

软岩钻孔灌注桩承载力的数值模拟

高长岭¹ 李荣峰¹ 柴建峰²

(1. 江苏省水文地质工程地质勘察院, 江苏 淮安 223001; 2. 中国黄金集团建设有限公司, 北京 100101)

摘要:如何确定软岩地区钻孔灌注桩的承载力是一个复杂而又亟待解决的问题。本文以南京长江三桥软岩钻孔灌注桩为例,利用数值模拟法(FLAC3D 模拟分析),模拟南京长江三桥软岩钻孔灌注桩逐级加载后的受力性状,根据得到的桩周土岩的应力场、位移场及破坏区的分布和扩展,确定软岩钻孔灌注桩的极限承载力。将数值模拟结果和自平衡测试结果进行比较,笔者发现两者吻合较好。

关键词:软岩; 钻孔灌注桩; 极限承载力; 南京长江三桥; 数值模拟

中图分类号: P642.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-3657(2012)03-0835-08

随着中国国民经济的高速稳定发展,城市和交通等领域的建设也随之高速跨越式发展,建构筑物的规模加大,对单桩承载力要求也越来越大。而在中国华东地区,如江苏、江西和安徽等地,普遍发育着以红色碎屑岩沉积为主的泥质软岩,岩性主要为泥岩和泥质粉砂岩等,强度较低,为提高承载力,灌注桩嵌入岩石深度越来越大。如何确定软岩地区钻孔灌注桩的桩基承载力,是一个值得深入研究的课题。本文以南京长江三桥软岩钻孔灌注桩为例,采用数值模拟方法(FLAC3D 模拟分析)结合自平衡测试成果和勘察成果,研究了软岩地区钻孔灌注承载力的确定方法,对软岩地区岩土工程勘察及桩基设计具有一定的现实意义。

1 场地工程地质条件

南京长江第三大桥位于南京长江大桥上游约 19 km 处,全长 4 744 m,由主桥和引桥两部分组成,其中主桥长 1 284 m,设计为双塔双柱钢箱梁斜拉桥,主跨 648 m;引桥长 3 460 m,其中南引桥长 680 m,北引桥长 2 780 m,桥宽 32 m。大桥的基础采用钻孔灌注桩,持力层白垩系浦口组泥岩。

桥位区属下扬子地层区,宁镇—江浦地层小区。揭露地层主要为第四系全新统(Q_4^{al}):以亚粘土、淤泥质亚粘土、粉细砂为主;上更新统(Q_3^{al}):以粗颗粒

的中粗砂、砾砂及卵砾石为主,为长江古河道沉积;白垩系上统浦口组(K_2p):以泥岩为主,棕褐—棕红色,以岩性软弱多夹石膏脉为特征,具近水平层理,呈饼状,可分全风化、强风化、弱风化、微风化 4 个风化级别。

土体划分为 3 个工程地质层,层号①~③,据岩性特征又细分为若干亚层;白垩系泥岩划分为第④工程地质层,对应于全风化、强风化、弱风化和微风化,进一步分为不同的亚层。试桩处各土体工程地质层物理力学性质指标统计表成果见表 1,岩层物理力学指标统计成果见表 2。

2 自平衡测试结果及分析

南京长江第三大桥的 2 号试桩进行了自平衡测试。2 号试桩桩顶标高-40.00 m,桩底标高-90.00 m,桩直径 2.0 m,外、内护筒底标高均为-45.00 m,荷载箱位于-81.00 m。弹性模量试验,得到 $E=3.18 \times 10^4 \text{MPa}$ 。自平衡法试验原理如图 1 所示。

测试时设计加载值 $2 \times 33\,000 \text{ kN}$,每级加载为极限承载力的 1/15,第一级按两倍荷载分级加载。实际加载至 $2 \times 47\,710 \text{ kN}$ (资料来源于东南大学的试桩报告)。测试过程一切正常, $Q-s$ 曲线呈缓变型。实测结果见表 3~4 及图 2。

采用等效转换方法(江苏省地方标准《桩承载力

表1 各土体工程地质层物理力学性质指标

Table 1 Indexes of physical and mechanical character of soil strata

层编号	岩性	层厚/m	天然含水率 w/%	天然重度 $R/kN \cdot m^{-3}$	天然孔隙比 $E/kN \cdot m^{-3}$	压缩系数 a_{1-2}/MPa	压缩模量 E_s/MPa	实测标贯数 $N_{63.5}$
② ₂	粉细砂	4.4	25.3	1.95	0.73	0.11	16.3	27
③ ₃	粗砂、砾砂、局部卵石	5.8	13.9	2.05	0.506	0.10	15.5	80

表2 各岩层物理力学指标

Table 2 Indexes of physical and mechanical character of rock strata

层编号	岩性	层厚/m	天然含水率 %	饱和含水率 %	天然单轴抗压强度 /MPa	饱和单轴抗压强度 /MPa	干燥单轴抗压强度 /MPa	天然重度 $r/kN \cdot m^{-3}$	弹性模量/GPa
④ ₁	全风化泥岩	2.6	12.28	19.8	0.40	0.03	4.08	2.26	
④ ₂	强风化泥岩	11.4	9.32	14.14	1.29	0.46	4.97	2.33	
④ ₃	弱风化泥岩	10.0	7.47	9.63	5.34	1.27	15.73	2.37	4.32
④ ₄	微风化泥岩	>35.0	6.56	8.87	8.70	1.31	20.58	2.38	5.52

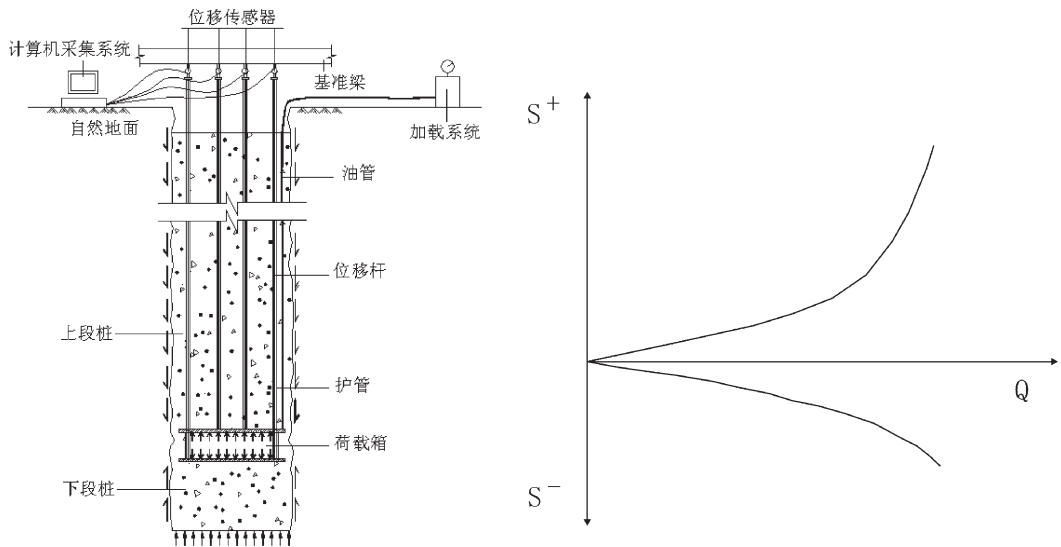


图1 自平衡法试验原理示意图

Fig.1 Sketch of self-balanced test principle

自平衡测试技术规范)), 根据已测得的各土层摩阻力-位移曲线, 转换至筒底(-45.00 m), 转换曲线见图3, 其结果如表5所示。2号试桩有效桩长的极限承载力取等效转换方法计算结果为93 780 kN, 其中桩端阻力为17 333 kN, 占18.5%, 桩侧摩阻力为76 448 kN, 占81.5%。

3 试桩的 FLAC3D 模拟分析

3.1 FLAC 软件简介

FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 软件是由美国 Itasca Consulting Group, Inc. 为地质工程应用而开发的连续介质显式有限差分计算软件

表 3 试桩实测结果
Table 3 Actual measuring results of test pile

试桩 编号	预订加 载值/kN	最终加 载值/kN	荷载箱处 最大向上 位移/mm	向上残余 位移/mm	上部桩土 体系弹性 变形/mm	荷载箱处 最大向下 位移/mm	向下残余 位移/mm	下部桩土 体系弹性 变形/mm	桩顶向上 位移/mm	桩顶残余 位移/mm	上段桩压 缩变形 /mm
2号 试桩	2×33000	2×47710	10.32	4.86	5.46	12.56	7.26	5.3	0.43	0.23	9.89

表 4 试桩自平衡规范分析结果

Table 4 Self-balanced analytical results of test pile based on criterion

试桩 编号	荷载箱上部桩的实 测极限承载力 $Q_{u上}$ /kN	荷载箱下部桩的 实测极限承载力 $Q_{u下}$ /kN	荷载箱上部桩 段长度 /m	荷载箱上部桩 有效自重/kN	荷载箱上部桩侧摩 阻力修正系数 γ	单桩竖向抗 压极限承载 力 Q_u /kN
2号	47710	47710	41.00	1868	0.8	105013

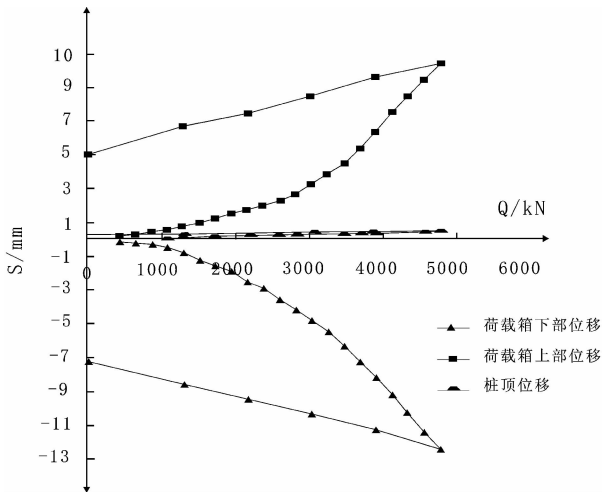


图 2 2号试桩自平衡测试曲线

Fig.2 Self-balanced test curve of No.2 test pile

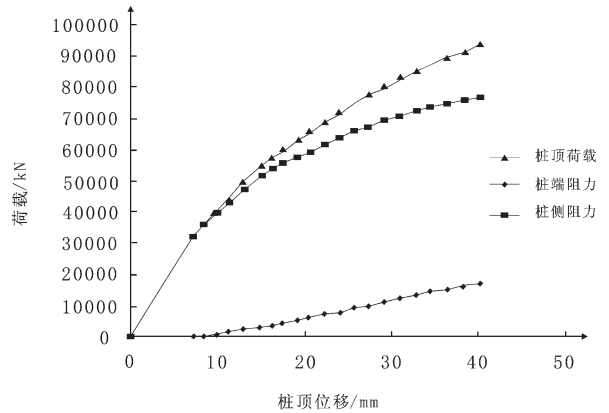


图 3 等效转换曲线

Fig. 3 Equivalent conversion curve

三维版。该软件主要适用于模拟计算岩土体材料的力学行为及岩土材料达到屈服极限后产生的塑性流动,对大变形情况应用效果更好。本次模拟桩周岩石为软质泥岩,裂隙不发育或为闭合裂隙,遇水存在软化现象,在模拟计算中,桩与岩土层接触面按连续界面处理。

FLAC3D 在求解时采用了有限差分技术、空间

离散技术以及动态求解技术。通过这三种方法,把连续介质的运动方程转化为在离散单元节点上的离散形式的牛顿第二定律,从而这些差分方程可用显式的有限差分技术来求解。

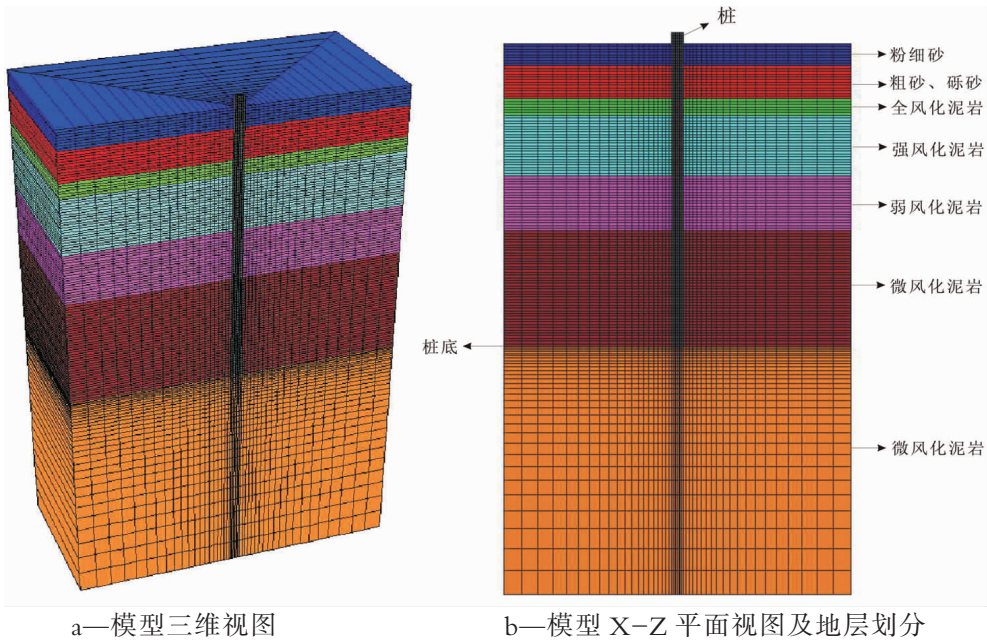
3.2 三维分析模型的建立

模型以桩基圆心为原点,桩轴为 z 轴,地面标高为 z 轴零点。模型长(X轴)60 m,宽(Y轴)30 m,高(Z轴)100 m,如图 4-a 所示。桩基直径 2 m,露出地面高 2 m,入土深度 55 m。模型中,地面(Z轴 0 点)

表 5 2号桩等效转换结果

Table 5 Equivalent conversion results of No.2 test pile

桩身范围/m	极限承载力/kN	相应位移/mm	极限桩端阻力/kN	极限总侧摩阻力/kN
-45.00~-95.00	93780	40.21	17333	76448

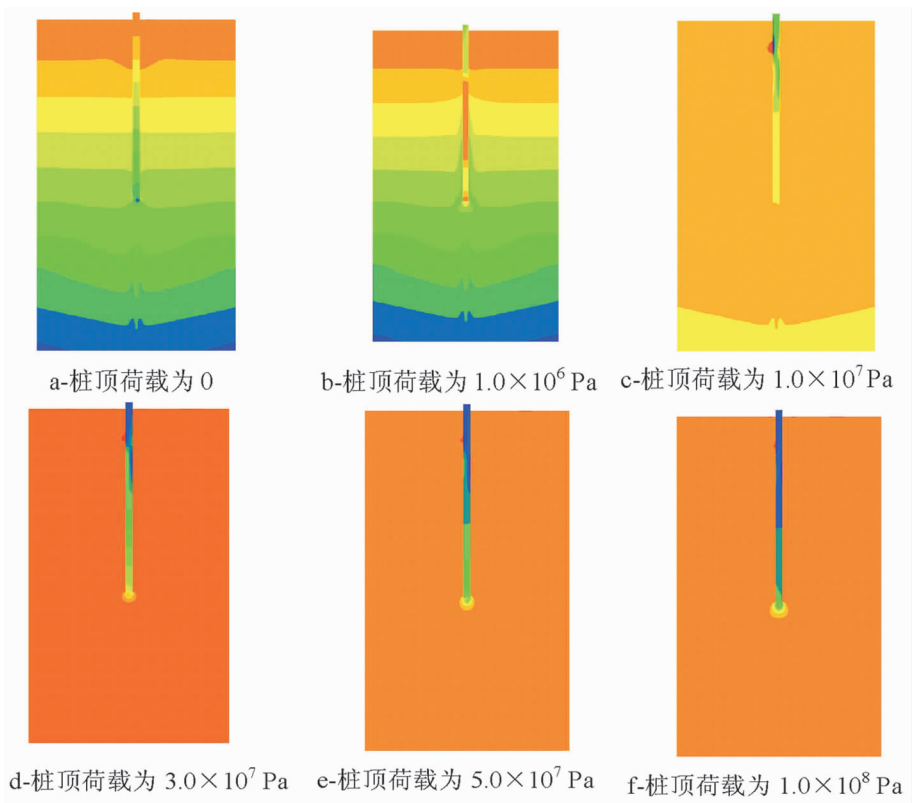


a—模型三维视图

b—模型 X-Z 平面视图及地层划分

图 4 三维模型网格图

Fig.4 Sketch of FLAC-3D model and grid



a-桩顶荷载为 0

b-桩顶荷载为 1.0×10^6 Pa

c-桩顶荷载为 1.0×10^7 Pa

d-桩顶荷载为 3.0×10^7 Pa

e-桩顶荷载为 5.0×10^7 Pa

f-桩顶荷载为 1.0×10^8 Pa

图 5 桩顶施加各级荷载后桩及桩周土岩中最大主应力分布

Fig.5 Maximal principal stress distribution of surrounding pile and soil and rock when different load levels are applied on pile top

~(Z 轴)-4.4 m 为②2 层粉细砂, 见图 4-b; -4.4~-10.2 m 为③3 层粗砂、砾砂, 局部卵石; -10.2~-12.8 m 为④1 全风化泥岩; -12.8~-24.2 m 为④2 强风化泥岩; -24.2~-34.2 m 为④3 弱风化泥岩; -34.2 m 至模型底部为④4 微风化泥岩。各地层参数见表 1~2。

3.3 计算结果分析

边界条件为: 模型底部 Z 轴方向的位移固定, 模型左右两侧 X 轴方向的位移固定, 模型前后两侧 Y 轴方向的位移固定, 模型顶部为自由边界。荷载施加在桩的顶部, 采用 12 级加载, 每一级荷载分别为: 1.0×10^6 Pa, 5.0×10^6 Pa, 1.0×10^7 Pa, 2.0×10^7 Pa, 3.0×10^7 Pa, 4.0×10^7 Pa, 5.0×10^7 Pa, 6.0×10^7 Pa, 7.0×10^7 Pa, 8.0×10^7 Pa, 9.0×10^7 Pa, 1.0×10^8 Pa。为说明模拟桩的受力情况以及受力后的桩及桩周岩土的内力、位移、破坏区分布规律及发展特征, 本次设计的最大荷载理论上超过常规荷载等级。每一级加载后, 运行 10 000 时步, 最大不平衡力基本上接近零, 表明模型已基本稳定。我们可以得到每一级荷载下, 桩及桩周岩土的主应力、位移、破坏区的分布。从而得到荷载增加过程中, 主应力和位移发展, 以及塑性区的扩展。

3.4 最大主应力的分布及发展

图 5-a~f 分别为桩顶荷载为 0、 1.0×10^6 Pa、 1.0×10^7 Pa、 3.0×10^7 Pa、 5.0×10^7 Pa、 1.0×10^8 Pa 时桩及桩周土岩中最大主应力的分布图。计算结果显示:

(1) 桩顶荷载为 0 时, 桩周土岩最大主应力等值线近于平行, 桩及桩周土岩最大主应力均随深度增加而增大(图 5-a)。由于混凝土的密度稍大于桩周土岩, 因此, 仅在自重作用下, 桩的最大主应力稍大于同一高程的桩周土岩的最大主应力。

(2) 当桩顶施加荷载后, 若荷载值较小, 则桩身最大主应力随深度增加先减小, 至某一深度(Z_0)时, 桩身最大主应力达到最小值, 随后又随深度增加而增大(图 5-b)。这是由于荷载较小时, 则全部由桩的侧摩阻力承担, 所施加的荷载传递至某一深度(Z_0)时便减为 0, 此时, 所施加的荷载 P 即等于桩身 Z_0 以上部分所增加的侧摩阻力, Z_0 即为荷载的传递深度。 Z_0 以上桩周土岩的最大主应力分布呈“八”字形, 即周身附近的土岩由于受桩侧摩阻力的影响而增大, 随着远离桩身, 土岩的最大主应力又逐渐恢复水平。 Z_0 以下桩周土岩由于未受到桩侧摩阻力的影响而依旧保持水平分布。

(3) 随着桩顶荷载的增大, 荷载传递深度 Z_0 也

逐渐增大。当荷载增加至某一值(P_1)时, Z_0 也将增大至桩底高度。 P_1 是一个临界荷载, 当桩顶荷载 P 小于 P_1 时, 桩顶荷载全部由桩侧摩阻力承担; 当桩顶荷载 P 大于 P_1 时, 桩顶荷载将由桩侧摩阻力(Q_s)和桩底端阻力(Q_p)共同承担。即:

$$P=Q_s \quad P < P_1$$

$$P=Q_s+Q_p \quad P > P_1$$

(4) 当桩顶荷载继续增大到某一值(P_2)时, 桩侧摩阻力(Q_s)将达到某一最大值 Q_{sm} , 此时桩周土岩将发生塑性屈服, 若桩顶荷载进一步增大, 桩侧摩阻力 Q_s 将保持不变或减小。

(5) 当桩顶荷载继续增大到某一值(P_3)时, 桩底端阻力(Q_p)也将达到某一最大值 Q_{pm} , 此时桩端岩石将发生塑性屈服, 桩的承载力达到最大值。继续加大荷载, 则桩端岩石、桩身将发生破坏。

3.5 位移的分布及发展

图 6 为各级荷载下桩顶和桩底的位移曲线图。图 7 是桩顶荷载为 3.0×10^7 Pa 时桩周土岩位移矢量图。计算结果显示:

(1) 随着桩顶荷载的逐级增大, 桩及桩周土岩的位移也逐渐增大。当桩顶荷载较小时 ($\leq 1.0 \times 10^6$ Pa), 桩及桩周土岩主要发生弹性变形, 变形主要集中在桩及桩周土岩的上部, 量级一般小于 0.1 mm, 桩侧上部土岩的摩阻力得到逐步发挥, 此时桩身中下部桩土相对位移等于零, 其侧摩阻力尚未开始发挥作用。当桩顶荷载增大至 5.0×10^6 Pa 时, 桩顶位移增大至 0.2 cm, 桩侧土岩的摩阻力随着荷载的增大自上而下逐步得到发挥, 此时桩底位移仍为零, 说明荷载尚未传递至桩底。当桩顶荷载进一步增大至 2.0×10^7 Pa, 桩顶位移增加至 2.3 cm, 此时桩底位移虽然较小(约 0.03 cm), 但已经开始出现, 说明荷载已传递至桩底, 桩端阻力开始发挥作用。当荷载增大至 3.0×10^7 Pa 时, 桩顶位移已增大至 5.2 cm, 桩底位移也已达 0.4 cm, 新增加的荷载主要由桩端阻力承担。若此时进一步增大桩顶荷载, 则桩底位移迅速增大, 如图 6 所示, 表明桩端阻力已发挥至极大值, 并开始出现塑性屈服, 致使位移迅速增大。

(2) 桩顶位移与桩底位移之差即为桩身的压缩量。从图 7 可知, 随着桩顶荷载的增加, 桩身压缩量逐渐增大。当桩顶荷载 $< 2.0 \times 10^7$ Pa 时, 桩顶荷载主要由桩侧土岩的侧摩阻力承担, 荷载尚未传递至桩底, 桩底位移为零, 此时桩顶位移全部转化为桩身的

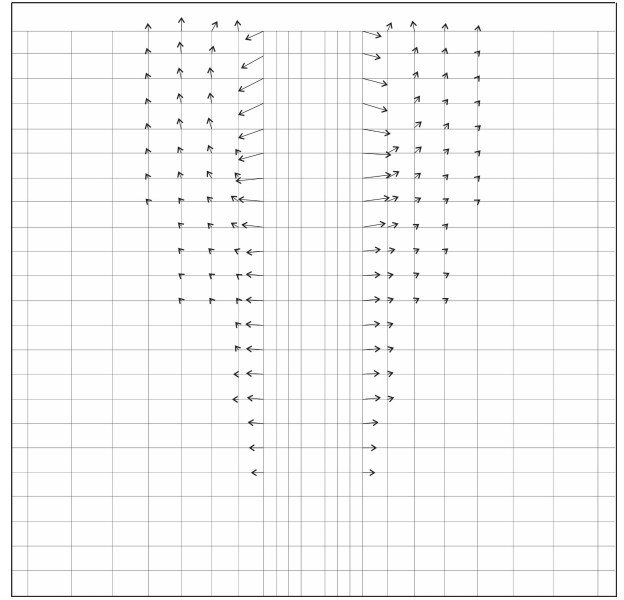
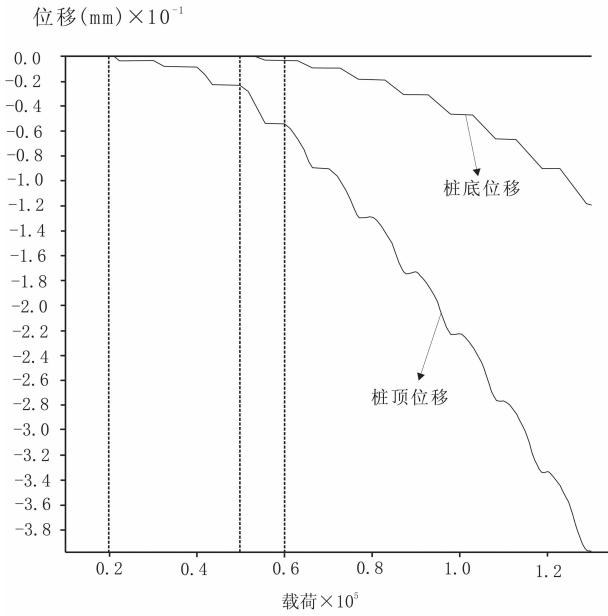


图 6 各级荷载下桩顶和桩底位移曲线图

Fig.6 Displacement curve of pile top and pile bottom of different load levels

图 7 桩顶荷载为 3.0×10^7 Pa 时桩周土岩位移矢量图

Fig.7 Displacement vectors of soil and rock around pile of 3.0×10^7 Pa load applied on pile top

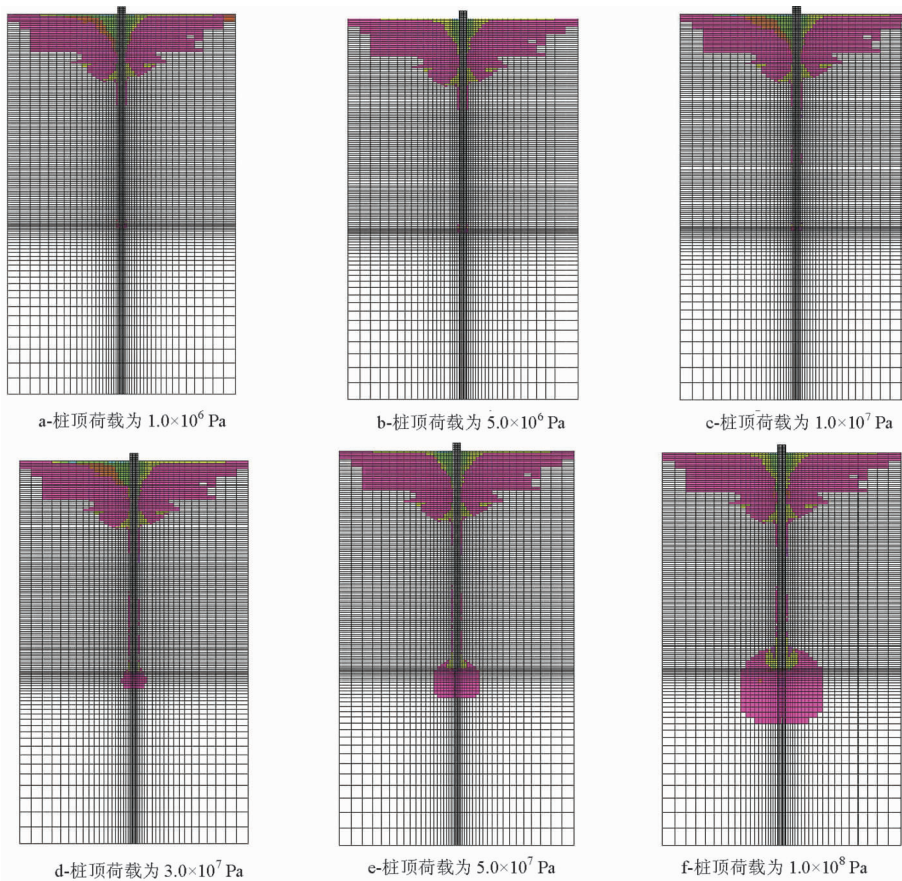


图 8 桩顶施加各级荷载后桩周土岩塑性区的分布

Fig.8 Plastic zone distribution of soil and rock around pile different load applied on pile top

表 6 数值模拟结果与自平衡测试结果对比

Table 6 Contract table of numerical simulation results and self-balanced test results

类型	数值模拟结果 A	自平衡测试结果 B	相差率 $R = (A-B) \cdot B^{-1}$
桩极限承载力/kN	94 200	93 780	0.4%
极限桩端阻力/kN	21 980	17 333	26.8%
极限桩侧摩阻力/kN	72 220	76 448	-5.5%
桩顶位移/mm	52	40	30%

压缩量。当桩顶荷载增大至 3.0×10^7 Pa 时,桩顶位移为 5.2 cm, 桩底位移为 0.4 cm, 桩身压缩量为 4.8 cm。当桩顶荷载进一步增大至 4.0×10^7 Pa 时, 桩身压缩量达 8.0 cm (桩顶位移 8.9 cm, 桩底位移 0.9 cm), 超过了桩的临界压缩量, 表明桩身已发生破坏, 桩的极限荷载小于 4.0×10^7 Pa。

(3) 从位移矢量图(图 7)可知, 靠近桩身的土层发生了两个方向的位移: 其一是跟随桩身向下变形的竖直位移, 其二是由于桩身受压膨胀而引起的侧向位移。而离桩身较远的土层则存在一个竖直向上的位移分量, 表现出一定的挤土效应。

(4) 桩周土岩的竖直位移分量和径向位移分量均集中在 0~13 m 的深度范围内, 而这一深度主要分布②2 层的粉细砂, ③3 层的粗砂、砾砂以及④1 层的全风化泥岩。说明松散的土层和全风化泥岩产生的位移较大, 而较坚硬的泥岩产生的位移量较小。

3.6 破坏区的分布及扩展

图 8-a~f 分别为桩顶荷载为 1.0×10^6 Pa、 5.0×10^6 Pa、 1.0×10^7 Pa、 3.0×10^7 Pa、 5.0×10^7 Pa、 1.0×10^8 Pa 时桩周土岩塑性区的分布。FLAC 数值模拟采用 Mohr-Coulomb 屈服准则, 当某单元的应力状态超过了 Mohr-Coulomb 准则, 则该单元即为破坏区。图中分别用不同的颜色表示单元的拉张破坏、剪切破坏和拉剪破坏。计算结果显示:

(1) 桩顶荷载较小时(图 8-a~b), 表层松散的粉细砂、粗砂、砾砂及全风化泥岩即发生破坏。表层靠近桩身的粉细砂及粗砂以拉张破坏为主, 其下层的粗砂和砾砂及全风化泥岩以剪切破坏为主。

(2) 随着桩顶荷载的增加, 破坏区沿着桩身逐步向下扩展, 当桩顶荷载增加至 1.0×10^7 Pa 时, 桩侧土岩已陆续出现剪切破坏(图 8-c), 表明桩侧摩阻力自上而下已逐渐得到发挥并达到峰值, 新增加的荷载将主要由桩端阻力承担。

(3) 当桩顶荷载增加至 3.0×10^7 Pa 时, 桩端岩层也出现了少量剪切塑性区(图 8-d), 表明此时桩端阻力已发挥至最大值, 此时的桩顶荷载即为桩的极

限承载力。

(4) 当桩顶荷载进一步增加时, 桩侧土岩和桩端岩层均已破坏并出现滑移, 此时桩侧土岩和桩端岩层的抗剪强度由峰值强度跌落为残余强度, 桩端岩层出现球形破坏区, 并迅速扩大(图 8-e~f)所示。

利用数值模拟, 笔者得到各级荷载下桩周土岩应力、位移及破坏区的分布和发展情况, 从而判断 2 号桩的极限荷载 3.0×10^7 Pa。此时桩端荷载为 0.7×10^7 Pa (图 9)。则 2 号试桩的极限承载力为 94 200 kN, 其中端阻力 21 980 kN, 侧摩阻力 72 220 kN。

4 数值模拟结果与自平衡测试结果

从数值模拟结果与自平衡测试结果对比表(表 6)可知, 两者吻合较好。桩的总极限承载力数值模拟结果比自平衡测试结果增大 0.4%, 其中端阻力比自平衡测试结果增大了 26.8%, 而侧摩阻力比自平衡测试结果减少了 5.5%。

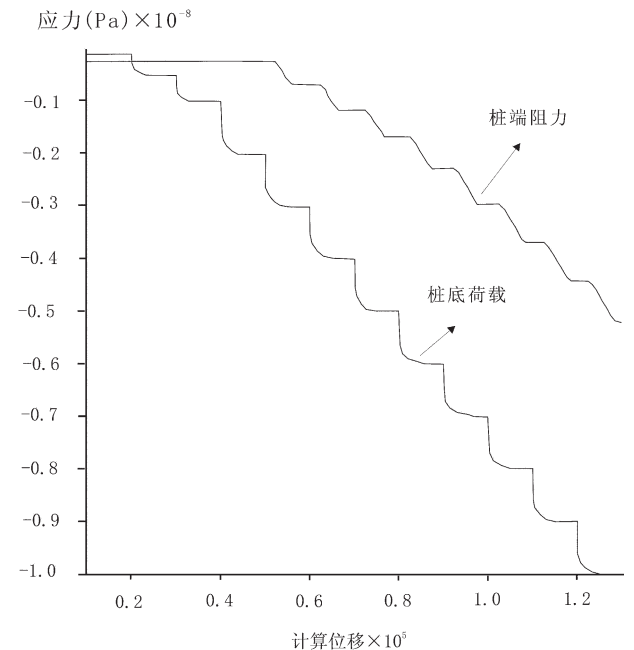


图 9 数值模拟得到的各级荷载作用下的桩端阻力
Fig.9 Pile tip resistance curve in different load levels obtained from numerical simulation

5 结 语

影响软岩钻孔灌注桩侧摩阻力的因素较多,主要包括桩侧土岩的力学性质、发挥桩侧摩阻力所需位移、桩径 d 、桩长 L 、成桩的泥浆的稠度、桩顶荷载水平等。桩土岩相互作用的机理非常复杂,要经济而又准确地确定软岩钻孔灌注桩的侧摩阻力是十分困难的。因此,我们建议采用多种方法相结合,相互比较、综合分析来确定软岩钻孔灌注桩的侧摩阻力。

参考文献(References):

- [1] 张忠苗, 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
Zhang Zongmiao. Pile Foundation Engineering [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2007(in Chinese).
- [2] 刘松玉, 季鹏, 韦杰, 等. 大直径泥质软岩嵌岩灌注桩的荷载传递性状[J]. 岩土工程学报, 1998, 20 (4): 58-61.
Liu Songyu, Ji Peng, Wei Jie, et al. Load transfer behavior of large diameter cast in place pile embedded in soft rock [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(4):58-61 (in Chinese with English abstract).
- [3] 程晔, 龚维明, 薛国亚, 等. 南京长江第三大桥软岩桩基承载性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38 (12):94-114.
Chen Ye, Gong Weiming, Xue Guoaya, et al. The bearing

- characteristics of piles embedded in weak rocks for the third bridge over the Yangzi River at Nanjing [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(12):94-114 (in Chinese with English abstract).
- [4] 蔡江东, 姜振泉. 确定大长径比软岩嵌岩桩桩侧土阻时应注意的问题[J]. 四川建筑科学研究, 2006, 32 (6): 128-131.
Chai Jiandong, Jiang Zhenquan. Problems on ascertaining the shaft-resistance of rock-socketed pile with large length-diameter ratio casted in soft rock [J]. Sichuan Building Science, 2006, 32(6): 128-131 (in Chinese with English abstract).
- [5] 黄强. 桩基工程若干热点技术问题[M]. 北京: 机械工业出版社, 2001.
Huangqiang. Some Key Technique Problem of Pile Foundation [M]. Beijing: China Machine Press, 2001(in Chinese).
- [6] 龚维明, 蒋永生, 翟晋. 桩承载力自平衡测试法[J]. 岩土工程学报, 2000, 22 (5): 532-536.
Gong Weiming, Jiang Yongsheng, Zhai Jin. Self-balanced test method using in yesting the bearing capacity of a single pile [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22 (5):532-536 (in Chinese with English abstract).
- [7] 桩承载力自平衡测试技术规程(DB32/T 291-99). 江苏省地方标准. 江苏省技术监督局和江苏省联合发布, 1999.
Technical Regulation of self-balanced Test Method Using in Testing the Bearing Capacity of a Single Pile (DB32/T 291-99) [M]. Local criterion in Jiangsu Province. Combined publishing by Quality and Technical Supervision Bureau and Construction Commission, Jiangsu Province, 1999.

Numerical simulation of bearing capacity of the bored pile in soft rock

GAO Chang-ling¹, LI Rong-feng¹, CHAI Jian-feng²

(1. Jiangsu Institute of Engineering Geological and Hydrogeological Investigation, Huai'an 223001, Jiangsu, China; 2. China National Gold Engineering Corporation, Beijing 100101, China)

Abstract: A method for determining the bearing capacity of bored piles in soft rock areas has been a complex problem that should be solved urgently. Taking the bored piles in soft rock of the third bridge over the Yangtze River in Nanjing as an example and using the numerical simulation method (FLAC3D simulation analysis), this paper simulated the force behavior of the bored piles in soft rock of the third bridge over the Yangtze River in Nanjing in the case of step stress test. Based on stress field, displacement field and the distribution and expansion of the failure zone obtained in the soil and rock around the pile, the authors determined the ultimate bearing capacity of the bored pile in soft rock. A comparison with the numerical simulation results and the self-balanced load test results shows that the numerical simulation result agrees well with the self-balanced load test result.

Key words: soft rock; bored piles; ultimate bearing capacity; the third bridge over the Yangtze River in Nanjing; numerical simulation

About the first author: GAO Chang-ling, male, born in 1965, senior engineer, mainly engages in the study of engineering geology and hydrogeology; E-mail: ggccll@vip.sohu.com.