

桩基测试自平衡法改进意见初探

王伯惠

(辽宁省交通科学研究院 沈阳市 110036)

摘 要: 本文为参考文献[1]的续篇,对现有桩基自平衡测试法提出了以下改进意见:(1)将基本公式改进为: $K_r = (Q_{a\pm}^R - G_{\pm}) = UL\tau_{\pm}^R$; (2)提出事先估算自平衡点位置的公式; (3)改进由自平衡测试结果计算桩基极限承载力的方法。

关键词: 钻孔桩; 桩基试验; 自平衡测试法; 压载测试法

此文是参考文献[1]的续篇,在文献[1]里对现行桩基自平衡测试法的计算理论和方法做了细致的剖析,指出了其缺点和错误之处。作为一种测试方法,自平衡法与常规的压载法比较可以简化测试设施,节省测试费用、缩短测试时间、便利操作,因而有可取的一面。如果能够研究出合理的计算方法,使通过测试结果能够比较正确可靠地计算出桩基的极限承载力来,则这个方法还是可以采用的,也只有这样,这个方法才值得采用和推行。本文就是想在这方面做些初步探索。文中公式所用符号与文献[1]完全相同。

1 计算基本公式的改进

现行自平衡法测试时,在桩身某一称为自平衡点处设压力盒,加压到极限承载力 $Q_{a\pm}^R$,此时上段桩行将被顶出地面而破坏,其垂直压载的极限承载力 $\bar{Q}_{0\pm}^R$ 由下式求得:

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

式中: K_{\pm} 为比例系数,由相同条件下进行自平衡法和压载法对比实验得出,如图1(1)和图1(2),文献[5]、[6]提出在沙土中为1.25,在粘性土、粉土中为1.43; G_{\pm} 为上段桩身重量, $G_{\pm} = A \cdot L_a \cdot \gamma$, A 、 γ 为桩身断面积和单位重; L_a 为上段桩长度。

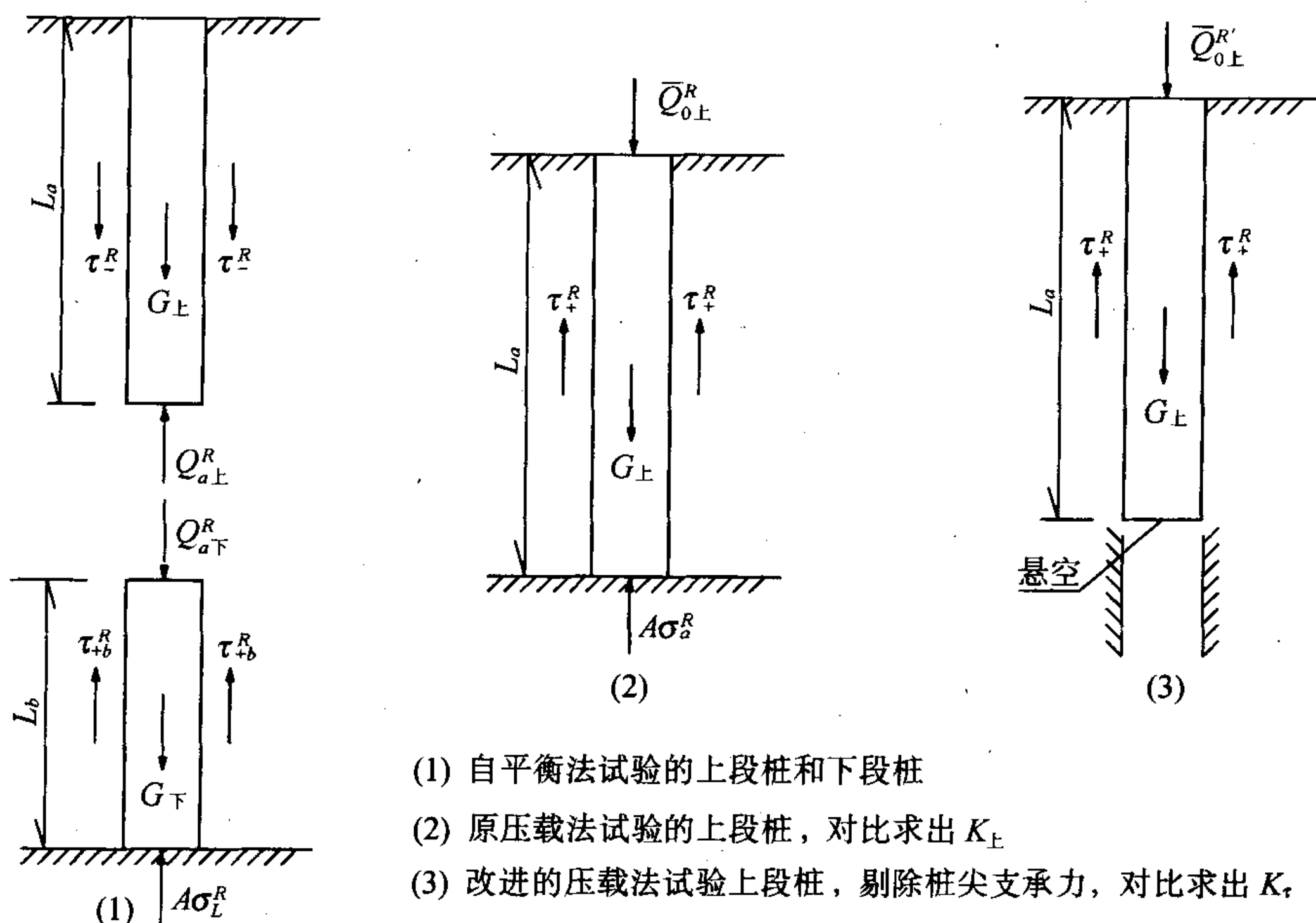


图1 自平衡测试法和上段桩压载法对比试验

公式中的顶标“—”表示整根桩做压载试验时的数据。

这是自平衡测试法据以计算的第一个基本公式,存在问题如下。

(1)式中的比例系数 K_{\pm} 影响很大,因为它要和加载力 $Q_{a\pm}^R$ 相乘,实测例中 $Q_{a\pm}^R$ 常达到20 000 kN 以上,当 K_{\pm} 值变化0.1 时,有关计算值就要差2 000 kN。目前原研究者建议的 K_{\pm} 值只有1.25(沙土)和1.43(粘性土)两值,显然过于粗略,不能满足变化万千的土壤地质状况的需要。

(2)更重要的是:这个参数的界定还有理论上的缺点。 K_{\pm} 是自平衡测试桩极限上顶力 $Q_{a\pm}^R - G_{\pm}$ 和同一桩压载法测试时的极限承载力 $\overline{Q_{a\pm}^R}$ 的比值,后者按照桥规^[4]可由下式求得(考虑桩身重量):

$$\overline{Q_{a\pm}^R} = UL_a \tau_{\pm}^R + A \sigma_a^R - G_{\pm} \quad (2)$$

式中: U 为桩身周长; τ_{\pm}^R 为桩周土壤极限正摩阻力; σ_a^R 为桩底处土壤极限承载强度。

$$\text{而 } \sigma_a^R = 2m_0 \lambda \{ [\sigma_0]_a + k_2 r_2 (L_a - 3) \} \quad (3)$$

$$\text{或 } \sigma_a^R = 2m_0 \lambda [\sigma_0]_a + 2m_0 \lambda k_2 r_2 (L_a - 3) \\ = C_1 [\sigma_0]_a + C_2 (L_a - 3) \quad (3)'$$

式中: $C_1 = 2m_0 \lambda$, $C_2 = 2m_0 \lambda k_2 r_2$; $[\sigma_0]_a$ 为深度 L_a 处土基的容许承载强度; m_0 为视钻孔灌注桩施工过程中清底达到的程度而定的系数; λ 为视桩长与桩径比值和桩底土透水性而定的系数; k_2 为地面土容许承载力按深度的修正系数; γ_2 为桩尖以上土的容重; L_a 为上段桩长,亦即自平衡点的深度。

式(2)中等式右端第一项为桩周摩阻力,第二项为桩尖支承力。由式(3)可见,桩尖支承力包含了6个变化参数,它不但与桩尖以上土壤容重、桩尖处土壤透水性和容许承载力等土壤客观条件有关,而且:(1)与桩身尺寸有关;(2)与桩身入土深度有关,深度影响系数依桩周土质而变,由桥规表值可见,变化范围由1.0~10.0,很大,而且要与深度 L_a 相乘,深度越大,其影响越显巨大;(3)甚至还与施工质量有关。

由此可见,计算 K_{\pm} 的公式本身在结构上就存在先天的缺憾,由于桩尖支承力的介入,存在两个变数,即使加细划分土壤类别等因素,也难准确地统计分析得出 K_{\pm} 的值。

考虑到在自平衡法测试过程,上段桩当被上顶时,由于“桩尖”(地面)临空。图1(1),不存在支反力,所受上顶力应全部由土壤负摩阻力 τ_{-} 平衡,故有:

$$\left. \begin{aligned} Q_{a\pm}^R - G_{\pm} &= UL_a \tau_{-}^R \\ \text{或 } \tau_{-}^R &= \frac{1}{UL_a} (Q_{a\pm}^R - G_{\pm}) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: τ_{-}^R 为土壤极限负摩阻力。

由此,通过自平衡测试法可以准确地得出上段桩周的土壤极限负摩阻力来。如果在做压载桩对比试验时,设法排除桩尖支承力的影响采取的措施曾有:(1)在桩底埋扁千斤顶直接测出桩底支承力予以扣除;(2)在桩底埋气囊在施压时卸去空气使桩底悬空。则测出的极限压载力 $\overline{Q_{a\pm}^R}$ 应为,参见式(2)和图1(3):

$$\overline{Q_{a\pm}^R} = UL_a \tau_{\pm}^R - G_{\pm} \quad (5)$$

式中: $\overline{Q_{a\pm}^R}$ 为剔除桩底支承力的压载桩试验测得的极限支承力。

于是由新的对比试验结果就可得出同一土层的正、负极限摩阻力的比例系数 K_r :

$$K_r = \frac{\tau_{+}^R}{\tau_{-}^R} = \frac{\overline{Q_{a\pm}^R} + G_{\pm}}{\overline{Q_{a\pm}^R} - G_{\pm}} \quad (6)$$

K_r 值是同一种土层正、负摩阻力之比值,对一定的土质是一个常数,不受桩尖支承力的干扰,十分稳定,变化不大,因此很容易通过测试得出各种不同土质的比较准确的数值来。如果事前已有了不同土质的 K_r 表,则在对一新的场地进行自平衡法测试之后,立即可以得出上段桩身土层的比较精确的极限正摩阻力:

$$\tau_{+}^R = k_r \cdot \tau_{-}^R = k_r \cdot \frac{1}{UL_a} (Q_{a\pm}^R - G_{\pm}) \quad (7)$$

对于常用的摩擦桩,自平衡点位置一般都在桩身的2/3点以下,得出了上层土质的可靠极限正摩阻力,就解决了确定摩擦桩极限支承力的关键。

K_r 值的物理意义明确,可以认为是土壤物理学性质的一个常数,显然比 K_{\pm} 稳定得多,有规律得多,通过对比试验易于准确求得。后面还可看到,由此得出的计算公式也较为简单,便利计算。

2 整桩极限承载能力计算方法的改进

现行自平衡法计算整长桩总承载力时采用下式:

$$\overline{Q_0^R} = \overline{Q_{a\pm}^R} + \overline{Q_{a\mp}^R} = K_{\pm} (Q_{a\pm}^R - G_{\pm}) + Q_{a\mp}^R \quad (8)$$

这个算式的含意是整桩极限承载能力为上、下两段桩极限承载能力之和。除了文献[1]所提出那些问题外,单从数字上来看这个算式就不合理。

(1)等号右边第一项是由自平衡测试得出的上段桩极限上顶力 $Q_{a\pm}^R$, 见式(1)。但是,这个极限承载力还包含有上段桩的桩尖支承力 $A \sigma_a^R$, 见式(2),对于整桩这个桩尖支承力是不存在的。

(2)等号右边第二项是把自平衡测试得出的

$Q_{a下}^R$ 直接就当作整桩下段的极限承载力 $\overline{Q_{a下}^R}$ 。由于桩身自平衡点不能事前找到,施压时通常是上段桩达到极限(被顶出地面),而下段桩还未达到,因而两者是不相等的。

自平衡法测试时,自平衡点即施压点一般距桩顶较远,而距桩底较近。如果利用这个特点能通过上段桩的测试求出较为可靠的桩周摩阻力,和通过下段桩的测试求出较为可靠的桩底支承力来,可能获得较为可靠的整桩极限支承力。

图2示一个极限承载力试验的压载桩,在桩身 a 点处切开,那里的桩身内力对上、下段分别为 $\overline{Q_{a上}^R}$ 和 $\overline{Q_{a下}^R}$,显然 $\overline{Q_{a上}^R} = \overline{Q_{a下}^R}$ 。

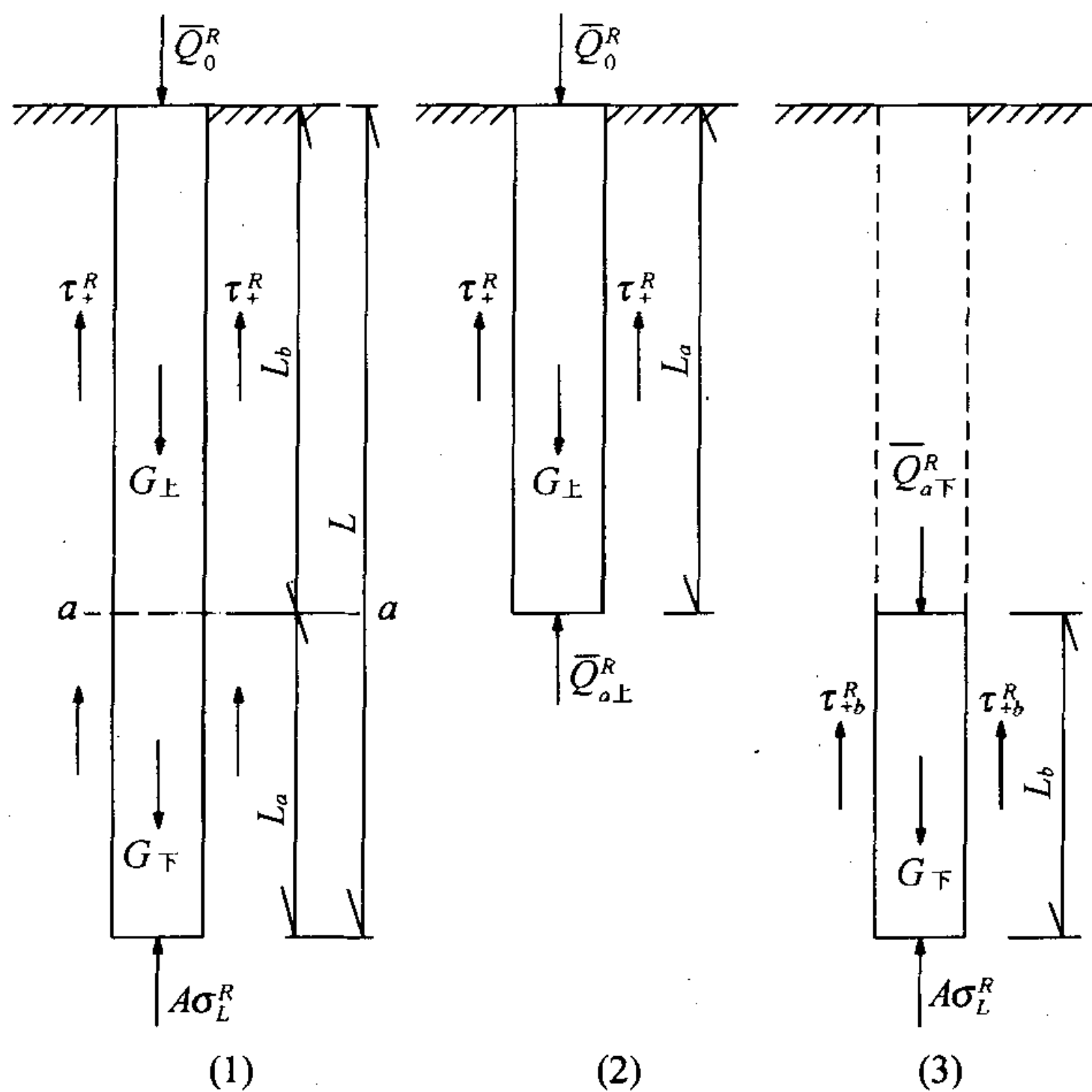


图2 整桩压载试验,桩身在 $a-a$ 断面切开,上、下两段桩的受力

$$\text{对上段桩: } \overline{Q_0^R} = UL_a \tau_+^R - G_{上} + \overline{Q_{a上}^R} \quad (9)$$

$$\text{对下段桩: } \overline{Q_{a下}^R} = UL_b \tau_{+b}^R - G_{下} + A\sigma_L^R \quad (10)$$

式中: τ_{+b}^R 为桩身下段土壤极限正摩阻力; L_b 为桩身下段长度; σ_L^R 为桩尖处土壤极限承载强度; $G_{下}$ 为下段桩身重量, $G_{下} = AL_b \gamma$ 。

将式(10)代入式(9)即得出新的计算整桩极限承载力的公式:

$$\begin{aligned} \overline{Q_0^R} &= UL_a \tau_+^R - G_{上} + \overline{Q_{a上}^R} = UL_a \tau_+^R - G_{上} + \overline{Q_{a下}^R} \\ &= (UL_a \tau_+^R - G_{上}) + (UL_b \tau_{+b}^R + A\sigma_L^R - G_{下}) \end{aligned} \quad (11)$$

$$\text{或 } \overline{Q_0^R} = U(L_a \tau_+^R + L_b \tau_{+b}^R) + A\sigma_L^R - G \quad (11)'$$

式中: G 为整桩重量, $G = G_{上} + G_{下} = A \cdot L \cdot \gamma$ 。

如果桩身土壤比较均一,即可取 $\tau_{+b}^R = \tau_+^R$,上式简化为:

$$\overline{Q_0^R} = UL \tau_+^R + A\sigma_L^R - G \quad (11)''$$

式中: L 为整桩长, $L = L_a + L_b$ 。

这个公式与现行桥规计算整桩极限承载力公式的形式和内涵都完全一致。

具体计算时,根据自平衡法实测结果可以有3种情况。

(1) 上段桩达到极限被顶出地面而下段桩尚未达到极限,这是最常见的情况。这时上段桩的受力由式(11)等号端第一个括号内数值表示,由式(7):

$$\begin{aligned} \overline{Q_{a上}^R} &= UL_a \tau_+^R - G_{上} \\ &= K_r (Q_{a上}^R - G_{上}) - G_{上} \\ &= K_r \left(Q_{a上}^R - \frac{K_r + 1}{K_r} G_{上} \right) \end{aligned} \quad (12)$$

下段桩的受力,由于尚未达到极限,应由下式表示,参见式(10):

$$\overline{Q_{a下}^R} = UL_b \tau_{+b}^R + A\sigma_L^R - G_{下} \quad (13)$$

式中各符号意义同式(10),没有肩标“R”表示尚未达到极限。由于上段的 τ_+^R 已可由式(7)较为准确地得出,如果自平衡测试施压点系采用比较合理的计算方法得出时(见下节),其与真正的位置相差当不会太大,因此可根据土质参照桥规采用较 τ_+^R 大的值作为 τ_{+b} ,于是由式(11)即可得出此时的 σ_L 值:

$$\sigma_L = \frac{Q_{a下}^R + G_{下} - UL_b \tau_{+b}^R}{A} \quad (14)$$

然后根据土质参照桥规适当选定较 σ_L 大之值,作为 σ_L^R 进行计算。

(2) 上段桩未达到极限而下段桩已达到极限,这种情况比较少见。这时可先按下式求出上段桩的现有摩阻力 τ_+ ,参见式(7):

$$\tau_+ = K_r \cdot \frac{1}{UL_a} (Q_{a上}^R - G_{上}) \quad (15)$$

再根据土质参照桥规选定较 τ_+ 大之值作为 τ_+^R ,据以得出上段桩的极限支承力。

下段桩的极限支承力 $Q_{a下}^R$ 已实测得出,但如文献[1]、文献[7]等所指出,由于受力的机理不同未必就完全等于压载桩试验的 $\overline{Q_{a下}^R}$ 值(见图3),设二者之间的比例为 η ,即:

$$\overline{Q_{a下}^R} = \eta Q_{a下}^R \quad (16)$$

然后即可引入式(11)算出整桩极限承载能力。

η 值应通过实桩试验得出。试验方法:在做压载桩对比试验时在桩身 a 点处预埋压力计,测出该点桩身受内 $\overline{Q_a^R} = \overline{Q_{a上}^R} = \overline{Q_{a下}^R}$,与自平衡测试桩之 $Q_{a下}^R$ 相

比即得。

(3) 上、下段桩同时达到极限, 这种情况即是施压点恰好设在自平衡点上, 极难遇到。这时桩基极限承载力由下式算出, 参见式(12)和式(16):

$$\overline{Q_0^R} = K_r \left[Q_{a\pm}^R - \frac{K_r + 1}{K_r} G_{\pm} \right] + \eta \cdot Q_{a\mp}^R \quad (17)$$

3 事先估算自平衡点位置的方法

现行自平衡测试法的另一根本问题是一直未能提出估算自平衡点位置的方法, 这里拟对此做一些探索。

自平衡点位置定义为: 在该点通过压力箱加压时, 桩身上、下两段将同时达到极限承载力。为此必先分别计算上、下两段各自的极限承载力。在未做试桩之前, 组成桩身承载力的要素如桩周摩阻力、桩底承载力等都是未知的, 必须事先收集可靠的资料, 如附近相似土壤的桩基资料以及详细的场地土壤地质资料, 参照现行桥规确定有关各值。

视对自平衡法的分析计算方法的不同, 估算自平衡点位置的方法也不同。下面按原方法和改进方法分别叙述。

3.1 原分析方法估算自平衡点位置

上、下两段桩同时达到极限, 上段桩的极限承载力 $Q_{a\pm}^R$ 由式(1)、式(2)、式(3)得:

$$\begin{aligned} Q_{a\pm}^R &= \frac{\overline{Q_{a\pm}^R}}{K_{\pm}} + G_{\pm} \\ &= \frac{(U\tau_{\pm}^R + AC_2 - A\gamma)L_a + AC_1[\sigma_0]_a - 3AC_2 + AL_a\gamma}{K_{\pm}} \\ &= \frac{[U\tau_{\pm}^R + AC_2 + (K_{\pm} - 1)A\gamma]L_a + AC_1[\sigma_0]_a - 3AC_2}{K_{\pm}} \end{aligned} \quad (18)$$

下段桩的极限承载力 $Q_{a\mp}^R$ 由图 1(1)可写出:

$$Q_{a\mp}^R = UL_b\tau_{\mp}^R + A\sigma_L^R - G_{\mp} \quad (19)$$

式中: σ_L^R 为桩尖深度 L 处地基极限强度, 参见式(3)、式(3)':

$$\sigma_L^R = C_1[\sigma_0]_L + C_2(L - 3) \quad (20)$$

式中: $[\sigma_0]_L$ 为地基深度 L 处的容许承载强度。

将式(20)代入式(19):

$$\begin{aligned} Q_{a\mp}^R &= U(L - L_a)\tau_{\mp}^R + AC_1[\sigma_0]_L + \\ &\quad AC_2(L - 3) - A(L - L_a)\gamma \\ &= (U\tau_{\mp}^R + AC_2 - A\gamma)L - (U\tau_{\mp}^R - A\gamma)L_a + \\ &\quad AC_1[\sigma_0]_L - 3AC_2 \end{aligned} \quad (21)$$

由于 $Q_{a\pm}^R = Q_{a\mp}^R$, 由式(18)、式(21), 即可解得自平衡点位置 L_a :

$$\begin{aligned} L_a &= \frac{K_{\pm}(U\tau_{\mp}^R + AC_2 - A\gamma)L}{(K_{\pm} + 1)U\tau_{\mp}^R + AC_2 - A\gamma} + \\ &\quad \frac{AC_1(K_{\pm}[\sigma_0]_L - [\sigma_0]_a) - 3AC_2(K_{\pm} - 1)}{(K_{\pm} + 1)U\tau_{\mp}^R + AC_2 - A\gamma} \\ &= \frac{K_{\pm} \left(\frac{4}{D}\tau_{\mp}^R + C_2 - \gamma \right) L}{(K_{\pm} + 1) \frac{4}{D}\tau_{\mp}^R + C_2 - \gamma} + \\ &\quad \frac{C_1(K_{\pm}[\sigma_0]_L - [\sigma_0]_a) - 3C_2(K_{\pm} - 1)}{(K_{\pm} + 1) \frac{4}{D}\tau_{\mp}^R + C_2 - \gamma} \end{aligned} \quad (22)$$

式中: D 为桩身直径。

3.2 改进方法估算自平衡点位置

上段桩的受力由式(4)得:

$$Q_{a\pm}^R = UL_a\tau_{\pm}^R + G_{\pm} = UL_a \frac{\tau_{\pm}^R}{K_{\mp}} + G_{\pm} \quad (23)$$

下段桩的受力同式(19), 但考虑 τ_{\mp}^R 可能的变化:

$$\begin{aligned} Q_{a\pm}^R &= UL_b\tau_{\mp}^R - G_{\mp} + A\sigma_L^R \\ &= U(L - L_a)\tau_{\mp}^R - (G - G_{\pm}) + A\sigma_L^R \end{aligned}$$

这里 σ_L^R 只是 L 的函数(见式(20)), 且 $Q_{a\pm}^R$ 的表达式(23)中无 σ^R 项, 故不需按式(20)展开。由 $Q_{a\pm}^R = Q_{a\mp}^R$ 即可得出:

$$L_a = \frac{UL\tau_{\mp}^R + A\sigma_L^R - G}{U \left(\frac{\tau_{\pm}^R}{K_{\mp}} + \tau_{\mp}^R \right)} = \frac{\frac{4}{D}L\tau_{\mp}^R + \sigma_L^R - L\gamma}{\frac{4}{D} \left(\frac{\tau_{\pm}^R}{K_{\mp}} + \tau_{\mp}^R \right)} \quad (24)$$

如 $\tau_{\mp}^R = \tau_{\pm}^R$, 上式可简化为:

$$L_a = \frac{\frac{4}{D}L\tau_{\mp}^R + \sigma_L^R - L\gamma}{\frac{4}{D}\tau_{\mp}^R \left(\frac{1}{K_{\mp}} + 1 \right)} \quad (24)'$$

此式极为简明易算。

3.3 几点意见

(1) 由上述计算得出的自平衡位置不会“绝对”符合实桩的情况。要想“绝对”符合是办不到的, 因为赖以计算的桥规提供的众多参数和 K_{\pm} 都是经实验统计分析得出的均值, 无论如何精细选用, 皆未必能“绝对”与拟测试的场地土质相符, 亦即不能确保上、下两段桩都能恰好同时到达极限, 可能的是上段达到极限而下段尚未达到, 或者相反。因此, 只能称这个计算为“估算”。

但不管怎样, 这是一个接近值。可供参考使用, 用以克服按“经验”随意采用的盲目性。未达到那一段可以认为是已接近达到极限的状态。

(2) 对于摩擦桩测试, 应当力争使上段桩达到极限, 因为它对以后的整桩承载能力计算最重要。为确

保此点,可将计算出的 L_a 值适当上移一定数值(如0.5~1 m)。

对于支承桩,则宜适当下移,必要时可直接将压力盒设在基底附近。

(3)算出 L_a 后,即可进一步算出 $\bar{Q}_{a\pm}^R$ 和 $\bar{Q}_{a\mp}^R$,检验二者是否相等,以校核 L_a 的计算是否准确,同时即可根据 $\bar{Q}_{a\pm}^R$ 之值准备测试时压力箱所需施压能力。

4 算例

以文献[6]介绍的江苏省润扬长江大桥南引桥Y48号桩为例, $L=53.79$ m, $D=1.8$ m。地质情况:覆盖层为淤泥质亚粘土、亚粘土夹粉砂、粉细砂;岩层为强风化花岗岩、弱风化花岗质碎裂岩、角砾岩、微风化花岗质碎裂岩。岩层裂隙发育,岩石强度最高22.2 MPa。原文未给出地质构造各层厚度。根据附近的南索塔地质情况描述,基岩顶板标高-35.71~-37.70 m,微风化层顶板标高-49.32~-56.30 m。

原计算取 $K_{\pm}=1.25$,即按沙土取值。

原测试时压力箱设置位置取 $L_b=5.3$ m, $L_a=48.49$ m,无计算根据,加压到20 000 kN,上段桩达到破坏,取其前一级加载18 000 kN作为极限荷载。下段桩尚未破坏,即以最后一级加载20 000 kN作为极限荷载。整桩极限承载力由下式求得:

$$\bar{Q}_0^R = \frac{18\,000 - \pi \times 0.9^2 \times 48.49 \times 24.5}{0.8} + 20\,000$$

$$= 38\,723 \text{ kN}$$

(1)算例1:按原分析方法估算自平衡点位置。

应先确定土壤强度有关各值。摩阻力按《桥规》^[4]表4.3.2-4,中等粘性土和粉细砂取值, $\tau=60$ kPa。桩尖土壤承载力:埋压力盒处应在覆盖层中,按《桥规》表2.1.2-5,中密细、粉沙取值, $[\sigma_0]_a=200$ kPa;桩尖处,深度已临近微风化层,按《桥规》表2.1.2-7,大块状软质岩,按强度内插取值, $[\sigma_0]_L=2\,500$ kPa。计算桩尖容许支承力的深度修正系数 k_2 值按《桥规》表2.1.4粘土和粉、细砂取值, $k_2=2.0$ 。

其余各参数亦由桥规有关各表查得如下:

$$m_o=0.9 \quad \lambda=0.85 \quad r_2=19.5 \text{ kN/m}^3,$$

$$\text{取 } r=24.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{算得: } C_1=2m_o\lambda=2\times 0.9\times 0.85=1.53,$$

$$C_2=2m_o\lambda k_2 r_2=2\times 0.9\times 0.85\times 2\times 19.5$$

$$=59.67 \text{ kN/m},$$

$$U=\pi D=3.141\,6\times 1.8=5.655 \text{ m},$$

$$A=\frac{\pi D^2}{4}=\frac{3.141\,6\times 1.8^2}{4}=2.545 \text{ m}^2$$

$$G=ALr=2.545\times 53.79\times 24.5=3\,353.94 \text{ kN}.$$

将以上诸值代入式(22),可得:

$$L_a = \frac{1.25\left(\frac{4}{1.8}\times 60+59.67-24.5\right)\times 53.79}{2.25\times \frac{4}{1.8}\times 60+59.67-24.5} + \frac{1.53(1.25\times 2\,500-200)-3\times 59.67\times 0.25}{2.25\times \frac{4}{1.8}\times 60+59.67-24.5}$$

$$= \frac{15\,760.24}{335.17}=47.02 \text{ m}.$$

上值可以反代入式(18)、式(21)中算出 $Q_{a\pm}^R$ 和 $Q_{a\mp}^R$,检验二者是否相等来进行校核,计算略。

由于诸计算参考数 τ_+^R 、 $[\sigma_0]_a$ 、 $[\sigma_0]_L$ 系参照已做试验结果反算取用,故算得之 L_a 等值与原试验采用者甚为接近。

(2)算例2:按改进方法估算自平衡点位置。

由式(20),同前例 $[\sigma_0]_L$ 取2 500 kPa,可得:

$$\sigma_L^R = 1.53\times 2\,500+59.67\times (53.79-3)$$

$$=6\,855.64 \text{ kPa}$$

取 $\tau_{+b}^R=\tau_+^R=60$ kPa。 K_r 尚无实测数据,暂取 $K_r=1.05$,代入式(24)'即得:

$$L_a = \frac{\frac{4}{1.8}\times 53.79\times 60+6\,855.64-53.79\times 24.5}{\frac{4}{1.8}\times 60\left(\frac{1}{1.05}+1\right)}$$

$$=48.82 \text{ m}$$

(3)算例3:按改进方法计算桩基极限承载力。

先计算: $G_{\pm}=\pi\times 0.9^2\times 48.49\times 24.5$

$$=3\,023.11 \text{ kN}$$

$$G_{\mp}=\pi\times 0.9^2\times 5.3\times 24.5$$

$$=330.43 \text{ kN}$$

上段桩基极限负摩阻力 τ_{\pm}^R ,由式(4):

$$\tau_{\pm}^R = \frac{1}{UL_a}(Q_{a\pm}^R - G_{\pm}) = \frac{18\,000 - 3\,023.11}{\pi\times 1.8\times 48.49}$$

$$=54.62 \text{ kPa}$$

K_r 尚无实测数据,暂设 $K_r=1.05$,则极限正摩阻力为:

$$\tau_{+}^R = K_r \cdot \tau_{\pm}^R = 1.05\times 54.62=57.35 \text{ kPa}.$$

上段提供的极限支承力,见式(12):

$$\bar{Q}_{0\pm}^R = K_r\left(Q_{a\pm}^R - \frac{K_r+1}{K_r}G_{\pm}\right)$$

$$=1.05\left(18\,000 - \frac{1.05+1}{1.05}\times 3\,023.11\right)$$

$$=12\,702.62 \text{ kN}$$

下段尚未达极限,但已接近极限,需先算出测试时的桩尖地基强度 σ_L ,此时取 $\tau_{+b}=50$ kPa,略小于 τ_+^R ,由式(14):

$$\sigma_L = \frac{20\,000 + 330.43 - \pi \times 1.8 \times 5.3 \times 50}{\pi \times 0.9^2}$$

$$= 7\,400.45 \text{ kPa}$$

参照式(3)'可算出此时的土基容许承载强度 $[\sigma_0]_L$:

$$[\sigma_0]_L = \frac{\sigma_L - C_2(L-3)}{C_1}$$

$$= \frac{7\,400.45 - 59.67 \times (53.79 - 3)}{1.53}$$

$$= 2\,856.08 \text{ kPa}$$

(此值已大于估算自平衡点时的取值)。参照《桥规》表 2.1.2-7,大块状软质岩($R_d=5\sim 30$ MPa)的 $[\sigma_0]$ 最大为 3 000 kPa,取 $[\sigma_0]_L=2\,950$ kPa,可得:

$$\sigma_L^R = C_1[\sigma_0]_L + C_2(L-3)$$

$$= 1.53 \times 2\,950 + 59.67(53.79 - 3)$$

$$= 7\,544.14 \text{ kPa}$$

下段提供的极限支承力,参照式(10)可得:

$$\overline{Q_{0f}^R} = \pi \times 1.8 \times 5.3 \times 57.35 - 330.43 +$$

$$\pi \times 0.9^2 \times 7\,544.14$$

$$= 20\,585.94 \text{ kN}$$

桩身总极限支承力为:

$$\overline{Q_0^R} = \overline{Q_{0f}^R} + \overline{Q_{af}^R} = 12\,702.62 + 20\,585.94$$

$$= 33\,288.56 \text{ kN}$$

4 结论和意见

针对现行桩基自平衡测试法的缺点提出三点改进意见。

(1)用 $K_r \left[= \frac{\tau_+^R}{\tau_-^R} \right]$ 取代原自平衡测试时计算公式中的 K_{\pm} ,可以剔除桩尖支承力的影响,使试验过程变数单一,测得结果稳定,系数物理意义明确,后续计算简易,而且可较准确地获得 τ_+^R 值,解决了摩擦

桩计算的关键。

(2)既然已可较为准确地获得 τ_+^R 值,桩基极限承载力计算改进为“桩周摩阻力 τ_+^R +桩尖支承力 $A\sigma_L^R$ ”的模式,与《桥规》一致,

物理意义更为明确,并按测试过程可能出现的3种情况分别计算,便更切合实际。

(3)对原测试法和改进法皆提出了估算自平衡点位置 L_a 的公式,后者更为简明易算。算得 L_a 之后,即可预估压力箱所需的施压力,用以克服原来设置施压力的盲目性。

以上3点都是对原来方法的原则性的改进,都是切实可行的。

要进行如上的改进应进行大量的、系统的桩基对比试验,统计分析得出不同土质情况下的 K_r 和 η 值(式(16)),以供使用。此事非一个人、一个单位所能完成。建议如20世纪60年代制订桩基设计规范时那样,由中央科研部门或设计部门领头,组织全国有关省市和大专院校、科研部门协作,共同努力,制定出一个合理可行的桩基自平衡测试法技术规程来。

参考文献:

- [1] 王伯惠. 评桩基测试自平衡法[J]. 公路, 2005, (7).
- [2] 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.
- [3] 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.
- [4] JTJ024-85, 公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [5] 龚维明, 等. 桩承载力自平衡测试法[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(5).
- [6] 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.
- [7] 徐风云. 桩承载力自平衡法的可靠性之质疑[J]. 公路, 2004, (7).

苏堡至震湖旅游公路开工建设

宁夏回族自治区又一条旅游公路——苏堡至震湖公路于日前开工建设。该路全长8.48 km,按三级公路技术标准修建,路基宽7.5 m,路面宽6 m,总投资520万元。该路计划2006年8月中旬竣工通车。

苏堡至震湖旅游公路起点位于西吉县三合公路K31 km处,途经苏堡乡政府,终点位于党岔村,该村是亚洲地区第一大震湖所在地。该路的改建,对西吉县加大旅游资源开发,着力打造“丹霞震湖”特色旅游具有重要意义。与此同时,还将对路线途经的苏堡乡街道进行拓宽硬化,并对与公路平交的苏堡中学道路也进行同标准的改建。