

多层柱间支撑门式刚架结构的纵向抗震性能研究

冉红东, 宋广凯, 刘 凯

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 当门式刚架结构高度较大时, 设置多层柱间支撑可为刚架柱提供侧向支承点以减小柱平面外计算长度, 从而减小柱截面并节省钢材, 是一种合理的做法, 然而对采用多层支撑的门式刚架结构纵向抗震性能研究较少. 为研究门式刚架结构采用多层柱间支撑时结构的纵向抗震性能, 采用有限元软件 ABAQUS 对按现行相关规范设计的五个门式刚架结构在纵向地震作用下的抗震性能进行了动力弹塑性时程分析, 研究多层柱间支撑门式刚架结构在纵向地震作用下的受力性能、破坏机理. 结果表明: 多遇地震作用下, 结构纵向侧移较小, 满足变形要求; 罕遇地震作用下, 结构纵向存在侧移不均匀、支撑塑性破坏及刚架柱在支撑平面内弯曲等问题, 不满足抗震要求. 本研究深入分析了产生以上问题的原因, 为该结构纵向抗震性能的理论分析和工程实践提供参考.

关键词: 多层支撑; 门式刚架; 时程分析; 纵向抗震性能

中图分类号: TU311.3

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2018)03-0331-08

Study on longitudinal seismic behavior of multi-tiered steel concentrically braced portal frame structure

RAN Hongdong, SONG Guangkai, LIU Kai

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: Multi-tiered bracing configuration, which can provide laterally brace in the plane of the brace at every strut level for column of portal frame structure and also reduces the steel tonnage, is commonly used in tall open single story portal frame structures. However, there are few researches on the longitudinal seismic behavior of portal frame structures with multi-tiered bracing configuration. In order to study the longitudinal seismic performance of multi-tiered steel concentrically braced portal frame structure, a finite element analysis of portal frame structure was performed to simulate the overall elasto-plastic time-history process with FEM program ABAQUS to determine some seismic performances, including mechanical behavior, failure mode etc.,. The results show that the structure meet the requirements of structural longitudinal degeneration under frequent earthquakes and may exhibit unsatisfactory seismic response including evenly drift and brace deformation demand under serve earthquake. Study further analyzes the causes of the above problems to provide reference for the future theoretical analysis and engineering practice.

Key words: multi-tiered steel concentrically brace; portal frame; time history analysis; longitudinal seismic performance

门式刚架轻型钢结构是单层建筑中常见的结构形式, 以其重量轻、造价低、施工速度快、外形美观及适用范围广等优点被广泛地应用于单层工业厂房、超市、展览馆、库房等工业与民用建筑中, 已成为当今轻型钢结构的主要形式之一^[1-2].

国内外学者对该结构开展了结构形式的优化、构件的整体和局部稳定、结构横向承载力、端板连接性能等方面的研究^[3-4]. 在抗震性能方面, 国内外学者通过试验研究^[5-7], 分析了门式刚架结构在地震作用下的受力机理和破坏形态, 综合评价

了门式刚架结构的抗震性能, 然而大多数研究仅限于门式刚架结构受横向地震作用的情况, 门式刚架结构的纵向抗震性能少有提及^[8].

柱间支撑是轻型门式刚架结构纵向抗震的核心构件, 通常由柱间交叉支撑和水平系杆组成, 其作用是保证刚架的纵向稳定性、减少柱刚架平面外计算长度和传递纵向水平荷载, 其刚度、强度及变形能力直接影响整个结构的纵向抗震能力. 高大单层建筑物多采用多层支撑, 这样不但减小了支撑长细比, 同时支撑与柱的交点也可以作为支撑柱间刚架柱平面外有效的支承点, 同时由于

非支撑柱间刚架柱通过刚性系杆与支撑柱间相连,非支撑柱间刚架柱也可认为在刚性系杆位置有可靠侧向支承点,使得柱、支撑等构件更容易满足规范严格的长细比要求,从而节省了钢材.加拿大规范 CSA S14 已将多层支撑钢框架的抗震要求写入规范,美国 AISC341 2016 年修订版也将相关要求写入其草案^[9-11],但我国规范中对柱间支撑尤其是多层支撑的抗震设计方法并未明确说明,同时国内也缺乏对多层支撑结构抗震性能的研究.随着近年来门式刚架结构在高烈度地区的大规模使用,有必要对采用多层支撑的单层轻型门式刚架结构纵向抗震性能进行深入研究.

依据文献[12]和[13]GB50011-2010,设计五个门式刚架结构,利用有限元软件 ABAQUS 对五个试件进行弹塑性时程分析,研究多层支撑门式刚架结构的纵向抗震性能.

1 门式刚架结构设计

设计了 5 个跨度、高度、支撑形式不同的门式刚架结构,具体形式见图 1 及表 1.以 GJ-1 为例,简要说明门式刚架结构的具体设计过程.

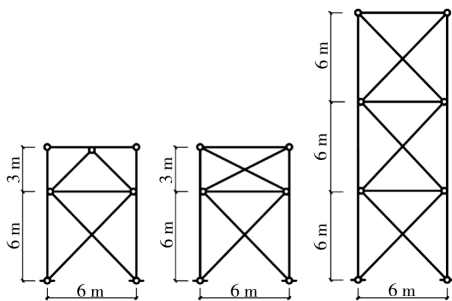


图 1 多层支撑形式

Fig. 1 Geometry of steel multi-tiered brace

表 1 门式刚架试件参数

Tab. 1 Parameters of portal frame specimen

试件	高度/m	跨度/m	吊车/t	支撑形式
GJ-1	9	18	5	a
GJ-2	9	24	20	a
GJ-3	9	18	5	b
GJ-4	9	24	20	b
GJ-5	18	36	/	c

1.1 设计条件

本结构位于西安地区,结构抗震设防烈度 8 度(0.2 g),Ⅱ类场地土,设计地震分组第 1 组.试件 GJ-1 跨度为 18 m,长度为 42 m,纵向设置 8 榀

门式刚架,柱距 6 m,柱顶高度 9 m,牛腿高度 6 m,刚架斜梁坡度为 1:10.设置一台 5 t 中级工作制软钩桥式吊车,偏心距 0.5 m.结构荷载见表 2 和表 3.

表 2 结构荷载表/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$

Tab. 2 Structural load table/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$

屋面恒载	墙面恒载	活荷载	雪荷载	基本风压
0.25	0.2	0.5	0.25	0.35

表 3 吊车荷载表/ kN

Tab. 3 Crane load table/ kN

最大轮压	最小轮压	横向水平荷载	桥架重量
104.2	30.9	5.6	140

1.2 刚架设计

刚架设计采用 PKPM 钢结构设计软件 STS 程序模块进行设计验算,刚架梁、柱均采用焊接 H 型钢截面,梁截面选取 $\text{H}400 \times 200 \times 8 \times 10$,柱截面选取 $\text{H}400 \times 200 \times 6 \times 12$,设计应力比见表 6.构件强度、刚度、稳定性及板件宽厚比均满足文献[12]的要求,各工况下柱顶最大侧移角见表 4.

表 4 柱顶最大侧移角

Tab. 4 Maximum story drift

荷载	风荷载	吊车水平荷载	地震作用
柱顶位移	$\frac{1}{1\ 086}$	$\frac{1}{1\ 073}$	$\frac{1}{445}$

1.3 支撑设计

纵向柱列承担的地震作用采用底部剪力法进行计算^[13],计算时将结构简化为双质点体系,如图 2. G_1 为位于 9 m 处的重力荷载代表值, G_2 为位于 6 m 处的重力荷载代表值.各质点重力荷载代表值分别为 $G_1 = 1.0G_{\text{恒载}} + 0.5G_{\text{雪载}}$, $G_2 = 1.0G_{\text{恒载}}$.等效重力荷载代表值 $G_{\text{eq}} = 0.85 \times (G_1 + G_2)$,计算结果见表 5.

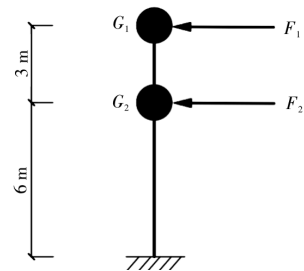


图 2 底部剪力法示意图

Fig. 2 Diagram of bottom shear method

表 5 重力荷载代表值/kN
Tab. 5 Representative value of gravity load/kN

质点	名称	代表值
G1	屋面荷载	$0.25 \times 18 \times 42 = 189$
	屋面雪载	$0.25 \times 18 \times 42 = 189$
	梁自重	$4.9 \times 16 = 78.4$
	上柱自重一半	$1.7 \times 0.5 \times 16 = 13.6$
	上柱墙自重	$0.2 \times 42 \times 1.5 \times 2 = 25.2$
	合计	401
G2	吊车梁自重	$10 \times 14 = 140$
	轨道及连接件自重	$5 \times 14 = 70$
	下柱部分自重	$(3.4 + 0.5 \times 1.7) \times 16 = 68$
	下柱墙自重	$2 \times (1.5 + 6) \times 42 \times 2 = 95.6$
	吊车桥架	140
	合计	542

根据经验估算周期为 0.7 s, 特征周期 $T_g = 0.35$ s, 阻尼比 0.05, 阻尼调整系数 1, 衰减系数 0.9, 地震影响系数最大值 0.16. 求得地震影响系数为 0.09.

利用基底剪力法:

$$F_{Ek} = \alpha G_{eq} \tag{1}$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} \tag{2}$$

表 7 门式刚架试件各构件尺寸/mm

Tab. 7 Member dimension of portal frame specimen/mm

试件	梁	柱	柱间支撑	刚性系杆
GJ-1	H400×200×8×10	H400×200×6×12	Φ60×3/83×4	Φ83×4
GJ-2	H400×200×10×16	H400×250×10×16	Φ83×4	Φ95×8
GJ-3	H400×200×8×10	H400×200×6×12	Φ60×4/83×4	Φ95×4
GJ-4	H400×200×10×16	H400×250×10×16	Φ83×4	Φ121×4
GJ-5	H600×300×10×16	H550×300×10×22	Φ83×4	Φ114×4

2 有限元模型

2.1 有限元模型及网格划分

对上述门式刚架结构进行 1:1 几何建模. 为节省计算时间对模型进行简化, 模型中保留与支撑相连的两榀刚架及相应的支撑系统, 将支撑柱间两侧的三榀刚架等效为一榀刚架, 并分别通过修改密度和弹性模量使等效刚架与所等效的三榀刚架质量和刚度相同, 等效刚架通过刚性系杆与带支撑的柱绑定连接. 保留的刚架柱、柱间支撑、刚性系杆均采用 S4R 四结点曲面薄壳单元, 减缩积分, 沙漏控制. 等效刚架柱、刚架梁、屋面系杆、屋面支撑均采用 B32 三结点二次空间梁单元.

求得 $F_1 = 37.87$ kN, $F_2 = 34.12$ kN. 将纵向地震作用、吊车纵向水平荷载、风荷载组合后进行支撑设计. 上柱支撑采用人字形支撑, 按拉压杆共同受力设计, 选用 Φ60×3 圆钢管; 下柱支撑采用交叉支撑设计, 按拉杆受力设计, 选用 Φ83×4 圆钢管. 刚性系杆及屋面支撑、系杆全部选用 Φ83×4 圆钢管. 经验算支撑及系杆全部满足强度、稳定要求, 且长细比小于限值. 支撑连接节点板按支撑极限承载力的 1.2 倍设计, 支撑设计应力比见表 6.

表 6 GJ-1 构件设计信息

Tab. 6 Member design information of GJ-1

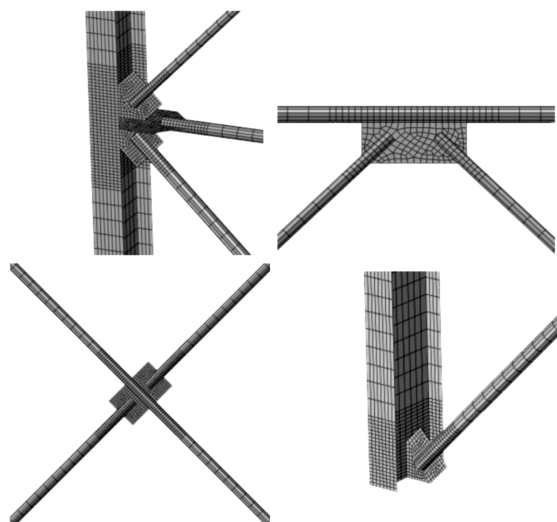
构件	最大应力比	最大长细比	长细比规范限值
梁	0.91	94	180
柱	0.90	93	180
上柱支撑	0.65	208	220
下柱支撑	0.24	300	300
系杆	0.73	214	220

GJ-1 的设计过程如上所述, 其余刚架设计过程类似, 不再赘述. 所有试件的构件截面见表 7.

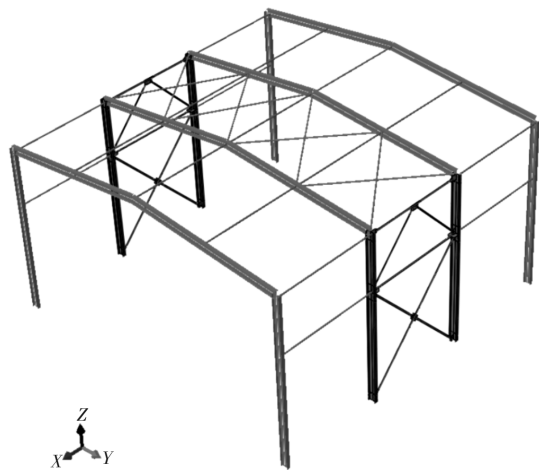
节点区采用合并壳单元共用节点方式模拟结构中柱、支撑、节点板连接. 在连接处进行网格细化来模拟节点区的应力集中, 节点区种子间隔 20 mm, 非节点区种子间隔 100 mm, 见图 3. 坐标轴沿柱强轴方向为 X 轴, 沿柱弱轴方向为 Y 轴, 沿柱高度方向为 Z 轴.

2.2 材料属性及等效密度

门式刚架的钢材选用 Q235B, 屈服强度 $f_y = 235$ MPa, 采用双折线各向同性强化模型. 弹性模量 $E = 206\,000$ MPa, 强化阶段切线模量取 $0.01E$, 泊松比为 0.3, 重力加速度为 $9\,800$ mm/s², 阻尼比为 0.05. 为了考虑地震作用的影响, 将荷载等效成质量施加在结构上. 具体做法为: 将屋面恒



(a) 节点网格划分



(b) 有限元整体模型

图 3 有限元模型及网格划分

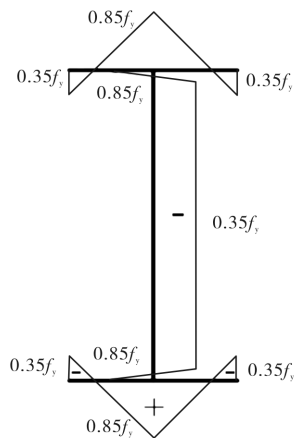
Fig. 3 Finite element model and mesh partition

载和雪荷载组合,折算为质量后换算成密度定义等效刚架斜梁材料;将墙面荷载换算成等效密度定义等效刚架柱材料。将吊车梁及轨道连接件荷载换算成点质量附加在牛腿高度并考虑偏心;将吊车桥架及起重机的质量附加在等效刚架的牛腿位置;将三榀非支撑柱间刚架的质量和相应附加质量折算成密度加在等效刚架上以考虑地震作用。

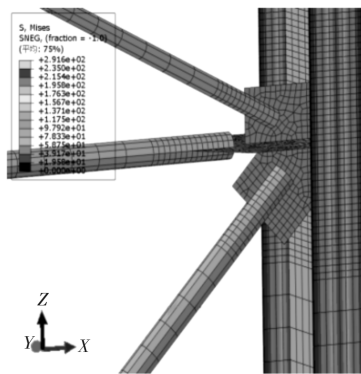
2.3 初始几何缺陷及残余应力

为了考虑初始几何缺陷的影响,刚架柱在两个主轴方向建立 1/1000 长度的初弯曲,柱间支撑、刚性系杆在支撑平面外建立 1/1000 长度的初弯曲,弯曲形式均为一个正弦半波。等效刚架、刚架梁、屋面系杆、屋面支撑则不考虑初始几何缺陷。

在刚架柱中考虑残余应力的影响,采用基于焊接 H 型钢的纵向残余应力模型,如图 4a。在有限元模型中将残余应力作为初始应力加入构件中,如图 4b。



(a) 焊接H型钢残余应力分布模型



(b) 残余应力施加局部图

图 4 残余应力施加

Fig. 4 Residual stress application

2.4 加载及边界条件

荷载参照表 1 和表 2 按照规范要求进行组合,屋面荷载全部换算为线荷载加于刚架梁上;每个刚架柱受荷范围内的墙面荷载全部施加在柱顶;吊车荷载施加在刚架柱的牛腿高度处并考虑 0.5 m 的偏心距。

在柱底形心处建立参考点,将参考点与柱底面耦合,对参考点建立边界条件,约束所有平动自由度和绕 X 轴、Z 轴的转动自由度,以此来模拟柱脚在刚架平面内刚接,在支撑平面内铰接。

3 弹塑性动力时程分析

3.1 地震波的选取及调整

相关研究表明^[14-15],地震波需要根据结构周期、场地类别、反应谱曲线选取,选取地震波整个记录的时间长度为结构基本自振周期的 10 倍以上比较合适,同时应保证在持时内包含地震记录的最强部分。根据以上要求,选取与规范中 II 类场地土反应谱拟合度较高的七条地震记录,见表 8。同时对所选取的地震波进行调幅处理,使地震波的加速度峰值等于文献[13]规定的时程

表 8 地震波信息
Tab. 8 Ground acceleration records

名称	震级	年份	地震台
圣费尔南多	6.61	1971	卡斯泰科
洛马普列塔	6.93	1989	土狼湖大坝
门多西诺角	7.01	1992	福图纳大道
赤津	6.80	2007	长冈市
兰德斯	7.28	1992	北棕榈泉
伊尔皮尼亚	6.90	1980	比萨恰
迪兹杰	7.14	1999	拉蒙特 362

分析法 8 度(0.2 g)地区所用地震加速度时程的最

大值,多遇地震作用为 70 gal,罕遇地震作用为 400 gal.

3.2 多遇地震作用动力时程分析

如表 9 所示,试件在多遇地震作用下,侧向位移较小,远小于文献[13]中关于钢结构弹性侧移角的限值 1/250. 以 GJ-4 在赤津天然波作用下的层间侧移角为例(见图 5),所有试件在多遇地震作用下,各层侧移均匀,没有侧移集中现象. 所有试件的最大应力均出现在节点域,但未达到屈服强度,同时各层支撑均处于弹性状态,表明多层支撑门式刚架结构在多遇地震作用下水平位移较小,达到结构纵向变形要求,满足“小震不坏”的抗震设防目标.

表 9 多遇地震作用下构件柱顶侧移角
Tab. 9 The top's lateral angle under frequent earthquake

地震波	GJ-1	GJ-2	GJ-3	GJ-4	GJ-5
圣费尔南多	1/2 544	1/1 785	1/3 125	1/2 083	1/1 470
洛马普列塔	1/1 680	1/1 162	1/2 358	1/1 265	1/1 162
门多西诺角	1/1 818	1/1 666	1/2 040	1/1 818	1/1 470
赤津	1/1 754	1/1 612	1/2 114	1/909	1/1 219
兰德斯	1/2 221	1/1 754	1/2 898	1/2 380	1/1 052
伊尔皮尼亚	1/1 915	1/2 000	1/2 267	1/1 953	1/869
迪兹杰	1/1 754	1/1 639	1/2 173	1/1 785	1/1 639

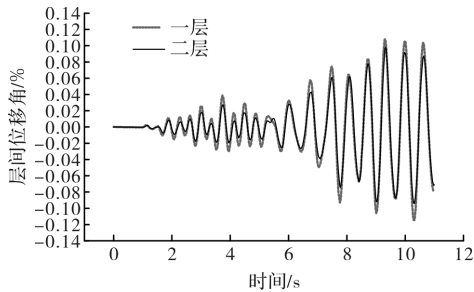


图 5 GJ-4 在赤津波作用下的层间侧移角时程曲线
Fig. 5 Tier drifts time-history curve of GJ-1 under the Cheutsu-oki

3.3 罕遇地震作用动力时程分析(以 GJ-1 为例)

刚架 GJ-1 在 8 度罕遇伊尔皮尼亚地震波作用下的变形如图 6 所示. 由图 6 可以看出,最大应力主要出现在上柱人字形支撑上和两层支撑交接的柱上. 其中上柱受压支撑在平面外发生了弹塑性屈曲现象,受拉支撑则达到了屈服强度. 而此时下柱受压支撑轻微屈曲,受拉支撑则仍基本处于弹性阶段. 而右柱中两层支撑交接处,翼缘大部分进入塑性阶段,形成塑性铰,同时由于吊车在牛腿处的偏心作用刚架柱发生明显的扭转图 6(b).

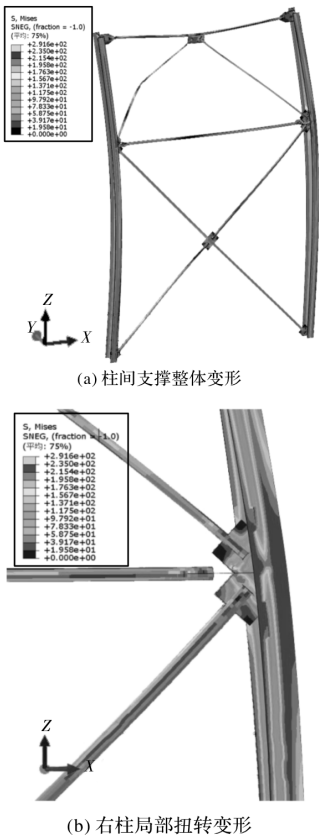


图 6 刚架 GJ-1 在伊尔皮尼亚地震波作用下 10.5 s 时的变形
Fig. 6 Deformed shape of GJ-1 under the Irpinia(t=10.5 s)

表 10 层间位移角破坏指标界限

Tab. 10 Damage index boundaries

破坏状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
层间位移比	1/200	1/100	1/50	1/20	1/12

伊尔皮尼亚地震波作用下的 GJ-1 的动力响应如图 7 所示, 柱顶最大侧移为 183 mm, 柱顶侧移角超过 2%, 按照美国加州结构工程协会在其基于性能的抗震设计蓝皮书中提出层间位移角的指标^[14-15](表 10), 结构处于中等破坏。层间侧移不均匀, 二层层间位移角明显大于一层层间位移角, 最大时达到柱顶侧移角的三倍之多, 达到严重破坏程度, 表明该层支撑发生了较大整体失稳现象, 很可能由此造成支撑构件的低周疲劳破坏。侧移集中于上层是由于随着上层首先出现受压支撑屈曲和受拉支撑屈服, 上层支撑的抗侧刚度迅速下降, 侧移全部集中于上层。如图 7c 所示, 与此同时刚架柱承受的剪力和弯矩随之增大, 在支撑平面内发生了较大的弯曲, 增加了二阶效应的不利影响。刚架柱有可能发生支撑平面内的弯扭失稳

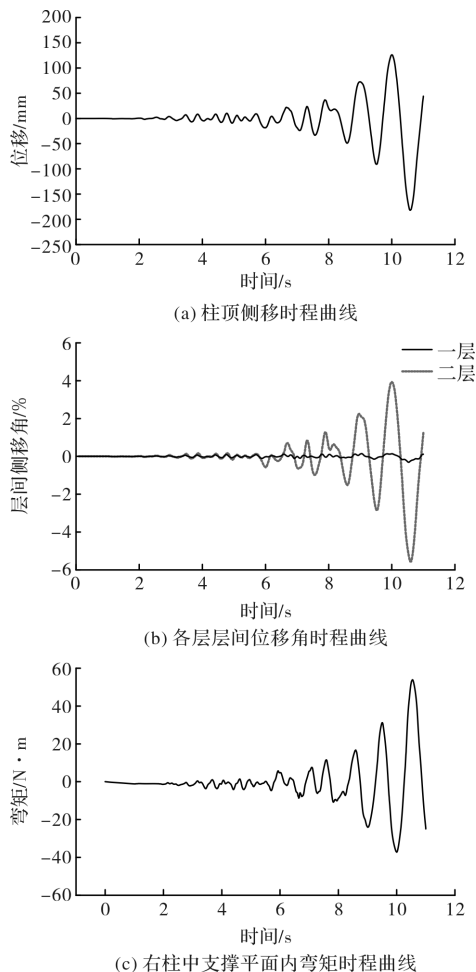


图 7 刚架 GJ-1 在伊尔皮尼亚地震波作用下的动力响应

Fig. 7 Dynamic response of GJ-1 under the Irpinia

破坏, 致使结构沿纵向倒塌。

3.4 多层支撑的抗震性能分析

五个试件在七条 8 度罕遇地震波作用下的时程分析结果如表 11 所示, 可以看出 GJ-1 的侧移全部集中在二层, 原因如上所述。更深层的原因可以从图 8b 中看出, 二层人字形支撑中的受拉与受压支撑协同工作, 受力大小一致, 直到受拉支撑与受压支撑发生较大塑性变形, 整个支撑体系承载能力骤降, 处于破坏阶段。交叉支撑通常按照拉杆设计, 这样做的目的是增大杆件的长细比限值, 达到节省钢材的目的, 设计时假定受拉杆工作, 受压杆屈曲退出工作。但从图 8a 可以看出一层交叉支撑中压杆的屈曲现象并不明显, 很大程度上也是拉压杆协同工作, 直到地震作用达到峰值时, 压杆出现明显的屈曲, 退出工作。可见按拉杆设计的交叉支撑中, 压杆也提供了相当大的承载力, 所以按拉杆设计的交叉支撑偏于安全。在交叉支撑与人字形支撑组合成双层支撑体系进入塑性阶段时, 人字形支撑刚度迅速下降, 而交叉支撑的抗侧刚度下降幅度较小, 结构侧移主要集中在二层。

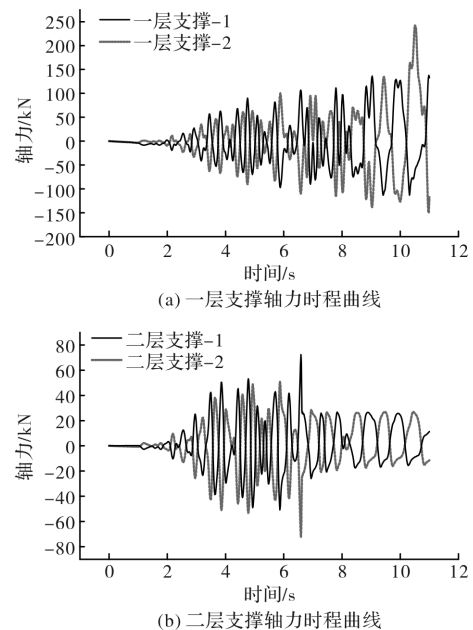


图 8 GJ-1 在伊尔皮尼亚地震波作用下支撑的轴力响应

Fig. 8 Brace axial forces Response of GJ-1 under the Irpinia

表 11 七种波作用下试件动力响应平均值

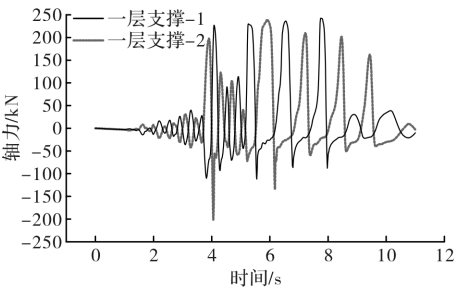
Tab. 11 Average value of dynamic response of seven ground acceleration records

动力响应参数	GJ-1	GJ-2	GJ-3	GJ-4	GJ-5
一层层间位移角峰值平均值	1/472	1/153	1/71	1/52	1/81
一层层间位移角峰值超过 2% 的数量	0	0	1	4	0
二层层间位移角峰值平均值	1/27	1/112	1/38	1/111	1/145
二层层间位移角峰值超过 2% 的数量	7	1	5	1	0
三层层间位移角峰值平均值	/	/	/	/	1/341
柱顶侧移角平均值	1/76	1/189	1/58	1/71	1/131
柱顶侧移超过 2% 的数量	1	0	2	2	0

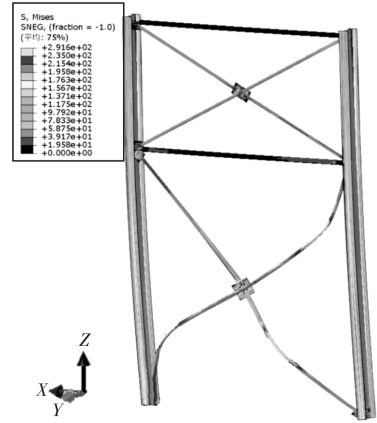
从 GJ-2 和 GJ-4 可以看出, 当二层用交叉支撑取代人字形支撑时, 层间位移角有明显的减小, 二层层间位移角峰值超过 2% 的结构数量由 7 个和 5 个都减少到 1 个, 且 GJ-2 没有出现柱顶侧移超过 2% 的情况。但一层层间位移角又出现了不同程度的增大, 对比 GJ-3 和 GJ-4, 一层层间位移角峰值超过 2% 的结构数量甚至由 1 个增加到 4 个, 表明当二层支撑加强后侧向变形主要集中在一层, 侧向位移集中的现象依然存在。如图 9 所示, 一层交叉支撑的屈曲和屈服现象明显, 过大层间侧移角使得支撑发生较大的塑性变形, 上下层支撑均屈曲, 丧失承载能力。GJ-5 为三层交叉支撑, 各层支撑形式及尺寸都相同, 由表 11 可以看出, 虽然没有出现层间侧移超过 2% 的情况, 但依然能观察到侧移不均匀的现象。

综上所述, 多层支撑门式刚架结构在罕遇地震作用下不可避免的出现各层支撑侧向位移不均匀的现象, 侧向位移趋向于集中在某一层柱间支撑, 该层过大的侧向位移使得支撑因塑性变形过大而发生破坏, 同时柱在支撑平面内发生较大弯曲变形。由于各层柱间支撑的极限承载力不同, 尤其当支撑进入塑性阶段后, 其刚度退化较大, 各层支撑塑性发展程度不同, 导致结构纵向沿高度方向侧移不均匀。在罕遇地震作用下, 当某一层柱间支撑首先进入弹塑性阶段时, 后续增加的层间剪力会由此层的柱承担, 使柱中产生额外的剪力和弯矩, 出现和规范假定相悖的支撑平面内弯曲, 而按照规范要求设计时, 未考虑柱在支撑平面内弯曲的影响, 由于刚架柱在支撑平面内为弱轴方向, 抗弯刚度较小, 不足以抵抗额外的弯矩, 从而导致柱的破坏, 同时侧向位移的集中于该层, 进而导致结构沿纵向倒塌。实际工程中, 由于为满足构造要求, 不同层通常采用不同支撑形式, 且即使各层采用相同支撑形式, 各层柱间

支撑承载力差异依然存在, 因此设计时应考虑罕遇地震下刚架柱在支撑平面内由于以上原因引起的弯矩对其承载力的影响。



(a) 一层交叉支撑的轴力时程曲线



(b) 一层交叉支撑在兰德斯地震波作用下10.12 s时的变形

图 9 GJ-4 在兰德斯地震波作用下的轴力和变形

Fig. 9 Brace axial forces and deformed shape of GJ-4 under the Landers

4 结论

(1) 在多遇地震作用下, 按照规范设计的多层柱间支撑门式刚架结构纵向位移较小, 均能满足“小震不坏”的要求。罕遇地震作用下, 由于支撑失效, 各层的层间位移角差别较大, 层间位移会集中在结构的某层柱间支撑, 这和支撑的形式及尺寸等因素有关。

(2) 按拉杆设计的交叉支撑与人字形支撑相比

偏于安全,当采用交叉支撑与人字形支撑组合时,会出现侧移不均匀现象;由于地震纵向作用时吊车的偏心作用,刚架柱在牛腿处发生了扭转现象.设计中应考虑这些不利情况.

(3)规范假定支撑可为柱在平面外提供可靠的侧向支承点的假定不合理,在罕遇地震下结构侧移较大,规范的假定和结构的实际受力不符.

(4)由于各层支撑塑性反应的不均匀分布,刚架柱在支撑平面内承受较大弯矩,所以设计时应考虑刚架柱在罕遇地震作用下由于支撑不均匀塑性反应引起的支撑平面内弯矩,按双向压弯构件设计.

参考文献 References

- [1] 王元清,石永久.现代轻钢结构建筑及其在我国的应用[J].建筑结构学报,2002,23(1):2-8.
WANG Yuanqing, SHI Yongjiu. Contemporary light-weight steel structure and its application in China[J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(1): 2-8.
- [2] 邱国桦.国内外轻型钢结构应用发展概况[J].施工技术,1999,28(8):3-5.
QIU Guohua. Application and development of light steel structure at home and abroad[J]. Construction Technology, 1999, 28(8): 3-5.
- [3] KARAMANOS A S, KARAMANOS S A. Earthquake effects on low-rise steel buildings in high seismicity areas: a designer's view[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1997, 44(1-2): 115-128.
- [4] 申林,胡天兵,蔡益燕.门式刚架结构抗震分析[J].建筑结构,2002,32(12):48-49.
SHEN Lin, HU Tianbing, CAI Yiyen. Anti-seismic analysis to gabled frame structure[J]. Construction Structure, 2002, 32(12): 48-49.
- [5] 徐勇,陈以一,程欣,等.轻型门式刚架抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2010,31(10):77-82.
XU Yong, CHEN Yiyi, CHENG Xin, et al. Experimental research on hysteretic behavior of light-weight steel portal frame[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(10): 77-82.
- [6] 苏明周,王振山,王乾,等.单层单跨变截面轻型门式刚架结构振动台试验研究[J].土木工程学报,2012,45(10):98-108.
SU Mingzhou, WANG Zhenshan, WANG Qian, et al. Shaking table test on single-story single-bay light-weight portal frames with tapered members[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(10): 98-108.
- [7] HWANG J S, CHANG K C, LEE G C. Seismic behavior of gable frame consisting of tapered members[J]. Journal of Structural Engineering, 1991, 117(3): 808-821.
- [8] 冉红东,焦培培,苏明周.单层单跨门式刚架结构纵向抗震性能时程分析[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),45(3):336-340.
RAN Hongdong, JIAO Peipei, SU Mingzhou. The longitudinal seismic time history analysis of one-story single-span portal frame structure[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2013, 45(3): 336-340.
- [9] IMANPOUR A, STOAKES C, TREMBLAY R, et al. Seismic stability response of columns in multi-tiered braced steel frames for industrial applications [C]// Structures Congress 2013, Reston VA: ASCE, 2013: 2650-2661.
- [10] IMANPOUR A, TREMBLAY R. Seismic design of steel multi-tiered braced frames application of incremental static analysis for design of steel multi-tiered braced frames [C]//EUROSTEEL, Naples: Eurosteel, 2014.
- [11] IMANPOUR A, TREMBLAY R, DAVARAN A, et al. Seismic performance assessment of multitiered steel concentrically braced frames designed in accordance with the 2010 AISC seismic provisions[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(12): 1-13.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部.门式刚架轻型房屋钢结构技术规范:GB51022-2015[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.
Ministry of housing and urban and rural construction in People's Republic of China. Technical code for steel structure of light-weight building with gabled frame: GB51022-2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.
- [13] 中华人民共和国建设部.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 Construction of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [14] 王智军,王斌,李银文.结构动力弹塑性分析地震波的选取原则[J].兰州理工大学学报,2013,39(4):138-142.
WANG Zhijun, WANG Bin, LI Yinwen. Selection principle of earthquake waves in structural dynamic elasto-plastic analysis[J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2013, 39(4): 138-142.
- [15] 杨溥,李英民,赖明.结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J].土木工程学报,2000,33(6):33-37.
YANG Pu, LI Yingmin, LAI Ming. A new method for selecting inputting waves for time-history analysis [J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(6): 33-37.
- [16] PARK J, ELLINGWOOD B R. Seismic damage analysis of reinforce concrete building[J]. Structure Engineering ASCE, 1985, 111(4): 372-384.
- [17] ELLINGWOOD B R. Reliability-based performance concept for building construction[J]. Structural Engineering Worldwide, 1998(4): 178-182.

(编辑 吴海西)