

单层平面索网玻璃幕墙结构的抗风性能研究

刘 坚¹, 赵屹峰², 罗赤字²

(1. 广州大学土木工程学院, 广东 广州 510006; 2. 广东省建筑设计研究院, 广东 广州 510010)

摘要: 单层平面索网玻璃幕墙结构是一种既新颖又富有表现力的新型点支式幕墙形式, 在大型建筑上取得了广泛的应用. 本文通过对某商务中心天灯层的超高空单层平面索网幕墙结构建立有限元模型, 再进行模型简化分析, 确定预应力施加大小, 以风洞试验结果为基础, 将风荷载时程作为荷载直接作用在有限元模型上, 并对风静力分析和风动力分析做出对比, 得出对工程有实际指导意义的幕墙实用抗风设计方法.

关键词: 索网幕墙; 风静力; 风动力

中图分类号: TU311.3

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2015)01-0009-06

Research of single-plane cable-net curtain wall on wind resistance

LIU Jian¹, ZHAO Yifeng², LUO Chiyu²

(1. Department of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, China;

2. Architectural design and Research Institute of Guangdong Province, Guangzhou 510010, China)

Abstract: The monolayer plane cable net curtain wall is one of the newly-developed type of point supported glass curtain wall which has been widely applied in large buildings behaving as a neoteric and expressive structure. To take the practical engineering project named Commercial Center as an example, which is a specific super high-rise structure with cable net curtain wall, the paper first established the finite element model and then conducted a simplified model analysis. The result finally confirmed the magnitude of the prestress. What's more, based on the wind tunnel test, the time-history wind load was directly applied for the finite model to compare the static wind analysis with the dynamic wind analysis, which can serve as a helpful guidance for practical engineering project on wind resistance.

Key words: cable-net curtain wall; wind static analysis; wind dynamic analysis

玻璃幕墙是一种充满活力的现代结构, 作为建筑工程中一种新型的外墙形式, 经过多年的发展, 已成为城市建筑现代化的重要标志和特征之一. 在新时代下, 经济和技术飞速向前的社会, 对现代化建筑提出了更多的要求, 建筑的美观性和实用性需要结合得更好. 而点支式玻璃幕墙是一种简洁别致、现代感极强的结构体系, 随着科技和生产产业的进步, 很多有利于幕墙发展的新思维、新技艺和新材料等被开发了出来^[1], 并被成功地应用到幕墙构思和建造上面, 解决了长期限制幕墙发展的很多问题^[2].

虽然索网幕墙如今已得到广泛使用, 但是基于工程应用需要, 已有研究成果对于大跨度索-钢桁架模型的结构高度偏低, 大多采用静力风荷载分析方法, 国内外幕墙相关实验为数不多, 抗风设计理论研究相对薄弱^[3], 现有的静力分析不能满足未来索网幕墙在高空中的应用, 所以通过和动力分析对比得出实用抗风设计, 以及工程模型简化的提出也对工程实际指导意义重大. 本论文选取 248 m 高的某商务中心为研究对象, 其天顶层跨高为 42.0 m ×

29.7 m 的索-钢桁架结构是此高度同类结构中少有的, 研究对于以后幕墙工程的发展及应用具有很强指导意义. 本文进行了如下研究:

对某商务中心超高空索网幕墙进行有限元建模, 对模型进行预应力施加和承载性能的研究, 完成模型索网玻璃幕墙的设计, 并对模型进行简化对比, 对不同的水平风荷载下模拟索网结构的承载和变形, 分析预应力对索网挠度和内力的影响. 根据风洞试验提供的风压, 恒载以及由拉索挠度控制的预应力荷载用 SAP2000 和 MIDAS GEN 对某商务中心天灯层静力弹性计算对比分析. 跨度大于 25 m 的平面索网结构应通过风振响应分析确定风动力效应, 用风洞试验风压时程对天灯层索-钢桁架结构进行分析. 对风静力分析和风动力分析做一个对比, 总结实用抗风计算方法.

1 工程背景

某商务中心办公及酒店项目用地面积约 15 000 m², 建筑面积约 200 000 m², 整个工程包括了一幢约 248 m 高的办公塔楼、一幢约 97 m 高的酒店塔

收稿日期: 2014-07-28

修改稿日期: 2015-02-03

基金项目: 广东省教育厅科技创新项目 (2012KJ CX0084); 住建部科技计划项目 (2012-k2-8)

作者简介: 刘坚 (1964-), 男, 博士, 教授, 从事大跨钢结构与组 (混) 合结构研究. E-mail: 787196372@qq.com

楼、高度约 37.6 m 高的裙房,各部分地下室连为一体。

本工程抗震设防烈度为 7 度,基本地震加速度为 0.10 g,设计地震分组为第一组,场地类别为 II 类。由于办公塔楼与裙楼组成的结构单元的建筑面积超过 80 000 m²,抗震设防类别确定为重点设防类

(乙类)抗震措施提高一度按 8 度考虑。本工程塔楼结构高度为 248 m,采用钢筋混凝土框架-核心筒结构体系,周边框架柱下部 20 层采用型钢混凝土柱,核心筒为钢筋混凝土剪力墙;塔楼顶部为标志性的超高空天灯造型,29.7 m 高的天灯层四周为通透单层索网玻璃幕墙。与塔楼连成整体的裙楼结构高度为 37.61 m,裙楼区域主要采用框架-剪力墙结构体系,考虑到裙楼与塔楼连接位置 23.4 m 跨度的大巴车通道,而且 4 层大型宴会厅 27.9 m 跨度屋盖结构上需设置游泳池,部分区域采用钢结构。

本项目的整体设计创意有意识地采纳了中国传统习俗中的漂浮的孔明灯造型,248 m 高的办公塔楼顶部设计成了气派的天景空间。豪华的天灯层位于顶部两层,四周采用通透轻盈的单层索幕墙,屋顶将成为整个建筑群中最引人注目之处。

本论文对工程先进行拉索预应力分析,再作风荷载的静力分析和动力分析的对比,过程如下^[4-7]:

首先根据天灯层结构建立有限元模型,通过静力分析得到天灯层简化模型,并加以验证;其次依照索网幕墙的布置密度和跨度初步估计索截面大小及索中预应力大小,验证后确定其参数;再次以荷载规范值和风洞试验中计算主体结构时提供的围护结构风荷载和主体结构风荷载较大值进行静力法计算,得到幕墙的挠度和拉索的应力;然后用风洞试验中风向角的时程数据进行动力计算,得到幕墙动力响应;最后进行风荷载在静力分析和动力分析下结果的对比,得出实用抗风设计方法。

2 索网幕墙结构模型建立和静力分析

2.1 模型建立

本论文主要采用 SAP2000 有限元分析软件来分析研究天灯层单层平面索网玻璃幕墙结构体系在风荷载作用下的静力和动力性能,其中静力分析天灯层简化模型用 MIDAS GEN 作对比分析。

根据单层平面索网玻璃幕墙结构体系的受力特征,SAP2000 有限元计算模型主要采用了线单元和面单元两种单元类型来建立。对于线单元,在结构中主要来模拟梁、柱、桁架和索,它们都可以使

用框架单元来根据需要定义,它可以考虑双轴弯曲变形、扭转变形、轴向拉压变形、双轴剪切变形。由于索是不具有抗弯能力的,所以修正它的截面属性,降低抗弯刚度接近于 0。对于面单元,在结构中主要模拟楼板、幕墙。其中选择的是薄壳单元,因为可以忽略横向剪切变形。

MIDAS GEN 有限元计算模型主要采用桁架单元和面单元两种单元类型来建立天灯层单面索-钢桁架模型的。对于桁架单元,在结构中主要来模拟梁、桁架和索;对于面单元,在结构中主要来模拟幕墙。

对于某商务中心天灯层结构模型是一个双向对称的结构,在保证结构分析可靠的情况下,为了动力分析更加简便效率,笔者对模型进行简化,并且用有限元软件验证简化模型的可靠性。天灯层模型主要分为三个部分,包括完整的天灯层模型、天灯层四面索-钢桁架模型和天灯层单面索-钢桁架模型(图 1)。

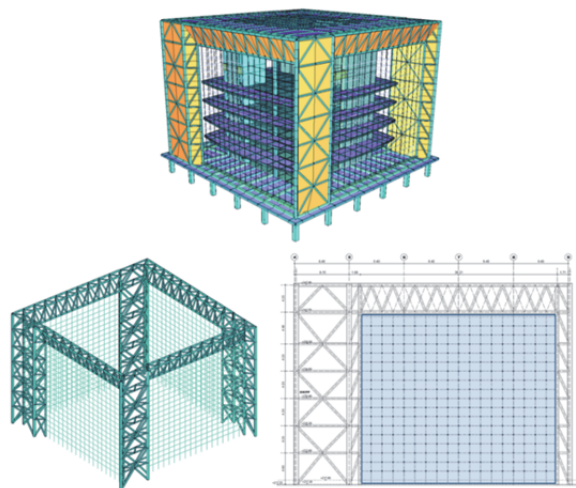


图 1 三个模型示意图

Fig.1 The schematic diagram of the three models

2.2 静力分析

2.2.1 拉索预应力分析

平面索网幕墙需要施加预应力才能承担荷载,预应力度越大其刚度也就越大。由于钢索锚固在四周的钢桁架和混凝土结构上,所以预应力度越大则钢桁架和混凝土结构的受力也越大,其相应得构件截面尺寸也会越大^[8]。因此合理的选择预应力度对于结构的安全性和经济性都是至关重要的。

从表 1 可以发现,在一定程度上再提高预应力度,虽然可以一定程度增大结构刚度,但是会造成周边钢桁架的内力大幅度的增加。所以当单层索网幕墙的变形满足 $L/50$ 后,不宜再对增大索网的预应力度。通过仔细的完整天灯层模型分析和比较,决

定对钢索采用如下的预应力值为: 垂直索 300 kN, 水平索 200 kN.

表 1 预应力不同的比较

Tab.1 The comparison of prestressed difference

构件	垂直索预应力 300 kN 水平索预应力 200 kN	垂直索预应力 力 300 kN 水平索预应力 力 300 kN	比较
索网幕墙风荷载 下的最大变形 /mm	580 (L/52)	505 (L/59)	位移减小 12.9%
垂直索的最大索 力/kN	564	536	减小 4.96%
水平索的最大索 力/kN	315	494	增加 56.83%
柱的最大轴力 /kN	968	12 256	增加 26.56%
支撑最大轴力/kN	4 940	6 201	增加 25.53%
斜杆最大轴力 /kN	9 029	12 083	增加 33.82%
梁上弦杆地最大 轴力/kN	81 830	8 068	减小 1.41%
梁下弦杆的最大 轴力/kN	8 281	7 885	减小 4.78%
梁斜腹杆的最大 轴力/kN	4 078	4 764	增加 16.84%
混凝土梁的最大 弯矩/kNm	1 784	1 583	减小 11.27%

2.2.2 风荷载标准值

$$W_k = \beta_z \times \mu_s \times \mu_z \times W_0$$

式中: W_k 为作用在幕墙玻璃面板上的风荷载标准值 (kN/m^2); W_0 为基本风压, 本文中取值为 0.50 kN/m^2 ; β_z 为风振系数, 取值为 2.25 (对于围护结构, 按照《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ102-2003) 和《金属与石材幕墙工程技术规范》(JGJ133-2001) 规定取值为 2.25); μ_s 为风荷载体型系数, 取值为 0.8; μ_z 为风压高度变化系数, 取值为 2.815.

2.2.3 风荷载设计值

由于天灯层的结构: 单层索网幕墙, 大跨度的空间桁架是属于风敏感性结构. 为了保证天灯层结构的安全性, 所以在计算主体结构时采用了风洞试验报告中提供的围护结构风荷载和主体结构风荷载值中较大的值 (图 2).

从图中可以看到风洞报告中的风荷载要大于规范取值约 30%, 所以采用风洞报告的取值作为设计依据.

根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)

8.3.1 和 8.3.2 条中规定: 索网幕墙的整体设计的风

压取: $W_k=0.8\times3.00=2.40 \text{ kN/m}^2$ 索网幕墙的玻璃及连接件的设计风压取: $W_k=3.00 \text{ kN/m}^2$

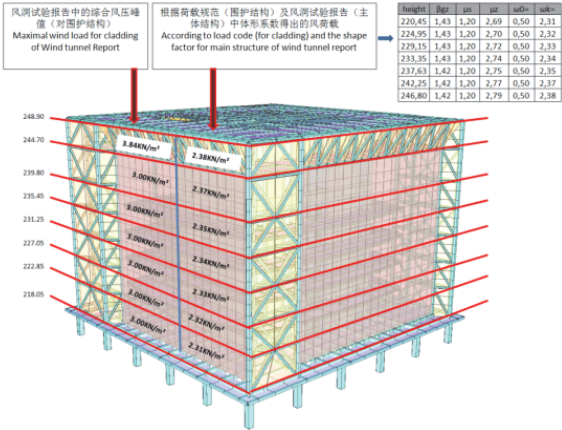


图 2 风荷载设计值

Fig.2 Design value of the wind load

2.2.4 索网幕墙挠度分析

挠度的控制对于索网幕墙是极为重要的. 对三个模型在相同工况下面挠度进行对比 (图 3), 能看到三个模型最大挠度都是在 1 575 号节点上. 完整天灯层模型最大挠度为 0.412 8 m、天灯层四面索-钢桁架模型最大挠度 0.465 5 m、天灯层单面索-钢桁架模型最大挠度 0.455 9 m (表 2).

表 2 索网最大挠度

Tab.2 The maximum deflection of cable net

模型	节点号	挠度/m
完整天灯层模型	1 575	0.412 8
天灯层四面索-钢桁架模型	1 575	0.465 5
天灯层单面索-钢桁架模型	1 575	0.455 9

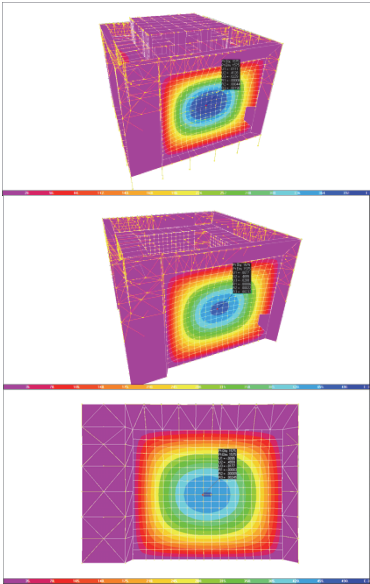


图 3 幕墙挠度

Fig.3 The deflection of curtain wall

作为完整天灯层模型整体刚度较大, 所以钢桁架部分对索网的控制更加稳定, 幕墙挠度相对较小. 而去掉核心筒的天灯层四面索-钢桁架模型比单

面索-钢桁架模型幕墙挠度略大一点,原因根据拉索的受力有关,在同样的预应力情况下模型的不一样,导致最后得出的拉索最大应力是不同的,下面一节看到由于单面索-钢桁架模型拉索应力偏大一点是挠度略小的原因.比总体三个模型挠度很接近,简化分析是可靠的,也为后面的风动力分析奠定基础.

2.2.5 幕墙拉索应力分析

索网幕墙的拉索应力控制是设计的一个最重要参数之一,对三个模型在相同工况下面拉索应力进行对比分析(表 3).作为应力分析部分,由于模型大小是不同的,部分荷载如恒载活载是不同的,在同样预应力工况下拉索应力也受到微小变化.最后完整天灯层模型应力偏大一点,而天灯层四面索-钢桁架模型和天灯层单面索-钢桁架模型应力误差很小.

表 3 拉索最大应力
Tab.3 The maximum stress of cable

模型	纵索索单元编号	纵索最大应力/kN	横索索单元编号	横索最大应力/kN
完整天灯层模型	5 455	626.913	5 115	437.67
天灯层四面索-钢桁架模型	5 427	556.353	5 115	387.811
天灯层单面索-钢桁架模型	5 426	559.033	5 115	402.319 1

2.2.6 天灯层单面索-钢桁架模型对比分析

以下采用 MIDAS GEN 有限元分析软件来分析研究天灯层单面索-钢桁架模型在静力风荷载下幕墙的挠度和拉索应力,同 SAP2000 分析的结果作对比,以验证结构的稳定性.选取天灯层单面索-钢桁架模型也是为后面 SAP2000 进行结构风荷载下动力性能的研究打下基础.

由 MIDAS GEN 得到的天灯层单面索-钢桁架模型振型图看,前五阶振型完全相同,而 MIDAS GEN 模型和 SAP2000 前五个周期相差不超过 5%,所以模型对比可靠.

经过用相同的施工工况,相同的静力风荷载情况下,得到的索网幕墙最大挠度是 0.442 059 m(图 4),相比于 SAP2000 算出来最大挠度的 0.455 9m 相差很小,所以模型对比准确.

在同样情况下用 MIDAS GEN 对天灯层单面索-钢桁架模型进行拉索应力分析,得出纵索最大应力为 588.674 kN,横索最大应力为 410.287 kN;相比于 SAP2000 天灯层单面索-钢桁架模型最大应力为

纵索 559.033 kN 和横索 402.319 1 kN 稍稍偏大,但是误差也很小,再次说明两个软件对比可靠准确(表 4).

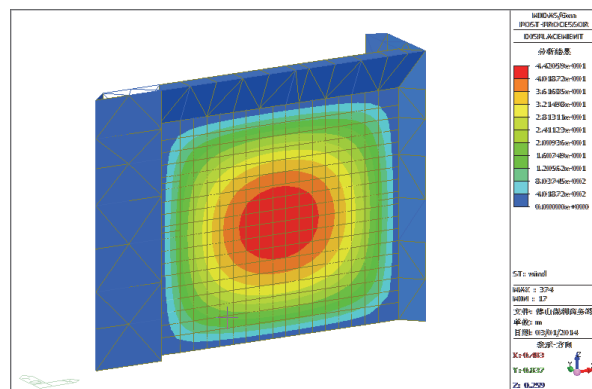


图 4 天灯层单面索-钢桁架模型挠度云图
Fig4 The deflection of lantern layer single cable - steel truss model

表 4 MIDAS GEN 和 SAP2000 结果对比
Tab.4 The comparison of MIDAS GEN with SAP2000

软件	索网最大挠度/m	纵索最大应力/kN	横索最大应力/kN
MIDAS GEN	0.442 059	588.674	410.287
SAP2000	0.455 9	559.033	402.319 1

3 索网幕墙的动力分析

单层平面索网玻璃幕墙结构作为一种新型预应力结构体系,作为柔性结构,自重很轻、阻尼比和自振频率小,对风荷载非常敏感.该类结构一般挠度较大,具有较高的几何非线性.

索网结构几乎不考虑抗弯刚度,只能通过调整自身的曲率承受横向荷载.首先,在静力荷载作用下,索网结构的刚度是随着它的位移的不同而不同的,也就是一种变刚度体系.其次索网结构的刚度伴随它位移变大而迅速变大,索网结构刚度硬化趋势越发突显.最后,在动力荷载作用下索网结构的振动频率不仅受初始预应力影响,还和索网结构的振幅有关,为典型的非线性振动^[9,10].

本文所研究的超高空索网幕墙结构柔性结构,而更具静力风荷载分析并不能真实的反应结构响应,所以根据风洞试验基础,采用 SAP2000 有限元软件进行索网幕墙结构风动力分析,考虑结构大变形引起的几何非线性效应.

3.1 试验模型

模型与建筑的几何外形相似,比例为 1:200,被测建筑物和周边建筑均用工程塑料制成刚性模型.在需要测压的位置布置测压孔,用导管将模型表面垂直方向(法线方向)的动态风压传递给扫描阀,并由计算机进行采集和记录.

根据广东省建筑科学研究院对试验对某商务中心项目酒店及办公楼立面进行了风压测试. 试验要求在某商务中心项目办公楼高塔立面表面布置 17 个区域测压点, 在实际建筑上对应的标高和字母代码分别为 A(22 m)、B(38 m)、C(58 m)、D(78 m)、E(98 m)、F(118 m)、G(136 m)、H(152 m)、I(167 m)、J(179 m)、K(192 m)、L(206 m)、M(225 m)、N(232 m)、O(239 m)、P(247 m)和 Y (252.46 m). 其中 A 区位于裙楼立面上, M、N、O 和 P 区位于顶部天灯层外部幕墙上, Y 位于顶部机房层表面. 某商务中心项目酒店及办公楼立面及雨棚共布置测压点 710 个, 天灯层部分如图 5.

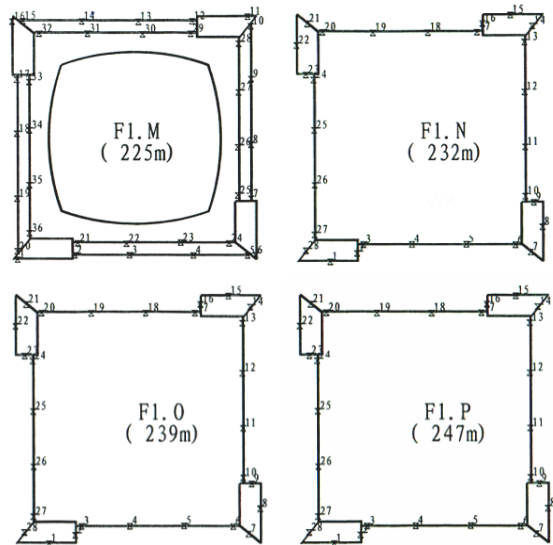


图 5 风洞试验天灯层测点
Fig.5 The measuring point of wind tunnel test in lanterns layer

3.2 风动力计算

某商务中心天灯层的风载动力分析使用的是风洞试验得出的模拟的风速, 可以得到索网幕墙的风速时程振动情况. 图 6 为幕墙线动力分析最大位移荷载步云图, 最大位移节点号是 1 591 (图 7), 大小是 0.200 823 m.

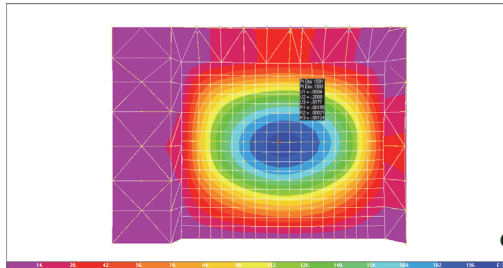


图 6 最大位移荷载步云图
Fig.6 The maximum displacement of load step

而由时程分析得到拉索最大应力. 单面幕墙纵索 5 366 号索单元的应力轨迹图 (图 8), 并且在 523.596 6 s 纵索最大索力为 484.813 kN, 可以看到

横索应力轨迹图 (图 9) 最大应力为 5 148 号索单元在 323.717 4 s 的 337.049 kN.

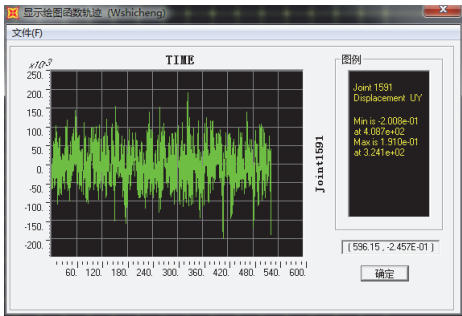


图 7 第 1 591 节点在风载下平面外位移
Fig.7 The displacement of No.1 591 node in the wind load

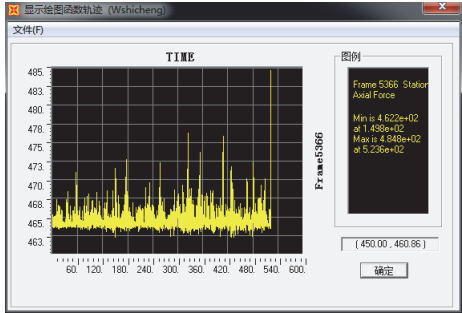


图 8 第 5 366 号索单元的应力轨迹
Fig.8 The stress trajectory of No.5366 cable element

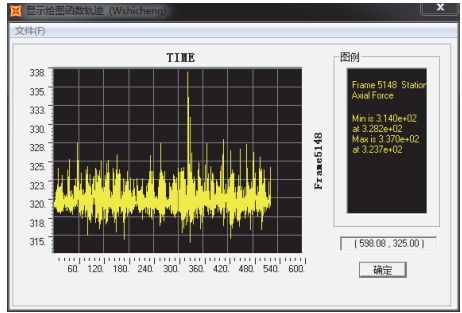


图 9 第 5 148 号索单元的应力轨迹
Fig.9 The stress trajectory of No.5148 cable element

3.3 风动力和风静力计算对比

表 5 天灯层单面索-钢桁架模型时程分析与静力分析对比
Tab.5 The time history analysis contrast static analysis of lantern layer single cable - steel truss model

	时程分析法	静力风法
索网最大挠度/m	0.200 823	0.451 296
节点编号	1 591	1 591
纵索最大应力/kN	484.813	542.705
节点编号	5 366	5 366
横索最大应力/kN	337.049	397.747
节点编号	5 148	5 148
索网最大挠度/m	0.186 2	0.455 9
节点编号	1 575	1 575
纵索最大应力/kN	482.061	559.033
节点编号	5 426	5 426
横索最大应力/kN	334.6	402.319 1
节点编号	5115	5 115

表 5 是对天灯层单面索-钢桁架模型进行了风

动力分析,主要是索网幕墙的挠度和拉索应力进行了与拟静力分析结果进行对比.由多项结果看到幕墙挠度和拉索应力的动力分析结果均远远小于同等工况下拟静力分析结果,特别是索网最大挠度比静力风法一半还要小,足以说明拟静力分析是很保守的,也是很安全的.

4 结论

(1) 对于结构比较复杂的情况,提出了模型简化的想法,经过模拟验证,基于某商务中心天灯层三个模型对比得出:挠度上三个模型相差很小,而对于钢索应力分析来说完整天灯层模型偏大一点.对于钢构件的应力比来说,三个模型的应力比都小于1,相差也不大,符合使用规范.由于天灯层四面索-钢桁架模型是四个面完全相同对称的,简化为天灯层单面索-钢桁架模型参数上几乎相同的.所以适当的模型简化是可靠的,也让以后的分析更高效.

(2) 拉索是典型的柔性结构,索网的形状是由索力和荷载控制的.而平面索网幕墙需要施加预应力才能承担荷载,预应力越大其刚度也就越大.在一定程度上再提高预应力,虽然还是可以一定程度增大结构刚度,但是会造成周边钢桁架的内力大幅度的增加.所以当单层索网幕墙的变形满足 $L/50$ 后,不宜再对增大索网的预应力.

(3) 根据荷载规范值和风洞试验中计算主体结构时提供的围护结构风荷载和主体结构风荷载较大值进行静力法计算,加上后面风动力分析得出的幕墙挠度和拉索应力进行对比,证明了静力分析方法偏保守,结构安全,对以后的类似工程具有指导意义^[11].

参考文献 References

- [1] 孙芬. 点支式玻璃建筑单层索网体系承载性能分析与试验研究[D]. 北京: 清华大学, 2005:2-5.
SUN Fen. Loading capacity and experiment study on monolayer cable net for point supported glass buildings[D]. Beijing: Tsinghua University, 2005:2-5.
- [2] CHERISTIAN Schittich, GERALD Staib, DIETER Balkow, et al. Glass Construction Manual[M]. Birkhaeuser-Publishers for Architecture, 1999.
- [3] 吴丽丽, 石永久, 王元清. 单层平面索网幕墙结构的实用抗风设计方法研究[J]. 振动与冲击, 2007,26(4):30-34.
- WU Lili, SHI Yongjiu, WANG Yuanqing. Research on practical wind-resistant design methodology of monolayer cable net for glass facades[J]. Journal of Vibration and Shock, 2007,26(4):30-34.
- [4] 沈世钊, 徐崇宝, 赵臣. 悬索结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
SHEN Shizhao, XU Chongbao, ZHAO Chen. Design of cable structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.
- [5] 季俊杰, 陈红宇, 苏骏. 预应力单层索网幕墙结构的风致响应计算[J]. 建筑钢结构进展, 2011,13(3):38-39.
JI Junjie, CHEN Hongyu, SU Jun. The wind-induced response computation of glass curtain wall supported by prestressed single-layer cable net[J]. Progress in Steel Building Structures, 2011,13(3):38-39.
- [6] GB5009-2012. 建筑结构荷载规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
GB5009-2012. Load code for the design of building structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [7] 李勇. 点支式玻璃幕墙单层索网抗震性能及其计算方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2009:5-8.
LI Yong. Study on seismic properties and a-seismic analysis method of single-layer cable net for PGCW[D]. Beijing: Tsinghua University, 2009:5-8.
- [8] 王元清, 孙芬, 石永久, 等. 点支式玻璃建筑复杂单层索网体系的设计及预应力控制技术分析[J]. 工业建筑, 2005,35(372):32-35.
WANG Yuanqing, SUN Fen, SHI Yongjiu, et al. The design of complex single layer cable nets and analysis of prestress control technology for point-supporting glass building [J]. Industrial Construction, 2005,35(372):32-35.
- [9] 冯若强, 武岳, 沈世钊. 单层平面索网幕墙结构的非线性反应谱[J]. 土木工程学报, 2012,45(1):39-41.
FENG Ruoqiang, WU Yue, SHEN Shizhao. Nonlinear response spectrum of cable net facade[J]. China Civil Engineering Journal, 2012,45(1):39-41.
- [10] 吴丽丽, 王元清, 石永久. 单层平面索网结构风振响应的几何非线性特性研究[J]. 振动与冲击, 2007,26(4):30-34.
WU Lili, WANG Yuanqing, SHI Yongjiu. Study on nonlinear characteristics of wind-induced response of a monolayer cable net system[J]. Journal of Vibration and Shock, 2007,26(4):30-34.
- [11] 赵屹峰. 超高空索网幕墙抗风与抗震安全性研究[D]. 广州: 广州大学, 2014.
ZHAO Yifeng. The safety research of super-high cable-net glass wall on wind resistance and seismic resistance[D]. Guangzhou: Guangzhou University, 2014.

(本文编辑 吴海西)