

文章编号: 1000-7598-(2003) 02-0242-04

桩土共同作用设计理论研究

郑俊杰, 彭小荣

(华中科技大学 岩土与地下工程研究所, 湖北 武汉 430074)

摘 要: 对桩土共同作用理论作了初步探讨, 对不同桩距下复合桩基设计方法进行了讨论。提出当桩为摩擦桩或端承摩擦桩时, 刚性桩复合地基不设褥垫层比设垫层更经济、安全。认为在控制复合桩基的总安全度及变形的前提下, 可明确按桩土应力比进行设计, 设计桩土应力比无须等于实际桩土应力比, 并对目前疏桩基础设计方法存在的问题进行了讨论, 提出了改进意见。

关 键 词: 刚性桩复合地基; 复合桩基; 承载力; 沉降

中图分类号: TU470 **文献标识码:** A

Study on design theory of pile-soil cooperative work

ZHENG Jun-jie, PENG Xiao-rong

(Institute of Geotechnical Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China)

Abstract: The preliminary study on the effect of pile-soil cooperative work is made at first. Then the condition for formation of rigid pile composite ground and the design method for different pile spacings of composite pile foundation is discussed. When piles are friction ones and end-bearing friction ones, the rigid pile composite ground without cushion is safer and more economical than that with cushion. If the total safety level and settlement of composite pile foundation can be satisfied, design may be carried out in definite stress ratio of pile and soil; and the designed stress ratio of pile and soil is unnecessarily equal to the practical one. Some existing problems in design method of pile foundation with large spacing between piles are discussed, and some proposals of improvement are put forward, too.

Key words: rigid pile composite ground; composite pile foundation; bearing capacity; settlement

1 前 言

天然地基作为一种传统的承担上部结构荷载的形式, 具有经济、施工简单、快速等优点, 但是由于高层建筑的出现, 天然地基在承载力或变形方面已无法满足建筑物的要求, 于是桩作为一种分担荷载及控制变形的手段得到广泛应用。桩基具有承载力高, 应力传递途径简捷, 地基变形小等优点, 但桩基亦有不足之处: (1) 未能充分利用土对承台的抗力; (2) 采用桩基础, 桩端需要有良好的土层, 这也是造成设计桩长过长的因素, 不仅使桩基造价过高, 而且对于城市将来地下交通管网的发展尤为不利。因此, 将桩基与天然地基有机组合在一起, 充分发挥两者的优势, 共同承担上部荷载, 形成复

合桩基, 自然成为人们的一种选择。

在天然地基中设置增强体, 即形成复合地基。根据增强体的材料强度或刚度不同, 复合地基可分为散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基, 其中刚性桩复合地基目前正得到越来越广泛的应用。

本文所讨论的桩土共同作用包含以上两种情形, 即复合桩基中的桩土共同作用和刚性桩复合地基中的桩土共同作用。

2 桩土共同作用理论

复合桩基与刚性桩复合地基有两点不同:

(1) 复合桩基从桩基考虑承台土抗力发展而来, 而刚性桩复合地基则由天然地基中设置刚性桩 (强度

较高的桩体)发展而来,即两者的出发点不同;(2)复合桩基中桩与基础相连,刚性桩复合地基中桩与基础没有刚性连接,桩顶可根据具体情况设置或不设置褥垫层。

2.1 复合桩基情形

在荷载作用下,桩与天然地基土体通过变形协调共同承担荷载作用是形成复合地基或复合桩基的基本条件,也是其本质所在。

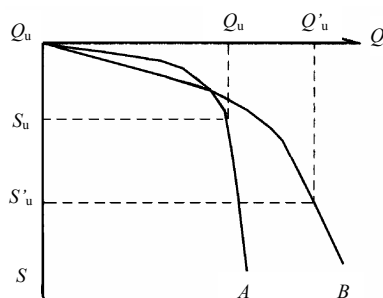


图1 荷载-沉降曲线
Fig. 1 Load-settlement curves

首先讨论桩的承载能力极限状态^[1]。就竖向受荷单桩而言,其荷载-沉降曲线大体表现为陡降型(图1中A曲线)和缓变型(图1中B曲线)2类。 $Q-s$ 曲线是破坏模式与特征的宏观反映,陡降型属于“急进破坏”,缓变型属于“渐近破坏”。前者破坏特征点明显,一旦荷载超过极限承载力,沉降便急剧增大,只有减小荷载才能恢复继续承载的能力。其特征与超静定结构中塑性铰类似^[2],即它始终可承担 Q_u 的荷载,任何新的荷载增量,它都不再参与分配,但任何一点外力的支持,比如桩间土承担新的荷载增量,即可阻止桩的下沉。后者破坏特征点不明显,常常是通过多种分析方法判定其极限承载力。该极限承载力并非真正的最大承载力,因为继续增加荷载,沉降仍能趋于稳定,不过是塑性区开展范围扩大,塑性沉降量增加而已。由此可见,桩在达到极限承载力的两种破坏型式下,桩基均可继续承受 Q_u 或更大的荷载。

2.2 刚性桩复合地基情形

有学者认为,为保证充分利用桩与桩间土,使土在复合地基破坏时能够同时达到各自的极限承载力,在刚性桩与天然地基中应设置一定厚度的褥垫层,通过改变褥垫层的模量和厚度,可调节桩土之间的应力比。并认为,如果不设褥垫层,则荷载主要由桩承担,随着荷载的增加和基础的沉降变形,桩间土的承载能力才逐渐得以发挥,但其发挥比例很小,得不到充分利用。

首先分析不设垫层时,桩土应力的变化情况。在上部荷载作用下,桩首先发挥作用,随着荷载的逐渐加大,桩向下变形,桩间土逐渐分担荷载,但比例较小。由于一般刚性桩置于较好土层,桩承担荷载迅速增加,甚至达到极限状态,桩端土进入塑性状态,此时,桩继续下沉,新增荷载由不断被压缩的桩间土承担,并阻止桩下沉,直至 $Q_u+Q_s=P$ 为止(Q_s 为桩间土承担荷载)。因此,由以上分析可知,桩间土在承载过程中其表现明显地滞后于桩基,所以对桩而言,桩的实际发挥的承载力可能已超过设计分配量,对于桩间土而言,实际承载量又明显小于设计分配量,而余下的承载能力则作为基础设计的安全储备及桩基承载力安全的补充。在复合地基中,由于桩间土的存在,桩达到极限承载力状态并不意味着整个复合地基的破坏。

当设置褥垫层时,加载初期,垫层为桩提供一向上刺入量,在桩上部存在负摩阻力,但反过来说,该负摩阻力同时对土产生向上的反作用力,因而将提高桩间土的承载力。当加载至一定时期,桩向上刺入量基本完成,再继续加载,由于桩无法再向上刺入,其上部负摩阻力区也逐步减小,实际上,此时整个复合地基工作状态与不设垫层时基本相同,桩承担荷载迅速增加。因此,对同一刚性桩复合地基,设置褥垫层与不设褥垫层,在承载能力上并无根本区别,而仅仅在于桩土应力分配及进入工作状态先后的不同。设置褥垫层,只是人为使土提前进入工作状态,比不设垫层时承担更大的上部荷载,而桩相对承担较小荷载。基础安全储备相对更多地放在桩里。但更大的土反力务必要求基础有更大的刚度,从而可能使基础造价提高,而刚性桩往往桩身刚度富余较大,即使承载力达到极限状态亦可承担。因此,设置褥垫层与不设褥垫层相比,造价往往更高。此外,过厚的褥垫层不仅使建筑物沉降较大,也可能使桩顶荷载达不到设计值而使土承担过多荷载并导致基础刚度不足。

所以,当桩端位于可压缩层,即桩为摩擦桩或端承摩擦桩时,不设褥垫层,不仅免去了垫层的施工困难及由于垫层施工不到位或厚度不合理导致的沉降不均或刚度不足隐患,而且总沉降更小,基础造价可能更低。

当然,若桩端置于不可压缩层或压缩量极小的土层上时,由于桩端无法刺入土层或刺入量很小,可能无法使土进入工作状态而达不到共同作用效果,即不能形成复合地基或复合桩基,此时,应设置一定厚度的褥垫层,为桩顶提供一向上刺入量,

使桩间土进入工作状态, 从而形成复合地基。

3 复合桩基设计方法

桩与土通过变形协调共同承担上部荷载是复合桩基的本质所在, 也是其关键所在。桩土应力分配到底应该为多少? 又该如何进行设计计算? 目前, 一种普遍看法是按基础变形协调的原则, 基于此在理论上加以计算, 桩土的变形计算是一项非常复杂而艰难的工作, 首先, 地基模型的选取就相当困难, 目前, 任何一个计算模型均无法准确反映土的各种性质。其次, 计算中所应用到的土的各种参数, 也无法精确获取, 就目前测定土参数的两种方法即现场原位测试及室内土工试验而言, 均有其无法克服的局限性。室内试验中虽然仪器等外部条件较精确, 但土样在取出过程中不可避免将被扰动, 试验中也无法将其所处应力状态精确还原, 而室外试验虽然有原位测试不扰动土的优点, 但由于目前设备的相对简陋及主观随意性较强, 也无法做到精确测定, 更何况对一个场地而言, 几个土样或几个原位测试点, 根本无法反映整个地基土的全貌。许多研究表明, 由于土的蠕变性, 桩土应力比实际上也一直处于变化之中。因此, 希望通过理论计算来确定桩土应力比没有太大的实际意义。

实际上, 如果把复合桩基中的桩与土视为一整体, 桩土之间的应力分配变化亦可看作是复合桩基的内力调整, 只是桩土间安全储备的转移, 对于整个复合桩基的承载能力来说并无影响, 仅仅是对沉降量的大小有一定影响, 而这种影响也极为有限。对于整个建筑物, 控制沉降差才更为关键。

设桩的安全系数 $K_p = Q_u / Q_k$ (Q_u , Q_k 分别为单桩极限承载力标准值及单桩承载力标准值)。由以上分析可知, 只要控制复合桩基总安全系数 $K \geq 2.0$, 取 $K_p = 1 \sim 2$ 进行设计均可, 最终实际桩土应力比并不影响整个基础的安全度, 然后, 在此基础上进行沉降验算。由于一般桩基刚度比桩间土大, 桩往往先于桩间土达到承载力设计值。因而, 当取 $K_p = 2$ 按常规方法进行设计时, 实际桩往往承担了比设计值更大的荷载, 沉降计算可能偏大。当取 $K_p = 1$, 即将桩用至极限承载力进行设计, 由于桩可能达不到极限值, 而将使沉降及土反力计算可能较实际情形偏小。

以下进一步分析在各种桩距下, 复合桩基的具体设计方法及适用条件。

3.1 疏桩基础设计方法

当桩间距 $S \geq 6d$ (d 为桩径), 也即所谓疏桩基

础, 此时, 可不考虑桩与桩以及桩与土之间的相互作用。下面简单介绍文献[3]中复合桩基设计方法及适用条件。

设计的基本原则与步骤为:

(1) 确定桩数。设天然地基承载力设计值 f 的利用系数为 ξ , 单桩极限承载力 Q_u 的利用系数为 ζ , 则桩数 n 确定如下:

$$n = \frac{P - \xi fA}{\zeta Q_u} = \frac{(1 - \xi\psi)P}{\zeta Q_u} \quad (1)$$

$$\psi = \frac{fA}{P} \geq 0.5 \quad (2)$$

式中 f 为经修正后的天然地基承载力设计值; A 为筏基底总面积; P 为上部结构竖向力设计值 F 和基础自重设计值及基础上土重标准值 G 之和。

(2) 单桩荷载与强度验算。

(3) 按 Q_u 和桩顶水平荷载对桩身材料进行强度和抗裂度验算。

(4) 对复合桩基进行整体安全度和沉降量的双重复核。

整体承载力安全度

$$K = \frac{P_u}{P} = \frac{1}{\zeta} + (2.5 - \frac{\xi}{\zeta})\psi \geq 2.0 \quad (3)$$

$$s \leq [s] \quad (4)$$

另按 $Q_s = P - \zeta nQ_u$ 的土反力再加上水浮力对基础进行设计。

为安全可靠起见, 目前该方法对适用条件作了明确限定^[3]。该法步骤清晰, 桩土应力分配明确, 且充分利用了桩的潜力, $K_p \approx 1$, 具有较好的经济性, 但该法存在 2 个问题:

首先是关于总安全度 K 的计算问题。由文献[2]可知

$$P_u = 2.5fA + \sum n_i Q_{ui} \quad (5)$$

由于桩对桩间土的作用, 桩间土的承载力不是全部可以利用的, 它的一部分要用于维持桩基本身的承载力, 而桩的承载力, 从广义的概念出发也属于桩间土的承载力, 但这一部分承载力则表现为桩与桩间土的摩擦力^[4]。因此, 除去 ξ 部分的桩间土全部或部分用于维持桩身摩擦力, 实际上已被利用。而由 P_u 的计算公式可看出, 文献[3]认为除去 ξ 部分用于承担上部荷载外, 其余均作为安全储备计入 K , 显然不合理, 偏于不安全。因此, 为安全起见, 笔者提出总安全度系数 K 计算公式:

$$K = \frac{1}{\zeta} + \left(\frac{2.5A_e}{A} - \frac{1}{\zeta} \right) \psi \geq 2.0 \quad (6)$$

式中 A_e 为桩间土有效面积, 即扣除维持桩身应力桩间土面积后的基底土面积。

其次是关于作用于筏板及基础梁上土反力的计算问题。

作用于筏板及基础梁上土反力的计算式 $Q_s = P - \xi n Q_u$, 认为每根桩均达到或接近极限承载力状态, 剩余部分上部荷载由桩间土承担, 并作用于上部基础梁上。但当桩间土较为坚硬、桩数较多时, 单桩往往达不到极限值, 国内外许多试验测试均已证明了这一点^[5]。举个很简单的例子, 当桩数较多且足以承担上部荷载, 即作用于筏板上土反力 $Q_s = P - \zeta n Q_u = 0$ 时, 显然, 并不意味着实际土反力 $Q_s = 0$ 。而且, 从设计的可靠度或可靠概率上来说, $K_p = 1$ 或接近 1 时, 根本无法确保每根桩达到或接近极限承载力。因此, 桩间土实际上可能承担了比设计值更高的上部荷载, 虽然这对地基总安全度并不产生影响, 但地基基础的安全度包括两方面: 地基及基础的安全度。过低地预估桩间土的承担的荷载, 并按此土反力去设计计算基础, 将使基础刚度偏小, 并在实际受力时导致破坏。同时, 土反力被低估也可能将导致沉降计算值偏小。因此, 笔者提出以下公式计算作用于基础的土反力, 即

$$Q_s = P - \beta n Q_u \quad (7)$$

式中 β 为单桩承担荷载折减系数 (仅用于设计计算基础)。 β 值由桩间土, 桩端土性质及场地土变异系数等因素综合确定。

3.2 一般桩距 ($S < 6d$) 复合桩基设计方法

当桩距 $S < 6d$ 时, 由于桩与桩以及桩与土之间的相互作用, 将使群桩中各基桩承载力发挥值、发挥性状不同于独立单桩, 即出现所谓群桩效应, 这在单桩承载力计算时都应加以考虑。因此, 可按以下公式进行设计

$$P = nR + fA_e \quad (8)$$

$$A_e = \eta_c A \quad (9)$$

式中 n 为桩数; R 为单桩竖向承载力设计值; η_c 为承台底土阻力群桩效应系数; A_e 为基底净面

245

积; f 为修正后的基底土承载力设计值。

考虑群桩效应

$$R = \eta_s \frac{Q_{sk}}{\gamma_s} + \eta_p \frac{Q_{pk}}{\gamma_p} \quad (10)$$

式中各参数意义详见文献[1]。 η_s 、 η_p 及 γ_s 、 γ_p 可查阅文献[1]中表 5.2.3-1 及表 5.2.2 进行设计。

η_c 表现为基底桩侧土同桩的竖向位移发生剪切变形而低于平板基底土阻力。或者如前面所说一部分应用于维持桩身应力, 其值与桩距、桩长、承台宽度、桩的排列和承台内外区面积比等有关。 η_c 可参照文献[1]中表 5.2.3-2 取值。

文献[1]为全国规范, 其 η_c 取值一般也偏于保守, 桩间土实际上有可能承受了比设计值更高的荷载。在设计基础时, 应在计算基础上, 根据桩端土及桩间土的性质对基础刚度作一定加强, 以抵抗可能更大的土反力。

另应对桩身承载力及沉降作复核, 要求桩身承载力不得小于单桩极限承载力标准值。

4 结 语

(1) 当桩为摩擦桩或端承摩擦桩时, 刚性桩复合地基不设褥垫层比设垫层更安全和经济。

(2) 复合桩基设计在控制总体安全度及变形的前提下, 可明确按桩土应力比进行设计, K_p 取 1~2 均可, 实际桩土应力比无须等于设计桩土应力比, 桩土间的应力变化, 只是桩土间安全储备的转移, 并不影响整个地基基础的安全度。

(3) 文献[1]中疏桩基础设计方法存在两个问题, 即承载力总安全度 K 的计算和土反力的计算偏于不安全, 应加以修正。

参 考 文 献

- [1] JGJ94-94, 建筑桩基技术规范[S].
- [2] 宰金珉. 塑性支承桩-卸荷减沉桩的概念及其工程应用[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(3): 273—278.
- [3] 宰金珉. 高层建筑地基与基础设计中的几个问题[A]. 21 世纪高层. 建筑基础工程[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [4] 管自立. 疏桩基础设计实例分析与探讨[J]. 建筑结构, 1993, (11): 42—46.
- [5] 郑刚, 纪颖波, 吴永红. 不同分担比对疏桩基础沉降计算的影响[A]. 21 世纪高层建筑基础工程[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.