

文章编号: 0451-0712(2004)07-0012-08

中图分类号: TU473.11

文献标识码: B

桩承载力自平衡法的可靠性之质疑

徐风云

(厦门市路桥管理公司 厦门市 361026)

摘 要: 根据“自平衡法”试桩测试分析资料、钻孔灌注桩垂直承载力试验研究成果及桩土工程学经典理论, 论证桩承载力自平衡法在理论和实际应用中的问题, 指出用此法测试的摩擦桩桩土体系极限承载力具有不确定性和不安全性。

关键词: 桩; 承载力; 自平衡法; 可靠性; 质疑

1 引言

“桩承载力自平衡法”(以下简称为“自平衡法”)是东南大学与相关工程建设单位合作开发的单桩垂直承载力测试与分析方法, 见文献[1]~文献[4]。自 1996 年至今, 该法首先应用于建筑工程并已制定了江苏省地方规程^[5], 近年逐步推广用于公路桥梁钻孔灌注桩, 所测试桩长度可达 120 余 m, 桩径达 2.8 m, 测试分析的试桩极限承载力达 120 000 kN。研究者认为, “自平衡法”测试的桩土体系承载力和位移可以分析换算为传统静压试桩测试的桩土体系承载力和位移, 并且符合性很好。运用“自平衡法”可以得到大吨位和特殊场地桥桩的准确承载力, 使桩基的潜力得到合理发挥, 并达到确保工程安全可靠, 验证、优化设计的目的。

笔者近期拜读了介绍“自平衡法”的有关文献, 研究了部分自平衡试桩测试分析资料, 并用中国桥梁界取得的钻孔灌注桩垂直承载力试验研究成果及桩土工程学经典理论进行对比分析, 发现“自平衡法”在理论和实用方面都存在着重大问题, 深入研究还发现“自平衡法”测试分析的试桩极限承载力和桩顶位移带有相当大的不确定性, 且比工程桩在使用状态所发挥的承载力大。极端地说, 承认“自平衡法”的理论和测试结果, 在客观上无异于承认断桩不影响工程桩的承载性能, 工程中可以容许断桩。这是对钻孔桩质量检验评定标准的否定。将会引起某种当前还不能预知的负面效应。

有专家认为, 美国工程师 Osterberg 在 20 世纪 80 年代已开始把荷载箱作为一种试验工具, 埋于桩

端, 研究划分打入桩和沉埋桩摩擦力和端承力的新方法, 其正确性不容质疑。但从文献^[1,2,4,6,7,8]看出, Osterberg 在应用荷载箱研究打入桩和沉埋桩的桩侧摩阻力和桩端反力, 以及单桩承载力时, 做了若干假定, 如: 假定工程桩上段桩侧土层的向上摩阻力(正摩阻)等于上段试桩侧土层的向下摩阻力(负摩阻); 假定荷载箱上、下位移相等; 并认为工程桩的承载力等于试桩荷载箱加载值的两倍。Osterberg 在把荷载箱处测得的荷载位移曲线转化为与桩顶加载试桩等效的桩顶荷载沉降曲线时, 先假定桩是不可压缩的, 然后再考虑桩身弹性压缩予以修正, 等等。从国内钻孔桩自平衡法测试结果^[4]看出, 这些假定与自平衡试桩测试结果不符, 其理论的正确性和方法的可靠性已经被自平衡法研究者的实验否定了, 所以不应该引用为立论依据。因受篇幅所限, 本文不讨论 Osterberg 方法的问题。

顺便说明, 中国钻孔桩研究者早在 20 世纪 60~70 年代就已经探讨过应用埋设在桩端用于测试桩端反力的扁千斤顶对试桩反向加载的方法, 因受扁千斤顶行程和构造所限, 加载吨位和行程不够, 更重要的是当时已经认识到这种加载方法, 与工程桩的受力行为不符, 测试结果没有工程应用价值, 而否定了。

2 “自平衡法”的基本理论及典型测试(分析)成果简介

为了便于论证, 依据文献^[1~5]把“自平衡法”基本理论及典型测试结果归纳如下。

(1)在自平衡点把试桩截分为上、下两段,用设置于自平衡点的荷载箱(油压千斤顶)对上段试桩分级施加托力 Q_a^+ ,同时也对下段试桩分级施加下压力 Q_b^- ($Q_a^+ = Q_b^-$),同时激发上段试桩桩土体系的桩侧负摩阻力(方向向上)和下段试桩桩端土层反力及桩土体系桩侧正摩阻力,当加载至上、下两段试桩的位移 S_a^+ (上段试桩向上位移)和 S_b^- (下段试桩向下位移)均达到40~60 mm且沉降速率显著变化时,认为上下两段试桩均达到极限状态,这样即可在

扣除上段桩质量并把负摩阻力换算为正摩阻力后,由该级荷载的加载量换算出该完整试桩的极限承载力 Q_{ou} ,见图1及式(1)。

$$Q_{ou} = K(Q_{au}^+ - G_p) + Q_{bu}^- \quad (1)$$

式中: Q_{ou} 为等效静压试桩极限承载力; Q_{au}^+ 为上段试桩上托极限荷载; Q_{bu}^- 为下段试桩下压极限荷载,且 $Q_{au}^+ = Q_{bu}^-$; G_p 为上段试桩质量; K 为转换系数,粘土、粉土 $K=1.25$,砂土 $K=1.42$ 。

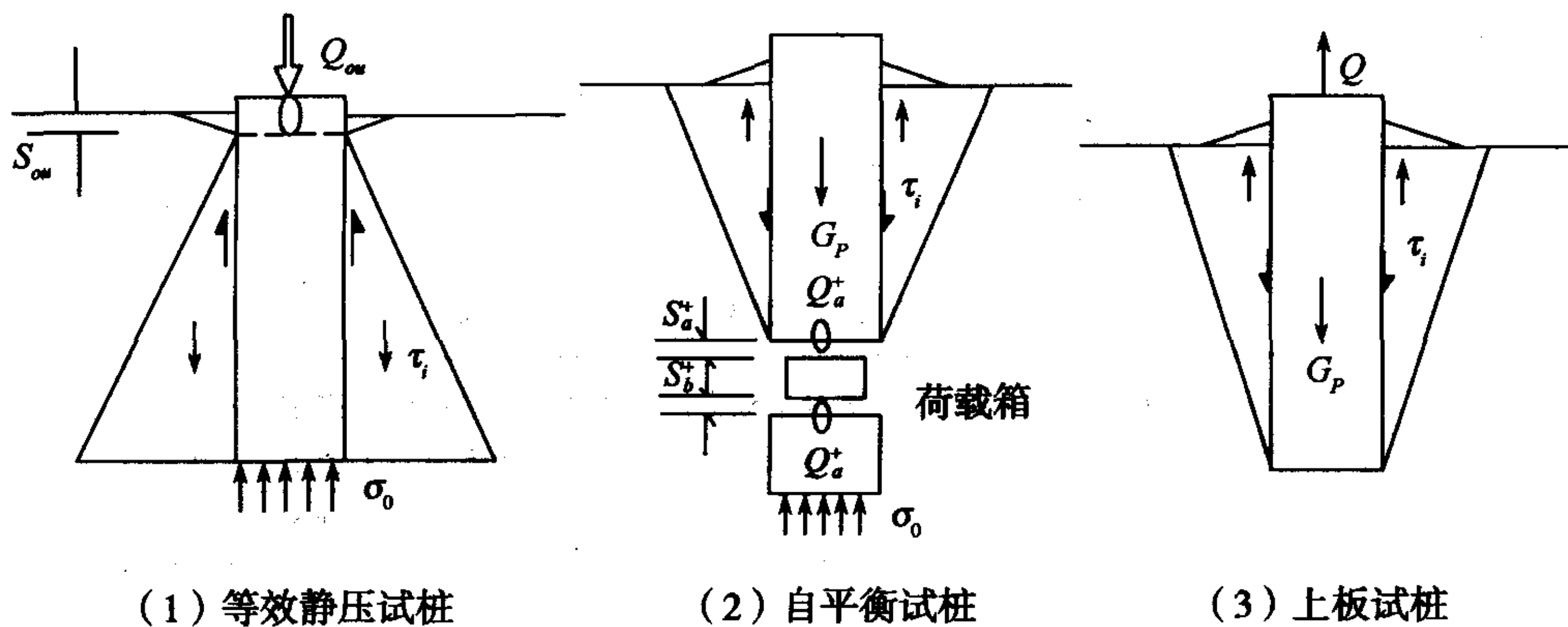


图1 试桩荷载及位移传递图示

(2)认为各级加载工况下,上下两段桩在加载面处的位移相等,即 $S_a^+ = S_b^-$ 。由自平衡上段试桩桩身弹性压缩量 ΔS 与自平衡下段试桩位移 S_b^- 之和,即由式(2)可以得出与传统静压桩实验结果等效的桩顶荷载位移曲线,而且认为式(2)可以外延到极限状态,其计算结果仍与传统工程静压试桩实测的荷载位移曲线相当吻合。

$$\begin{aligned} S_o &= S_b^- + \frac{L}{2E_p A_p} [K(Q_a^+ - G_p) + 2Q_b^-] \\ &= S_b^- + \frac{Q_a^-}{2E_p A_p} (K+2) - \frac{G_p L}{2E_p A_p} \end{aligned} \quad (2)$$

式中: S_o 为桩顶等效换算位移,极限状态时 $S_o = S_{ou}$; S_b^- 为下段试桩位移; Q_a^+ 为上段试桩荷载箱加载值,极限状态时 $Q_a^+ = Q_{au}^+$; Q_b^- 为下段试桩荷载箱加载值,且 $Q_b^- = Q_a^+$,极限状态时 $Q_b^- = Q_{bu}^- = Q_{au}^+$; L 为上段试桩长度; E_p 、 A_p 为上段试桩桩身材料弹性模量、截面积。

(3)自平衡试桩实测桩身轴向力 N_i 、桩侧单位摩阻力 τ_i 示于图2。

(4)部分自平衡试桩测试(分析)资料汇总于表1和表2。本表部分数据摘自文献[3]和文献[4],分析数据系笔者计算得出,精确度稍差。按“自平衡法”极限荷载标准,除Y48号桩上段桩外,其余试桩

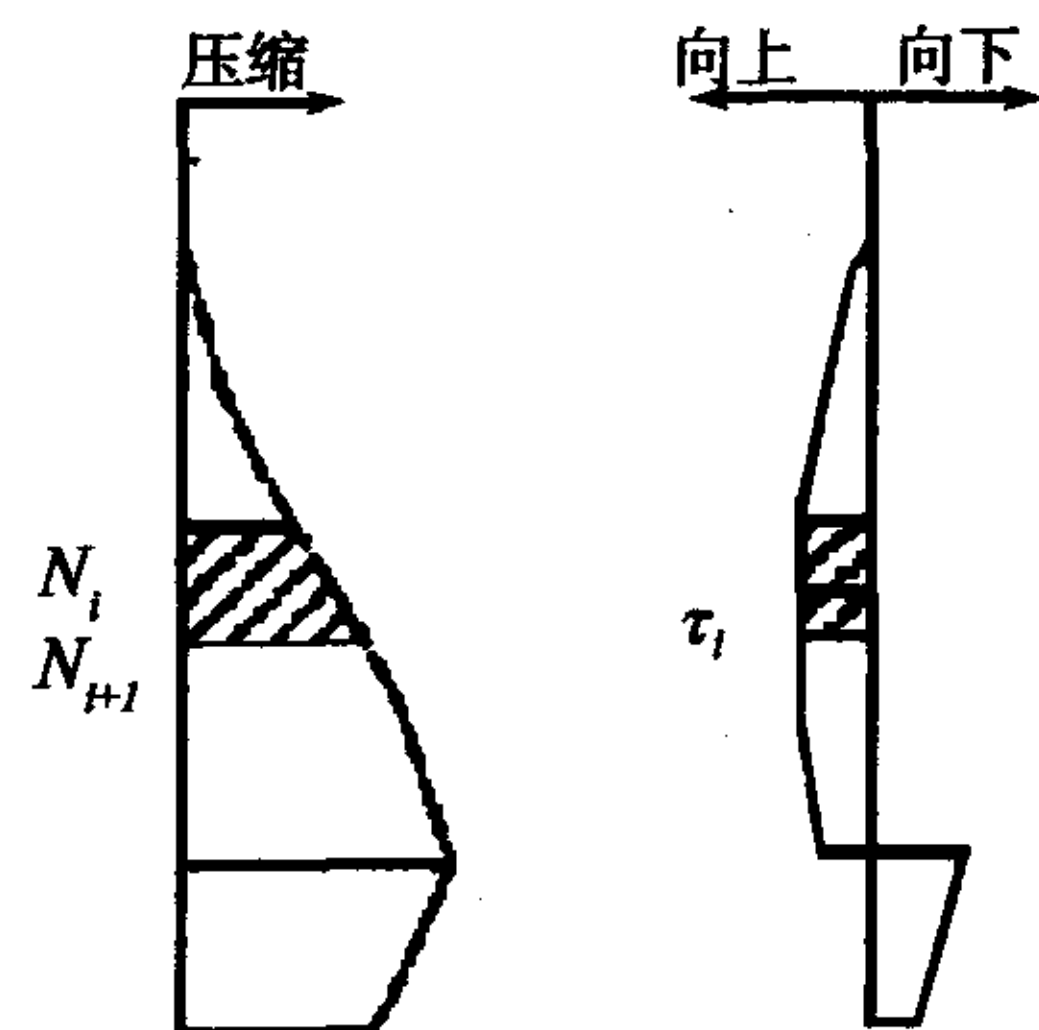


图2 自平衡法实测轴向力 N_i 、桩侧单位摩阻力 τ_i 分布

均未达到极限荷载。

3 “自平衡法”试桩结果对“自平衡法”理论的质疑

应用表1和表2所列自平衡试桩测试(分析)数据,以及文献[3]、文献[4]所列结果,不难指认自平衡法存在的部分问题,分述如下。

(1)测试资料说明,在同一荷载工况下,荷载箱处上、下两段试桩的位移 S_a^+ 和 S_b^- 是不相等的,且相差很大,这就证明了“自平衡法”关于 $S_a^+ = S_b^-$ 的假定不能成立。进而证明以上、下两段桩位移同时达到40~60 mm作为确定极限承载力的主要条件,也不能成立。众所周知,弹性体系单元的位移等于荷载

表 1 Y34 号桩按 4 种加载方式的测试(分析)结果

加载模型	试桩分段	极限荷载 Q_{du}, Q_{bu} kN	位移 S_{du}, S_{bu} mm	平均单位 摩阻力 τ_u kPa	桩端反力 R_h kN	桩底应力 σ_h kPa	极限承载力 Q_{ou} kN	$\frac{R_h}{Q_{ou}}$ %	$\frac{F}{Q_{ou}}$ %
下荷载箱 加载	上段桩	25 316	5.1	84.7			48 250	37.7	62.2
	下段桩	23 000	-2.8	84.7	18 212	10 311			
上荷载箱 加载	上段桩	3 000 (达极限)	7.4	31.8			6 260		
	下段桩	3 260	-1.8	31.8					
下荷载箱 二次加载	上段桩	23 070	32.0	77.2			46 140	40.5	59.5
	下段桩	23 070	-5.8	77.2	18 706	10 591			
上、下荷载箱 二次加载	上段桩	2 760	34.0	29.3			5 520		
	下段桩	2 760	-2.5	29.3					

表 2 自平衡法试桩实测(分析)结果汇总

试桩 编号	试桩 分段	桩径 m	桩长 m	自平衡 荷载 kN	极限荷载 Q_{du}, Q_{bu} kN	位移 S_{du}, S_{bu} mm	桩身 压缩 mm	桩土体 系变形 mm	残余 位移 mm	平均单位 摩阻力 τ_u kPa	桩端反 力 R_h kN	桩端应 力 σ_h kPa	总承载力 Q_u kN	$\frac{R_h}{Q_u}$ %	$\frac{F_u}{Q_u}$ %
①ZN121	上段桩	2.8	59.0	120 000	60 000	18.26	5.20	3.91	14.35	>115.7	0		>120 000	48.7	51.3
	下段桩	2.8	1.5	120 000	60 000	-7.91		-2.57	-5.34	>115.7	58 474	9 501			
②ZN36	上段桩	1.2	58.7	30 000	15 000	11.81	5.11	2.29	9.52	>67.3	0		>30 000	48.5	51.5
	下段桩	1.2	1.8	30 000	15 000	-6.92		-2.42	-4.50	>67.3	14 543	12 865			
③ZN131	上段桩	1.2	59.86	30 000	15 000	5.99	3.91	1.92	4.07	>66.5	0		>30 000	48.5	51.5
	下段桩	1.2	1.8	30 000	15 000	-5.32		-1.31	-4.01	>66.5	14 548	12 869			
④Y48	上段桩	1.8	48.79	40 000	18 723					67.8	0		38 723	46.7	53.3
	下段桩	1.8	5.0	40 000	20 000					67.8	18 081	7 108			
⑤Y20	上段桩	1.5	79	40 000	20 180					54.23	0		>40 180	43.4	56.6
	下段桩	1.5	10.0	40 000	20 000					54.23	17 445	9 876			
⑥Y34	上段桩	1.5	63.45	42 660	25 316					84.7	0		≥48 316	37.7	62.3
	下段桩	1.5	12.0	42 660	23 000					84.7	18 212	10 311			
⑦试 1	上段桩	0.8	30.5	6 000	3 271	8.2			7.5	42.69	0		6 271	47.8	52.2
	下段桩	0.8	0.8	6 000	3 000	-3.8			-3.0		3 000	5 971			
⑧试 2	上段桩	0.8	32.4	6 000	3 241	3.8				39.85	0		6 241	48.01	51.99
	下段桩	0.8	0.8	6 000	3 000	-18.9					3 000	5 971			
⑨试 3	上段桩	0.8	30.5	6 000	3 271	5.0				42.69			6 271	47.8	52.2
	下段桩	0.8	0.8	6 000	3 000	-43.1					3 000	5 971			

与体系单元柔度系数之乘积,由于上、下两段试桩桩土体系的竖向柔度构成要素不同,数值也不可能相等。也就是说,上、下两段试桩桩土体系的承载能力和位移实际上是不相平衡的。“自平衡法”的试桩结果证明了“自平衡法”关于试桩存在自平衡点的理论和确定极限荷载的标准,以及荷载、位移转换公式在

理论和实际上都不能成立。

(2)从表 1 看出,自平衡法的测试结果与荷载箱位置关系极大。安放位置不同,测试判断的承载力各异。但是“自平衡法”并未提出判断或预测试桩自平衡点的理论和方法,这样就只能凭经验选定荷载箱位置,所以,“自平衡法不能做到使上、下段桩的承载

力相等,以维持加载”^[4,5]。再结合以上分析,不难认定,用自平衡法难以判断出自平衡试桩桩土体系的真实(或近似)极限状态及对应的极限承载力,这就必然导致试桩承载力判断的随意性和不准确性。

(3)笔者根据文献[3]和文献[4]所列资料,分析了上段试桩的平均单位桩侧壁摩阻力 τ_u 和下段试桩的桩端应力 σ_k (未达到极限),并与按《公路桥涵地基与基础设计规范》(以下简称《桥规》)计算的平均单位极限摩阻力 τ_p 和地基土容许应力 $[\sigma_0]$ 对照,得出用“自平衡法”测试的试桩承载力远远高于《桥规》极限值或容许值。所以认为,“自平衡法”测试判断的承载力比设计值偏高。

(4)文献[4]中,推导上段桩弹性压缩 ΔS 的计算模型与试桩实测桩身轴向力分布图不符,推导公式有错。

(5)从文献[3]查得,ZN121、ZN36、ZN131 三根试桩上部桩土体系弹性变形分别为上段桩压缩变形的75.19%、44.81%、49.1%,平均为56.36%,即占了桩身弹性压缩量的一半以上,而自平衡法转换理论忽略了这项变形,用此理论推导的公式(2)实际上是2个直线方程与桩端土层荷载沉降曲线($Q_b^- \sim S_b^-$ 曲线)之叠加,其结果不可能与桩顶加载的静压试桩的荷载位移曲线相符合。此外,从文献[3]、文献[4]看出,ZN121、ZN36、ZN131 三根试桩的转换曲线线形均为缓变形,其实就是下段试桩的 $Q_b^- \sim S_b^-$ 曲线线形,三根试桩的 S_b^- 分别为-7.91 mm、-6.92 mm、-5.32 mm,上、下两段桩的相对位移 $S_a^+ + S_b^-$ 分别为26.17 mm、18.1 mm、11.22 mm,而三根试桩的换算桩顶位移分别达34.99 mm、48.21 mm、49.87 mm,其外延范围远远大于试桩过程中实际发生的位移,在外延结果的符合性未经理论和试验论证的情况下,不能得出符合性很好的结论。我们将在后文指出,钻孔桩的荷载位移曲线线形十分复杂,不可能用简单的转换公式拟合。

4 我国钻孔灌注桩垂直承载力试验及计算方法研究的简要回顾

钻孔灌注桩(以下简称钻孔桩)是我国交通部门于1963年自主研究开发的新型桥梁基础。1965年4月经交通部组织鉴定后,决定在公路桥梁上全面推广。为了提升钻孔桩的设计、施工水平,20世纪70年代交通部先后下达了“钻孔灌注桩施工工艺的完善和计算方法的研究”、“嵌岩钻孔灌注桩计算方法

的研究”两个课题,由交通部科学研究院(现更名为交通部公路科学研究所)主持,与河南、吉林、湖南、陕西、四川等省交通局(厅)共同组成大协作攻关组进行该项研究,历时5年,取得的研究成果见文献[9]~[13]和文献[15]。所提出的钻孔桩垂直承载力计算方法曾获得全国科技大会成果奖、交通部科技进步一等奖,并被纳入了1974年版《公路桥涵设计规范》,沿用至今,未发生因应用此法设计而引发的工程质量和安全问题。所以,有理由用这些经历实践检验的试验研究成果及经典结论来评价“自平衡法”在理论和实用方面存在的问题。

1970~1976年间,交通部科学研究院会同钻孔桩攻关组首先根据桩身设置钢筋计、应变片,桩端安放扁千斤顶、压力盒等传感器的28根试桩和如图3所示的空底桩、实底空壁桩、抗拔桩等单因素试桩静载试验成果,研究了钻孔桩桩土体系承载力的构成机制及本构关系;桩顶垂直荷载在桩土体系中的传递路径及内力(轴向力及桩侧摩阻力)、变形随荷载水平而变化的发展过程;试桩桩土体系容许荷载、极限荷载、破坏荷载的分析判断方法及安全度评价方法;桩土体系承载力组成中的桩侧摩阻力和桩端反力贡献率随荷载水平(加载级别)的变化规律,在此基础上建立了钻孔桩桩土体系承载力基本理论及计算方法和试验方法,继而在全国收集了位于各种土层的105根静载试桩,运用所取得的研究方法进行数据分析后,建立了105个以各类土层中的桩侧单位极限摩阻力 $\tau_i(x)$ 为未知数的多元联立方程,经过电子计算机求解和回归分析修正,得出了沿用至今的钻孔灌注桩垂直承载力计算方法及桩侧单位极限摩阻力 τ 值,参见文献[9]和文献[10]。顺便指出,攻关组还研究改进了钻孔桩水平承载力计算方法,从1974年沿用至今的《m法》中的 m 值也是该攻关组根据83根试桩成果研究提出的。

5 传统钻孔桩静载试桩研究成果对“自平衡法”的质疑

(1)对多根位于各类土层中的试桩进行开挖检查发现,加载至破坏荷载的钻孔桩侧表面大多凹凸不平,且有水泥浆渗入土层,在一定范围内把桩与周边土层结为不规则整体。试桩的桩侧破裂滑动面不在桩的理论侧表面,而在原状土层中,其破坏裂缝上宽下窄,形状不规则^[10]。此外,在风化岩中的嵌岩钻孔桩达到承载能力破坏状态时,岩面出现不规则的

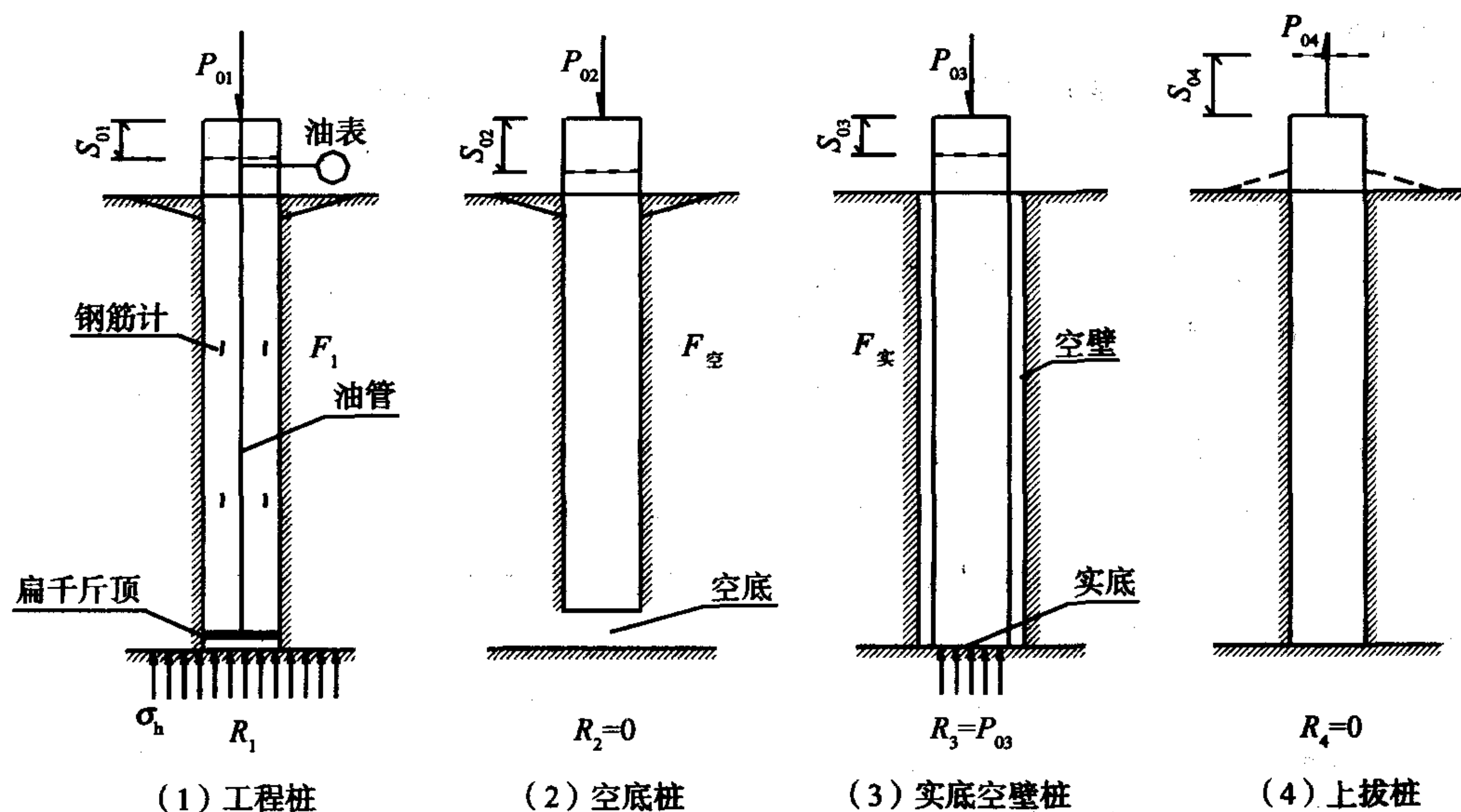


图 3 科研试桩类型

径向裂缝和环向裂缝^[11,15]。上述现象说明,钻孔桩受压下沉时,桩侧一定范围内的土层将粘结于桩身一同下沉,与桩土体系共同构成桩侧摩阻承载力,因此,钻孔灌注桩侧壁阻力与预制打入桩或沉埋桩有着质和量的区别。所以《桥规》第 4.3.2 条规定,计算钻孔桩侧壁阻力时,应采用实际成孔直径,或按钻头类型把设计桩径增大 5~20 cm。此外《桥规》中推荐的钻孔桩单位极限摩阻力 τ_p 值比沉埋桩大,见《桥规》表 4.3.2—1、表 4.3.2—4。

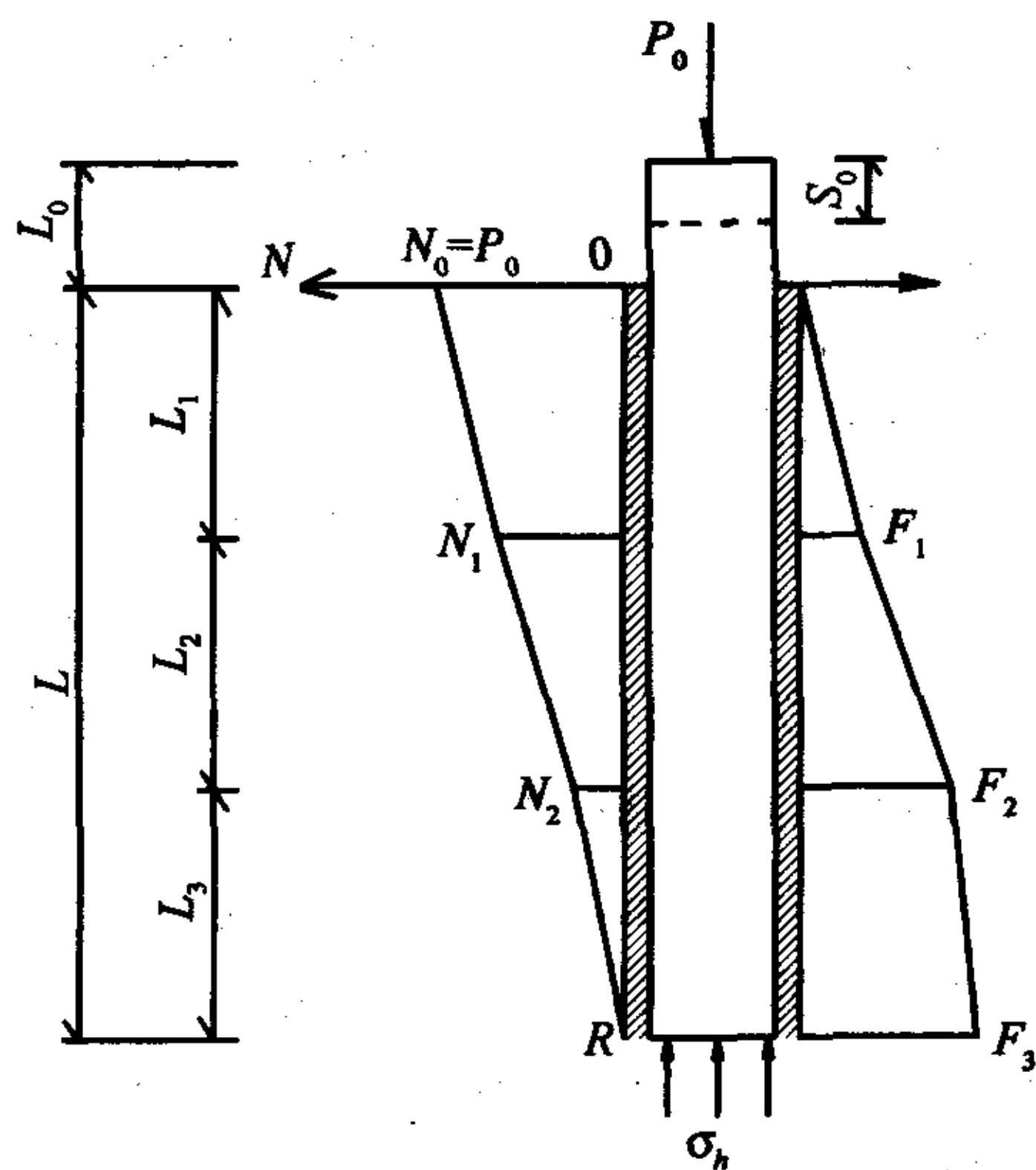
以上成果指认了“自平衡法”存在的 2 个问题。

①“自平衡法”上段桩的上托荷载 Q_a^+ 所克服的不止是桩身质量 G_p ,还应包括桩周一定范围内的土层质量。由于该法扣除质量比实际偏小,所估算的桩侧摩阻力就会偏大。

②不能简单地把 Osterberg 在打入桩或钻孔沉埋桩试验中得到的个别结论作为分析钻孔桩承载力的依据。

(2)为了模拟钻孔桩实际工作状态下将承受反复汽车荷载作用的特点并研究评价钻孔桩桩土体系的弹性特征,进行了多种循环加载试验,从所得的荷载位移曲线($P_0 \sim S_0$ 曲线)可以看出,只有在小荷载水平下,桩土体系才近似为弹性体系,随着荷载的增大迅速表现出非弹性特征。众所周知,非弹性体系的内力、变形(位移)关系是非线性的,不可逆的。这就从体系特性上指认了“自平衡法”转换理论和转换公式(2)在理论上不能成立,当然也不会得出符合性很好的结果。

(3)钻孔桩科研试桩测得的桩身轴向力 N_i 和桩侧壁摩阻力 F_i 分布图、 $P_0 \sim S_0$ 曲线、 $F \sim S_0$ 曲线、桩底反力 $R_h \sim S_0$ 曲线分别示于图 4、图 5 和图 6,从这些成果可得出如下结论。

图 4 轴向力 N 及桩侧摩阻力 F 沿桩长分布

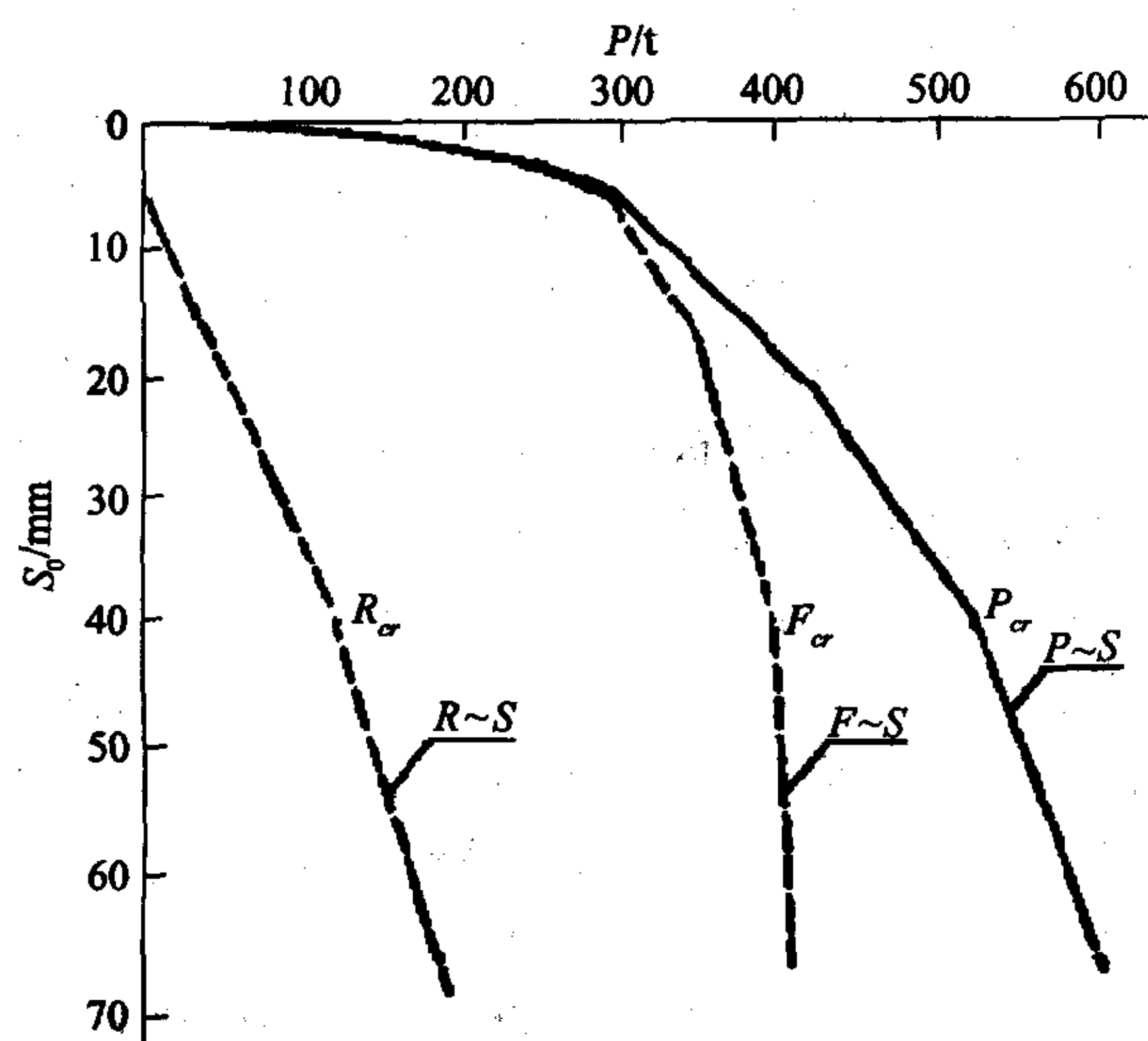
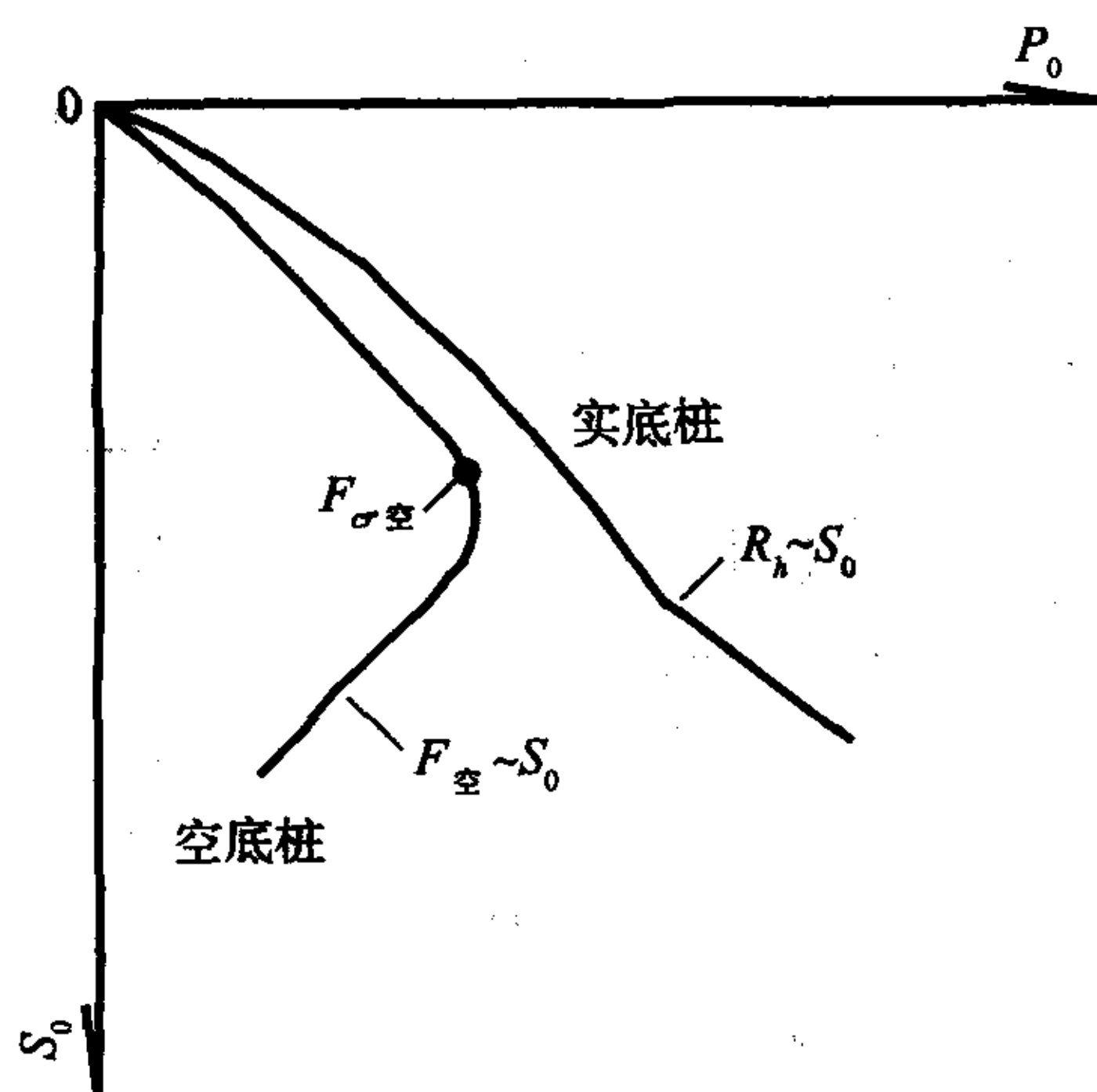
①钻孔桩桩土体系的垂直承载力 P_0 由桩土体系的桩侧摩阻力 F 和桩端土层反力 R_h 两部分组成,即:

$$P_0 = F + R_h \quad (3)$$

$$F = \sum_{i=1}^n F_{i,i+1} \quad (4)$$

$$F_{i,i+1} = N_i - N_{i+1} = \Delta N_i \quad (5)$$

式中: P_0 为施加于桩顶的垂直荷载(外力,方向向下),极限状态时, $P_0 = P_{cr}$,容许状态时, $P_0 = [P]$;

图5 静压试桩 $P \sim S_0$ 、 $F \sim S_0$ 、 $R \sim S_0$ 曲线图6 单因素法试桩的 $P_0 \sim S_0$ 曲线

F 为桩土体系桩侧摩阻力(内力、方向向上),极限状态时 $F = F_{cr}$; R_h 为桩端土层反力,方向向上; $F_{i,i+1}$ 为 $i, i+1$ 截面间的桩侧摩阻力; N_i, N_{i+1} 为 $i, i+1$ 截面桩身轴向力。

②在桩顶加载过程中,钻孔桩桩身及桩周一定范围内的土体同步产生轴向变形和剪切变形,激发并构成了桩土体系的承载能力,并把外荷载传递给桩周土层。桩土体系的剪切变形激发了桩土体系的侧壁承载力—被简称为桩侧摩阻力,沿桩身呈三角形分布,即上小下大,至桩端达最大值并传递到土层。从 $F \sim S_0$ 曲线看出,在桩土体系未达到极限承载力之前,桩侧阻力的贡献率随着荷载 P_0 的增加而加大,并从上到下逐步先后进入极限状态、破坏状态,其 $F \sim S_0$ 曲线的曲率和速率也随着加载水平而变化。在桩土体

系接近极限状态时,桩顶沉降值和速率迅速加大(甚至千斤顶难以维持加载)到极值,桩侧阻力贡献率也发挥到极值。此后,便随着 P_0 的加大而迅速减小,直至完全丧失承载能力。据 105 根试桩资料统计,极限状态时,桩侧极限摩阻力 F_{cr} 在试桩总极限承载力 P_{cr} 中的贡献率为 86%,对应的桩顶沉降 S_{cr} 变化范围为 7.24~56.36 mm,平均 28.7 mm。桩土体系容许承载力 $[P_0]$ 状态时(即设计使用状态),桩侧摩阻力的贡献率达 96%,对应的桩顶沉降 S_0 约为 4 mm。所以,公认摩擦桩的承载力主要由桩侧壁阻力构成,并具有 2 个特点。

其一,桩侧摩阻力在桩周土层中按 $\varphi/4$ (φ 为桩周土层平均内摩擦角)向下扩散,造成桩周土体压缩,传递到桩端土层后,还会引起扩散范围内的桩底土层压缩,所以,桩顶沉降中还包括了桩周土体压缩值^[16]。

其二,桩侧摩阻力的贡献率与边界条件有关。对比工程试桩的 $F \sim S_0$ 曲线(图 5)和空底桩的 $F_{\sigma} \sim S_0$ 曲线(图 6)看出,空底桩因其桩端脱空,当达到极限状态时,空底桩的承载能力迅速全部丧失,且桩侧阻力贡献值 $F_{cr\sigma}$ 小于工程试桩的 F_{cr} ,见文献[10]、文献[12],即 $F_{cr\sigma} < F_{cr}$ 。说明桩端边界条件会影响桩土体系承载力贡献值。

③“自平衡法”试桩上段桩的荷载传递路径(图 1)、轴向力分布(图 2)、荷载位移曲线^[3,4]、桩端边界条件等均与传统静载工程试桩完全不同。上段试桩荷载 Q_a^+ 相当部分消耗于承托桩土体系的质量,剩余部分所激发的负摩阻力的构成机制和变化规律与工程试桩的正摩阻力差异极大。因此认为“自平衡法”违背了工程试验最基本的也是最重要的试验相似准则,并且未用理论和试验证明其转换理论的正确性和符合性。所以认为“自平衡法”难以真实或近似判断工程桩的桩侧摩阻力。顺便指出,多年来桩土工程学只是对特殊土层的浅层负摩阻力有所研究,对深层负摩阻力的构成机制的研究几乎是空白,“自平衡法”用简单的换算公式把上托力 Q_a^+ 换算为正摩阻力 $K(Q_a^+ - G_p) = F_{cr}$,其可靠性和准确性当然受到质疑。

④由于桩侧摩阻力参与承载和荷载传递作用,桩顶荷载引起的桩身轴向力 N_i 将沿桩身逐步递减,呈倒梯形分布,至桩端减小为桩端反力 R_h 并传递给桩下端土层。从图 5 中的 $R_h \sim S_0$ 曲线看出,桩端反力在桩土体系承载力中的贡献率遵循桩土体系

变形协调法则。在小荷载阶段,大部分荷载由桩侧摩阻力承受并传递到桩周土层,分配到桩端的反力极小,只有当荷载水平较高,桩顶沉降量较大,桩侧摩阻力发挥到较大值且桩端发生下沉时,桩端土层的承载作用才会被激发出来并在桩土体系承载力中发挥贡献。把根据105根试桩分析,在摩擦桩桩土体系承载力构成中,桩端土层的贡献值是很小的,而且远远未达到极限状态。在总承载力极限状态 P_{cr} 时, R_h 的贡献率约为14%,容许状态时 R_h 约占 $[P]$ 的4%。

⑤从图5中的 $R_h \sim S_0$ 曲线和图6中的空壁实底桩的 $P_0 \sim S_0$ 曲线(即 $R_h \sim S_0$ 曲线)看出,两者的发展规律极不相似, $R_{h实} \sim S_0$ 曲线更近似于经典深层承压板试验的荷载位移曲线。这就证明了“自平衡法”的另一个最大问题,即把加载位置移到桩端附近,人为地(而不是按照工程桩荷载传递规律和变形协调法则)强化了桩端支承力的贡献值。此外,“自平衡法”强调下段桩桩端支承力与上段桩桩侧摩阻力同时达到极限,这就人为地把桩端支承力贡献率提高了。从表2看出,自平衡试桩的桩端反力约为总承载力的37%~48%,且桩底土层应力大大超出容许应力,而在工程桩中这个贡献是发挥不出来的。从而进一步说明“自平衡法”过高地估计了桩端承载力,所测试分析的桩土体系总极限承载力也偏大。

⑥工程桩、空底桩(桩底反力贡献率为零)、空壁实底桩(桩侧摩阻力贡献率为零)、抗拔桩对比试验得出以下关系式:

$$F_I > F_{空} > F_{拔}$$

$$R_I < R_{实}$$

$$P_I = F_I + R_I \neq F_{空} + R_{实}$$

$$P_I \neq F_{拔} + R_{实}$$

$$S_I \neq S_{空} + S_{实} \neq S_{拔} + S_{实}$$

式中: P_I 、 F_I 、 R_I 、 S_I 分别为工程试桩承载力、桩侧摩阻力、桩端反力、桩顶位移; $F_{空}$ 、 $S_{空}$ 为空底试桩桩侧摩阻力(向下)、桩顶位移; $F_{拔}$ 、 $S_{拔}$ 为抗拔试桩桩侧摩阻力(向上)、桩顶向上位移; $R_{实}$ 、 $S_{实}$ 为实底试桩桩端反力、桩顶位移。

以上各式说明:

桩端边界条件将影响桩土体系承载力的发挥,空底桩桩端悬空,桩侧摩阻力贡献率偏小;

双因素工程桩的承载力不等于两根单因素试桩承载力之和。

以上两点是工程试桩对“自平衡法”基本理论,即把加载方法不同的两段试桩承载力简单地转换为

一根完整工程桩的承载力的否定。

⑦大量试桩资料表明,由于试桩长度、桩周及桩端土质不同及施工质量(如成孔形状、孔壁泥浆皮、孔底沉淀物等)的差异,传统静载试桩的 $P_0 \sim S_0$ 曲线形状及极限荷载对应的位移 S_{cr} 差异极大,见图7所示,所以桩土体系极限承载力判断成为试桩分析中的复杂问题,传统静载试桩方法通过大量研究,提出了以 $P_0 \sim S_0$ 曲线并结合 $S_0 \sim \lg t$ 曲线(t 为与 S_0 对应的加载时间)及沉降速度等来分析判断试桩的极限荷载^[10],而对桩顶绝对沉降值 S_0 并无严格规定。但“自平衡法”判断极限荷载时,则特别强调荷载箱处上、下两段试桩的位移要达到40~60 mm,实际上所有自平衡试桩都未加载达到这个位移值。这说明自平衡法对自平衡试桩桩土体系极限状态的研究还远远不够。

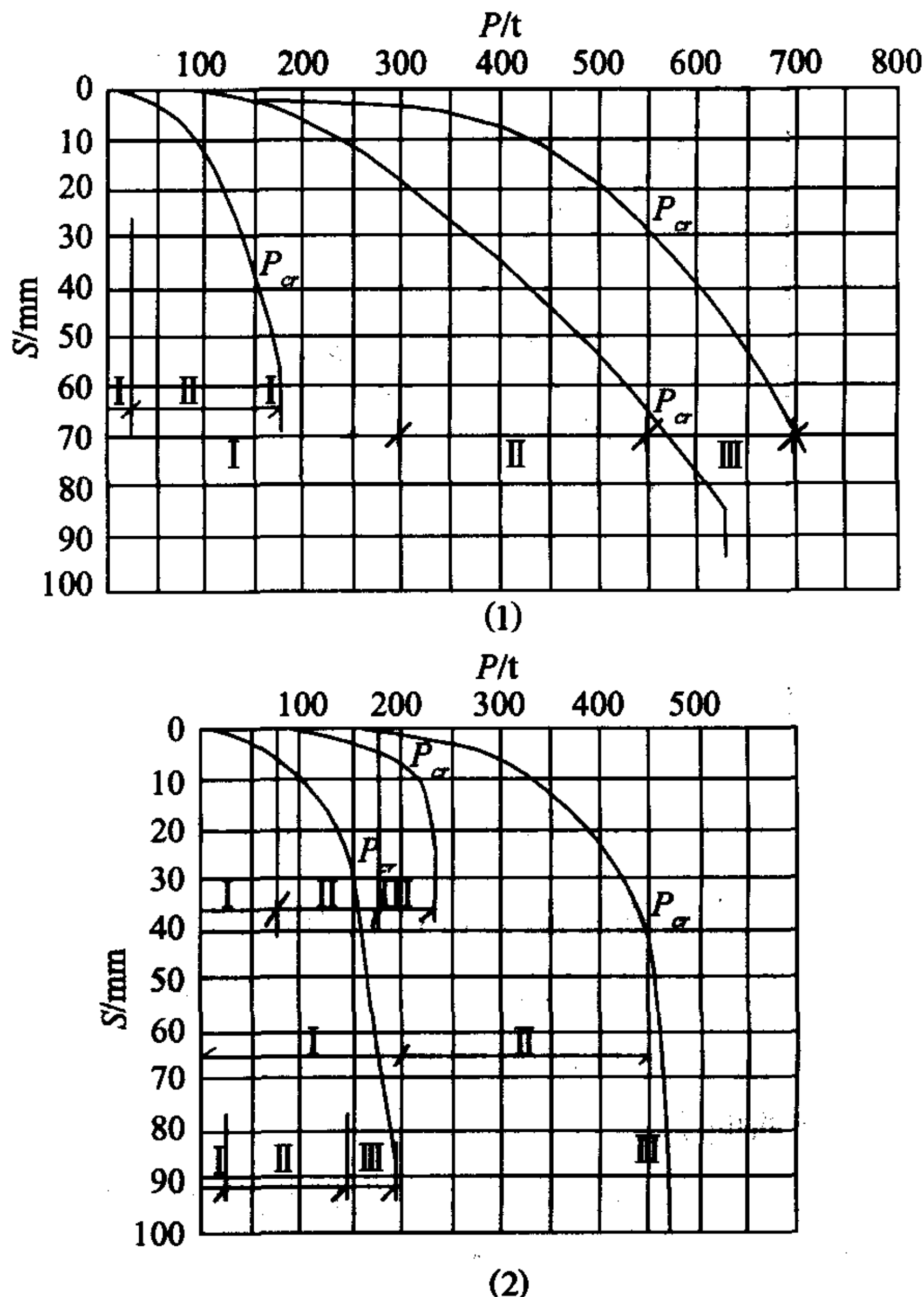


图7 6种不同的 $P \sim S$ 曲线示意

⑧目前,基于弹性理论的垂直受力桩桩顶沉降近似计算方法有数十种之多,“自平衡法”参考的《桩基工程手册》中的简化计算方法与文献^[10,14]中的方法属于同一类,这类方法公认桩顶沉降 S_0 由5部分组成,即: S_1 —自由段桩身弹性压缩量; S_2 —入土段桩侧摩阻力 F 引起的桩身弹性压缩量; S_3 — F 按

$\varphi/4$ 角传递到桩端土层引起的桩土体系沉降量; S_4 —桩端反力 R_h 引起的桩身弹性压缩量; S_5 —桩端反力 R_h 引起的桩端土层沉降量(相当于自平衡法中的 S_5),计算简图示于图8,这些假定的适用范围限于工程桩使用状态(容许状态),而不是极限状态。

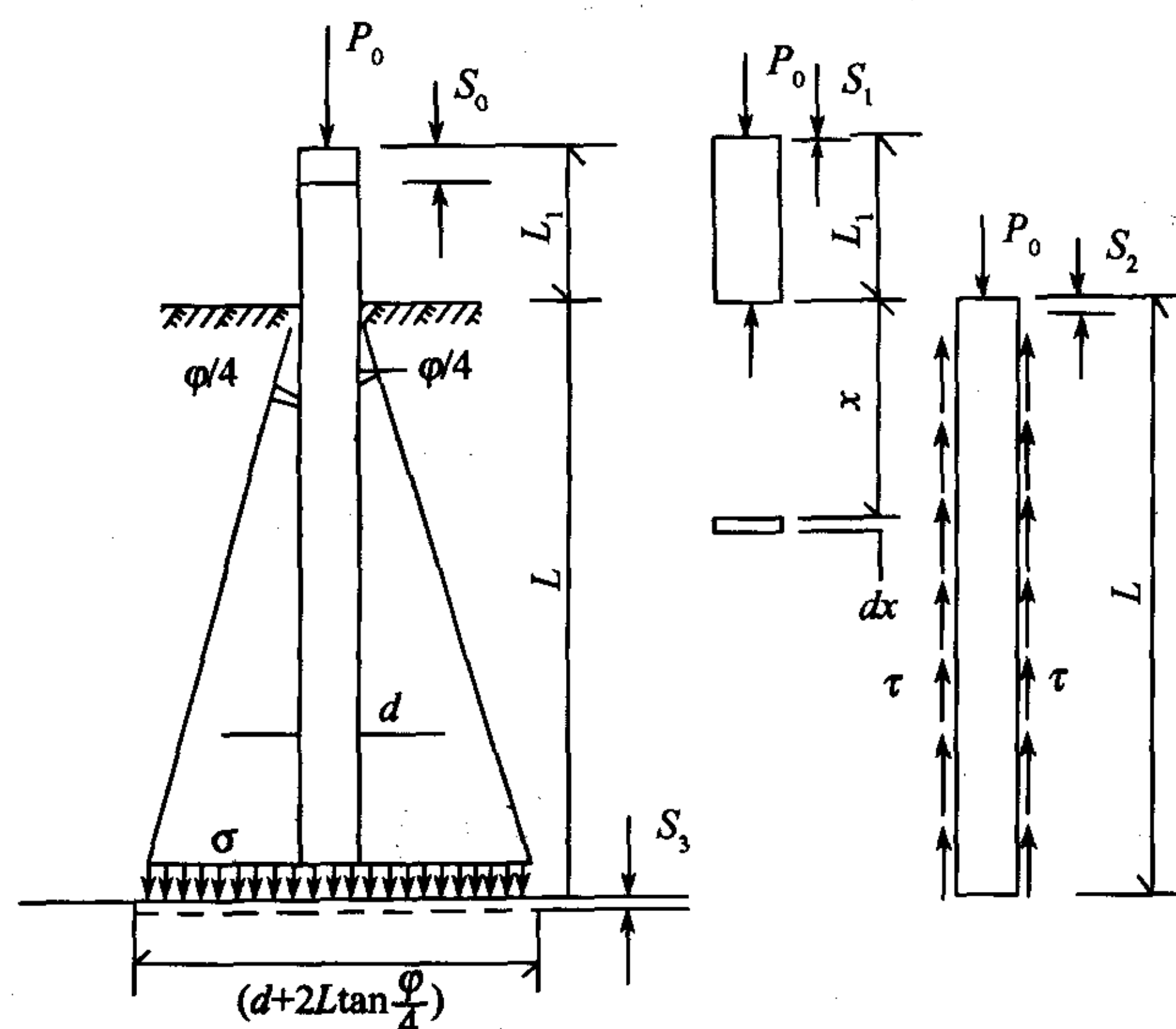


图8 桩顶垂直位移计算公式

“自平衡法”转换公式(2)忽略了 S_3 ,假定桩顶荷载 Q_0 传递到荷载箱处的轴向力等于 Q_0 ,并且认为转换公式可以外延到极限状态,用以计算的 $Q_0 \sim S_0$ 曲线仍可与传统工程静压试桩的 $P_0 \sim S_0$ 曲线相当符合。前已说明,工程试桩的 $P_0 \sim S_0$ 曲线线型是相当复杂的,恐怕难以用一个简单的公式拟合。

6 结论

(1)自平衡试桩测试分析结果证明,上、下两段试桩桩土体系所贡献的承载能力和变位,实际上是不平衡的,即桩土体系在理论上和实际上都不存在所谓的“自平衡点”,上下两段试桩桩土体系也不可能同时达到极限状态。

(2)“自平衡法”在理论上违背了工程试验最基本的,也是最重要的试验相似原则,用以测试分析的试桩承载力和位移结果与用传统试验研究方法测试分析的工程桩桩土体系的承载力和位移不符,其转换理论与分析方法不能模拟工程桩桩土体系的真实受力行为,在理论和实用方面都不具备可比性与符合性。

(3)边界条件对桩土体系承载力的发挥有着重要的影响,因此不能简单地把在两段试桩中测试的桩土体系承载力及位移转化为一根完整桩桩土体系的承载力及位移。两者不存在等效关系。

(4)用“自平衡法”测试分析所谓的试桩桩土体系极限承载力随荷载箱安放位置而变化,且所测试桩均未达到极限条件,其测试桩结果带有很大的随意性和不可靠性。

参考文献:

- [1] 龚维明,等. 桩自平衡法测试理论与实践[J]. 建筑结构学报,2002,23(1).
- [2] 龚维明,等. 桩承载力自平衡测试法[J]. 岩土工程学报,2002,(1).
- [3] 吉林,等. 特大吨位桥桩承载力试验研究[J]. 公路,2002,(8).
- [4] 江苏省长江公路大桥建设指挥部,东南大学. 润杨长江公路大桥特殊条件下大吨位钻孔灌注桩研究[R]. 2002.
- [5] DB32/T291,桩承载力自平衡测试技术规程[S].
- [6] 马远刚,荆秀芬. O—cell 测试法在基桩研究领域的广泛应用[J]. 世界桥梁,2003,(3).
- [7] Jori Osterberg. New device for load testing driven piles and drilled shaft separates friction and end bearing. Piling and deep Foundations. 1989.
- [8] O Osterberg, J A Hayes. The osterberg Load Cell as a Research Tool [A]. The XI International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering [C]. Istanbul, 2001.
- [9] 交通部科学技术情报研究所. 国内钻孔桩计算资料选编[M]. 1974.
- [10] 交通部科学研究院,等. 公路桥梁钻孔桩(上、下册)[M]. 北京:人民交通出版社,1978.
- [11] 交通部科学研究院,四川省交通局. 嵌岩钻孔桩计算方法的研究[R]. 1974.
- [12] 交通部科学研究院,吉林省交通局. 扶余松花江大桥钻孔桩试验研究报告[R]. 1972.
- [13] 交通部科学研究院,河南省交通局. 洛阳伊洛河大桥钻孔桩试验研究[R]. 1973.
- [14] JTJ 024—85,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [15] 徐风云. 嵌岩钻孔桩垂直承载能力计算方法[J]. 东北公路,1975,(2).
- [16] 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京:中国建筑工程出版社,1995.
- [17] 陈雨波,朱伯龙,等. 中国土木建筑百科全书(建筑结构)[M]. 北京:中国建筑工程出版社,1999.