

某高层建筑上下部共同作用数值分析结果探讨

李伟¹, 林智勇², 张浩³, 戴自航¹

(1. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108;

2. 福建工程学院 土木工程学院, 福建 福州 350118;

3. 中建海峡建设发展有限公司, 福建 福州 350003)

摘要: 探讨采用不同土体本构模型对高层建筑考虑上下部结构共同作用的受力与变形产生的影响。以一桩筏基础高层建筑为例, 采用 DIANA 有限元软件建立了整体三维模型, 地基土分别采用传统的 Mohr-Coulomb 模型及硬化土 HS 和硬化土小应变刚度 HSS 两种土的高等本构模型进行了基础及上部结构在自重荷载下的共同作用对比分析。结果显示: 采用 HS 或 HSS 模型相较 Mohr-Coulomb 模型, 筏板差异沉降较小, 致使上部框架柱底轴力出现“中柱卸荷, 边柱加荷”的效应不如后者明显; 三种模型下框架梁的弯矩在每跨相交处均发生突变, 反映了考虑共同作用后, 基础的沉降特别是不均匀沉降对上部结构梁和柱的内力分布的影响; 筏板和地表的沉降均呈现中间大外面小的碟形分布; Mohr-Coulomb 模型因难以准确描述土的应力-应变关系, 其数值计算结果与实际会存在较大偏差, 而 HSS 和 HS 模型具有较高的定量计算精度, 在上部结构-基础-地基土共同作用的数值分析中具有良好的应用前景。

关键词: DIANA 有限元软件; Mohr-Coulomb 模型; 桩筏基础; 硬化土模型; 小应变硬化土模型

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2022)03-0176-10

Discussion on Numerical Results of Interaction Between Upper and Lower Parts of a High-rise Building

LI Wei¹, LIN Zhiyong², ZHANG Hao³, DAI Zihang¹

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China;

2. College of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou, Fujian 350118, China;

3. Strait Construction and Development Co., Ltd., Fuzhou, Fujian 350003, China)

Abstract: The influence of different soil constitutive models on the stress and deformation of high-rise buildings considering the interaction of the upper and lower structures is discussed in this paper by taking a high-rise building with pile-raft foundation as an example, the overall three-dimensional model of which is established by DIANA finite element software. A comparative analysis of the interaction of the foundation and the superstructure under the self-weight load is carried out by using the conventional Mohr-Coulomb model and two advanced constitutive models of soil, i. e., the HS model and the hardening soil HSS model with the small strain stiffness respectively. The results show that the differential settlement of the raft by the HS or HSS model is smaller than that of the Mohr-Coulomb model, and as a result, the effect that "the model column is unloaded and the side column is loaded" represented by the axial forces at the bottom of the upper frame columns is not so evident as that of the latter. The bending moment of the lower frame beam changes abruptly at the intersection of each span, reflecting the influences of the settlement of the foundation, especially the uneven settlement, on the internal force distribution of the beams and columns of the superstructure after considering the interaction. The settlement of both of the raft and ground surface represent a disc-like distribution with greater

收稿日期: 2022-01-17

修稿日期: 2022-02-28

基金项目: 福建省自然科学基金资助项目(2018J01626; 2021J01600)

作者简介: 李伟(1996—), 男, 硕士研究生, 研究方向为地基基础处理、岩土-结构相互作用。E-mail: lnlzucumt@163.com

通讯作者: 戴自航(1966—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程方面的科研与教学工作。E-mail: dzhang@fzu.edu.cn

settlements in the middle and smaller ones outwards. The numerical computation results by the Mohr – Coulomb model will be significantly different from the reality because it is hard to accurately describe the stress-strain relationship of soil. However, the HSS and HS models have a higher quantitative calculation accuracy, and will be of a good application prospect in the numerical analysis of the interaction of superstructure-foundation-ground.

Keywords: DIANA finite element software; Mohr – Coulomb model; pile-raft foundation; hard soil model; hard soil model with small strain stiffness

在以往的建筑结构设计时,通常把上部结构与下部基础分开考虑,忽视了上、下部结构间的共同作用,由于没有考虑下部基础不均匀沉降引起上部结构的次应力,使得上部结构计算偏离实际情况,也就是说常规设计方法与建筑物的实际工作性状不相符。

考虑上、下部结构共同作用的课题最早可以追溯到上世纪 50 年代 Meyerhof^[1] 提出的框架结构与地基土协同作用的概念。我国自 1974 年起便开展了结合高层建筑下的箱型基础进行现场测试和地基基础与上部结构共同作用的研究工作^[2]。多年来,许多学者通过理论研究、试验、数值模拟等手段进行了相关的研究,如赵春洪等^[3] 提出一种以筏基作为一块整体板,从筏基的变形形态和边界条件出发,应用势能原理建立基本方程,求得结构内力的方法,从而可以用于分析共同作用的问题;张保良等^[4] 提出在对地基 – 基础 – 上部结构的共同作用进行分析时,可以采用“子结构”方法,将上部结构看作“子结构”,并编制了相关简易计算程序,通过实例分析了上部结构与桩筏基础共同作用机理;尹骥等^[5] 以变刚度调平和上下部结构共同作用为理论,采用 ZSOIL 软件,提出了基于上述理论处理长短桩 PHC 管桩基础的方法,并取得较好的结果;王磊等^[6] 通过 ABAQUS 软件分别建立了考虑共同作用和不考虑共同作用的模型,结果显示,考虑共同作用时,基础的平均沉降和差异沉降均减小,框架柱的弯矩要比设计值大,这种共同作用的影响不能忽略;王国辉等^[7] 结合实际工程项目,通过数值模拟计算与现场长期沉降的实测数据的对比,分析了高耸重型储槽群条形不连续桩筏基础的沉降规律。在此基础上,对后期的拟建项目进行模拟计算,预测其沉降分布特性,为工程建设提供参考;陈启冬等^[8] 通过制作一个典型层间隔震结构的缩尺模型,通过振动台加载的方法,研究了不同土性地基的 SSI 效应对此类结构的影响机理与动力响应规律。

随着计算机技术的迅速发展,各种商用的有限元软件相继问世,有学者意识到用有限元法可考虑

在常规和解析方法中难以考虑的诸如任意几何形状、非均质材料、复杂边界条件、材料非线性和复杂加载条件等因素,为准确而经济地对工程问题进行分析和设计开辟一个新的纪元,加之进行桩基础的现场或室内模型试验成本较高,因此现在对该类问题的研究也越来越依赖以有限元软件为工具的数值方法^[9]。但需要注意的是有限元模型中固体和接触(界面和节理)的本构模型的选取会对数值计算的结果产生显著影响。笔者认为,考虑建筑物上下部共同作用的数值模拟分析中采用的土的本构模型和结构与土接触面本构模型的准确性如何则是数值计算结果是否可靠的关键。然而,目前在该问题数值分析中人们对土体材料仍普遍采用 Mohr – Coulomb (M – C) 理想弹塑性模型来模拟,鲜有采用其他能够较准确表征土的应力 – 应变关系的本构模型来分析的研究报道。实际工程中许多高层建筑的桩基采用非挤土灌注桩,成桩前地基土需经过成孔(卸载)和灌浆成桩和基础及上部结构荷载施加(再加载)等复杂的应力路径过程,若在研究分析中采用能够考虑诸如加卸载应力路径影响、土体剪切硬化和压缩硬化、破坏前应力 – 应变非线性关系及土体小应变刚度等特性的硬化土 HS 本构模型和硬化土小应变刚度 HSS 本构模型则可以较准确的计算土体在由桩筏基础传递而来的上部结构荷载下的变形响应。从而使上部结构 – 桩筏基础 – 地基土共同作用分析达到定量计算精度要求。

为此,本文以一个实际桩筏基础高层建筑为例,采用荷兰 DIANA TNO 公司开发的通用有限元软件——DIANA 建立上部结构 – 桩筏基础 – 地基土整体有限元模型,对地基土分别采用 M – C、HS 和 HSS 本构模型进行了考虑上下部共同作用的数值分析,研究不同土体本构对上部结构和下部基础的影响,为今后该类问题的研究提供依据。

1 工程概况

位于某沿海地区的一幢民用高层建筑^[10],主楼为地上 18 层的钢筋混凝土框架结构,每层层高 3

m, 建筑总高度 54 m, 该建筑主体平面形状为一较为规则的矩形, 其建筑结构柱网和桩筏基础平面布置图见图 1。上部结构中框架立柱尺寸为 600 mm × 600 mm, 框架梁截面尺寸为宽 × 高为 300 mm × 700 mm, 各楼面板和屋面板长 42.8 m, 宽 15.8 m, 厚度为 120 mm, 悬挑长度为 400 mm。上部结构各构件采用 C35 混凝土。下部基础形式为均匀布置的钻孔灌注桩加筏板基础, 其中筏板 45 m, 宽 18 m, 厚度 1 m, 而在筏板下沿其长边和短边方向上按桩间距 3 m 的大小分别布置 6、15 排基桩, 筏板下总共布置 90 根桩, 每根桩长 16 m, 桩径 800 mm。筏板和桩身均采用 C35 混凝土。上部结构及下部基础参数见表 1。场地的工程地质状况为典型的滨海地区软土层分布, 浅层地层主要以淤泥质黏土和淤泥质粉质黏土等软弱地层为主, 随着埋深的加大地层条件有所改善, 桩端持力层最终选定为承载性能较好的粉质黏土层, 具体地层参数见表 2、表 3。考虑到本文着重探究不同土体本构模型对高层建筑上、下部结构工作性状的影响, 因此假定有限元模型始终处于弹性工作范围。

表 1 上下部结构构件参数

部件名称	尺寸/m	E/GPa	γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	ν
板	42.80 × 15.80 × 0.12	31.5	25	0.17
梁	0.30 × 0.70	31.5	25	0.17
柱	0.60 × 0.60	31.5	25	0.17
筏板	45.00 × 18.00 × 1.00	31.5	25	0.17
基桩	桩长 16.00, 桩径 0.80	31.5	25	0.17

表 2 Mohr - Coulomb 模型土层参数

土名	厚度 /m	E_s /kPa	c' /kPa	φ' /($^\circ$)	ψ /($^\circ$)	E /kPa	ν
黏土①	3	3900	7	28	14.0	11700	0.30
淤泥质粉质黏土②	3	2700	7	26	13.0	8100	0.35
淤泥质黏土③	10	2500	3	25	12.5	7500	0.35
粉质黏土④	32	5700	12	29	14.5	17100	0.30

表 3 HS 和 HSS 模型土层参数

土名	厚度 /m	E_s /kPa	c' /kPa	φ' /($^\circ$)	ψ /($^\circ$)	E_{50}^{ref} /MPa	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ /MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /MPa	G_0^{ref} /MPa	$\gamma_{0.7}$ / 10^{-4}	ν_{ur}	K_{0c}^{ref}	m	R_f	p^{ref} /kPa
黏土	3	3900	7	28	0	4.30	3.50	24.5	98.0	2	0.2	0.53	0.8	0.9	100
淤泥质粉质黏土	3	2700	7	26	0	3.00	2.40	17.0	68.0	2	0.2	0.56	0.8	0.6	100
淤泥质黏土	10	2500	3	25	0	2.70	2.25	15.8	63.2	2	0.2	0.58	0.8	0.9	100
粉质黏土	32	5700	12	29	0	6.12	5.10	35.7	142.8	2	0.2	0.52	0.8	0.6	100

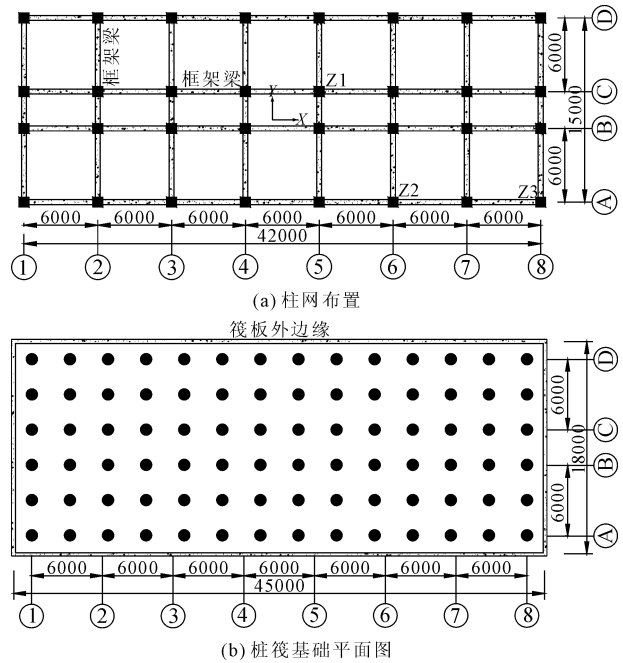


图 1 柱网及桩位布置(单位:mm)

2 有限元模型的建立

2.1 土的本构模型的介绍

HS 模型是硬化土本构模型的简称, 由 Vermeer 等^[11]提出, 该模型为等向硬化弹塑性模型, 可以同时考虑剪切硬化和压缩硬化, 采用 Mohr - Coulomb 破坏准则。HS 模型共有 11 个参数, 包括了 7 个与刚度有关的参数以及 4 个与土体有关的强度参数。而 HSS 即考虑土体小应变刚度的硬化土模型是由 Benz^[12]在 HS 模型的基础上提出的, HSS 模型完全继承了 HS 模型的特性, 同时较 HS 模型多了两个能够反映土体在小应变阶段受力和变形的参数, 因此还能考虑土体的剪切刚度随土体应变增大而衰减的特性, 因此, HSS 模型是一种能较为全面反映土的应力 - 应变关系的本构模型。

图 2 所示为这两种土的高等本构模型对笔者曾做的某种围压为 100 kPa 的正常固结黏性土的三轴 CU 试验应力 - 应变关系曲线的拟合情况及常用的 M - C 模型的对比。可见, 对于常规三轴实验 HS 和

HSS模型的拟合曲线几乎是重叠的(后者较前者略偏刚硬),二者均能较好的拟合实验结果,而传统的M-C模型拟合曲线与实验曲线偏差较大,且图中在M-C模型的线弹性阶段的弹性模量 E 取的是100 kPa围压下三轴剪切实验对应的 E_{50} ,理论上该模型的弹性模量为不变的常数,不能反映在同土层中土的刚度随深度增长的事实,因此,在同一层土的不同位置,M-C模型曲线与实际土的应力-应变关系的偏差大小也不同。但是,HS和HSS模型克服了这样的问题,不仅能反映同层土中刚度随深度增长的特性,还能反映土体受压时的体积屈服特性。虽然对于常规三轴实验的模拟这两种模型几乎没有什么差别,这是由于常规三轴实验所能量测的应变属于大应变范围,但当土中剪应变处于 10^{-3} 以下的小应变时,两个模型计算的土体变形可呈现出较大差异,这可从下文实例计算的地基沉降得到反映。

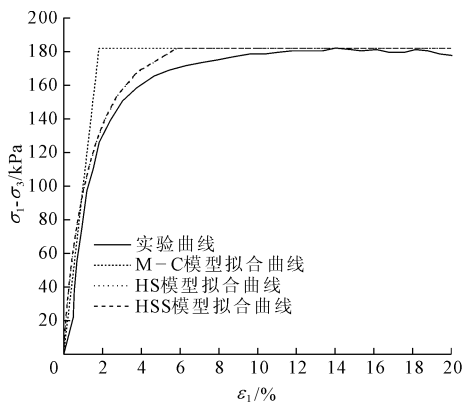


图2 不同土的本构模型与实验曲线的拟合对比

2.2 几何模型及边界条件

地基土模型尺寸为 $120\text{ m} \times 90\text{ m} \times 48\text{ m}$,即在长度方向比筏板左右边缘均外移 37.5 m ,宽度方向比筏板前后边缘均外移 36 m ,深度方向下边界在桩顶3倍桩长以下。地基土体和筏板采用二次六面实体单元模拟,基桩采用DIANA软件中内置的Pile Wizard模块进行设置,采用二次beam单元进行模拟并考虑了桩侧和桩端与土的接触,可以定义桩-土界面的参数。上部结构中,框架柱、梁均采用二次Class-III-3D beam单元模拟并设置截面尺寸,屋面板和楼面板采用二次shell单元模拟并定义其厚度。考虑上部结构-桩筏基础-地基土为相互联系和相互作用(共同作用)的整体,桩-土界面按Mohr-Coulomb摩擦考虑二者荷载传递,具体的桩土界面参数取值如下:界面的法向刚度大小取为100倍的桩周土体弹性模量,切向刚度大小取为1倍的桩

周土体弹性模量,而两个强度参数 c 和 φ 则均取为桩周土体相应参数的一半大小。基桩与筏板、底层柱与筏板、上部结构各层的柱与梁、梁与楼面板、柱与楼面板均采用刚性连接。

模型的边界条件为:约束地基土下边界竖向位移和侧面相应方向上的水平位移。图3所示为整个模型的三维视图及网格划分情况。

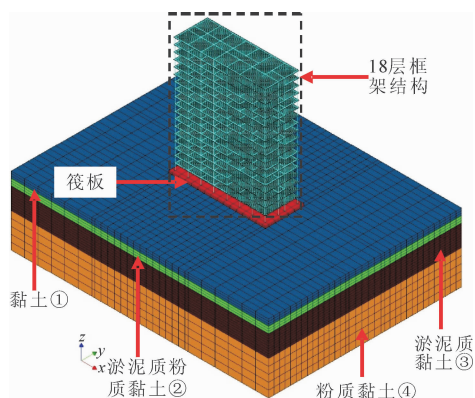


图3 模型剖面及网格划分图

2.3 材料参数的确定

HS和HSS模型参数众多,想要获取完整的模型参数需要做很多土工试验,这就需要付出很大的时间和资金成本。目前,国内外对HS和HSS本构模型参数的研究并不多。就国内这方面的研究情况,仅有学者对上海、天津等沿海地区的典型土层的HS和HSS模型的参数进行过较深入的研究,得到了一些这两种模型有关参数的取值方法。

根据尹冀等^[13]、王卫东等^[14-15]、梁发云等^[16]通过土工试验、监测数据-数值反分析等方法对上海地区典型软土地层的HS和HSS模型参数的研究,他们认为,对于刚度参数(E_{50}^{ref} 、 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 、 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$),可以通过建立与一般工程都具有的地质勘察报告中的土层压缩模量 E_s 之间的比例关系获取,而对于其他的刚度参数与强度参数可以参考国内外的相关文献[17-21]中的方法进行综合取值。参考这些文献并结合《工程地质手册(第五版)》中的相关经验,本文分析土体模型取四层上海地区典型的软土层。上下部结构的参数见1,根据现行建筑及基础设计规范,将它们均视为在弹性状态下工作是合理的;各土层的参数见表2和表3,因缺乏场地土层厚度起伏的剖面资料,本文暂将各土层按具有单一均匀厚度来考虑,对于具有实际非均厚分布剖面资料的情况,本文探讨的数值模拟方法仍是适用的。

3 数值模拟结果分析

3.1 上部结构内力差异

(1) 框架柱受荷情况。对于考虑共同作用的上部结构-基础模型来说,上部结构中的底层框架柱的内力在共同作用下的表现是尤为值得关注的。因此,在分析上部结构的框架柱的内力时选择底层不同位置处的三种立柱进行分析。其中,位于筏板中心区域下的立柱为中柱,边缘区下的立柱为边柱,角部区域下的立柱为角柱,分别用 Z1、Z2、Z3 表示,如前文图 1(a) 中的柱 B5、D6、D8 柱。采用三种不同土体本构模型并且考虑上、下部结构共同作用情况下的底层柱内力如表 4—表 6 所示。

表 4 M-C 模型得到的底层柱内力

立柱编号	N /kN	M_x /(kN·m)	M_y /(kN·m)	V_x /kN	V_y /kN
Z1	3509.6	153.3	36.1	12.0	-51.1
Z2	2963.9	-12.8	27.3	9.1	-4.3
Z3	2709.4	103.5	-94.6	-31.5	-34.5

注: N 、 M_x 、 M_y 、 V_x 和 V_y 分别为底层柱的轴力、 x 方向、 y 方向上的弯矩和剪力。下同。

表 5 HS 模型得到的底层柱内力

立柱编号	N /kN	M_x /(kN·m)	M_y /(kN·m)	V_x /kN	V_y /kN
Z1	3475.3	128.5	34.3	11.4	-49.5
Z2	2896.1	-45.6	18.6	6.2	-12.3
Z3	2594.3	112.9	-61.6	-20.3	-37.6

表 6 HSS 模型得到的底层柱内力

立柱编号	N /kN	M_x /(kN·m)	M_y /(kN·m)	V_x /kN	V_y /kN
Z1	3486.7	138.4	34.4	11.5	51.5
Z2	2847.4	-39.2	27.6	9.2	-4.4
Z3	2539.3	123.6	-74.3	-28.1	-34.5

由表 4—表 6 的计算结果可知,三种土体本构模型下计算得到的底层柱轴力大小均为中柱最大,边柱次之,角柱最小。这也对应着等刚度布桩下筏板沉降呈现出“中部大,四周小”的特点。同时,相较于 M-C 模型,采用 HS 和 HSS 模型计算得到的轴力分布,中柱的轴力相差无几,而边柱和角柱的轴力却减小,这也显得在 HS 和 HSS 模型下计算得到的不同位置处的柱子轴力大小分布较 M-C 模型下的更加“不匀”。分析认为 HS 和 HSS 下边柱和角柱轴力大小与其中柱的轴力差较 M-C 的大是因为

这两种土体本构计算得到的筏板差异沉降更小,各柱柱底之间的差异沉降也因此减小,从而使得中柱底的卸荷和边柱、角柱的加荷效应减弱。

而从两个方向上的弯矩值也能看出,能够同时考虑土体受压时剪切硬化和压缩硬化特性的 HS 和 HSS 模型,计算得到的筏板沉降虽然在等刚度布桩情况下都会呈现内大外小的分布,但是差异沉降的大小相较于 M-C 更小,因此在框架内产生的次应力也要比 M-C 的小。考虑共同作用下,采用 M-C 本构计算得到的筏板沉降及差异沉降较采用 HS 和 HSS 本构的更大,导致不同位置处的框架柱承载能力的发挥情况差距甚远。而目前对于涉及桩筏基础的有限元分析几乎都是选择 M-C 模型对土体进行模拟,这可能会造成当采用有限元分析的结果对实际设计进行校准及参考时,使得设计会偏离上部结构的真实情况。

(2) 框架梁的弯矩。分析上部结构框架梁的内力时根据筏板长边和短边方向以及处于筏板不同位置的原则,选择底层处 5 轴、8 轴、C 轴和 D 轴的框架梁,其具体位置如前文图 1(a) 所示。图 4 绘出了三种不同本构模型所得 C 轴和 D 轴底层梁(考虑对称,仅取连续梁一半长度)弯矩分布。

可见,三种不同土体本构下计算得到的沿该建筑纵长方向底层梁的弯矩分布趋势是一致的,对于每一跨框架梁,在跨中部位的弯矩 M_x 为正弯矩,而在梁端则为负弯矩。其中, M-C 本构下计算得到的弯矩值最大,HS 次之,HSS 最小。还能看出相较于 M-C 模型得到的 C 轴和 D 轴底层梁弯矩分布,HSS 模型的弯矩分布更加均匀。

图 5 则给出了 5 轴和 8 轴底层梁弯矩分布。可以看到,不同本构模型计算所得沿该建筑宽度方向底层梁的弯矩呈现出“M”形分布。对于每一跨,其跨中的都为正弯矩,梁端都为负弯矩。

从图 4 和图 5 底层梁的弯矩分布来看,无论是沿该建筑长度还是宽度方向底层梁在最中间一跨的弯矩变化都是最小的,这可能是因为这一跨的梁处在筏板中间区域内,而这部分区域下筏板的沉降都很大,相对来说差异沉降较小,因此弯矩的变化较小,而其他的梁可能横跨了筏板核心区与非核心区,导致处在沉降差异较大的位置,造成弯矩分布变化较大。纵观不同本构模型计算得到的弯矩分布,HS 和 HSS 模型由于筏板的差异沉降量要小于 M-C 模型的,因此,4 条轴线上布置的梁的弯矩绝对值均要小于 M-C 本构下的梁弯矩。还可发现,由于考

考虑了共同作用,越靠近角柱时,梁的弯矩变化较快,其绝对值也会增加较大,此外,梁与梁之间相交的位置由于共同作用的原因,梁端不均匀沉降量不同导致此处的弯矩发生显著突变,出现弯矩变号的现象。

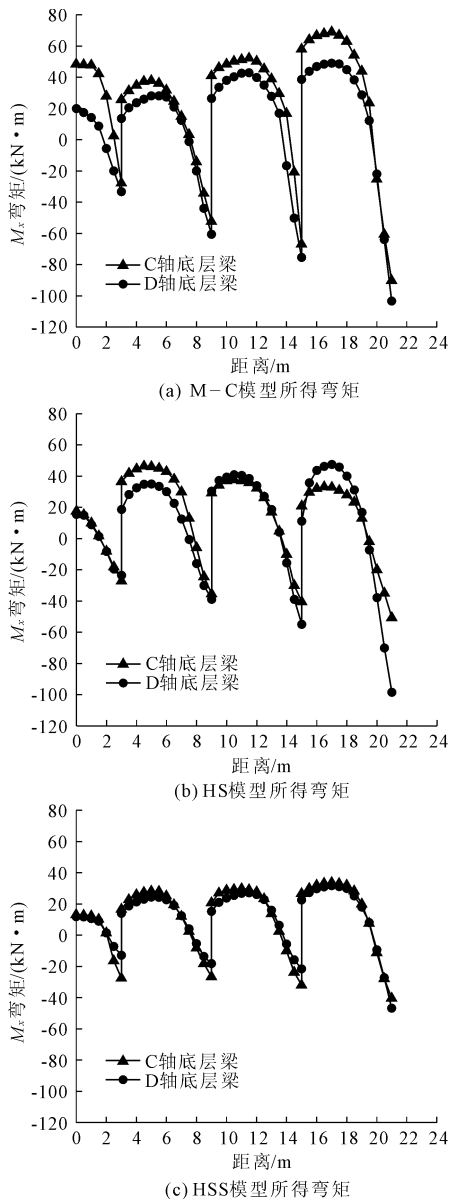


图4 三种本构模型所得 D、C 轴底层梁弯矩

上述结果充分显示出考虑共同作用可反映基础的不均匀沉降对上部结构构件的内力分配产生的影响,因此在以往将上下部分开考虑的设计所得到的结构内力与实际必定会存在一定甚至较大偏差。

3.2 下部筏基沉降随施工楼层增加的变化情况

(1) 筏板沉降变化规律。上部结构在逐层形成时其刚度的变化会对筏基的沉降产生影响。为研究不同地基土体本构模型下筏板的沉降规律,将筏板中心底下的 20 根基桩对应的筏板区域称为核心区,

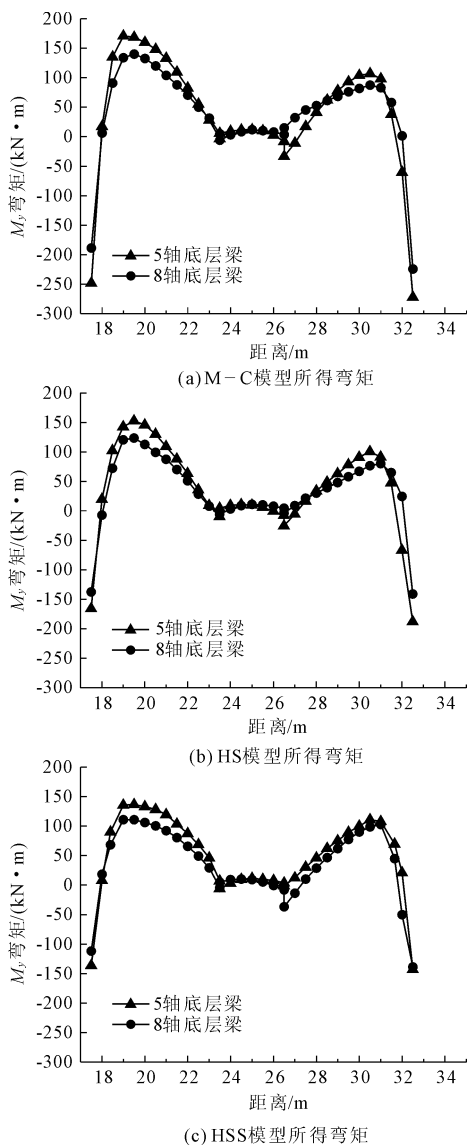


图5 三种本构模型所得 5、8 轴底层梁弯矩

其余筏板区域称为非核心区。图 6 为三种本构模型下筏板的沉降随施工楼层增加的变化情况。可以发现:随着施工楼层的增加,筏板核心区域的平均沉降与筏板的最大沉降十分接近,这说明对于等刚度布置的群桩基础,在筏板中心的一小部分区域下对应的桩基在受荷时的工作性能是决定整个筏板沉降情况的关键。

图 7 所示为 M - C、HS 和 HSS 三种本构下得到的筏板最终沉降云图,从云图显示的结果可以看出,筏板的沉降呈“中间大,四周向外减小”的趋势,并且核心区内的沉降要明显大于非核心区的沉降。

结合线图与云图可见,无论是筏板的最大沉降还是差异沉降,HSS 本构模型计算结果均是最小的,采用 M - C 本构计算的最大,HS 模型次之,这也说

明了不能考虑加载与卸载模量之间的区别以及固结压力作用的 M - C 本构模型对于模拟在软土层上的工程问题会出现计算得到的沉降值过大的问题。

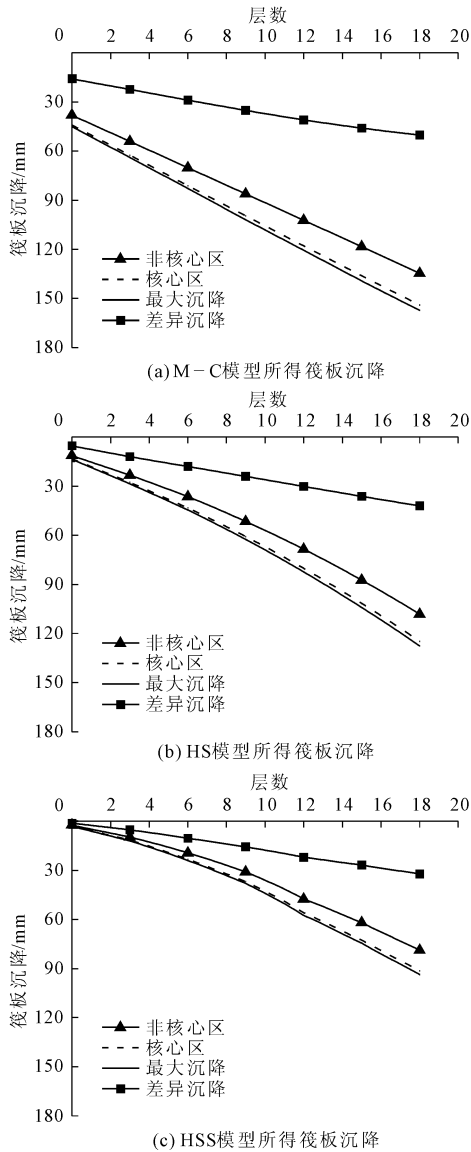


图 6 三种本构模型所得筏板沉降情况

(2) 地表土体沉降变化规律。图 8 为随施工楼层增加,筏板下地表土沉降的变化曲线。其中,横轴为筏板长边方向上距离筏板中心的距离,竖轴为地表土体的沉降大小。

从图 8 易见,随着施工楼层增加,三种土体本构计算出的地表土沉降分布趋势是一致的。观察每条曲线,其大致可由三部分组成:在 $0.0\text{ m} \sim 22.5\text{ m}$ 的范围内(有桩区域),随着楼层数的变化,地表土的沉降是逐渐增加的,两端的沉降差也在逐渐增加并且其值也与同刚度下筏板的差异沉降十分接近;在 $22.5\text{ m} \sim 40.0\text{ m}$ 的范围内(无桩区域),随着楼层数

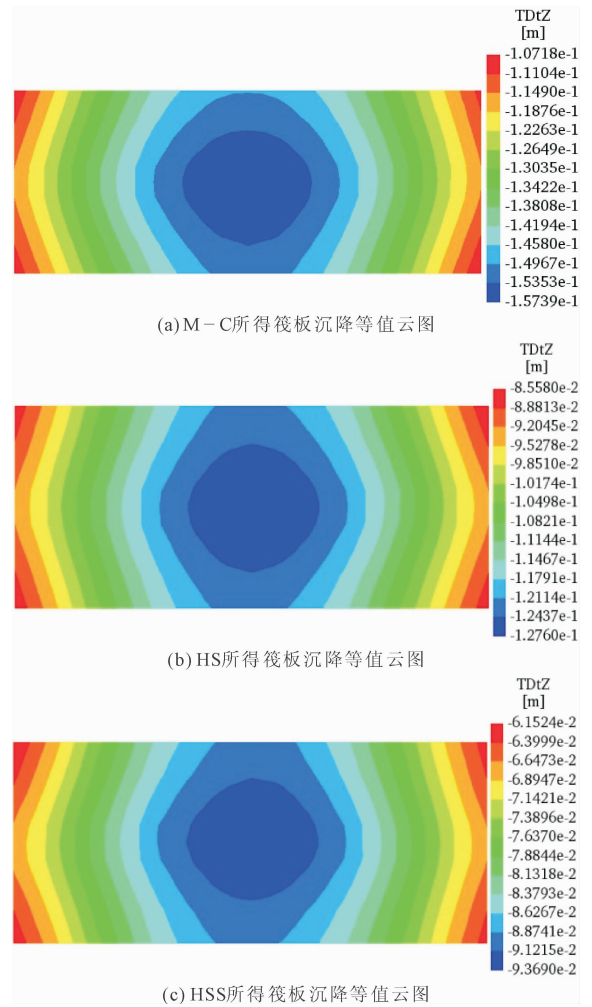


图 7 两种本构模型所得筏板最终沉降等值云图

的变化,地表土的沉降也在增加但沉降的增加量相比有桩区域是比较小的。同时,在相同的楼层数量时,地表土的沉降在这一范围内是迅速衰减的,这一方面是因为在这一段范围内地表土上并无直接荷载的施加,导致沉降要远小于有桩区域,另一方面,由于各桩的间距较小($3d$),导致桩 - 桩,桩 - 土之间相互影响,相互叠加,在群桩受荷时形成了削弱应力由桩侧向外传递扩散的“遮帘”效应,因此导致了无桩范围内地表土沉降的迅速衰减。明显可见 M - C 模型计算所得地表沉降最大,硬化土 HS 模型的次之,而硬化土小应变刚度 HSS 模型的最小,且当施工至第 3 层时, M - C 模型和 HS 模型计算所得地表沉降范围波及到筏板边以外约 22.5 m ,而 HSS 模型的约 12.5 m ,施工至 18 层时,前两者约 37.5 m ,后者约 27.5 m ,即考虑土的小应变刚度时,地表沉降波及范围远小于不考虑时的情况,这与许多工程实测地表沉降结论相符。

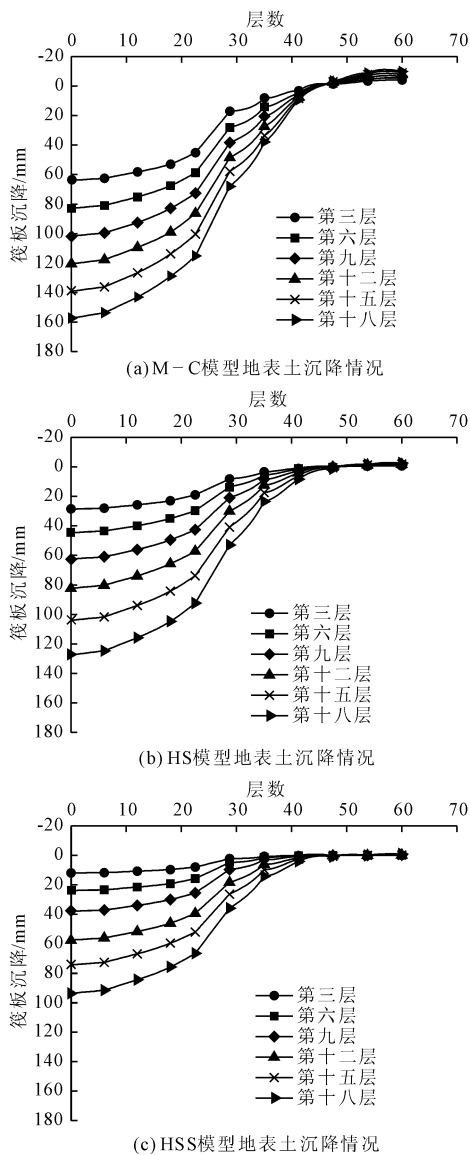


图8 三种本构模型所得地表沉降对比

图9为MC、HS和HSS本构模型计算得到的地表土体最终沉降云图,结合图8(a)可见,传统的M-C模型计算的地表出现了“负沉降”,即出现与实际不符的隆起现象,且最大的隆起量接近10mm,而HS和HSS模型计算的则基本没有隆起变形。

3.3 不同土体本构对桩侧摩阻力的影响

在上部结构自重荷载作用下,基桩轴向弹性压缩使桩-土间产生相对位移,同时产生桩侧摩阻力。图10—图12为三种土体模型下三种代表性基桩最终的侧摩阻力沿深度变化的分布情况。

从图中可以观察到,角桩与边桩的侧摩阻力随深度的分布趋势是一致的,在距离桩端1m以上范围基本呈线性增大,并在距离桩端1m处达到最大,随后迅速衰减;而中桩的侧摩阻力在上半桩身范围

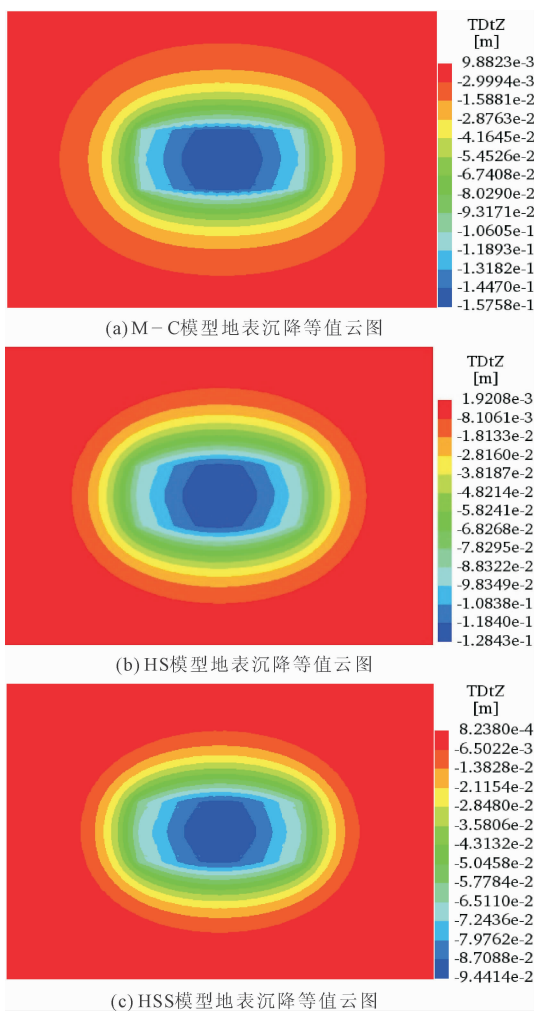


图9 两种本构模型所得地表最终沉降等值云图

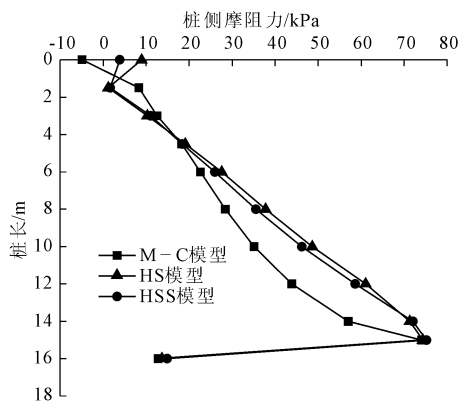


图10 角桩侧摩阻力随深度的分布

内的发挥明显小于其在下半桩身范围内的发挥,这可能是由于中桩一半桩身以上的地基沉降很大,这个范围内桩-土相对位移就较小,造成桩侧摩阻力的发挥程度较小。同时还能看到M-C模型下三种位置的基桩都出现了负摩阻力,HS和HSS模型下均只有中桩在距桩顶0.6m范围内出现负摩阻力,

一方面是由于中桩处在群桩效应显著的区域,出现负摩阻力的深度范围内的地表土刚度较小,在上覆结构自重下沉很大,另一方面也说明了 M-C 模型本身由于不能区分土体加卸载模量,导致在这种卸载再加载过程中土体的模量始终较小,造成地表沉降很大,桩侧出现了负摩阻力。

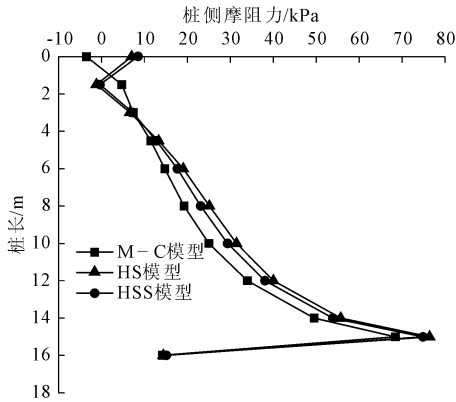


图 11 边桩侧摩阻力随深度的分布

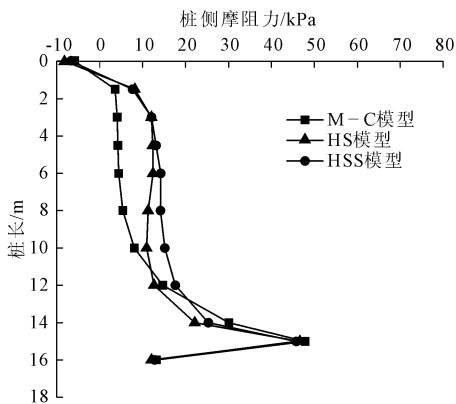


图 12 中桩侧摩阻力随深度变化分布

3.4 不同土体本构对桩土荷载分担的影响

图 13 为桩土荷载分担比随施工楼层增加的变化情况。可见,随着上部结构楼层数的增加,三种不同土体本构模型计算出的桩土荷载分担变化趋势基本相同。随着楼层数的增加,桩分担的荷载比例一直在增加,在结构施工 9 层以后,桩土的荷载分担比例逐渐趋于不变,但总体上看上部结构自身对桩土荷载分担的影响较小,绝大部分的结构自重是由桩群承担的。

同时, M-C 模型得到的桩间土承载比例较 HS 和 HSS 两种模型的要大约 10%,这是由于该模型计算的筏板沉降量较后两者明显偏大,以致更多的荷载由筏板下桩间土来承担, HSS 模型计算的沉降较 HS 的小,其所得桩间土分担的荷载最小。

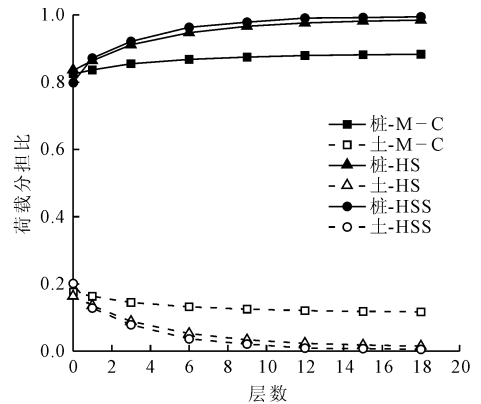


图 13 桩-土荷载分担比随施工层数变化曲线

4 结论

为探究在土体扰动较小的情况下,考虑共同作用的上部结构-桩筏基础-地基土的工作性能,本文采用 DIANA 有限元软件,分别使用 M-C、HS、HSS 三种不同的土体本构模型进行了模拟分析,得到了以下结论:

(1) 由于 M-C 模型自身存在的局限性,其计算所得上部结构次应力较 HS 和 HSS 模型的偏大,导致将有限元分析结果作为对实际设计的校准与参考时,对建筑物的设计会偏离其真实的情况。

(2) 在本案例分析中,控制筏板沉降的关键区域为筏板中部约 15%~20% 的面积。采用 HSS 模型计算的筏基最大沉降较 M-C 模型的减小了 40.5%, HS 模型的则减小了 18.9%。

(3) 角桩与边桩的侧摩阻力沿桩身的分布情况类似,中桩的则与前二者存在明显差异。HSS 和 HS 模型得到的桩承载比例较 M-C 模型的要大 10%,这与 M-C 模型下得到的筏板沉降量偏大有关。

(4) 在条件允许可获得 HS 和 HSS 模型相关参数的前提下,采用本文方法有望获得考虑上部结构恒荷载和活荷载的具有定量计算精度的桩-筏高层建筑或其他类型基础高层建筑内力和沉降的数值解,因而本文方法具有良好的应用前景。

参考文献:

- [1] Meyerhof G. The settlement analysis of building frames [J]. The Structural Engineer, 1947, 25(9): 369-409.
- [2] 朱百里,曹名葆,魏道琛. 框架结构与地基基础共同作用的数值分析——线性与非线性地基[J]. 同济大学学报, 1981, 20(4): 18-34.
- [3] 赵春洪,赵锡宏. 上部结构-筏-桩-地基共同作用分析的新方法[J]. 建筑结构学报, 1990, 11(2): 69-77.

- [4] 张保良,赵锡宏,姜洪伟. 上部结构-筏-桩-地基共同作用分析[J]. 建筑结构学报,1997,18(2):72-78.
- [5] 尹骥,魏建华. 基于地基-基础-上部结构共同作用分析的长短PHC管桩基础处理[J]. 岩土工程学报,2011,33(S2):265-270.
- [6] 王磊,任彦华. 高层建筑结构桩筏基础-地基-上部结构共同作用分析[J]. 建筑结构,2018,48(S2):801-805.
- [7] 王国辉,李友东,刘双晨,等. 高耸重型储槽群桩筏基础变形监测和数值模拟研究[J]. 水利与建筑工程学报,2020,18(4):215-220,256.
- [8] 陈启冬,许立英,刘阳,等. 不同土性地基考虑SSI效应的隔震结构地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报,2021,19(2):149-154,214.
- [9] Desai C S. Constitutive modeling of materials and contacts using the disturbed state concept: part 1 - background and analysis [J]. Computers and Structures, 2015,146(1):214-233.
- [10] 崔涛. 变刚度群桩基础性能数值分析及沉降计算研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2016.
- [11] Schanz T, Vermeer P A, Bonnier P G. The hardening soil model: formulation and verification [C]//Beyond 2000 in Computational Geotechnical - 10 Years of PLAXIS,1999:281-297.
- [12] Benz T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences [D]. Stuttgart: University of Stuttgart, 2007.
- [13] 尹骥. 小应变硬化土模型在上海地区深基坑工程中的应用[J]. 岩土工程学报,2010,32(S1):166-172.
- [14] 王卫东,王浩然,徐中华. 基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J]. 岩土力学,2012,33(8):2283-2290.
- [15] 王卫东,王浩然,徐中华. 上海地区基坑开挖数值分析中土体HS-Small模型参数的研究[J]. 岩土力学,2013,34(6):1766-1774.
- [16] 梁发云,贾亚杰,丁钰津,等. 上海地区软土HSS模型参数的试验研究[J]. 岩土工程学报,2017,39(2):269-278.
- [17] Brinkgreve R B J. Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application [M]. Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration. Austin,2005:69-98.
- [18] Bolton M D. The strength and dilatancy of sands [J]. Geotechnique,1986,36(1):65-78.
- [19] Brinkgreve R B J, Kumarswamy S, Swolfs W M. Plaxis Material Models Manual [M]. Netherlands: Delft University of Technology & PLAXIS B V, 2006.
- [20] Janbu J. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests [C]//Proceedings of the 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden,1963:19-25.
- [21] 陈赟,罗敏敏,夏能武,等. 软土HSS模型参数现有试验成果统计分析[J]. 岩土工程学报,2021,43(S2):197-201.

(上接第40页)

- [15] 孔建伟. 地震和冲击荷载作用下CPR1000核电厂安全壳破坏机理试验研究[D]. 大连:大连理工大学,2017.
- [16] Rosinger H. E., 叶同莘. 悬臂法测定动态弹性模量的评价[J]. 功能材料,1975(6):65-72.
- [17] Harris C M, Piersol A G. Harris' Shock and Vibration Handbook [M]. Fifth edition. New York: McGraw-Hill, 2010.
- [18] da Costa Azevedo A S, dos Santos Hoefel S. Analysis of rotatory inertia and shear deformation on transverse vibration of beams [C]//Congresso Nacional de Engenharia Mecanica (CONEM). 2016: 21-25.
- [19] Timoshenko S P. LXVI. On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars [J]. Philosophical Magazine Series 6, 1921, 41(245):744-746.
- [20] Sutherland J G, Goodman L E. Vibrations of prismatic bars including rotatory inertia and shear corrections [R]. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign, 1951.
- [21] 马良筠,孙海峰. 梁式构件动态弹性模量的实验研究及振动分析中梁的有效长度问题[J]. 力学学报,1989(6):697-704.
- [22] 孙家驹,金开骅. 粘弹性梁的动力响应[J]. 应用数学和力学,1981(2):235-242.
- [23] Dawson B, Ghosh N G, Carnegie W. Effect of slenderness ratio on the natural frequencies of pre-twisted cantilever beams of uniform rectangular cross-section [J]. ARCHIVE Journal of Mechanical Engineering Science 1959—1982 (vols 1-23), 1971,13(1):51-59.