

文章编号: 1007-2993(2026)02-0276-11

# 大直径超长桩自平衡检测法极软岩转换系数研究

陈怡坛<sup>1</sup> 张容<sup>2</sup> 李忠伟<sup>1,3</sup>

(1. 南京东大自平衡桩基检测有限公司, 江苏南京 211164; 2. 湖北伟兴建设有限公司, 湖北荆州 434300; 3. 东南大学  
土木工程学院, 江苏南京 211189)

**【摘要】** 自平衡检测法是一种高效的基桩承载力测试技术, 实现了复杂环境中单桩承载力的直接测量, 该方法中的关键计算参数为转换系数, 然而关于极软岩条件下转换系数的合理取值却鲜有研究。依托南京龙潭长江大桥主塔桩基础, 开展原位自平衡试验, 获取了极软岩地层的试验结果。考虑上段桩侧承载力弱化效应, 建立三维有限元模型, 模拟了自平衡试验过程, 并基于试验与模拟数据对比, 对转换系数取值进行定量分析。研究表明, 极软岩地层中桩基转换系数取 0.9 时, 模拟结果与实测结果最为接近; 在极软岩条件下, 转换系数的修正使桩基极限承载力和承载力特征值增大, 从而有助于提高承载力评价的合理性, 并为工程设计提供更加经济合理的取值依据。研究结果可为类似地质条件下的基桩自平衡检测试验参数取值提供参考。

**【关键词】** 自平衡检测法; 基桩承载力; 极软岩; 转换系数; 有限元模型

**【中图分类号】** TU473.1+6

**【文献标识码】** A

doi: 10.20265/j.cnki.issn.1007-2993.2024-0451

## Conversion coefficient of extremely soft rock by Osterberg Cell Testing of large diameter ultra-long pile

CHEN Yitan<sup>1</sup> ZHANG Rong<sup>2</sup> LI Zhongwei<sup>1,3</sup>

(1. Nanjing Dongda Self-Balancing Pile Foundation Testing Co., Ltd., Nanjing 211164, Jiangsu, China; 2. Hubei Weixing Construction Co., Ltd., Jingzhou 434300, Hubei, China; 3. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, Jiangsu, China)

**【Abstract】** As an efficient test technique for pile bearing capacity, Osterberg Cell (O-Cell) testing can directly measure the bearing capacity of single pile in complex environment. However, few studies have been conducted on the reasonable value of the key calculation parameter  $\gamma$  in this method under extremely soft rock conditions. Based on the pile foundation of the main tower of Nanjing Longtan Yangtze River Bridge, the in-situ O-Cell testing was carried out and the test results of extremely soft rock stratum were obtained. Considering the weakening effect of the side bearing capacity of the upper section pile, a three-dimensional finite element model is established to simulate the O-Cell testing process, and the conversion coefficient is quantitatively analyzed based on the comparison between the test and the simulated data. The results show that the simulated results are most close to the measured results when the pile foundation conversion coefficient  $\gamma$  is 0.9 in the very soft rock formation. Under extremely soft rock conditions, the modification of the conversion coefficient leads to an increase in both the ultimate bearing capacity and the characteristic bearing capacity of pile foundations, thereby improving the rationality of bearing capacity evaluation and providing a more reasonable basis for capacity selection in engineering design. The research results can provide reference for self-balancing test parameters under similar geological conditions.

**【Key words】** Osterberg Cell Testing; bearing capacity of foundation piles; extremely soft rock; conversion coefficient; finite element model

### 0 引言

自平衡检测法作为一种高效的基桩承载力测试技术, 已在工程实践中得到广泛应用<sup>[1-2]</sup>。该方法通过在桩体内设置荷载箱, 利用上段桩与下段桩的承载力互为反力, 实现对单桩承载力的直接测量<sup>[3-4]</sup>。转

换系数在自平衡法中起着至关重要的作用, 它将自平衡法直接测得的数据转换为传统桩顶施荷静载法的荷载位移数据, 确保了测试结果的准确性<sup>[5]</sup>。合理选取转换系数对评估桩基的安全性和经济性具有关键作用。

作者简介: 陈怡坛, 男, 1990 年生, 大学本科, 工程师, 主要从事岩土工程施工技术研究。E-mail: Chenytbr@outlook.com

通信作者: 李忠伟, 男, 1992 年生, 博士, 主要从事桩基础、桥梁基础研究。E-mail: lizw@seu.edu.cn

目前,关于自平衡法转换系数的研究已取得了一定进展。转换系数受到岩土体类型、桩土刚度比和桩径比等不同因素的影响<sup>[6]</sup>,但其中岩土类型为主要影响因素<sup>[7-9]</sup>,因此众多研究和现行规范常根据地质条件设置转换系数<sup>[10]</sup>。在砂土中,转换系数的取值研究较为成熟,多数研究建议取值范围为0.5~0.8<sup>[11-12]</sup>。由于黏性土的剪切特性与砂土不同,转换系数的取值通常较高,建议取值范围为0.7~0.8<sup>[13-14]</sup>。李腾等<sup>[15]</sup>通过分析自平衡试验桩身应力得到强风化砂岩平均转换系数为0.94。这些研究成果为自平衡法在不同地质条件下的应用提供了理论依据。然而对于特殊地质条件,如软岩和极软岩地层,转换系数的研究尚显不足,需要进一步地深入探索。此外,在自平衡方法中,转化系数的作用是将上段桩的抗拔响应转换为竖向抗压响应,因此传统抗拔桩承载力的计算方法具有一定的借鉴价值。现行《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)<sup>[16]</sup>规定了砂土和黏性土中的单桩抗拔与抗压极限承载力的比值,即抗拔系数 $\lambda$ ,但未提及岩石中的取值,且岩石中抗拔系数的研究也鲜见报道。

尽管缺少对软岩和极软岩转换系数的直接研究结论,但是由于其特殊的地质特性和广泛的分布范围,其本构模型和承载力研究一直是岩土工程领域的热点问题。现有研究表明,软岩和极软岩具有明显的应变软化特性<sup>[17-20]</sup>,可以将其视作固结比很高的土<sup>[21-23]</sup>,其力学行为受到超固结比<sup>[24]</sup>、结构性<sup>[25]</sup>、中间主应力<sup>[26]</sup>及温度<sup>[27-28]</sup>等因素的影响。在试验方面,Kikumoto等<sup>[29]</sup>在室内试验中观察到软岩的软化及愈合现象;在理论方面,很多研究也根据软岩的破坏模式及蠕变规律构建了多种弹塑性本构模型<sup>[30-33]</sup>。现有规范<sup>[10]</sup>中,黏性土和粉土的转换系数取0.8,砂土取0.7,而岩石不区分类别取1.0<sup>[10]</sup>,而上述研究表明,软岩和极软岩的破坏及变形模式类似于硬土,因此,对岩石地层的转换系数做进一步区分和修正是十分重要的。

考虑到软质岩石在工程实践中的广泛存在,以及现有规范取值可能存在的局限性,对极软岩转换系数的研究显得尤为迫切。本文依托南京龙潭长江大桥主塔桩基础开展了原位自平衡试验,获取了极软岩地层的试验数据。建立三维有限元模型模拟了自平衡试验过程,在对比试验与模拟数据的基础上,对试验桩桩侧土体的承载力弱化效应进行定量分析。基于分析结果,确定了极软岩地层最佳的转换系数,为类似地质条件下的基桩自平衡检测试验参数取值提

供了参考。

## 1 自平衡试验设计

### 1.1 依托工程概况

南京龙潭长江大桥采用悬索桥方案跨越长江,主跨1560 m,南主塔高237.7 m,北主塔高235.5 m。北主塔采用桩基础,共设置了52根钻孔灌注桩,群桩呈行列形布置,桩径2.2 m,桩长92 m,为典型大直径超长桩。承台采用哑铃型承台,平面尺寸为:75.7 m×39.8 m,承台厚6 m,钻孔桩采用C30水下混凝土,承台采用C40混凝土。根据现场地勘报告计算,单桩承载力设计预期值为47141 kN。由于现场施工条件限制,传统桩基承载力堆载或锚桩测试法实施难度较大。因此本研究依托北主塔群桩工程开展了单桩承载力自平衡法检测试验。试验点设在承台北侧边与桥梁轴线的相交位置(见图1),既可以保证试桩地质条件与工程桩基本一致,又和工程桩保持了足够的安全距离。图2为试桩地质剖面,从中可以看出,除去地表粉质黏土夹粉土(施工过程中挖除该土层设置承台),试桩主要穿越3个地层,分别为上层大范围的中等风化粉砂质泥岩、中下层的疏松砂岩和最下层的弱胶结含粒砂岩(持力层)。持力层下卧两个硬层分别为含粒砂岩和弱胶结砂岩。根据地质勘察结果,上部的中等风化粉砂质泥岩单轴饱和抗压强度 $f_{tk}$ 仅为2.31 MPa,属极软岩,虽然其工程性能一般,但是如此大范围的极软岩纵向分布为研究其承载特性提供了极大的便利。

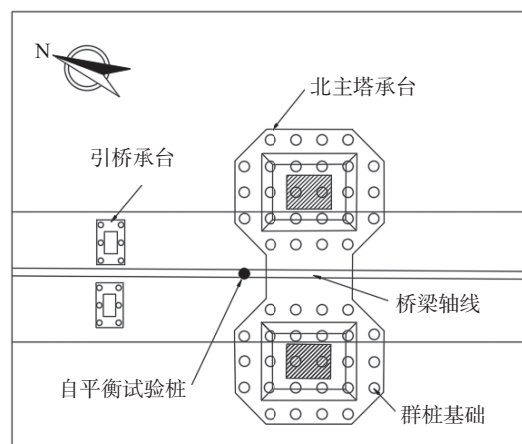


图1 试桩位置平面图(单位:m)  
Fig. 1 Layout of test pile (Unit: m)

### 1.2 自平衡测试原理及试验系统

基桩承载力自平衡检测方法是静载法的一种新形式,不同于传统静载法使用重物堆载或锚桩提供外部荷载,自平衡法在桩基内部预埋荷载箱,利用桩身自重、桩侧阻力及桩端阻力互相提供反力来测试基

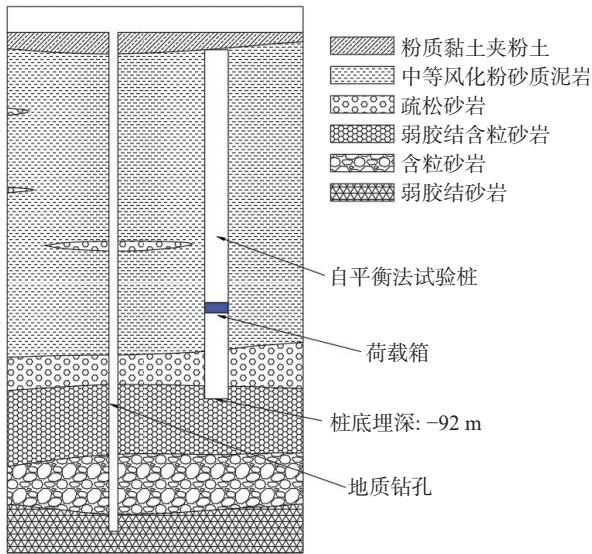


图2 试桩地质剖面图

Fig. 2 Geological profile of test pile

桩承载力。因其测试设备小巧灵活且采用液压方式加载,使得其检测成本较低且适用于各种地质条件下的大吨位基桩检测。试验中同时测得上、下两段桩的荷载-位移曲线( $Q-s$ 曲线),通过等效转换原理,将上下两段曲线等效为一段,然后按照传统静载法的判别方法确定试桩的极限承载力和承载力特征值,此外通过在桩身布设应变片还可以测出桩身侧阻分布和桩端阻力。

自平衡试验系统由加载系统、位移传感系统、数据采集系统和试验桩组成,图3为自平衡试验系统的剖面示意图。加载系统的核心部件为荷载箱,其形状为中空圆柱体,外径与试验桩钢筋笼外径一致,固定在钢筋笼中部,随钢筋笼一同埋置在试验桩内。荷载箱应设置在试验桩的平衡点处,平衡点以上各土层对桩体侧摩阻力之和等于平衡点以下各土层对桩体侧摩阻力与桩底持力层承载力之和,可根据试桩区地层资料结合工程经验试算得到平衡点位置。荷载箱作用于平衡点可以使得在加载过程中,上下两段试验桩之一不会过早破坏,尽可能地还原工程桩真实受力状态。荷载箱通过油管与地面加压设备相连,可以通过油压值转换得到荷载箱施加的荷载值。位移传感系统包括位移基准、位移杆或位移丝、护套管和位移传感器。位移基准通过基准梁和基准桩架设在地表,构建出一组不受荷载箱加载影响的地表框架,位移传感器安装其上。图4为基准系统剖面及平面布置图。为了使位移基准不受加载影响产生变形,基准桩与试验桩边缘的水平距离 $L$ 不小于3倍的试验桩桩径 $D$ 。位移杆或位移丝一端连接位移传感器,一端穿过护套管连接在荷载箱上下表面,用以将荷载箱表面产生的

位移传递至位移传感器。数据采集系统同时连接位移传感器和加压设备,实时获取荷载和位移信息并反馈给信息终端。所有传感器和加压设备经过校准后方可进场开展试验。

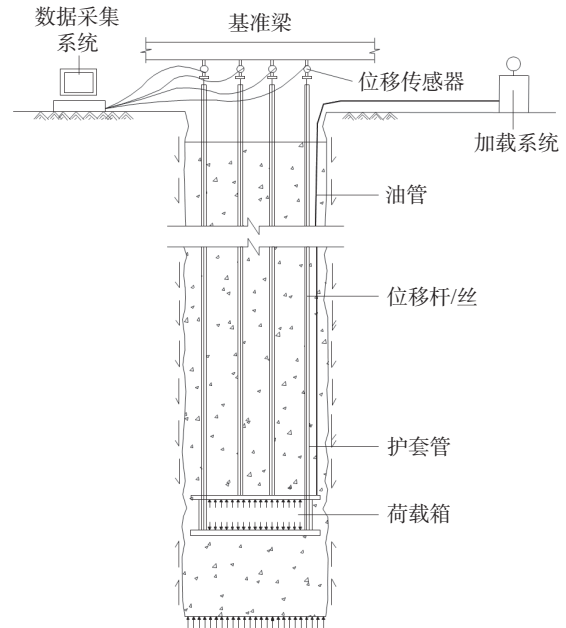


图3 自平衡试验系统剖面图

Fig. 3 O-cell test system profile

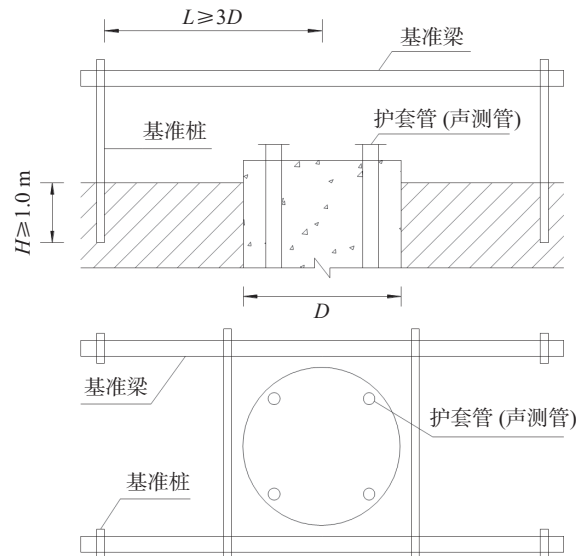


图4 基准系统剖面及平面布置图

Fig. 4 Reference system profile and layout plan

根据自平衡测试理论,荷载箱施加的荷载应直接作用于试验桩的上下段,因此在平衡点位置将钢筋笼主筋切断,并直接焊接在荷载箱表面。为了方便试验桩浇筑时混凝土通过,荷载箱设计为中空形。在试验桩主筋位置布设多组钢筋计,以获得加载过程中桩身应力响应。图5为试验桩桩身仪器布设剖面图,图6展示了自平衡试验系统现场搭建过程。

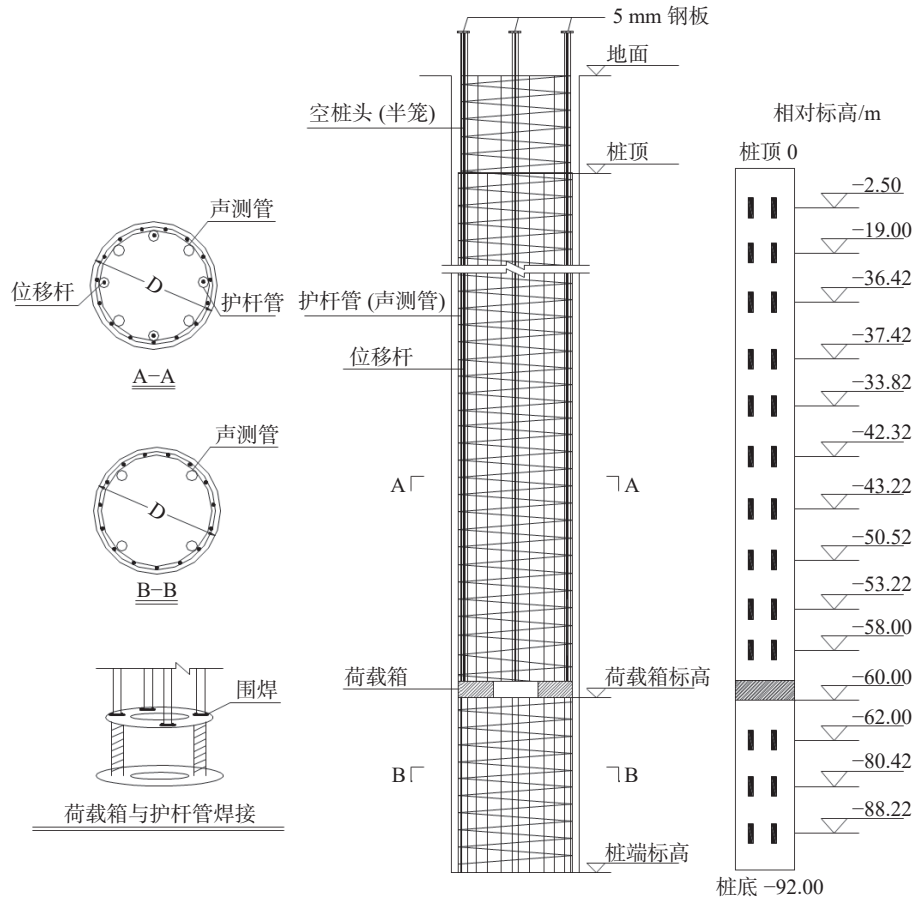


图5 试验桩桩身仪器布设剖面示意图  
Fig. 5 Test pile instrument layout profile

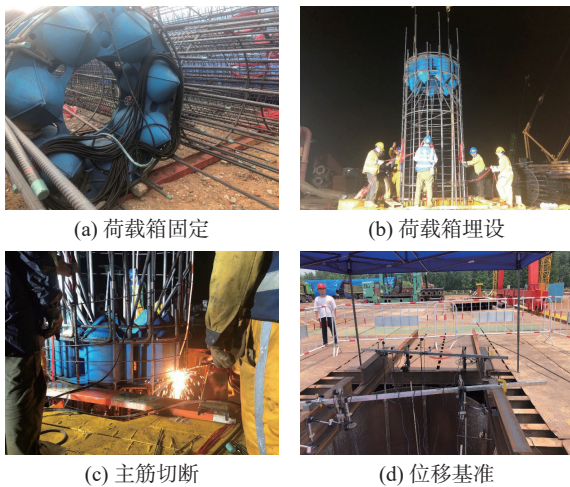


图6 试验系统现场搭建  
Fig. 6 Construction of the test system

1.3 加卸载方式

根据《基桩静载试验 自平衡法》(JTT 738—2009)<sup>[10]</sup>, 试桩最大荷载应不小于基桩承载力特征值的 2.0 倍。经计算试验桩承载力特征值 47141 kN (见 2.1 节), 自平衡试验最大荷载设置为 2×69000 kN(荷载箱向上和向下的力分别为 69000 kN), 符合

规范要求。试验加载过程分 15 级, 卸载过程分 5 级, 具体加卸载分级见表 1。

1.4 试验方法及过程

试验采用慢速维持法控制荷载, 在每级加(卸)载后的第 1 h 内的第 5, 10, 15, 30, 45, 60 min 读取位移, 以后每隔 30 min 读取一次, 位移达到稳定后开展下一级荷载。卸载到 0 后应至少观测 2 h, 测读时间间隔 30 min。每级加(卸)载的竖向位移在 30 min 内不大于 0.1 mm 视作位移稳定。在加载最后一级之前若出现以下情况则停止加载:

(1) 荷载箱上一侧总位移量大于或等于 40 mm, 且本级荷载的位移量大于或等于前一级荷载的位移量的 5 倍。取此终止时荷载前一级的荷载为极限加载值。

(2) 荷载箱上一侧总位移量大于或等于 40 mm, 且本级荷载加上 24 小时后未达稳定。取此终止时荷载前一级的荷载为极限加载值。

试验在检测场地、环境条件符合检测要求后开展, 且加、卸载过程均匀、连续、无冲击, 每级荷载在持荷过程中稳定无突变。在加载至 15 级时荷载箱

表 1 试桩加卸载分级表

Tab. 1 Test pile loading and unloading classification

加载阶段		卸载阶段	
级数	荷载/kN	级数	荷载/kN
1	2×4600	16	2×55200
2	2×9200	17	2×41400
3	2×13800	18	2×27600
4	2×18400	19	2×13800
5	2×23000	20	0
6	2×27600		
7	2×32200		
8	2×36800		
9	2×41400		
10	2×46000		
11	2×50600		
12	2×55200		
13	2×59800		
14	2×64400		
15	2×69000		

上下端依然位移稳定,因此荷载极限值为 2×69000 kN。

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试验桩承载力理论计算及平衡点确定

为确定试验加载范围,试验开始前依据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363—2019)<sup>[34]</sup>6.3.3 条计算试验桩承载力特征值,计算公式如下:

$$R_a = \frac{1}{2}u \sum_{i=1}^n q_{ik}l_i + A_p q_r \quad (1)$$

式中:  $R_a$  为单桩轴向受压承载力特征值, kN;  $u$  为桩身周长, m;  $A_p$  为桩端截面积,  $m^2$ ;  $n$  为土层数;  $l_i$  为各土层厚度, m;  $q_{ik}$  为各土层与桩侧的摩阻力标准值, kPa;  $q_r$  为桩端土承载力特征值, kPa。

依据式(1),按照表 2 中的地层信息计算得到试验桩承载力特征值为 47141 kN。

表 2 试验桩穿越地层信息

Tab. 2 Strata information traversed by test pile

地层	层底埋深/m	极限侧阻力标准值 $q_{ik}$ /kPa	承载力特征值 $q_r$ /kPa
中等风化粉砂质泥岩	81.42	150	
疏松砂岩	88.22	90	
弱胶结含砾砂岩	92.00	140	500

平衡点的确定对桩极限承载力的检测至关重要。

根据规范<sup>[10]</sup>令上段桩身自重及桩侧极限摩阻力之和与下段桩极限摩阻力及极限桩端阻力之和相等,从而计算出平衡点位置,即通过求解式(2),得到荷载箱埋深。

$$u \sum_{i=1}^{n_u} q_{i,ult} l_i + W = u \sum_{i=n_u+1}^n q_{i,ult} l_i + A_p q_{ult} \quad (2)$$

式中:  $q_{i,ult}$  为第  $i$  层土的极限侧摩阻力标准值, kPa, 在缺少试验值时,可按表 2 取值;  $n_u$  为上段桩穿越的土层数;  $W$  为试验桩上段自重, kN(需扣除浮力);  $q_{ult}$  为持力层极限承载力, kPa。

根据试桩参数和表 2 地层信息,依据式(2)进行试算,得到平衡点埋深为 60 m。

### 2.2 试验结果

自平衡法试验得到试验桩荷载箱处上、下段荷载位移曲线(见图 7)和时间位移曲线(见图 8)。图 7 展示了荷载位移曲线,从图中可以看出,在荷载箱作用下,试验桩上段向上位移,最大位移 24.06 mm,随着卸载位移逐渐减小,最终产生 15.6 mm 的塑性位移;试验桩下段向下位移,最大位移 18.42 mm,卸载

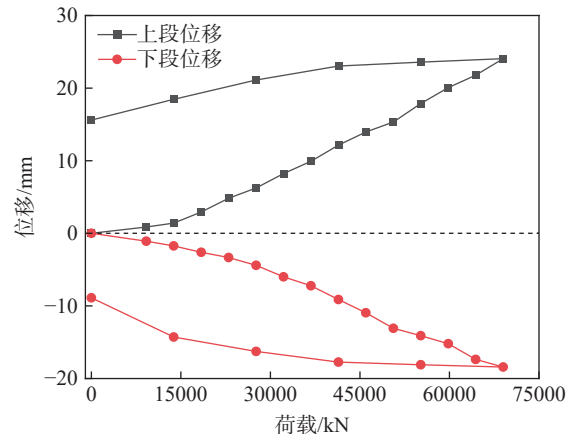


图 7 试验桩荷载位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves of the test pile

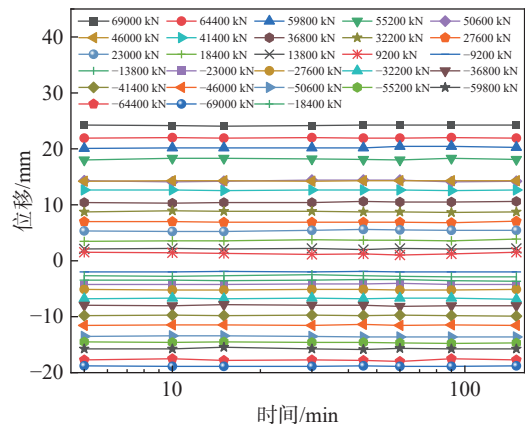


图 8 试验桩时间位移曲线

Fig. 8 Time-displacement curves of the test pile

后残余位移 8.88 mm。在加载的过程中试验桩位移基本呈线性发展,说明周边岩土体没有产生大范围的塑性区。图 8 展示了荷载箱上下端时间位移曲线,可以看出在所有分级荷载下的位移基本不随时间发展而变化,说明荷载产生的主要为瞬时位移,荷载箱在试验过程中处于稳定状态。

自平衡试验得出的两段荷载位移曲线需要通过等效转换原理转换为桩顶荷载位移曲线,以确定试验桩的极限承载力。桩顶等效荷载  $Q$  和桩顶等效位移  $s$  分别按式(3)和式(4)计算。

$$Q = \frac{Q_u - W}{\gamma} + Q_d \quad (3)$$

$$s = s_d + \frac{[(Q_u - W)/\gamma + 2Q_d]L_u}{2E_p A_p} \quad (4)$$

式中:  $Q_u$  为荷载箱上端荷载, kN;  $Q_d$  为荷载箱下端荷载, kN;  $\gamma$  为转换系数,根据现有规范<sup>[10]</sup>依据荷载箱上部岩土类型确定:黏性土或粉土  $\gamma$  取 0.8,砂土  $\gamma$  取 0.7,岩石  $\gamma$  取 1.0,若上部有不同类型的土层,  $\gamma$  取加权平均值;  $s_d$  为荷载箱下端位移, mm;  $L_u$  为上段桩长, m;  $E_p$  为桩身弹性模量, MPa;  $A_p$  为桩身截面面积,  $m^2$ 。

从式(3)可以看出,桩头等效荷载由两部分组成,分别是等效后的上端荷载和原始下端荷载。下段桩与传统桩头施荷的试验桩受力情况相同,因此不需要转换。上段桩在传统试验中受到向下的荷载,周边土体有越压越密实的趋势,而在自平衡试验中上段桩受到向上的荷载,周边土体有隆起松散的趋势,导致  $Q_u$  小于传统方法。因此自平衡法得到的上段桩荷载  $Q_u$  应通过引入转换系数  $\gamma$  ( $\leq 1.0$ ) 放大后计入桩顶等效荷载  $Q$ 。放大程度由周边岩土体性质决定,当周边岩土体质量较好时,  $\gamma$  取大值。

由式(4)确定的桩顶等效位移  $s$  同样分为上下段,下端位移  $s_d$  无需转换。将上段桩视作弹性体,依据转换后上段桩的受力状态计算上段桩的压缩量。可认为桩顶等效荷载  $Q$  中的  $Q_u$  经过上段桩传递至下段,不被侧阻力抵消。等效后的上段桩荷载在上段桩中被侧阻力线性抵消至 0。因此得到式(4)的表达式。

若将  $\gamma$  根据规范<sup>[10]</sup>取 1.0,得到图 9 所示的等效荷载位移曲线,可以看出位移随等效荷载呈线性增大,说明试验桩尚未进入破坏状态,试验桩竖向极限承载力 134579 kN,承载力特征值 67289 kN,满足设计要求。

### 3 自平衡法有限元模拟

根据规范<sup>[10]</sup>,岩石的转换系数  $\gamma$  应取 1.0,然而岩

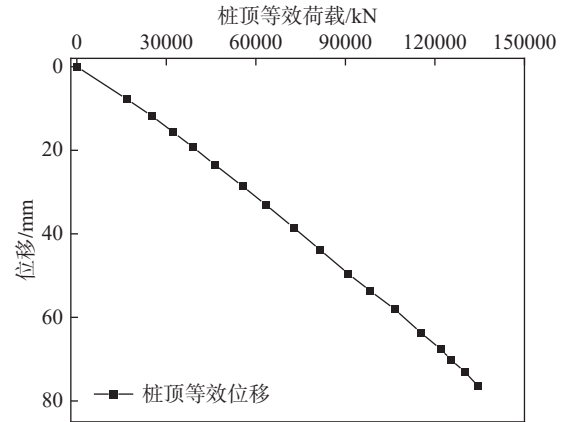


图 9 等效荷载位移曲线

Fig. 9 Equivalent load-displacement curve

石的涵盖范围广泛,软岩和硬岩物理力学指标差异较大。相关研究<sup>[21-23]</sup>表明软岩和极软岩可视作固结比很大的土,因此为了确定软质岩石的转换系数合理的取值,建立自平衡法三维有限元模型,通过给上段桩设置刚度和强度可调的界面,定量分析转换系数的合理取值。

#### 3.1 三维模型

数值模型中试验桩的尺寸和现场试验保持一致,桩径 2.2 m,桩长 92 m,荷载箱埋深 60 m。图 10 展示了试验桩的三维模型,岩土体及试验桩均采用实体单元,试验桩上段周边设置了界面单元,可通过调整界面单元的折减系数  $R_{inter}$  来模拟上部土体因隆起引起的土体松散效应。模型  $x$  和  $y$  向长 40 m,  $z$  向高 150 m,经过试算模型边界效应较小,可视作理想半无限场地。

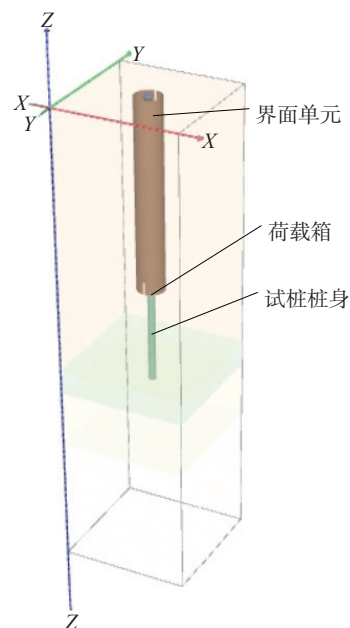


图 10 试验桩模型

Fig. 10 The test pile model

图 11 为试验桩的受力示意图。模型中荷载箱简化为一个矮圆柱箱体,安置在上下段桩之间。为了模拟荷载箱的施压效果,在荷载箱上下边缘建立如图所示的大小相等、方向相反的面荷载。为了防止两个荷载通过箱体相互影响,在施加荷载的工况中,箱体材料的强度和刚度设置为趋近于 0 的小值(0 值会导致计算收敛困难)。由此两个面荷载将全部作用于上下段桩上,而不会通过箱体相互抵消。为了精确得到试验桩的力学响应,在划网格阶段将试验桩单元部分加密,图 12 为模型网格划分剖面图,模型共计生成 564735 个单元。

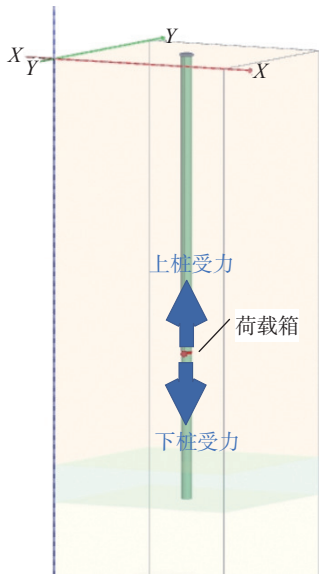


图 11 试验桩受力示意图  
Fig. 11 The test pile force diagram

3.2 模型参数及工况设置

模型依据现场地质条件设置了 4 个主要地层,

表 3 模型材料参数

Tab. 3 Model material parameters

材料	底部埋深 /m	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 $E/\text{kPa}$	饱和单轴抗压强度 $\sigma_c/\text{kPa}$	岩性指标 $m_i$	地质强度指标 GSI	扰动指数 $D$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
中等风化粉砂质泥岩	84.2	23.0	126200.0	4200	7	50	0		
疏松砂岩	92.0	21.0	122520.0	4980	7	50	0		
弱胶结含砾砂岩	110.0	20.1	153827.2	5620	7	50	0		
含粒砂岩	150.0	22.6	171387.6	8832	7	60	0		
桩身		25.0	30000000.0					30000	50

观察式(3)、式(4)可以发现,  $(Q_u-W)$ 表示自平衡试验时上段桩的侧阻力  $q_{so}$ ,  $\gamma$  将  $q_{so}$  转化为传统堆载试验的侧阻力  $q_{sp}$ , 即:

$$q_{sp}\gamma = q_{so} \quad (5)$$

这种转化关系在数值模型中可以通过在上段桩

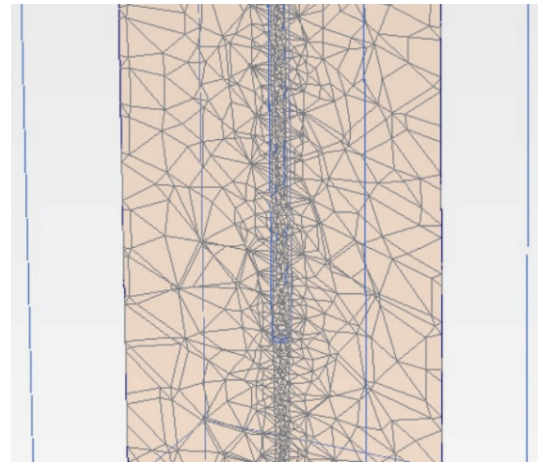


图 12 模型网格划分剖面图  
Fig. 12 Model meshing section

分别为中等风化粉砂质泥岩、疏松砂岩、弱胶结含砾砂岩和含砾砂岩。模型中岩体和界面单元使用霍克布朗本构模型(HB), 试验桩桩体使用莫尔-库仑本构模型(MC)。模型材料参数如表 3 所示, 表中材料重度、埋深、弹性模量和饱和单轴抗压强度取值来自地质勘察报告。岩性指标、地质强度和扰动指数分别表征完整的岩石强度、岩体风化程度和施工过程中的扰动程度, 根据 PLAXIS 3D 操作手册推荐值确定。界面单元刚度和强度由与其接触的岩体参数折减得到。

根据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363—2019)<sup>[34]</sup>, 饱和单轴抗压强度  $\sigma_c \leq 15 \text{ MPa}$  的岩石为软岩,  $\sigma_c \leq 5 \text{ MPa}$  的岩石为极软岩。可以看出, 荷载箱以上地层均为极软岩地层, 为研究极软岩地层转换系数提供了良好的地层条件。

桩身周边设置界面单元来实现。界面单元强度参数满足式(6)一式(7)。

$$c_i = c_{soil} R_{inter} \quad (6)$$

$$\tan \varphi_i = \tan \varphi_{soil} R_{inter} \quad (7)$$

式中:  $c_i$ ,  $\varphi_i$ ,  $c_{soil}$  和  $\varphi_{soil}$  分别为界面单元和周边土体的

黏聚力及内摩擦角;  $R_{inter}$  为界面折减系数。因此界面的侧阻力可由式(8)表示。

$$\tau_i = -\sigma_n \tan \varphi_i + c_i = \tau_{soil} R_{inter} \quad (8)$$

式中:  $\tau_i$  为界面侧阻力;  $\tau_{soil}$  为不考虑界面时的侧阻力。

对比式(5)和式(8)可以发现,使用界面单元来考虑转化关系时,  $\gamma$  与  $R_{inter}$  在数值上是相同的,均 $\leq 1.0$ ,同样反映了上段桩侧阻力的下降程度,因此可通过在数值模型中设置  $R_{inter}$  来探究  $\gamma$  的取值。模型模拟了  $R_{inter}$  为 1.0, 0.9, 0.8, 0.7 四种情况下自平衡法测试过程,模拟工况如表 4 所示。

表 4 模拟工况

Tab. 4 Working conditions of the simulation

$R_{inter}=0.7$		$R_{inter}=0.8$		$R_{inter}=0.9$		$R_{inter}=1.0$	
工况号	荷载/kN	工况号	荷载/kN	工况号	荷载/kN	工况号	荷载/kN
1-1	9200	2-1	9200	3-1	9200	4-1	9200
1-2	13800	2-2	13800	3-2	13800	4-2	13800
1-3	18400	2-3	18400	3-3	18400	4-3	18400
1-4	23000	2-4	23000	3-4	23000	4-4	23000
1-5	27600	2-5	27600	3-5	27600	4-5	27600
1-6	32200	2-6	32200	3-6	32200	4-6	32200
1-7	36800	2-7	36800	3-7	36800	4-7	36800
1-8	41400	2-8	41400	3-8	41400	4-8	41400
1-9	46000	2-9	46000	3-9	46000	4-9	46000
1-10	50600	2-10	50600	3-10	50600	4-10	50600
1-11	55200	2-11	55200	3-11	55200	4-11	55200
1-12	59800	2-12	59800	3-12	59800	4-12	59800
1-13	64400	2-13	64400	3-13	64400	4-13	64400
1-14	69000	2-14	69000	3-14	69000	4-14	69000

### 3.3 模拟结果及 $\gamma$ 取值

图 13 展示了在  $R_{inter}$  取 0.8 时,模型在四个不同荷载下的竖向位移剖面,可以看出,随着荷载的逐渐增大,荷载箱上下段位移逐步发展,且上下段最大位移大致相同,说明荷载箱安装位置与平衡点较为接近。在荷载箱压力较小时,下部桩身及岩体位移稍大,且位移等值曲线呈椭圆形包裹桩身。在荷载箱压力较大时,两段桩身和周边岩体位移继续发展,上部发展速度稍大于下部,最大位移差发生在荷载箱处。上部位移类似于下部,主要发生在上部桩及周边,位移等值线呈烛光形向上发展,远离荷载箱的桩顶和桩底位移均较小。在  $R_{inter}$  设为其他值的工况中,位移发展及分布形态与图 13 类似。

图 14 提供了所有工况荷载箱上下端位移的直观结果,从图中可以明显地看出,随着荷载的增加,荷载箱上下端的位移绝对值均呈线性增大。荷载箱下段位移对  $R_{inter}$  值并不敏感,而荷载箱上段位移受到  $R_{inter}$  值影响较大。这主要是因为界面单元均设置在

上段桩周边,这种变化结果符合理论预期。随着  $R_{inter}$  值的增大,上段桩位移逐渐减小,而下段桩位移小幅度增加。这是因为  $R_{inter}$  越接近 1.0,界面单元的刚度和强度越大,上部岩体对桩体的嵌固作用越明显。

将现场试验值与模拟值进行对比,可以发现无论  $R_{inter}$  取何值,下部位移的模拟值都和试验值相差不大,说明模型中岩土体的参数取值与真实值较为接近,可以较好地反映岩体力学行为。上部位移受  $R_{inter}$  的影响较大,因此只需通过对比各条曲线与试验曲线的接近程度即可得到最佳  $R_{inter}$  取值,也即本依托工程中极软岩转换系数  $\gamma$  的最优取值。从图 14 中可以看出,在荷载较小时试验曲线位移发展缓慢,小于所有模拟值,随着荷载的加大,试验曲线越过  $R_{inter}$  取 1.0 的模拟曲线,逐渐靠近  $R_{inter}$  取 0.9 的模拟曲线,整体上  $R_{inter}$  取 0.9 的曲线更接近试验结果。而  $R_{inter}$  为 0.8 和 0.7 的模拟曲线均高于试验曲线且相差较大,说明  $\gamma$  取 0.9 最为合理。

将  $\gamma$  设为 0.9,根据式(3)、式(4)重新计算等效

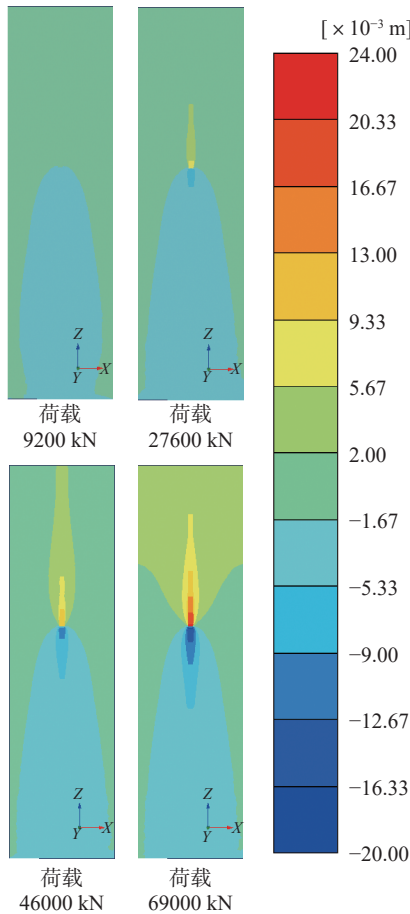


图 13  $R_{inter}=0.8$  模型竖向位移

Fig. 13 Model vertical displacement when  $R_{inter}=0.8$

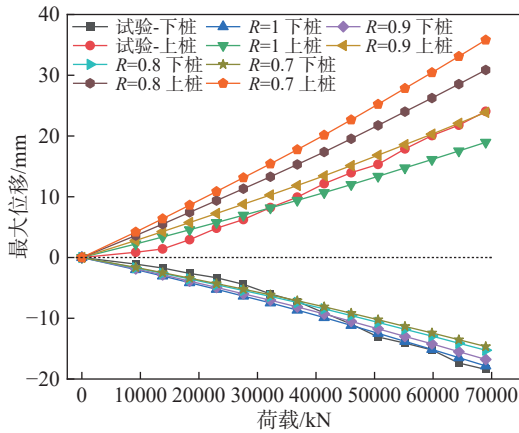


图 14 数值模型荷载位移曲线

Fig. 14 Load-displacement curves of the models

桩顶位移和荷载,并建立整桩下压的有限元模型,两种方法得到的荷载位移曲线如图 15 所示。图中修正后的曲线和整桩模拟的曲线非常接近,说明修正结果较为准确,两种方法可以相互验证。根据现有规范<sup>[10]</sup>极软岩  $\gamma$  应取 1.0,修正后  $\gamma$  取 0.9,从图中可以看出,两条曲线斜率近乎一致,但是荷载和对应位移均有一定偏移。对于本依托工程,荷载位移曲线呈线性增长,若  $\gamma$  取 1.0,得到试验桩极限承载力 134579 kN,若

取 0.9,得到试验桩极限承载力 141865 kN,增加了 7286 kN。通过对极软岩  $\gamma$  的修正,承载力试验值能够体现自平衡测试中上段桩的承载力弱化效应,使得试验得到的承载力值更为精确,且相对修正前有一定增加,具有一定经济价值。

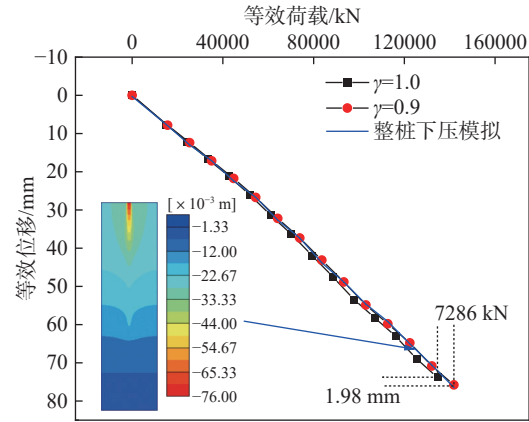


图 15 等效荷载位移曲线及整桩模拟竖向位移

Fig. 15 Equivalent load-displacement and vertical displacement of the whole pile

### 4 结论

通过开展极软岩地层中大直径基桩承载力自平衡法检测试验及其有限元仿真分析,研究了在荷载箱作用下试验桩的力学响应规律和上段桩的承载力弱化效应,讨论了极软岩条件下的转换系数  $\gamma$  最优取值,得到以下结论:

(1)通过对比有限元模拟与现场实测结果可知,在界面单元折减系数取 0.9 时,模拟结果与实测结果最为接近。因此当上段桩位于极软岩地层时,转换系数  $\gamma$  可取 0.9,充分考虑了极软岩中上段桩在试验中的承载力弱化效应,试验得到的基桩承载力值也更符合实际。

(2)相比于现有规范中黏性土转换系数取 0.8,岩石转换系数取 1.0,若将极软岩视作高固结比硬土,本文得到的转换系数  $\gamma$  取 0.9,介于黏性土和岩石的取值之间,符合理论预期。

(3)考虑到岩土体物理力学性质的变异性,本文的研究结论仍需在更多岩石类型中进行验证。

### 参考文献

[1] 戴国亮,龚维明,蒋永生. 桥梁大吨位桩基新静载试验方法的工程应用[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2001, 31(4): 54-57. (DAI G L, GONG W M, JIANG Y S. Engineering applications of a new static load testing method for piles with large bearing capacity in bridge[J]. Journal of Southeast University (Natural Science

- Edition), 2001, 31(4): 54-57. (in Chinese))
- [ 2 ] SHARMA A, KHALAF K. Value engineering of bored pile foundations in sandy soil in the middle east using O-cell test results[J]. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2023, 8(8): 220.
- [ 3 ] 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): 82-88. (GONG W M, DAI G L, JIANG Y S, et al. Theory and practice of self-balanced loading test for pile bearing capacity[J]. *Journal of Building Structures*, 2002, 23(1): 82-88. (in Chinese))
- [ 4 ] XU X D, ZHU P N, SONG Y Y, et al. Comparison of load transfer law of pipe pile between O-cell test and traditional static load test[J]. *Water*, 2024, 16(6): 826.
- [ 5 ] LIU Y L, LIU Z J, XU J, et al. Study on model test of the new O-cell load test method with two loading directions[J]. *Structures*, 2023, 53: 1225-1238.
- [ 6 ] 舒浩亮. 基桩自平衡转换系数及影响因素研究 [D]. 南昌: 南昌大学, 2022. (SHU H L. Study on the self-balancing conversion coefficient and influencing factors of pile foundation[D]. Nanchang: Nanchang University, 2022. (in Chinese))
- [ 7 ] 杨有莲,朱俊高. 自平衡法试桩转换系数数值试验 [J]. *水利水电科技进展*, 2008, 28(1): 8-11. (YANG Y L, ZHU J G. Numerical experiment on conversion coefficient of self-balanced pile test method[J]. *Advances in Science and Technology of Water Resources*, 2008, 28(1): 8-11. (in Chinese))
- [ 8 ] LI X J, DAI G L, ZHU M X, et al. Application of static loading tests to steel pipe piles with large diameters in Chinese offshore wind farms[J]. *Ocean Engineering*, 2019, 186: 106041.
- [ 9 ] 王瀚萱,李忠伟,戴国亮. 基于可靠度理论的嵌岩桩自平衡转化系数研究 [J]. *科学技术与工程*, 2023, 23(6): 2542-2548. (WANG H X, LI Z W, DAI G L. Self-balance conversion coefficient of rock-socketed piles based on reliability theory[J]. *Science Technology and Engineering*, 2023, 23(6): 2542-2548. (in Chinese))
- [ 10 ] 中华人民共和国交通运输部. 基桩静载试验 自平衡法: JT/T 738—2009[S]. 北京: 人民交通出版社, 2009. (Ministry of Transport of the People's Republic of China. Static loading test of foundation pile-Self-balanced method: JT/T 738—2009[S]. Beijing: People's Transportation Press, 2009. (in Chinese))
- [ 11 ] 李小娟,戴国亮,龚维明,等. 砂性土中自平衡试验转换系数取值研究 [J]. *岩土力学*, 2016, 37(S1): 659-668. (LI X J, DAI G L, GONG W M, et al. Research on conversion factor of self-balanced loading test in sandy soil[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(S1): 659-668. (in Chinese))
- [ 12 ] LI J H, LI X J, GAO L C, et al. Conversion factor analysis of self-balanced loading test of cast-in-situ piles based on analogue test method[J]. *Journal of Southeast University (English Edition)*, 2019, 35(2): 185-190.
- [ 13 ] 李小娟,陈雪奖,戴国亮,等. 黏性土中钻孔灌注桩自平衡转换系数取值研究 [J]. *岩土力学*, 2016, 37(S1): 226-232. (LI X J, CHEN X J, DAI G L, et al. Research on conversion coefficient of cast-in-situ pile in clay in self-balanced loading test[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(S1): 226-232. (in Chinese))
- [ 14 ] 徐文希. 粉、黏性土地区桩基自平衡转换系数的研究 [D]. 南京: 东南大学, 2017. (XU W X. Study on conversion coefficient at clay or silt soil in self-balanced loading test[D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese))
- [ 15 ] 李 腾,官同星,王旭东. 强风化砂砾岩抗压摩阻力转换系数自平衡静载试验研究 [J]. *南京工业大学学报 (自然科学版)*, 2019, 41(4): 472-479. (LI T, GUAN T X, WANG X D. Self-balanced loading test on conversion coefficient of cast-in-situ pile in strong weathered glutenite[J]. *Journal of Nanjing University of Technology (Natural Science Edition)*, 2019, 41(4): 472-479. (in Chinese))
- [ 16 ] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑桩基技术规范: JGJ 94—2008[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008: 2. (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical code for building pile foundations: JGJ 94—2008[S]. Beijing: China Architecture Press, 2008: 2. (in Chinese))
- [ 17 ] 廖红建,蒲武川,卿伟宸. 基于应变空间硅藻质软岩的软化本构模型 [J]. *岩土力学*, 2006, 27(11): 1861-1866. (LIAO H J, PU W C, QING W C. Study on softening constitutive model of diatomaceous soft rock based on strain space[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(11): 1861-1866. (in Chinese))
- [ 18 ] SONG L, CHO C D, LU S, et al. Study on softening constitutive model of soft rock using strain space based unified strength theory[C]//Proceedings of the 9th Asia-Pacific Symposium on Engineering Plasticity and Its Applications (AEPA 2008). Daejeon, South Korea, 2009.
- [ 19 ] CHANG J C, LIAO J J, PAN Y W. Failure mechanism and bearing capacity of shallow foundation on poorly cemented sandstone[J]. *Journal of Mechanics*, 2008, 24(3): 285-296.
- [ 20 ] 李忠伟,龚维明,胡 尧,等. 弱胶结砂岩地基承载力深度修正系数  $k_2$  试验研究 [J]. *岩土工程学报*, 2024, 46(3): 596-604. (LI Z W, GONG W M, HU Y, et al.

- Experimental study on depth correction factor  $k_2$  for characteristic value of bearing capacity of weakly cemented sandstone foundation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2024, 46(3): 596-604. (in Chinese))
- [21] CUI K, HU B, CUI A N, et al. An extended super/subloading surface model for soft rock considering structure degradation[J]. *PLoS One*, 2021, 16(10): e0258813.
- [22] LI H C, TONG C X, CHANG X, et al. Constitutive modelling of temperature-dependent behaviour of soft rocks with fractional-order flow rule[J]. *Applied Sciences*, 2022, 12(8): 3875.
- [23] 顾宝和. 岩石地基承载力的几个认识问题 [J]. *工程勘察*, 2012, 40(8): 1-6. (GU B H. A few understanding on bearing capacity of rock foundation[J]. *Geotechnical Investigation & Surveying*, 2012, 40(8): 1-6. (in Chinese))
- [24] 熊勇林, 朱合华, 张 升, 等. 考虑围压效应的修正软岩热弹黏塑性本构模型 [J]. *岩石力学与工程学报*, 2016, 35(2): 225-230. (XIONG Y L, ZHU H H, ZHANG S, et al. A modified thermo-elasto-viscoplastic constitutive model for soft rock considering the effect of confining stress[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016, 35(2): 225-230. (in Chinese))
- [25] VUKADIN V, JOVIČIĆ V. S\_BRICK: a constitutive model for soils and soft rocks[J]. *Acta Geotechnica Slovenica*, 2018, 15(2): 16-37.
- [26] 杨骐莱, 熊勇林, 张 升, 等. 考虑温度影响的软岩弹塑性本构模型 [J]. *岩土力学*, 2019, 40(5): 1898-1906. (YANG Q L, XIONG Y L, ZHANG S, et al. Elastoplastic constitutive model for soft rock considering temperature effect[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, 40(5): 1898-1906. (in Chinese))
- [27] ZHANG S, LENG W M, ZHANG F, et al. A simple thermo-elastoplastic model for geomaterials[J]. *International Journal of Plasticity*, 2012, 34: 93-113.
- [28] 张 升, 徐 硕, 熊勇林, 等. 软岩热-弹-黏塑性本构模型 [J]. *岩土工程学报*, 2016, 38(12): 2278-2286. (ZHANG S, XU S, XIONG Y L, et al. Thermo-elasto-viscoplastic model for soft rock[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, 38(12): 2278-2286. (in Chinese))
- [29] KIKUMOTO M, NGUYEN V P Q, YASUHARA H, et al. Constitutive model for soft rocks considering structural healing and decay[J]. *Computers and Geotechnics*, 2017, 91: 93-103.
- [30] KANG X S, LIAO H J, LENG X L. An enhanced bounding surface plasticity model for soft rock subjected to drained and undrained condition[J]. *Computers and Geotechnics*, 2020, 127: 103742.
- [31] LI A R, DENG H, ZHANG H J, et al. Developing a two-step improved damage creep constitutive model based on soft rock saturation-loss cycle triaxial creep test[J]. *Natural Hazards*, 2021, 108(2): 2265-2281.
- [32] LIU H Z, XIE H Q, HE J D, et al. Nonlinear creep damage constitutive model for soft rocks[J]. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 2017, 21(1): 73-96.
- [33] 刘开云, 薛永涛, 周 辉. 基于改进 Bingham 模型的软岩参数非定常三维非线性黏弹塑性蠕变本构研究 [J]. *岩土力学*, 2018, 39(11): 4157-4164. (LIU K Y, XUE Y T, ZHOU H. Study on 3D nonlinear visco-elastic-plastic creep constitutive model with parameter unsteady of soft rock based on improved Bingham model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, 39(11): 4157-4164. (in Chinese))
- [34] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥涵地基与基础设计规范: JTG 3363—2019[S]. 北京: 人民交通出版社, 2019: 3. (Ministry of Transport of the People's Republic of China. Specifications for design of foundation of highway bridges and culverts: JTG 3363—2019[S]. Beijing: China Communications Press, 2019: 3. (in Chinese))

收稿日期: 2024-10-03