

文章编号:1005-0523(2011)06-0007-05

粘弹性阻尼器对空间桁架结构减震设计与分析

黄兴淮¹,徐赵东¹,张鹏程²

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室,南京 210096; 2. 厦门大学建筑与土木工程学院,厦门 361005)

摘要:大跨空间结构的振动控制问题一直是人们关注的焦点,其抗震性能的好坏直接关系到人民生命和国家经济财产安全。采用粘弹性阻尼器对大跨空间桁架结构进行减震控制,计算阻尼器相应的力学参数,并对加与未加粘弹性阻尼器结构的地震响应进行对比。分析计算表明:无论在Taft地震波还是在El Centro地震波下,在大跨空间桁架结构中加入粘弹性阻尼器均能有效减小结构的位移、加速度和内力,所加设的粘弹性阻尼器能显著吸收地震输入能量,从而更好地保证结构安全。

关键词:粘弹性阻尼器;大跨空间桁架结构;振动控制;时程分析

中图分类号:TU393.3

文献标志码:A

大跨空间结构在体育场馆、展览馆、会堂、停机库等建筑设施中得到越来越多的应用^[1-2],但因其跨度大,净空高,其抗震防灾安全性能越来越受到人们的关注。在结构上安装粘弹性阻尼器,利用阻尼器的滞回耗能特性,减轻大跨空间结构的震害,是一种方便有效的手段^[3]。将结构振动控制的理论应用到大跨空间结构的抗震中是一个全新的研究领域。最早是在1997年Kim, Kang和Kwun^[4]对管桁架壳在考虑阻尼器的情况下进行了动力性能分析。

经研究表明:大跨空间结构竖向柔度大,地震下结构的竖向地震响应往往大于水平地震响应,因此在结构抗震验算中,竖向地震响应会起控制作用。《网架规范》规定:7度地区可不进行水平方向抗震验算,8度地区对周边支撑的中小跨度网架一般可不进行水平方向抗震验算,这是合适的^[5]。基于以上原因,重点计算与分析了竖向地震作用下某大跨空间桁架结构的动力响应。结果表明:加入的粘弹性阻尼器能耗散大量地震输入能量,有效地减小结构的地震响应。

1 减震原理

1.1 粘弹性阻尼器简介

粘弹性阻尼器作为一种新型的耗能装置主要依靠粘弹性材料的剪切滞回耗能特性工作。粘弹性材料是一种高分子聚合物,其分子链组成的网络通过压缩、搓动和松弛来耗散能量,产生阻尼,减小结构的动力反映。

1.2 力学模型

模拟粘弹性阻尼器常用的力学模型有:Kelvin模型,Maxwell模型,标准线性固体模型,四参数模型,以及能够考虑温度和频率影响的等效标准固体模型。

该文分析与计算采用Kelvin模型^[6],见图1。该模型力学原理简单清晰,体现了粘弹性装置的瞬态弹

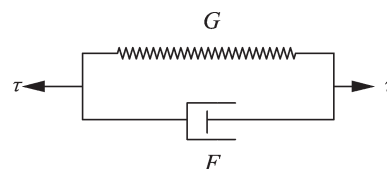


图1 Kelvin模型
Fig.1 Kelvin model

收稿日期:2011-05-16

基金项目:国家自然科学基金重大项目(90915004);江苏省自然科学基金(BK2011063);江苏省普通高校研究生创新人才培养项目(CXLX_0132);教育部博士点博导类项目(6205000009)

作者简介:黄兴淮(1986—),男,博士研究生,研究方向为结构振动控制。

性响应,能很好地反映其蠕变和松弛现象,简单适用。

其总应力可以看作是由弹性变形和粘性阻力产生的应力之和^[5],即

$$\tau = \tau^e + \tau^v \quad (1)$$

式中: τ^e 与 τ^v 依次为弹性组件和粘性组件产生的应力。可知该模型的本构关系为

$$\tau = q_0 \gamma + q_1 \dot{\gamma} \quad (2)$$

式中: γ 为总应变; q_0 和 q_1 分别为粘弹性材料性能确定的系数。由式(2)可得出粘弹性阻尼器的力—位移关系:

$$F_d = k_e u_d + c_e \dot{u}_d \quad (3)$$

式中: F_d 为粘弹性材料所受的外力; u_d , $\dot{u}_d$ 分别为粘弹性材料的层间的位移和层间的速度; k_e , c_e 分别为粘弹性阻尼器的等效刚度和等效阻尼,用随机等价线性化理论可得^[7]

$$k_e = \frac{n_v G' A_v}{t} \quad (4)$$

$$c_e = \frac{n_v G'' A_v}{\omega t} \quad (5)$$

式中: G' , G'' 分别为粘弹性材料的储能剪切模量和损耗剪切模量; n_v 为粘弹性阻尼器的粘弹性层数; t 为粘弹性层厚度; A_v 为粘弹性层面积; ω 为激励频率,常取结构的第一自振频率。

2 实际工程应用

2.1 工程背景与有限元模型建立

厦门市五缘音乐厅为大跨空间桁架体系,采用钢管与钢管混凝土组合结构。主跨23 m,高度30 m;上弦杆和下弦杆采用 $\Phi 152$ 、壁厚10 mm热轧无缝圆钢管;腹杆采用 $\Phi 114$ 、壁厚6 mm热轧无缝圆钢管;柱采用 $\Phi 1000$ 、壁厚40 mm、混凝土强度等级为C30的钢管混凝土。结构所在地区抗震设防烈度为7度(第1组),建筑场地类别为II类,根据钢结构规范,结构整体阻尼比为0.02。利用SAP2000建立有限元模型如图2。

2.2 阻尼器位置布置

粘弹性阻尼器安装在结构上发生较大相对位移的部位会有较好的效果。通过计算得到原结构在竖向Taft地震波下的变形。为了便于观察,取出一榀桁架绘制在竖向地震作用下的变形示意图,如图3。图中所标数字是下弦节点的编号。可以看出在中间4根柱和桁架连接处的相对位移最大,在这里安装阻尼器可以得到较好的效果,见图4。

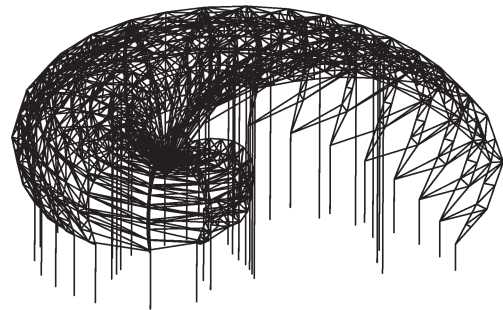


图2 音乐岛3D有限元模型简图

Fig.2 3D finite element model of the music island

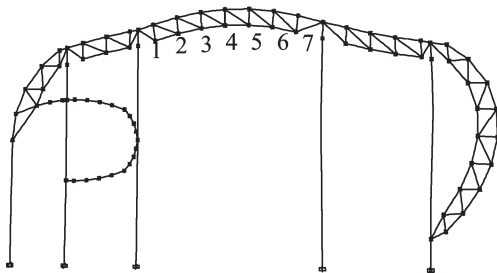


图3 竖向Taft地震波下结构中一榀桁架变形示意图

Fig.3 Deformation of a frame subjected to vertical Taft earthquake wave

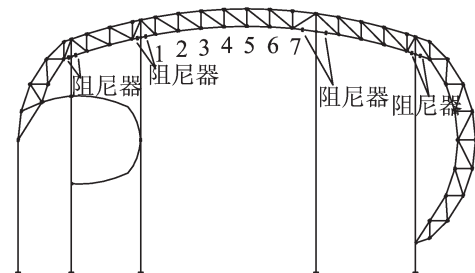


图4 在柱与桁架连接处布置阻尼器

Fig.4 Distribution of the viscoelastic dampers in the interconnections between the truss and columns

综上,每一榀桁架与柱连接处共安装8个粘弹性阻尼器,整个结构需安装88个粘弹性阻尼器。

2.3 粘弹性阻尼器型号的选择

首先,通过SAP2000计算出原结构中间跨杆件在各种荷载下的内力组合值为300~400 kN,选择相近吨位的粘弹性阻尼器安装到结构上。根据产品设计标准,选择的阻尼元件内径为 $\Phi 80$ mm,壁厚16 mm,长度120 mm。结构第一自振周期为0.97 s,所以 $\omega = 2\pi/t = 6.28 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1}$,计算出 $G' = G'' = 3 \times 10^6$ 。由公式(4)(5)求得

$$k_e = \frac{n_v G' A_v}{t} = \frac{1 \times 3 \times 80 \times 120 \times 3.14}{16 \times 10^{-3}} = 6.7858 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

$$c_e = \frac{n_v G'' A_v}{\omega t} = \frac{1 \times 3 \times 0.65 \times 80 \times 120 \times 3.14}{6.28 \times 16 \times 10^{-3}} = 567820.7 \text{ N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1}$$

由计算结果可确定工程采用的粘弹性阻尼器的等效阻尼系数 $c_e = 5.8 \text{ kN} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-1}$,等效刚度 $k_e = 6.8 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 。根据设计标准该粘弹性消阻尼器行程 ± 120 mm,可提供最大150 kN阻尼力。

2.4 有限元计算与分析

定义质量源:考虑结构的屋面恒荷载、屋面活荷载和屋面自重产生的恒荷载。根据《荷载规范》^[8],计算结构地震作用时,结构的质量要用重力荷载代表值除以重力加速度。在SAP2000中,令恒荷载系数为1,活荷载的系数为0.5,即满足规范要求。

计算结构在7度地区罕遇地震下的地震响应,选取地震波为Taft波和El Centro波,地震波的最大加速度幅值为220 gal。

通过有限元软件SAP2000,用时程分析法分析并对比原结构和受控结构在地震波作用下的能量、位移、加速度和杆件内力的变化情况,以此评估大跨空间桁架结构在地震作用下粘弹性阻尼器的工作效果。

单元的选取:SAP2000中可以使用弹簧单元和阻尼单元并联合来模拟Kelvin模型。根据前面计算确定模型参数,设 $k = 6.7858 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 。粘弹性阻尼器采用damp单元,设定参数为 $c = 0.58 \text{ kN} \cdot \text{s} \cdot \text{mm}^{-1}$ 。

由模态分析结果得到,原结构的自振周期为0.97 s,加入阻尼器后,周期变为0.78 s,表明加入阻尼器后结构的刚度增加。通过对结构输入Taft波和El Centro波进行计算,求出受控结构和未受控结构的位移,加速度,杆件内力和能量耗散关系。用MATLAB绘制对比曲线图。

图5为Taft波作用下4号节点的竖向位移响应对比图,可以看出,当结构加入粘弹性阻尼器后,位移反应得到了明显减小,最大位移幅值由12.12 mm减小到了8.26 mm,减震效果达到32.13%。图6为Taft波作用下4号节点的竖向加速度响应对比图,可以看出,当加入粘弹性阻尼器后,结构的加速度同样得到了明显减小,最大加速度幅值由 $3.2 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 减小到了 $2.2 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$,减震效果达到32.25%。图7为Taft波作用下4号、5号节点之间杆件的轴力时程响应对比图,可以看出,当加入粘弹性阻尼器后,该杆件轴力得到了明显减小,最大轴力由153.4 kN减小到了112.26 kN,轴力减小26.82%。类似的,同样计算并且对比了未安装阻尼器的结构和安装阻尼器的结构在El Centro地震波作用下4号节点的竖向位移响应、竖向加速度响应、4号和5号节点之间杆件的轴力响应。相应的受控结构的位移幅值减小21.85%,加速度幅值减小24.58%,杆件轴力减小22.26%。

从能量关系分析表明,减小结构自身吸收地震的输入能量可以从根本上减小结构的破坏。根据《钢结构设计规范》模型结构的阻尼比设为0.02。通过计算结果(如图8)可以得出,在Taft地震波作用下,输入结构的地震总能量为2351.8 J,结构自身阻尼耗能为1157.9 J,粘弹性阻尼器耗能为1105.3 J,阻尼器耗能达到地震总输入能量的47.0%。通过同样的计算,结构在El Centro地震波作用下,输入结构的总能量为1114.8 J,结构自身阻尼耗能为590.2 J,粘弹性阻尼器耗能为531.1 J,阻尼耗能达到地震总输入能量的47.6%。综上,在加入了粘弹性阻尼器的大跨空间结构中,粘弹性阻尼器共吸收了约一半地震输入能量,进而减小了结构自身的阻尼耗能和动能,从根本上控制了原结构的变形和内力。

综上所述,加入粘弹性阻尼器后,结构的振动幅值、加速度、杆件内力明显减小,在Taft地震波下,结构

位移幅值减小了超过30%,充分说明粘弹性阻尼器在结构上发挥了良好的效果。结构在 Taft波下的减震效果要好于 El Centro 波,这是由于 Taft 波的频谱特性较 El Centro 波更加接近与结构的自振频率,加入减震装置可以有效减轻结构因共振产生的振动响应放大现象。

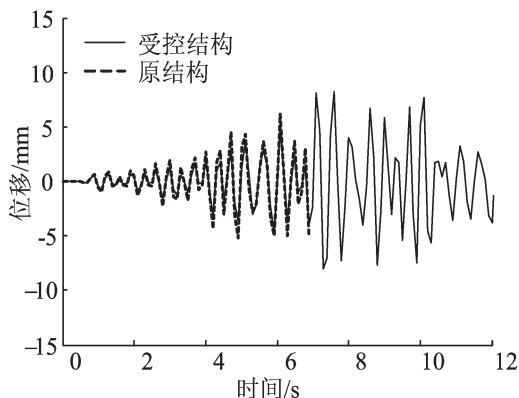


图5 Taft波作用下结构4号节点的位移响应
Fig.5 Displacement response of joint 4 subjected to Taft earthquake waves

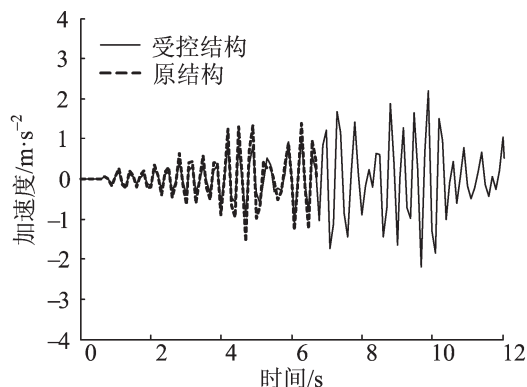


图6 Taft波作用下结构4号节点的加速度响应
Fig.6 Acceleration response of joint 4 subjected to Taft earthquake waves

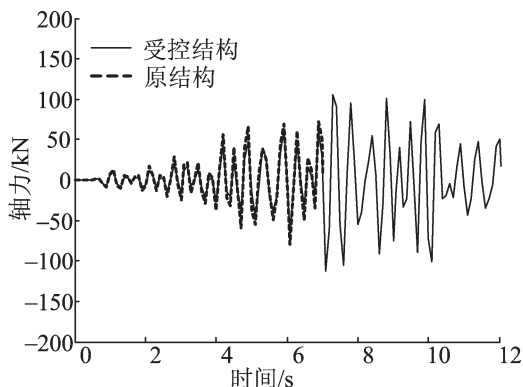


图7 Taft波作用下4,5节点间杆件的轴力响应
Fig.7 Axial forces of the member between joint 4 and joint 5 subjected to Taft earthquake waves

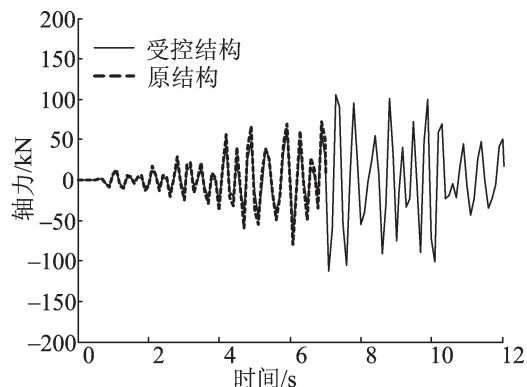


图8 Taft波作用下地震能量的耗散
Fig.8 Energy transmissions in the structure subjected to Taft earthquake waves

3 结论

将粘弹性阻尼器安装在大跨度空间桁架结构中进行减震计算,通过计算可以得出以下结论:

- 1) 结构中加入粘弹性阻尼器后,结构的刚度和阻尼均增大,从而使结构的自振频率增大,周期减小,其中结构主周期减小了19.6%。
- 2) 在 Taft 地震波和 El Centro 地震波下,粘弹性阻尼器在地震中通过材料的滞回耗能特性,耗散了大量的地震输入能量,致使结构的位移反应、加速度反应和杆件内力均得到明显减小。
- 3) 由于 Taft 波的频谱特性和结构自振特性较接近,加入减震装置后在 Taft 波作用下结构的减震效果要略强于 El Centro 下结构的减震效果。

参考文献:

- [1] 蓝天,张毅刚. 大跨度屋盖结构抗震设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2007:3-4.
- [2] POPOVIC O. Sustainable aspects of longspan lightweight steel structures[J]. Journal of Construction Steel Research, 2002, 46(1):288-292.

- [3] HOUSNER G W, BERGHAM L A, ELTA. Structure control: past, present and future [J]. Journal of Engineering Mechanics 1997, 17(3):278-284.
- [4] KIM S D, KANG M M, KWUN T J. Dynamic instability of shell-like shallow trusses considering damping [J]. Computers and Structures, 1997, 64(3):481-489.
- [5] 中国建筑科学研究院. JGJ7-91 网架结构设计与施工规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2005.
- [6] 徐赵东. 粘弹性减震控制结构随机状态反应分析[J]. 振动与冲击, 2008, 27(1):37-39.
- [7] 刘剑, 何益斌. 粘弹性阻尼器的工程应用、工作原理及计算模型分析[J]. 中外建筑, 2005, (3):102-104.
- [8] 中华人民共和国建设部. GB 50009-2001 建筑结构荷载规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2005.

Design and Analysis of Seismic Vibration Control for Long Span Space Trusses with Viscoelastic Dampers

Huang Xinghuai¹, Xu Zhaodong¹, Zhang Pengcheng²

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of the Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China)

Abstract: Seismic control of long span space trusses has been the focus of attention for the civil engineers. The anti-earthquake performance of the structures has a direct effect on the people's life and economic safety. This paper utilizes the viscoelastic dampers to control the seismic vibration of long span space trusses. The mechanical parameters of the viscoelastic dampers are calculated and vibration responses of a certain truss with and without viscoelastic dampers are compared to assess the anti-earthquake performance of the structure with viscoelastic dampers. According to the calculation results, the seismic responses which include acceleration, displacement and inner force are obviously decreased under both Taft and El Centro earthquake wave. The viscoelastic dampers in the truss dissipate much of the input earthquake energy.

Key words: viscoelastic damper; long span space truss; vibration control; time history analysis