

讨论

## 关于“软土地区桩基超大吨位堆载试验、装置及工艺方法研究”的讨论

葛 炜, 叶惠飞

(浙江大学 建工学院防灾工程研究所, 浙江 杭州 310027)

中图分类号: TU 473. 16

文献标识码: A

文章编号: 1000- 4548(2003) 04- 0517- 01

作者简介: 葛 炜(1970- ), 男, 浙江杭州人, 工程师, 硕士, 主要从事结构和地基基础检测技术的研究工作。

拜读了贵刊2003年第1期刊登的“软土地区桩基超大吨位堆载试验、装置及工艺方法研究”一文(作者褚克南, 张文伟等, 以下简称原文), 觉得原文设计的超大吨位的堆载装置及工艺方法, 颇具工程应用价值。为更好理解原文, 使原文成果在实际工程中得到安全应用, 拟就几点疑问与原文作者商榷。

### 1 关于试验方法安全性\*

原文研究的桩基超大吨位堆载试验装置可用于数千吨的静载试验, 如原文提到的曾实现堆载3840 t, 实属罕见。如此之大吨位的静载试验, 采用堆载方法, 其安全性非常重要, 堆载及加载过程中任何一个环节出现细微的问题, 都可能造成严重的事故。正如原文所言, “地基土撑得起, 设备有能力, 施工安全, 缺一不可”。然而, 原文对整套堆载系统的设计主要依据于估算, 参数选取时仅考虑地基土和堆载是完全均匀对称的有利工况, 忽视了其它可能存在的不利工况。

从原文图1(b)的侧面剖视图中不难看出, 堆载主要集中在试桩两侧各4.5 m范围内, 在4.5 m范围以外仅是配重桩。因此, 地基的反力分布不会是均布的。

### 2 关于地基土承载力

原文确定地基承载力是否满足堆载要求的第一个判别式为(见原文P41)

$$P < f_u, \quad (1)$$

式中,  $P$  为堆载作用下的地基反力平均值,  $f_u$  为由地基土载荷试验  $P-S$  曲线中确定的极限荷载。

笔者认为这个判别标准是不合适的, 缺乏必要的安全储备, 地基土毕竟是一种变异性很大的材料, 任何与基础工程相关的设计都不可忽视这一点。笔者认为按《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)第(5.2.1)条的有关规定进行判别比较合理, 也即改为

$$P \leq f_u, \quad (2)$$

式中,  $f_u$  为地基土承载力特征值。

如上文所述, 地基土的反力分布可能是不均匀的。因此, 对可能出现的地基最大反力进行校核也是有必要。

原文中提到的静载荷试验实例所采用的加载装置似乎比原文图1中所示模型的承压面积要大, 以堆载3840 t的江苏邮政通信中心为例, 如其承压面积仍为145.8 m<sup>2</sup>, 则其平均地基反力约为263.4 kPa, 远高于地基土 $f_k = 85$  kPa的条件, 超出合理的地基土承载能力。

### 3 关于力学模型

原文图1没有给出堆载装置的荷载传递路线或抽象出的力学模型, 不便于读者简便地理解原文关于加载梁的计算分析, 希望原文作者能够给出清晰力学模型, 以便读者理解和应用其分析方法。

## 对“软土地区桩基超大吨位堆载试验、装置及工艺方法研究”讨论的答复

褚克南

(南京新华泰实业总公司, 江苏 南京 210007)

中图分类号: TU 473. 16

文献标识码: A

文章编号: 1000- 4548(2003) 04- 0517- 02

作者简介: 褚克南(1944- ), 男, 浙江天台人, 岩土工程高级工程师, 长期从事岩土工程勘察、设计、施工、监理和测试工作。

首先感谢葛炜、叶惠飞两先生对拙作“软土地区桩基超大吨位堆载试验、装置及工艺方法研究”(以下简称原文)的关注和肯定。为解决原文引言所述的问题, 笔者单位曾下决心自列课题进行研究。原文是同名研究报告的压缩版, 文中所含计算是大量的, 在有限篇幅中不能尽言。有兴趣者细心研读不难发现其内涵。笔者愿借讨论作答之机再作些介绍。

### 1 关于力学模型

对熟识堆载静载试验的读者来说原文图1已给出了力学模型, 文中没有集中篇幅, 但已作了介绍。笔者单位这套“头顶

肩扛手提”式堆载静载试验设备以组合梁作受力构件, 用组合堆载荷载作反力实现超大吨位桩基承载力测试。在原文图1(a)中对试桩加载是依靠油压千斤顶上升顶托其上荷载产生反力来实现。油压千斤顶顶托上托盘, 上托盘顶托4根主梁。因主梁中间顶、底板各加厚20 mm, 主梁上升时首先作用在原文图1(b)所示两根中次梁上。中次梁顶托次梁之上配重桩。中次梁上升一定高度后(约22 mm)4根主梁梁端开始顶托两根边次

\* 讨论稿收稿日期: 2003- 02- 25

答复稿收稿日期: 2003- 03- 17

梁。边次梁依靠八个枕头及 16 根提杆使埋入地下的 4 根卧梁受力。每根卧梁上配重位置见原文图 1(a) 和图 1(b)。分区荷载质量见原文表 2, 荷载计量精度 0.1 t, 并非估算。组合各梁荷载分配见原文图 3、图 4 和图 5。各梁彼此如何协调作用见原文第 5 节。原文中荷载、力及其在各梁上的位置用双数字表达意在表明这是一个可有多种组合并能持续改进的理论模型。研究表明, 设备最终具有可堆载 5400t、测试 4500t 的能力。

## 2 关于地基土承载力问题

堆载静载试验作反力的组合堆载最大荷载持续时间很短, 多则几天少则几小时, 且配重桩间为非刚性连接, 允许地基土有较大变形, 原文按高压缩性土最大沉降量 300 mm 控制。因此, 在极限状态设计法中主要考虑地基土承载力极限状态, 对正常使用极限状态相对要求较低。以往规范对堆载加于地基的压应力均未作规定, 测试单位随意使用, 也出过问题, 但属极少数。在文献[1]附录 Q 中规定“堆载加于地基的压应力不宜超过地基土承载力特征值”。(Q.0.2-1), 这里用的是“不宜”而不是“不得”为  $P > f_u$  留下余地。笔者所在测试单位, 通过在软土地区的大量实践认识到: 对短期高荷载用  $P \leq f_u$  来判别地基土, 即使采用复合地基处理, 特征值要达到 25 t 左右是很不容易的, 也无此必要, 它会造成资源的极大浪费, 价格上市场也不可能接受。但不能没有判别式。同名研究建立了原文中  $P \leq f_u$  和  $P_0 \leq f_z$  两个判别式, 并建立了原文式(1), 用来计算短期高荷载条件下的地基承载力问题, 确保试验不出问题又可避免试验场区地基土不必要的处理, 这是同名研究的重要创新点。请注意, 这里说的是短期高荷载, 上述判别式不适用于永久荷载。至今笔者单位在上述理论指导下于软土区完成堆载 3000 t 以上工程 5 个共 13 根桩, 均获得成功。

图 1(a) 是最常见的描述地基土从压密到整体剪切破坏的荷载试验曲线。曲线一般可分三段, 即线性变形段、塑性变形逐渐发展段、破坏段。图 1(a) 中 a 点为比例界限,  $P_a$  为临塑荷载; b 点为极限界限,  $P_b$  为极限荷载; 与极限荷载对应的地基土承载力称极限承载力。地基土极限承载力按其含义是指地基土即将丧失稳定性时的承载力。所谓即将丧失就是还未丧失, 原文引用文献[1]附录 C“浅层平板载荷试验要点”C.0.5 条, “沉降  $S$  急骤增大, 荷载—沉降 ( $P-S$ ) 曲线出现陡降段”时, “其对应的前一级荷载为极限荷载”。这“前一级”未出现陡降段就是证明。文献[2]认为塑性变形逐渐发展段有三个特征: ①地基土的变形随压力增加而递增; ②在压力作用下地基土的变形随时间增加而增长, 可用  $ds/dt \rightarrow k$  来表达,  $k$  值随压力增加而递增; ③塑性区的变形随塑性区的展开呈非线性增加。当  $k$  值较大时, 对上部荷载的长期稳定性不利。但在风荷载、地震荷载等瞬间荷载作用下还可以加以利用。刘正峰教授等<sup>[2]</sup>指出: “在我国地基设计规范中明确规定, 由活载增加的偏心荷载所产生的基底压力允许提高 20%, 其根据即基于此。”荷载达到极限值地基土沉降不出现急骤增大, 且引入时间下沉系数 ( $\lambda$ ) 估算沉降量, 使试验受控且安全。现场试验时沉降监测所作 ( $P-S$ ) 曲线未出现陡降段也充分证明了这一点。实际上这不仅适用于整体剪切破坏形式, 也适用于局部剪切破坏形式及冲剪破坏形式。笔者这种观点得到很多专家和学者的支持。

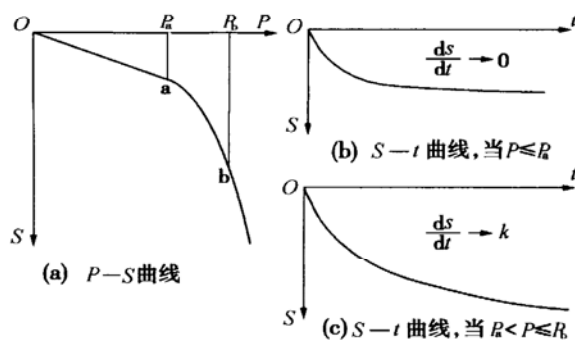


图 1 载荷试验曲线

Fig. 1 Loading test curves

原文强调在软土区作堆载静载试验“关键是充分利用试验场区表层杂填土”。原文所举实例南京西城广场地基土②层为淤泥质土,  $f_k = 75$  kPa, 顶面埋深 5.5 m, 其上为表层杂填土。江苏邮政通信中心地基土②~4层为沉积于坳沟的软~流塑粉质黏土,  $f_k = 85$  kPa, 顶面埋深 4.5 m, 其上①层为杂填土, ②~1至②~3层为可塑粉质黏土。如果软土层直接出露地表而不作地基处理, 是绝对无法完成上述超大吨位堆载静载试验的。

## 3 关于试验方法的安全性问题

超大吨位堆载静载试验的安全问题 95% 以上产生在吊装和堆载过程中, 防范措施原文第 5 节中作了说明。地基土承载力出现问题在笔者单位只是险肇, 未造成后果。但地基土失稳一旦产生, 其后果将十分严重。同名研究将此作为一个重点探讨。作为论文, 原文本意在理清思路, 具体某个工程应根据具体情况增加辅助措施, 这里仍以南京西城广场为例, 按原文表 2 方案 2 堆载, 4 根卧梁上荷载计 1418.8 t, 匀布落在 145.8 m<sup>2</sup> 范围内, 对地基土的附加压应力为 97.31 kPa。减去上托盘 8 t, 有 2173.2 t 是通过边次梁落在原文图 1(b) 中以卧梁为中心约 6.61 m 长度的  $G_1$  组配重桩上, 涉及底面积 107.08 m<sup>2</sup>, 其上迭加产生附加压应力 203.0 kPa, 合计附加压应力 300.26 kPa > 270 kPa, 这是不允许的。细心的读者在原文图 1(a) 中可以发现卧梁上外提杆附近有 0.5 m 宽度的空间没有配重桩。施工前我们曾对地基土进行过碾压, 并铺了 0.2 m 厚的道碴, 在原文图 1(b) 中以  $S_{11}$  为起点向点  $S_{10}$  方向铺 4.55 m × 6.61 m 厚 20 mm 钢板, 总面积 120.30 m<sup>2</sup>。全部荷载到位后钢板对地基土附加压应力 267.3 kPa < 270 kPa, 满足  $P \leq f_u$ 。下卧层验算  $P_0 = 178.26$  kPa < 210.38 kPa, 满足  $P_0 \leq f_z$ 。读者可以发现改善地基土均匀受力最佳途径是增加主梁长度, 笔者单位正按此制作 8.4 m 长主梁。实际上用  $P \leq f_u$  和  $P_0 \leq f_z$  作为短期高荷载条件下地基土承载力判别式仍有一定余量, 因为堆载过程中地基土已预压, 压板试验取得极限承载力值比实际极限承载力值小, 堆载试验的  $\lambda$  比多层建筑主体完工时的  $\lambda$  要小。

## 参考文献:

- [1] GB50007—2002, 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 刘正峰, 等. 地基与基础工程新技术实用手册[M]. 北京: 海潮出版社, 2000.