

评桩基测试自平衡法

王伯惠

(辽宁省交通科学研究院 沈阳市 110036)

摘 要: 简要介绍近年新研究开发的新桩基测试方法——自平衡法的基本概念, 详细论述其计算桩基承载能力和转换 $Q \sim S$ 曲线的基本公式存在的问题和缺憾, 最后认为自平衡法在尚未改正和完善之前, 不宜在公路桥梁工程中采用。

关键词: 桩; 灌注桩; 承载力; 自平衡法; 桩基试验

1 自平衡法的基本概念

20 世纪 80 年代, 美国学者 Osterberg 提出, 将一个压力箱预埋在桩尖处, 用以测试不同桩基的受力情况, 取得了一些成果。20 世纪 90 年代中国的一些学者引进了这种方法, 并将其发展成将压力箱置放在桩身某一称为“自平衡点”的高度处。用压力箱(实际就是千斤顶)施压, 向上一直将上段桩顶出地面, 达到承载力的极限状态; 同时, 千斤顶的底座反力也将下段桩压到其承载力的极限状态。

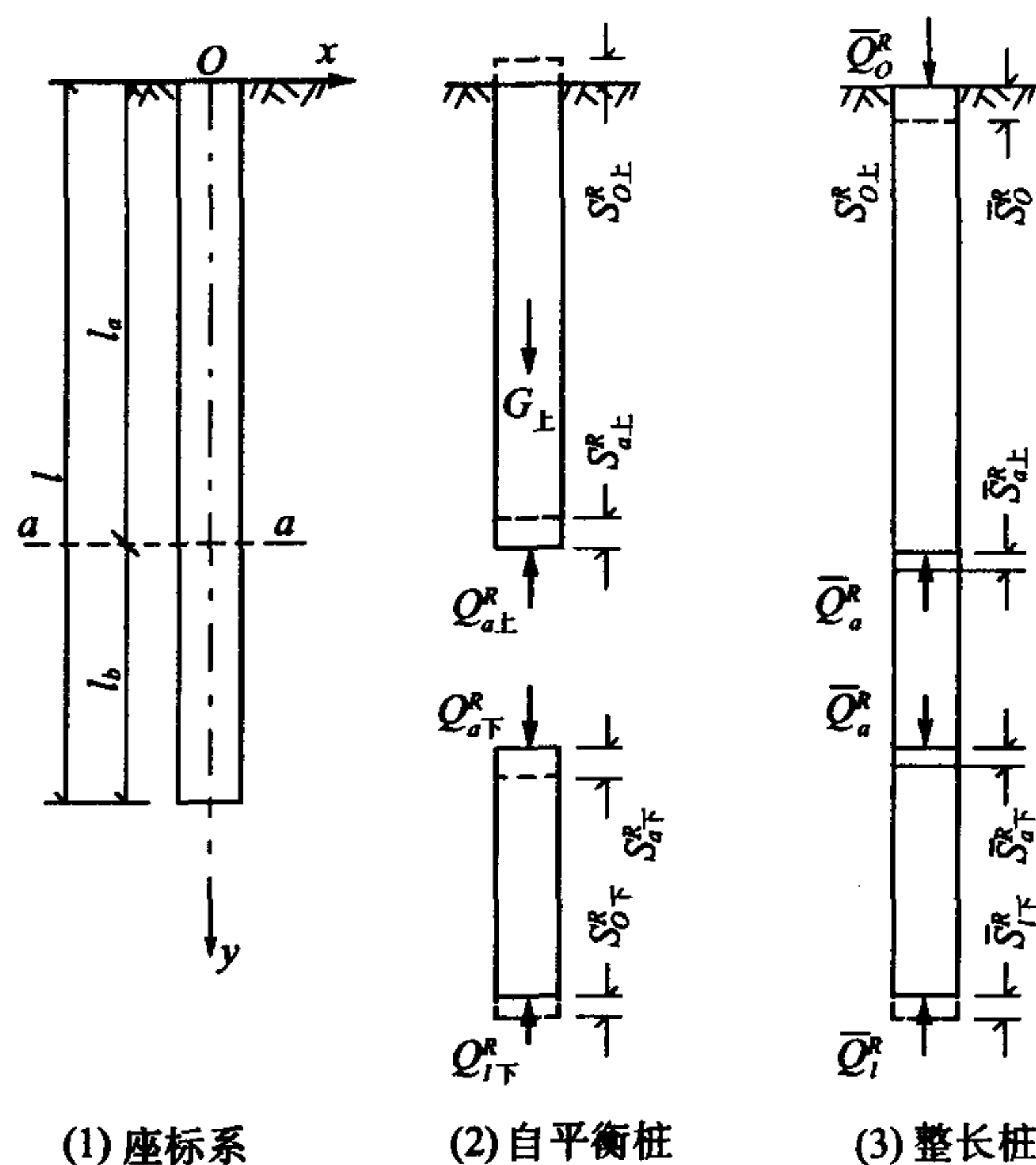
如图 1, 一长为 l 的桩, 取坐标原点在地面桩顶处, 在桩身自平衡点 a 处, 设压力箱作自平衡试验, 在该点施加向上、向下的压力各为 $Q_{a上}$ 、 $Q_{a下}$, 发生的位移各为 $S_{a上}$ 、 $S_{a下}$, 桩底反力和位移为 $Q_{f下}$ 、 $S_{f下}$, 当达到极限承载力时, 相应各值用 $Q_{a上}^R$ 、 $Q_{a下}^R$ 、 $S_{a上}^R$ 、 $S_{a下}^R$ 、 Q_f^R 、 S_f^R 表示, 上角标“R”表示极限承载力状态。

对同样的桩长为 l 、桩顶受有极限荷载 \bar{Q}_0^R 的整桩, 在 a 处切开。其各断面的位移和内力也用上述符号表示, 只是加顶标“—”, 以表示系属于整桩者。

对于上段桩, 两者受力和位移的情况是完全相反的, 但可以通过下式从自平衡桩的加载 $Q_{a上}^R$ 求出整长桩的 $\bar{Q}_{0上}^R$ 来:

$$\bar{Q}_{0上}^R = K_{上} (Q_{a上}^R - G_{上}) \quad (1)$$

式中: $G_{上}$ 为上段桩身自重; $K_{上}$ 为将自平衡试验得到的极限承载力, 转变为整长桩相应的极限承载力的系数, 可以通过对长 l_a 的桩作顶出试验和正规的垂直承载能力试验得出。原研究者对多根在同一场地的桩做了对比试验, 得出这个系数 $\lambda = \frac{1}{K_{上}}$, 在



(1) 坐标系

(2) 自平衡桩

(3) 整长桩

图 1 自平衡桩和整长桩各断面受力和位移的符号
软土中其值为 0.73~0.80, 因土质而异, 如表 1。

表 1 试桩对比得出的 $K_{上}$ 值^[1]

土质	$\lambda = \frac{1}{K_{上}}$	$K_{上}$
砂土	0.8	1.25
粘性土、粉土	0.7	1.43

对于下段桩, 也可列出类似的关系式:

$$\bar{Q}_{a下}^R = K_{下} Q_{a下}^R \quad (2)$$

但比例系数 $K_{下}$ 很难通过实验得出。原研究者认为如果不考虑整桩上、下段相互的影响, 则两个下段的受力和位移情况, 在任何荷载情况下皆应相同, 即有:

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_{a下} &= Q_{a下} \\ \bar{S}_{a下} &= S_{a下} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\text{亦即在式(2)中取: } K_{下}=1 \quad (4)$$

于是整长桩的总承载力就可由下式得出:

$$\begin{aligned} \bar{Q}_0^R &= \bar{Q}_{0上}^R + \bar{Q}_{a下}^R \\ &= K_{上}(Q_{a上}^R - G_{上}) + Q_{a下}^R \end{aligned} \quad (5)$$

这就是自平衡法用来求算整桩极限承载力的基本公式。

当压力箱施压时,千斤顶向上的顶力 $Q_{a上}$ 当然应当和千斤顶底座向下的压力 $Q_{a下}$ 相等,否则千斤顶上、下受力不平衡,就必然会移动,直到平衡为止。因此有:

$$\left. \begin{aligned} Q_{a上} &= Q_{a下} \\ Q_{0上}^R &= Q_{a下}^R \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

遗憾的是,这个自平衡点很难找到,或者说无法找到。由于找不到自平衡点,上、下段桩身就不可能同时达到极限承载力,一般都是上段达到了(上段桩已被顶出土面了),而下段桩尚未达到,因此由式(5)得出的 Q 值,就不能认同是全桩长的极限承载力。为了找到全桩的极限承载力,原研究者又提出了一个通过上、下桩各自测得的 $Q_{上} \sim S_{上}$ 、 $Q_{下} \sim S_{下}$ 曲线拟合出来整根桩的 $\bar{Q} \sim \bar{S}$ 曲线,再把这个曲线外延,以找出极限承载力来。研究者把这个过程称为“转换”,如图 2 所示。

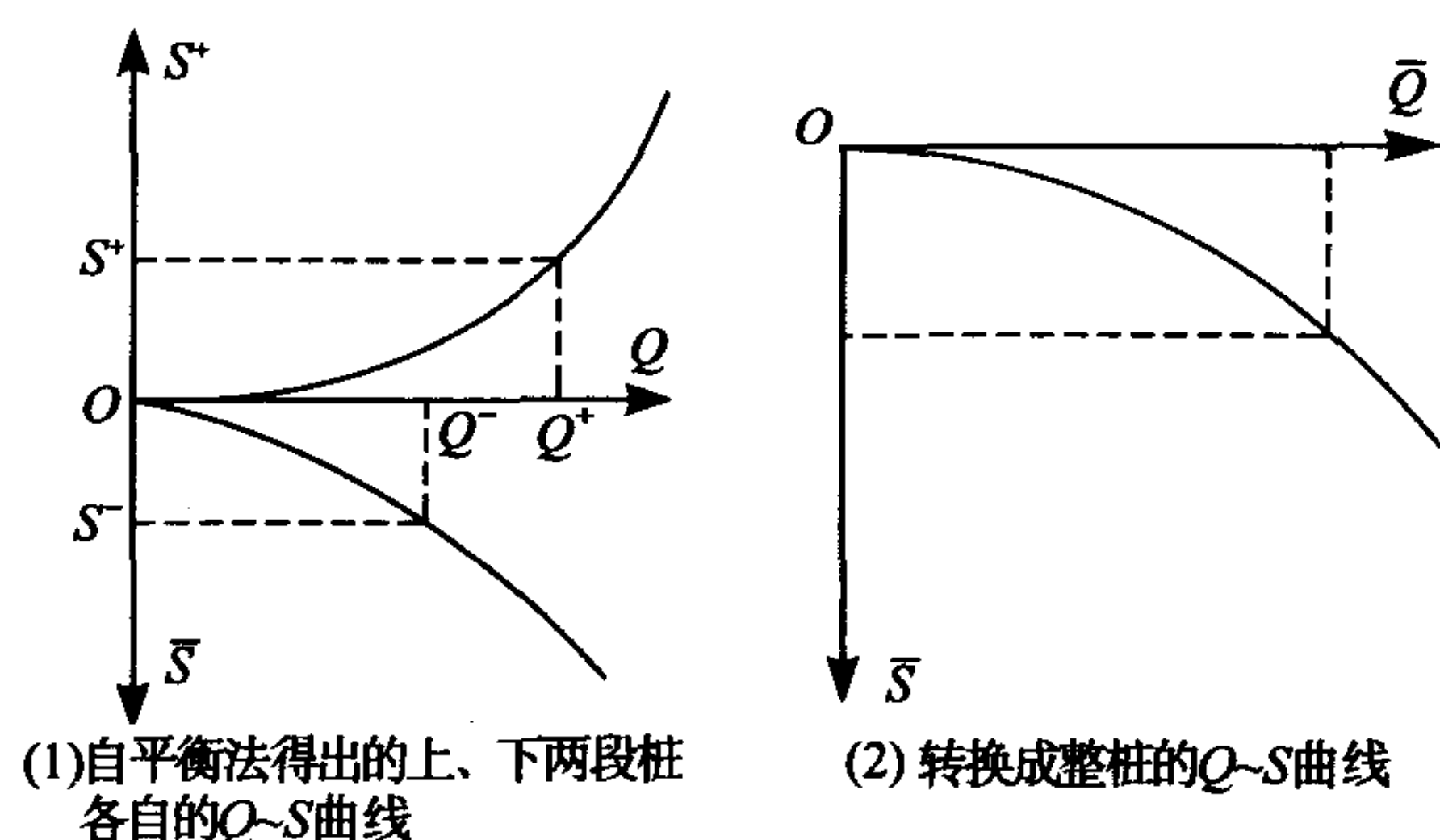


图 2 $Q \sim S$ 曲线转换法

为了求出自平衡桩任一加载 Q_x^R 时,相应的整桩桩顶荷载 \bar{Q}_0^R 值,原研究者直接利用了前面为极限荷载导出的式(5):

$$\bar{Q}_0^R = K_{上}(Q_{a上}^R - G_{上}) + Q_{a下}^R$$

式中:上角标“ x ”为自平衡桩加载的第 x 级。

为了得出相应的整桩桩顶 \bar{S}_0^R ,将整桩在断面 a 处切开,取出上段来研究,如图 3(1),桩顶承受荷载 \bar{Q}_0^R ,截面 a 处内力为 $\bar{Q}_{a上}^R$,位移为 \bar{S}_a^R ,切口处上、下段内

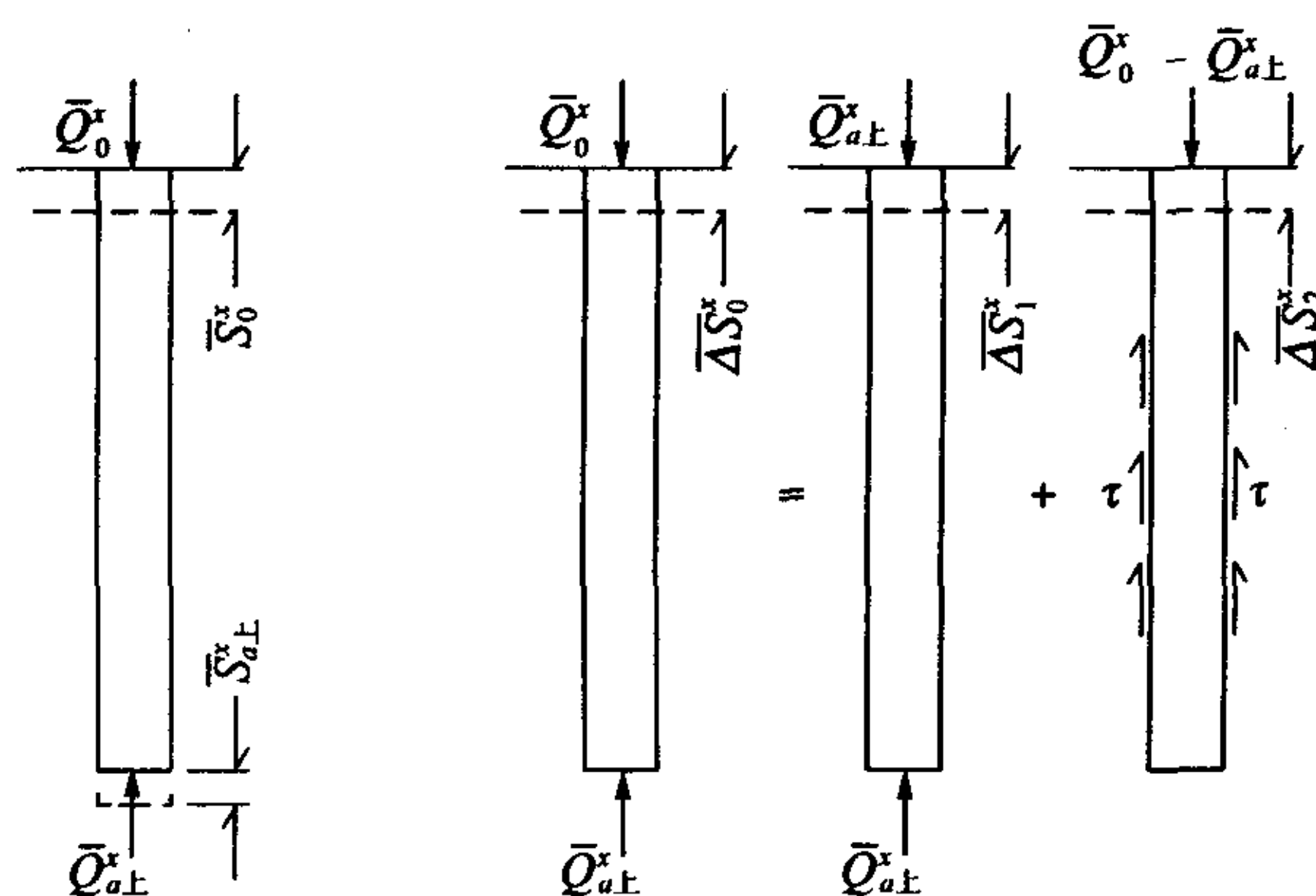


图 3 整桩桩顶荷载 \bar{Q}_0^R 时桩的位移

力、位移为:

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_{a上}^R &= \bar{Q}_{a下}^R = \bar{Q}_a^R \\ \bar{S}_{a上}^R &= \bar{S}_{a下}^R = \bar{S}_a^R \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

此时整桩顶面的位移(沉降) \bar{S}_0^R 应为上段桩身弹性压缩 $\bar{\Delta S}_1^R$ 和桩端沉降 \bar{S}_a^R 之和:

$$\bar{S}_0^R = \bar{\Delta S}_1^R + \bar{S}_a^R \quad (8)$$

上段桩身弹性压缩 $\bar{\Delta S}_1^R$ 由两部组成,参见图 3(2)。

(1) 由 $\bar{Q}_{a上}^R$ 引起的压缩

$$\bar{\Delta S}_1^R = \frac{\bar{Q}_{a上}^R l_a}{EA}$$

由式(7)和式(3)有:

$$\bar{Q}_{a上}^R = \bar{Q}_{a下}^R, \bar{S}_{a上}^R = \bar{S}_{a下}^R \quad (3')$$

$$\therefore \bar{\Delta S}_1^R = \frac{\bar{Q}_{a下}^R l_a}{EA} \quad (9)$$

式中: E 、 A 为桩身材料弹性模量和断面积。

(2) 由摩阻力 $\bar{Q}_0^R - \bar{Q}_{a上}^R$ 引起的压缩

$$\bar{\Delta S}_2^R = \frac{(\bar{Q}_0^R - \bar{Q}_{a上}^R) l_a}{EA} \cdot \xi \quad (10')$$

式中: ξ 为按摩阻力沿桩长分布形式确定的系数。

原研究者认为,前面的式(5)也可引用到任何一级荷载,即:

$$\bar{Q}_0^R = K_{上}(Q_{a上}^R - G_{上}) + Q_{a下}^R \quad (5')$$

再由式(3'),可得:

$$\bar{Q}_0^R - \bar{Q}_{a上}^R = \bar{Q}_0^R - Q_{a下}^R = K_{上}(Q_{a上}^R - G_{上})$$

代入式(10')得:

$$\bar{\Delta S}_2^R = K_{上} \frac{(Q_{a上}^R - G_{上}) l_a}{EA} \xi \quad (10)$$

于是: $\bar{\Delta S}_1^R = \bar{\Delta S}_1^R + \bar{\Delta S}_2^R$

$$= \frac{Q_{a下}^R l_a}{E_p A_p} + \frac{K_{上}(Q_{a上}^R - G_{上}) l_a}{EA} \xi$$

$$= \frac{l_a}{EA} (K_{\perp} (Q_{a\perp}^x - G_{\perp}) + \frac{1}{\xi} Q_{a\downarrow}^x) \xi \quad (11)$$

原研究者假定摩阻力沿桩长矩形分布,取 $\xi = \frac{1}{2}$,上式化为^[1,2]:

$$\overline{\Delta S_{\perp}^x} = \frac{l_a}{2EA} (K_{\perp} (Q_{a\perp}^x - G_{\perp}) + 2Q_{a\downarrow}^x) \quad (11')$$

式(8)中,整桩上段桩端沉降 $S_{a\perp}^x$ 可由式(7)、式(3')导得:

$$\overline{S_{a\perp}^x} = \overline{S_{a\downarrow}^x} = S_{a\downarrow}^x \quad (12)$$

于是,当整长为 l 的桩,桩顶承受荷载 Q_0 时,桩顶位移 S_0 即可由式(11')+式(12)得出:

$$S_0 = \frac{l_a}{2EA} [K_{\perp} (Q_{a\perp}^x - G_{\perp}) + 2Q_{a\downarrow}^x] + S_{a\downarrow}^x \quad (13)$$

由式(5')、式(13)就可得出整桩的 $Q \sim S$ 曲线来。

原研究者做了多根自平衡法和整桩的对比试验,发现用上述方法“转换”时 K_{\perp} 值须采用 1.00,得出的曲线才和整长桩实测曲线符合得较好,因此建议采用 $K_{\perp} = 1.0$ 。

原研究者还提出了一种“精确的”转换方法,其原理和所得结果与上类似,不再述。

上述就是自平衡法的基本概念。

常规试验桩基承载能力的方法为压载法,为此必须在桩顶上布设成百上千吨荷载,或者在桩周加设锚桩锚梁,要耗用甚多的资金和时间。用自平衡法测试,使桩身上、下段受力互相抵消,就省事得多,能节省资金和加快测试速度,因而这个想法是很好的。

但是,遗憾的是,这个方法在理论上和实践上都存在着许多矛盾、缺憾,甚至是错误,用这个方法是无法得出实长桩的正确的承载能力的,至少在目前是这样。《公路》2003 年第 7 期已有论文(见参考文献[3])指出了有关的问题。鉴于桩基承载能力测试方法牵涉工程基础的质量、安全和经济,关系重大,因此笔者拟做一些进一步的补充。

下面分两方面来进行剖析。

2 计算极限承载力的基本公式(5)存在的问题

2.1 自平衡点无法确定

既然称为“自平衡测试法”,理所当然应首先确定这个自平衡点的确切位置,但直到如今,国内外学者对于如何找到这个自平衡点,都一直无法解决。据原研究者介绍^[2],目前用这个方法已经做了工程桩数百例,我们没有看到任何一例是把压力箱真正放

在“自平衡点”上的报导,一般不是放在桩底,就是“按经验”置于桩身某处,有些人又建议放在下部 1/3 桩长处。从笔者所看到的原研究者的两篇著作(参考文献[1]、[2])中所介绍的,共有 26 根桩(包括后文引述的江苏润杨大桥的 6 根)的试例,直径 D 从 0.55~2.8 m,桩长从 24~89 m,算得极限承载力由 120~12 000 t,涵盖面十分广泛。这些试桩的压力盒埋深最浅者为 0.32 l (泰州电信大楼 4 根基桩,直径 1.2 m,桩 53 m,埋设位置 17 m),最深为在基底附近即 1.0 l 者有 6 根。不同埋深统计如下:

0.32 l ~0.50 l	6 根
0.51 l ~0.70 l	4 根
0.71 l ~0.90 l	8 根
0.91 l ~1.00 l	8 根

由此可见压力箱埋深变差之大,而各桩采用各自的埋深理由,未见任何必要的、充分的说明。这种“按经验”决定自平衡法施压点的做法是随意的、盲目的、不科学的,所得结果是不可信的。

2.2 压力盒随意埋深对计算极限承载力的影响

式(1)等式右端第一项中的 $Q_{a\perp}^R - G_{\perp}$ 是将上段桩顶出地面的极限力,其值即为桩周的极限负摩阻力。极限状态时桩周负摩阻力可认为是沿桩长均匀分布的(见后),故有:

$$\left. \begin{aligned} Q_{a\perp}^R - G_{\perp} &= \pi D l_a \cdot \tau_{\perp}^R \\ \text{或 } Q_{a\perp}^R &= \pi D l_a \cdot \tau_{\perp}^R + G_{\perp} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中: D 为桩的计算直径; τ_{\perp}^R 为桩周极限负摩阻强度。

代入式(1),可得整桩上段极限承载力为:

$$\overline{Q_{a\perp}^R} = K_{\perp} \cdot \pi D l_a \cdot \tau_{\perp}^R \quad (15)$$

等截面桩的重量 G_{\perp} 可表示为:

$$G_{\perp} = \frac{\pi D^2}{4} \cdot l_a \gamma \quad (16)$$

式中: γ 为桩身混凝土单位重。

由式(3')、式(6)、式(14)、式(16)可得整桩下段的极限承载力:

$$\overline{Q_{a\downarrow}^R} = Q_{a\downarrow}^R = Q_{a\uparrow}^R = (\tau_{\perp}^R + \frac{D\gamma}{4}) \pi D l_a \quad (18)$$

于是整桩总极限承载力可表达为:

$$\begin{aligned} \overline{Q_0^R} &= \overline{Q_{a\perp}^R} + \overline{Q_{a\downarrow}^R} \\ &= ((K_{\perp} + 1) \tau_{\perp}^R + \frac{D\gamma}{4}) \pi D l_a = \eta l_a \end{aligned} \quad (19)$$

式中: $\eta = ((K_{\perp} + 1) \tau_{\perp}^R + \frac{D\gamma}{4}) \pi D$, 对同一根桩来说是一个常数。

由此可见,自平衡法算得的整桩极限承载力 \bar{Q}_0^R 与压力箱埋深 l_a 成正比,由前述埋深随意变化的范围 $0.32l \sim 1.0l$,算得的极限承载力可差达 $\frac{1.0}{0.32} = 3.1$ 倍。越埋得深,求出的 \bar{Q}_0^R 就越大,当埋在桩底时将达到极大值。

2.3 极限承载力计算基本公式(5)本身的错误

由自平衡法测得的对上段桩基的极限上顶力 $Q_{a上}^R$,求出上段桩基的极限承载力 $\bar{Q}_{a上}^R$ 的公式(1)是成立的,因为系数 $K_上$ 是经多根试桩对比试验得出的,但在求算下段桩基极限承载力时,却径直采用自平衡法对下段桩的施压力(公式(2)中取 $K_下 = 1.0$,即式(3)),则是不正确的。

(1)自平衡法加压时,一般都是将上段桩顶出地

面达到极限承载力,而此时下段桩还远未达到其极限承载力。将这个连自平衡法下段桩本身的极限承载力都不是的施压力,就当作整桩下段的极限承载力,显然是没有根据的。

(2)更重要的是,两者受力和变形的机理不同。图4所示为两种桩受力的模式,图4(1)表示整桩,桩顶有荷载 Q_0 ,传统土壤力学认为,荷载 Q_0 通过桩本身和桩周正摩阻力向四周按 $\varphi/4$ 角度(φ 为土层平均内摩擦角)扩散到下面的土层上,到桩身底面处这个扩散直径为 $D+2l\tan(\varphi/4)$ 。将桩身在深度 a 处切开,截面上、下的内力 \bar{Q}_a 和位移 \bar{S}_a 是完全相同的,截面处土层在桩身四周 $D+2l_a\tan(\varphi/4)$ 范围内,还有由上段桩周摩阻力引起的土压力,如图4(2)所示。

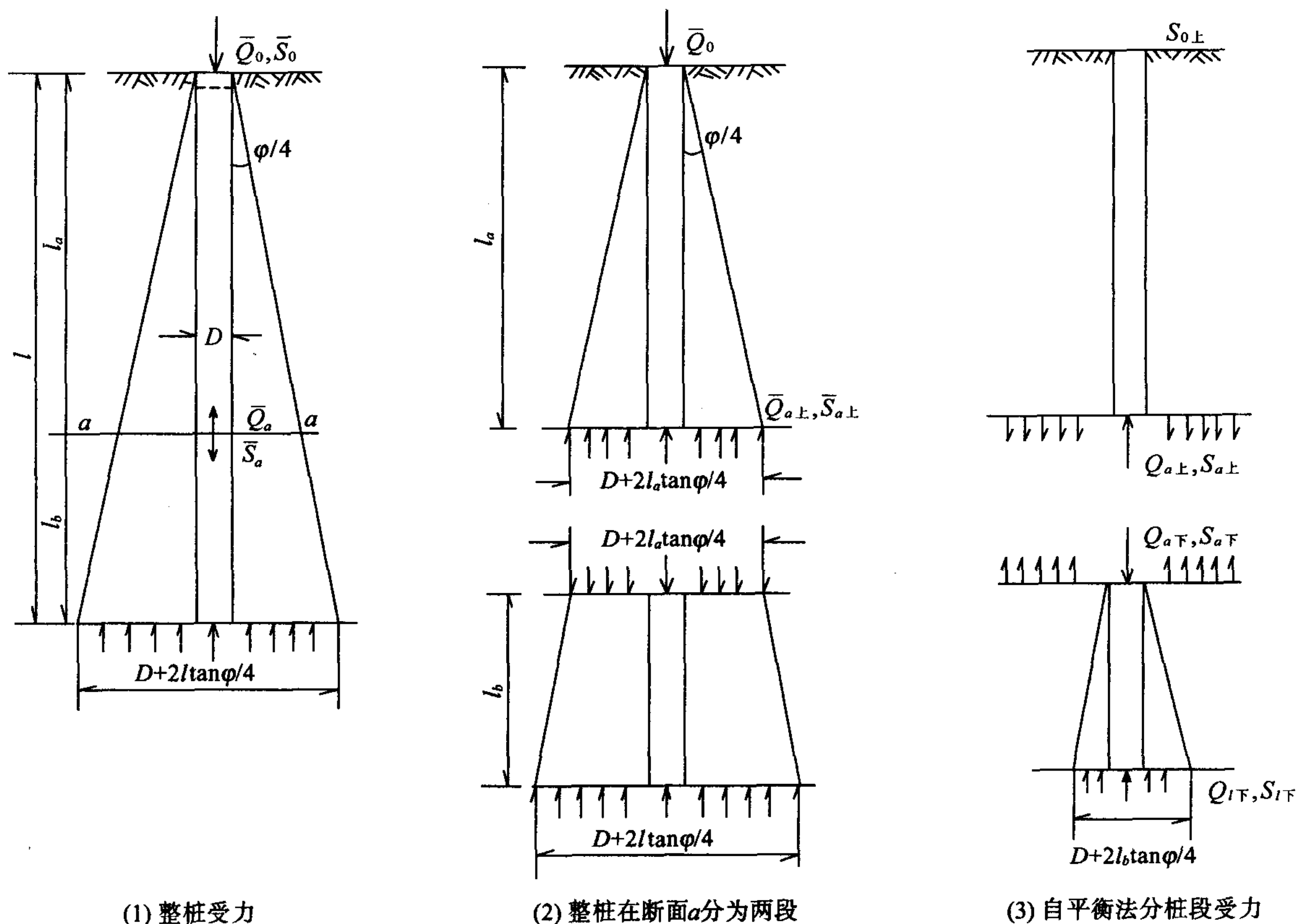


图4 整桩和自平衡法分段桩的受力和变形机理

图中4(3)表示自平衡法的情况,其上段受力和位移的模式与整桩顶受力者完全相反。桩的顶面是临空的,不能提供任何垂直土抗力,桩底作用力 Q_a 只会通过剪力横向扩散到四周土壤中,而桩的底面土壤 $a-a$ 截面处,由于土壤存在一定的内聚力,还能提供一些向下的拉力,当 Q_a 逐渐加大使桩身上下截面位移增大(据原研究者测得这个位移到极限状

态时可各达 $30 \sim 40$ mm),直至桩周附近土层开裂时,这个拉力当会消失,但距桩周稍远处仍是存在的。尽管如此,由于通过对比试验来获得极限支承力的换算系数 $K_上$,两者的所有差别就都涵盖在 $K_上$ 值里面了。对于下段,由于忽略了相互的差别,取 $K_下 = 1.0$,就引出了不合理的结果,主要为变形的不协调:

①相同的顶端内力 $Q_{a下}$,在自平衡法引起的位

移为 $S_{a下}$,而在整桩该点的位移却是 $\bar{S}_{a下}$,无法证明 $S_{a下}=\bar{S}_{a下}$,即使是近似的证明;

②同样,在底端,整桩桩底沉陷位移 S_l ,在传统土力学和规范采用的方法中,有明确的表述:

$$\bar{S}_l = \frac{1}{C_l A_l} \bar{Q}_0 \quad (20)$$

式中: C_l 为桩底土的竖向地基系数; A_l 为桩周摩阻力扩散到桩尖平面的圆面积, $A_l = \frac{1}{4} \pi (D + 2l \tan \frac{\varphi}{4})^2$

自平衡法下段和整桩的 Q 、 l 和 A_l 大相径庭,二者的 S_l 显然不会相等。

2.4 自平衡法夸大了桩尖支承力

由式(18)、式(19),可得桩身下段承载力占整桩承载力的比例:

$$\eta = \frac{\bar{Q}_{a下}^R}{\bar{Q}_0^R} = \frac{\tau_c^R + \frac{Dr}{4}}{(K_{\pm} + 1)\tau_c^R + \frac{Dr}{4}} \quad (21)$$

如为匀质土壤,上、下层的 τ_c^R 值不变时,这个比例是个常数,即与压力箱埋置深度无关。

下面试求这个比例 η 值,取当前最常用的钻孔桩直径 $D=1.5$ m 为例计算, $r=2.45$ t/m³, $\frac{Dr}{4} = \frac{1.5 \times 2.45}{4} = 0.91875$ t/m³。

《桥规》列出各种土壤的极限正摩阻力值,这里取其 1/2 作为极限摩阻力 τ_c^R 的变化范围,代入式(21)来计算,结果见表 2。

表 2 下段桩身承载力占整桩承载力的比例范围($D=1.5$ m)

土壤	K_{\pm}	$\tau_c^R / (\text{t/m}^2)$	η
砂性土	1.25	1.8~20.0	0.547~0.456
粘性土	1.43	2.0~4.3	0.505~0.459

由表可见,在广泛的土壤负摩阻力为 1.8~20.0 t/m² 范围内,由自平衡法算得的桩身下段极限承载力,皆占总极限承载力的 45.9%~54.7%。当压力箱埋在桩尖时(自平衡法测试时很多桩是这样做的),亦即桩尖支承力要占总支承力的 45.9% 以上。下面例举的江苏润扬大桥 6 根试桩中,南汊主桥的 3 根压力箱都靠近桩尖, η 值皆为 50%,其余 3 根设在较高处者, η 值皆在 44.1%~51.6% 之间,与上述分析相符。

根据大量摩擦桩压载试验,桩尖支承力一般只占总极限承载力的 14% 左右^[6],而且远未达到极限,

可见自平衡法所得桩尖支承力远超过压载法者。

2.5 具体计算时的随意性

原研究者称,已做了数百例自平衡法试桩,其具体计算过程和方法笔者见到的很少,仅从文献[2]介绍的对江苏省润扬长江公路大桥的 6 根大吨位钻孔桩所做的 6 根试桩的情况来看,就有 3 种不同的具体计算方法。

(1) Y48 号桩, $\phi 1.8$ m \times 53.79 m, 压力箱埋在距桩底 5 m 处,最后一级加载上段桩已达破坏,故取前一级加载为极限值,下段桩未破坏,取最后一级加载为极限值,算得整桩极限承载力为^[2]:

$$\begin{aligned} \bar{Q}_0^R &= \frac{1800.0 - \pi \times 48.48 \times 2.45}{0.8} + 2000.0 \\ &= 3872.3 \text{ t} \end{aligned}$$

这个试桩结果是正常的,计算方法也是按基本公式(5)进行的,算式中 K_{\pm} 取 $\frac{1}{0.8}$ 。

(2) Y34 号桩, $\phi 1.5$ m \times 75.45 m, 有上下 2 个压力盒,下盒埋在距桩底 12 m 处; Y20 号桩, $\phi 1.5$ m \times 89 m, 压力盒埋在距桩底 10 m 处。

此两桩加载上、下段,均未达到极限值,均取其最后一级加载为极限值,按式(5)算得整桩极限承载力各为 4831.6 t 和 4018.0 t, K_{\pm} 取 $\frac{1}{0.8}$, 算式略。

(3) ZN121 号桩, $\phi 2.8$ m \times 60.5 m, 压力盒埋在距桩底 1.5 m 处; ZN36 号桩, $\phi 1.2$ m \times 60.5 m, 压力盒埋在距桩底 1.8 m 处; ZN131 号桩, $\phi 1.2$ m \times 61.66 m, 压力盒埋在距桩底 1.8 m 处。

此 3 根桩,上、下段皆未达到极限值,均取其最后一段加载为极限值,两者相加得出极限荷载,这里列出 ZN121 桩的计算式为例^[2]:

$$\bar{Q}_0^R = 6000.0 + 6000.0 = 12000.0 \text{ t}$$

上述 6 根桩就有 3 种算法,除第一根桩试验结果正常,计算也是按公式(5)进行外,其余 5 根桩加力皆未达到极限值,就直接取用最后一级加载计算,问题是:

(1) 为何不按研究者自己提出的转换法,求出 $Q \sim S$ 曲线和极限荷载。将上段桩尚未达到破坏的加力作极限值,算出结果显然偏低;

(2) 在 5 根加载未达到极限值的桩,前面 2 根按公式(5)计算,后面 3 根却只将上、下两段桩的最后一级加载值单纯地相加,对上段桩的加载力既不减去桩身重 G_{\pm} ,又不乘以系数 K_{\pm} (如按前面几根桩 $K_{\pm} = \frac{1}{0.8} = 1.25$), 所得结果将更为偏低。

原研究者不遵照自己提出的公式和方法进行计算,而随心所欲地去计算,这种做法是不科学的,态度是不严肃的。从后 3 根桩(其中 ZN121 桩直径为 2.8 m,长 60.5 m,是润扬大桥南汊主跨 1 490 m 悬索桥南塔的主桩)的计算示例来看,是有意将整桩的极限承载力降低,以图安全,避免自己的责任。这只能说明研究者对自己提出的公式和方法缺乏信心,心中无数。

这一点还可以从文献[2]中“3.2 试验方法及步骤”节中“(5)终止加载条件”的第 4 条规定看出,该条原文如下:“总下沉量小于 40 mm,但荷载已大于或等于设计荷载×设计规定的安全系数,加载即可终止,取此时的荷载为极限荷载。”

这条规定的涵意是把设计的极限荷载(=设计荷载×设计安全系数)作为自平衡法测试加载的上限,即使加载尚未达到破坏,也到此为止,不要逾越设计计算的极限值。似此,则做试桩何用?

现行桥梁桩基设计规范是 20 世纪 70 年代根据数十根桩基试验结果制订的,当时试桩直径小(只 1.0 m 左右),桩长短(一般桩长 30 m 以下,最长为 47 m)、场地土质很难齐全。当今桩的直径和长度都普遍增大(上述 ZN121 桩直径已达 2.8 m,桩长 60.5 m),土质更是变化多端,因此进行试桩以获得实际的计算参数,除了保证基础安全外,同时也可挖掘桩基承载潜力,节省投资。1995 年建成的安徽铜陵长江大桥,桩基在极软岩中,按钻探资料参考桥规提出的极限摩阻力只有 80 kN/m²,后根据试桩结果采用 340 kN/m²,提高 4.25 倍,最后将原设计桩长减短 10~12 m,全桥桩基混凝土减少 6 500 m³。1997 年建成的广东虎门大桥,桩基在强风化~弱风化破碎岩层中,原设计摩阻力采用 120 kN/m²,后经试桩结

果改为 250 kN/m²,提高 2.1 倍,悬索桥主塔桩由 20 根减为 16 根,桩长由 45 m 减短到 33 m,桩基工程量减少近 40%。这些都加快了施工进度,节省了大量投资。试验结果应当用以指导设计、修正设计,而不应受到设计的约束,这才是对试验成果的可靠性有信心的表现。

3 Q~S 曲线转换法存在的问题

3.1 K_上 的取值

为了清楚了解自平衡法的 Q~S 曲线转换法,下面先引用一个计算实例,见文献[2]中的“工程实例一:长庆数码商住大厦”,该处做了 3 根自平衡试桩和 1 根堆载试桩;取自平衡法 1 号试桩和堆载法对比,二桩基本情况相同,如表 3。

表 3 长庆数码商住大厦试桩比较

桩 别	混凝土	直径/m	桩长/m	上段桩长/m	上段桩重/kN
自平衡法 1 号桩	C30	0.8	38.8	26.7=0.688l	329
堆载法	C30	0.8	41.6		

各级加载实测数据和转换计算数据见表 4。

表 4 中:

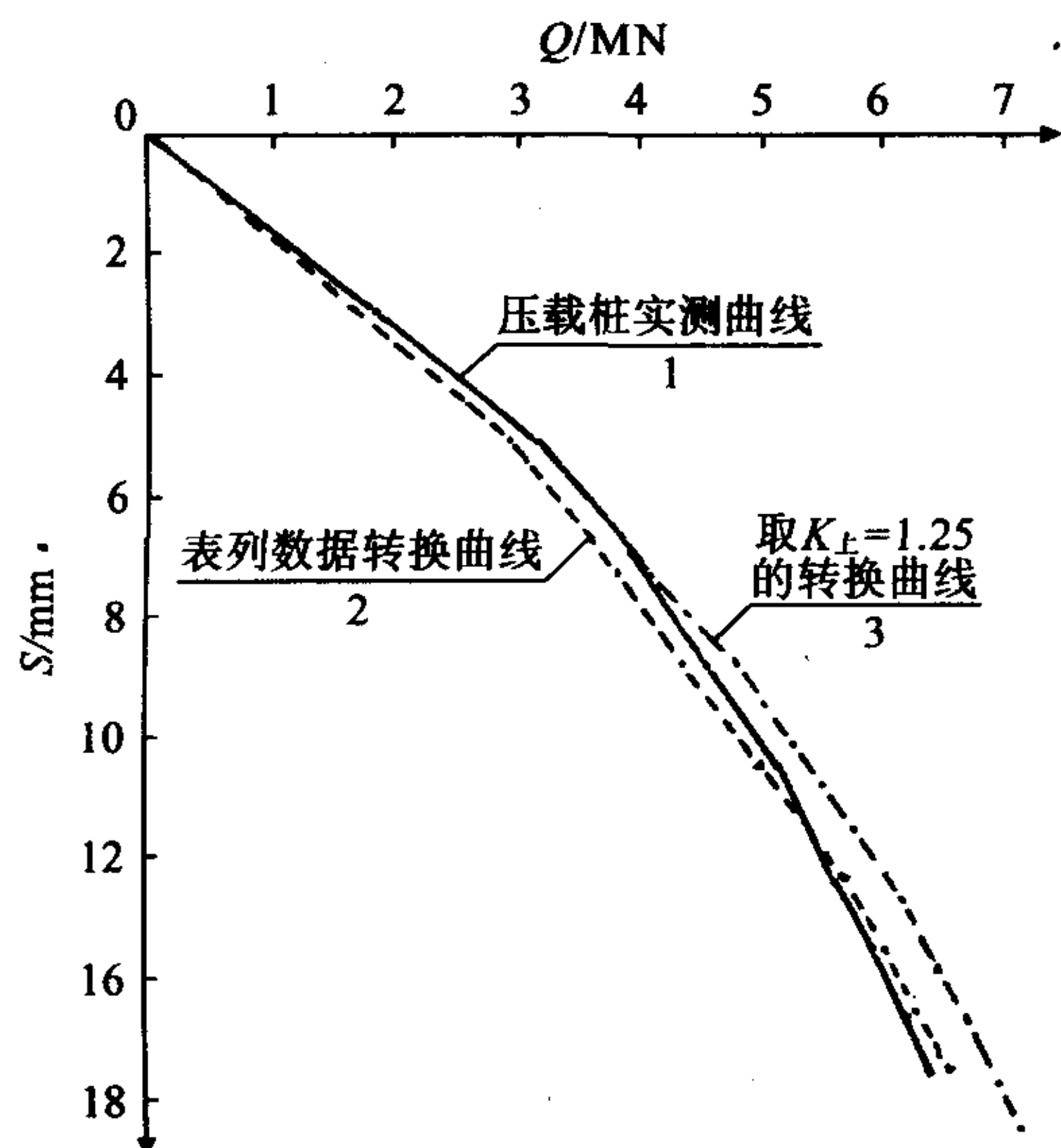
(1)第一列为自平衡法加载级次,第 2~5 列分别为各级加载实测得到的数据,第 4 列的 G_上=329 kN;

(2)第 6~8 列为分别按式(11')、式(13)、式(5')计算出的转换曲线的 $\overline{\Delta S}_\pm$ 、 $\overline{\Delta S}_0^\pm$ 和 \overline{Q}_0^\pm ,将 $\overline{Q}_0^\pm \sim \overline{S}_0^\pm$ 点绘成曲线,如图 5 中的曲线 2;

(3)第 9 列为压载按实测得到的 $\overline{Q}_{0\text{压}}$ 值,将 $\overline{Q}_{0\text{压}} \sim \overline{S}_0^\pm$ 点绘成曲线,如图 5 中的曲线 1,由图可见 2 根曲线十分吻合。

表 4 自平衡法试桩转换 Q~S 曲线与堆载法试桩对比资料^[2]

序号	$\frac{S_{af}}{\text{mm}}$	$\frac{Q_{a\pm}}{\text{kN}}$	$\frac{Q_{a\pm}-G_{\pm}}{\text{kN}}$	$\frac{Q_{af}}{\text{kN}}$	$\frac{\Delta S_{\pm}}{\text{mm}}$	$\frac{S_0^\pm=S_{af}+\Delta S_{\pm}}{\text{mm}}$	$\frac{Q_0^\pm=K_{\pm}(Q_{a\pm}-G_{\pm})+Q_{af}}{\text{kN}}$	$\frac{\overline{Q}_{0\text{压}}}{\text{kN}}$
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
1	1.36	1 921	1 592	1 197	3.68	5.04	2 890	3 142
2	2.13	2 268	1 940	1 756	5.02	7.15	3 818	4 033
3	2.65	2 420	2 091	2 095	5.77	8.42	4 318	4 496
4	3.61	2 610	2 281	2 652	6.95	10.56	5 078	5 166
5	4.55	2 733	2 404	3 127	7.93	12.48	5 683	5 676
6	5.14	2 790	2 462	3 395	8.47	13.61	6 012	5 945
7	5.55	2 824	2 496	3 569	8.81	14.36	6 222	6 114
8	6.19	2 870	2 541	3 823	9.31	15.50	6 524	6 353
9	6.45	2 886	2 557	3 921	9.50	15.95	6 639	6 442

图 5 试桩 $Q \sim S$ 曲线

经核算,表列数据存在下列问题。

(1) 计算采用 K_L 值不明,当土质为砂土时(原文不明确), $K_L=1.25$,算出的 \bar{Q}_0^z 和 \bar{S}_0^z (数略) 皆大于表值,绘出曲线如图 5 中曲线 3,与实测曲线 1 相去甚远。

(2) 经用 \bar{Q}_0^z 值反算,得出的 $K_L=1.063$ 。而经用 $\bar{\Delta S}_L^z$ 值反算,得出的 $K_L=1.112 \sim 1.130$ 之间,不是一个固定数(此值与 E 值有关,本文按规范对 C30 混凝土 E 取 $3.0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$)。

原文表后文中提到:“通过对两组数据的分析计算,由最小二乘法拟合得 $K_L=1.00$ ”,但用此值计算得出 \bar{Q}_0 和 \bar{S}_0 值仍与表列不符。

(3) 图中压载桩的 $Q \sim S$ 曲线,应采用实测数据绘出,不宜用计算得出的 \bar{S}_0^z 来绘出。

上述各点中,除了计算技术方面的问题外,关键的原则性问题是 K_L 的取值。在原文前面,作者称:

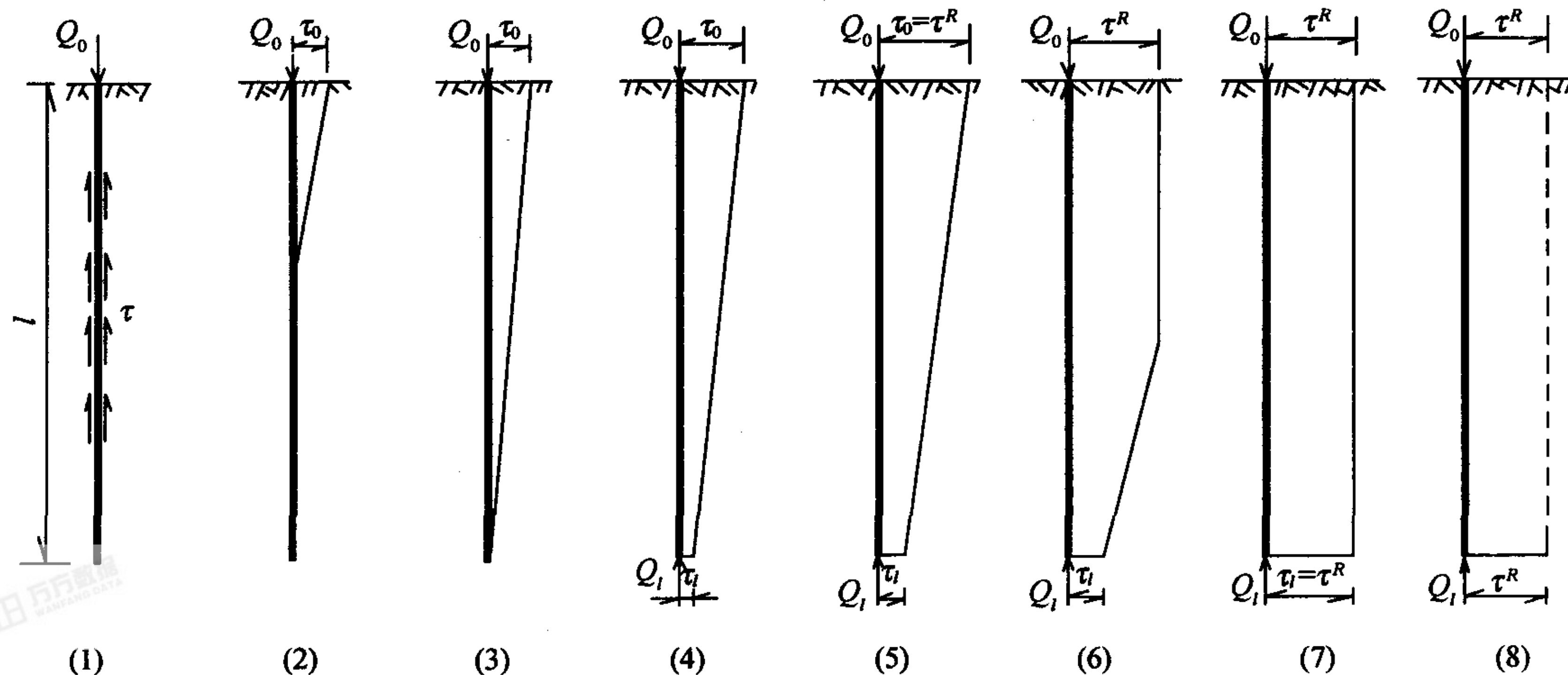


图 6 桩顶逐级加载时桩周摩阻力的分布图形

通过多根桩对比试验得出 $K_L=1.25/1.43$ (砂土/粘土),而在这里,为了使计算数值与实测数值相符,就得出须把 K_L “拟合”为 1.0 的结论,这不是真正科学意义的“拟合”,而是无原则的“凑合”。

K_L 值是桩身垂直荷载极限强度和上顶极限强度之比,两种试验都属于桩基的基本的、常规的试验,所得极限强度都是直接的,实测的,如果测试方法无误,则所得结果及其比例是可信的。此外,这个比例应当大于 1.0,参见图 4:

(1) 压载桩桩身以下是土基,不但有桩身正摩阻力,而且还有桩尖支承力,上顶桩在地表处是临空的,不存在桩尖支承力;

(2) 压载桩受压过程桩周土壤被压密,而上顶桩桩周土壤被拉松,因而正摩阻力总是大于负摩阻力;

(3) 如果是上拔桩,由于上拔时桩身受拉,因而桩顶向上位移 S_0 应为桩底位移 S_i 和桩身弹性变形 ΔS 之和 $\Delta S_0 = S_i + \Delta S$ 。而上顶桩在上顶时,桩身受压,与之相反, $\Delta S_0 = S_i - \Delta S$ 。因而上拔时桩身更易从地面拔出,即上拔桩极限强度比上顶桩还要小,文献[6]根据实验指出其 K_L 值为 $\frac{1}{0.16} \sim \frac{1}{0.34}$ 或 $6.25 \sim 2.94$ 。

因此,原研究者在表 4 的计算过程,改用 $K=1.0$ 去迎合实测数据的作法是不正确的。当计算结果不与实测符合时,需要改动的不应是已经多次对比实验得出的可信的参数 K_L ,而应是检查所拟定的转换方法和由此推导出的计算公式的正确性。

3.2 ξ 的取值

ξ 为计算桩身弹性压缩时,按摩阻力分布形式确定的系数。摩阻力分布形式按桩顶荷载大小而变化,见图 6^[5] 所示。

图中:

(1) 桩顶承受压载 Q_0 的基桩;

(2) 初始加载, Q_0 很小, 全部为上部桩周摩阻力所吸收, 还传达不到桩的底部, 此时桩周摩阻力分布为小倒三角形;

(3) Q_0 逐步增大, 摩阻力传达接近底部, 此时桩周摩阻力为大倒三角形;

(4) Q_0 继续增大, 桩尖出现土壤压力和下沉位移, 同时, 也出现了摩阻力, 此时摩阻力的分布为小梯形;

(5) Q_0 继续增大, 桩顶层土壤已达极限摩阻力 τ^R , 但下层土壤还远未达极限, 此时摩阻力的分布为较大的梯形, 顶面摩阻力为 τ^R , 底面为 $\tau_l < \tau^R$;

(6) Q_0 继续增大, 土壤极限摩阻力范围向下延伸;

(7) Q_0 继续增大, 直到全部桩身四周皆达极限摩阻力, 此时达到摩擦桩的极限状态, 摩阻力的分布为矩形;

(8) 荷载继续增大, 所增荷载全由桩底土壤承受, 桩身整个下沉, 直达破坏, 此时摩阻力仍维持矩形分布。

可以算出, 按倒三角形分布时, $\xi = 1/3$, 按矩形分布时 $\xi = 1/2$, 按梯形分布时, ξ 值在 $1/3 \sim 1/2$ 之间变化^[6,8]。

式(11'), 采用 $\xi = \frac{1}{2}$ 是极限状态时之值, 当计算 $Q \sim S$ 曲线时, 对全部加载各级 Q^x 值都采用极限状态时的 ξ 值是不正确的。

3.3 荷载转换式(5')的问题

当进行 $Q \sim S$ 曲线转换时, 对每一级加载 $Q_{a上}^x$ 都参照式(1)求出对应的整桩上段桩身的桩顶荷载 $\bar{Q}_{a上}^x$:

$$Q_{a上}^x = K_{上}(Q_{a上}^x - G_{上}) \quad (22)$$

存在问题如下。

(1) $K_{上}$ 值是由极限荷载状态下求出的, 把它用于非极限状态下的各级荷载是不正确的, 因为由上所述, 上段桩身的变形不是随 $Q_{a上}^x$ 线性变化的, 它还与摩阻力分布形式的参数 ξ 有关。

(2) 式(22)还存在小荷载下不适用的问题:

①当加载尚未开始, 即 $Q_{a上}^x = 0$ 时, 由式(22)有 $\bar{Q}_{a上}^x = -K_{上}G_{上}$, 即此时已经有荷载 $-K_{上}G_{上}$ (上拔力)作用在整桩桩顶上;

②当 $Q_{a上}^x < G_{上}$ 时, $\bar{Q}_{a上}^x - G_{上}$ 仍为负值, 相应的整桩桩顶的荷载仍是上拔力;

③当 $Q_{a上}^x = G_{上}$ 时, $\bar{Q}_{a上}^x - G_{上} = 0$, 相应的整桩桩顶没有荷载;

④当加载 $Q_{a上}^x = \frac{K_{上}}{K_{上}-1}G_{上}$ 时, $\bar{Q}_{a上}^x = K_{上} \cdot (\frac{K_{上}}{K_{上}-1}G_{上} - G_{上}) = Q_{a上}$, 如取 $K_{上} = 1.25$, 则 $\frac{K_{上}}{K_{上}-1} = 5$, 即当 $Q_{a上}^x = 5G_{上}$ 时, 相应的整桩桩顶荷载才等于 $Q_{a上}$ 。

这些都是不合理的。

3.4 位移转换公式(12)的问题

在位移转换时, 将自平衡桩下段的顶端位移 $\bar{S}_{a下}^x$ 认作是整桩断面 a 的位移 $\bar{S}_a^x = \bar{S}_{a上}^x = \bar{S}_{a下}^x$, 是没有根据的, 已如前 2.3 节详细阐述。

3.5 $Q_{a上} \neq Q_{a下}$

表 4 中, 全部加载过程 $Q_{a上}$ 皆不等于 $Q_{a下}$, 在第 3 级加载以前, $Q_{a上}^x > Q_{a下}^x$, 从第 4 级加载开始又逐渐变为 $Q_{a上}^x < Q_{a下}^x$, 而且差距越来越大。

$Q_{a上}^x$ 和 $Q_{a下}^x$ 分别是自平衡法各级加载过程压力箱处千斤顶的上顶力和下座力, 此两力必须相等, 否则千斤顶就会移动, 直至平衡为止。只有当最后一级加载上段已经顶出地面达到破坏而下段尚未达极限时, 才对 $Q_{a上}^x$ 取前一级荷载作为极限荷载, 对 $Q_{a下}^x$ 就取本级荷载作为极限荷载, 这时才会有 $Q_{a上}^x < Q_{a下}^x$ 。在前面引用同一文献对润杨大桥 6 根试桩的计算就可看到, 那里的最后一级加载值上、下都是相等的。

如测出数据不符合常规的、基本的物理力学规律时, 就应检查测试设备、方法和数据采集等是否有误, 必要时应当放弃这些数据。

4 小结

综上所述, 桩基测试自平衡法存在如下主要问题:

(1) 在计算桩基极限承载力公式中, 自平衡点无法找到, 压力箱放置位置存在随意性, 直接以自平衡法的下段桩身就作为整桩的下段桩身是不当的。

(2) 在计算 $Q \sim S$ 转换曲线公式中, 将极限荷载试验得出的参数 ξ 、 $K_{上}$, 以及桩顶荷载的公式直接用作每一加载过程的有关参数和公式是不当的。为了使转换曲线与实例曲线吻合, 随意改变 $K_{上}$ 值, 使其等于 1.0 是错误的。

(3) 计算过程选用数值随意, 采用方法也随意, 前后多处相互矛盾, 缺乏科学技术应有的严谨性。

由于这个测试方法不但已获得国家专利, 而且已编制了省级技术规程, 并且向全国介绍推广, 2002

文章编号: 0451-0712(2005)07-0032-04

中图分类号: U448.23

文献标识码: B

轻质高强混凝土在连续刚构桥中的应用分析

郑 勇¹, 胡大琳¹, 沈永林²

(1. 长安大学公路学院 西安市 710064; 2. 云南省公路勘察设计院 昆明市 650011)

摘 要: 通过对主跨为 120 m 的连续刚构桥分别采用普通混凝土和轻质高强混凝土进行试设计, 对上部结构几何尺寸、预应力筋配束等进行优化, 并对结构优化与经济指标进行对比分析。

关键词: 连续刚构桥; 高强轻质混凝土; 试设计; 对比分析

大跨径连续刚构桥中结构自重占总荷载比例较大, 轻质高强混凝土能克服普通混凝土自重过大的缺点, 能实现桥梁跨径的进一步提高, 使桥梁上部结构轻型化, 将成为连续刚构桥发展的新趋势。下面分别对采用普通混凝土和轻质高强混凝土的 4 种桥梁模型进行试设计比较, 有关轻质混凝土的相关设计指标参考《轻骨料混凝土桥梁技术规程》(征求意见稿)的文件。

1 技术标准

荷载等级: 汽车—超 20 级, 挂车—120;

桥面净宽: 净 11.0 m + 2 × 0.5 m 护栏;

跨径组成: 67 m + 120 m + 67 m;

桥高: 30 m;

地震烈度: 6 度;

温度荷载: 升温 20℃ (以下简称“温 1”), 降温

25℃ (以下简称“温 2”);

支座沉降: 中墩下沉 1.5 cm (以下简称“沉 1”), 边墩下沉 1.0 cm (以下简称“沉 2”)。

2 主要材料

混凝土: 普通混凝土连续刚构桥(CC)上部结构采用 C55, 下部结构采用 C40; 轻质混凝土连续刚构桥(LC0、LC1、LC2)上部结构除墩顶 0 号、1 号块及边跨直梁段用 C55 外, 其余均选用 LC55, 下部结构仍采用 C40。

预应力钢材: 纵横向预应力钢材均采用符合国家标准(GB5224-95)的钢绞线, 钢绞线标准强度为 1 860 MPa, 公称直径为 15.24 mm, 公称面积为 140 mm², 弹性模量为 1.9×10^5 MPa, 张拉控制应力为 1 395 MPa; 竖向预应力钢材采用符合国家标准 GB 1499-91 有关规定的 $\phi 32$ 粗钢筋, 标准强度为

收稿日期: 2004-12-14

年已用于公路系统的重点特大桥梁江苏润扬长江大桥中。为了确保今后的公路大桥的质量、安全和经济合理, 使人不得不把这个方法存在的问题细致地揭示出来, 请大家来讨论研究, 并探讨对所存在的问题有无改正的途径。在没有改进之前, 笔者认为这个桩基测试方法不宜在公路桥梁中采用。

参考文献:

- [1] 龚维明, 等. 桩承载力自平衡测试法[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(5).
- [2] 江苏省长江公路大桥建设指挥部, 东南大学. 润扬长江公路大桥特殊条件下大吨位钻孔灌注桩研究[R].

2002.

- [3] 徐风云. 桩承载力自平衡法的可靠性之质疑[J]. 公路, 2004, (7).
- [4] 徐风云, 黄文机. 桩承载力自平衡法存在的几个关键问题[J]. 公路, 2005, (4).
- [5] 孙钧, 高大钊. 对“桩承载力自平衡法的可靠性之质疑”一文的认识[Z]. 2004.
- [6] 王伯惠, 上官兴. 中国钻孔灌注桩新发展[M]. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- [7] 交通部公路科学院, 等. 公路桥梁钻孔桩(上)[M]. 北京: 人民交通出版社, 1978.
- [8] JTJ 024-85, 公路桥梁地基与基础设计规范[S].