

讨论

关于“挤扩支盘桩的荷载传递规律及 FEM 模拟研究”的讨论

周立运

(武汉大学 土木建筑学院, 湖北 武汉 430072)

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2003)01-0122-01

作者简介: 周立运(1948-), 男, 长期从事结构动力学、结构抗震和桩基动测技术等方面的教学和研究工作。

《岩土工程学报》2002年第3期刊登的“挤扩支盘桩的荷载传递规律及 FEM 模拟研究”一文(以下简称原文)系统地分析了挤扩支盘桩的荷载传递规律, 且静载试验取得了可喜的成果。但有如下问题需与原文作者商榷。^{*}

原文采用预埋在混凝土内的钢筋应力计测试应变, 并据之计算出桩身轴力。笔者认为这一方法存在两方面的缺点, 即由于钢筋应力计的弹性模量比混凝土大, 测量时会使得应力向钢筋集中, 使结果偏高; 此外, 桩内的受力钢筋和受力混凝土二者所产生的应变相差很大^[1]。由于这两方面的原因, 致使桩身的同一截面内的应力(或应变)不是均匀分布的。故原文计算轴力所采用的等式 $Q_j = A_p \sigma(\epsilon_j)$ 似乎欠妥。依笔者之见, 应在钢筋和混凝土表面上分别贴上电阻应变片, 分开计算二者的应力, 并以混凝土上的应力为依据计算桩身轴力, 钢筋上的应力仅供分析规律时参考。

原文中的图2在每一个测量截面上仅设有2只钢筋应力计。笔者认为, 至少应对称布置4个钢筋应力计。否则不能消除偏心受压的影响。

原文中的钢筋应力计全部布置在桩身截面突变处, 似乎不妥。因为桩身截面突变处会产生应力集中, 此处的实测应

变值会偏大。由此推算的轴力和桩身阻力也会偏离实际。

原文中指出:“大约距桩轴线一个盘径大小的范围内, 压应力值较大, 1D 范围以外, 其值较小”。笔者认为这个现象符合材料力学和圣维南原理, 因为在桩身截面突变处存在应力集中, 故不论是桩本身还是桩周围土体都会在 1D (承力盘直径) 范围以内影响较大。1D 范围之外逐渐减小。据此, 依我之见, 支盘净间距应是大于 2D, 而不能等于 2D, 否则影响承力盘作用的充分发挥。

原文指出:“支盘桩的承载力比直杆桩提高 70%~100%”。可遗憾的是, 原文未在同一场地对直杆桩作试验对比。笔者认为, 上述结论似乎缺乏说服力。且原文浇注了3组试桩, 可作者仅只对 1[#] 试桩作了全面的报导, 2[#]、3[#] 试桩的测试结果如何? 其规律是否与 1[#] 桩一致? 这些原文未作说明, 似感美中不足。

参考文献:

- [1] Zhou Liyun. Proper selection of the stiffness of the disk spring pile cap in pile driving[J]. Journal of Testing and Evaluation, ASTM, 2001, 29(2): 208-213.

对“挤扩支盘桩的荷载传递规律及 FEM 模拟研究”讨论的答复

钱德玲

(合肥工业大学 土木建筑工程学院, 安徽 合肥 230009)

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2003)01-0122-02

作者简介: 钱德玲(1959-), 女, 安徽安庆人, 博士, 合肥工业大学副教授, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。

“挤扩支盘桩的荷载传递规律及 FEM 模拟研究”一文(以下简称原文)能引起周立运先生的关注, 表示十分的感谢, 也希望今后能与周先生共同关注和讨论支盘桩技术的研究和发展。现就讨论文中的一些问题答复如下。

(1) 原文中已经表明钢筋应力计埋设在钢筋笼的主筋上, 通过静载荷试验测得不同截面处的应变值。不知讨论文中怎么会出现“埋在混凝土内”? 支盘桩在施工时类似于灌注桩, 通过现场浇灌混凝土而成桩的。为了测得支盘上下端各截面处的应变值, 钢筋应力计只能埋设在主筋上, 不知周先生有何好方法, 可以将应力计或应变片埋设在混凝土内或贴在混凝土表面? 就计算公式来说, 目前广泛采用实测应变方法并由此计算桩身轴力和摩阻力的, 计算条件是假设桩身混凝土是弹性的, 并服从虎克定律。因此, 计算轴力时仍采用 $Q_j = A_p \sigma(\epsilon_j)$ 公

式。当然, 严格来讲, 在应力水平较高情况下, 桩身混凝土表现为弹性, 应用弹性虎克定律计算得到的实测轴力确有偏差, 但荷载分级及测点布置较多, 这对计算结果的影响甚微。

(2) 至于在量测截面上对称设置2只钢筋应力计还是4只的问题, 本人认为: 在竖向荷载作用下, 即使加载时有点偏心, 但在桩身各截面处, 不均匀压力会自动平衡, 不会影响到量测应变的结果, 因此, 对称设置2只和4只钢筋应力计所得结果相差不大。

(3) 试验中将钢筋应力计全部布置在支盘的上下端, 是为了了解支盘在荷载的作用下受力大小及各盘的发挥程度, 这是

* 讨论稿收稿日期: 2002-07-08

答复稿收稿日期: 2002-07-22

研究中首先要考虑到的问题,否则怎么会知道支盘的承力作用以及支盘桩与直杆桩之间的区别等一系列问题。将应力计放在两支盘之间直杆段又有何意义?既然是实测值,当然符合力学原理,因此,计算的桩身轴力和摩阻力是符合实际的。

(4) 原文中结论(3)已明确指出盘间距最小净间距 $\geq 2D$, 实际上给出了盘间净间距的下限值不小于 $2D$ 。至于等于或大于 $2D$, 这必须要考虑桩周土层性质的实际情况。支盘应设置在较好的土层上才能发挥它的作用,因此,桩周土层性质的变异性和厚度变化的随机性就必然影响到支盘间距的设计问题,等于 $2D$ 又不是不可以的,而不是“依我之见应是大于 $2D$ ”。大多少?在此讨论毫无意义。

(5) 关于“支盘桩的承载力比直杆桩提高 70% ~ 100%”的问题,这是根据近 10 a 对各地支盘桩试验结果进行统计得来的。文献[1]刊登了同一场地相同条件下分别对支盘桩和直杆桩进行的载荷试验,结果均表明支盘桩的承载力高于直杆桩,承载力高出达到 70% ~ 100%。文献[2]也列举了相同地质条

件,相同直径和桩长的钻孔灌注桩与支盘桩的对比资料,同样也证明了支盘桩承载力高出直杆桩 70% ~ 100%。其它就不一一列举了,可以在网上搜寻查实。

说明一下,原文浇注了 3 组试桩,但 2[#] 试桩未设置钢筋应力计,因此只有 1[#] 和 3[#] 试桩的测试资料。两组试桩获得相同的试验结果,但从轴力分布图上看,1[#] 试桩的测试数据分布规律更好,所以,就以 1[#] 试桩为代表作了系统的分析。原文的试验结果和分析结果只代表该场地,相同设计条件下支盘桩的荷载分布规律,如果要总结出支盘桩荷载分布的普遍规律和制定设计规范,则要进行上百次试验论证才行,这是众所周知的。

参考文献:

- [1] 史鸿林, 胡林忠, 王维雅. 新型挤压分支桩的计算与试验研究[J]. 建筑结构学报, 1997, 18(1): 49-54.
- [2] 吴兴龙, 李光茂, 魏章和. DX 桩单桩承载力设计分析[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(5): 581-595.

关于“土层灌浆锚杆的蠕变损伤特性研究”的讨论

王祥秋^{1,2}, 陈秋南¹

(1. 湘潭工学院 土木系, 湖南 湘潭 411201; 2. 同济大学 地下系, 上海 200092)

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2003)01-0123-02

作者简介: 王祥秋(1968-), 男, 湖南衡阳人, 博士研究生, 主要从事岩土力学与地下结构工程的科研工作。

拜读了贵刊 2002 年第 1 期的“土层灌浆锚杆的蠕变损伤特性研究”一文(作者: 许宏发, 卢红标等, 以下简称原文), 作者开创性的工作不仅具有较大的理论意义, 同时也有一定的实用价值, 使我受益匪浅。为了更好地理解文章的研究思想, 拟就原文中几点疑问与作者商榷。*

(1) 原文叙述土层锚杆设计中, 一般采用瞬时极限抗拔力作为设计的依据, 但按照《建筑基坑工程技术规范》(以下简称《规范》), 土层锚杆设计中以极限承载力作为设计依据^[1], 该极限承载力是按照《规范》要求对锚杆进行现场循环加载拉拔试验所得到的锚杆荷载一位移($Q-S$)曲线求解得出的。作者所指的瞬时极限抗拔力是否与《规范》所述的极限承载力相同?

(2) 根据原文的资料推知, 采用 Burgers 模型模拟某基坑工程土层灌浆锚杆的蠕变状态似有不妥之处。从原文表 2 可知, 当 $F_0 < 200$ kN 时, $\eta_1 \rightarrow \infty$, 如原文所述, 此时黏性元件不起作用; 当 $F_0 \geq 200$ kN 时, η_1 取得某一数值, 此时黏性元件得以起作用, 说明黏性元件是否发挥作用取决于所施加的荷载是否达到某一门槛值, 记为 F_s , 因此如果采用如图 1 所示的模型结构(即西原模型)模拟其力学状态似乎更合理。

其蠕变方程可表示为^[2,3]:

当 $F_0 \leq F_s$ 时

$$u = F_0 \left[\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \right] \left[1 - \exp\left(-\frac{K_2}{\eta_2} t\right) \right], \quad (1)$$

当 $F_0 > F_s$ 时

$$u = F_0 \left[\frac{1}{K_1} + \left(1 - \frac{F_s}{F_0}\right) \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{K_2} \right] \left[1 - \exp\left(-\frac{K_2}{\eta_2} t\right) \right]. \quad (2)$$

然后分别采用 $F_0 \leq F_s$ 及 $F_0 > F_s$ 时的蠕变试验数据, 通过多项式回归方程求解模型参数即可, 同时该模型也能很好地解释原文图 1 的试验曲线。

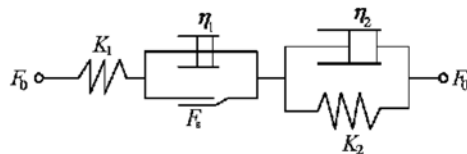


图 1 西原模型

Fig. 1 The model of sivuan

(3) 原文中提出, 当拉拔力小于长期抗拔力时, 锚杆的拉拔损伤效应主要表现为时间损伤效应, 变形损伤效应可忽略不考虑。这种观点可能欠妥当。首先, 蠕变是指在外力保持不变的条件下, 变形随时间不断增大的现象, 说明蠕变与时间及变形两者密不可分。同时对于土层锚杆(特别是预应力锚杆)其拉拔力的衰减或丧失与否主要取决于锚固体的变形量(包括土体及锚杆本身)。设想土体及锚杆不产生变形, 时间再长, 锚杆的拉拔力也不可能降低。另外从原文表 2 中可以看出, 即使当 $F_0 < 200$ kN 时, 模型中刚度系数 K_1 与 K_2 两者均随锚杆平均位移的增大而逐步降低, 其幅度较原文中表 3 所示的刚度随时间的