

摩擦桩沉降变形规律及承载力确定的探讨

杨从军

单华刚

(湖北省地质实验研究所, 湖北 武汉 430022)

(中国科学院武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071)

摘要: 在现场的桩基垂直静载荷试验基础上, 进行荷载传递机理分析和沉降变形的阶段性划分, 探讨了确定单桩竖向承载力的新方法, 为工程合理、充分地利用承载力提供参考。

关键词: 桩, 垂直静载荷试验, 荷载传递, 沉降, 阶段

中图分类号: TU473.11 文献标识码: A

作者简介: 杨从军, 男, 31 岁, 工程师, 硕士, 现从事桩基检测工作。

Discussion on deformability due to settlement and determination of bearing capacity of friction piles

Yang Congjun

(Hubei Geological Research Laboratory, Wuhan 430022, China)

Shan Huagang

(Institute of Rock and Soil Mechanics, CAS, Wuhan 430071, China)

Abstract: Based on the static pile testing, the analysis of load transfer and settlement and a new means to reach the bearing capacity of piles are reported in this paper.

Key Words: pile, static pile testing, load transfer, settlement, phase

1 引 言

桩的静载荷试验是为设计提供合理承载力的可靠手段。恰当地确定单桩安全范围所容许的承载力关系到设计的安全性和经济性等。根据现有的各种规范、规程, 单桩容许或设计承载力是由确定的极限承载力除以安全系数或抗力分项系数而获得的^[1,2], 这种容许或设计承载力不一定反映桩基安全所允许的最大承载能力。笔者在现场的静载荷试验基础上, 进行了桩基荷载传递机理的分析和沉降变形的阶段性划分, 探讨一种确定摩擦桩竖向承载力的新方法。

2 摩擦桩竖向静载荷条件下沉降变形规律

2.1 荷载传递机理分析

(1) 当桩开始承受荷载的第一阶段, 桩顶荷载和沉降量都不大, 根据罗惟德提出的全深度变深度剪切弹簧模型^[3], 可将桩看作均质的弹性杆件, 其弹性模量为 E , 桩周土对桩的约束可以简化为沿整个桩的深度分布的线性弹簧, 其等效刚度系数为 λ_1 , 桩端地基土也简化为等效刚度系数为 k_1 的集中弹簧。这一阶段

桩周土全部处于弹性阶段。

设桩截面积为 A , 桩长 L , 桩顶受力为 Q 位移为 S , 则其任意深度 z 处的截面位移 $u(z)$ 满足如下微分方程和边界条件:

$$\left. \begin{aligned} EA \frac{d^2 u}{dz^2} - \lambda_1 u &= 0 \\ u|_{z=0} &= S \\ EA \frac{du}{dz} \Big|_{z=L} &= -k_1 u \Big|_{z=L} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$\text{令 } U = \frac{\lambda_1 L^2}{EA}, \quad Y = \frac{k_1}{\lambda_1 EA}, \quad h = \frac{1 + \frac{a \text{cth} U}{\text{cth} U}}{a_+} \text{ 则有:}$$

$$u(z) = S(\text{ch}(U \frac{z}{L}) - h \text{sh}(U \frac{z}{L})) \quad (2)$$

$$\text{注意到 } Q = -EA \frac{du}{dz} \Big|_{z=0}, \text{ 令 } \bar{P} = \frac{Q}{EA}, \quad \bar{S} = \frac{S}{L}, \text{ 则}$$

$$\bar{P} = U h \bar{S} \quad (3)$$

对于 U 较大的摩擦桩, $\text{cth} U \approx 1, h \approx 1$, 则有:

$$\bar{P} = U \bar{S} \quad (4)$$

由式 (3), 式 (4) 可见该阶段 Q 与 S 为线性关系

(2) 随着荷载的增加, 各截面位移不断增大, 在某截面位移超过桩周土的极限剪切变形值后, 桩和桩

周土之间发生相对位移,桩周土只能提供与材料有关的摩擦阻力,桩和土间的弹簧约束失效.随着荷载的增加和向下传递,下部位移逐渐增加,等效弹簧由上而下逐渐失效,桩周土由上而下逐步进入塑性阶段.

设深度 $z = x_1$ 处的等效弹簧失效,在这范围内单位深度所提供的摩擦阻力为 f ,且有:

$$f = \lambda_1 u_m \quad (5)$$

式中 u_m 为桩周土的极限剪切变形值.

对于 $z > x_1$ 的各截面,等效弹簧并未失效.各截面位移满足如下微分方程和边界条件:

$$\left. \begin{aligned} EA \frac{d^2 u_1}{dz^2} &= \lambda_1 u_m \quad (0 \leq z \leq a_1) \\ EA \frac{d^2 u_2}{dz^2} &= \lambda_1 u_2 \quad (a_1 \leq z \leq 1) \\ u_1(0) &= S, u_1(a_1) = u_2(a_1), \left. \frac{du_1}{dz} \right|_{z=a_1} = \left. \frac{du_2}{dz} \right|_{z=a_1} \\ EA \left. \frac{du_2}{dz} \right|_{z=1} &= -k_1 u_2 \Big|_{z=1} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

令 $V = \frac{\lambda_1 u_m L}{EA}$, 则有

$$u(z) = \left\{ \begin{aligned} &\frac{V}{2L} z^2 - \left[Va_+ \frac{\bar{S} - 0.5Va^2}{a_+ \frac{\text{cth}Ua - h}{U(h\text{cth}Ua - 1)}} \right] z + S \quad (0 \leq z \leq a_1) \\ &\frac{(0.5Va^2L - S) \left[\text{ch}\left(\frac{Uz}{L}\right) - h\text{sh}\left(\frac{Uz}{L}\right) \right]}{(a_+h + 1)\text{ch}Ua - (a_+h)\text{sh}Ua} \quad (a_1 \leq z \leq 1) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

由 $Q = -EA \left. \frac{du}{dz} \right|_{z=0}$ 及 $u(x_1) = u_m$ 则有

$$\left. \begin{aligned} \bar{S} &= \frac{1}{2V} \bar{P}^2 + \frac{V}{U^2} - \frac{V}{2U^2} \left(\frac{h\text{cth}Ua - 1}{\text{cth}Ua - h} \right)^2 \\ \left(\frac{Vh}{U} \leq \bar{P} \leq V \left(1 + \frac{V}{U} \right) \right) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

对于 $h \approx 1$ 的摩擦桩,此时:

$$\bar{S} = \frac{1}{2V} \bar{P}^2 + \frac{V}{2U^2} \quad \left(\frac{V}{U} \leq \bar{P} \leq V \left(1 + \frac{V}{U} \right) \right) \quad (9)$$

可见该阶段摩擦桩 S 与 Q^2 之间为线性关系.

(3) 当桩周土的侧阻都发挥到极限,桩周土全部进入塑性阶段,继续增加的荷载由桩端土承担,引起桩端土塑性剪切变形和塑性区不断扩展,当塑性区扩展到一定程度引起剪切破坏时,沉降变形迅速增加趋于破坏.设桩端的轴压为 P_B ,位移为 S_B ,该阶段各截面位移满足:

$$\left. \begin{aligned} EA \frac{d^2 u}{dz^2} - \lambda_1 u_m &= 0 \\ u|_{z=1} &= S_B = \bar{S}_B L \\ \left. \frac{du}{dz} \right|_{z=1} &= -\frac{P_B}{EA} = -\bar{P}_B \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

则有

$$u(z) = \frac{V}{2L} z^2 - (\bar{P}_B + V)z + (\bar{S}_B + \bar{P}_B + \frac{V}{2})L \quad (11)$$

而 $u(0) = S, Q = -EA \left. \frac{du}{dz} \right|_{z=0}$, 则有

$$\left. \begin{aligned} \bar{S} &= \bar{S}_B + \bar{P}_B + \frac{V}{2} \\ \bar{P} &= \bar{P}_B + V \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

可见 $S-Q$ 关系取决于桩端 P_B-S_B 函数型式,因而比较复杂.该阶段 S 和 Q 关系前人曾以双曲线、抛物线、指数函数、对数函数等形式模拟.笔者认为双曲线函数能反映荷载趋于极限承载力时变形迅速增大趋于无穷大的性状,荷载和位移不会无限增长下去,建议以双曲线模拟.

综上所述,摩擦桩的荷载传递表现为桩周土全部处于弹性阶段,部分进入塑性阶段,全部进入塑性阶段三个阶段,其 S 与 Q 关系分别表现为 $S-Q$ 线弹性、 $S-Q^2$ 线性、 $S-Q$ 双曲线关系.

2.2 静载荷试验验证

笔者绘制了湖北省地质实验研究所 1996 年作的一组钻孔灌注桩静载荷试验 $Q-\Delta S, Q^2-S, \frac{S}{Q}-S$ 曲线如图 1 所示.

由图 1 可见各试桩的 $Q-\Delta S, Q^2-S, \frac{S}{Q}-S$ 曲线均可分为三段.对于初始段各级的 $\frac{\Delta S}{Q}$ 大致相等,表明 S 和 Q 为线性关系;继初始段 $Q-\Delta S, Q^2-S$ 曲线都出现明显的直线段,从而将曲线明显区分为三段.继 Q^2-S 直线段后 $Q-\Delta S, Q^2-S$ 曲线都发生急剧弯曲(出于方便仍用直线型折线表示),此时 $S-\frac{S}{Q}$ 曲线转化为直线(出于方便此段之前的曲线用折线表示),表明 S 与 Q 成近似双曲线关系.

对上例工程中试桩 # 取 $U = 1.3, V = 0.000242, E = 28000 \text{ MPa}, \lambda_1 = 12900 \text{ kPa}, k_1 = 250000 \text{ kN/m}$; 试桩 # 取 $U = 1.3, V = 0.000242, E = 28000 \text{ MPa}, \lambda_1 = 11300 \text{ kPa}, k_1 = 250000 \text{ kN/m}$; 试桩 # 取 $U = 3.0, V = 0.000242, E = 28000 \text{ MPa}, \lambda_1 = 68500 \text{ kPa}, k_1 = 250000 \text{ kN/m}$; 将各试桩实测 $Q-S$ 曲线和桩周土未完全进入塑性阶段前的计算 $Q-S$ 曲线对比如图 2.

由图 2 可见,如将桩周土看成等效均质土体,取合适的参数 U, V , 则可按式 (4) 和式 (9) 算出桩周土开始和完全进入塑性硬化阶段的第一、二拐点荷载值及第二拐点之前对应于各级荷载的沉降值,计算和实测是一致的,表明将第二拐点之前桩周土、桩端土看作等效弹簧的荷载传递机理能较好地反映摩擦桩的实际工作

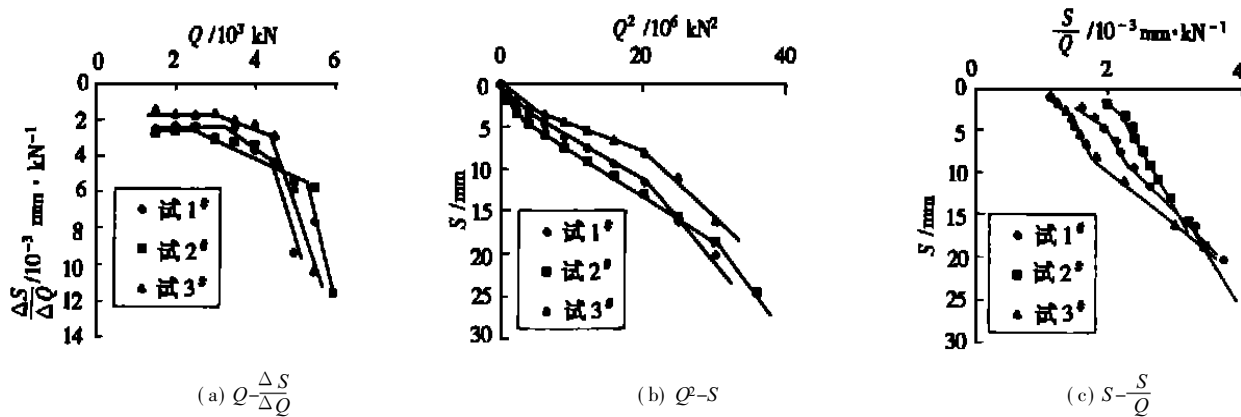


图 1 武汉市中医院门诊病房综合楼钻孔灌注桩荷载与沉降关系曲线

Fig. 1 The load and settlement relation curves of piles in Wuhan Herbalist Hospital

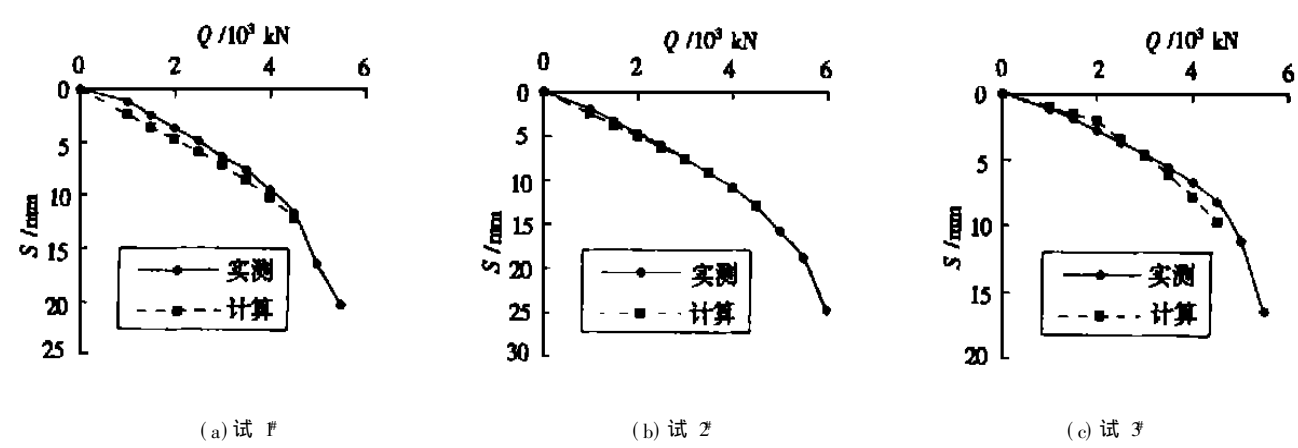


图 2 武汉市中医院门诊病房综合楼钻孔灌注桩 Q-S 曲线

Fig. 2 The Q-S curves of piles in Wuhan Herbalist Hospital

状态 本例选择的试桩是在 9 层层状地基条件下 40~50 m 的钻孔灌注桩,表明文中方法应能适于层状地基条件,适于主要以摩阻力承载的灌注桩、中长桩等桩基础。

3 单桩承载力的确定

3.1 临界承载力 Q_c

由上述的荷载传递的确定机理分析可知第二拐点之前桩端土仍处于弹性变形阶段,因而可认为是安全的;第二拐点之后桩周土完全进入塑性硬化阶段,继续增加的荷载全由桩端土承担,导致沉降较快地增长,产生较大的塑性变形。第二拐点可认为是摩擦桩桩端土开始完全进入塑性阶段的转折点,其对应荷载为临界承载力,确定方法:

- (1) Q^2-S 第二直线的转折点对应荷载;
- (2) 等荷载增量加载的情况下 $\frac{\Delta S}{\Delta Q}-Q$ 第二直线的转折点对应荷载;
- (3) $S-\frac{S}{Q}$ 曲线转折为直线的转折点对应荷载;

(4) $\frac{S}{Q^2}$ 最后一个极小值点对应荷载

3.2 极限承载力 Q_u 的确定

极限承载力是 $Q-S$ 曲线产生显著曲折时的荷载值。确定极限承载力的方法很多,主要有以下几大类型:

- (1) 由 $Q-S$ 曲线显著转折点确定;
- (2) 由 $\frac{\Delta S}{\Delta Q}$ 或 $\frac{S}{Q}$ 定量指标确定;
- (3) 由沉降量确定;
- (4) 由残余沉降量和弹性变形的有关指标确定;
- (5) 由沉降随时间的发展规律确定;
- (6) 百分率法或指数函数法、双曲线法或逆斜率法、抛物线法、 $S-lgQ$ 法等坐标变换法^[4]。这些方法前人都有较多的研究和说明,本文不再详细介绍。

试验未作到破坏时取前一级荷载作为极限荷载;在试验未作到破坏时,参照陈宗岳^[4]提出的双曲线法,以双曲线段曲率半径最小处对应荷载作为极限承载力,建议以下式计算极限承载力:

$$Q_u = \frac{1}{b} (1 - \frac{1}{a}) \quad (13)$$

(下转第 172 页)

土夹粉质粘土,一般为黄色或紫红色,层厚 0~8.4 m,采用 $\times 705$ mm 锚索,施加预应力为 500 kN(计算时取垂直于地梁的分量),锚索垂直间距为 2.5 m,水平间距 4.0 m。由于条件有限,不能做现场实验,土层的水平地基反力系数根据土类型取经验值。其第二级坡上地梁弯矩计算结果见图 3, D 表示某点距地梁下端点的距离, M 是该点弯矩。根据弯矩即可进行配筋计算。

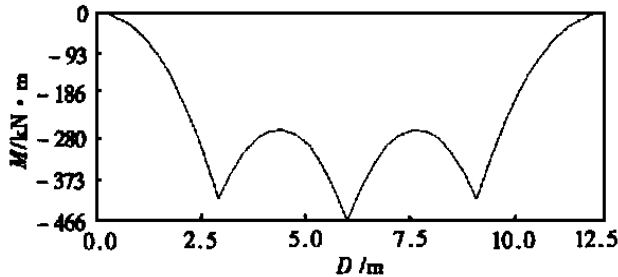


图 3 地梁弯矩图

Fig. 3 Moment of prestressed cable sommer

5 结 论

本文提出了一种锚索地梁设计计算方法。该力学模型合理,计算结果可靠。根据该模型设计的地梁在预应力加载过程中未发生破坏,其结构及配筋也很合理。

参 考 文 献

- 1 于海营,徐中山. 预应力锚索加固边坡的实践 [A]. 岩土锚固工程技术 [M]. 北京:人民交通出版社,1998. 247~250
- 2 李聚金,蒋楚生. 预应力锚索技术在滑坡治理中的应用 [A]. 滑坡文集编委会主编. 滑坡文集(第十一集) [C]. 北京:中国铁道出版社,1994. 35~39
- 3 胡人礼. 桥梁桩基础分析和设计 [M]. 北京:中国铁道出版社,1987. 127~135

(上接第 169 页)

b, a 分别为 $S-S/Q$ 直线段斜率和在 S/Q 轴上的截距

3.3 设计承载力 Q_d 的确定

设计承载力是满足建筑物设计的沉降要求,保证建筑物安全所容许的承载力。在静荷载条件下,第二拐点即临界承载力 Q_c 之前的桩端土仍处于弹性阶段,因而可认为能满足建筑物安全的要求,可作为设计承载力的参照点。考虑到其他因素的影响,建议以下式计算设计承载力:

$$Q_d = \frac{Q_c}{K_c} \quad (14)$$

K_c 为相对于 Q_c 的折减系数,初步建议 K_c 取值为 1.1~1.2,其具体的取值还有待工程应用的探索。

4 结 论

(1) 静荷载条件下摩擦桩的荷载传递为桩周土全部处于弹性阶段,部分进入塑性阶段,全部进入塑性阶段三个阶段,其特征分别表现为沉降随荷载线弹性增

长,沉降随荷载平方值线性增长,沉降随荷载成双曲线关系加速增长并趋于破坏。

(2) 临界承载力是 Q^2-S 由直线转折为弯曲线时的荷载,是摩擦桩桩周土完全进入塑性阶段的标志点,此点之前桩端土可看成弹性体,沉降变形应能满足建筑物沉降量的要求。

(3) 文中探讨的方法适于成层地基条件,以摩阻力承载的桩基础如灌注桩、中长桩等。

参 考 文 献

- 1 中国建筑科学研究院. GB 7-89. 建筑地基基础设计规范 [S]. 沈阳:辽宁科学技术出版社,1989. 105
- 2 中国建筑科学研究院. JGJ 94-94. 建筑桩基技术规范 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,1994. 27~28
- 3 罗惟德. 单桩承载机理分析与荷载-沉降曲线的理论推导 [J]. 岩土工程学报,1990,12(1): 35~44
- 4 刘明贵,余诗刚,汪大国. 桩基检测技术指南. 北京:科学出版社,1995. 150~156