

# 特殊中心支撑钢框架非耗能构件抗震承载力需求研究

张文元<sup>1,2</sup>, 叶馨<sup>1,2</sup>, 赵增阳<sup>1,2</sup>

(1. 结构工程灾变与控制教育部重点实验室(哈尔滨工业大学), 黑龙江 哈尔滨 150090;

2. 土木工程智能防灾减灾工业和信息化部重点实验室(哈尔滨工业大学), 黑龙江 哈尔滨 150090)

**摘要:** 中心支撑钢框架结构具有抗侧性能良好、经济效率高, 目前, 被广泛应用于多高层钢结构工业和民用建筑当中。支撑是其耗能和抗侧力构件, 并且支撑承受的水平地震作用主要以轴力形式传递给支撑跨梁和柱。当遭遇罕遇地震时, 支撑发生屈曲或屈服, 由于内力重分布使得支撑跨梁和柱内力增大许多, 因此, 支撑跨梁和柱必须具有足够的强度和刚度, 才能保证在罕遇地震下的需求, 否则极易导致整体结构承载力及刚度迅速下降, 形成薄弱层, 进而引起倒塌。本文通过有限元模拟进行非线性时程分析, 研究中心支撑钢框架结构的罕遇地震作用效应。针对现行规范对中心支撑钢框架结构设计的相关规定, 探究房屋层数、设防烈度和设计应力比等因素对非耗能构件承载力需求的影响规律, 提出非耗能构件弹塑性阶段的补充设计方法。

**关键词:** 中心支撑钢框架; 非线性时程分析; 罕遇地震作用; 梁柱承载力需求

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2022)04-0482-09

## Study on seismic capacity demands of non-dissipative members in special concentrically braced frames

ZHANG Wenyan<sup>1,2</sup>, YE Xin<sup>1,2</sup>, ZHAO Zengyang<sup>1,2</sup>

(1. Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control (Harbin Institute of Technology),  
Ministry of Education, Harbin 150090, China;

2. Key Lab of Smart Prevention and Mitigation of Civil Engineering Disasters (Harbin Institute of Technology),  
Ministry of Industry and Information Technology, Harbin 150090, China)

**Abstract:** The concentrically braced steel frame structure has been widely used in multi-storey and high-rise steel structures because of good seismic resistance performance and economical efficiency, light weight and high strength of steel material. As energy dissipation element, the bracing resists seismic lateral force under axial force transmitting to beam and columns. When the bracing buckles or yields under severe earthquake, the demands of beams and columns will increase greatly due to the redistribution of forces. Therefore, beams and columns must have sufficient strength and stiffness to ensure the demand under severe earthquakes, otherwise it is very easy to cause overall structural collapse with rapid decline of stiffness and appearance of weak story. Based on the finite element simulation of nonlinear time history analysis, the dynamic earthquake response process of centrically braced steel frame is showed, and the effects of different conditions on the demands of columns and beams are studied. Since some studies have exposed the inadequacy of the design regulations about non-dissipative components of centrically braced steel frame structure in the current code, supplementary design methods are proposed.

**Key words:** centrically braced steel frame, nonlinear time history analysis, rare earthquake, bearing capacity demand of beam and column

特殊中心支撑钢框架结构<sup>[1]</sup>对支撑、柱、梁等抗侧力构件长细比和板件宽厚比等提出了严格的构造要求, 也对节点连接的承载力和延性进行了

严格规定, 使该结构具备了良好的延性和抗震耗能能力<sup>[2-3]</sup>, 已被越来越多地应用于各类工业与民用建筑中。为使强震作用下的结构不发生倒塌,

收稿日期: 2022-06-05

修改稿日期: 2022-08-08

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51978206)

第一作者: 张文元(1972—), 男, 博士, 教授, 主要研究方向为高层与轻型钢结构。E-mail: hitzwy@163.com

通信作者: 赵增阳(1994—), 男, 博士生, 主要研究方向为高层与轻型钢结构。E-mail: hitzhaozy@foxmail.com

并使支撑能够充分发展塑性,需确保支撑跨的梁、柱等构件不过早丧失承载力。早期的美国钢结构抗震规范<sup>[4]</sup>规定梁、柱承载力设计值可取为柱子的弹性分析内力组合与超强系数的乘积。然而有研究表明<sup>[5]</sup>,使用超强系数法进行钢柱设计可能对于某些层数不多的跨层X形支撑结构并不安全。因此,现行AISC标准<sup>[1]</sup>倾向于将各层受拉支撑的屈服拉力和受压支撑的屈曲后压力进行最不利组合,得到最不利塑性机制下的最大内力,用于特殊中心支撑框架柱和梁的强度和稳定验算。

应用中发现,将上部各层柱在塑性机制下的最不利内力相叠加,用于本层柱的强度和稳定验算,可能导致高层建筑中钢柱截面迅速增加<sup>[6]</sup>,并给基础和柱脚的设计带来巨大困难。当然,AISC标准<sup>[1]</sup>为避免得到的柱子内力过大,提出也可以使用考虑材料和几何双重非线性时程分析的方法确定柱子内力<sup>[7]</sup>。但在实际工程中,使用弹塑性时程分析的技术难度较大,所选地震动的频谱离散性也为柱内力计算结果带来了不确定性。我国的抗震规范<sup>[8]</sup>等对支撑框架柱除了弹性阶段承载力验算之外,没有额外要求。虽然我国弹性设计地震力取值高于AISC考虑地震折减系数之后的地震力,也严格限制了柱的长细比,但仍然无法限制大震时柱提前发生弹塑性失稳<sup>[9]</sup>。可见,中外标准对支撑跨钢柱的设计方法尚存缺陷,应补充实用且合理的设计方法。

关于人字形支撑横梁的设计方法,我国与AISC采用了相同方法,都按受拉支撑屈服、受压支撑屈曲的塑性机制,使用支撑屈服拉力与屈曲后受压承载力的合力作为横梁的不平衡外力进行设计<sup>[1,8]</sup>。受压支撑的屈曲后承载力是基于支撑构件在往复轴向大位移(对应数值不低于0.02 rad的层间侧移角)作用下的试验结果<sup>[10-11]</sup>,但实际结构的最大地震响应仅发生在个别时刻,大部分时刻的层间侧移均较小。因此,不但支撑受拉时很难充分发展塑性<sup>[12]</sup>,受压时也很难充分劣化到初始屈曲承载力30%的水平。有必要合理统计强震作用下人字形支撑横梁的不平衡力,为横梁设计提供依据。

本文按现行标准基于不同设防烈度设计了不同层数的特殊中心支撑框架体系,通过罕遇地震作用下的非线性时程分析,探究中心支撑钢框架结构在地震作用下的层间变形和弹塑性发展的响应机制,考察并统计结构中非耗能构件(支撑跨的梁和柱)实际承载力需求。

## 1 模型设计

### 1.1 结构布置及荷载

研究对象为4~24层建筑物,处于7~9度不同的设防烈度地区,设计地震分组为第二组,场地类别为第Ⅱ类,设计地震力按我国抗震规范的振型分解反应谱法确定,9度设防时考虑竖向地震作用。图1所示为8层结构的平面布置图和支撑榫立面布置,层高均为3.6 m,跨度7.2 m,采用刚性楼板。中心支撑框架属于单重抗侧力体系结构,由支撑承担所有水平荷载,且不需要对框架进行独立承担水平荷载的验算。因此梁与柱、柱脚与基础之间均为铰接。

楼面及屋面恒荷载标准值取5.0 kN/m<sup>2</sup>,活荷载取3.5 kN/m<sup>2</sup>。框架梁采用焊接工字形截面,钢柱为箱形截面,均采用Q355钢。支撑采用Q235钢的焊接工字形截面,腹板平面垂直于地面。

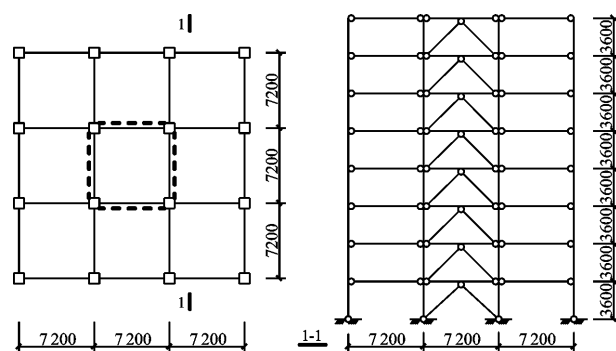


图1 8层结构的平、立面布置图

Fig. 1 Plan and elevation layout of 8-story structure

### 1.2 设计方法

采用ETABS程序,按我国抗震规范的设计方法进行结构分析、构件承载力验算和构造设计。表1给出了8层9度抗震设防计算模型的构件截面规格,为克服过分的人为超强因素,并使结构响应结果具有可比性,设计中尽量确保各模型中支撑构件的应力水平一致,应力比控制在0.9~0.95范围内,因此,表1所示截面基本是逐层变化,暂不考虑为便于制造加工而采取的相似构件规格合并的措施。

对人字形支撑的横梁按我国规范进行补充设计:按两端简支梁验算其在不计入支撑支点作用时,重力荷载和两根支撑不平衡力作用下的承载力,不平衡力应按受拉支撑屈服承载力和受压支撑屈曲后剩余承载力计算(图2);不平衡力计算公式如下。

$$F_{ub} = (1 - \eta\varphi) A f_y \sin \alpha \quad (1)$$

式中： $\eta$  为受压支撑屈曲后剩余承载力系数，我国规范取 0.3； $A$  为支撑截面积； $f_y$  为支撑材料屈服强度； $\varphi$  为轴心受压构件稳定系数； $\alpha$  为支撑与梁的夹角。

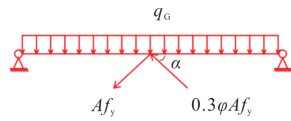


图 2 支撑跨梁不平衡力计算简图

Fig. 2 Calculation diagram of unbalanced force on the beam of braced span

根据建筑工程抗震性态设计通则 CECS160:2004<sup>[13]</sup>与美国建筑荷载规范 ASCE 7-16<sup>[14]</sup>中对中心支撑框架(单体系)的最大使用高度限制(70~

100 m)，分别设计 4、8、16 和 24 层(14.4~86.4 m)中心支撑钢框架在 7、8 和 9 度设防烈度下共计 12 个基本模型。钢柱的应力比决定了柱子在弹性设计时的富裕程度，为对比不同钢柱设计应力比对结构弹塑性性能的影响，除了 12 个基本模型钢柱应力比  $\beta$  按 0.6 进行控制之外，尚补充了应力比为 0.95 左右的情况，相当于钢柱满应力设计。对于支撑跨梁，不平衡力验算除了由支撑材料强度和截面决定外，还取决于受压支撑屈曲后剩余承载力系数  $\eta$ ，因此，除建立了按现行规范 0.3 取值设计的模型之外，还补充了  $\eta$  分别取 0.5、0.7、1.0 时中心支撑钢框架模型，探究不同剩余承载力系数取值对支撑跨梁承载力需求的影响。

表 1 8 层 9 度抗震设防计算模型的构件截面规格( $\beta=0.6$ ， $\eta=0.3$ ，单位：mm)

Tab. 1 Member section specification of 8-story 9-degree seismic fortification calculation model ( $\beta=0.6$ ， $\eta=0.3$ ，Unit: mm)

层数	柱		梁		支撑
	边柱	中柱	非支撑跨	支撑跨	
8	□300×10	□300×12	H500×200×10×16	H700×300×16×25	H175×175×10×14
7	□300×10	□300×12	H500×200×10×16	H750×300×16×28	H200×200×10×14
6	□300×10	□300×12	H500×200×10×16	H800×300×18×28	H250×225×9×14
5	□300×10	□300×16	H500×200×10×16	H800×300×18×28	H250×225×9×14
4	□300×12	□350×18	H500×200×10×16	H850×300×22×28	H250×250×10×15
3	□300×16	□400×20	H500×200×10×16	H850×300×22×28	H250×250×10×15
2	□300×16	□450×24	H500×200×10×16	H850×350×22×28	H300×250×11×16
1	□300×16	□500×26	H500×200×10×16	H850×350×22×28	H300×250×11×16

1.3 有限元建模

采用 ABAQUS 通用程序对结构进行有限元建模。根据对称性和空间协同工作原理，将空间结构简化为如图 3 所示的平面模型。使用其中第①榀的支撑框架进行接下来的时程分析，该榀框架除了承担自身的重力荷载代表值之外，尚需承担第②榀无支撑结构通过刚性楼板传来的地震力。因此，模拟时将第②榀框架所承受的楼层重力荷载代表值简化为具有方向性的点质量(只有水平方向质量 M11)，布置于计算模型的梁柱节点上，以使模型获得更接近实际情况的作用效应。

梁柱及支撑采用 B32 梁单元进行模拟，每个单元长度不超过 0.5 m。采用瑞利阻尼，阻尼比按我国抗震规范<sup>[8]</sup>取值。约束梁柱的出平面位移，释放梁和支撑两端双向弯矩，形成铰接。支撑按 1/1000 杆长考虑面外初始弯曲。先通过静力分析施加重力荷载，然后通过隐式动力分析在结构基底输入罕遇地震加速度时程。

表 2 给出了结构基本周期计算结果。在承载力和变形等均刚好满足规范要求的前提下，较高设防烈度区的地震剪力也较大，需要结构具有更大的刚度，因此，结构基本周期较小。模型涵盖了从短周期到中长周期的结构，使下文结果的统计分析具有较好的代表性。

表 2 基本周期(s)

Tab. 2 Fundamental period/s

设防烈度	7 度	8 度	9 度
4 层结构	0.601	0.538	0.453
8 层结构	1.274	1.189	0.994
16 层结构	3.055	2.837	2.432
24 层结构	5.271	5.068	3.879

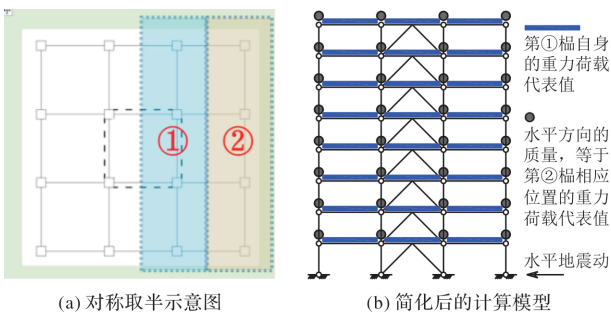


图 3 计算模型

Fig. 3 Computational model

### 1.4 地震记录的选取和调幅

地震记录来源于太平洋地震工程研究中心数据库,根据多周期点最小均方差值的方法参照我国规范设计反应谱进行选波<sup>[15-16]</sup>。按照不同层数中心支撑钢框架的基本周期范围将所选地震记录

分为三组,每组选择与目标谱均方差值最小的10条地震波完成最终调幅,使得所选地震记录在结构基本周期范围内的加速度反应谱平均值最接近设计反应谱。对于9度设防所选用的地震记录,竖向地震与水平记录的放大系数相同。

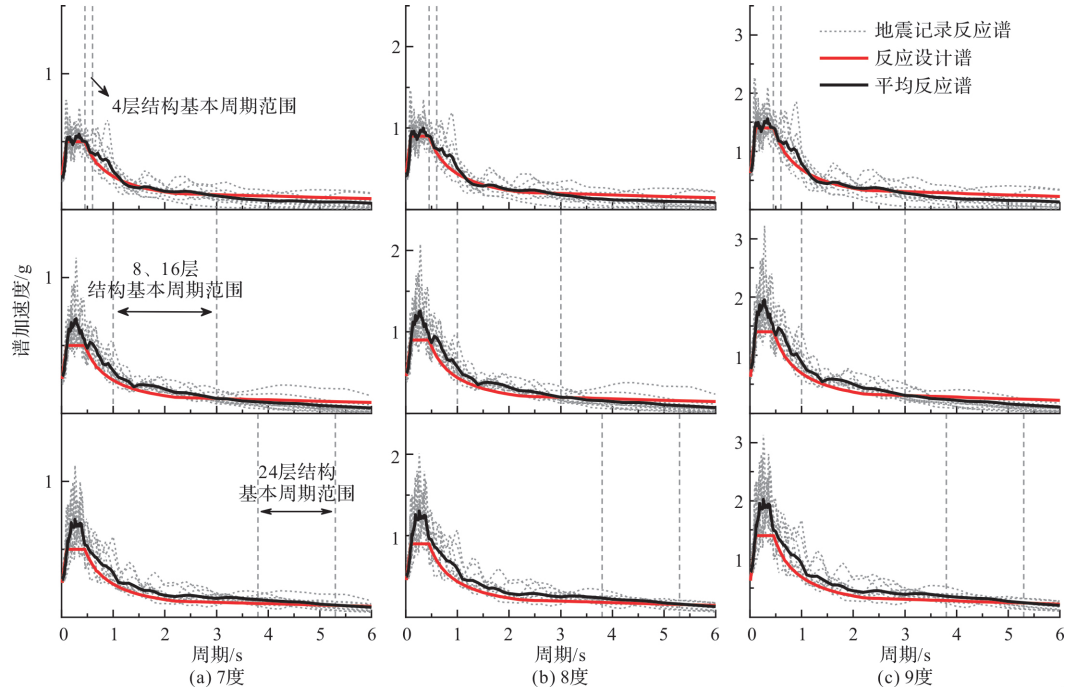


图4 地震记录的选择

Fig. 4 Selection of seismic records

地震加速度时程输入时间按照规范确定,且为了能够充分反映结构的强震响应,对4层结构输入地震波的持时为15 s,8层和16层结构输入地震波的持时为20 s,24层结构输入地震波的持时为30 s。图4给出了所选取地震记录的加速度反应谱和规范设计反应谱。

### 1.5 层间位移角分析

各模型在10条地震记录下的层间位移角时程包络值的平均值结果如图5。随着地震烈度的提高,罕遇地震下的结构层间变形增大。各楼层层间位移角平均值小于0.02,满足规范规定的1/50弹塑性变形要求。

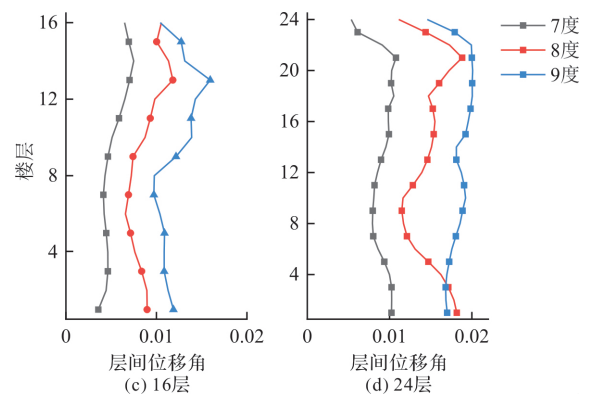
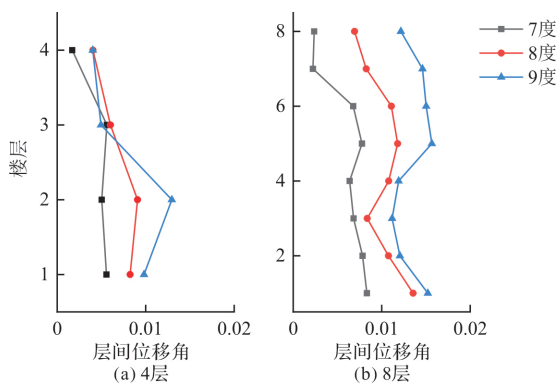


图5 各模型层间位移角平均值

Fig. 5 Mean value of story drift angle of each model



## 2 支撑跨柱承载力需求

### 2.1 层数和设防烈度的影响规律

取各楼层左侧和右侧支撑跨钢柱轴向压力时程结果的包络值 $N$ 作为该层钢柱的罕遇地震作用效应,因此, $N$ 也可以视为罕遇地震下支撑跨钢柱的轴力设计需求值。轴力需求可采用无量纲形式 $N/N_{com}$ 表示, $N_{com}$ 为弹性阶段小震工况下钢柱轴力设计值(不考虑任何放大), $N$ 和 $N_{com}$ 均不含重力荷载影响。同时,也按AISC规定的方法<sup>[1]</sup>,假设结构

在一阶模态的变形方式下,左侧受拉支撑均达到全截面屈服,右侧受压支撑均达到完全屈曲,使用图6所示的支撑屈服机制计算得到钢柱的轴力需求 $N$ .图7给出了各地震记录作用下各层柱的无量纲轴力及平均值,也给出了与AISC计算结果的对比.

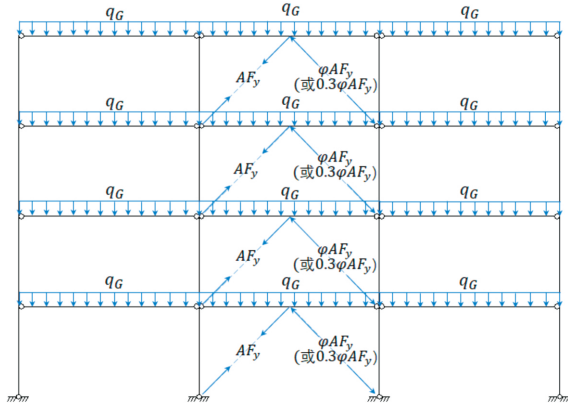
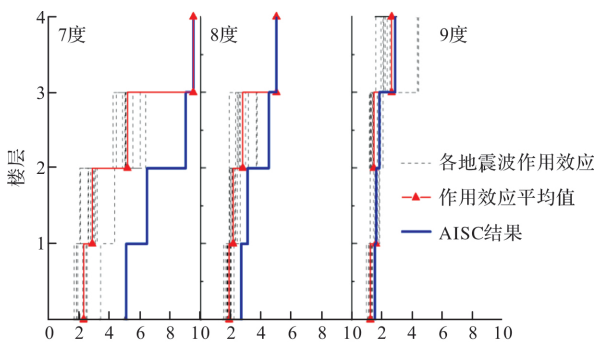
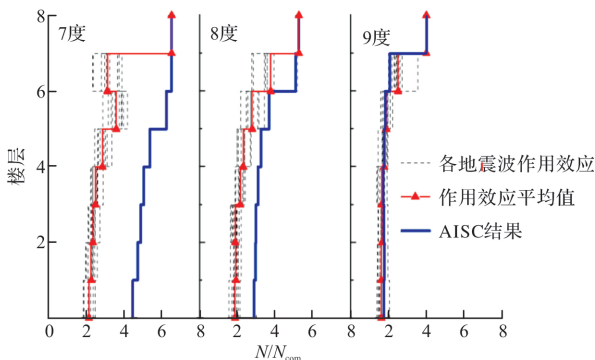


图6 支撑跨柱轴力需求的AISC计算方法

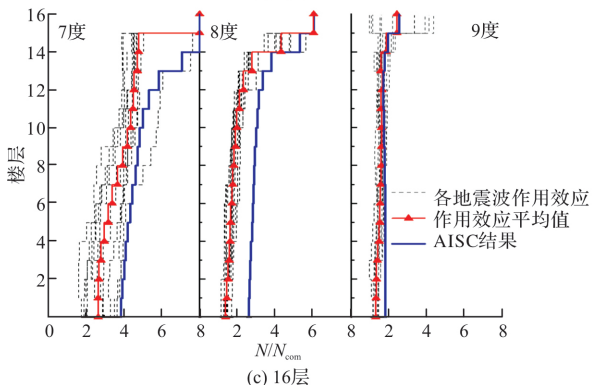
Fig. 6 AISC calculation method for axial force demand of braced span columns



(a) 4层



(b) 8层



(c) 16层

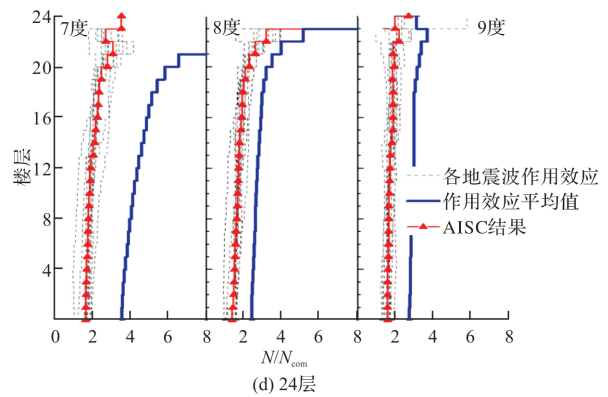


图7 中心支撑钢框架支撑跨柱无量纲化轴力

Fig. 7 Dimensionless axial force of braced span columns of concentrically braced frames

从图中可以看出,罕遇地震作用下各结构不同楼层支撑跨柱无量纲化轴力平均值接近2或超过2,钢柱实际承受的地震作用超过小震设计值许多.设防烈度相同时,随着楼层增高,无量纲化轴力增大.楼层数相同时,设防烈度越低,各层无量纲化轴力越大.由于顶部1~2层在地震荷载组合下轴力设计值很小,其截面通常不由地震作用决定,无量纲轴力结果会出现一定的放大现象,此时无现实意义.

AISC方法得到的钢柱轴力需求值与罕遇地震作用下钢柱实际承受最大轴力的分布趋势相似. AISC方法较为准确地预测了4、8层中心支撑框架结构在9度设防条件下的钢柱轴力需求.随着设防烈度的降低,按照AISC方法算得的钢柱轴力明显高于实际承载力需求.这是由于在7度和8度罕遇地震作用下,结构并没有达到AISC规定的“受拉支撑全部屈服,且受压支撑全部屈曲”的状态.此外,随着层数的增加,高阶振型的占比也随之增加,结构的变形模式也不再仅由一阶模态主导.此时,采用AISC方法对支撑跨柱进行补充设计,可能会过于保守,达不到良好的经济效益.

## 2.2 设计应力比的影响规律

弹性阶段的支撑跨柱按不同的设计应力比控制时,可以得到不同的结构模型,分析对比他们的钢柱在弹塑性阶段的承载力需求,以16层中心支撑钢框架8度设防情况为例,支撑跨柱的控制应力比分别取0.6和0.95时,两个模型中钢柱弹塑性阶段的无量纲轴力如图8(a)和图9(a),其他楼层数算例结果均相似.这两种不同控制应力比情况下钢柱的轴力值整体趋势相似,设计应力比增大,钢柱实际应力水平也有所增大.两种情况



各楼层对应无量纲化轴力平均值相差不超过 0.3, 但多条地震波作用结果离散程度增大. 图 8(b) 和图 9(b) 给出两个模型在 RSN2752 波作用下钢柱应力最大时刻 Von Mises 应力云图, 当支撑跨柱设计应力比为 0.95 时, 除绝大部分支撑发生屈服和屈曲外, 中部楼层处的支撑跨梁和支撑跨柱也进入了塑性. 在其它地震波作用下也出现了类似情况, 这与中心支撑钢框架结构只依靠支撑耗能, 梁柱保持充足承载力的设计理念相违背, 此时钢柱设计偏于危险.

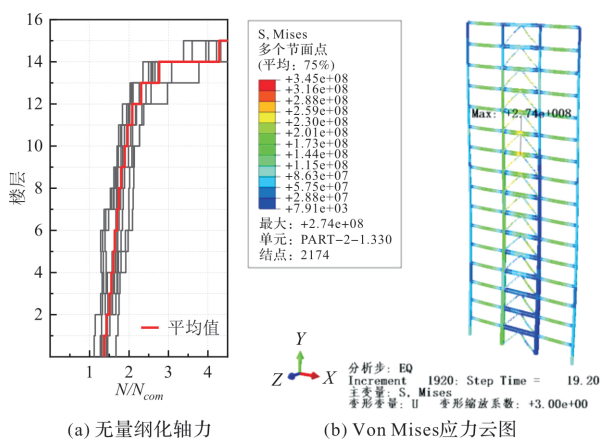


图 8 支撑跨柱设计应力比为 0.6

Fig. 8 The design stress ratio of braced span column is 0.6

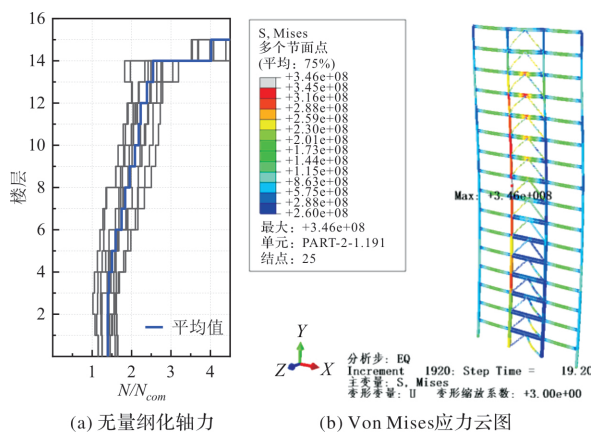


图 9 支撑跨柱设计应力比为 0.95

Fig. 9 The design stress ratio of braced span column is 0.95

显然弹性阶段设计时应控制钢柱的应力比进行适当控制. 当柱控制应力比不超过 0.6 时, 支撑跨柱最大所需承受轴力虽然超过小震弹性下设计值, 但基本没有出现支撑跨柱发展塑性的情况. 严格控制弹性设计阶段钢柱的应力比, 可以使钢柱在罕遇地震作用下具有抵抗因支撑屈曲和屈服而引起的结构内力重分布的能力. 但应该注意到, 应力比中包含了重力荷载的影响, 尚不能用来作为控制钢柱罕遇地震下承载力需求的准确指标.

## 2.3 轴力放大系数

将各个算例无量纲化轴力的平均值结果按照楼层从高往低依次排列, 如图 10, 拟合成关于楼层的双折线函数, 作为支撑跨柱在罕遇地震下的轴力放大系数. 考虑高阶模态对上部数层的影响, 将结构分为上部 4 层与下部其余数层两部分, 分别确定拟合函数的斜率为  $k_2=0.47$  与  $k_1=0.033$ ; 考虑各组模型的不同设防烈度条件分别确定 7 度、8 度与 9 度设防烈度下拟合函数的截距, 最终得到  $n$  层中心支撑钢框架第  $x$  层支撑跨柱轴力放大系数计算公式.

$$\alpha = \begin{cases} 0.033x + \beta_i, & x \leq n-4 \\ 0.47x + \beta_i - 0.437(n-4), & n-4 < x \leq n \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $\beta_i$  是抗震等级修正系数, 7 度、8 度、9 度抗震时分别取:  $\beta_7 = 2.43$ ,  $\beta_8 = 2.065$ ,  $\beta_9 = 1.7$ , 反映了不同设防烈度条件下各层支撑进入损伤状态(即受拉支撑屈服, 受压支撑屈曲)程度的大小.

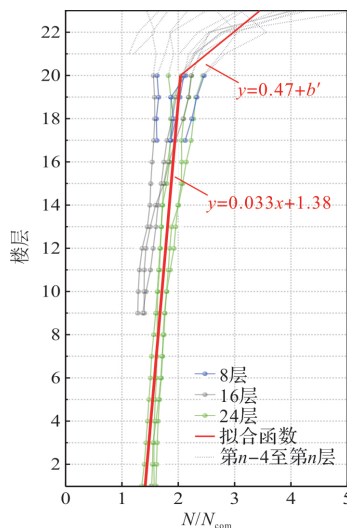


图 10 各组算例支撑跨柱无量纲化轴力与线性拟合函数

Fig. 10 Dimensionless axial force and linear fitting function of braced span column

为避免罕遇地震过程中支撑跨柱因支撑屈服和屈曲后造成的内力重分布而发展塑性和破坏, 并尽可能减少材料浪费, 建议增加支撑跨柱的内力验算, 根据公式(2)所得系数, 对小震弹性地震荷载组合下钢柱轴力设计值进行放大, 作为支撑跨柱的罕遇地震作用内力进行截面设计, 保证钢柱在此放大轴力作用下保持弹性且不发生失稳. 为验证该方法的有效性, 按该方法重新设计上述中心支撑钢框架, 重新进行每组 10 条地震记录时程分析, 并计算支撑跨柱轴力包络值  $N$  与支撑跨柱考虑放大系数后的轴力设计值  $N_{com}$  的比值. 以图 11 所示的 8 层结构计算结果为例, 可以发现, 除顶层之外该比值基本小于 1, 说明按此法加强的柱子并

不会在罕遇地震下出现更高的承载力需求, 据此完成钢柱强度和稳定验算, 能够确保大震下钢柱不会失效。同时, 此放大系数远小于 AISC 的最不利屈服机制法的结果, 确保了结构设计经济性。

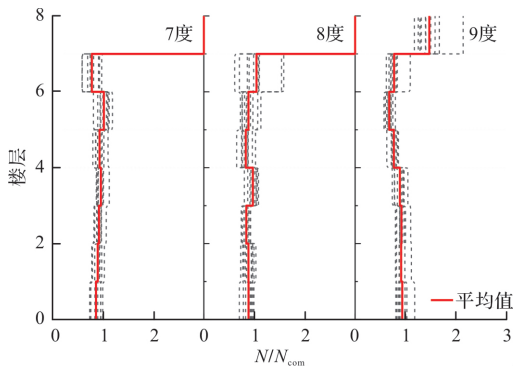


图 11 轴力放大系数作用后的钢柱轴力需求

Fig. 11 Axial force demand of steel column with axial force amplification factor

### 3 人字形支撑跨梁承载力需求

#### 3.1 各模型支撑跨梁无量纲化不平衡力

罕遇地震下支撑跨梁的内力分析主要体现在支撑往复承受拉压到达屈曲或屈服后失去对梁的支承作用, 对梁跨中造成较大不平衡力。根据时程

分析提取各条地震波作用下支撑内力, 去除重力效应, 计算支撑上端对梁跨中传递的不平衡竖向力包络值与不平衡竖向力设计力的比值  $F_{ub}/F_{ub,d}$ , 即无量纲化不平衡力。由于在整个地震过程中不平衡竖向力超过设计值的时间一般较短, 梁截面塑性积累很少, 较少可能导致梁的破坏, 对各个时刻无量纲化不平衡力进行频数频率分析, 组距取 0.1。将各层对应支撑跨梁的无量纲化不平衡力从最小值到最大值累积频率满足 95% 的组距区间上限值进行统计, 作为衡量罕遇地震作用下支撑跨梁承载力需求的指标。图 12 给出不同设防烈度不同楼层算例无量纲化不平衡力满足 95% 累积频率的区间上限值结果。

8 层 8 度设防算例 1 层支撑跨梁统计结果是 0.9, 说明在持续 20 s 的罕遇地震时程分析过程中, 无量纲化竖向不平衡力大于 0.9 的总时长不超过 1 s ( $20 \text{ s} \times (1 - 95\%) = 1 \text{ s}$ )。以此类推, 可以发现除底层外各楼层满足 95% 累积频率的无量纲化不平衡力普遍小于 1.0, 说明按现行规范要求进行不平衡力取值基本合理, 但在设防烈度较低时或对结构上部楼层偏向保守, 可考虑对不平衡力设计值进行折减。

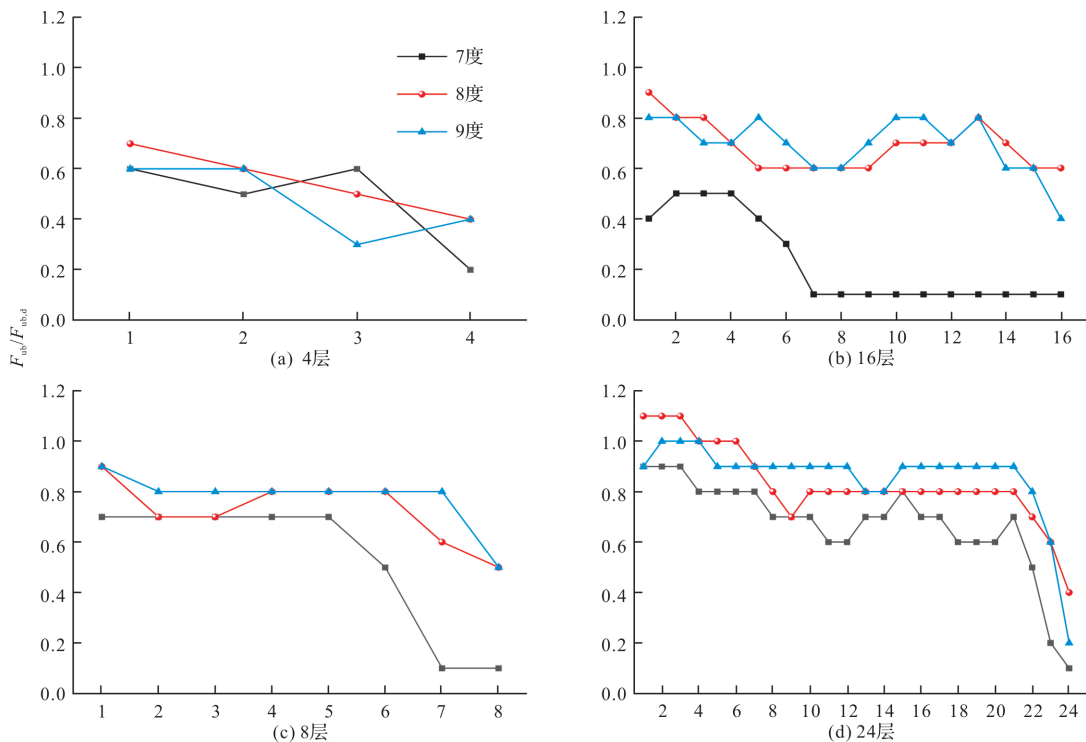


图 12 支撑跨梁跨中满足 95% 累积频率概率无量纲不平衡力

Fig. 12 Dimensionless unbalanced force with 95% cumulative frequency probability at the midspan of braced span beam

#### 3.2 受压支撑剩余承载力系数的影响

根据公式(1)可知, 支撑跨梁中不平衡力除了由支撑材料强度和截面决定外, 还取决于受压支

撑屈曲后剩余承载力系数  $\eta$  (现行规范中取 0.3)。图 13 给出 8-8-BEAM 0.5、8-8-BEAM 0.7 和 8-8-BEAM 1.0 算例 (8 层 8 度设防,  $\eta$  分别取 0.5、

0.7和1.0)各层支撑跨梁跨中无量纲化不平衡力满足累积频率95%的区间上限值。随着支撑屈曲后剩余承载力系数取值增加,不平衡力设计值减小,支撑跨梁截面变小,无量纲不平衡力增大,即梁在罕遇地震下受力程度增加。当 $\eta$ 取1.0时,除1、2层外,其他楼层满足累积频率是95%的无量纲化不平衡力仍不超过1,证明这些楼层支撑跨梁内力设计值仍然可以满足罕遇地震需求,适当减小梁截面可以节约经济成本。

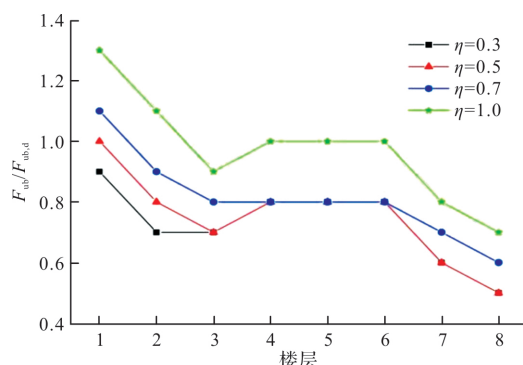


图13 不同受压支撑剩余承载力系数下

支撑跨梁跨中无量纲不平衡力

Fig. 13 Dimensionless unbalanced force at midspan of braced span beams with different residual capacity coefficients of compression braces

综合考虑支撑跨梁跨中不平衡力的分析结果,目前,中国规范对设防烈度为7、8度的多高层中心支撑框架中上部楼层支撑跨梁的内力验算过于保守,不利于材料性能的充分发挥,建议对支撑跨梁跨中不平衡力设计值进行修正:对高度较低的中心支撑钢框架结构(4层及以下),调整受压支撑屈曲后剩余承载力系数计算不平衡力设计值, $\eta$ 可取0.5~1.0;对于多高层中心支撑钢框架结构,底层仍可按照现行规范要求设计,其余楼层支撑跨梁可取 $\eta$ 值为0.5~0.7进行验算;对9度设防烈度区仍按 $\eta$ 取0.3进行验算。设计人员可根据工程的实际情况和经济目标选择合适的 $\eta$ 取值。

## 4 结论

通过对中心支撑钢框架结构有限元模型进行罕遇地震作用非线性时程分析,研究中心支撑钢框架非耗能构件梁和柱的罕遇地震作用效应,得出结论如下:

(1)我国现行规范没有考虑结构进入塑性后内力重分布对中心支撑钢框架钢柱承载力需求的影响,无法确保“大震不倒”;

(2)建议在现行规范设计方法基础上,控制钢

柱应力比或根据支撑跨柱罕遇地震作用轴力放大系数双折线公式,对支撑跨柱进行内力验算,改善中心支撑钢框架的抗震性能;

(3)支撑跨梁在罕遇地震作用下的承载力需求从总体上来说相近或低于规范设计值,实际不平衡力并没有达到设计受力程度,对中上部楼层容易使梁截面设计过大,增加经济成本;

(4)把计算中心支撑钢框架支撑跨梁跨中不平衡力时支撑剩余承载力系数的建议取值,作为现行规范设计方法的补充。

## 参考文献 References

- [1] AISC. Seismic provisions for structural steel buildings: ANSI/AISC 341-16[S]. Chicago: AISC, 2016.
- [2] ZHANG Wenyuan, HUANG Mingchao, ZHANG Yaochun, et al. Cyclic behavior studies on I-section inverted V-braces and their gusset plate connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3):407-420.
- [3] 张文元, 麦浩, 于海丰. 板式连接中心支撑钢框架结构推覆试验研究[J]. 工程力学, 2017, 34(10):128-138,167.  
ZHANG Wenyuan, MAI Hao, YU Haifeng. Push-over tests of steel concentrically braced frames with gusset plate connections[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(10):128-138,167.
- [4] AISC. Seismic provisions for structural steel buildings: ANSI/AISC 341-10[S]. Chicago: AISC, 2010.
- [5] RICHARDS P W. Seismic column demands in ductile braced frames[J]. Journal of structural engineering, 2009, 135(1): 33-41.
- [6] ADAMS D. Technology triumphs[J]. Modern Steel Construction, 2005, 45(9): 22-24.
- [7] MOMENZADEH S, SHEN J. Seismic demand on columns in special concentrically braced frames[J]. Engineering Structures, 2018, 168: 93-107.
- [8] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010  
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for Seismic Design of Buildings: GB50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [9] 童根树, 米旭峰. 钢支撑设计方法对多层框架实际抗震性能的影响[J]. 工程力学, 2008, 25(6): 107-115.  
TONG Genshu, MI Xufeng. Aseismic behavior of multistory frames based on different braces design methods[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(6):



- 107-115.
- [10] Robert Tremblay. Inelastic seismic response of steel bracing members[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58:665-701.
- [11] ZHANG Yaochun, LIAN Weian, ZHANG Wenyuan. Factors affecting the low cycle fatigue behavior around the weak axis of welded I-section bracing members [C]//Proceeding of the international conference on fracture and damage mechanics. Harbin: Key Engineering Materials 2006.
- [12] REMENNIKOV A M, WALPOLE W R. Seismic behavior and deterministic design procedures for steel V-braced frames[J]. Earthquake Spectra. 1998, 14(2): 335-355.
- [13] 中国工程建设标准化协会. 建筑工程抗震性态设计通则: CECS 160: 2004 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.
- CECS. General Rule for Performance-Based Seismic Design of Buildings; CECS 160: 2004 [S]. Beijing: China Planning Press, 2004.
- [14] ASCE. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures; ASCE/SEI 7-16 [S]. Reston, Virginia: ASCE, 2017.
- [15] STEWART J P, CHIOU S J, BRAY J D, et al. Ground motion evaluation procedures for performance-based design[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2002, 22: 765-772.
- [16] 吕红山, 赵凤新. 适用于中国场地分类的地震动反应谱放大系数[J]. 地震学报, 2007, 29(1): 69-78, 116. LV Hongshan, ZHAO Fengxin. Site coefficients suitable to China site category [J]. ACTA Seismologica Sinica. 2007, 29(1): 69-78, 116.
- (编辑 沈 波)

(上接第 481 页)

- [13] 中国国家标准化管理委员会. 人造气氛腐蚀试验 盐雾试验: GB/T 10125—2012 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2012.
- Standardization Administration of the People's Republic of China. Corrosion tests in artificial atmospheres—Salt spray tests: GB/T 10125—2012 [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2012.
- [14] 中华人民共和国铁道部. 铁路用耐候钢周期浸润腐蚀试验方法: TB/T 2375—1993[S]. 北京: 中国标准出版社, 2003.
- Test method for periodic infiltration corrosion of weathering steel for railway: TB/T 2375—1993 [S]. Beijing: China Standards Press, 2003.
- [15] 中国国家标准化管理委员会. 金属和合金的腐蚀盐溶液周浸试验: GB/T 19746—2018 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2018.
- Standardization Administration of the People's Republic of China. Corrosion of metals and alloys—Alternate immersion test in salt solution: GB/T 19746—2018 [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2018.
- [16] The Standards Policy and Strategy Committee. Corrosion of metals and alloys—removal of corrosion products from corrosion test specimens: ISO 8407—2014 [S]. Switzerland: International Organization for Standardization, 2014.
- [17] 陈尧. 腐蚀环境下基于全寿命设计需求与时变可靠度的钢结构性能退化规律研究 [D]. 南京: 东南大学, 2021.
- CHEN Yao. Research on the degradation of steel structures for the needs of structural life-cycle design and time-dependent reliability in corrosive environment [D]. Nanjing: Southeast University, 2021.
- [18] 唐其环. 低合金钢大气腐蚀数据的拟合及预测-GM (1,1)模型与回归模型的对比[J]. 腐蚀科学与防护技术, 1995, 7(3): 210-213.
- TANG Qihuan. Fitting and prediction of atmospheric corrosion data of low alloy steel comparison between GM (1,1) model and regression model[J]. Corrosion Science and Protection Technology, 1995, 7 (3): 210-213.
- (编辑 沈 波)