

文章编号: 0451-0712(2004)11-0037-04

中图分类号: TU413.4

文献标识码: A

贵州软岩地区摩擦桩试验研究

龚成中^{1,2}, 何春林²

(1. 东南大学土木学院 南京市 210096; 2. 淮阴工学院 淮安市 223001)

摘要: 灌注桩是当前较为常用的基础形式,但在软岩地区摩擦型灌注桩的理论分析、试验和测试研究远不能适应工程的需要。通过对贵州某工程在泥质粉砂岩层所做的单桩静载试验,测试了桩周侧阻力及端阻力,分析了桩的荷载传递形状。

关键词: 岩土工程; 自平衡静载试验; 软岩; 摩擦桩; 承载特性

泥质粉质砂岩、泥岩、泥质白云岩在贵州省分布较广,此类岩石属软质岩石,具有质软、节理发育,岩芯多呈碎块状,遇水浸泡后极易风化软化,曝晒后开裂等特征;与硬质岩石相比,在建筑物荷载作用下,表现出承载力低、变形大等特点,给桩基础的设计和施工带来了困难。进行桩基础的合理设计,了解其承载特性是非常必要的。目前,对软岩地区桩基础的研究主要集中在承载力确定等方面,对承载特性的研究还很少见报道,为探讨摩擦桩在此类岩层中的荷载传递性状,我们结合贵州三凯高速公路一试验桩工程的静载试验,对试验结果进行分析并探讨桩的承载特性。

1 工程概况及地质条件

贵州省三穗~凯里高速公路展架Ⅱ号大桥为 T 形梁桥。位于清水江岸边,三穗岸紧接内寨Ⅱ号隧道出口,横跨一个浅、宽冲沟,沟中布满稻田。左幅桥与右幅桥相距 32 m,左幅桥位位于拟建三凯高速公路 K90+403~+540 路段,中心桩号 K90+465,长 232 m;右幅桥位位于拟建三凯高速公路 K90+389~+540 路段,中心桩号 K90+465,长 151 m。单幅桥面宽为 12.5 m。桥区部分区域位于地质断层,由于多次地质构造,使本区褶皱隆起或整体上升,屡遭剥蚀,致使许多地层缺失,本区仅出露晚元古震旦系富禄组或南沱组和板溪群清水江组。场区地下水丰富,灌溉着冲沟中大片农田。为了确保桥梁基础的安全可靠,为设计和施工提供充分的依据,分别选用左

线 2 号墩右桩(下称 1 号桩)、右线 1 号墩右桩(下称 2 号桩)进行静载荷试验。

2 静载试验

2.1 试验方法及试桩参数

由于试桩桩位处于山体边坡上,受场地限制本次静载试验采用自平衡试桩法,加载设备采用东南大学土木学院研制的专利产品—荷载箱,它与钢筋笼连接后安装在桩端,并将高压油管 and 位移棒一起引到地面。试验时,从桩顶通过高压油管对荷载箱内腔施加压力,箱顶与箱底被推开,产生向上与向下的推力,从而调动桩周土的侧阻力与端阻力来维持加载。荷载箱产生的荷载沿桩身轴向传递,假设桩身结构完好,通过量测预先埋设在桩体内的应变计,可以实测到各应变计在每级荷载作用下所得的应变,由此可得到各级荷载作用下各桩截面的桩身轴力值及轴力、摩阻力随荷载和深度变化的传递规律。其测试原理见图 1 所示。

将自平衡法获得的向上、向下两条 $Q-S$ 曲线通过转换可获得等效为相应的传统静载方法的一条 $Q-S$ 曲线(等效转换曲线),如图 2 所示,根据等效转换曲线进行判断。

加载采用慢速维持法,按交通部标准及江苏省地方标准《桩承载力自平衡测试技术规程》进行。沿桩身选择了 4 个截面,每个截面对称布置 4 个钢筋应力计,间距为 10 m。试桩参数见表 1,由于试桩为工程桩,1 号、2 号桩最大加载为 1 100 kN,每级加载为极限承

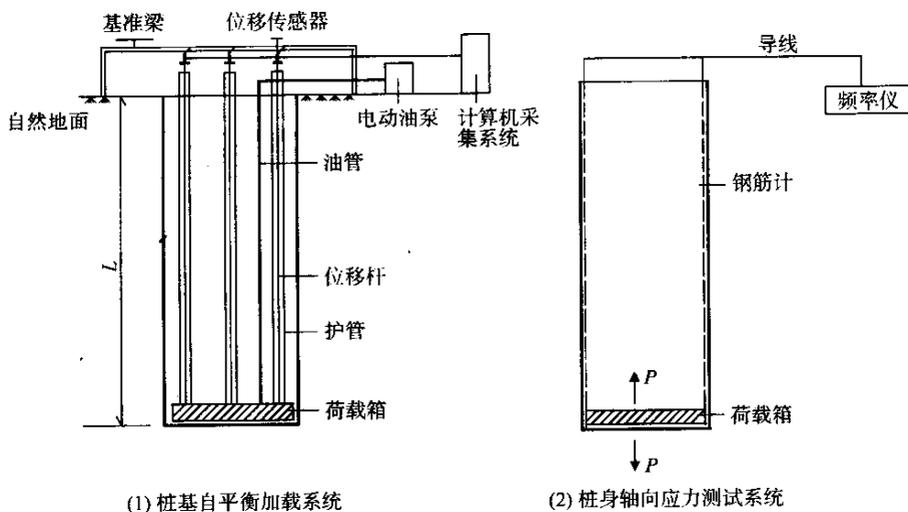


图 1 测试原理

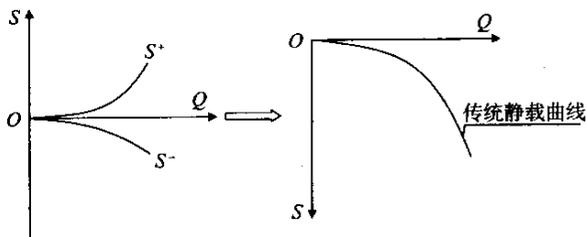


图 2 自平衡测试结果转换示意

表 1 试桩参数

编 号	桩 径 m	有效桩长 m	成 桩 形 式	极限承载力 t	地质钻 孔 号
左线 2 号墩右桩	2.2	30	人工挖孔 灌注桩	2×1 000	ZK8
右线 1 号墩右桩	2.2	30	人工挖孔 灌注桩	2×1 000	ZK6

载力的 1/15, 第一级按两倍荷载分级加载, 卸载仍分 5 级进行。

2.2 自平衡静载试验结果

正式测试之前, 采用超声波检测桩身完整性, 结果表明桩身混凝土浇注质量良好。

根据静载试验结果, 各桩荷载箱顶板和荷载箱底板的荷载—位移曲线及桩顶的荷载—位移曲线见图 3, 经过处理, 得到转换的各桩桩顶—沉降关系曲线见图 4。

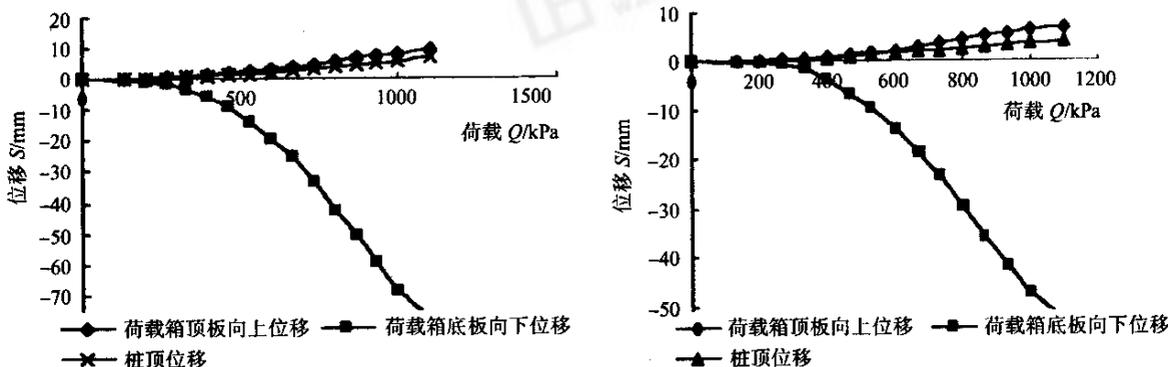


图 3 实测 Q—S 曲线

3 桩的承载性状分析

3.1 单桩竖向抗压极限承载力的确定

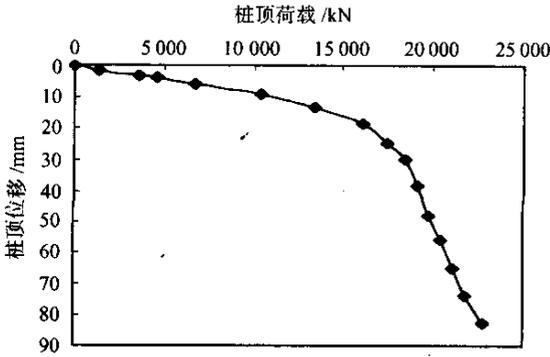
根据已测得的各土层摩阻力—位移曲线, 转换

至桩顶, 两根桩的等效转换曲线分别如图 3 所示, 为缓变型, 且实测的 $S-lgt$ 曲线均为直线段, 故均取最大位移对应的荷载值为极限承载力。取等效转换

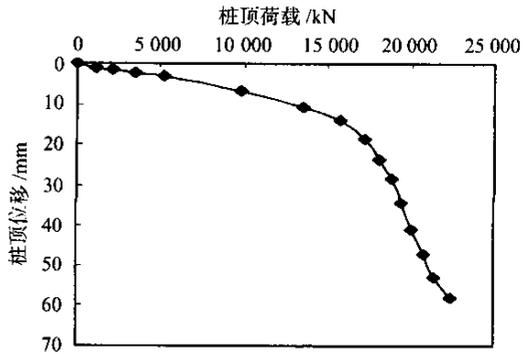
方法计算结果为:1号桩极限承载力为 22 750 kN, 相应的位移为 82.74 mm;2号桩极限承载力为 22

423 kN,相应的位移为 58.10 mm(见图 4)。

3.2 桩周摩阻力分析



(1) 1号试桩等效转换曲线



(2) 2号试桩等效转换曲线

图 4 试桩等效转换曲线

根据各级荷载下实测的桩身轴力可计算出各段桩侧总阻力,见图 5 所示:由于各截面处桩岩的相对位移不同,摩阻力发挥的程度就不同。在试桩荷载下,各桩不同断面单位摩阻力的发挥呈现出不同的曲线形态:在最大加载条件下,1号桩标高 497.395~487.395 m 段、标高 487.395~477.395 m 段的单

位摩阻力仍呈上升趋势,表明断面间摩阻力仍有相当的余量;而标高 477.395~466.395 m 段出现峰值或曲线渐趋平缓,断面间摩阻力已整体发挥充分,侧摩阻力渐趋极限摩阻力。2号桩亦同样如此。

1号试桩、2号试桩上段桩侧摩阻力—位移曲线见图 5 所示。

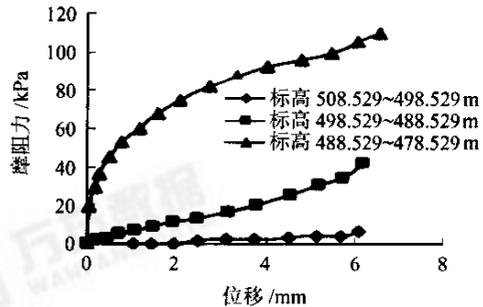
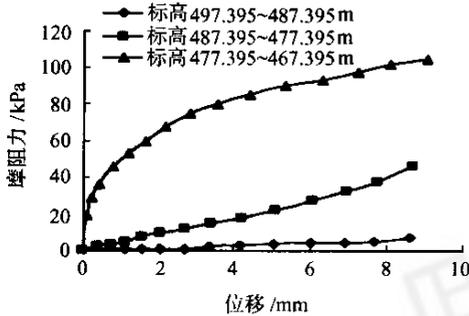


图 5 试桩上段桩侧摩阻力—位移曲线

随着荷载增加,位移也加大,桩侧阻力慢慢得以发挥,测得的 1号桩各岩土层极限摩阻力与预估值见表 2。

2号桩各岩土层极限摩阻力与预估值见表 3。

表 2 1号桩各岩土层摩阻力

土层名称	标高/m	极限摩阻力 标准值 q_s kPa	实测极限 摩阻力 kPa	相应位移 mm
碎石粘土	497.395~487.395	—	7.61	8.57
断层破碎带	487.395~477.395	100	46.10	8.65
断层破碎带	477.395~467.395	100	105.44	9.05

表 3 2号桩各岩土层摩阻力

土层名称	标高/m	极限摩阻力 标准值 q_s kPa	实测极限 摩阻力 kPa	相应位移 mm
碎石粘土	508.529~498.529	—	6.77	6.11
断层破碎带	498.529~488.529	100	42.29	6.18
断层破碎带	488.529~478.529	100	110.09	6.55

由表 2、表 3 可见,1号桩在标高为 477.395~467.395 m 段,实测最大极限摩阻力为 105.44 kPa,

所需位移约为 8~9 mm; 2号桩在标高为 488.529~478.529 m 段, 实测最大极限摩阻力为 110.09 kPa, 极限摩阻力所需位移为 6~7 mm, 与预估值相比, 极限摩阻力的数值相差不大。而在其他位置, 两者相差较大, 极限摩阻力还远未发挥。

3.3 桩端承载力

与其他静载试验不同, 本次试验由于把荷载箱置于桩底, 所以能非常精确地测出实际情况下荷载与位移的关系, 结果见图 6 所示。

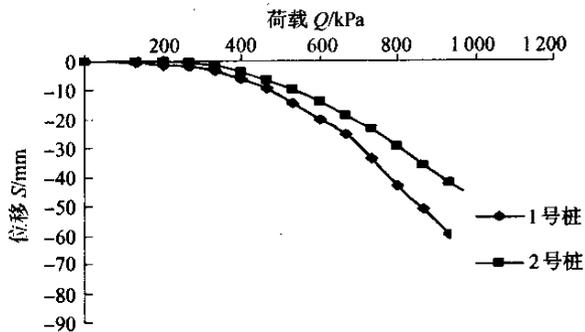


图 6 桩端承载力 $Q-S$ 曲线

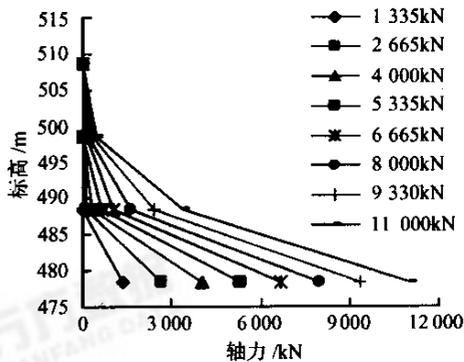
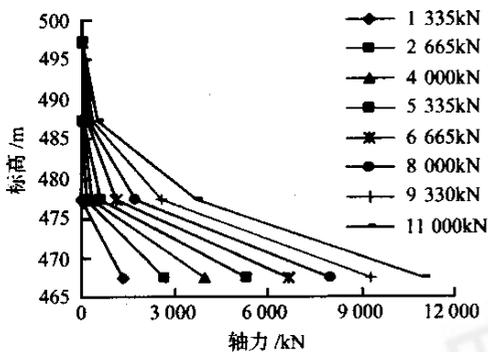


图 7 1号、2号试桩轴力

4 结论

(1) 采用自平衡测试技术, 不受场地条件的限制, 成功巧妙地测试出软岩地区桩身的极限侧阻力以及极限端阻力, 这是传统的静载试验无法做到的;

(2) 根据静载试验得到的 $Q-S$ 曲线, 在相同荷载作用下 1号桩的沉降稍大于 2号桩的沉降;

(3) 本次试验的结果基本反映了灌注桩在软岩中的受力特性, 其承载性状属摩擦型桩;

(4) 在荷载作用下, 桩的侧阻力分担比重较大, 这说明桩侧土层、岩层的力学性质和分布对摩擦型桩的承载力有较大影响; 在软岩地区对桩侧摩阻力取值往往过于安全, 极限摩阻力取值偏小, 如果不进

可见桩端阻力的大小与桩端土层的沉降有很大的关系: 沉降越大, 桩端阻力发挥越好。在荷载作用下, 通常是桩侧阻力充分发挥出来, 然后桩端阻力才逐渐发挥直至达到极限值, 从图 6 可以看出桩端极限阻力发挥的位移 (50~70 mm) 远大于桩侧极限阻力发挥的位移 (6~9 mm), 所以桩端阻力的发挥是很小的。

在试验荷载作用下, 桩身轴力图见图 7 所示。试验结果表明: 在各级荷载作用下, 随着荷载的不断增大, 在同一截面处的轴力也不断增大, 但增加的幅度越来越小; 在同一级荷载作用下, 随着截面位置与荷载作用面距离的增大, 轴力越来越小, 在桩顶处已渐趋为零。这说明在实际荷载作用下, 试桩的端阻力占桩顶荷载的比例极小, 试桩为完全摩擦型桩。

从图 7 可以看出: 软岩地区灌注桩桩承载力的确定, 对桩侧摩阻力取值往往过于安全, 极限摩阻力取值偏小, 使得桩端阻力难以发挥。在软岩地区灌注桩的设计实为完全摩擦型桩。

行试桩, 仅按岩石的抗压强度确定单桩承载力是不经济的。

参考文献:

[1] 刘特洪, 等. 软岩工程设计理论与施工实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
 [2] 王国民. 软岩钻孔灌注桩的荷载传递形状[J]. 岩土工程学报, 1996, 92(2).
 [3] 杨小礼, 李亮. 软岩地基中基桩承载力分析[J]. 铁道工程学报, 2001, 65(1).
 [4] 龚维明, 戴国亮, 蒋永生, 等. 桩承载力自平衡测试理论与实践[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(1).

文章编号: 0451-0712(2004)11-0041-06

中图分类号: U441.3

文献标识码: A

桥梁板式橡胶支座与粘滞阻尼器组合使用的减震性能研究

蒋建军, 李建中, 范立础

(同济大学土木工程防灾国家重点实验室 上海市 200092)

摘要: 在分析几种减隔震装置的减震耗能机理的基础上, 提出了粘滞阻尼器与板式橡胶支座组合使用的减震措施, 并利用非线性时程地震反应分析方法, 对这种组合装置的减震性能进行了研究。为了研究阻尼系数、阻尼指数和周期对减隔震桥梁地震反应的影响, 本文做了大量的参数分析。研究结果表明, 组合使用板式橡胶支座和粘滞阻尼器, 既能显著地减小结构地震力, 又能有效地控制梁体位移及墩、梁相对位移。

关键词: 桥梁; 板式橡胶支座; 粘滞阻尼器; 减震性能

近年来, 减隔震技术在建筑、桥梁结构上得到了广泛应用^[1]。减隔震的基本原理有 3 条: 一是利用减隔震装置的柔性来延长周期, 减小结构地震反应; 二是利用阻尼器或耗能装置, 来控制由于周期延长而导致的过大的墩、梁相对位移; 三是必须能够支撑整个结构, 保证结构在正常使用荷载作用下具有足够的刚度。目前应用到桥梁上的减隔震装置主要有: 板式橡胶支座、滑动摩擦支座、铅芯橡胶支座、摩擦摇摆系统和各种阻尼器。大量试验表明: 板式橡胶支座的力—位移滞回曲线是狭长的, 可以近似作线性处

理, 几乎没有耗能作用。如果在桥梁上单独使用板式橡胶支座, 虽然能够延长结构周期, 但是会带来很大的梁体位移及墩、梁相对位移。大量试验表明: 粘滞阻尼器的力—位移滞回曲线非常饱满, 耗能限位能力很强。在隔震桥梁上使用粘滞阻尼器, 能在不增加结构地震力的情况下, 有效地控制结构的位移反应, 是一种合理有效的减隔震技术。

虽然粘滞阻尼器价格昂贵, 但由于其显著的耗能限位能力, 最近作为桥梁抗震保护装置的例子有很多, 如: 美国加州南部 Vincent Thomas 悬索桥, 加

收稿日期: 2004-06-01

Testing Study of Load-Transfer Behavior of Friction Piles in Soft Rock Area of Guizhou Province

GONG Cheng-zhong^{1,2}, HE Chun-lin¹

(1. College of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. Huiyin Institute of Technology, Hui'an 223001, China)

Abstract: The cast-in-place pile is a commonly used style of foundation, however the theoretic research, experimental study and test research are far behind the application of engineering. On the basis of the results of static load tests and stress tests for two friction piles with great diameter in soft rock area of Guizhou Province, the skin friction and point bearing capacity and the load transfer behavior of piles are analyzed.

Keywords: geo-technological engineering; self-balancing static load test; soft rock; friction piles; bearing capacity behavior