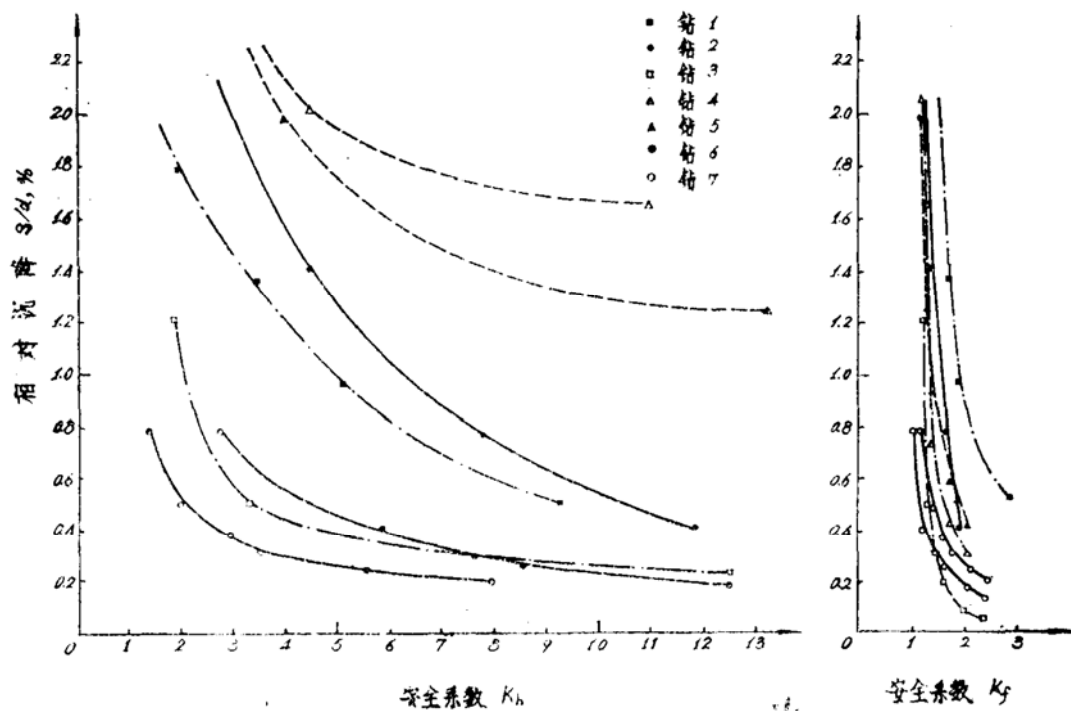


图11 钻孔桩的 $\frac{S}{d}$ 与 K_b, K_f 关系曲线

早于钻孔桩，而钻孔桩桩尖抵抗力的发挥又与各根桩的刚度、持力层性质、桩的施工质量等因素有关，各根桩差别很大，故 K_b 值的变化幅度很大。

在 $K_f - \frac{S}{d}$ 关系图中，看到当 $\frac{S}{d} \geq 1\%$ 时，三种桩的 K_f 值变化已很小，表示桩侧摩阻力已临近极限值，这与魏锡克^[7]得到的结果是相近的。在 $K_b - \frac{S}{d}$ 的关系曲线中，看到打入桩当 $\frac{S}{d} > 2\%$ 时 K_b 的变化已很小，已经临近极限值（即 $K_b = 1$ ），而钻孔桩需要产生更大的位移才能使 K_b 值的变化减小。

今后在积累更多的试桩实测资料后，可以把图10，11的打入桩及钻孔桩的 $\frac{S}{d}$ 与 K_b, K_f 曲线用一条统计关系曲线表示，如图12所示。这样在设计中将可按桩的容许相对沉降 $[\frac{S}{d}]$ 值从曲线上确定安全系数 K_b, K_f 值。

(五) 桩的安全度分析

在表4中给出了22根桩在取用安全系数 $K = 2$ 时桩的容许荷载 $[P]$ 和相应的 $K_b, K_f, \frac{S}{d}$ 及 α 值。从表中可见：钻孔桩的 K_b, K_f 值差别很大； $\alpha, \frac{S}{d}$ 值也较低；而打入桩的 K_b, K_f 值就比较接近。这说明了钻孔桩的桩尖抵抗力在设计荷载时尚未充分发挥，其工作状态不尽合理，应该促进桩尖抵抗力 P_b 及早发挥，以提高桩的承载能力，这应该在设计和施工中予以注意，如在设计中注意持力层的选择、桩构造的改进（采用扩大桩尖）、施工中减小孔底淤土厚度等。

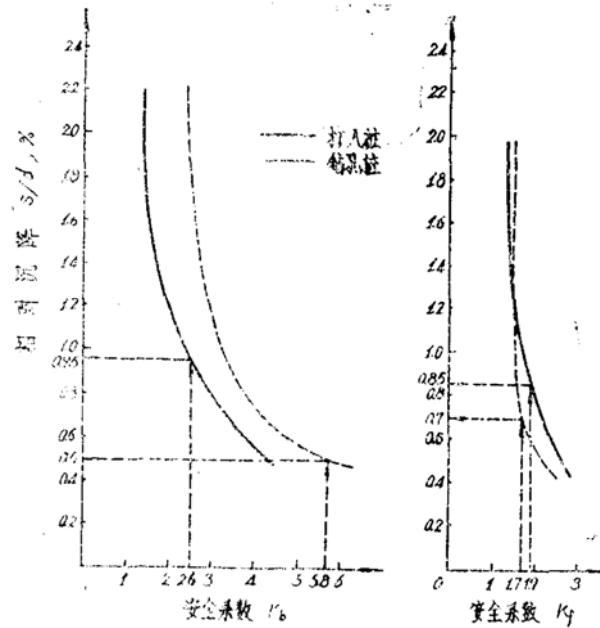


图12 打入桩及钻孔桩的 $\frac{S}{d}$ 与 K_b, K_f 统计关系曲线

在实践中如何选用 K_b, K_f 值是一个值得研究的课题, 只有对大量的原位试验及模型试验资料进行分析后才能得出比较合理的结果。国外已有许多学者对这一问题进行了探讨。英国的斯肯普顿^[2] (Skempton) 提出对于桩径小于 1.83m 的各种类型桩可以取用 $K_b = 3, K_f = 1.5$, 此时能保证桩具有足够的安全度; 日本的岸田英明^[3] 认为, 对于大直径 ($d > 0.7\text{m}$) 的非挤土桩可取 $K_b = 3, K_f = 2$, 他认为 K_f 值不能取得过小, 否则将使桩的沉降加大; 波兰的契杰区曼^[4] (Tejchman) 对大直径桩 ($d = 0.6 \sim 1.9\text{m}$) 的野外试验及模型桩试验进行了分析, 认为在应用目前通用的方法进行计算时 (即取安全系数 $K = 2$), 可以采用 $K_b = 4, K_f = 1.5$; 美国的里斯^[5] (Reese) 根据在粘质页岩上的钻孔桩试验, 也提出应该采用两个安全系数进行计算。本文根据表 4 中所列的 22 根桩的试验资料, 得出相应于目前常规设计方法中取用安全系数 $K = 2$ 时, 三种类型桩的 $K_b, K_f, \frac{S}{d}$ 平均值, 列于表 7 中。可以看到本文所建议

表 7 桩的 $K_b, K_f, \frac{S}{d}$ 值

桩 类 型	K_b	K_f	$\frac{S}{d}(\%)$	资 料 来 源
打 入 桩	2.6	1.9	0.9	本 文
钻 孔 桩	5.8	1.7	0.6	本 文
模 型 桩	2.6	1.8	1.3	本 文
各种桩 $d < 1.83\text{m}$	3	1.5		文 献 [2]
非挤土桩 $d > 0.7\text{m}$	3	2		文 献 [3]
大直径桩 $d = 0.9 \sim 1.9\text{m}$	4	1.5		文 献 [4]

的数值与国外资料还是比较一致的。应该指出, 本文所搜集的试桩资料有限, 因此提出的安全系数数值是很粗略的, 今后应该搜集与分析更多的试桩资料, 提出地区性的安全系数数值, 供设计参考。另外本文提出的钻孔桩 K_b 值较国外文献资料数值为大, 其原因主要是国内钻孔桩的施工因素对桩尖抵抗力的发挥影响较大而引起的。

四、结 论

1. 考虑到桩侧摩阻力与桩尖抵抗力发挥的过程不同, 在确定桩的轴向容许承载力时, 应该采用两个承载力安全系数 K_b 与 K_f 。
2. 桩的实际 K_f 线形状能充分反映桩的荷载传递过程, 可用来分析桩的荷载传递规律。
3. 桩尖抵抗力 P_b 与桩侧摩阻力 P_f 之间存在着相互影响干涉的关系。在工作荷载时, 当桩尖抵抗力 P_b 发挥较大时(也即 α 值较大时)将影响桩侧摩阻力的发挥。
4. 从 K_b , K_f 与 $\frac{S}{d}$ 的关系曲线中看到, 在 $\frac{S}{d}$ 较小时 K_b , K_f 值比较分散, 随 $\frac{S}{d}$ 的增加而趋接近, 其中钻孔桩 K_b , K_f 的分散性大于打入桩。当 $\frac{S}{d} > 1\%$ 时各种桩的 K_f 值变化幅度已较小, 打入桩当 $\frac{S}{d} > 2\%$ 时 K_b 的变化已很小, 而钻孔桩需要产生更大的沉降才能使 K_b 值的变化减小。
5. 对打入桩及钻孔桩的原位试验进行分析, 得到在取用安全系数 $K = 2$ 时, 其相应的安全系数 K_b , K_f 值分别为: 钻孔桩 $K_f = 1.7$, $K_b = 5.8$; 打入桩 $K_f = 1.9$, $K_b = 2.6$ 。这时桩相应的沉降分别为: 钻孔桩 $\frac{S}{d} = 0.5 \sim 0.7\%$, 打入桩 $\frac{S}{d} = 0.85 \sim 0.95\%$ 。

俞调梅教授对本文提出了宝贵意见; 朱荭同志参加了模型桩的试验, 谨致谢意。

参 考 文 献

- [1] 同济大学土力学与基础工程研究室桩基课题组, 桩的荷载传递及其理论分析方法(文献述评), 同济大学科学技术情报站, 1980年9月。
- [2] Whitaker, T., The Design of Piled Foundation, 2nd Edition, 1976, 日译本, 杭基礎の設計, 岸田英明译, 彰國社, 1978年3月, 第97页。
- [3] 岸田英明、高野昭信, 大口径杭の鉛直極限支持力, 土と基礎, Vol. 28, No.11, 1980, 第13~20页。
- [4] Tejchman, A., Gwizdala, K., Analysis of Safety Factors of Bearing Capacity for Large Diameter Piles, Proc. 7th ECSMFE, Vol.1, 1979, pp. 293~296.
- [5] Reese, L. C., Aurora, R. P., Field Tests of Drilled Shafts in Clay-shales, Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, 1977.
- [6] Cooke, R. W., Price, G., Tarr, K., Jacked Piles in London Clay: A Study of Load Transfer and Settlement under Working Condition, Geotechnique, 29, No.2, 1979, pp. 113~147.
- [7] 魏锡克, A. S., 桩与土体系中的荷载传递, 中国建筑工业出版社, 地基与基础译文集, 5, 桩基础, 第60~79页。

Partial Safety Factors of Single Pile Capacity

Hong Yu-kang, Chen Shi-heng and Zai Jin-zhang

(Tongji University, Shanghai)

Abstract

From pile load-transfer analyses, it is known that the sequence of mobilization of pile shaft skin friction and that of pile point resistance are quite different. Thus determining single-pile bearing capacity with a single safety factor K is rather ambiguous, two partial safety factors, namely, one for shaft skin friction and another for point resistance, should be used instead.

In this paper the load transfer of loading tests on five model piles and seventeen prototype driven and bored piles is analyzed. For these piles, curves of safety-factors K_f and K_b as functions of the degree of mobilization of point resistance α are obtained, which well represent load-transfer behavior. From the test data the K_f and $K_b - \left(\frac{s}{d}\right)$ curves are also obtained, where $\frac{s}{d}$ is relative settlement of the pile, from these, for $K=2$, ranges of K_f and K_b -values and corresponding $\frac{s}{d}$ values have been obtained, and it is hoped that these may prove to be of some value in practical design work.