

土-结构-TMD 体系振动台模型试验与 数值模拟对比研究

Comparison between shaking table test and numerical modelling of soil-structure-TMD system

陈国兴¹, 陈继华¹, 王志华^{1,2}, 宰金珉¹

(1. 南京工业大学 岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 河海大学 岩土工程研究所, 江苏 南京 210098)

摘 要: 为了分析土与结构相互作用效应 (SSI) 对结构控制的影响, 将地基土、上部结构和调谐质量阻尼器 (TMD) 组合成 4 种结构体系, 在同一地震激励下, 分别对其进行振动台试验。运用土与结构动力相互作用三维有限元分析软件 SASSI2000 对 4 种结构体系分别建立模型, 并对各种试验工况下的结构地震反应进行了数值模拟计算。计算中, 采用三维八结点实体单元模拟结构的基础部分, 每个结点有 3 个自由度; 上部结构采用集中质量模型; 采用等效线性化模型考虑土的动力非线性影响。对振动台模型试验与数值模拟结果的比较表明, 两者得到的 SSI 效应对 TMD 减震控制性能的影响表现出相似的规律性, SSI 效应对结构的减震控制效果有很大影响。

关键词: 土与结构相互作用; 振动台模型试验; 数值模拟; 结构减震控制; 地震反应

中图分类号: TU 411.8

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2003)05-0532-06

作者简介: 陈国兴 (1963-), 男, 浙江兴昌人, 博士, 教授, 南京工业大学土木工程学院院长, 岩土工程研究所所长, 主要从事土动力学和岩土地震工程研究。

CHEN Guo-xing¹, CHEN Ji-hua¹, WANG Zhi-hua^{1,2}, ZAI Jin-min¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing University of Technology, Nanjing 210009, China; 2. Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: In the shaking table test, to research the effect of SSI on structural control, soil, super structure and TMD structure are combined to four sorts of structure system. Each system is tested on shaking table under the same seismic excitation. Numerical modelling of every structure system is performed by SASSI2000 program for 3-D finite element analysis of soil-structure interaction in this paper. In the analysis, the foundation of structure is simulated by 3-D solid elements with three translational DOFS per node. The super structure is simulated by beam element and 3-D mass matrix. The site consists of semi-infinite viscoelastic horizontal layers on a rigid base. The dynamic nonlinear effects of soils are considered by using equivalent linear method. The comparisons between test results and calculated results show that the test and calculation laws of SSI effects on structural control are coincident. SSI effects have an important influence on structure control.

Key words: soil-structure interaction; shaking table model test; numerical modelling; structure control; seismic response

0 引 言^{*}

自 1973 年美国学者 Yao 提出结构控制概念以来^[1], 结构振动控制的理论研究得到了很大的发展。TMD (Tuned Mass Damper) 控制系统是在结构某一部位上设置一惯性质量、弹簧和阻尼器系统, 应用共振原理, 从而对结构振动加以控制。近二三十年, 研究者对 TMD 减震控制的研究主要集中在控制系统参数的优化设计上^[2]。在这些研究中, 大部分都假设建 (构) 建筑物建在刚性地基上, 而对于实际存在的土与结构相互作用 (SSI) 效应以及 SSI 效应对 TMD 控制性能的影响却没有考虑。

随着 SSI 效应这一地震工程领域的前沿课题得到广泛关注, 一些研究者开始了 SSI 效应对 TMD 控制性能影响的研究。笔者在文献 [3] 中采用数值模拟方法,

以一幢实际的 6 层框架结构为研究对象, 对存在 SSI 效应的 TMD 减震特性进行了初步探讨。并利用同济大学的大型振动台试验设备, 成功地完成了考虑 SSI 效应的结构减震控制振动台模型试验^[4], 对考虑 SSI 效应的 TMD 减震控制性能进行了详细的试验研究^[5]。

然而, 一方面, 数值模拟所得出的一些规律在实际地震作用下是否真实存在有待实际震害或试验检验; 另一方面, 室内振动台模型试验由于受到试验设备、材料及试验技术等因素制约, 其结果是否可靠也应通过一些计算分析来验证。因此, 将振动台模型试验结果与数值模拟结果进行对比研究具有非常重要的意义。

^{*} 基金项目: 土木工程防灾减灾国家重点实验室开放课题、中国地震局地震工程与工程振动开放实验室开放课题和江苏省自然科学基金 (BK99125) 联合资助项目

收稿日期: 2003-04-11

鉴于此,本文在考虑土与结构相互作用的结构减震控制振动台模型试验的基础上,利用软件 SASSI2000^[6]对多个工况下 TMD 的控制性能进行分析,将试验与计算结果进行对比分析。

1 振动台模型试验简介

试验结构模型为一带内走廊的 5 榀 2 跨 10 层框架结构,顶部设置 1 层小结构,用以模拟 TMD,见图 1。模型几何比尺为 1:30,模型材料为有机玻璃。由动力相似关系^[4],设计结构模型恒载质量为 110.37 kg,活载质量为 68.40 kg,所施加的人工质量为 731.5 kg。



图1 试验模型

Fig.1 The test model

由于目前对于振动台试验模拟的柔性地基为水平成层地基,地基土置于一直径为 3.0 m,高为 2.13 m 的柔性橡胶圆桶内(见图 1)。地基土共分两层:上层为黏质粉土,层厚约为 65 cm,均质,容重为 18.33 kN/m³,饱和度为 94.1%;下层为粉质黏土,层厚约为 75 cm,均质,容重为 18.62 kN/m³,饱和度为 90%。由动三轴得到的试验前两种土样的归一化动剪切模量 G_d/G_0 和阻尼比 D 与剪应变幅值 γ_d 的关系曲线见文献[4]。

地基土模型并没有考虑对原型的惯性力效应进行模拟。为了尽可能地减小模型边界效应对结构地震反应的影响,综合考虑振动台尺寸及承重能力等因素,结构基础形心与圆桶中心重合,结构横向和纵向与土体边界最短距离分别为 1.2 m 和 1.0 m。

试验中分别采用 El-centro 波 Taft 波以及 50 年超越概率为 10% 的南京人工波作为地震输入。按相似关系设计,加速度的相似系数为 1.0,输入地震动的时间间隔调整为 0.00372 s。其中 El-centro 波和 Taft 波为水平两个方向同时输入,南京人工波为水平单向输入。考虑到地震动强度的影响,试验中,输入南京人工波加速度峰值分别取 0.1g, 0.2g 和 0.3g, Y 向(结构的横向)的输入地震动加速度峰值为 X 向(结构的纵向)的 80%。受篇幅所限,本文仅对南京人工波输入时的试

验与计算结果进行对比研究。图 2 为输入南京人工波的傅里叶谱, El-centro 波和 Taft 波的傅里叶谱见文献[4]。试验时在上部结构 X 向和 Y 向的底层、2 层、4 层、6 层、8 层、10 层及 TMD 顶部分别安装一个加速度传感器,以量测各楼层在地震激励下的加速度反应。

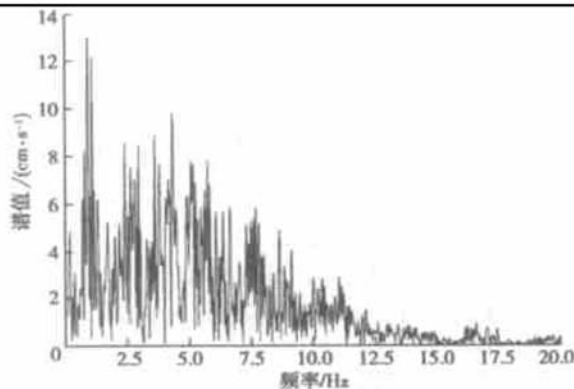


图2 南京人工波傅里叶谱

Fig.2 The Fourier spectrum of Nanjing artificial wave

2 土与上部结构及 TMD 体系的模拟

2.1 地基土的模拟

计算中假设地基土为覆盖于基岩上的半无限黏弹性水平成层土,采用等效线性模型描述土的动力非线性。由于 SASSI2000 程序自身不能求解非线性问题,因此,在用 SASSI2000 程序进行土与结构相互作用分析之前,先用 SHAKE91 程序进行同样地震激励下的自由场地震反应分析,将所得到的与应变相容的土的动剪切模量和阻尼比作为地基土的计算参数,以近似考虑土的动力非线性的影响。

2.2 上部结构的模拟

假设上部结构(包括模拟 TMD 的小结构)楼层质量集中在各楼层的质心处,采用集中质量模型,将上部结构简化成剪切型多质点体系。质点质量包括结构楼层的自重及施加于每层楼板上的人工质量。由于试验中模型结构的形状及荷载均是对称的,因此上部多质点体系的竖轴线通过基础形心。

2.3 基础的模拟

试验中模型结构的基础视为平板基础,用八结点块体单元模拟,每个结点有 3 个平动自由度。试验将上部结构固定在振动台台面上以分析刚性地基上结构的地震反应,因此,在计算中,刚性地基上的平板基础每个结点只有与地震波输入方向相同的一个平动自由度。为了加强基础与上部多质点体系的连接,在基础 X 向和 Y 向分别设置两根通过基础形心的刚性加劲梁单元,此外,在基础的 4 条边上同样设置 4 根刚性加劲梁单元。结构分析模型如图 3 所示。

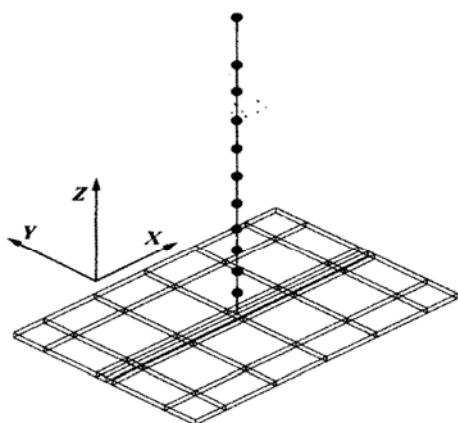


图3 结构分析模型

Fig. 3 The analytic model of structure

3 试验结果与计算结果对比

为分析 SSI 效应对 TMD 控制性能的影响, 振动台试验时将地基土、上部结构和 TMD 组合成四种不同的结构体系, 分别是有土有 TMD 体系(soil-main structure-TMD system, SMT)、有土无 TMD 体系(soil-main structure system, SM)、无土有 TMD 体系(main structure-TMD system, MT) 以及无土无 TMD 体系(main structure system, M)。文献[4]给出了由振动台试验得到的 4 种结构体系自振特性。图 4 为分析 SSI 效应对 TMD 控制性能影响的流程图。对上述 4 种结构体系分别进行数值模拟计算, 并依照图 4 中的分析流程与试验结果进行对比研究。

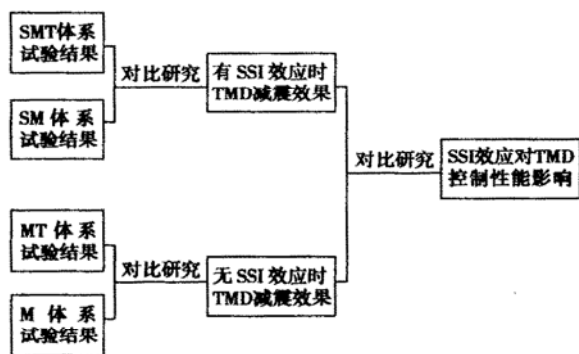


图4 分析流程

Fig. 4 The flowchart of analysis

3.1 刚性地基(无 SSI 效应时)上主体结构地震反应比较

试验前, 按照刚性地基假设, 参考文献[3]的研究成果对 TMD 控制系统进行设计。根据试验相似关系, 主体结构(main structure)层高为 11 cm, 结构梁截面尺寸为 10 cm × 2.0 cm, 柱截面尺寸为 2.5 cm × 2.5 cm, 楼板厚约 5 mm, 其中 1~9 层每层施加的人工质量为 74.6 kg, 10 层施加的人工质量为 47.1 kg, 结构每层自

重约为 10.8 kg; 上部小结构(TMD)共 1 层, 层高为 22 cm, 梁截面尺寸为 0.8 cm × 1.6 cm, 柱截面尺寸为 0.8 cm × 0.8 cm, 楼板厚约 6 mm, 小结构自重约为 2.4 kg, 其上施加的人工质量为 13.0 kg。图 5 中阴影部分为模拟 TMD 的顶部小结构柱在平面上的投影位置。对上部结构只考虑材料阻尼的影响, 阻尼比取为 0.04, 根据文献[7]的研究成果, 有机玻璃在室温条件下的弹性模量取为 2.83 GPa, 泊松比取 0.363, 容重为 25 kN/m³。计算假设上部结构的基础是直接建在基岩上, 试验将上部结构基础固定于振动台台面上。

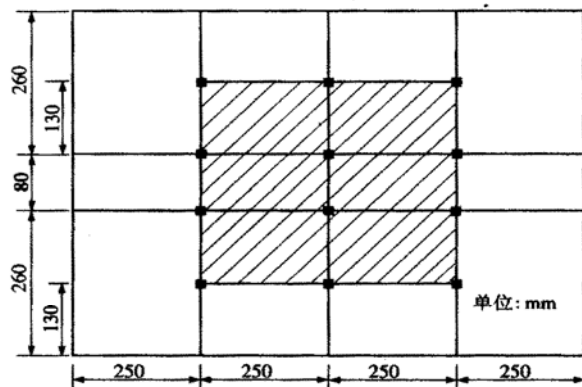


图5 TMD 平面示意图

Fig. 5 The plan projection of TMD

TMD 的减震效果可用一比值来衡量, 如下式所示:

$$\eta = \frac{a_M - a_{MT}}{a_M} \times 100\% \quad (1)$$

式中 η 为减震幅度, 表示 TMD 的控制效果; a_M 为无 TMD 时主体结构楼层加速度反应最大值; a_{MT} 为有 TMD 时主体结构楼层加速度反应最大值。

刚性地基上试验与计算的 TMD 减震效果见表 1, 由表 1 可见, 试验得出的最大值为 32%, 平均减震幅度为 7.3%; 计算所得出的最大值为 27%, 平均值为 20.2%。由于在对 MT 体系进行振动台试验时, 小结构与 10 层顶板的部分连接出现松动现象, 导致 TMD 的减震效果下降, 考虑到这一因素, 可以认为两者的结果是接近的。图 6 为振动台试验与计算得到的结构顶部加速度反应的傅氏谱, 两者的傅氏谱比较接近。可见, 振动台试验与计算结果均表明, 结构顶部设置的 TMD 使主体结构顶部加速度反应减小, TMD 对结构地震反应起到一定的减震作用。

3.2 柔性地基(有 SSI 效应时)上主体结构地震反应比较

为考察 SSI 效应对结构地震反应的影响, 振动台试验与计算时在柔性地基条件下所施加的地震激励与刚性地基条件下相同。表 2 给出柔性地基上 M 与 MT 体系楼层地震反应的振动台试验与计算结果。

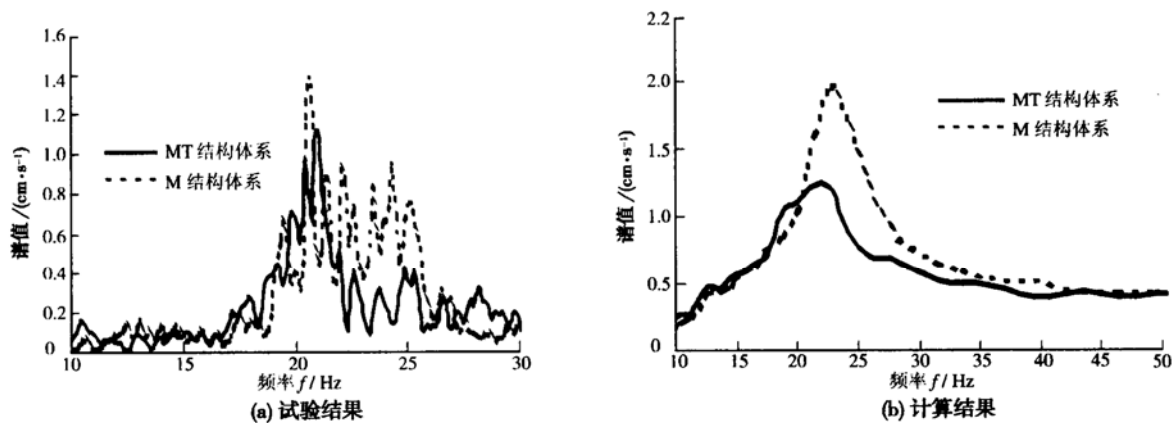


图 6 刚性地基上主体结构顶部加速度反应傅里叶谱比较(Y 向, 0. 10g)

Fig. 6 The Fourier spectre of the top floor acceleration of main structure on rigid base(the Y direction, 0. 10g)

表 1 刚性地基上 M 与 MT 体系楼层地震反应的试验与计算结果比较

Table 1 The comparisons of the test and calculated acceleration response for M and MT system on rigid base

工况		主体结构楼层加速度反应值 / g											
		底层		2 层		4 层		6 层		8 层		10 层	
		M	MT	M	MT	M	MT	M	MT	M	MT	M	MT
X 向输入, 加速度峰值 0.08g	试验结果	0.06	0.06	0.07	0.07	0.11	0.09	0.12	0.11	0.13	0.12	0.17	0.15
	计算结果	0.07	0.07	0.07	0.08	0.10	0.08	0.12	0.10	0.12	0.11	0.18	0.17
Y 向输入, 加速度峰值 0.10g	试验结果	0.09	0.10	0.13	0.14	0.17	0.16	0.19	0.13	0.17	0.15	0.24	0.20
	计算结果	0.09	0.10	0.10	0.10	0.15	0.12	0.17	0.14	0.18	0.16	0.26	0.21
X 向输入, 加速度峰值 0.16g	试验结果	0.12	0.14	0.16	0.15	0.22	0.21	0.24	0.22	0.25	0.24	0.35	0.30
	计算结果	0.14	0.16	0.17	0.16	0.18	0.18	0.25	0.21	0.28	0.27	0.33	0.31
Y 向输入, 加速度峰值 0.20g	试验结果	0.18	0.18	0.28	0.27	0.33	0.28	0.29	0.27	0.34	0.28	0.48	0.42
	计算结果	0.17	0.20	0.26	0.24	0.28	0.23	0.27	0.26	0.36	0.35	0.47	0.42
X 向输入, 加速度峰值 0.24g	试验结果	0.19	0.20	0.27	0.27	0.33	0.31	0.36	0.34	0.39	0.37	0.54	0.48
	计算结果	0.18	0.21	0.23	0.23	0.30	0.24	0.33	0.31	0.40	0.38	0.53	0.50
Y 向输入, 加速度峰值 0.30g	试验结果	0.33	0.28	0.30	0.29	0.52	0.46	0.61	0.46	0.55	0.47	0.67	0.66
	计算结果	0.26	0.25	0.27	0.31	0.48	0.35	0.50	0.43	0.51	0.48	0.67	0.63

表 2 柔性地基上 M 与 MT 体系楼层地震反应的试验与计算结果比较

Table 2 The comparisons of the test and calculated acceleration response for M and MT system on soft base

工况		主体结构楼层加速度反应值 / g											
		底层		2 层		4 层		6 层		8 层		10 层	
		SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT	SM	SMT
X 向输入, 加速度峰值 0.08g	试验结果	0.15	0.19	0.14	0.16	0.15	0.16	0.16	0.14	0.13	0.17	0.19	0.25
	计算结果	0.14	0.17	0.13	0.15	0.14	0.13	0.18	0.15	0.14	0.15	0.21	0.30
Y 向输入, 加速度峰值 0.10g	试验结果	0.21	0.18	0.20	0.17	0.18	0.21	0.19	0.21	0.17	0.16	0.25	0.26
	计算结果	0.20	0.20	0.19	0.19	0.18	0.22	0.17	0.21	0.17	0.16	0.24	0.31
X 向输入, 加速度峰值 0.16g	试验结果	0.24	0.25	0.24	0.24	0.25	0.28	0.27	0.26	0.28	0.20	0.36	0.34
	计算结果	0.22	0.20	0.23	0.22	0.23	0.25	0.29	0.24	0.23	0.25	0.34	0.39
Y 向输入, 加速度峰值 0.20g	试验结果	0.31	0.29	0.27	0.25	0.27	0.29	0.30	0.29	0.23	0.21	0.37	0.38
	计算结果	0.32	0.28	0.29	0.22	0.26	0.27	0.28	0.25	0.24	0.23	0.38	0.36
X 向输入, 加速度峰值 0.24g	试验结果	0.30	0.29	0.28	0.28	0.26	0.29	0.28	0.31	0.25	0.29	0.35	0.43
	计算结果	0.28	0.26	0.26	0.25	0.30	0.27	0.30	0.32	0.26	0.27	0.38	0.40
Y 向输入, 加速度峰值 0.30g	试验结果	0.38	0.38	0.33	0.31	0.31	0.33	0.35	0.34	0.26	0.24	0.48	0.46
	计算结果	0.35	0.34	0.36	0.29	0.30	0.30	0.29	0.27	0.28	0.25	0.44	0.42

比较表 1 和表 2 可以看出, 柔性地基条件下数值模拟与试验结果的偏差较刚性地基条件下的偏差大, 特别是当输入地震波强度增大时, 这种现象更为明显。计算时地基土被看作是覆盖于基岩上的半无限黏弹性水平成层土; 而试验中由于振动台台面尺寸及承重能力等因素的限制, 地基土只能是一非常有限的区域。将同种加载、同一结构条件下刚性地基和柔性地基两者结果进行比较, 可以认为, 试验中的有限域土体与计算采用的半无限域土体的差别是导致刚性地基条件和柔性地基条件下试验结果与计算结果相互吻合程度降低的根本原因。楼层加速度放大系数定义为柔性地基条件下结构楼层加速度反应最大值与输入地震波加速度峰值之比, 图 7 给出柔性地基上输入加速度峰值 $0.10g$ (Y 向), $0.20g$ (Y 向) 和 $0.24g$ (X 向) 时主体结构各楼层加速度反应放大系数沿楼层高度的分布。尽管柔性地基条件下振动台试验与计算结果之间存在一定差距, 但两者所得到的楼层加速度放大系数沿楼层高度分布的规律是一致的。首先, 加速度放大系数沿楼层高度的变化形状是相似的; 其次, 加速度放大系数与输入地震波的强度关系是一致的。

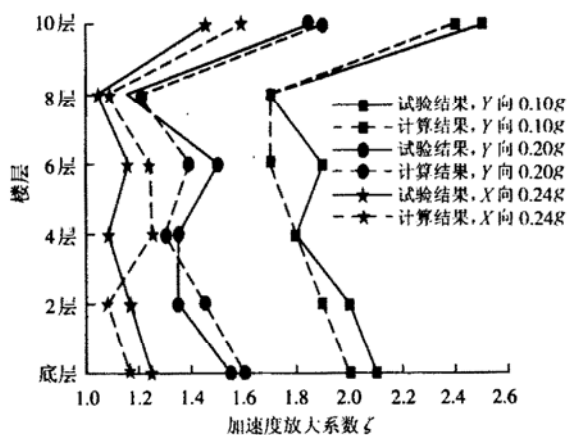


图 7 柔性地基上 SM 结构体系楼层加速度放大系数

Fig. 7 The magnification coefficient of acceleration of SM system on soft soil

图 8 给出 SMT 结构体系楼层加速度反应最大值沿楼层高度的分布。可以看出, 振动台试验与计算的加速度反应最大值沿楼层高度的分布是相似的; 就某一楼层来说, 振动台试验与计算结果存在一定偏差, 而且这种偏差随着输入加速度峰值的增加而增加。

以一个无量纲量 ζ 来表示柔性地基上 TMD 的减震效果, 并定义为

$$\zeta = \frac{a_{SM} - a_{SMT}}{a_{SM}} \times 100\%, \quad (2)$$

式中 a_{SM} 和 a_{SMT} 分别为柔性地基上无 TMD 和有 TMD 时的主体结构楼层加速度反应最大值。

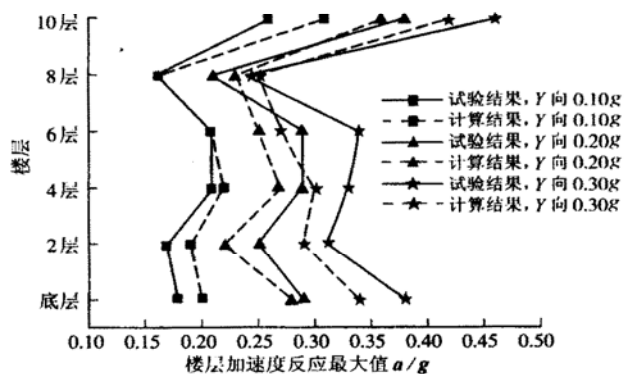


图 8 柔性地基上 SMT 结构体系加速度反应最大值

Fig. 8 The maximum acceleration of SMT system on soft soil

在柔性地基条件下, 试验与计算所得到的各楼层 ζ 值出现三种情况, 即 $\zeta > 0$ 、 $\zeta = 0$ 和 $\zeta < 0$ 。根据定义, $\zeta > 0$ 意味着 TMD 控制系统减小主体结构加速度反应; $\zeta = 0$ 意味着 TMD 控制系统对楼层加速度反应无影响; 而 $\zeta < 0$ 则意味着 TMD 控制系统加大了主体结构加速度反应, 也即是 TMD 对主体结构加速度反应产生负面影响。若以各工况下柔性地基主体结构每个楼层所求得 ζ 的平均作为衡量柔性地基上 TMD 的整体减震效果, 则振动台试验的平均减震幅度为 -4.3% , 计算的平均减震幅度为 1.8% 。试验与计算结果均表明, 柔性地基条件下 TMD 的减震效果不明显, 没有达到设计期望效果, 甚至可能加大主体结构加速度反应。这与文献[3]的结论是一致的。

4 SSI 效应对 TMD 减震控制性能的影响

如上所述, 柔性地基条件下 TMD 的减震效果与刚性地基条件下 TMD 的减震效果相差很大。两者的结构体系相同, 输入地震荷载相同, 唯有不同的是地基条件, 因此, 可以认为土与结构相互作用效应导致了 TMD 减震性能的差别。其主要原因在于: 一是土体的存在使 SMT 结构体系与 MT 结构体系的振动特性不同; 二是地震波在土体内的传播过程中发生反射、散射以及土体的耗能作用, 使地震波频谱成分发生改变^[8]。

柔性地基条件下输入加速度峰值为 $0.08g$ (X 向) 和 $0.1g$ (Y 向) 时, 振动台试验和计算得到的主体结构第 8 层顶部加速度反应的傅里叶谱分别如图 9 和图 10 所示。

图 9 表明, 在柔性地基条件下, 由于 TMD 控制系统的存在, 结构加速度反应增加, TMD 系统对结构地震反应起到负面效果。而图 10 则表明, TMD 系统对结构地震反应起到减震作用。此外, 计算与振动台试验结果之间均有一定的偏差。对比图 6 和图 10 可看出, 在相同的地震荷载作用下, 刚性地基上结构-TMD 体系

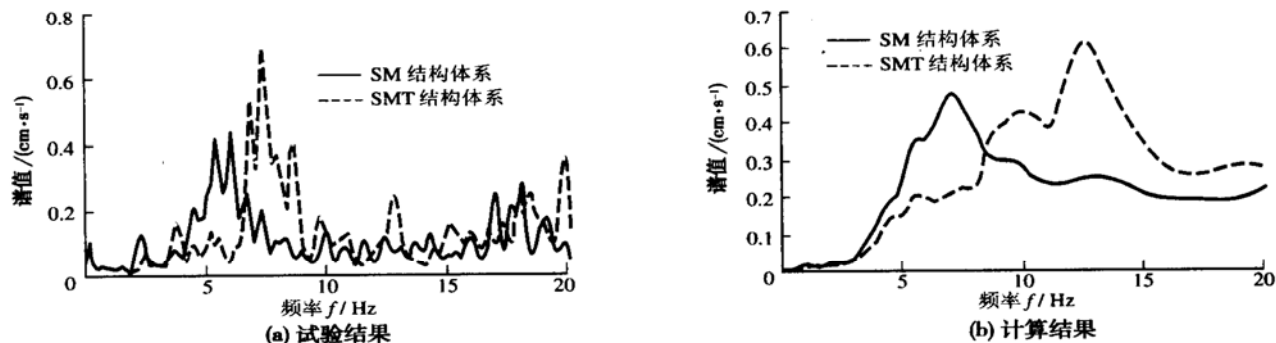


图9 柔性地基上两种结构体系中主体结构第8层顶加速度反应(输入加速度峰值, X 向, $0.08g$)

Fig. 9 The Fourier spectrum of acceleration on the 8th floor of main structure on soft soil (the X direction, $0.08g$)

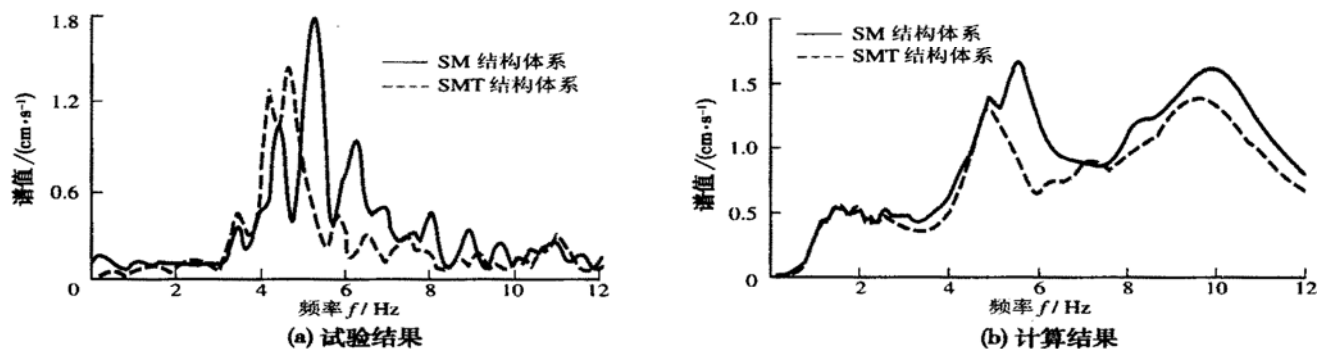


图10 柔性地基上两种结构体系中主体结构第8层顶加速度反应(输入加速度峰值, Y 向, $0.10g$)

Fig. 10 The Fourier spectrum of acceleration on the 8th floor of main structure on soft base (the Y direction, $0.10g$)

在20~25 Hz反应最大;而柔性地基上结构-TMD体系在频率4~8 Hz范围内反应最大。显然,SSI效应使得整个结构体系的周期延长,整体结构表现为柔性加大。

5 结 语

SASSI2000程序能较好地模拟结构在地震激励下的实际反应性状,数值模拟计算与土-结构相互作用振动台模型试验所得出的SSI效应对TMD控制性能的影响体现出相似的规律性。振动台模型试验对于半无限地基的模拟存在一些缺陷,这使得在输入地震动水平较高时振动台试验与数值计算结果之间出现一些较大的偏差。振动台试验与计算结果表明,在一定条件下,以刚性地基假设设计的TMD控制系统在柔性地基条件下的控制性能不理想,没有达到期望的设计效果,在某些时候甚至会对结构地震加速度反应起到负面效果。

参考文献:

[1] Yao J T P. Concept of structural control[J]. J Struct Div, ASCE,

1972, 107(5): 907-910.

- [2] Abe M, Fujino Y. Dynamic characterization of MTMD and some design formulas[J]. Earthquake Engineering and Engineering Structures, 1999, 22: 513-524.
- [3] 陈国兴, 宰金珉, 杨 栋. 考虑土与结构相互作用效应的TMD减震特性研究[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(6): 82-87.
- [4] 陈国兴, 王志华, 宰金珉. 考虑土与结构相互作用的结构减震控制振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, (4): 117-127.
- [5] 王志华, 陈国兴, 宰金珉. 考虑SSI效应的TMD减震特性振动台模型试验[J]. 南京工业大学学报, 2002, 24(5): 34-39.
- [6] L. vsmer I. Ostadan F. Chin C. C. SASSI2000 user's manual: a system for analysis of soil-structure interaction[R]. Berkeley: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 2000.
- [7] 余诗泉, 张印阁. 齐齐哈尔嫩江公路大桥预应力混凝土连续箱梁有机玻璃模型试验与制造[J]. 东北林业大学学报, 1995, 23(1): 79-83.
- [8] 陈国兴, 王志华, 宰金珉. 土与结构动力相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 世界地震工程, 2002, (4): 47-55.