

刚性群桩的非线性分析

梁明德 刘 岳

(台湾海洋大学, 基隆)

文 摘 本文延伸单桩之非线性 $T-Z$ 曲线理论, 应用于刚性群桩工程。桩-土-桩互制作用影响, 导致桩身沉降量增加。进而得刚性群桩之非线性 $T-Z$ 曲线理论, 以分析群桩在垂直荷重下之荷重-位移关系。研究结论是桩-土-桩之间的互制作用使群桩之刚度降低, 却提高极限荷重, 即在同一荷重作用下, 群桩比使用具有一大断面积之单桩为安全。一般而言, 非线性 $T-Z$ 曲线分析得到之预测值比观测值保守。值得注意的是所用破坏比 R_f 增加 0.05 时, 极限荷重约减少 5%。实例分析采用 Kraft et al. 建议值 0.9。对不同土 R_f 值应进一步讨论。

关键词 互制作用, 桩-土-桩系统, 刚度, 极限荷重, 破坏比。

1 前 言

为使数值分析结果接近实际基桩之行为, 非线性分析之发展实为必要之手段。适当的非线性分析结果能准确反映实际基桩之行为, 并且让基桩发挥最大的功效, 降低建造成本, 提高安全性。

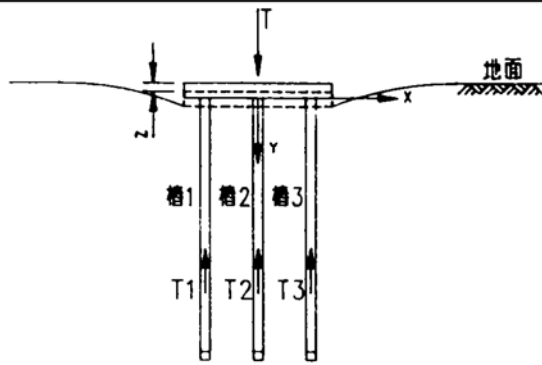
Kraft et al.^[1]以 Duncan and Chang^[3]双曲线模式来表示土之非线性应力-应变关系, 借以解决单一基桩之荷重-位移之关系。本文的主要目的是延伸 Kraft et al 及 Baguelin and Frank^[2]单桩之非线性 $T-Z$ 曲线理论在群桩工程上之应用, 其基本原理是以桩-土-桩互制作用影响, 导致桩身沉降量增加, 俾利分析群桩在垂直荷重下荷重-位移之关系, 以确定群桩之使用安全性。

2 非线性理论

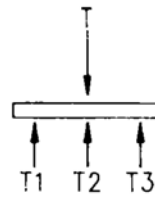
由于叠加原理不适用于非线性行为, 因此, 要延伸单桩的非线性 $T-Z$ 曲线理论用于群桩工程, 则必须寻找适应方法解决。例如使用作用力平衡方法, 或是以近似解代替。本文将用作用力平衡方法探讨单桩非线性 $t-z$ 曲线理论于刚性群桩工程上之应用。

今考虑一对称配置之群桩, 如图 1 (a) 所示, 各桩编号分别为 1, 2 及 3, 设桩长为 L , 承台为刚性, 各桩受力分别为 T_1 , T_2 及 T_3 。若承台上承受一垂直作用力 T , 则承台沉降量为 Z , 取承台为自由体 (见图 1 (b)), 由静力平衡得到 $\sum T_z = 0$, 亦即

$$T_1 + T_2 + T_3 = T \quad (1)$$



(a) 3根基桩之互制作



(b) 自由體圖

图1 对称配置之三根群桩

假设应力-应变之非线性关系 (见图2) 为

$$\sigma_i = f(X_i) = E_i \sqrt{\epsilon_i} \quad (2)$$

因为 $\sigma_i = T_i / A_i = E_i \sqrt{\epsilon_i}$, $\epsilon_i = Z_i / L_i$, 所以 $\epsilon_i = (T_i / A_i)^2 / E_i^2$, $Z_i = [(T_i / A_i)^2 L_i] / E_i$, 因假设承台为刚性, 故各桩沉降量为 $Z_1 = Z_2 = Z_3 = Z$ 。由应力应变关系可得

$$\frac{\left(\frac{T_1}{A_1}\right)^2 L_1}{E_1^2} = \frac{\left(\frac{T_2}{A_2}\right)^2 L_2}{E_2^2} = \frac{\left(\frac{T_3}{A_3}\right)^2 L_3}{E_3^2} \quad (3)$$

假如桩长与基桩弹性模数均相同, 亦即 $L_1 = L_2 = L_3 = L$, $E_1 = E_2 = E_3 = E$, 则式 (3) 可改写为

$$\frac{T_1}{A_1} = \frac{T_2}{A_2} = \frac{T_3}{A_3} \quad (4)$$

由 (4) 式可得到

$$T_2 = \frac{A_2}{A_1} T_1, \quad T_3 = \frac{A_3}{A_1} T_1 \quad (5)$$

由式 (3), (4) 及 (5) 知, 只要群桩刚性承台承受垂直荷重 T 及各桩之截面积 A 已知, 且桩长与弹性模量均相同, 即可求得沉降量 Z 。为强调叠加原理不适用于非线性行为, 就以图1为例说明之。由材料力学知, 应变能 U 为

$$U = \frac{T^2 L}{AE} \quad (6)$$

将式 (1) 代入式 (6) 得到

$$U = \frac{T_1^2 L}{AE} + \frac{T_2^2 L}{AE} + \frac{T_3^2 L}{AE} + 2 \frac{T_1 T_2 L}{AE} + 2 \frac{T_2 T_3 L}{AE} + 2 \frac{T_3 T_1 L}{AE} \quad (7)$$

如果使用叠加原理, 就只有式 (7) 右边的前三项, 而没有后面的三项, 所以非线性材质不可使用叠加原理是相当的明显。

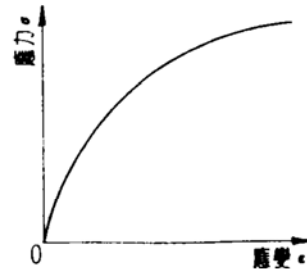


图2 应力-应变关系

3 理论分析

设土剪切模量 G 等于 $G(r)$, r 为径向之距离, 则就径向不均匀土而言, Randolph and Worth^[1] 认为单桩 T - z 曲线理论之桩身沉降量 Z_s 应为

$$Z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{Gr} \tag{8}$$

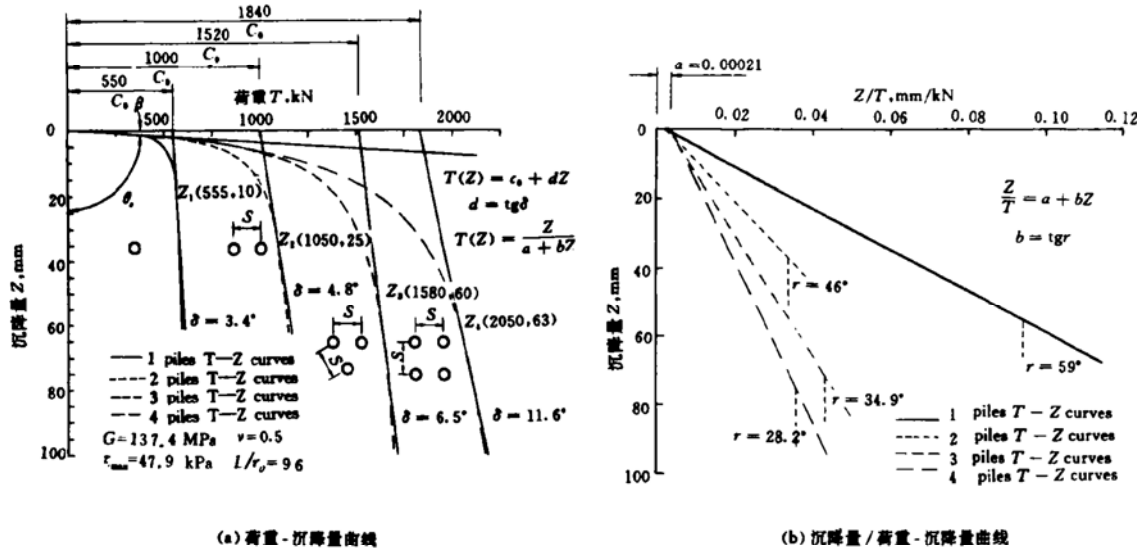


图 3 1~4 根基桩荷重-位移曲线及斜率倒数分析

表 1 1~4 项根基桩斜率倒数分析相关参数

参数 图线名称	C_0	A T, S	$\overline{OA}$	K	β	S	T	δ	d $\text{tg}\delta$	a $1/1000$	γ	b $\text{tg}\gamma$	p_{uet} (kN)
1 根桩	550	370, 2	86.8	826	3.2	10	550	3.4	0.0594	1.21	59.0	1.6603	516
2 根桩	1050	370, 2	86.8	513	3.2	25	1050	4.8	0.0839	1.95	46.0	1.0355	1108
3 根桩	1520	370, 2	86.8	382	3.2	60	1580	6.5	0.1139	2.62	34.9	0.6976	1959
4 根桩	1840	370, 2	86.8	280	3.2	63	2050	11.6	0.2053	3.56	28.2	0.5362	2369

式中 r_0 为基桩之半径; r_m 为基桩与土间受互作用时剪应力为零时之半径; τ_0 为 $r = r_0$ 时之剪应力。Kraft et al. 利用 Duncan and Chang 推导得到土的非线性应力-应变关系, 其土的剪切模量 G 可以双曲线模式表示为

$$G = G_i \left[1 - \frac{\tau R_f}{\tau_{\max}} \right] \tag{9}$$

式中 G_i 为初始剪切模量; τ 为土的剪应力; $\tau_{\max}$ 为土的最大剪应力; R_f 为破坏比 (双曲线系数), $0.75 \leq R_f \leq 1.0$ 。式 (9) 代入式 (8), 并假设剪应力 τ 随半径 r 线性分析, 且令

$$\varphi = \frac{\tau R_f}{\tau_{\max}}, \text{ 得到}$$

$$Z_s = \frac{\tau_0 r_0}{G_i} \ln \left(\frac{r_m/r_0 - \varphi}{1 - \varphi} \right) \tag{10}$$

而单桩桩轴及桩端之沉降量分别为

$$Z_s = \frac{T_s r_0}{2\pi l r_0 G_i} \ln \left(\frac{r_m / r_0 - \varphi}{1 - \varphi} \right) \quad (11)$$

$$Z_b = \frac{T_b (1 - \nu)}{4 r_0 G_i} \quad (12)$$

式中 ν 为泊松比。所以单一基桩刚度可写成

$$\frac{T_i}{G_i r_0 Z_i} = \frac{4}{1 - \nu} + \frac{2\pi l \rho}{r_0 \ln \left(\frac{r_m K r_0 - \varphi}{1 - \varphi} \right)} \quad (13)$$

式中 l 为基桩贯入深度; ρ 为非均质因子 (inhomogeneity factor), 亦即桩长 $\frac{l}{2}$ 与桩长 l 处土的剪切模量比。单一桩 T - Z 曲线写成

$$Z_i = \frac{T_i}{G_i r_0 \frac{4}{1 - \nu} + \frac{2\pi l \rho}{r_0 \ln \left(\frac{r_m / r_0 - \varphi}{1 - \varphi} \right)}} \quad (14)$$

今以二根对称刚性基桩以互作用之观念, 推得其中一根基桩桩轴沉降量为

$$= \frac{\tau_0 r_0}{G_i} \left[\ln \left(\frac{r_m / r_0 - \varphi}{1 - \varphi} \right) + \ln \left(\frac{r_m / S - \varphi}{1 - \varphi} \right) \right] \quad (15)$$

式中 S 为桩距。而得其基桩刚度为

$$\frac{T_i}{G_i r_0 z_i} = \frac{4S\pi}{(1 - \nu)(2r_0 + S\pi)} + \frac{2\pi l \rho}{r_0 \ln \left(\frac{r_m / r_0 - \varphi}{1 - \varphi} \right) + \ln \left(\frac{r_m / S - \varphi}{1 - \varphi} \right)} \quad (16)$$

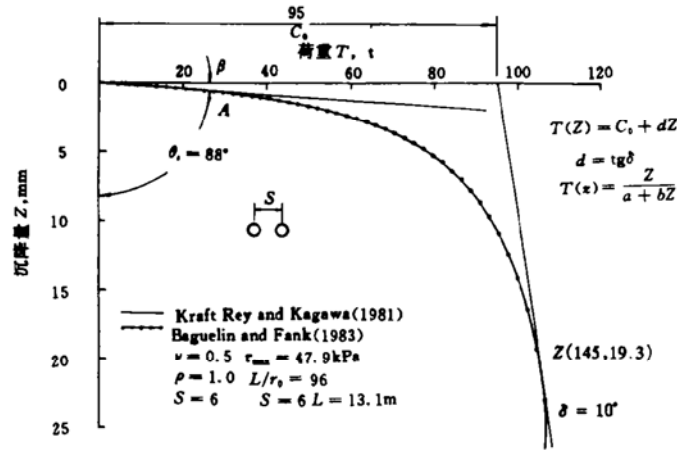
设承台为刚性, 则重写式 (16), 得二根群桩 T - Z 曲线

$$Z_i = \frac{T_i}{G_i r_0 \left[\frac{4S\pi}{(1 - \nu)(2r_0 + S\pi)} + \frac{2\pi l \rho}{r_0 \ln \left(\frac{r_m / r_0 - \varphi}{1 - \varphi} \right) + \ln \left(\frac{r_m / S - \varphi}{1 - \varphi} \right)} \right]} \quad (17)$$

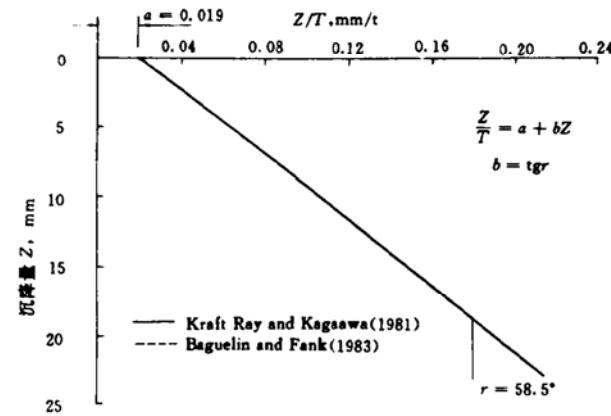
同理, 三根或三根以上之群桩 T - Z 曲线可以上述之方法推得。参见附录。

然而, Baguelin and Frank^[2] 认为土的非线性应力-应变关系 (或称为剪力律 (shear Law)) 可表示为

$$-\frac{\partial Z_s}{\partial r} \approx r = \frac{\tau}{G_i} + X(\tau) \quad (18)$$



(a) 荷重-沉降量曲线



(b) 沉降量/荷重-沉降量曲线

图4 二根基桩非线性 T - z 曲线

式中 $X(\tau)$ 为剪应力 τ 作用下, 剪应变 γ 之非线性项。当 γ 以式 (18) 近似表示时, 则 z_s 可以双曲线剪力律表示为

$$Z_s = \frac{\tau_0 \gamma_0}{G_i} \ln \left(\frac{r_m / r_0}{1 - \varphi} \right) \quad (19)$$

将式 (19) 与式 (10) 比较之, 即可看出略有差异, 而且我们将式 (19) 比照以式 (10) 单桩之非线性 T-Z 曲线理论为例, 延伸推导至群桩之非线性 T-Z 曲线理论, 且以二根对刚性桩为例, 比较两者之间之差异, 其结果下节详述。

4 结果与分析

图 3 (a) 系表示以 Kraft et al.^[1] 双曲线模式为基准推导得到的式 (14) 及 (17) 之结果。为进一步分析此结果, 利用斜率倒数法 (Rollberg^[5]) 以位移 Z /荷重 T 比为横坐标, 位移 Z 为纵坐标, 如图 3 (b) 所示, 分析基桩与土之整体刚度 K_0 , 分析结果与相关参数如表 1 所示, 图 3 (a) 中, OA 线段为线性段, 其割线斜率为桩之刚度 K , 1~4 根桩之刚度分别为 826, 513, 382, 280 MN/m, 由于受桩-土-桩之互制作用, 其刚度因基桩之桩数增加而减少。AB 线段为双曲线, 其方程式可以下式表示:

$$T(Z) = \frac{Z}{a + bZ} \quad (20)$$

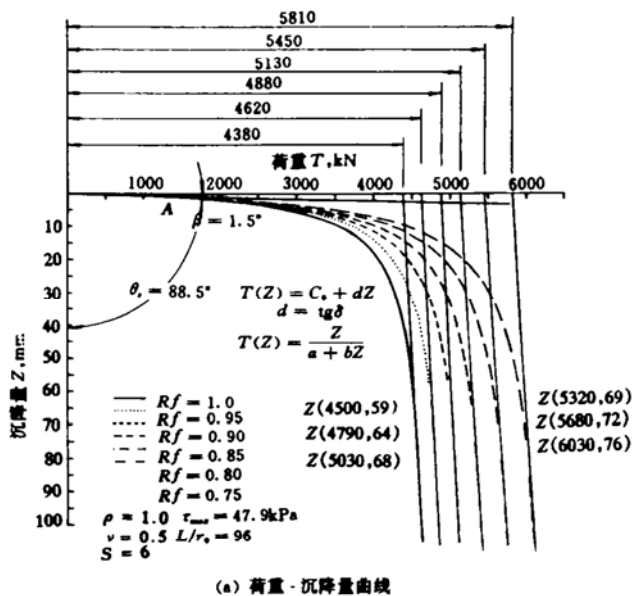
式中 Z 为沉降量; a 为斜率之截距;
 b 为 $\tan(\gamma)$; γ 为斜率曲线与垂直轴之夹角。

BC 线段表示在荷重增加下桩-土位移之调合振动 (harmonic vibration)。可表示为

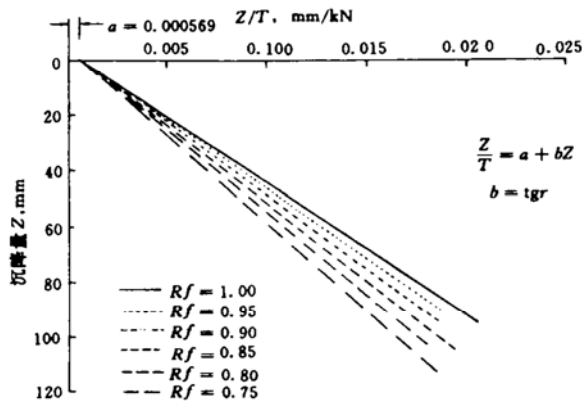
$$T(Z) = C_0 + dZ \quad (21)$$

表 1 中 β , γ , δ 及 θ , 各参数主要分别由桩轴之摩擦力、桩端之支承反力、桩-土之调和作用及土之线性常数所决定。我们将图 3 (a) 以陈氏法

(Chin's method) (Fellenius^[6]) 来预估各非线性理论曲线基桩最大承载力, 结果得 2, 3, 4 根桩之极限荷重, 分别约为单一基桩之 2.14, 3.4, 4.5 倍。今由以上数据推得, 在极限荷



(a) 荷重-沉降量曲线



(b) 沉降量/荷重-沉降量曲线

图 5 R_f 值对 3×3 群桩影响斜率倒数分析

重作用下，桩-土-桩间之相互作用影响因子之关系式

$$T_n = \alpha T_1 \times n \tag{22}$$

式中 T_1 为单一基桩之承载力； T_n 为 n 根群桩之承载力； α 为相互作用影响因子； n 为桩数。利用表 1 结果代入式 (22)，可得到表 2 之结果。再由表 2 得知因群桩之相互作用而使群桩之极

表 2 桩数与相互作用影响因子的关系

桩数 N	相互作用影响因子 α
2	1.07
3	1.14
4	1.15

限荷重有较大之效应。对于非线性土剪切模量，其分析模式考虑方法很多，Baguelin and Frank 提出非线性应力-应变之关系模式，虽然与 Kraft et al 不同，但在分析结果几乎无异。如图 4 所示，图中系以 2 根群桩为例。图中显示其两种方法之 $T-Z$ 曲线几乎重叠，相差在 $1/1000$ 以内。同样使用前述之斜率倒数法求出之桩-土总体刚度同样一致，以陈氏法求之极限荷重也相差在小数点以下。分析结果如表 3 所示。

表 3 Kraft et al (1981) 与 Banelin and Frank (1983) 理论以斜率倒数分析比较相关系数

参数 图线名称	C_0	A T, S	$\overline{OA}$	K	β	S	T	δ	d $\text{tg}\delta$	a $1/1000$	γ	d $\text{tg}\gamma$	p_{uet} (kN)
Kraft et al (1981)	95	27, 2	86	53	4	19.3	145	10	0.1763	19	58.5	1.6319	114.0
Baguelin and Frank (1983)	95	27, 2	86	53	4	19.3	145	10	0.1763	19	58.5	1.6319	114.3

表 4 R_f 值对 3×3 群桩影响及其斜率倒数分析相关参数

参数 图线名称	C_0	A T, S	$\overline{OA}$	K	β	S	T	δ	d $\text{tg}\delta$	a $1/1000$	γ	d $\text{tg}\gamma$	p_{uet} kN
$R_f = 1.00$	5810	1800, 2	88.6	1757	1.5	59	4500	3.5	0.0559	0.569	62.0	1.8807	4153
$R_f = 0.95$	5450	1800, 2	88.6	1757	1.5	64	4790	3.2	0.0559	0.569	61.0	1.8040	4750
$R_f = 0.90$	5130	1800, 2	88.6	1757	1.5	68	5030	3.2	0.0559	0.569	59.9	1.7250	4960
$R_f = 0.85$	4880	1800, 2	88.6	1757	1.5	69	5320	3.2	0.0559	0.569	58.9	1.6577	5239
$R_f = 0.80$	4620	1800, 2	88.6	1757	1.5	72	5680	3.2	0.0559	0.569	56.8	1.5282	5549
$R_f = 0.75$	4380	1800, 2	88.6	1757	1.5	76	6030	3.2	0.0559	0.569	55.0	1.4281	5903

表 5 O'Neil (1981) 2×2 群桩斜率倒数分析相关参数

参数 图线名称	C_0	A T, S	$\overline{OA}$	K	β	S	T	δ	d $\text{tg}\delta$	a $1/1000$	γ	d $\text{tg}\gamma$	p_{uet} (kN)
量测值	1500	950, 2	84	5000	6	3.6	2216	64	2.0503	0.20	51.0	1.235	1224
PILGPL 程式	800	1050, 2.5	82	4348	8	4.0	2430	77.5	4.6252	0.23	42.0	0.900	1565
非线性 T-Z 曲线	780	450, 1	76.2	2273	13.8	8.07	2600	66.2	2.2673	0.44	21.8	0.400	2850

而在双曲线模式中的曲线参数，是根据三轴剪力试验所得到， R_f 之值在 0.75 至 1.0 之间， R_f 值对群桩 $T-Z$ 曲线的影响很大，今以一 3×3 群桩为例，在相同参数下，给一不同 R_f 之值，亦有不同之 $T-Z$ 曲线，如图 5 (a) 所示，当 R_f 值愈大，其极限荷重愈小；当 R_f 值愈小，其极限荷重愈高。在图 5 (b) 中进一步分析，其分析结果所得之相关参数列于表 4

中, 表中指出由陈氏法求出了极限荷重在 R_f 愈大时, 极限荷重愈低; R_f 愈小时极限荷重愈高。当 R_f 每增加 0.05 时, 极限荷重就减少约 5%。所以 R_f 之值可能是土受挠动程度之指标。若 R_f 值愈大, 表示土受挠动之影响愈大, 反之则愈小。

5 应用范例

O'Neill^[7]在美国德州休斯顿大学以闭口垂直群桩, 设置在超压密粘土中桩半径 140mm (5.375in) 贯入深度 13.1m (43ft), 桩距 S 为 0.84m (2.75ft) 平均土的弹性模量 E 为 172MPa (25ksi), 最大土剪应力 τ 为 6.9MPa (1ksi)。在 2×2 群桩试验中与本篇之理论分析比较如图 5 (a) 所示。

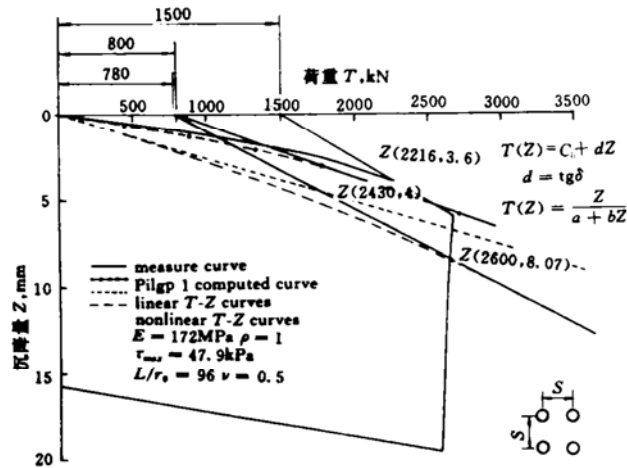
在 2×2 群桩分析结果, 在图 6 (a), 图中当荷重在 2000kN 时, 理论值比观测值多 2.8mm (约 87.5%), 在 26000kN 时多出了 1.6mm (约 20%), 以前述斜率倒数法及陈氏法分析, 如图 6 (b) 及表 5 所示。观测值桩-土之整体刚度为 5.08MN/m, PILGPI 为 4.76MN/m, 本理论为 2.2MN/m。而由陈氏法得之极限荷重分别为观

测值 1224kN、PILGPI 为 1565kN、本理论为 2850kN。由以上得到几点: ①本文 $T-Z$ 曲线理论在与观测值比较上属于较保守; ②在极限荷重上, 由于在该试验中, 并没有将其桩试验压至破坏, 而是只有线性阶段, 所以陈氏法求得之极限荷重值并不完全正确。

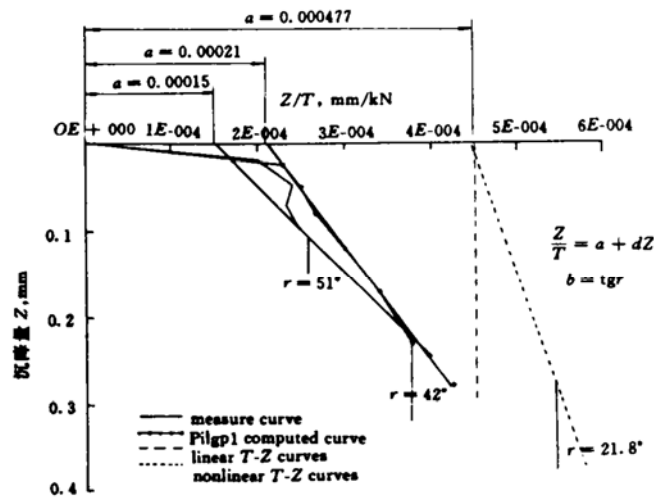
6 结 论

在垂直群桩上施加轴向荷重, 以非线性 $T-Z$ 曲线理论分析群桩以预测群桩之行为, 其结果相当满意。从以上分析结果得到下列几点结论。

(1) 非线性土弹性模量, 在双曲线模式中之 R_f 对群桩 $T-Z$ 曲线影响很大, 尤其对于群桩之极限荷重-位移曲线之影响, 当 R_f 增加 0.05 时极限荷重大约减少 5%。



(a) 荷重 - 沉降量曲线



(b) 沉降量 / 荷重 - 沉降量曲线

图 6 O'Neill (1981) 2×2 群桩斜率

(2) 非线性理论分析中, 得到群桩之桩-土-桩之间互制作用, 确实会使桩之刚度降低, 但是却会提高极限荷重。此表示在同一荷重作用下, 使用群桩比使用具有一大断面积之单一基桩较安全。

(3) 非线性 T - Z 曲线分析之预测结果和观测值比较是较保守, 对于工程设计上使用较安全。

(4) 群桩之互制作用而使群桩之极限荷重有增大之效应, 非线性分析在极限荷重状态下互制影响因子大于 1。

(5) O'Neill et al. 以 PILGPI 程式, 预测分析群桩之行为, 在同一试验条件下, 2×2 群桩之观测值与其比较, 有非常接近之结果。

本文在非常线性分析中, 对于土的强度参数, 双曲线模拟式中之 R_f 值引用 Kraft et al. 建议值 0.9, 对于实际不同条件之土, 其 R_f 应进一步探讨。

附 录: 理论推导

以一 3×3 对称配置之群桩为例 (如图 7 所示), 桩距为 S , 在不同位置之桩分别以 1, 2, 3 代表桩位之编号, 依据 Randolph and Wroth^[4] 及式 (8) 之方法, 求得在各 1, 2, 3, 位置的沉降量 Z_1, Z_2, Z_3 以下式表示:

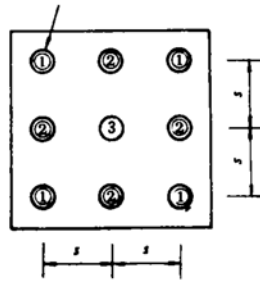


图 7 3×3 对称配置之群桩

$$Z_1 = \frac{1}{2\pi lG} \left[T_1 \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) + 2T_1 \ln \left(\frac{r_m}{2S} \right) + 2T_2 \ln \left(\frac{r_m}{S} \right) + 2T_2 \ln \left(\frac{r_m}{\sqrt{5}S} \right) + T_3 \ln \left(\frac{r_m}{\sqrt{2}S} \right) \right. \\ \left. + T_1 \ln \left(\frac{r_m}{\sqrt{8}S} \right) \right] + \frac{(1-\nu)}{2\pi G_l} \left[\frac{\pi T_{b1}}{2r_0} + 2\frac{T_{b1}}{2S} + 2\frac{T_{b2}}{S} + 2\frac{T_{b2}}{\sqrt{5}S} + \frac{T_{b1}}{\sqrt{8}S} + \frac{T_{b3}}{\sqrt{2}S} \right] \quad (23)$$

$$Z_2 = \frac{1}{2\pi lG} \left[T_2 \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) + T_2 \ln \left(\frac{r_m^3}{4S^3} \right) + T_1 \ln \left(\frac{r_m^4}{5S^4} \right) + T_3 \ln \left(\frac{r_m}{S} \right) \right] + \frac{(1-\nu)}{2\pi G_l} \\ \left[\frac{\pi T_{b2}}{2r_0} + 2\frac{T_{b1}}{S} + 2\frac{T_{b2}}{\sqrt{5}S} + 2\frac{T_{b2}}{\sqrt{2}S} + \frac{T_{b3}}{S} + \frac{T_{b2}}{2S} \right] \quad (24)$$

$$Z_3 = \frac{1}{2\pi lG} \left[T_3 \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) + 4T_1 \ln \left(\frac{r_m}{\sqrt{2}S} \right) + 4T_2 \ln \left(\frac{r_m}{S} \right) \right] + \frac{(1-\nu)}{2\pi G_l} \\ \left[\frac{\pi T_{b3}}{2r_0} + 4\frac{T_{b2}}{S} + 4\frac{T_{b1}}{\sqrt{2}S} \right] \quad (25)$$

假设: ①承台及桩为刚性, 所以各沉降量一致 (如图 1 所示); ②各桩桩端反力相同。基于以上两项假设, 得各桩桩轴摩擦力及桩端反力关系式为

$$T_1 \left[\ln \frac{r_m^4}{4\sqrt{8}r_0S^3} - \ln \left(\frac{r_m^4}{5S^4} \right) \right] + T_2 \left[\ln \left(\frac{r_m^4}{5S^4} \right) - \ln \left(\frac{r_m^4}{4r_0S^3} \right) \right] \\ + T_3 \left[\ln \left(\frac{r_m}{\sqrt{2}S} \right) - \ln \left(\frac{r_m}{S} \right) \right] - T_b(1-\nu)\rho_l \left(\frac{0.8136}{S} \right) = 0 \quad (26)$$

$$T_1 \left[\ln \frac{r_m^4}{4\sqrt{8}r_0S^3} - 4\ln \left(\frac{r_m}{\sqrt{2}S} \right) \right] + T_2 \left[\ln \left(\frac{r_m^4}{5S^4} \right) - 4\ln \left(\frac{r_m}{S} \right) \right] + T_3 \left[\ln \frac{r_m}{\sqrt{2}S} - \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \right] \\ - T_b(1-\nu)\rho_l \left(\frac{1.833}{S} \right) = 0 \quad (27)$$

$$T_1 \left[\ln \left(\frac{r_m^4}{5S^4} \right) - 4 \ln \left(\frac{r_m}{\sqrt{2}S} \right) \right] + T_2 \left[\ln \left(\frac{r_m^4}{4r_0 S^3} \right) - 4 \ln \left(\frac{r_m}{S} \right) \right] + T_3 \left[\ln \left(\frac{r_m}{S} \right) - \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \right] - T_b (1 - \nu) \rho l \left(\frac{1.0194}{S} \right) = 0 \quad (28)$$

上三式分别除 T_1 即可求得 T_2 , T_3 , T_b 对 T_1 之比值, 当外力 T 作用下取力平衡, 即求得各桩受力。

参 考 文 献

- 1 Kraft L M, Ray R P, Kagawa T M. Theoretical T-Z Curves. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, **107**, (GT11). 1543~1561.
- 2 Banguein F, Frank R. Discussion on the Theoretical T-Z Curves. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1983, **109** (TG10). 1349~1355.
- 3 Duncan J M, Chang C Y. Nonlinear Analysis of Stress Sand Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1970, **96**. (SM5). 1629~1653.
- 4 Randolph M F, Worth C P. Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, **104** (G T 12). 1465~1488.
- 5 Rollbery D. Die Kraft - Setzungslinie Von Pfählen. (in German) Bauingenieur, 1978, **53**, Part 8. 309~313.
- 6 Fellenius B H. The Analysis of Result from Routine Pile Load Tests. Ground Engineering, 1980, **13** (6). 19~31.
- 7 O'Neill M W, Hawkins R A, Maher I J. Field Study of Pile Group Action, Final Report. Report FHWARD-81-002, Federal Highway Administration, U. S. Departemtn of Transportation, Washinton D C, 1981. 180~186.

Nonlinear Analysis of Rigid Group Piles

Ming Te Liang Yue Liu

(Taiwan Ocean University, China)

Abstract In this paper is extended the nonlinear T-Z Curve of single pile, to rigid group piles. The nonlinear T-Z curve of rigid group piles is derived from the increasing settlement of the pile shaft induced by the interaction of pile-soil-pile system. Conclusions are; ① The interaction of pile-soil-pile system obviously reduces the pile stiffness. However, it raises the ultimate bearing capacity of rigid group piles. This means that the usage of rigid group piles is more safe than that of a single pile, which has a big cross-sectional area. ② Generally speaking, the predicted results from the nonlinear T-Z curves in much more conservative than the observed one. ③ It is worthwhile to point out that the failure ratio R_f used influenced the prediction. The ultimate bearing capacity of group piles is decreased by 5% when the R_f is increased by 0.05. In this investigation, $R_f = 0.9$ is used as suggested by Kraft et al., while R_f for other soil condition needs further discussion.

key words interaction, pile-soil-pile system, failure ratio, ultimate bearing capacity.