

文章编号:1673-2049(2007)02-0063-05

钢结构交错桁架体系在强震作用下的破坏模式

许红胜¹, 周绪红^{2,3}, 刘永健³

(1. 长沙理工大学 桥梁与结构工程学院, 湖南 长沙 410076; 2. 兰州大学 土木工程与力学学院, 甘肃 兰州 730000; 3. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘要:对钢结构交错桁架体系在强震作用下的工作性能进行了研究。通过采用改进的静力弹塑性(NSP)分析方法,在对一个交错桁架体系实例的原结构方案进行修改的基础上,分析了交错桁架结构布置方案在强震作用下的破坏模式和延性要求的一般特性,得到了不同布置方案在强震作用下的破坏模式特点和各个楼层的延性要求。分析结果表明:在强震作用下交错桁架体系的塑性铰较发展多集中在桁架腹杆中,柱中一般无塑性铰出现,结构刚度退化小,变形能力强,具有良好的抗震性能和延性能力。

关键词:交错桁架; 结构体系; 静力弹塑性; 延性; 破坏模式; 强震

中图分类号: TU392 **文献标志码:** A

Failure Mode of Staggered Truss System of Steel Structure Under Severe Earthquake

XU Hong-sheng¹, ZHOU Xu-hong^{2,3}, LIU Yong-jian³

(1. School of Bridge and Structural Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha 410076, Hunan, China; 2. School of Civil Engineering and Mechanics, Lanzhou University, Lanzhou 730000, Gansu, China; 3. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: The works on the performance behavior of staggered truss system of steel structure under severe earthquake were studied. Through using the modified nonlinear static procedure (NSP) method, an engineering example using staggered truss system and a modified proposal based on the original design scheme were fully investigated. The failure mode and ductility requirement of the two proposals under severe earthquake were presented in detail, and the characteristics of failure mode and ductility requirement of interfloor displacement of the two proposals under severe earthquake were also gained. The analysis results indicate that plastic hinges mostly concentrate on truss web member, and there is no plastic hinge in column, that the deformability of staggered truss system which has good earthquake resistance capability and ductility under severe earthquake is good and stiffness degradation is obscure.

Key words: staggered truss; structural system; nonlinear static procedure; ductility; failure mode; severe earthquake

收稿日期:2007-02-05

基金项目:国家自然科学基金项目(50078021);湖南省自然科学基金项目(00JJY2067)

作者简介:许红胜(1974-),男,江苏无锡人,讲师,工学博士,E-mail:hongsheng75@126.com。

0 引言

交错桁架是 20 世纪 60 年代在美国发展起来的一种结构体系,通常应用于钢结构建筑中。近年来,交错桁架体系又重新得到了广泛的应用和重视。交错桁架体系较一般的钢框架及框架-支撑体系更容易施工,连接处理也更为方便。由于其自身的众多特点,交错桁架体系又被大量应用于旅馆、公寓楼、办公楼及医院等建筑中,如 1999 年建成的美国阿拉斯加 38 层的阿拉丁旅馆,2000 年建成的美国纽约 14 层的大使公寓,2001 年建成的美国巴鲁大学综合教学大楼,2002 年建造的纽约怀德布南斯 8 层的帕克公寓,2003 年拟建的美国康涅狄克州哈特福德 20 层的马瑞奥特旅馆等。

虽然交错桁架体系在国外已有大量的应用实例,但在中国还处于研究和应用的初步阶段。对于这种体系,尽管已有一些研究和介绍^[1-6],但要建立其完整的分析模型和理论体系,仍有大量的工作要做。笔者仅对交错桁架体系在强震作用下的破坏类型及延性要求作了一些理论分析,这是交错桁架体系的实用抗震设计方法研究的准备工作。

1 分析模型和方法

在强震作用下,从经济性的角度出发,有必要允许部分构件及连接进入塑性工作阶段,以耗散地震能量,但部分构件及连接进入塑性状态必然会影响建筑的工作性能。现行的《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)要求结构体系应具有必要的抗震承载力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力。规范和设防标准的执行和运用都要求对结构体系在地震作用下的破坏模式,即结构体系对地震能量的耗散能力进行详细的分析。从理论的完备性上来说,非线性时程分析是一种理想的手段,但其对输入地震波敏感的特性和对输入地震波数量的要求和计算的耗时及计算过程的不稳定,使分析代价过高;而本文侧重于破坏模式的分析而非破坏机理的分析,且采用了已被广泛应用的静力弹塑性分析方法(NSP 法)。近 20 a 来,众多学者对 NSP 法进行了研究,得出的结论大致相同: NSP 法在评估结构为耗散地震能量而产生塑性变形的能力和确定结构在地震作用下产生的薄弱部位,以及评估由于应力和刚度不连续而产生的层间侧向位移等方面均具有良好的效果。由于 NSP 法较好的效用, FEMA 和 SEAOC 都推荐将其作为抗震设计的一种有效手段,在欧洲的

抗震规范 EC3 中已将这一方法纳入,中国现行《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)亦将 NSP 法纳入规范中,但未对其使用作出详细的说明。

NSP 法作为一种非常实用的抗震设计分析方法,没有十分严密的理论基础,其总体思想是将结构按一定的变形模态转化为等效的单自由度结构体系,以求解出此等效的单自由度结构体系在地面运动下的最大位移作为结构的目标位移,并采用静力加载的方式使结构体系达到这一目标位移的方法。对于将结构变换为等效的单自由度结构体系的方法和静力加载模式的确定在相关文献中给出了具体的说明^[7-10]。

交错桁架是一种空间特性很强的结构体系,为了准确获得结构的反应,可采用能够精确模拟结构空间构型的三维有限元分析模型;为了使分析具有有效性,杆单元的几何非线性采用了能充分考虑二阶效应的单元模型^[11];材料非线性采用了可考虑反向加载的同向强化模型^[12];楼板采用带转角的板壳单元模拟,本文中未考虑楼板破坏的情况。

2 实例分析

本文中给出一个交错桁架的实例,并在此实例的基础上对原结构形式稍作修改。实例为 2002 年建造的美国新泽西州特伦顿的 7 层的马里奥特旅馆的交错桁架设计方案,建筑总高 26 m,长 89.6 m,宽 19.2 m,197 个房间,总建筑面积 10 316 m²,底层层高 6.1 m,第 2 层层高 3.9 m,其余各层层高均为 3.2 m,楼梯间宽度 4.9 m,房间宽度 4.2 m。楼板采用 200 mm 厚的空心预制平板,并采用 200 根桩作为基础。交错桁架体系平面布置如图 1 所示。

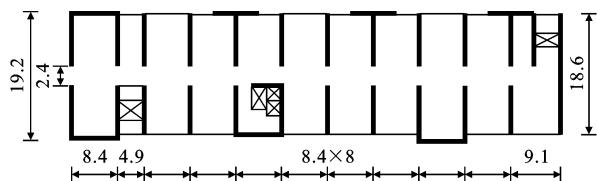


图 1 马里奥特旅馆结构平面布局(单位:m)

Fig. 1 Structural Plane Layout of Maritino Hotel(Unit:m)

由图 1 可以看出,交错桁架沿横向布置,除楼梯间宽度为 4.9 m 外,两榀桁架之间的距离为 8.4 m,交错桁架体系采用中段无腹杆的 Vierendel 体系以形成走廊通道,纵向的粗线表示支撑-框架体系。交错桁架体系的腹杆采用 15.24 cm 方钢管,桁架弦杆采用 W10×45 的宽翼缘 H 型钢,柱采用 W12×65、W12×96 及 W14×159 的宽翼缘 H 型钢。如图 2

(a)所示,为了获得底部大空间,原设计中交错桁架没有落地,而采用带支撑的牛脚式柱结构,这使底层的刚度相对较弱。为了更好地了解交错桁架体系的抗震性能,在此实例结构的基础上,稍作修改,改为落地的交错桁架体系,修改后的马里奥特旅馆结构透视如图 2(b)所示。

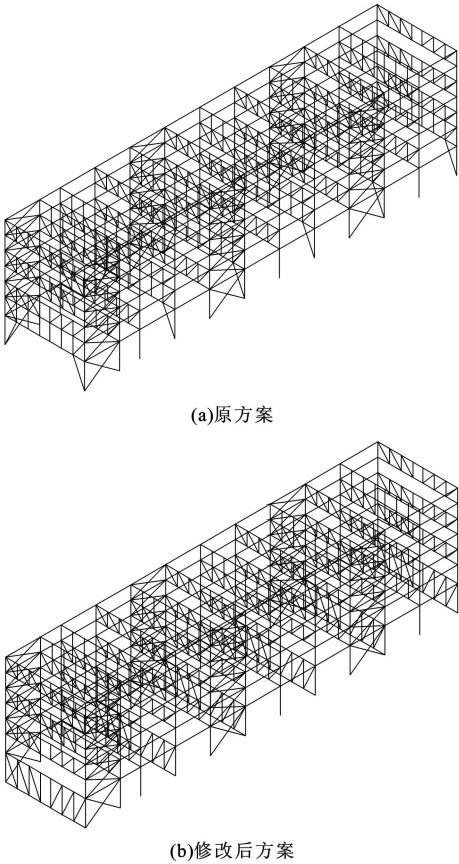


图 2 马里奥特旅馆结构透视

Fig. 2 Structural Clairvoyant of Maritino Hotel

表 1 为 2 种方案在等效 SDOF 体系中的参数及目标位移。本文中的重力荷载是按照 FEMA356 施加,即采用 $1.2G_e+0.35Q_k$, G_e 为恒荷载标准值, Q_k 为活荷载标准值;结构目标位移 δ_t 的确定是在得到等效单自由度体系的弹性刚度 K_e 、质量 M_e 和屈服强度 Y_e 后,按 0.02 的阻尼比,以 1994 年峰值为 340 Gal 的 NridgeArleta 波、1989 年峰值为 280 Gal 的 Oaklandwharf 波及 1940 年峰值为 350 Gal 的 Imperial Valley 地震中的 El Centro 波作为输入地震波记录,得到的单自由度体系的最大弹塑性位移。

得到目标位移 δ_t 后,确定水平荷载的加载模式时,本文中采用了 3 种水平荷载加载模式,即均匀加载模式、三角形加载模式及平方-总和-开方(Square-roat-sum-square, SRSS)法振型叠加的水平荷载加载模式;本文中的破坏准则分为 2 类:一类是单元破

表 1 等效单自由度体系参数及目标位移
Tab. 1 Parameters and Target Displacements of Equivalent SDOF

设计 方案	等效延性 要求指 标 $\mu_e^{[13]}$	等效基 本周期 T_e/s	结构弹性刚 度 $K_i/(10^5$ $kN \cdot m^{-1})$	等效弹性刚 度 $K_e/(10^5$ $kN \cdot m^{-1})$	弹塑性 刚度系 数 α	目标 位移 δ_t/m
原方案	1.156	0.976 0	1.372	1.198	0.34	0.246
修改后 方案	1.085	0.744 1	2.236	2.056	0.10	0.168

坏准则,即单元达到最大极限时的应力状态;另一类是体系破坏准则,即层间位移角大于 2.5%。一旦在分析中达到这 2 种破坏准则的任何一种,即认为结构已丧失承载能力。

2 种方案在 NSP 法分析中最终的塑性铰分布如图 3 所示,每种方案均给出了交错布置两榀桁架的典型塑性铰分布。从图 3 中可以看出,塑性铰多数在桁架的腹杆中形成,弦杆出现塑性铰的情况较少,且出现的位置集中于中段无腹杆的区域,而在柱中出现塑性铰的情况仅发生于原方案底层无桁架的单柱中。综上所述,交错桁架体系在地震作用下的破坏属于较为理想的强柱弱连接杆系的类型,连接杆系的塑性变形保证了交错桁架体系对地震能量的耗散能力,而柱在地震作用下不发生严重破坏则确保了强震下设防目标的实现。

表 2、3 为对 2 种方案采用 NSP 法分析得到的层间位移角及变形延性要求。由于结构楼层刚度在平面上的不对称分布,楼层平面在分析中产生了一定的扭转,因此表 2 中的位移角为楼层刚度中心两侧两榀桁架位移角的平均值。从表 2 中可以看出:由于作为餐厅的底层的层高过大,导致底层的刚度较弱,使变形集中于底层,而原设计中底层抽空的做法,使结构呈现上刚下柔的状况,从而导致了底层存在破坏的隐患,这从图 3(a)、(b)中出现柱铰也可以看出;同时,可以看到底层、第 2 层和第 3 层的层间位移角明显大于其他各层,这和图 3(a)、(b)中的塑性铰的分布情况是相一致的。通过对比表 2、3 可以看出:修改后的方案极大地改变了底层结构刚度薄弱的情况,通过对延性要求指标 μ_e 的比较,可以发现原方案在出现塑性铰的楼层,延性要求指标 μ_e 较大,而无塑性铰发展的楼层,延性要求指标 μ_e 相对较小,修改后方案的各楼层延性要求指标 μ_e 均远小于原方案中的延性要求指标 μ_e ,这说明修改后方案的抗震性能优于原方案,从表 1 中修改后方案的等效延性要求指标 μ_e 小于原方案等效延性要求指标 μ_e 也可以看出。值得指出的是:原方案中并未对抗

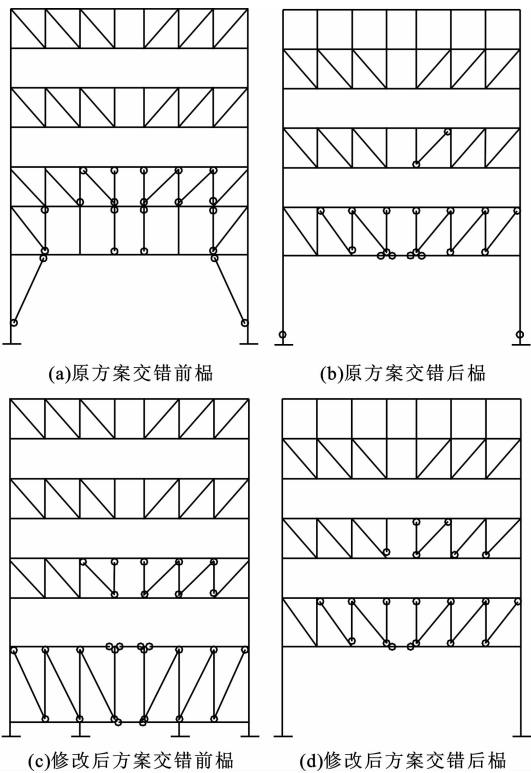


图 3 破坏模式下塑性铰分布

Fig. 3 Plastic Hinges Distribution Under Failure Mode

表 2 原方案的层间位移角及变形延性要求

Tab. 2 Interfloor Displacement Angles and Deformation Ductility Requirements of Original Scheme

层数	均匀加载			三角形加载		
	极限位 移角/%	弹性位 移角/%	延性要求 指标 μ_c	极限位 移角/%	弹性位 移角/%	延性要求 指标 μ_c
1	2.273	0.517	4.4	2.125	0.472	4.5
2	1.064	0.236	4.5	1.015	0.224	4.5
3	0.820	0.181	4.5	0.941	0.196	4.8
4	0.310	0.087	3.6	0.407	0.113	3.6
5	0.150	0.054	2.8	0.237	0.087	2.7
6	0.144	0.040	3.6	0.215	0.059	3.6
7	0.035	0.011	3.2	0.095	0.029	3.3

震作出要求,只给出了风荷载的侧向力设计组合;在本文中,引入的地震波的峰值大小近似于 8 度抗震设防的强震验算水平,这表明了表 2、3 中延性要求指标 μ_c 远远超过了规范限值,但从另一方面也表明交错桁架体系的确具有良好的塑性变形和耗散地震能量的能力。

2 种方案在 NSP 法分析中得出的结构侧向位移及底部剪力和顶点侧向位移关系如图 4、5 所示。图 4 直观地表现出了变形在底部集中的情况,变形曲线在原方案和修改后方案中出现不同特征,原方案近似于弯曲型,而修改后方案更近似于弯曲型与

表 3 修改后方案的层间位移角及变形延性要求

Tab. 3 Interfloor Displacement Angles and Deformation Ductility Requirements of Modified Scheme

层数	均匀加载			SRSS 法振型叠加加载		
	极限位 移角/%	弹性位 移角/%	延性要求 指标 μ_c	极限位 移角/%	弹性位 移角/%	延性要求 指标 μ_c
1	1.656	0.436	3.8	1.375	0.389	3.5
2	0.933	0.278	3.4	0.879	0.271	3.2
3	0.615	0.206	3.0	0.623	0.210	3.0
4	0.432	0.159	2.7	0.464	0.170	2.7
5	0.329	0.129	2.6	0.352	0.139	2.5
6	0.228	0.085	2.7	0.252	0.094	2.7
7	0.183	0.066	2.8	0.195	0.072	2.7

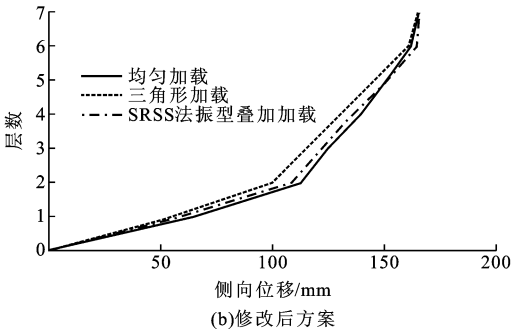
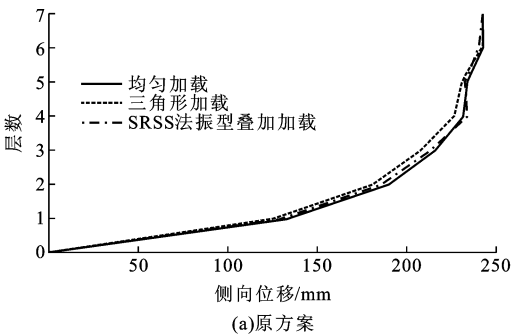


图 4 强震下楼层侧向位移

Fig. 4 Floor Lateral Displacement Under Severe Earthquake

剪切型的混合。NSP 法中给出的底部剪力和顶点侧向位移关系显示结构进入塑性后刚度退化的情况,从图 5 可以看出,本文中的 2 种方案在经历了大量的塑性铰发展后,结构总体刚度的退化却不明显,表明其具有良好的抗倒塌能力。根据 FEMA356 中的建议,对 2 种方案取 $1.5\delta_i$ 进行计算发现,原结构的底部剪力超过 28.4 MN 时,位移急剧增大到 302 mm,底层层间位移角超过 2.5% 而破坏;修改后方案在顶部位移超过 δ_i 时,由于底层落地桁架的中斜腹杆达到极限承载力而破坏。

3 结 语

(1)交错桁架体系在强震作用下,塑性铰发展多

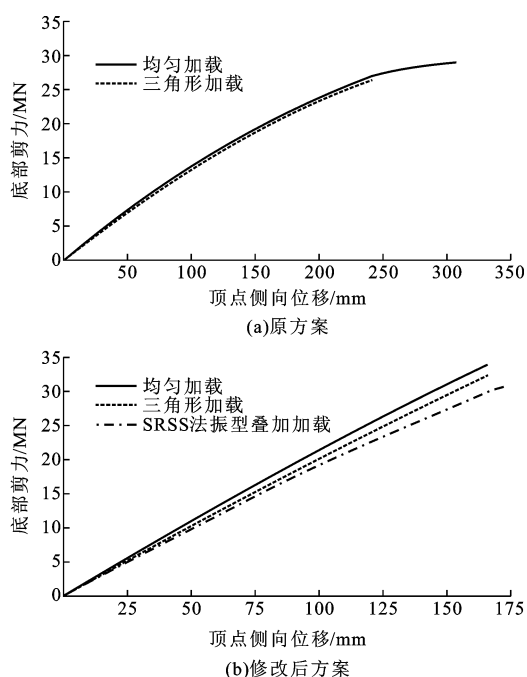


图5 底部剪力和顶点侧向位移的关系

Fig. 5 Relation of Base Shear and Top Lateral Displacement

集中在桁架的腹杆中,桁架弦杆仅在斜腹杆抽空处出现少量的塑性铰,而柱中一般无塑性铰出现,具有良好的抗震性能。

(2)交错桁架体系在强震作用下,且有大量塑性较发展的情况下,结构刚度退化不明显,结构体系变形能力较强,具有良好的抗震延性。

(3)交错桁架体系在强震作用下,耗散地震能量主要通过桁架部分构件的塑性发展和变形来实现,因而应充分重视交错桁架构件的延性设计。

参考文献:

References:

- [1] 周绪红,莫涛,蔡益燕.新型交错桁架结构体系的应用[J].钢结构,2000,15(2):16-18.
ZHOU Xu-hong, MO Tao, CAI Yi-yan. Application of New Structure System-staggered Truss Frame[J]. Steel Construction, 2000, 15(2): 16-18.
- [2] 许红胜,周绪红,刘永健.影响交错桁架整体延性的结构因素[J].建筑科学与工程学报,2006,23(2):52-56.
XU Hong-sheng, ZHOU Xu-hong, LIU Yong-jian. Structural Factors Influenced Global Ductility of Staggered-truss[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(2): 52-56.
- [3] 莫涛,周绪红,刘永健.交错桁架结构体系的受力性能分析[J].建筑结构学报,2000,21(6):49-54.
MO Tao, ZHOU Xu-hong, LIU Yong-jian. Analysis of

the Load Bearing of Staggered Truss Structure[J]. Journal of Building Structure, 2000, 21(6): 49-54.

- [4] 刘哲锋,沈蒲生,龚胡广.基于拟力法的框架结构静力弹塑性分析[J].建筑科学与工程学报,2006,23(3):32-36.
LIU Zhe-feng, SHEN Pu-sheng, GONG Hu-guang. Static Elastic-plastic Analysis of Frame Structure Based on Force Analogy Method[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(3): 32-36.
- [5] 周期石,周绪红,刘永健.交错桁架结构动力特性的简化分析方法[J].建筑科学与工程学报,2006,23(4):28-33.
ZHOU Qi-shi, ZHOU Xu-hong, LIU Yong-jian. Simplified Analysis Methods of Dynamic Characteristic of Staggered Truss Structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(4): 28-33.
- [6] 潘英,周绪红.交错桁架体系的抗震性能动力分析[J].土木工程学报,2002,35(4):12-16.
PAN Ying, ZHOU Xu-hong. Aseismic Behavior of the Staggered-truss System[J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(4): 12-16.
- [7] FEMA356, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings[S].
- [8] HELMUT K, SENEVIRATNA G D P K. Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation[J]. Engineering Structures, 1998, 20(2): 452-464.
- [9] MWAFY A M, ELNASHAI A S. Static Pushover Versus Dynamic Collapse Analysis of RC Buildings[J]. Engineering Structures, 2001, 23(3): 407-424.
- [10] 杨溥,李英名,王亚勇.结构静力弹塑性分析方法的改进[J].建筑结构学报,2000,21(1):44-50.
YANG Pu, LI Ying-ming, WANG Ya-yong. A Study on Improvement of Push-over Analysis[J]. Journal of Building Structure, 2000, 21(1): 44-50.
- [11] 许红胜,周绪红,舒兴平.空间钢框架几何非线性分析的一种新单元[J].工程力学,2003,20(4):39-44.
XU Hong-sheng, ZHOU Xu-hong, SHU Xing-ping. A New Element for Geometric Nonlinear Analysis of Three Dimensional Steel Frame[J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(4): 39-44.
- [12] UZGIDER E A. Inelastic Response of Space Frames to Dynamic Loads[J]. Comput Struct, 1980, 21(11): 97-112.
- [13] LEE D G. Estimation of System-level Ductility Demands for Multistory Structures[J]. Engineering Structures, 1997, 19(5): 1 025-1 035.