

大跨度异型桥动力响应分析

余彧美

(福州市交通运输综合执法支队交通工程质量安全监督大队, 福建 福州 350000)

摘要: 以成都市新都区拟建的1座大跨度人行钢桥为研究背景,通过有限元软件建立全桥三维模型,分析地震荷载和行人荷载下的动力响应,并根据设计规范进行评估。结果显示:在设计地震荷载作用下,桥梁主要构件应力处于弹性状态,塔顶与梁端位移合理,基础受力远低于最大承载能力,显示出优异的抗震性能;在频率为2.313 Hz的行人荷载下,振动加速度数值与其他频率存在较大差异,补充计算发现行人荷载频率为2.474 Hz时振动加速度最大,竖向最大值达到3.361 m/s²;设计并添加调谐质量阻尼器(TMD)后,振动加速度得到有效控制,达到了“最好”的评价指标。

关键词: 大跨度人行钢桥;地震响应;人致振动;舒适度评估;调谐质量阻尼器

中图分类号: U441.2

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2025)02-0103-08

Analysis on Dynamic Response of Long-span Special-shaped Bridge

YU Yumei

(Transportation Engineering Quality and Safety Supervision Brigade of Fuzhou Transportation Comprehensive Law Enforcement Detachment, Fuzhou 350000, China)

Abstract: Taking a proposed long-span pedestrian steel bridge in Xindu District of Chengdu as the research background, a three-dimensional model of the whole bridge is established through the finite element software to analyze the dynamic response under seismic and pedestrian loads and evaluate it based on design specifications. The results show that under the design seismic load, the stress in the main components of the bridge is at the elastic state. The displacements at the pylon top and beam ends are reasonable. The foundation stress is far below the maximum bearing capacity. The seismic performance is excellent. Under the pedestrian load with a frequency of 2.313 Hz, the vibration acceleration values significantly differed from those at other frequencies. The supplementary calculations show that the maximum vibration acceleration occurred at the pedestrian load with a frequency of 2.47 Hz, and the vertical maximum is 3.36 m/s². After a tuned mass damper (TMD) is designed and added, the vibration acceleration is effectively controlled to achieve the “best” evaluation index.

Keywords: long-span pedestrian steel bridge; seismic response; human-induced vibration; comfort evaluation; tuned mass damper

0 引言

为使人们步行外出更加方便,全国各地都已修建大量形态各异的人行桥,既改善了城市景观,又提升了交通运输的效率。大跨度人行桥绝大多数采用缆索承重体系,全桥大量使用钢材,导致结构本身柔度大、刚性弱,在地震荷载、行人荷载和风荷载作用下很容易发生较大的动力响应。地震作用和风荷载作用对桥梁造成的破坏已有大量研究,并提出了很多防治方法^[1-4]。对于大跨度人行钢桥,则需要特别

关注其在行人荷载作用下的振动响应问题。

1989年,当拥挤的人群通过日本东京的户田桥时,曾观察到桥梁出现一种特殊的侧向振动,但该项研究报告在1993年发表时并没有引起学界太大的反响。直到1999—2000年间,英国伦敦千禧桥、法国索尔费里诺桥相继发生引起各界广泛关注的事故后^[5],大跨度人行钢桥的振动问题才得到全球桥梁工程师和研究者的重视。其中千禧桥于2000年6月10日开放通行,开放时桥上人数都在2千人左右,行走时观察到的竖向振动并不大,但侧向振动的幅度却很大^[6],致使桥上人们很难正常通行,2日后当局决定暂停开放。经专家学者研究后,决定在桥上安装阻尼器,从而消除过大侧向振动引起的行走舒适

收稿日期: 2024-04-17

作者简介: 余彧美(1973—),女,学士,高级工程师,从事桥梁结构及交通运输管理研究工作。

度问题。此后这3座桥成为人致振动问题的经典案例,引发了各国学者们的广泛研究。

本文以拟建于成都市新都区的某大跨度人行钢桥为研究背景,采用有限元软件建立全桥三维有限元模型,分别将地震荷载和行人荷载加载到模型中并计算其动力响应,结合相关规范对响应结果进行检验评估。所得结果可为今后研究地震作用和行人荷载作用下,大跨度钢结构人行桥的动力分析提供相应参考。

1 工程概况

该人行钢桥位于成都市新都区,为单塔单索面斜拉桥,主线全长249.6 m,桥梁上部结构采用单箱双室连续钢箱梁(见图1)。全桥共设7个桥塔,桥塔高约30 m,塔身采用变截面无缝钢管制成,并对索塔底部至顶部拉索以上1 m部分填充自密实补偿收缩混凝土。塔底基础为桩基础(见图1(a)),每个桥塔下部由带黏滞阻尼器的撑杆与梁体连接(见图1(b)),拉索、斜撑和阻尼器连接见图1(c)。

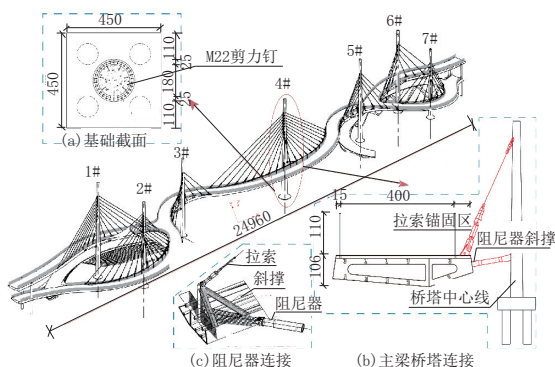


图1 全桥细节示意图(单位:cm)

2 有限元模型

2.1 上部结构

该桥主梁为钢箱梁结构,采用梁单元,整个主梁的刚度和分布质量都集中到中轴线上,主梁与斜拉索之间采用弹性连接;斜拉索采用索单元(只受拉),拉索张拉模拟选择体外力;主塔采用考虑剪切变形的空间梁单元,对于其内部的填充混凝土采用钢-混组合截面模拟;桥塔与主梁的连接撑杆用桁架单元,并在每个撑杆上添加黏滞阻尼器。

2.2 基础与边界条件

该桥采用桩基础,桩-土结构之间的相互作用会使整体的动力特性、阻尼和动力反应发生改变^[7],因此在模型中,每隔2 m添加侧向X、Y两个方向上的等

效弹性支撑来模拟其作用。等效弹簧刚度由基础设计和场地土质条件决定,采用工程中最常用的m法来计算得出其参数。每个桩基础底部设置为固结;主梁与桥墩连接处设置为简支边界。

全桥模型(见图2)由梁单元、索单元和桁架单元组成,其单元数量分别为924、100、14;总共960个节点,1 038个单元。

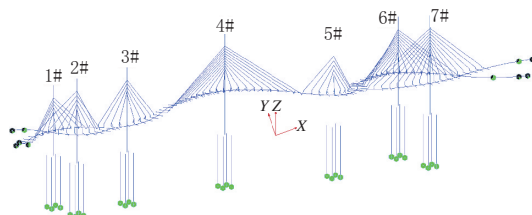


图2 全桥有限元模型

3 荷载及工况

3.1 地震荷载

该大跨度人行钢桥设防基本烈度为7度,地震动峰值加速度为 $0.10g$,特征周期为 0.45 s 。根据《城市桥梁抗震规范》(CJJ 166—2011),E1地震作用下,震后使用要求为立即使用,损伤状态为结构总体响应在弹性范围,基本无损伤;E2地震作用下,无震后使用要求,但不致倒塌。基于上述规范,设计地震反应谱,再合成E1水平下3条地震波,响应结果取3条地震波作用下的最大值。E1水平下地震波时程曲线见图3;E2水平下横向、竖向地震波时程曲线见图4、图5。进行结构地震响应分析时,主要关注塔顶位移、梁端位移和塔底受力、桩顶受力、拉索受力等,提取其最大值后结合规范限值进行验算。

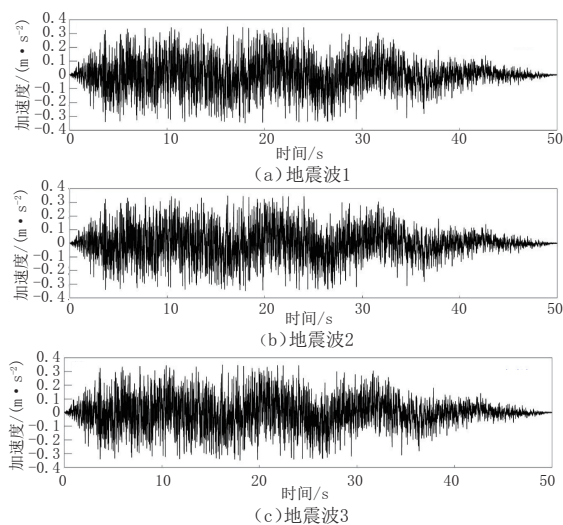


图3 E1水平下地震波时程曲线

3.2 行人荷载

我国《城市人行天桥与人行地道技术规范》(CJJ/

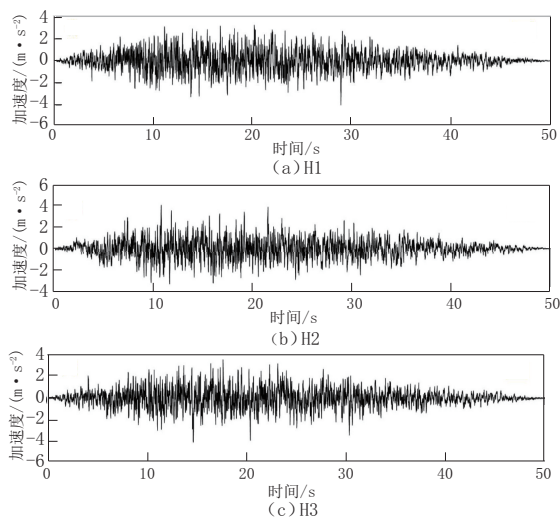


图 4 E2 水平下横向地震波时程曲线

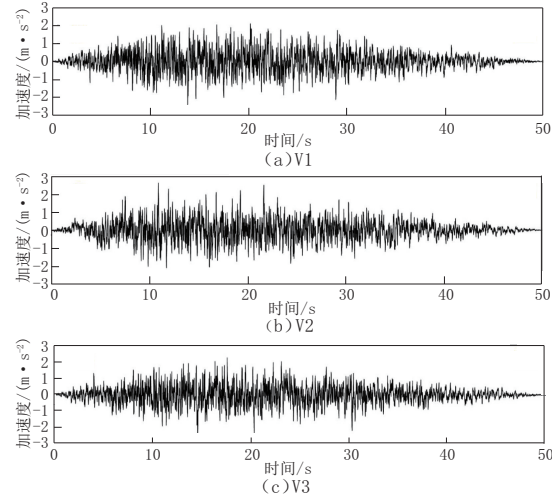


图 5 E2 水平下竖向地震波时程曲线

69—1995)规定,基频在不小于 3 Hz 时方可不用进行人致振动计算分析。但对该桥采用有限元分析软件计算其前 20 阶振型频率(见表 1)后得知,前 17 阶振型频率均小于 3 Hz,因此需对其进行致振动舒适度验算。

表 1 模型振型频率周期表

单位:Hz		单位:Hz	
振型阶数	频率	振型阶数	频率
1	0.523	11	2.221
2	0.973	12	2.298
3	1.193	13	2.313
4	1.217	14	2.474
5	1.369	15	2.741
6	1.473	16	2.873
7	1.562	17	2.968
8	1.692	18	3.030
9	1.726	19	3.182
10	1.928	20	3.389

分析该桥自振模态后发现,该桥前 2 阶频率低于 1 Hz,主要体现为主梁侧向振动;随后的振型中主梁发生较明显的竖弯和扭转,且随着阶数增加而逐渐

剧烈;各振型中,经常发生较大位移的地方有中跨跨中、两边边跨桥面的二合一处等。由于整座桥梁结构的特殊性,大部分振型都存在主梁与桥塔的耦合现象,行人在桥上行走时,主梁的振动给行人带来的不适感更为强烈,因此对于本桥的分析主要考虑前 15 阶模态和频率。

在《城市人行天桥与人行地道技术规范》(CJJ-69—1995)中,行人荷载处理方式静力荷载,无法支撑当下人行桥因大量使用钢材而导致的频率较低的验算荷载需求。目前较为常用的行人荷载处理方式有:(1)根据设计人群密度,使用蒙特卡洛法生成随机的步频与相位,即随机人群荷载^[8]; (2)采用考虑多阶动载因子和荷载频率的函数表达式,代入设计人数、频率和作用时间等参数,从而得到行人荷载的谐波函数。本文采用第 2 种方式来模拟行人荷载作用。

李冯莘^[9]通过对比孙利民等^[10]、Bachmann^[11]、陈隽^[12]提出的行人荷载模型和国际 ISO 规范^[13]、英国 BS5400 规范^[14]发现,陈隽模型的动载因子取到了 5 阶,结果更准确,故本文采用陈隽模型,见式(1)、(2)。

竖向行人荷载为:

$$F_v(t) = G + G \times [(0.283 5f_v - 0.201 0) \times \sin (2\pi \times 1 \times f_v \cdot t) + 0.094 9 \sin (2\pi \times 2 \times f_v \cdot t) + 0.052 3 \sin (2\pi \times 3 \times f_v \cdot t) + 0.046 1 \sin (2\pi \times 4 \times f_v \cdot t) + 0.019 9 \sin (2\pi \times 5 \times f_v \cdot t)] \quad (1)$$

侧向行人荷载为:

$$F_h(t) = G \times [0.041 3 \times \sin (2\pi \times 1 \times f_h \cdot t) + 0.019 9 \sin (2\pi \times 2 \times f_h \cdot t)] \quad (2)$$

式中:G 为人体重力; f_v 、 f_h 分别为竖向、侧向行人荷载频率。

李红利等^[15]经过分析中国男性和女性的试验统计样本数据后指出:中国人的体重分布规律服从正态分布,但人体的重力差异对振动响应的影响不大,因此本文人体重力取平均值 $G=700\text{ N}$;中国人行走平均步距大致服从参数为 $N(0.715, 0.078)\text{ m}$ 的正态分布;中国人平均步频大致服从参数为 $N(1.825, 0.221)\text{ Hz}$ 的正态分布。德国规范 EN03 (2007)^[16]规定:当人行桥基频位于竖向 1.25 ~ 2.3 Hz、侧向 0.5 ~ 1.2 Hz 的频段区间时,需要进行振动舒适度验算。Ricciardelli 等^[17]指出:分析行人引起的人行桥振动最简单的方法是评估行人在与桥梁共振时的瞬态响应。杨赐等^[18]经研究对比后提出:在进行人行桥人

致振动计算时,结构敏感频率范围内的模态振动对结构动力响应的贡献占主导地位,敏感频率范围外的模态变化对动力响应的计算结果影响不大。因此根据该桥的振动模态参与质量百分比以及各振型的频率,本文竖向行人荷载频率选择第 6、10、13 阶振型的频率:1.473、1.928、2.313 Hz;侧向行人荷载频率选择第 2 阶振型频率:0.523、0.973 Hz。该桥建设在城区商业交通要道地段,设计人流密度取 1.5 人/m²,此时桥上交通已非常繁忙。根据德国规范 EN03 (2007),可计算出桥上行人总数: $N = 249.6 \times 4 \times 1.5 \approx 1\,498$ 人。与全桥共 1 498 人随机行走时等效同步调的人数为: $n' = 1.85 \sqrt{N} = 1.85 \times \sqrt{1\,498} \approx 72$ 人。

本文采用均布加载和移动加载的方式来进行人致振动分析。均布加载为直接将荷载时程作用于主梁上,作用时间为 50 s;移动加载的工况中,分别模拟 10 人和 15 人小队从一端同步调行走至桥梁另一端,选择 1.928 Hz 作为加载频率,步行速度 $V_p = 0.71f_p = 0.71 \times 1.928 \approx 1.4$ m/s,便于计算取 1.5 m/s;作用时间 $t = 249.6 \div 1.5 = 166.4$ s。本文人致振动加载工况一览表见表 2。

表 2 人致振动加载工况一览表

工况	人数	行人荷载 频率/Hz	方向	加载 方式	加载类型	作用 时间/s
1	72	1.473	竖向	均布	固定	50
2	72	1.928	竖向	均布	固定	50
3	72	2.313	竖向	均布	固定	50
4	72	0.523	侧向	均布	固定	50
5	72	0.974	侧向	均布	固定	50
6	10	1.928	竖向	集中	移动($V_p=1.5$ m/s)	166.4
7	15	1.928	竖向	集中	移动($V_p=1.5$ m/s)	166.4

德国规范 EN03 (2007) 中列出了人行桥人致振动舒适度等级划分,见表 3。

表 3 舒适度等级划分 单位:m/s²

等级	舒适度	竖向加速度	侧向加速度
CL1	最好	<0.5	<0.1
CL2	中等	0.5~1.0	0.1~0.3
CL3	不舒适	1~2.5	0.3~0.8
CL4	不可接受	>2.5	>0.8

4 结果分析

4.1 地震作用

有限元模型中,黏滞阻尼器设置为单黏壶模型,指数函数类型^[19-20]。通过对多组阻尼器系数的对比,得出最优阻尼器参数为:阻尼系数 500,阻尼指数

0.5。该桥为钢结构桥梁,因此按照《城市人行天桥与人行地道技术规范》(CJJ-69—1995)要求,其阻尼比应取 0.03。

地震作用下,关键截面控制位置应力验算情况见表 4;梁端支座变形能力验算见表 5。

表 4 关键截面控制位置应力验算情况 单位:MPa

作用方法	名称	自重作用	地震作用	容许应力
E1 时程	拉索	289.5	430.5	1 860
	主塔	25.3	39.3	355
E2 时程	拉索	289.5	430.5	1 860
	主塔	25.3	39.3	355

表 5 梁端支座变形能力验算 单位:cm

作用方法	名称	自重作用	地震下最大值	变形能力
E1 时程	支座 3	1.78	1.853	8.5
E2 时程	支座 1	1.08	3.890	8.5

从加载工况 1~3 的 3 个工况计算结果中提取桩顶最小轴力值,采用 Xtract 软件对桩基进行弯矩-曲率分析计算(见图 6),得出桩基础的最大抗弯能力,见表 6。

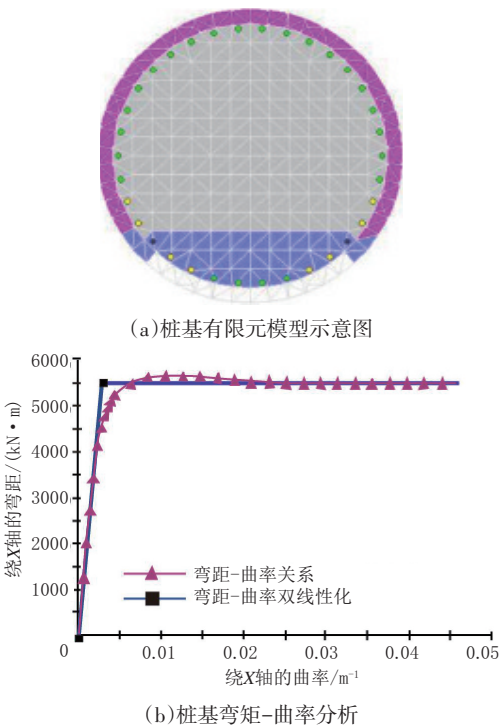


图 6 Xtract 桩基有限元分析计算示意图

表 6 桩顶验算结果 单位:kN·m

作用类型	桥塔号	地震作用峰值	抗弯能力
E1 时程	1	162.79	5 549
E2 时程	1	1 833.28	5 826

由表 4~6 可见,在 E1、E2 地震作用下,该桥的主梁、拉索、桥塔的应力或内力水平均在合理范围内,

且均处于完全弹性的状态;该桥塔顶与梁端等位移均在合理范围内,其基础受力也远低于其最大承载能力。

因此该桥在7度基本烈度、0.10g地震动峰值加速度、0.45 s特征周期设计地震作用下符合规范设计要求,各个关键节点单元受力均在完全线弹性范围内,抗震能力优异。

4.2 人致振动作用

4.2.1 人致振动动力分析

为充分体现全桥在行人荷载作用下的动力响应情况,且考虑到振型分析时中跨跨中、两边边跨桥面

的二合一处等常发生较大位移,因此在边跨跨中、中跨跨中、两边边跨桥面的二合一处共设置7个加速度采集点(见图7),分别采集行人荷载作用下侧向和竖向的振动加速度。

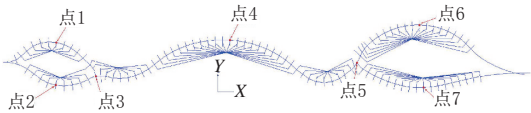


图7 加速度监测点

行人荷载频率分别为2.313、1.928 Hz时,点7(振动最大测点)处的加速度时程见图8、图9;各加速度峰值见表7。

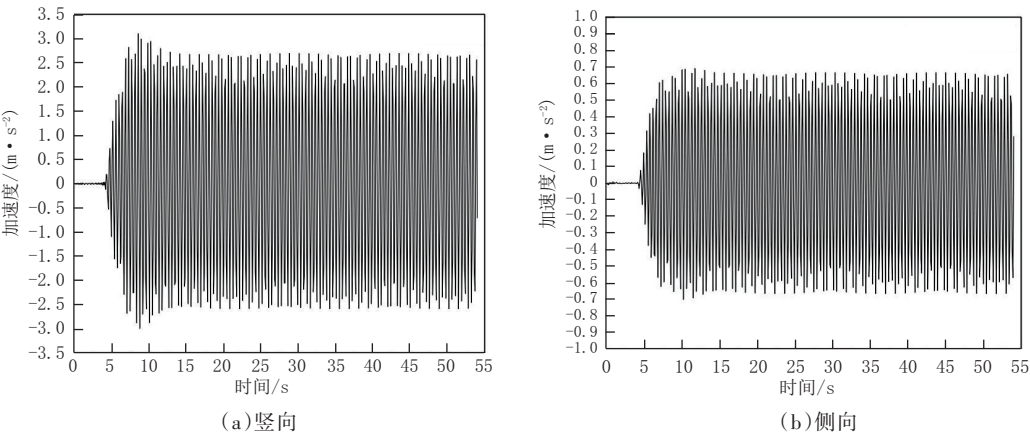


图8 行人荷载频率为2.313 Hz时点7处的加速度时程

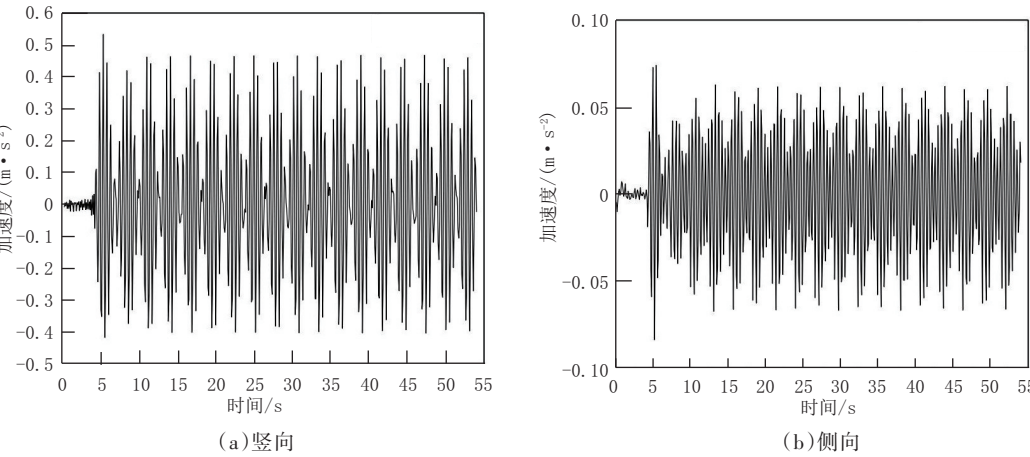


图9 行人荷载频率为1.928 Hz时点7处的加速度时程

表7 各加速度峰值表

工况	荷载方向	行人荷载频率/ Hz	加速度峰值(竖向)/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	振动最大 测点位	舒适度评价	加速度峰值(侧向)/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	振动最大 测点位	舒适度评价
1	竖向	1.473	0.433	5	最好	0.096 5	7	最好
2	竖向	1.928	0.533	7	中等	0.083 4	7	最好
3	竖向	2.313	3.1	7	不可接受	0.703	7	不舒适
4	侧向	0.523	0.017	4	最好	0.057 3	4	最好
5	侧向	0.974	0.020 6	4	最好	0.057 5	4	最好
6	竖向	1.928	0.079 4	5	最好	0.065 4	5	最好
7	竖向	1.928	0.114 8	3	最好	0.048 8	3	最好

由图 8、图 9 和表 7 可知,在加载工况 3 (2.313 Hz 竖向行人荷载频率)作用下,全桥的加速度测点结果均有明显增大,相较于其余工况有了数倍差距,已经处于“不可接受”评价范围。因此决定将第 11、14、15 阶频率 2.221、2.474、2.741 Hz 作为补充行人荷载频率进行上述分析,并与加载工况 3 结果进行对比,结果见表 8。

表 8 补充计算结果表

行人荷载 频率/Hz	加速度峰值 (竖向)/ (m·s ⁻²)	振动最大 测点位	加速度峰值 (侧向)/ (m·s ⁻²)	振动最大 测点位
2.221	1.943	7	0.396	7
2.313	3.1	7	0.703	7
2.474	3.361	7	1.068	7
2.741	1.602	3	0.541	7

由表 8 可见,在行人荷载频率为 2.474 Hz 时,结构动力响应值达到最大,竖向加速度响应值达到 3.361 m/s²,侧向达到 1.068 m/s²,舒适度评价结果均为“不可接受”,需要进行振动控制。且在以上计算结果中,振动测点 7 出现全桥最大加速度响应峰值的次数最多,所以在振动控制时需要特别关注。

4.2.2 TMD 振动抑制

对于桥梁结构的振动抑制,可从增加刚度和阻

尼比入手^[21-22]。目前经常用于控制大跨度人行钢结构人致振动的方法^[23-26]是给主梁添加调谐质量阻尼器(TMD)。TMD 由弹簧、阻尼和质量系统组成,作为附加物安置在主结构上,当主结构在荷载激励下发生振动时,TMD 系统随之产生不同步振动,由此产生的惯性力将反作用于主结构,使其振动加速度响应减小^[27]。

Den^[28]提出了 TMD 最优频率比 f_{opt} 和最优阻尼比 ξ_{opt} 等阻尼器参数,其表达式为:

$$\begin{aligned} \text{最优阻尼比: } \xi_{opt} &= \sqrt{3\mu/8(1+\mu)^3} \\ \text{最优频率比: } f_{opt} &= \mu/(1+\mu) \\ \text{频率: } f_{TMD} &= f \cdot f_{opt} \end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned} \text{质量: } m_{TMD} &= \mu \cdot m \\ \text{弹簧刚度: } k_{TMD} &= \omega_{TMD}^2 \cdot m_{TMD} \\ \text{角频率: } \omega_{TMD} &= f_{TMD} \cdot 2\pi \\ \text{阻尼器阻尼系数: } c &= 2 \cdot m_{TMD} \cdot \omega_{TMD} \cdot \xi_{opt} \end{aligned}$$

式中: μ 为 TMD 系统与结构模态质量比; m 为模态质量; f 为模态频率。

取 μ 分别为 0.1%、0.5%、1.0%、2.0%、3.0% 代入上述式中,计算得出各阻尼器参数,如表 9 所示。

表 9 TMD 参数表

$\mu/\%$	f_{opt}	ξ_{opt}	f_{TMD}/Hz	m_{TMD}/kg	$\omega_{TMD}/(\text{rad} \cdot \text{s}^{-1})$	$k_{TMD}/(\text{N} \cdot \text{m}^{-1})$	$c/(\text{N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1})$
0.1	0.999 0	0.019 4	2.471 5	113.744 0	15.529 1	27 429.544 8	68.533 9
0.5	0.995 0	0.043 2	2.461 6	568.720 0	15.466 9	136 051.642 7	760.002 3
1.0	0.990 1	0.060 9	2.449 5	1 137.440 0	15.390 7	269 429.872 3	2 132.231 8
2.0	0.980 4	0.085 7	2.425 5	2 274.880 0	15.239 9	528 353.057 6	5 942.267 2
3.0	0.970 9	0.104 5	2.402 0	3 412.320 0	15.092 3	777 244.900 1	10 763.415 4

罗晓群等^[8]指出:TMD 数量越多,分布越分散,减振效果越差,但与单个安装的 TMD 相比,其减振效果偏差较小;质量比相同的情况下,TMD 个数越多,单个质量越小,阻尼要求也越小^[28-30],制作方便。 μ 为 2.0% 和 3.0% 时,单个 TMD 质量已分别达到 2.274、3.412 t 左右。为贴近现实,将 TMD 均匀拆分成 4 个施加于主梁上^[31]。TMD 质量用质点模拟,采用 Kelvin (Voigt) 模型模拟阻尼器并将其与主梁节点连接。

Kelvin (Voigt) 模型见图 10。图 10 中: c_d 为黏滞阻尼器的阻尼系数; k_d 为黏滞阻尼器的储存刚度; N_1 、 N_2 为模型两端节点号; f 为模型所受外力; d_d 为模型在外力作用下产生的位移。TMD 安置示意图见图 11。

按表 9 数据给有限元模型布置 TMD,重新计算 5 种质量比下的各阻尼器参数。与无任何 TMD 的原数

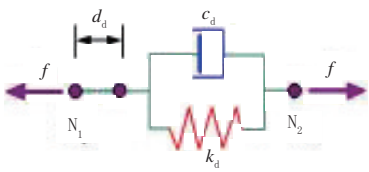


图 10 Kelvin (Voigt) 模型

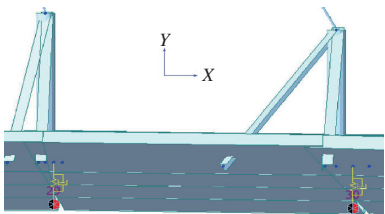


图 11 TMD 安置示意图

据对比后发现,布置 TMD 后,各点的振动加速度峰值均有非常明显的下降,其最大的减振效率达到了 99%。如图 12 所示,在频率为 2.474 Hz 的行人荷载

作用下,施加 $\mu=0.5\%$ 的TMD后,测点7的竖向峰值振动加速度由原来的 3.361 m/s^2 降至 0.111 m/s^2 ,舒适度评价从“不可接受”转变至“最好”;其余测点的峰值振动加速度也均下降至 0.5 m/s^2 内,舒适度评价均为“最好”。在其余行人荷载工况下,安装TMD系统后的振动加速度也得到了很好的控制。

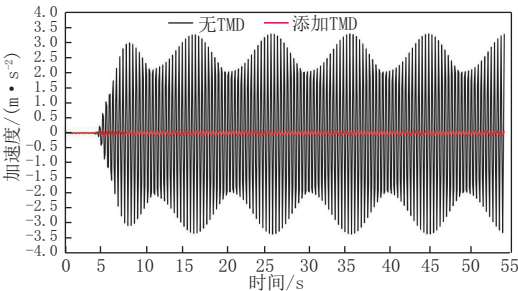
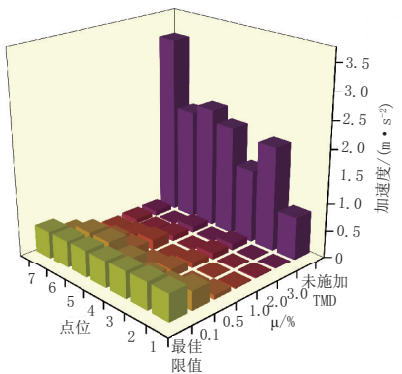
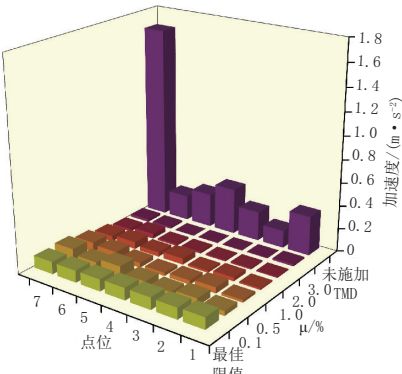


图 12 行人荷载频率为 2.474 Hz 时添加 TMD ($\mu=0.5\%$) 前后点 7 处加速度对比

在频率为 2.474 Hz 的行人荷载作用下,施加不同质量比 TMD 前后各测点的振动加速度峰值见图 13。



(a) 竖向加速度对比



(b) 侧向加速度对比

图 13 施加 TMD 前后各测点的加速度对比 (行人荷载频率为 2.474 Hz)

由图 13 可见:当质量比 $\mu=0.1\%$ 时,测点 5、6、7 的加速度峰值略微超出最佳限值;当质量比 $\mu\geq 0.5\%$ 后,全桥测点的加速度峰值均在最佳限值内,且随质量比的增大,TMD 的减振效果越发微弱。因此该桥

TMD 质量比 μ 选择 0.5% 即可。

5 结 语

(1)在地震荷载作用下,全桥各主要构件的应力或内力水平均处于完全弹性的状态,塔顶与梁端等位移均在合理范围内,基础受力也远低于其最大承载能力,因此该人行钢桥抗震性能优异。

(2)人行钢桥在频率为 2.474 Hz 行人荷载作用下,振动加速度响应达到最大值,与 EN03 (2007) 规范所设定的频率范围 1.25 ~ 2.3 Hz 不符。因此在进行大跨度人行钢桥人致振动分析时,不应将考虑范围限制在规范设定之内,应结合桥梁结构类型和响应结果对计算范围进行增减。

(3)调谐质量阻尼器(TMD)系统对行人荷载引起的振动具有抑制作用,合理布置后能将振动加速度由“不可接受”减振至“最好”范围;随着 TMD 质量比的增大,桥梁的加速度响应值减小,但减振效率也随之减小。因此选择 TMD 质量比时应充分考虑经济性,在能达到预期需求的情况下做出适合的选择。

参考文献:

[1] 赵灿晖,贾宏宇,岳伟勤,等.桥梁抗震 2020 年度研究进展[J]. 土木与环境工程学报(中英文),2021(43):91-99.
[2] 李健.基于震害分析的桥梁抗震设计[J]. 交通世界(中旬刊),2021(10):113-114.
[3] 吴斌峰,郭敏,乔新宇.大跨度桥梁的抗风措施研究[J]. 建筑技术开发,2020,47(7):127-128.
[4] 李允.桥梁抗风设计[J]. 科学技术创新,2020(20):133-134.
[5] YOZO F M A, SIRINGORINGO D M. A conceptual review of pedestrian-induced lateral vibration and crowd synchronization problem on footbridges [J]. American Society of Civil Engineers, 2015, 21(8): C4015001.
[6] DALLARD P, FITZPATRICK A J, FLINT A. The London millennium footbridge [J]. The Structural Engineer, 2001, 79(22): 17-33.
[7] GONG M, LI Y S, SHEN R L, et al. Glass Suspension Footbridge: Human-Induced Vibration, Serviceability Evaluation, and Vibration Mitigation[J]. Journal of Bridge Engineering, 2021, 26(11):05021014.
[8] 罗晓群,张晋,沈昭,等.单斜面索拱支承曲梁人行桥人致振动控制研究[J]. 振动与冲击,2020,39(11):83-92.
[9] 李冯莘.大跨度人行悬索桥人致振动分析与舒适度评估[D]. 重庆:重庆交通大学,2020.
[10] 孙利民,闰兴非.人行桥人行激励振动及设计方法[J]. 同济大学学报(自然科学版),2004,32(8):996-999.
[11] BACHMANN H. Dynamic forces from rhythmical human body motions, in: vibration problems in structure [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 11(13):468-474.
[12] 陈隽.人致荷载与人致结构振动[M]. 北京:科学出版社,2016.
[13] ISO 2631-2:2003, Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Vibration in

- buildings (1 Hz to 80 Hz)[S].2007.
- [14] UK BS5400, Steel, concrete and composite bridges, Parts 2: Specification for loads; Appendix C: Vibration serviceability requirements for foot and cycle Track Bridges[S]. 1978.
- [15] 李红利,陈政清.考虑荷载随机性的人行桥人致振动计算方法研究[J].湖南大学学报(自然科学版),2013,40(10):22-31.
- [16] Germany EN03, Design of footbridges guideline[S]. 2008.
- [17] RICCIARDELLI F, DEMARTINO C. Design of footbridges against pedestrian-induced vibrations [J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(8):C4015003.
- [18] 杨赐,邵志向.人行悬索桥人致振动分析[J].山东交通学院学报, 2020, 28(1):54-61.
- [19] LIU K, LIU L, ZHU Q, *et al.* Dynamic testing and numerical simulation of human-induced vibration of cantilevered floor with tuned mass dampers[J]. Structures, 2021(34):1475-1488.
- [20] MAGALHÃES E C A Á. Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers[J]. Engineering Structures, 2010, 32(4):1082-1091.
- [21] CASCIATI S. Human induced vibration vs. cable-stay footbridge deterioration[J]. Smart Structures & Systems, 2016, 18(1):17-29.
- [22] WU Y, LI J, SUN Q. Study on human-induced vibration of a cable-stayed bridge without backstays located in abrupt valley[J]. Advances in Structural Engineering, 2021, 24(14):3101-3117.
- [23] CAETANO E, CUNHA Á, MOUTINHO C, *et al.* Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers[J]. Engineering Structures, 2010, 32(4):1082-1091.
- [24] 刘世忠,于洪波,陈斌,等.大跨度单索面曲线悬索桥人致振动舒适性及减振措施研究[J].世界桥梁,2021,49(3):72-77.
- [25] 蒋星宇,卢江波,周旺保.基于TMD的大跨连续钢箱梁人致振动分析研究[J].公路工程,2020,45(3):13-17.
- [26] 陈思甜,彭庆,杨敏.亢谷景区大跨径人行玻璃悬索桥人致振动响应分析[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2020,39(12):60-66.
- [27] 陈杰,艾辉林,王声云.连续多跨曲线人行桥的人致振动研究[J].公路,2021,66(2):119-124.
- [28] DEN H J P. Mechanical vibration[M]. Dover: Dover Publications, 1956.
- [29] 张阳,辛棚昭,赫中营.人行桥人致振动及TMD减振性能分析[J].市政技术,2019,37(4):76-81.
- [30] 操礼林,吕亚兵,栋曹,等.行人动力学参数对大跨简支人行桥人致振动的影响分析[J].东南大学学报(自然科学版),2020,50(2):260-266.
- [31] WEN Q, HUA X G, CHEN Z Q, *et al.* Control of human-induced vibrations of a curved cable-stayed bridge: Design, implementation, and field validation [J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(7):4016028.

(上接第97页)

表7 E2地震作用下群桩抗弯验算结果 单位:kN·m

位置	F_x	M_y	M_z	M_R	M_R/M_y	M_R/M_z
1#	7 730	755	3 321	3 728	4.94	1.12
2#	35 740	9 747	7 979	12 634	1.3	1.58
3#	4 954	932	2 691	3 291	3.53	1.22

综上所述,在恒载+E2地震作用下,该桥钢主梁和钢桥各构件均处于弹性状态。对于桩基等混凝土构件,E1地震作用下均处于弹性状态;E2地震作用下,虽然混凝土达到开裂弯矩,但是所有构件均未发生屈服,满足“结构可修”的抗震性能要求。

6 结 语

本文结合东湾大桥工程,对该桥的有限元建模、

动力特性分析、反应谱和时程分析计算过程进行了介绍。该桥的抗震分析结果表明,全桥上、下部结构的抗震性能均满足《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01—2020)要求。相关计算分析成果可为同类型桥梁设计提供参考。

参考文献:

- [1] 项海帆.桥梁概念设计[M].北京:人民交通出版社,2011.
- [2] 刘士林,王似舜.斜拉桥设计[M].北京:人民交通出版社,2006.
- [3] 韩海峰.无背索斜塔斜结构体系与受力特点[J].科技创新与应用, 2014(13):179.
- [4] 吴冲.现代钢桥(上册)[M].北京:人民交通出版社,2006.
- [5] 郭金英,张育智.无背索斜拉桥关键参数分析[J].公路交通科技(应用技术版),2013(3):175-178.
- [6] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].