

一致激励下的混凝土斜拉桥振动台试验

王瑞龙, 徐 艳, 李建中

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 以某一典型中等跨径混凝土斜拉桥为研究对象, 设计了 1:20 大比例振动台全桥试验模型. 采用 Chi-Chi 波和场地人工波进行了纵、横桥向小幅四台阵全桥振动台试验, 并对该试验模型进行了场地人工波输入下的横桥向破坏性试验. 试验结果表明: 纵桥向输入时, 由于 Chi-Chi 波长周期丰富, 激起结构反应较大; 横桥向输入时, 两条波的频谱特性在结构横向周期附近基本相同, 故激起结构反应相差不大; 结构在场地人工波 1.3g 横桥向输入时, 桥塔上横梁主筋断裂、混凝土大面积剥落、发生明显破坏, 上横梁与塔柱之间形成的塑性铰导致桥塔的框架效应明显削弱, 桥塔得到了有效保护, 达到了试验预期目标.

关键词: 斜拉桥; 混凝土桥塔; 模型设计; 振动台试验; 破坏性试验

中图分类号: U448.27

文献标志码: A

Shake Table Test of a Concrete Cable-stayed Bridge Subjected to Uniform Seismic Excitation

WANG Ruilong, XU Yan, LI Jianzhong

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A 1:20 scale model of a typical mid-span concrete cable-stayed bridge was designed, constructed and tested on 4 shake tables in longitudinal and transverse directions, respectively, first with minor excitations of Chi-Chi wave and then with site specific artificial wave. The destructive behavior was observed with much severe transverse shaking of site specific artificial wave. The experimental results showed that the bridge responses which were excited by the long-period Chi-Chi wave were larger under longitudinal earthquake input, but the structure responses which were excited by Chi-Chi wave and site specific artificial wave were similar under transverse earthquake input because the two wave spectrum characteristics concerned were basically identical. Under the transverse site specific artificial wave input with PGA

approaching 1.3g, the upper beams of the tower were obviously damaged including the fracture of longitudinal reinforcement and concrete spalling in a large area, which formed the plastic hinges between the upper tower column and the tower upper beam, therefore the tower base were effectively protected owing to this weakened framing effect.

Key words: cable-stayed bridge; concrete tower; model design; shaking table test; transverse destructive test

振动台试验近年来逐渐成为复杂工程模拟地震激励所广泛采用的方法, 它可以很好地确定结构的动力特性, 通过输入实测或人工地震波再现地震反应全过程, 发现结构的薄弱部位, 探询结构的破坏机制, 并为检验结构的抗震分析方法和理论计算模型提供依据.

Godden 等^[1]与 Garevski 等^[2]分别对 Ruck-A-Chucky 桥和 Jindo 桥进行了几何相似比为 1:200 和 1:150 的小比例全桥模型振动台试验研究, 并初步测试了静活载效应、体系的阻尼、自振频率、振型等参数, 且与数值模拟结果较为吻合, 但模型比例较小, 且模型采用有机玻璃制作. Yang 等^[3]以香港汲水门大桥(斜拉桥)为对象进行了几何相似比为 1:120 的小比例全桥有机玻璃模型振动台试验, 研究了非一致激励对全桥地震反应的影响. 房贞政等^[4]采用有机玻璃对武汉二七长江大桥进行了几何相似比为 1:100 的小比例全桥模型振动台试验, 研究了多塔斜拉桥在一致激励及多点激励下的地震响应规律, 并验证了数值分析模型. 段昕智^[5]采用微粒混凝土对我国典型斜拉桥混凝土桥塔进行了纵桥向单塔振动台试验研究, 初步探讨了桥塔进入非线性后斜拉桥的抗震性能.

综上所述, 由于试验设备和试验平台的限制, 目前进行大比例尺的大跨度斜拉桥全桥振动台试验研

收稿日期: 2014-07-28

基金项目: 国家“九七三”重点基础研究发展计划(2013CB036302); 国家自然科学基金(51008225, 51478338)

第一作者: 王瑞龙(1988—), 男, 博士生, 主要研究方向为桥梁抗震. E-mail: wang632791809@126.com

通讯作者: 徐 艳(1976—), 女, 副研究员, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震和振动台试验. E-mail: yanxu@tongji.edu.cn

究还相对较少. 已做过的斜拉桥振动台试验基本为几何相似比为 1:200~1:100 之间的小比例模型, 且模型材料大多采用有机玻璃, 模型测试只能局限于弹性阶段, 对结构超出弹性变形后的非线性行为研究相对不足.

另一方面, 由于缺乏对斜拉桥在地震作用下的损伤和破坏过程的基础研究, 我国目前的桥梁抗震设计规范^[6-7]要求在偶遇地震作用下, 斜拉桥的桥塔也需基本保持弹性. 为达到此性能目标, 在工程实践中往往需要在满足静力需求的基础上大幅度提高塔底和横梁的配筋率, 造成经济上的浪费, 同时也增加了下部基础的抗震需求. 随着近年来强震的不断频发, 尤其是对于近断层区域的桥梁结构, 研究表明其遭受的地震冲击是普通远场地震的 2~3 倍^[8-10]. 这就意味着即使通过现行规范进行抗震设计满足性能目标的桥塔, 在遭遇此类强地震作用时依然存在进入塑性产生超出性能目标要求的损伤的可能, 而且因为桥塔的潜在塑性区域存在不确定性, 仅在塔底进行潜在塑性较区的设计和构造措施并不够, 一旦桥塔进入非线性损伤阶段, 它的塑性耗能机制是不可预知的. 如 1999 年集集地震中即将竣工的集鹿大桥桥塔遭遇了严重破坏^[11] (桥面以上塔梁连接处桥塔横桥 2.5 m 高范围出现严重的保护层剥落和裂缝延伸现象). 徐艳等^[12]与焦驰宇^[13]研究发现: 仅纵桥向, 一旦桥塔进入非线性后就存在多个潜在塑性

较区, 且在不同地震波作用下, 表现出不同的损伤破坏过程. 对于横桥向而言, 由于框架效应, 桥塔上横梁也可能成为抗震易损部位, 但容易被工程技术人员所忽略.

本文基于同济大学新建成的多功能振动台实验室, 以一典型中等跨度混凝土斜拉桥为研究对象, 设计了几何相似比为 1:20 的大比例尺微粒混凝土全桥振动台模型, 分别进行了纵、横桥向四台阵全桥振动台试验, 并对该试验模型进行了横桥向的破坏性试验, 探讨斜拉桥在强震作用下可能的破坏模式, 同时也为斜拉桥的非线性抗震理论分析和计算提供最直接的实验数据.

1 典型混凝土斜拉桥模型设计

1.1 典型混凝土斜拉桥设计参数

本研究选取广东某典型中等跨度混凝土斜拉桥为试验原型. 该桥为中跨钢箱梁、边跨预应力混凝土箱梁的混合梁双塔双索面斜拉桥, 跨径布置为 60 m+70 m+380 m+70 m+60 m=640 m (见图 1). 其中, 桥塔为 C50 混凝土 H 型箱型断面混凝土塔, 塔高 91 m, 辅助墩、过渡墩均采用 C40 混凝土墩柱, 主桥钢箱梁部分采用流线型扁平封闭箱梁, 全长 520 m, 混凝土箱梁部分长 60 m+60 m, 桥面宽 35.5 m.

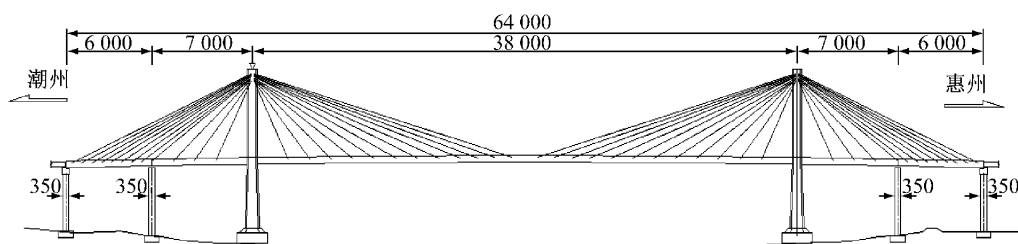


图 1 典型混凝土斜拉桥立面布置图(单位:mm)

Fig.1 Elevation of typical concrete cable-stayed bridge(unit: mm)

1.2 动力试验模型设计

1.2.1 相似比设计

根据同济大学多功能振动台试验室的试验设备条件, 本试验最终确定长度相似常数 $S_l = 0.05$, 混凝土部分的弹性模量相似常数为 $S_{E_c} = 0.3$, 钢结构部

分的弹性模量相似常数为 $S_{E_s} = 1$, 加速度相似常数 $S_a = 1$, 最后, 应用量纲分析法推导其余物理量的相似常数, 见表 1. 严格按照上述相似常数设计得到试验模型总长为 32 m, 模型振动台布置图如图 2.

表 1 模型相似常数

Tab.1 Similar constants of model

构件	相似常数								
	长度	弹性模量	加速度	密度	质量	频率	力	弯矩	惯性矩
混凝土构件	0.05	0.3	1	6	7.50×10^{-4}	4.47	7.50×10^{-4}	3.75×10^{-5}	6.25×10^{-6}
钢构件	0.05	1.0	1	20	2.50×10^{-3}	4.47	2.50×10^{-3}	1.25×10^{-4}	6.25×10^{-6}

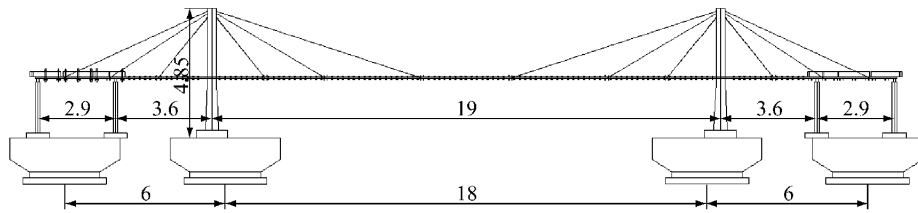


图 2 试验模型振动台布置图(单位:m)

Fig.2 Shaking table layout of test model(unit: m)

1.2.2 截面设计

若严格按 1 : 20 几何相似比,桥塔、主梁、墩柱等截面将会非常小,加工困难.故模型设计采用刚度等效原则,主梁、桥塔、墩柱截面的抗弯刚度和抗剪刚度相似,可合理反映实际桥梁的地震反应,模拟出薄弱构件的损伤破坏.桥塔及桥墩关键截面图及立面图分别见图 3 和图 4.其中,采用 M15 微粒混凝土模拟 C50 混凝土,Φ6HRB335 光圆钢筋模拟主筋,10# 铅丝模拟箍筋.配筋根据钢筋混凝土结构设计基本原则,即对正截面承载能力的控制,依据抗弯能力等效的原则;对斜截面承载能力的模拟,按抗剪能力等效的原则^[14].斜拉索采用 10 mm 钢丝绳模拟,为了满足试验模型索间距的构造要求,斜拉索根据索力相似和模型成桥线型与实桥一致的原则,将原桥

的 12 根斜拉索进行了并索处理(并为 3 根).主梁采用空心矩形断面,采用 10 mm 钢板焊接拼装.

1.2.3 配重设计

在振动台试验中,由于对结构进行的是抗震能力研究,故结构惯性力常常是作用在结构上的主要荷载,这时必须考虑模型与原型结构的结构材料质量密度的相似度^[15].而为了按照相似比准确模拟结构的惯性力,仅靠桥塔、桥墩及主梁的自重并不足够,因此需要在模型上附加适当的分布质量.其中,附加的分布质量在试验模型中对称布置,且对称位置处的质量块大小相同、质量相等,不会增大桥塔的扭转效应.

桥塔及桥墩通过在其上安装配重箱,配重箱中盛放尺寸为 15 cm×8 cm×5 cm 的铸铁块,每块质量为 5 kg,用木楔填满铸铁块之间的空隙,以保证铸铁块在配重箱中密实.桥塔、桥墩配重位置见图 3 和图 4,其中塔柱 7 个配重质量从塔底到塔顶依次为 0.418,0.418,0.418,0.330,0.322,0.330,0.273 t,上横梁 2 个配重质量、下横梁 4 个配重质量、单个桥墩 2 个配重质量均为 0.313 t.

主梁配重采用成对的半圆柱形钢块及 2 t 重大立方体质量块.两边边跨主梁各 3.2 m,均布配重质量为 1.875 t·m⁻¹;中跨主梁共 25.6 m,均布配重质量为 0.28 t·m⁻¹.

振动台试验模型全貌见图 5.模型总重 54.7 t.

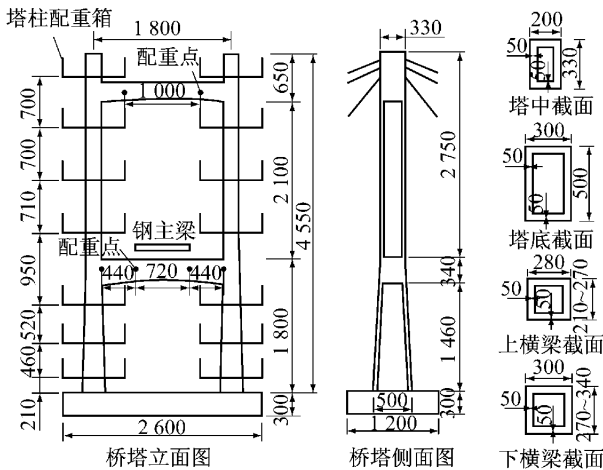


图 3 桥塔模型结构布置图(单位:mm)

Fig.3 Elevation of tower model(unit: mm)

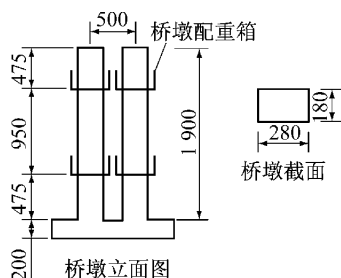


图 4 过渡墩、辅助墩结构布置图(单位:mm)

Fig.4 Elevation of pier model(unit: mm)

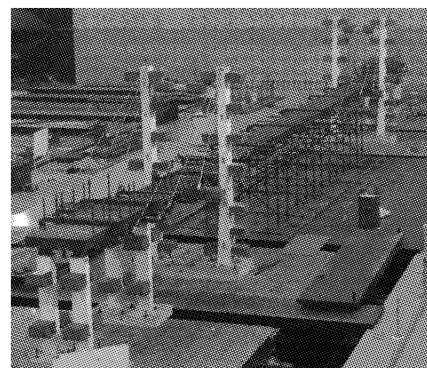


图 5 振动台全桥试验模型

Fig.5 Test model in shaking tables

1.3 测点布置

本次试验共有 315 个数据采集通道,采样频率为 256 Hz. 其中,位移计 44 个,加速度计 55 个,应变片 192 个,力传感器 24 个,具体分布见表 2.

表 2 全桥模型测点布置

测试项目	测点布置区域	传感器数量	数量合计
加速度	主梁	15	55
	桥塔	32	
	桥墩	8	
位移	主梁	6	44
	桥塔	30	
	桥墩	8	
力	斜拉索	24	24
应变	桥塔	160	192
	桥墩	32	

2 试验工况设计

2.1 约束体系

斜拉桥塔梁、墩梁之间的连接方式对桥梁的静、动力性能有很大的影响,桥塔的受力很大程度上取决于塔、梁之间的连接方式. 本试验为了研究斜拉桥关键构件即桥塔的地震行为,故约束体系采用纵桥向自由,横桥向桥塔、过渡墩与主梁固结的基本体系,也是目前斜拉桥最为常见的约束体系进行试验研究. 其约束边界条件见表 3. 其中,本试验应用滑动板式橡胶支座模拟活动支座.

表 3 试验模型边界条件

位置	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z
塔-梁	0	c	c	0	0	0
辅助墩-梁	0	0	c	0	0	0
过渡墩-梁	0	c	c	0	0	0
塔底	1	1	1	1	1	1
墩底	1	1	1	1	1	1

注: Δ 为平动; θ 为转轴; x 为纵桥向, y 为横桥向, z 为竖向; c 表示主从约束,0表示无约束,1表示固定.

2.2 地震波选取

为研究强震作用下混凝土斜拉桥的抗震性能,本研究选定一条人工合成地震波(场地人工波)和一条与工程场地设计反应谱相匹配强震记录(Chi-Chi 波)作为振动台试验输入地震波. 场地人工波是实桥场址处地震安全性评价报告提供的对应于 E2 概率水平(罕遇地震)的人工拟合地震波. 加速度峰值为 0.315g; Chi-Chi 波是 1999 年台湾集集地震在 CHY002 测站记录的实际地震波,加速度峰值为

0.147g.

将上述两条地震动的地面加速度峰值调整为 0.1g,并按照时间相似常数 $S_t=0.2236$ 进行时间轴压缩,经峰值量纲一化、时间轴压缩等调整后的两条地震动加速度时程曲线如图 6 所示.

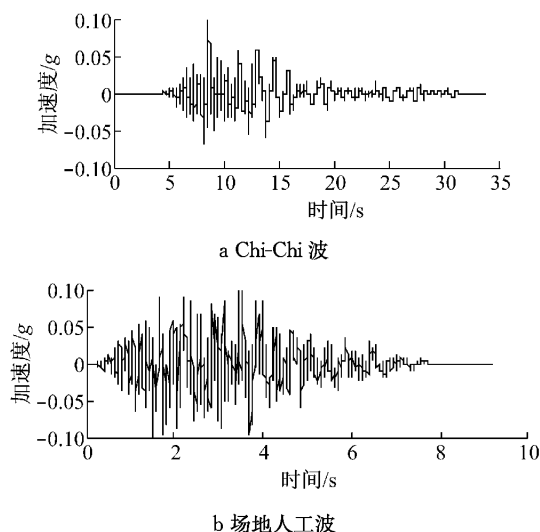


图 6 试验输入地震波

Fig. 6 Earthquake input

2.3 工况设计

在两条调整后的地震动加速度时程曲线乘以相应系数,分别沿纵、横桥向同时在四个振动台进行输入,工况开始和结束对结构进行白噪声扫频试验,测量结构自振频率等动力特征参数. 表 4 列出了纵、横桥向的振动台试验加载工况. 由于在实际工程中,斜拉桥纵向往往采用黏滞性阻尼器等措施进行减震^[16],故斜拉桥的横向更易成为抗震控制方向,即更易损坏. 故本研究在 A, B 加载工况之后,通过逐级增大场地人工波的峰值加速度(PGA),对该试验模型进行了横桥向的破坏试验,即 C 工况. 在工况加载过程中,为了减少因地震动反复加载出现的累积损伤,本次试验在弹性工况时两条地震波从小到大交叉加载,在破坏工况即 C 工况时采用一条地震波即场地人工波加载到结构明显破坏.

表 4 试验加载工况

地震输入方向	试验工况	输入地震波	峰值加速度
纵桥向输入	A1~A2	Chi-Chi 波	0.1g~0.2g
	A3~A7	场地人工波	0.1g~0.5g
	B1~B4	Chi-Chi 波	0.1g~0.4g
横桥向输入	B5~B8	场地人工波	0.1g~0.4g
	C1~C9	场地人工波	0.5g~1.3g

3 试验结果分析

3.1 试验现象描述

按照上述试验加载工况表依次输入 Chi-Chi 波和场地人工波进行加载。

纵桥向输入 A 工况时,当台面输入 PGA 较小时,主梁及主塔纵向振动幅度较小,滑动板式橡胶支座未见明显滑动,随着台面输入 PGA 的增长,主梁及主塔纵向振动幅度增大,当两条地震波加载到 0.2g 时,滑动板式橡胶支座发生明显滑动.两条地震动加载完毕后,过渡墩、辅助墩墩柱表面及桥塔底面、中部均未发现可见裂缝。

横桥向输入 B 工况时,当台面输入 PGA 较小时,主梁及主塔横向振动幅度较小;随着台面输入 PGA 的增长,主梁及主塔横向振动幅度增大.当两条地震波加载到 0.4g 时,桥塔上横梁侧面及底面出现裂缝,裂缝宽度在 0.1 mm 左右,其余部位均未发现可见裂缝,除桥塔上横梁进入塑性外,桥梁其余部位均基本保持弹性。

横桥向输入 C 工况时,逐级增大场地人工波的 PGA,桥塔塔柱底部及中部、塔上横梁、塔下横梁及过渡墩墩底出现裂缝,并随着地震动的增大裂缝逐渐延展.在场地人工波达到 0.5g 时,桥塔底部外侧距塔底 11 cm 处、塔与下横梁交接处外侧及过渡墩墩底内侧均出现裂缝,桥塔上横梁裂缝延展,且上横梁靠近塔柱根部混凝土局部压碎. PGA 达到 0.6g 时,过渡墩底部裂缝环绕墩底一周,塔柱中部裂缝环绕塔柱一周. PGA 达到 0.7g 时,桥塔下横梁底面出现多条裂缝,宽度均在 0.1 mm 左右. PGA 达到 0.8g 时,桥塔上横梁与塔柱连接处大块混凝土剥落,上横梁箍筋与主筋露出. PGA 达到 0.9g 时,塔柱与下横梁交接处外侧混凝土发生剥落. PGA 达到 1.1g 时,上横梁与塔柱交接处出现贯通裂缝,上横梁与塔柱交接处混凝土完全脱离,过渡墩墩底及桥塔塔底混凝土局部剥落. PGA 达到 1.2g 时,上横梁靠近塔柱根部下侧主筋断裂,上侧主筋拉伸明显,塔柱与下横梁交接处外侧混凝土发生大面积剥落,塔柱主筋露出. PGA 达到 1.3g 时,桥塔上横梁多根主筋断裂,上横梁整体下沉明显,达到 4 cm 左右.至此,桥塔发生严重破坏,但并未倒塌,且经过观察,塔顶并未出现残余位移,桥塔在地震后仍能复位,不影响使用性能.为了试验安全考虑,试验停止.破坏情况如图 7 所示.由图可见,横桥向由于上横梁根部混凝土剥落,与塔柱之间形成塑性铰,削弱了桥塔的框架效

应,故塔底并未发生严重破坏,仅仅发生轻微局部剥落,得到有效的保护。

3.2 动力特性

本试验在不同地震动输入前后采用 PGA 为 0.15g 的白噪声分别对纵、横桥向体系进行扫频试验,以桥塔塔顶测点的加速度反应对台面白噪声输入信号做传递函数,通过对塔顶测点相对台面输入的传递函数的幅频图(见图 8)确定了全桥模型的自振频率,再利用半功率带宽法估计该自振频率下的振型阻尼比(见表 5)。

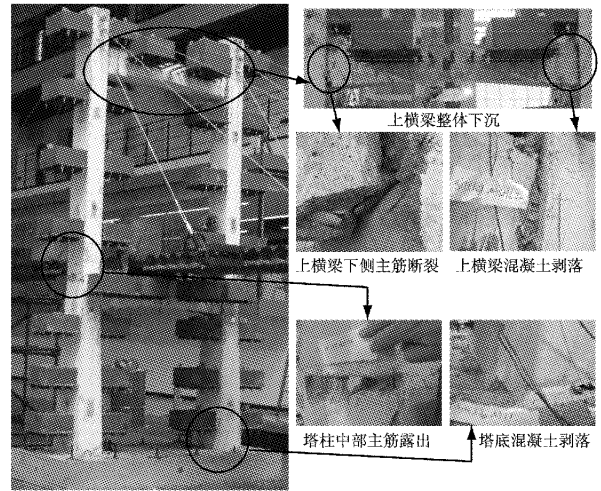
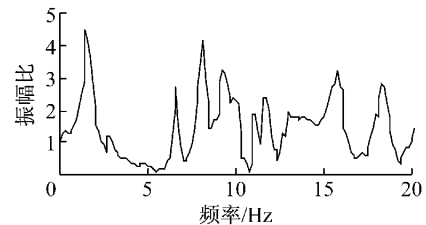
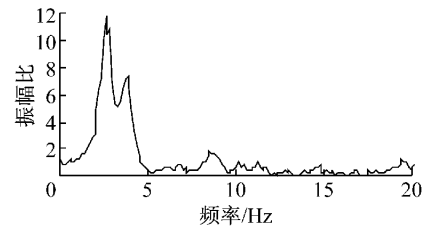


图 7 桥梁破坏情况

Fig.7 Observed damage of bridge



a 纵桥向输入



b 横桥向输入

图 8 白噪声工况塔顶加速度测点传递函数幅频图

Fig.8 Amplitude frequency diagram under white noise excitations

表 5 一阶振型自振周期及一阶阻尼比的比较

识别方向	试验周期/s	试验阻尼比	原型周期/s	目标周期/s
纵桥向	0.67	0.131	3.60	0.80
横桥向	0.38	0.098	1.30	0.29

Tab.5 Comparisons of natural vibration characteristics

由表 5 可以看出,纵、横桥向测得的阻尼比略大,这是由于实测用白噪声激励较大,由此产生的结构阻尼较大;此外,主梁配重块与主梁之间的摩擦,以及桥墩、桥塔的配重箱内质量块之间的小幅摩擦也有可能导导致实测阻尼比偏大.同时,从表 5 可见,模型实测周期与目标周期也有一定的误差,这主要是因为实测模型与理论模型并不完全一致,尤其是主梁和桥塔的配重布置以及试验模型的并索处理.

3.3 加速度响应结果

图 9 为纵、横桥向两条地震波 0.2g 作用下桥塔各测点的加速度放大系数 K 沿桥塔高度方向的包络图.其中加速度放大系数 K 为该测点加速度响应与该测点所处振动台面加速度响应之比.图 10 为纵、横桥向以台面输入 PGA 为横坐标绘制的塔顶测点最大加速度随台面输入 PGA 的变化关系图.

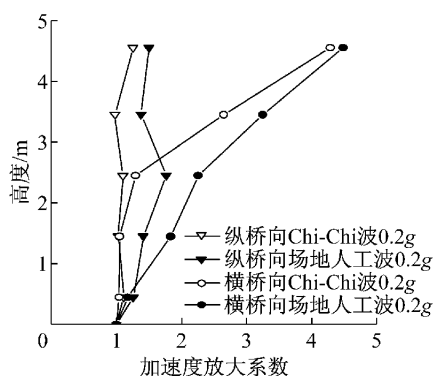


图 9 桥塔加速度放大系数包络图

Fig.9 Amplification factors of enveloping acceleration of the tower

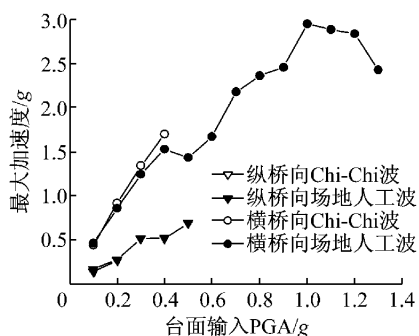


图 10 塔顶最大加速度反应随台面输入 PGA 变化曲线

Fig.10 Incremental dynamic analysis curves of peak acceleration of tower top

由图 9 和图 10 可知,相同地震输入方向下两条地震波对桥塔加速度的影响相差不大,但不同地震输入方向即纵、横桥向桥塔加速度包络图形状区别明显,地震波对桥塔横桥向加速度的放大作用更为明显,且随着高度的增加迅速增大.在场地人工波为

0.4g 之前,塔顶加速度一致呈线性增加,场地人工波为 1.0g 时,塔顶加速度达到最大为 2.94g,之后随着桥塔损伤严重,塔顶加速度在场地人工波为 1.3g 时降为 2.42g.

3.4 位移响应结果

图 11 为纵、横桥向两条地震波 0.2g 作用下桥塔各测点最大位移响应沿桥塔高度方向的包络图.图 12 为纵、横桥向以台面输入 PGA 为横坐标绘制的塔顶测点最大位移随台面输入 PGA 的变化关系图.

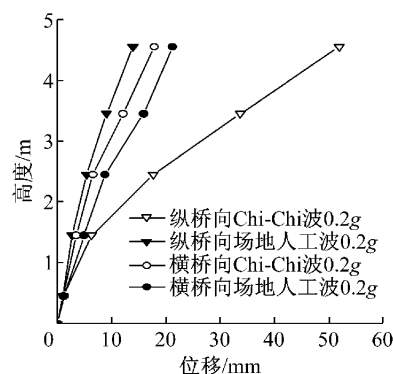


图 11 桥塔位移包络图

Fig.11 Enveloping displacement of tower

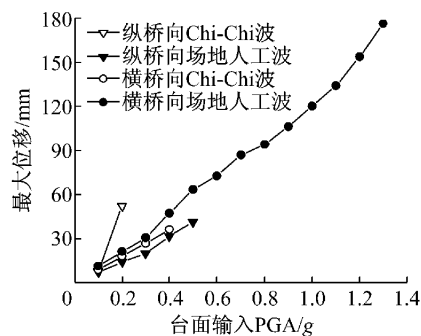


图 12 塔顶最大位移反应随台面输入 PGA 变化曲线

Fig.12 Incremental dynamic analysis curves of peak displacement of tower top

由图 11 和图 12 可知,纵、横桥向桥塔位移包络图形状类似,均为随着高度的增加位移逐渐增大.纵桥向输入时,在相同台面输入 PGA 下,Chi-Chi 波输入下塔顶最大位移反应比场地人工波大得多,这是由于 Chi-Chi 波长周期成分丰富,激起结构纵桥向地震反应较大;横桥向输入则相差不大.在场地人工波大于 0.5g 后,塔顶最大位移反应增加,且增加变快,这是由于桥塔进入塑性且出现损伤.另经试验观察与数据处理,塔顶并未出现残余位移,桥塔在地震后仍能复位,不影响使用性能.

4 结论

(1) 纵、横桥向地震输入时,桥塔加速度沿高度的包络图形状区别明显,桥塔位移沿高度的包络图形状则类似.在结构处于弹性阶段时,各测点加速度、位移均线性增加;结构进入塑性后,位移则快速增加.

(2) 纵桥向地震输入时,由于 Chi-Chi 波长周期丰富,激起结构地震反应较大;横桥向输入时,由于横桥向结构自振周期(0.38 s)较纵桥向(0.67 s)小,两条波的频谱特性在结构横桥向相差不大,故激起结构横向响应相差不大.

(3) 对该试验模型进行了场地人工波下的横桥向破坏试验,得出了典型混凝土斜拉桥在强震下的破坏行为.在场地人工波 PGA 为 1.3g 时,桥塔上横梁与塔柱相连处主筋拉断、混凝土大面积剥落,塔柱与下横梁交接处混凝土剥落、主筋外露,而塔底由于上横梁与塔柱之间形成塑性铰,削弱了桥塔的框架效应,仅仅发生轻微局部剥落,得到了有效的保护.至此,桥塔发生严重破坏,达到了试验的预期目标.

参考文献:

- [1] Godden W G, Aslam M. Dynamic model studies of Ruck-A-Chucky bridge [J]. *Journal of the Structural Division*, 1978, 104(12): 1827.
- [2] Garevski M A, Brownjohn J M W, Blackborough A, *et al.* Resonance-search tests on a small-scale model of a cable-stayed bridge [J]. *Engineering Structures*, 1991, 13(1): 59.
- [3] YANG Chengyu. Seismic analysis of long span bridges including the effects of spatial variation of seismic waves on bridges [D]. Hong Kong: The Hong Kong University of Science and Technology, 2007.
- [4] 房贞政, 张超, 陈永健, 等. 基于三台阵振动台的多塔斜拉桥试验研究[J]. *土木工程学报*, 2012, 45(增1): 25.
FANG Zhenzheng, ZHANG Chao, CHEN Yongjian, *et al.* Research on the shaking table test of three towers cable-stayed bridge based on three shaking table system [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, 45(Suppl.1): 25.
- [5] 段昕智. 强震作用下斜拉桥桥塔纵桥向振动台试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2012.
DUAN Xinzhi. Experimental study on seismic performance of cable-stayed bridge tower subjected to longitudinal strong ground motions [D]. Shanghai: Tongji University, 2012.
- [6] 重庆交通科研设计院. JTG/T B02-01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
Chongqing Communications Research and Design Institute. JTG/T B02-01—2008 Guidelines for seismic design of highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2008.
- [7] 中华人民共和国住房和城乡建设部. CJJ 166—2011 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. CJJ 166—2011 Code for seismic design of urban bridges [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [8] Lee G C. Traveling wave effect on the seismic response of a steel arch bridge subjected to near fault ground motions [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2007, 6(3): 245.
- [9] Goel R K, Chopra A K. Nonlinear analysis of ordinary bridges crossing fault-rupture zones [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2009, 14(3): 216.
- [10] Somerville P G. Characterizing near fault ground motion for the design and evaluation of bridges [EB/OL]. [2014-05-10]. <http://peer.berkeley.edu/research/peertestbeds/Hbt/PaperonNearFaultGroundMotion.pdf>.
- [11] Chang K C, Mo Y L, Chen C C, *et al.* Lessons learned from the damaged Chi-Lu cable-stayed bridge [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2004, 9(4): 343.
- [12] 徐艳, 段昕智, 李建中. 强震作用下斜拉桥纵桥向非线性地震反应分析[J]. *华南理工大学学报: 自然科学版*, 2012, 40(6): 132.
XU Yan, DUAN Xinzhi, LI Jianzhong. Analysis of nonlinear seismic response of cable-stayed bridge subjected to longitudinal strong ground motions [J]. *Journal of South China University of Technology: Natural Science Edition*, 2012, 40(6): 132.
- [13] 焦驰宇. 基于性能的大跨斜拉桥地震易损性分析[D]. 上海: 同济大学, 2008.
JIAO Chiyu. Performance based seismic fragility analysis of long-span cable-stayed bridges [D]. Shanghai: Tongji University, 2008.
- [14] 周颖, 吕西林. 建筑结构振动台模型试验方法与技术[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
ZHOU Ying, LÜ Xilin. Method and technology for shaking table model test of building structures [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [15] Anil C K. Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering [M]. New York: Prentice Hall, 2012.
- [16] 焦驰宇, 李建中, 彭天波. 塔梁连接方式对大跨斜拉桥地震反应的影响[J]. *振动与冲击*, 2009, 28(10): 179.
JIAO Chiyu, LI Jianzhong, PENG Tianbo. Effects of different connecting styles between towers and deck on seismic responses of a long-span cable-stayed bridge [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2009, 28(10): 179.