

潘冰. 高层建筑桁架转换层地震反应线性分析方法研究[J]. 华南地震, 2020, 40(1): 94–99. [PAN Bing. Study on Linear Analysis Method of Seismic Response of Truss Transfer Floor in High-rise Building [J]. South China journal of seismology, 2020, 40(1): 94–99]

高层建筑桁架转换层地震反应线性分析方法研究

潘 冰

(新疆铁道勘察设计院有限公司, 乌鲁木齐 830000)

摘要: 为探究高层建筑桁架转换层地震作用下的动力反应情况, 采用 SAP2000 程序中平面壳单元和杆系单元对高层建筑桁架转换层进行有限元建模, 采用模态分析法和地震反应谱分析法对高层建筑桁架转换层结构进行地震反应分析, 结果表明: 高层建筑中桁架转换层前 8 阶振型对自振周期影响较大, 分析高层建筑桁架转换层地震作用反应时, 主要采用前 8 阶振型振型, 且桁架转换层及其上、下层间容易出现层间位移角突变现象, 桁架转换层极易发生位移集中, 是高层建筑的脆弱部分, 应加强高层建筑桁架转换层设计, 提升建筑安全性。

关键词: 高层建筑; 桁架; 转换层; 地震反应; 线性; 分析方法

中图分类号: TU311.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-8662(2020)01-0094-06

DOI: 10.13512/j.hndz.2020.01.014

Study on Linear Analysis Method of Seismic Response of Truss Transfer Floor in High-rise Building

PAN Bing

(Xinjiang Railway Survey and Design Institute Co., Ltd. Xinjiang Urumqi 830000, China)

Abstract: In order to explore the dynamic response of the truss transfer floor of high-rise building under earthquake, the paper builds the finite element model of the truss transfer floor of high-rise building by using the plane shell element and the bar system element in SAP2000 program, and analyzes the seismic response of the truss transfer floor of high-rise building by using modal analysis method and the seismic response spectrum analysis method. The results show that the first eighth order mode shapes of truss transfer floor in high-rise buildings have a great influence on the natural vibration period. When analyzing the seismic response of truss transfer floor in high-rise buildings, the first eighth order mode shapes are mainly used, and the sudden change of story displacement angle is easy to occur between the truss transfer story and its upper and lower layers. The

收稿日期: 2019-03-26

作者简介: 潘 冰(1983-), 女, 工程师, 主要从事房屋结构设计工作。

E-mail: panbing120811@163.com.

truss transfer floor is the vulnerable part of high-rise buildings, and it is necessary to strengthen the design of high-rise building truss transfer floors to improve building safety.

Keywords: High-rise buildings; Truss; Transfer floor; Seismic response; Nonlinear; Analysis method

0 引言

随着科学技术的进步和社会经济的发展,高层建筑的数量和高度逐渐增加,且建筑结构的体型和功能均朝向多样的综合性方向发展。高层建筑结构对空间的需求越来越高,通常均需要采用转换层结构,现存的建筑转换形式中转换桁架具有受力精准、结构自重和抗侧刚度小的优势^[1],有助于室内通风采光和大型管道的安装布置,在高层建筑应用中具有较好的功能结果和艺术设计效果,因此桁架转换在高层建筑中应用较广,在地震作用下带有桁架转换层的高层建筑稳定性受到破坏,因此研究高层建筑桁架转换层在地震作用时的地震反应十分必要。

本文以非线性空间有限元结构计算软件为理论计算手段,对高层桁架转换层的地震反应进行模态分析,研究高层建筑桁架转换层结构的地震反应变化。

1 桁架转换层地震反应非线性分析方法

1.1 桁架转换层结构有限元建模

非线性分析桁架转换层地震反应时,对高层建筑桁架转换层的地震反应分析选择 SAP2000 程序中的平面壳单元和杆系单元进行建模分析^[2-4],建筑材料参数确定根据材料性能试验的试验获取值和规范值确定,将钢筋混凝土材料视为均匀分布材料,该材料特性用单一本构关系表示,采用叠加原理对钢筋混凝土的容重和弹性模量等特性实施等效处理,且将钢筋混凝土的容重规定为 25.6 kN/m³。

1.2 模态分析

模态分析也为振型叠加法动力分析,为线性结构地震反应分析的常用方法,该方法可在完成一组正交向量分解后,将大型方程简化为数量相对降低的解耦二阶微分方程^[5],降低数值计算方程用时。

采用 SAP2000 程序对高层建筑桁架转换层进行有限元建模,模型将提供建筑基本性能参数,

对建筑地震反应进行模态线性分析,包括高层建筑桁架转换层的静力地震作用分析和静力风载荷作用分析^[6]。

(1) 将高层建筑桁架转换层动力反应方程转换为微分方程地震作用下高层建筑桁架转换层结构的体系动力平衡方程如公式 (1) 所示:

$$X\ddot{u}(t)+R\dot{u}(t)+Gu(t)=-X_x\ddot{u}_{xg}(t)-X_y\ddot{u}_{yg}(t)-X_z\ddot{u}_{zg}(t) \quad (1)$$

其中, R 表示阻尼矩阵, \dot{u} 为建筑节点相对地面的运动加速度。 X 表示质量, G 为刚度, X_x 、 X_y 和 X_z 为桁架转换结构的单向有效质量, \ddot{u}_{xg} 、 \ddot{u}_{yg} 和 \ddot{u}_{zg} 为地面运动的单向加速度。

将该式转换为 Nd 二阶微分方程:

$$X\ddot{u}(t)+R\dot{u}(t)+Gu(t)=F(t)=\sum_{j=1}^J f_j g_j(t) \quad (2)$$

其中, f_j 和 J 表示空间向量与时间无关, $g_j(t)$ 表示第 j 个与时间相关函数,通常高层建筑桁架转换层地震反应分析需考虑的动力载荷包括风载荷和地震作用均采用上述空间向量乘积表示。

动力自由度个数为建筑中集中节点质量的个数,通过对式(2)实施静力凝聚以降低桁架转换层的无质量位移且减少需计算动力平衡方程个数^[7-9],高层建筑桁架转换层模型结构分析时,视某楼板为水平刚性且刚性楼板仅表现为包括三个方向自由度的集中质量。

(2) 生成模态方程。计算式(2)采用分离变量法,若要完成变量分离,可将式(2)的解表示成公式(3):

$$u(t)=\lambda Y(t) \quad (3)$$

公式(3)中 λ 为 $N_d \times N$ 矩阵,其中包括 N 个非时间函数的空间向量, $Y(t)$ 包括 N 个时间函数的空间向量,因此将公式 (3) 表示为:

$$\begin{cases} \dot{u}(t)=\lambda \dot{Y}(t) \\ \ddot{u}(t)=\lambda \ddot{Y}(t) \end{cases} \quad (4)$$

计算公式(4)前,公式(4)中空间函数需满足: $\lambda^T X \lambda = I$ 和 $\lambda^T G \lambda = \delta^2$ 条件,且 I 为对角矩阵, δ^2 表示对角矩阵中对角项为 ω_n^2 的矩阵。

将公式(3)和(4)代入公式(2), 获取公式(5)包括 N 个未知数方程:

$$I\ddot{Y}(t)+d\dot{Y}(t)+\delta^2 Y(t)=\sum_{j=1}^J p_j g_j(t) \quad (5)$$

式(5)中, $p_j=\lambda^T f$, 其含义为: p_j 表示载荷函数 j 的模态参与系数, 且 d 表示阻尼矩阵, 为解耦公式(5), 将模态阻尼的对角项设为 $d_m=2\xi_n\omega_n$, 振型间不存在耦合的典型阻尼。 ξ_n 表示第 n 振型中阻尼与此对应振型的临界阻尼比, 则公式(5)为:

$$\ddot{y}(t)+2\xi_n\omega_n\dot{y}(t)+\omega_n^2 y(t)=\sum_{j=1}^J p_{nj} g_j(t) \quad (6)$$

公式(6)为非耦合典型线性高层建筑桁架转换层结构的模态方程, 地震运动模态方程表示为:

$$\ddot{y}(t)+2\xi_n\omega_n\dot{y}(t)+\omega_n^2 y(t)=p_{nx}\ddot{u}(t)_{gx}+p_{ny}\ddot{u}(t)_{gy}+p_{nz}\ddot{u}(t)_{gz} \quad (7)$$

其中模态参与系数或该高层建筑桁架转换层地震激励系数为 $p_m=-\lambda_v^T X_j$, j 是 x 、 y 或 z , 振型阶数为 n 。

建筑结构振型和外部激励共同决定振型参与系数, 振型参与系数是加速度荷载与振型的积^[10-12], 对于整体桁架转换层在 X 、 Y 和 Z 三方向加速度的载荷的振型 n 的参与系数为:

$$f_{yn}=\lambda_n^T m_y, f_{xn}=\lambda_n^T m_x, f_{zn}=\lambda_n^T m_z \quad (8)$$

其中, m_x 、 m_y 和 m_z 分别为转换层在 X 、 Y 和 Z 方向的单位加速度荷载, 且获取的 f_{xn} 、 f_{yn} 和 f_{zn} 参与系数指示每一振型分别由加速度载荷激励的强度。

振型基于公式(9)质量矩阵进行正规化:

$$X_m=\lambda_n^T X \lambda_n \quad (9)$$

式(9)质量表示振型质量, 同时将振型刚度定义为:

$$G_n=\lambda_n^T G \lambda_n \quad (10)$$

无论振型如何调整, 振型刚度与质量间比值总表示振型特征值 ω_n^2 :

$$\frac{G_n}{X_n}=\omega_n^2 \quad (11)$$

由高层建筑建设规定可知, 高层建筑结构常采用振型分解谱法进行地震分析, 通过分析模型多个振型可知前几阶振型参与系数较大, 且参与系数与阶数呈相反趋势, 表明在计算桁架转换层地震效应时, 主要其控制的为前几阶振型。

1.3 地震反应谱分析

地震反应谱分析是将建筑结构模态分析的振型刚度与地震反应谱联合获取桁架转换层抗震设计反应谱, 以抗震设计反应谱为依据进行地震动力分析。反应谱法通过动力方法计算高层建筑桁架转换层地震反应^[13], 综合考虑地震造成的地面运动强弱、地面土地性质和结构特性对地震惯性影响, 可较好的反应地震对高层建筑桁架转换层的影响。

反应谱为单质点体系在一定地震加速度作用时的地震反应随自振周期的变化曲线, 也是阻尼的函数^[14]。不同地震加速度、土地性质以及建筑结构自振周期和阻尼等对地震反应曲线影响均不相同, 且反应谱曲线是根据单质点体系(桁架转换层)的动力计算得到^[15], 在地震加速度作用下, 依照反应谱理论得到的最大地震作用 F :

$$F=m(\ddot{x}_g+\ddot{x})_{\max}=mL_a \quad (12)$$

此时作用在桁架转换层的最大剪力 V 表示为:

$$V=GX_{\max}=KL_d \quad (13)$$

其中, L_a 和 L_d 分别表示加速度反应谱和位移反应谱, 桁架转换层的刚度和质量分别为 G 和 m 。因为加速度反应谱和位移反应谱间存在如下关系:

$$L_a=\omega^2 L_d=\frac{G}{m}L_d \quad (14)$$

将式(14)代入公式(13)可得:

$$F=mL_a=GL_d \quad (15)$$

从式(15)可知, 桁架转换层根据反应谱法计算得到的地震作用 F 与底部最大剪力 V 一致。上述关系针对多质点体系仅可获取近似结果, 高层建筑桁架转换层结构的地震水平力可转换为等效侧向力, 当完成等效侧向力计算后, 高层建筑桁架转换结构地震反应可采用静力学方法解决。

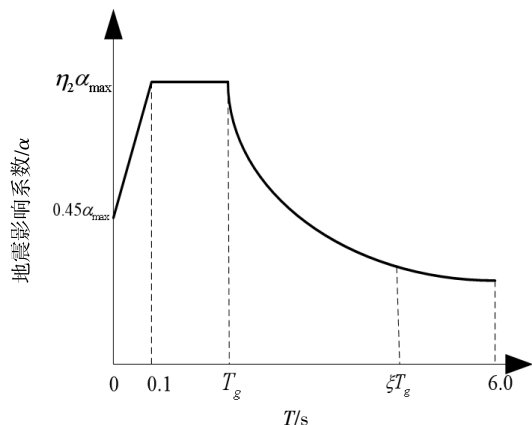


图1 地震影响系数曲线

Fig.1 Seismic effect coefficient curve

图 1 中直线上升阶段、水平段、曲线快速下降和曲线缓慢下降阶段分别存在如下关系式:

$$\alpha = (T_g / T)^k \eta_2 \alpha_{\max}, (0 \leq T < 0.1) \quad (16)$$

$$\alpha = \eta_2 \alpha_{\max}, (0.1 \leq T \leq T_g) \quad (17)$$

$$\alpha = (T_g / T)^k \eta_2 \alpha_{\max}, (T_g \leq T < 5T_g) \quad (18)$$

$$\alpha = [\eta_2 0.2^k - \eta_1 (T - 5T_g)] \alpha_{\max}, (5T_g \leq T \leq 6.0) \quad (19)$$

上述各式中, α 和 α_{\max} 分别表示地震影响系数及其最大值, η_1 和 η_2 分别表示下降段斜率调整系数和阻尼调整系数, k 为衰减系数, T 为桁架转换层自振周期。

且 k 、 η_1 和 η_2 取值分别为: $\gamma = 0.9 \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi}$,

$$\eta_2 = 0.02 + (0.05 - \xi) / 8 \text{ 和 } \eta_1 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi}。$$

针对地震作用时高层建筑桁架转换层的多条加速度记录, 选取阻尼比 ξ 为 0.005, 获取该阻尼比时的加速度反应谱, 并除以各条加速度记录最大值, 统计分析获取综合平均结果并进行平滑操作获取标准反应谱, 然后将该结果与地震系数相乘, 得到高层建筑桁架转换层的抗震设计反应谱, 根据获取的反应谱动力计算高层建筑桁架转换层的地震反应。

2 实例分析

2.1 SAP2000 分析模型

实验采用本文方法对高层建筑桁架转换层地震反应非线性分析时, 研究对象建筑结构为带钢桁架转换层的 15 层框架结构, 有限元模型如图 2 所示, 梁截面尺寸和柱截面大小均为 450×750 mm 和 750×750 mm, 转换层下柱截面和框支柱大小分别为 850×850 mm 和 1050×1050 mm, 转换层桁架的上下弦杆为箱截面, 尺寸大小为 650×650×45 mm, 斜腹杆为尺寸大小为 650×650×35×35 mm 的 H 型钢, 建筑各钢筋构件、混凝土构件和钢构件间连接方式均为铰接, 钢构件与钢筋混凝土间连接通过预埋钢板构件实现。

2.2 模态分析结果

通过对图 2 分析模型进行模态计算, 得到高层建筑桁架结构共 30 个自振周期, 模型结构在不同振型时的自振周期曲线如图 3 所示。

从图 3 曲线可知, 高层建筑桁架转换层模型结构的自振周期在前 3 阶振型时较大, 5 至 8 阶振型自振周期虽较大, 但明显低于前 3 阶, 此后 9

至 30 阶振型的自振周期非常小, 因此分析高层建筑桁架转换层地震作用反应时, 主要起作用的振型为前 8 阶振型。

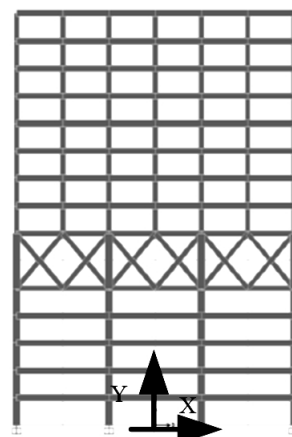


图 2 SAP2000 分析模型

Fig.2 SAP2000 analysis model

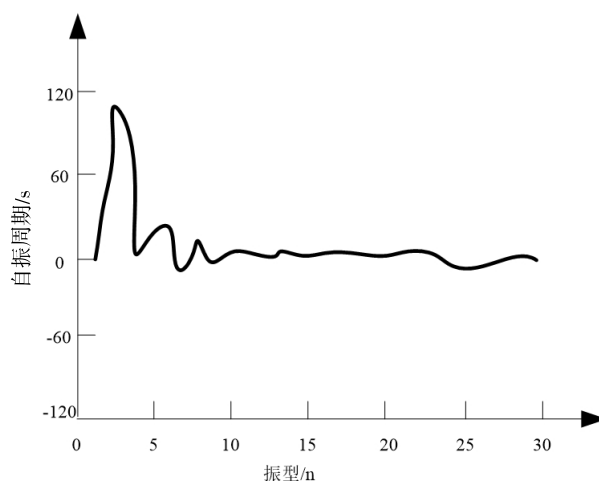


图 3 自振周期图

Fig.3 Natural vibration period diagram

2.3 位移和剪力分析

当高层建筑桁架转换层受 X 向水平地震作用时, 建筑结构整体变形中 X 向位移较大, 反之受 Y 向水平地震作用时, 建筑结构整体变形 Y 向位移较大。在处理位移数据时, 先得到建筑各层的位移或位移角变化, 然后根据位移或位移角变化反映建筑各楼层变形的规律, 图 4 和图 5 分别为建筑结构受到 X 方向地震和 Y 方向地震时的楼层位移曲线和层间位移角曲线。

从图 4 和图 5 可知采用本文方法计算得到高层建筑顶层在受到 X 向和 Y 向地震后的最大侧位移分别为 12.21 mm 和 16.12 mm, 建筑结构的层间位移角均小于 1/800。且图 4 中的层间位移曲线在

6 楼时发生突变,是由于建筑层高的不同,导致 5 楼的刚度小于 6 楼,因此层间位移在 6 楼时发生突变。

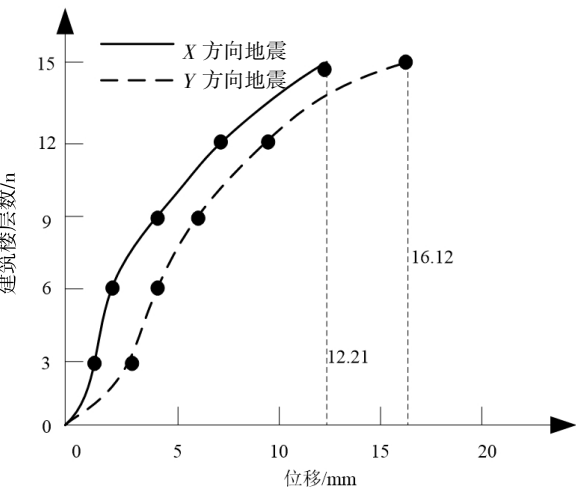


图 4 建筑结构楼层位移曲线

Fig.4 Floor displacement curve of building structure

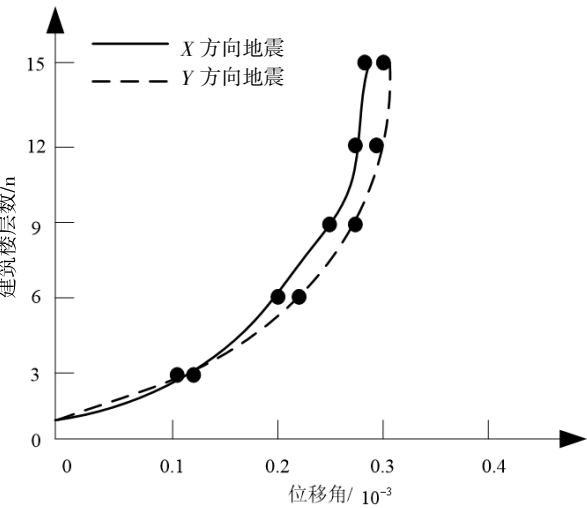


图 5 建筑结构楼层间位移角曲线

Fig.5 Displacement angle curve between floors of building structure

地震作用下由于高层建筑设置桁架转换层,导致建筑转换层所在楼层刚度增长幅度较高,因此桁架转换层及其邻近楼层的位移较小,图 5 层间位移角在转换层较其上、下层略小一些,即转换层上、下层间容易出现层间位移角突变现象,说明高层建筑桁架转换层能使建筑结构发生竖向刚度突变。且经本文方法计算得出,桁架转换层能对高层建筑的侧向位移起到约束作用,桁架转换层极易发生位移集中,是高层建筑的脆弱部分,在高层建筑设计时应重点关注桁架转换层设计。

实验将桁架转换层所在楼层中所有竖向构件

单元在底部各节点的节点力和表示楼层竖向构件的剪力,竖向构件剪力可表示桁架转换层地震反应规律,表 1 和表 2 分别为高层建筑受到 X 方向和 Y 方向地震时的总剪力和层间剪力。

表 1 建筑结构总剪力变化 (kN)

Table 1 Change of total shear force of building structure (kN)

楼层数	X 方向地震/(kN)	Y 方向地震/(kN)
1	7150	6400
2	7120	6300
3	7050	6200
4	7000	6100
5	6450	6000
6	6250	5850
7	6000	5250
8	5650	5000
9	5000	4300
10	4350	4250
11	4300	4200
12	4050	4000
13	3850	3750
14	3350	3000
15	2850	2800

表 2 建筑结构层间剪力 (kN)

Table 2 Inter-storey shear force (kN) of building structure

楼层数	X 方向地震/(kN)	Y 方向地震/(kN)
1	0	0
2	50	50
3	180	170
4	210	220
5	220	230
6	230	280
7	440	400
8	420	380
9	300	230
10	270	210
11	300	200
12	310	250
13	380	400
14	460	500
15	660	600

从表 1 数据结果可知,高层建筑桁架转换层在 X 方向和 Y 方向地震作用下的结构总剪力变化呈现楼层数增加总剪力降低的趋势,且在桁架转换层中剪力发生小幅度突变,剪力增加提升,且从表 2 数据结果可知,层间剪力在 6 楼层时发生突变,因为该楼层为桁架转换层,在该楼层时刚度突然发生变化。

2.4 地震反应时程分析

结合该高层建筑施工场地条件,选取三条地震波作为地震动输入荷载,分别为场地波、ELCentro波和规范反应谱拟合的人工地震波,根据建筑抗震规范中对地震加速度时程曲线的最大规定值,以加速度峰值 0.17 m/s^2 对三条地震波实施调幅处理,然后采用本文方法对高层建筑桁架转换层结构进行分析,比较三种地震波作用下轴10和轴11间桁架腹杆节点在Y方向时的位移时程变化,结果如图6所示。

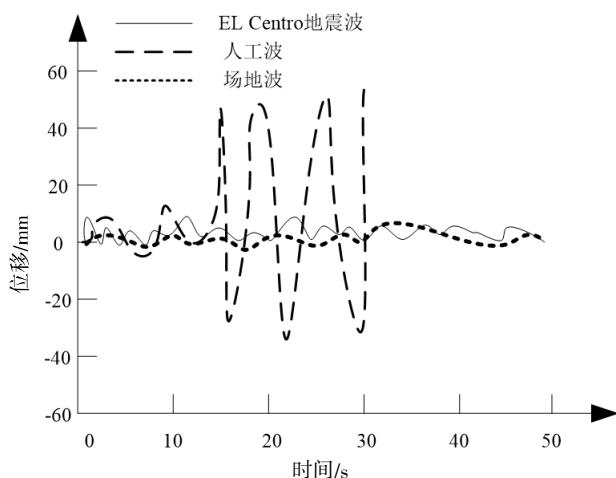


图6 桁架腹杆节点时程位移曲线

Fig.6 Time-history displacement curve of truss web link node

从图6可知,人工波地震作用下转换层腹杆节点的位移时程变化均显著高于EL Centro和场地波,且最大时程位移为56.2 mm,而EL Centro和场地波地震波下的最大时程位移分别为9.2 mm和8.6 mm。从该结果表明,高层建筑桁架转换层受不同类型地震波影响后,桁架腹杆节点均发生较大程度位移,因此需注重桁架高层建筑桁架转换层腹杆节点设计,提升建筑的稳定性。

3 结语

带桁架转换层的高层建筑转换层地震作用时容易出现位移过大现象,导致建筑结构出现危险,因此在进行高层建筑桁架转换层设计时应注重对转换层的加固设计。且根据不同地震波对桁架腹杆节点的位移时程变化影响结果可知,桁架腹杆节点在不同地震波下的位移变化均较大,因此对桁架腹杆节点设计也应重点加强。

参考文献:

- [1] 张石钰,杨毅萌,王飞,等. 复杂空间桁架节点抗震性能试验研究及有限元分析[J]. 建筑结构学报,2017,38(8): 55-64.
- [2] 张良,张莉莉,张玉品,等. 超高层桁架转换层钢结构施工技术[J]. 建筑技术,2015,46(4):334-337.
- [3] 宋戈,王来. 基于连续倒塌工况下间隔空腹桁架式钢框架受力性能分析[J]. 钢结构,2015,30(12):19-23.
- [4] 袁长丰,刘颖,李聪明,等. 超高层建筑施工过程沉降特征分析[J]. 测绘科学,2017,42(7):172-177.
- [5] 贺锋,卓军,陶洪明,等. 消能减震技术在结构抗震加固工程中的应用[J]. 工程抗震与加固改造,2015,37(4): 96-101.
- [6] 屠一勋,王志农,蔡菲红,等. 直腹桁架转换形式在高层结构设计中的应用[J]. 结构工程师,2015,31(3):1-6.
- [7] 冯跃,张莉莉,张红,等. 北京绿地中心工程施工新技术综述[J]. 建筑技术,2015,46(4):294-300.
- [8] 吴方伯,熊江陵,李钧,等. 基于空间等效桁架单元方法的钢筋混凝土结构非线性分析[J]. 建筑科学与工程学报,2015,32(3):1-6.
- [9] 张文元,张兵兵,丁玉坤. 工业建筑重型钢桁架整体稳定性分析[J]. 哈尔滨工业大学学报,2017,49(6):66-71.
- [10] 邢丽丽,周颖. 普通伸臂桁架与屈曲约束支撑型伸臂桁架最优布置方案分析[J]. 建筑结构学报,2015,36(12): 1-10.
- [11] 王秀丽,乔丽梅. 带BRB的大跨度空间钢桁架结构减震性能分析[J]. 兰州理工大学学报,2015,41(5):120-124.
- [12] 王殿龙,骆广,王欣,等. 基于弧长法的桁架臂结构全过程非线性稳定性分析[J]. 中国工程机械学报,2015,13(6):480-485.
- [13] 宋夏芸,李海旺,吴鹏程. 地震下某三心圆双向钢桁架结构体系动力弹塑性失效分析[J]. 防灾减灾工程学报,2015,35(3):398-403.
- [14] 宋冠中,叶英华,陈圣刚,等. U型薄壁RC受扭构件非线性分析模型及应用[J]. 哈尔滨工业大学学报,2017,49(6):40-47.
- [15] 赵翊君,祁爱华,高丽婷,等. 基于传感网的智能建筑设备远程控制方法研究[J]. 计算机仿真,2015,32(4): 376-379.