

· 地基与基础 ·



# 基于修正荷载传递法的嵌岩灌注桩 轴向承载有限元模拟方法

周世良, 陈正鹏

(重庆交通大学河海学院, 重庆 400074)

**摘要:** 总结并分析了嵌岩灌注桩轴向承载有限元模拟中常用的4种桩岩接触界面模型, 基于其中运用最广泛、效果最好的双曲线型荷载传递模型, 根据厚壁圆筒的弹性理论解和Patton(1966)关于规则粗糙起伏无填充物的岩石结构面抗剪强度理论研究, 对传统双曲线荷载传递模型进行修正, 以解决其参数难选取的问题。并对有限元软件Abaqus进行基于修正荷载传递法的FRIC子程序二次开发, 提出嵌岩灌注桩“荷载传递-有限元”联合模型。运用联合模型对比分析了嵌岩灌注桩原位轴向静载荷试验, 结果表明联合模型反映的承载性状和荷载传递机理与现场实测吻合良好。

**关键词:** 嵌岩灌注桩; 修正的荷载传递法; FRIC二次开发; 有限元模拟方法

中图分类号: TU 473.1

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2013)05-0143-07

## FEM simulation for rock-socketed pile based on improved load transfer method

ZHOU Shi-liang, CHEN Zheng-peng

(College of River and Ocean Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

**Abstract:** This paper summarizes four kinds of pile-rock interface models that are frequently used in FEM simulation for rock-socketed pile. An improved hyperbolic model of load-transfer for rock-socketed pile is proposed to resolve the problem of parameter selection based on the most common and effective hyperbolic model of load-transfer according to the elastic solution of thick-wall cylinder and the theoretical research about the shear strength of the discontinuities ordered roughness without filler (Patton(1966)). The “Load Transfer -FEM” named united model is put forward according to FRIC subroutine which applies the improved hyperbolic model of load-transfer on the strength of the ABAQUS (CAE). The bearing behavior and load transfer mechanism for rock-socketed pile reflected by the results from applying united model to analyze static loading test agree well with field measurements.

**Key words:** rock-socketed pile; improved load-transfer; secondary development for FRIC; FEM simulation method

### 1 桩岩接触界面模型

在考虑岩土的非线性属性、层状体系及桩岩(土)之间的非线性相互影响因素时, 有限单元法是现阶段最通用的方法。

嵌岩桩的轴向承载有限元模拟一直是一个难题, 其关键在于对桩-岩界面摩擦模型的处理。桩基的竖向承载控制微分方程为:

$$\frac{d^2s}{dz^2} = \frac{U}{E_p A_p} \tau(z) \quad (1)$$

式中:  $U$ 为桩周长;  $E_p$ 为桩体弹性模量;  $A_p$ 为桩界面面积;  $\tau(z)$ 为荷载传递函数。

嵌岩灌注桩轴向静载试验揭示的承载机理为: 嵌岩桩在竖向荷载作用下, 桩身发生轴向压缩的同时, 桩体与桩侧土之间发生了相对位移,

收稿日期: 2012-10-12

作者简介: 周世良(1972—), 男, 博士后, 教授, 从事水工结构、岩土工程方面的研究与教学工作。

同时桩侧土侧阻力得到一定量的发挥（主要是剪切机理）。随着荷载的增加与相对位移的继续增加，上覆土层的侧阻力达到极限，继而荷载传递至嵌岩段侧壁，桩岩之间逐步发生相对位移，嵌岩段侧阻力同步发挥，随着荷载的继续增加，桩岩侧阻力逐渐达到极限（粘结→滑移-剪胀→剪切机理），部分荷载开始传递至桩端，端阻力开始发挥，直至桩端岩体屈服<sup>[1]</sup>。通常情况下，上述承载机理反映的嵌岩桩桩侧和桩端岩（土）先于桩体破坏，但若桩侧或桩端承载力大于桩体承载力，则桩体在桩岩（土）体系发挥承载力的过程中先于桩侧或桩端岩（土）产生过大的塑性变形而破坏。本文主要研究桩侧或桩端先于桩体破坏的情况。

从嵌岩桩的轴向承载控制方程和承载机理可知，桩岩（土）之间的剪应力与剪切位移关系（ $\tau-s$ ）直接决定其承载性状。

国内外许多学者对于嵌岩桩的轴向承载有限元模拟做出了许多努力，获得了一些对工程实践有益的结论，但还不够完善，主要问题在于对桩岩界面的处理上，目前在有限元分析时主要有4种界面模型，即变形协调模型、库伦摩擦模型、实测双曲线荷载传递模型、理想凹凸界面模型。

### 1.1 变形协调模型

变形协调模型假设桩岩（土）接触界面在受剪切应力时，不发生相对位移保持位移协调，即主要是通过桩侧岩（土）的弹塑性变形来近似模拟实际桩岩（土）界面的相对滑移和塑性流动。这种模型定义界面连续（桩岩共节点），具有耗用资源少的特点而被众多学者采用，如陈斌等<sup>[2-5]</sup>对嵌岩桩垂直荷载作用下的承载性状作了较为全面的探讨，但都假定桩岩界面变形协调，相比嵌岩桩的承载机理来说是矛盾的而且偏于危险，可能高估侧摩阻力值。

### 1.2 库伦摩擦模型

库伦摩擦模型假定最大剪应力和压应力呈线性关系，即 $\tau_{\max}=\mu p$ ，当桩岩界面的剪应力 $\tau<\tau_{\max}$ 时界面粘结在一起无相对滑移，否则出现滑移直至稳定。如李婉等<sup>[6-8]</sup>的嵌岩桩有限元模拟采用库伦

摩擦模型对桩岩界面模型进行简化。但这种模型不太适合桩岩界面，因为桩岩界面发挥剪应力主要是靠滑移-剪胀→剪切机理起承载作用，库伦模型只有一个参数，对于复杂的桩岩界面难免过于简化，将低估其承载力，而且对摩擦系数的取值只是根据模拟分析结果和静载试验结果之间的差值去调整，这样一来会降低其应用价值。

### 1.3 实测双曲线荷载传递模型

自20世纪50年代H.Seed等提出桩的荷载传递函数以来，就有Kezdi（1957）提出的指数曲线模型和M.Kraft(1981)提出的理想荷载传递软化曲线模型等<sup>[1]</sup>。其主要体现了桩侧剪应力 $\tau$ 与桩岩（土）相对位移 $s$ 之间的双曲线关系，而这种双曲线关系在许多桩基原位和模型试验中可测得，即双曲线型的 $\tau-s$ 模型较符合工程实际。如韦立德等<sup>[9]</sup>的软岩嵌岩桩有限元模拟采用了得到广泛应用的双曲线型 $\tau-s$ 桩岩界面接触模型且取得了较好的模拟效果。林育梁<sup>[10]</sup>的软岩嵌岩桩承载有限元模拟采用了呈双曲线型的 $\tau-s$ 桩岩界面接触模型，并考虑了不同压应力下 $\tau-s$ 参数的取值问题。但目前的应用方式都只是自编轴对称有限元程序，相比成熟的商业有限元软件使用上有局限性，计算收敛稳定性也无法得到保障，同时关于双曲线模型参数的取值比较困难。吴鹏<sup>[11]</sup>的嵌岩桩数值模拟采用了呈双曲线的 $\tau-s$ 桩岩接触模型，并对有限元软件进行摩擦模型的二次开发，模拟效果较好，但其 $\tau-s$ 桩岩接触模型没有考虑不同压应力对模型参数的影响，其分析结果还值得商榷。

### 1.4 理想凹凸界面模型

理想凹凸界面模型是在桩岩接触界面按照规则曲线概化粗糙的接触面，以反映嵌岩桩侧阻力主要的滑移-剪胀→剪切机理。如在龚维明等<sup>[12-14]</sup>的关于大直径嵌岩桩承载有限元模拟的研究中，有限元模型采用桩岩界面应用了理想化粗糙界面（即界面呈正弦函数曲线）的轴对称模型。但人为构造的理想粗糙界面在实际应用中是困难的，因为要反映出桩岩界面概化的粗糙面，在有限元分析时势必要用很小的单元去刻画这种凹凸界面，即使在远离接触区域采用尺寸较大的单元，

单元的数量仍然巨大, 目前在众多学者的研究中只见于轴对称模型, 还未见三维实体模型。而且受荷时, 凹凸界单元的应力梯度较高, 就为弹塑性和接触分析带来了计算收敛困难和计算成本高的问题。

桩岩(土)界面的滑移变形和荷载传递规律的准确模拟一直以来就是桩基承载有限元模拟的一个难点, 而荷载传递法却能较好地描述桩岩(土)的荷载传递规律, 但也存在参数难选取的问题。因此, 本文在传统双曲线荷载传递模型的基础上提出修正的双曲线荷载传递模型, 并基于Abaqus有限元软件进行应用了修正双曲线荷载传递模型的FRIC子程序二次开发, 建立兼有荷载传递函数模型和有限元分析优点的“荷载传递—有限元”联合模型。

## 2 嵌岩灌注桩修正的荷载传递模型

### 2.1 双曲线荷载传递函数

Clough和Duncan利用直剪试验研究了土和混凝土接触面的力学特征, 认为接触面剪应力和相对剪切位移为双曲线关系<sup>[15]</sup>。彭柏兴<sup>[4]</sup>根据桩岩侧阻力工作微观机理(滑移-剪胀机理)的分析得出可用双曲线函数拟合 $\tau$ - $s$ 关系, 并进行了试验验证, 发现其相关性极高, 即式(2)。而近年来, 桩基工程轴向承载现场实测也得到这一关系<sup>[15]</sup>, 如图1实测双曲线荷载传递关系所示。

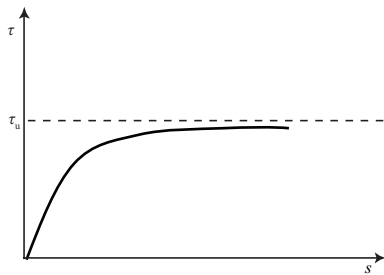


图1 实测双曲线荷载传递关系

$$\tau = \frac{S}{a + bs} \quad (2)$$

式中:  $a = 1/k_0$ ,  $k_0$ 为初始剪切刚度, 即 $\tau$ - $s$ 曲线在 $s = 0$ 处的切线斜率;  $b = 1/\tau_u$ ,  $\tau_u$ 为 $s \rightarrow \infty$ 时的剪应力, 即双曲线渐近线的纵坐标。试验表明,  $k_0$ 与 $\tau_u$ 都随法向压应力 $\sigma_n$ 的增大而增大。为简化起见做

类似于“邓肯-张”模型的处理, 以考虑 $\tau$ - $s$ 曲线参数随压应力变化而变化的关系, 即:

$$k_0 = k_1(\sigma_n)^n \quad (3)$$

$$\tau_u = \frac{\tau_f}{R_f} = \frac{\sigma_n \tan \varphi + c}{R_f} \quad (4)$$

式中: $k_1, n$ 为反映参数 $a, b$ 随压应力变化的参数;  $R_f$ 为最大摩阻力发挥系数;  $\varphi, c$ 为接触介质的摩擦角和粘聚力<sup>[10]</sup>。

### 2.2 修正的双曲线荷载传递函数

嵌岩灌注桩在轴向加载过程中, 桩体向下滑移, 桩岩界面膨胀产生法向应力增量 $\Delta \sigma_n$ , 根据厚壁圆筒的弹性理论解, 当洞壁发生径向扩张 $\Delta r$ 时的法向应力增量为:

$$\Delta \sigma_n = \frac{E_r}{1 + \nu_r} \frac{\Delta r}{r} = k \Delta r \quad (5)$$

式中:  $E_r$ 为岩体弹性模量;  $r$ 为桩半径;  $\Delta r$ 为桩半径增量;  $\nu_r$ 为岩石泊松比, 可令 $k = E_r / [(1 + \nu_r)r]$ , 即围岩的法向刚度。

当深度 $z$ 处桩-岩的相对位移为 $\Delta s_1(z)$ , 且围岩壁凸起处于弹性状态时, 则其径向膨胀为<sup>[16]</sup>:

$$\Delta r_1 = \Delta s_1(z) \tan \beta \quad (6)$$

式中:  $\Delta s_1(z)$ 为桩岩相对位移;  $\beta$ 为剪胀角。

则其法向应力增量为:

$$\Delta \sigma_n = k \tan \beta \Delta s(z) \quad \Delta s(z) \leq s_0 \quad (7)$$

式中:  $s_0$ 为弹性极限相对位移。

Patton (1966) 在研究规则粗糙起伏无填充物的岩石结构面抗剪强度时提出, 在法向应力较低时, 结构面抗剪强度为

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_v + \beta) \quad (8)$$

式中:  $\varphi_v$ 为岩-岩界面摩擦角。

当法向应力很高时, 结构面的抗剪强度达到岩石抗剪强度极限, 则有

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (9)$$

采用该模型模拟嵌岩桩与围岩界面抗剪强度时用混凝土-岩石界面摩擦角 $\varphi_u$ 替换上式中的 $\varphi_v$ , 在加载过程中, 当法向应力达到一定值后, 桩岩相对位移引起的剪应力达到凸起部分的抗剪强度, 则其将被剪断, 此后侧阻力由岩体残余摩阻力提供<sup>[16]</sup>。由式(8)和(9)可求得凸起被剪断的临界法向应力:

$$\sigma_1 = \frac{c}{\tan(\varphi_u + \beta) - \tan\varphi} \quad (10)$$

代入式(7)有:

$$\sigma_1 = \frac{c}{\tan(\varphi_u + \beta) - \tan\varphi} = ks_0 \tan\beta \quad (11)$$

则临界相对位移可表示为:

$$s_0 = \frac{c}{k \tan\beta [\tan(\varphi_u + \beta) - \tan\varphi]} \quad (12)$$

从 $s_0$ 的计算方式<sup>[16]</sup>可知, 临界位移和桩侧岩体的强度有关。当岩壁凸起被剪断后, 岩体破坏带形成新的桩-岩摩擦面, 桩体沿新产生的摩擦面继续滑移, 直至稳定。而这一现象可在有限元中应用桩侧岩体的塑性行为进行模拟。

如图1实测双曲线荷载传递关系所示, 双曲线模型参数 $1/a$ 表示其初始切向刚度, 只能根据静载试验得出或凭经验选取, 且根据嵌岩灌注桩侧阻力的发挥特点即嵌岩灌注桩侧阻力在桩岩相对位移较小(一般为1~3 mm)时达到极限<sup>[15]</sup>可得到修正的双曲线模型如图2所示, 即设在 $s = s_0$ 时,  $\tau = \alpha\tau_u$  ( $\alpha \in (0, 1)$ ),  $\alpha$ 一般取较高值以作为近似, 则由式(2)可得:

$$s = \frac{\alpha\tau_u a}{1 - \alpha\tau_u b} = s_0 \quad (13)$$

$$\text{又 } \frac{1}{a} = k_0 = k_1(\sigma_n)^n \text{ 和 } \frac{1}{b} = \tau_u = \frac{\tau_f}{R_f} = \frac{\sigma_n \tan\varphi + c}{R_f}$$

即有:

$$k_1 = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot \frac{\sigma_n \tan\varphi + c}{R_f} \cdot \frac{1}{(\sigma_n)^n} \cdot \frac{1}{s_0} \quad (14)$$

即是通过 $s_0$ 值可以确定参数 $a$ 的值。

综上所述修正的双曲线模型可表示为:

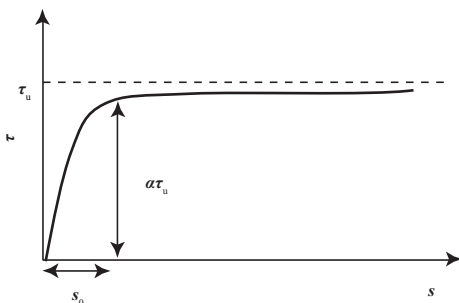


图2 修正的双曲线荷载传递函数

$$\begin{cases} \tau = \frac{s}{a + bs} \\ \frac{1}{a} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot \frac{\sigma_n \tan\varphi + c}{R_f} \cdot \frac{1}{s_0} \\ \frac{1}{b} = \frac{\sigma_n \tan\varphi + c}{R_f} \\ s_0 = \frac{c}{k \tan\beta [\tan(\varphi_u + \beta) - \tan\varphi]} \end{cases} \quad (15)$$

修正的双曲线模型克服了传统双曲线模型参数难选取的问题, 即参数 $a$ 和 $b$ 可直接由桩侧岩体强度参数和所受的压应力直接计算得到。

### 3 “荷载传递-有限元”联合模型

#### 3.1 基于有限元的荷载传递模型

由于荷载传递法能较好地描述桩侧的荷载传递规律, 因此采用了修正荷载传递函数的FRIC子程序模拟桩岩(土)界面剪应力传递。从而建立兼有荷载传递函数模型和有限元分析优点的“荷载传递-有限元”联合模型(简称联合模型), 如图3所示。

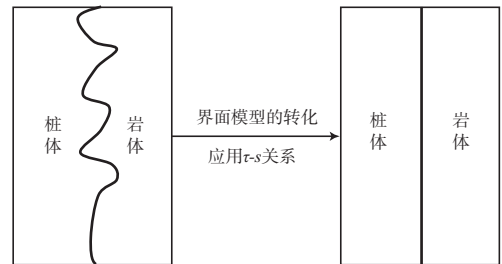


图3 界面模型转化

若不考虑两个方向上剪应力的相互影响, 接触面的本构关系为:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\tau_1 \\ \Delta\tau_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{s1} & 0 \\ 0 & k_{s2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\gamma_1 \\ \Delta\gamma_2 \end{Bmatrix} \quad (16)$$

式中:  $\Delta\tau_1$ ,  $\Delta\tau_2$ ,  $k_{s1}$ ,  $k_{s2}$ ,  $\Delta\gamma_1$ ,  $\Delta\gamma_2$ 分别为两个方向上的剪应力增量、切向刚度、滑移变形增量(相对位移增量)。

在Abaqus的FRIC子程序中, 只需给出 $k_{s1}$ 和 $k_{s2}$ , 并根据滑移变形增量更新界面接触剪应力即可<sup>[17]</sup>。

由式(2)得各向同性的切向刚度:

$$\begin{cases} k_{s1} = \frac{d\tau_1}{ds} = \left(1 - \frac{\tau_1 R_f}{\sigma_n \tan\varphi + c}\right)^2 k_1 (\sigma_n)^n \\ k_{s2} = \frac{d\tau_2}{ds} = \left(1 - \frac{\tau_2 R_f}{\sigma_n \tan\varphi + c}\right)^2 k_2 (\sigma_n)^n \end{cases} \quad (17)$$



综上, 需要在FRIC中输入的参数为  $A, n, R_f, E_r, \nu_r, r, \varphi, \varphi_u, \beta, c$ 。

### 3.2 对联合模型的验证

为了查看结果的方便, 采用下面的简单模型予以验证。如图4所示, 一个尺寸为  $1.0\text{ m} \times 1.0\text{ m} \times 1.0\text{ m}$  的弹性正方体, 压在尺寸为  $3.0\text{ m} \times 3.0\text{ m} \times 1.0\text{ m}$  的刚体上。正方体划分为27个单元, 刚体划分为9个单元。整个加载过程分为3个阶段, 第1阶段在正方体顶面施加  $1\text{ MPa}$ , 并应用基于修正荷载传递函数的FRIC子程序以建立两个部件之间的接触; 第2阶段将正方体沿  $X$  正方向强制位移  $0.005\text{ m}$ ; 第3阶段将正方体沿  $Y$  正方向强制位移  $0.005\text{ m}$ , 且都采用固定增量法。该模型参数取值见表1。

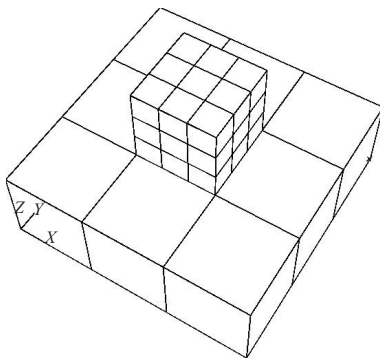


图4 有限元模型

表1 验证模型参数取值

参数	取值	参数	取值
$\alpha$	0.96	$r/m$	0.50
$n$	0.70	$\varphi/(^\circ)$	25.00
$R_f$	1.00	$\varphi_u/(^\circ)$	27.00
$E_r/MPa$	700	$\beta/(^\circ)$	16.19
$\nu_r$	0.20	$c/MPa$	0.5

注: 时间增量为0.001。

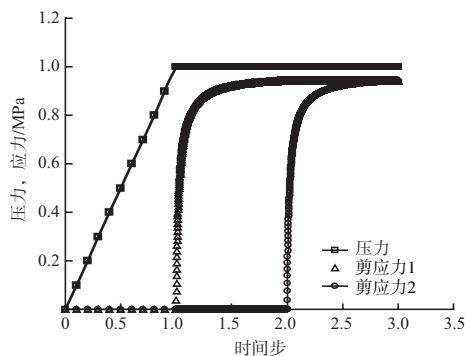


图5 分析步与压力、剪应力1、剪应力2的关系

由式(15)和表(1)可计算得:  $S_0 = 0.003\text{ m}$ , 此时的分析步时间对应为1.6。

表2 计算结果对比

时间步	理论值/Pa	计算值/Pa	相对误差/%
1.6	927 655.4	927 799	0.015 485

由表2计算结果对比表和图5分析步与压力、剪应力1、剪应力2的关系可知,  $\tau$ -slip ( $z$ ) 曲线表现了双曲线型的关系, 且相对误差在合理范围内, 即联合模型的计算结果符合理论值。由于有限元法采用增量法求解, 所以存在一定误差, 但该误差值在能接受的范围。

### 4 工程实例验证

为验证联合模型的正确性, 最好的方法是将其与嵌岩灌注桩原位轴向静载荷试验数据相比较。本文参照周韬等<sup>[18]</sup>给出的工程实例进行比较分析, 即某特大桥采用嵌岩灌注群桩基础, 桩径  $D=2.5\text{ m}$ , 桩长  $L=32\text{ m}$ , 长径比  $L/D=12.8$ , 全部嵌入软岩中, 桩身混凝土强度等级为C30。有限元分析参数见表3, 有限元模型如图6所示。

表3 嵌岩灌注桩模型参数取值

桩体		岩体		联合模型参数			
参数	取值	参数	取值	参数	取值	参数	取值
$E/GPa$	30	$E/GPa$	2.0	$\alpha$	0.99	$r/m$	1.25
$\nu$	0.20	$\nu$	0.25	$n$	0.70	$\varphi/(^\circ)$	25.00
		$C/MPa$	0.2	$R_f$	1.00	$\varphi_u/(^\circ)$	35.00
		$\varphi/(^\circ)$	25.00	$E_r/GPa$	2.0	$\beta/(^\circ)$	10~18
				$\nu_r$	0.25	$c/MPa$	0.2

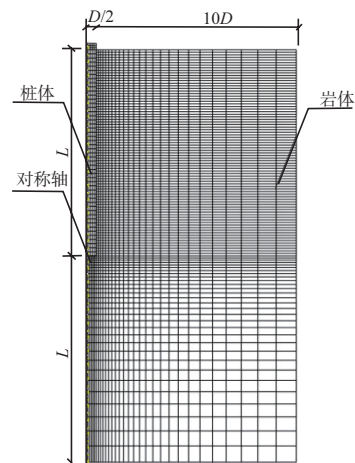


图6 嵌岩桩有限元模型

原位轴向荷载试验最大轴向加载为56.28 MN，相应桩顶位移为2.183 mm（该桩基为工程桩，所以未加载到破坏状态）；有限元法采用与原位试验相同的加载值，根据计算结果桩顶位移为2.21 mm。根据图7数值模拟与原位荷载试验Q-S曲线可见数值模拟结果与实测结果吻合良好。

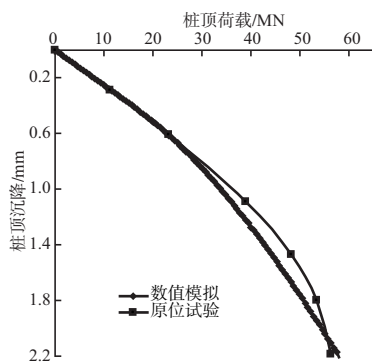
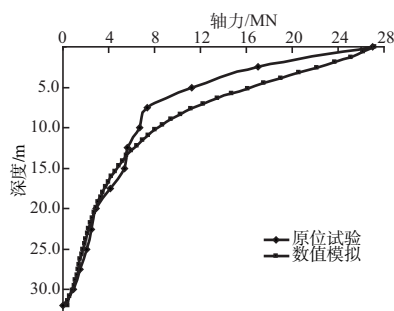
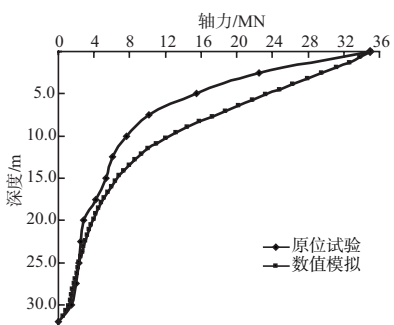


图7 数值模拟与原位静荷载试验Q-S曲线

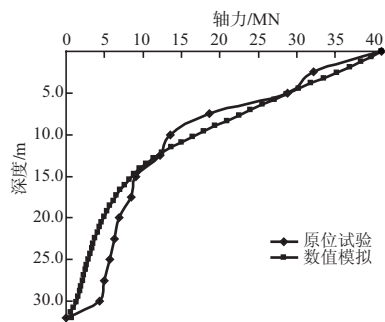
原位轴向荷载试验分别在桩顶荷载为58，41，35，27 MN时进行了4种工况的桩身轴力测定。图8分别为4种工况下原位试验与数值模拟桩身轴力比较曲线。从轴力图可看出，原位试验和数值模拟都反映出了轴力沿深度逐渐减小的特点，且吻合良好；但数值模拟和原位试验是有差别的，其原因在于数值模拟对桩岩（土）材料以及桩岩界面分别进行均匀化和均一化处理，而实



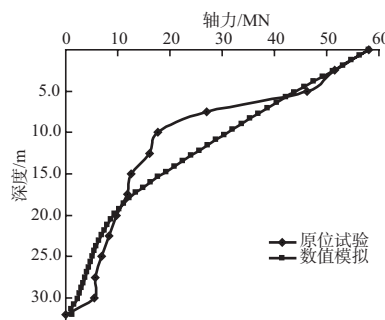
a) 桩顶荷载27 MN



b) 桩顶荷载35 MN



c) 桩顶荷载41 MN



d) 桩顶荷载58 MN

图8 不同桩顶荷载的轴力

际的桩岩材料是非均匀的，桩岩界面特性也不是一样的。

### 5 结语

总结并分析了嵌岩灌注桩轴向承载有限元模拟中常用的4种桩岩接触界面模型，基于其中运用最广泛、效果最好的双曲线荷载传递模型，根据厚壁圆筒的弹性理论解和Patton(1966)关于规则粗糙起伏无填充物的岩石结构面抗剪强度理论研究，对传统双曲线荷载传递模型进行修正，解决其参数难选取的问题。

利用有限元软件通用性好、收敛性能稳定、前后处理功能强大等诸多优势，对其进行基于修正荷载传递法的摩擦子程序FRIC二次开发，提出“荷载传递-有限元”联合模型。

从对比的工程实例上看，联合模型和原位荷载试验结果吻合良好，且能较好地反映桩-岩荷载传递机理，但“荷载传递-有限元”联合模型还需在工程实践中进一步验证。

### 参考文献:

[1] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.

- [2] 陈斌, 卓家寿, 吴天寿. 嵌岩桩承载性状的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 51-55.
- [3] 王耀, 谭国焕. 模型嵌岩桩实验及数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1 691-1 697.
- [4] 彭柏兴. 红层软岩工程特性及其大直径嵌岩桩若干问题研究[D]. 长沙: 中南大学, 2008.
- [5] Rowe R K, Pells P J N. A theoretical study of pile-rock socket behavior[C]. Sydney: Proceedings of the International Conference on Structural Foundation on Rock, 1980: 253-264.
- [6] Khan A. Numerical modelling of shear socketed piers[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, 24(11): 853-867.
- [6] 李婉, 陈正汉. 南宁地区软岩嵌岩桩的有限元计算机模拟[J]. 工业建筑, 2005, 35: 492-496.
- [7] 陈培震. 大直径钻孔灌注群桩竖向承载性能数值分析与研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2011.
- [8] 江涛. 大直径超长钻孔灌注桩群桩效应的三维非线性有限元分析[D]. 南京: 河海大学, 2007.
- [9] 韦立德, 徐卫亚, 林育梁. 软岩嵌岩桩承载有限元模拟[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2003, 31(2): 175-179.
- [10] 林育梁, 韦立德. 软岩嵌岩桩承载有限元模拟方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(12): 1 854-1 857.
- [11] 吴鹏. 超大群桩基础竖向承载性能及设计理论研究[D]. 南京: 东南大学, 2006.
- [12] 龚维明. 大直径深长嵌岩桩承载机理研究与应用[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- [13] 黄生根, 张晓炜, 刘炜. 大直径嵌岩桩承载性能的有限元模拟分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2): 412-416.
- [14] 印长俊. 软岩地基中大直径嵌岩桩复合桩基的原型观测与理论分析[D]. 长沙: 中南大学, 2008.
- [15] 刘利民. 桩基工程的理论进展与工程实践[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2002.
- [16] 赵明华, 雷勇, 刘晓明. 基于桩-岩结构面特性的嵌岩桩荷载传递分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 28(1): 103-110.
- [17] 费康. ABAQUS在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009.
- [18] 周韬, 王星华, 巢万里. 大直径嵌岩桩的承载性状[J]. 湖南交通科技, 2006, 32(4): 85-87.

(本文编辑 武亚庆)

(上接第115页)

### 3 结语

1) 沿着航道方向, 最大回淤位置发生在航道与港池交接处并向外延伸8 km范围内。

2) 在波浪和潮流共同作用下, 航道与港池交接处年回淤深度为0.08~0.13 m, 全航道年回淤量约为7万~8万m<sup>3</sup>; 而当潮流单独作用时, 年回淤量仅为4万m<sup>3</sup>左右。

3) 通过建立10 a一遇重现期波浪条件下的数值模型分析发现, 航道回淤受极端风浪的影响更大, 即极端风浪条件下的航道回淤量是正常天气条件下回淤率的3~5倍。

4) 根据以上数值分析并考虑部分极端天气影响, 可推测全航道年回淤量约为6万~30万m<sup>3</sup>。

5) 本文研究分析了航道回淤特性, 为航道疏浚开挖、运营和维护得出以下建议: 航道回淤是受风向、潮流、波浪的综合影响, 因此对于新建港区而言, 航道走向的选取需要预先收集并分析当地海域主风向、波浪和潮汐等基本资料。本项目最终确定以图1所示为主航道方向, 事实证明, 通过对运营1 a后航道水深进行复测显示全航道方向平均回淤深度不超过10 cm, 这与数模分析结果

相吻合且表明该航道走向的选取是成功的, 在综合考虑当地水文条件的基础上, 避免了大规模回淤情况发生, 降低了航道清淤、维护费用; 因最大回淤位置发生在航道与港池交接处并向外延伸8 km范围内, 因此在运营期内需要对该段航道进行定期监测和疏浚维护, 以防止过量淤积堵塞航道, 影响船舶通行安全; 根据以上分析, 减小航道两侧疏浚边坡有利于降低航道回淤率, 该项目最终确定以航道与港池交接处向外延伸2 km范围内航道边坡为1:5, 外航道边坡为1:3; 因航道回淤受极端风浪的影响更大, 即极端风浪条件下的航道回淤量是正常天气条件下回淤率的3~5倍。因此, 对极端天气发生频繁的海域, 需要加大航道水深监测频率, 以防止过量淤积堵塞航道并影响船舶通行安全。

### 参考文献:

- [1] Rijn Soulsby-Van. Dynamics of Marine Sands[M]. London: Thomas Telford, 1997.

(本文编辑 武亚庆)