

引文格式:张振泰,岳庆霞.空腹桁架转换结构腹杆刚度对结构内力与抗震性能的影响研究[J].建筑科学与工程学报,2025,42(1):90-100.
ZHANG Zhentai, YUE Qingxia. Study on influence of web member stiffness on structural internal force and seismic performance in vierendeel truss transfer structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2025, 42(1): 90-100.

DOI:10.19815/j.jace.2023.07089

空腹桁架转换结构腹杆刚度对结构内力与抗震性能的影响研究

张振泰¹,岳庆霞^{1,2}

(1. 山东建筑大学 土木工程学院,山东 济南 250101;

2. 山东建筑大学 建筑结构加固改造与地下空间工程教育部重点实验室,山东 济南 250101)

摘要:为研究腹杆刚度对结构整体受力性能的影响,建立了考虑不同腹杆刚度的空腹桁架转换框架结构模型,分别进行了竖向荷载和地震增量下的动力分析。结果表明:适当增大腹杆刚度能够减小上、下弦杆的弯矩峰值,增加竖向刚度;当腹杆与弦杆的刚度比接近0.8时,下弦杆跨中位置处和腹杆位置处的正弯矩大致相同;随着地震动强度的增大,腹杆刚度对结构抗震性能的影响显著增加;腹杆刚度增大时,结构在罕遇地震或极罕遇地震时的抗倒塌能力有所降低,抗倒塌储备系数减小;边腹杆与弦杆的线刚度比值从0.078增大至1.323时,结构在罕遇地震作用下达到生命安全性能水准的概率增大44%,在极罕遇地震作用下达到防止倒塌性能水准的概率增大98%;对于空腹桁架转换结构,优化设计时应综合考虑腹杆刚度改变对结构内力与抗震性能的影响。

关键词:空腹桁架转换结构;腹杆刚度;静力性能;抗震性能;易损性分析

中图分类号:TU375

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2025)01-0090-11

Study on influence of web member stiffness on structural internal force and seismic performance in vierendeel truss transfer structure

ZHANG Zhentai¹, YUE Qingxia^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Shandong Jianzhu University, Jinan 250101, Shandong, China;

2. Key Laboratory of Building Structural Retrofitting & Underground Space Engineering,
Ministry of Education, Shandong Jianzhu University, Jinan 250101, Shandong, China)

Abstract: In order to investigate the influence of web member stiffness on the overall mechanical performance of the structure, an vierendeel web truss transfer frame structure model considering model different web stiffness was established, and dynamic analyses were conducted under vertical loads and seismic increments. The results show that appropriately increasing the stiffness of the web member can reduce the peak bending moment of the upper and lower chord members and increase the vertical stiffness. When the stiffness ratio of the web member to the chord member approaches 0.8, the positive bending moments at the mid span position of the lower chord member and the web member position are approximately the same. With the increase of seismic intensity, the influence of web stiffness on the seismic performance of structures

收稿日期:2023-11-09

基金项目:国家自然科学基金项目(52038006,52378307)

通信作者:岳庆霞(1979-),女,工学博士,教授,博士生导师,E-mail:yueqx@sdjzu.edu.cn.

significantly increases. When the stiffness of the web increases, the anti-collapse ability of the structure decreases in rare or extremely rare earthquakes, and the anti-collapse reserve coefficient decreases. When the ratio of linear stiffness of the side web member to the chord member increases from 0. 078 to 1. 323, the probability of structure reaching the level of life safety performance under rare earthquake action increases by 44%, and the probability of reaching the level of collapse prevention performance under extremely rare earthquake action increases by 98%. For the web member stiffness of the vierendeel truss transfer structure, the impact of its changes on the internal forces and seismic performance of the structure should be comprehensively considered for optimization design.

Key words: vierendeel truss transfer structure; web member stiffness; static performance; seismic performance; fragility analysis

Author resume: YUE Qingxia(1979-), female, PhD, professor, E-mail: yueqx@sdjzu. edu. cn.

0 引 言

随着建筑功能多样化要求的提高,带转换层结构的应用日益广泛^[1-2]。空腹桁架转换结构由上弦杆、下弦杆以及竖腹杆组成,构件之间共同受力协调变形,与一般转换结构相比可以减小构件截面尺寸、增加净高且有利于空间的利用。众多学者对空腹桁架转换结构的受力性能以及设计方法展开探究。张誉等^[3]分别对空腹桁架和梁式转换结构进行了竖向和水平往复荷载试验研究,试验结果表明空腹桁架转换结构的受力性能更加优越。Aykaç 等^[4]经试验研究发现,在弦杆与腹杆交界处设置交叉斜筋可以有效防止杆件的剪切破坏。戴国亮等^[5]通过缩尺拟动力试验研究并结合数值模拟的方式,提出空腹桁架结构中的腹杆可按照纯弯构件进行设计。Wang 等^[6]对空腹桁架梁的极限承载能力进行试验研究,推导出上、下弦杆在不同临界轴力情况下的承载力计算公式。傅传国等^[7]通过试验研究发现,叠层空腹桁架转换结构的整体工作性能良好,设计过程中应考虑多道防线,确保上部结构先于转换结构进入破坏状态。李玉莹等^[8]通过理论分析,对空腹桁架的受力机理进行了详细剖析,为此类结构设计提供了依据。吕剑勇^[9]探讨了弦杆尺寸和腹杆布置对托墙和托柱空腹桁架转换结构静力性能的影响,为实际工程应用提供参考。简斌等^[10]针对空腹桁架转换层框架结构,基于“强转换”的设计理念,提出“三道防线抗震设防”设计方法,给出了不同构件的内力调整措施以及具体的控制指标。

对于托柱型空腹桁架转换,上部承托的柱子一般为两根或两根,实际工程中两种结构的示意图如图 1 所示。从图 1 可以看出,托单柱空腹桁架转换

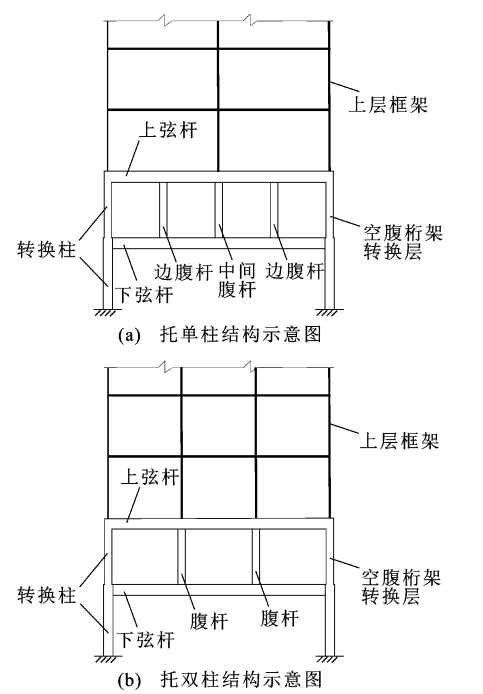


图 1 托柱型空腹桁架结构
Fig. 1 Vierendeel truss structure with upper supporting columns

结构腹杆数量较多,而托双柱空腹桁架转换结构仅在上部框架柱下方设置腹杆。

在近年来的建筑设计和研究中,空腹桁架转换结构得到了较多的关注,但对于托单柱空腹桁架转换结构的研究相对较少。在托单柱空腹桁架转换结构中,边腹杆是构成转换结构的关键构件,其截面尺寸大小(刚度)对结构整体受力性能具有显著影响。因此,通过对具有空腹桁架转换层框架结构的内力与抗震性能进行分析,以边腹杆刚度为变量,探究腹杆刚度变化对结构静力性能以及抗震性能的影响,旨在为此类结构设计提供参考。

1 工程算例设计

1.1 算例概况

建立一个五层 RC 框架结构,第 1 层层高 3.9 m,第 2 层层高 3.6 m,第 3~5 层层高 3.3 m,总高度 17.4 m。设计使用年限为 50 年,抗震设防烈度为 7 度(峰值加速为 $0.1g$, g 为重力加速度),建筑场地类别为 II 类,设计地震分组为第 2 组,框架抗震等级为三级。底层柱截面为 $500\text{ mm}\times 500\text{ mm}$,第 2~5 层柱截面为 $400\text{ mm}\times 400\text{ mm}$;框架梁截面尺寸为 $300\text{ mm}\times 500\text{ mm}$,在 X 向框架梁中间增设一道次梁,次梁尺寸为 $200\text{ mm}\times 400\text{ mm}$,结构平面布置见图 2。第 1、2 层的梁、柱、转换构件混凝土强度为 C40,其余构件混凝土强度为 C30,各构件纵向受力钢筋以及箍筋均采用 HRB400 级钢筋。

第 1、2 层楼板以及屋面板厚 120 mm ,3、4 层板厚 100 mm 。第 1、2 层楼面恒荷载取值 4.5 kPa ,第 3、4 层楼面恒载 4.0 kPa ,活载 3.5 kPa ;第 5 层屋面恒载 5.0 kPa ,屋面活载 2.0 kPa 。

空腹桁架转换层设置于 A、E 轴线第 2 层,转换层均设置于 A、E 轴线,KJ2 结构 A 轴线立面图如图 2 所示。空腹桁架转换构件尺寸为:上、下弦杆尺寸为 $400\text{ mm}\times 600\text{ mm}$,中间竖腹杆尺寸为 $400\text{ mm}\times 400\text{ mm}$,考虑到中间竖腹杆主要起传递荷载作用,故中间竖腹杆尺寸不变。考虑竖腹杆刚度变化对结构受力性能的影响,设计了 5 种不同的边腹杆尺寸,边腹杆与弦杆的线刚度比值也随之变化,构件参数如表 1 所示,5 个算例命名为 KJ1~KJ5。

依据中国设计规范^[11]中的规定以及有关研究^[12],对转换层相关构件的内力标准值进行调整。其他普通框架构件按照相应设计规范进行设计,采用 YJK 软件设计配筋,构件配筋情况见图 3。在 Perform-3D 中建立相应弹塑性模型,梁、柱以及转换构件均采用纤维截面杆系单元。钢筋本构采用双折线模型;为考虑箍筋的约束作用,建立约束混凝土本构和非约束混凝土本构,约束混凝土采用修正的 Kent-Park 模型^[13],非约束混凝土选取《混凝土结构设计规范》^[14]附录中混凝土单轴受压本构。

1.2 模型验证

在进行内力分析和弹塑性分析之前,使用 Perform-3D 软件对所建立的结构进行模态分析,获得 KJ1~KJ5 结构的前 3 阶振型对应的周期 T_1 、 T_2 、 T_3 。同时,将这些结果与 YJK 计算结果进行比较,结果见表 2。经过对比可以发现,两种软件的模式

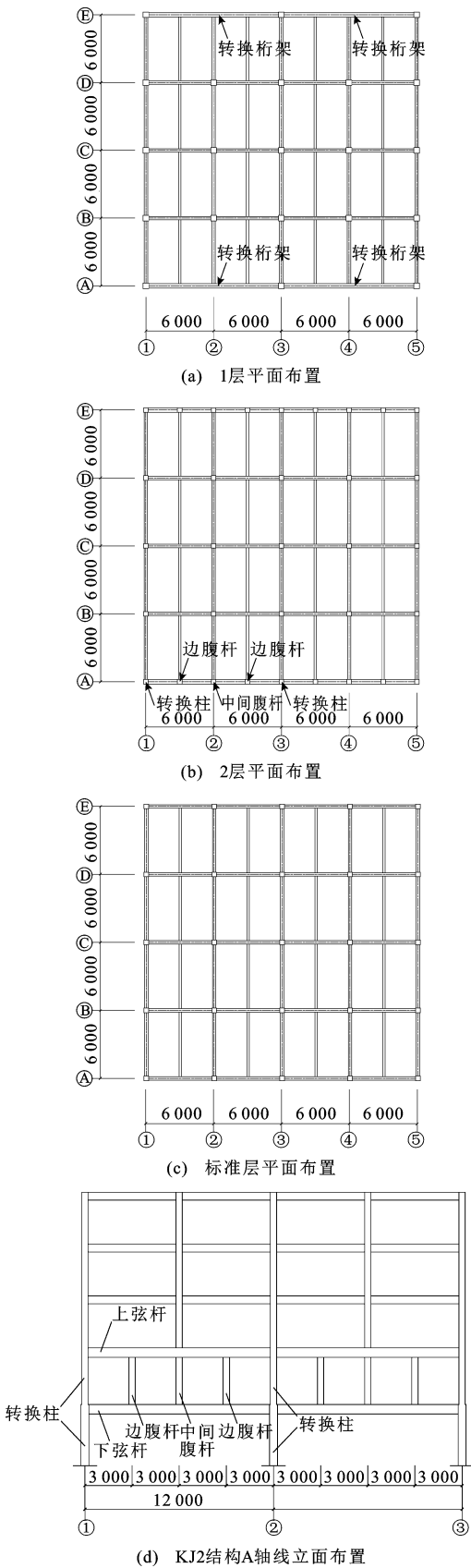


图 2 结构平面布置以及 KJ2 的 A 轴线立面图(单位:mm)
Fig. 2 Structural plane layout and elevation view of axis A for KJ2 (unit:mm)

表 1 KJ1~KJ5 边腹杆尺寸

Table 1 Dimensions of edge web members for KJ1-KJ5

算例	边腹杆尺寸	边腹杆与弦杆的线刚度之比
KJ1	300 mm×300 mm	0.078
KJ2	400 mm×400 mm	0.247
KJ3	400 mm×500 mm	0.482
KJ4	400 mm×600 mm	0.833
KJ5	400 mm×700 mm	1.323

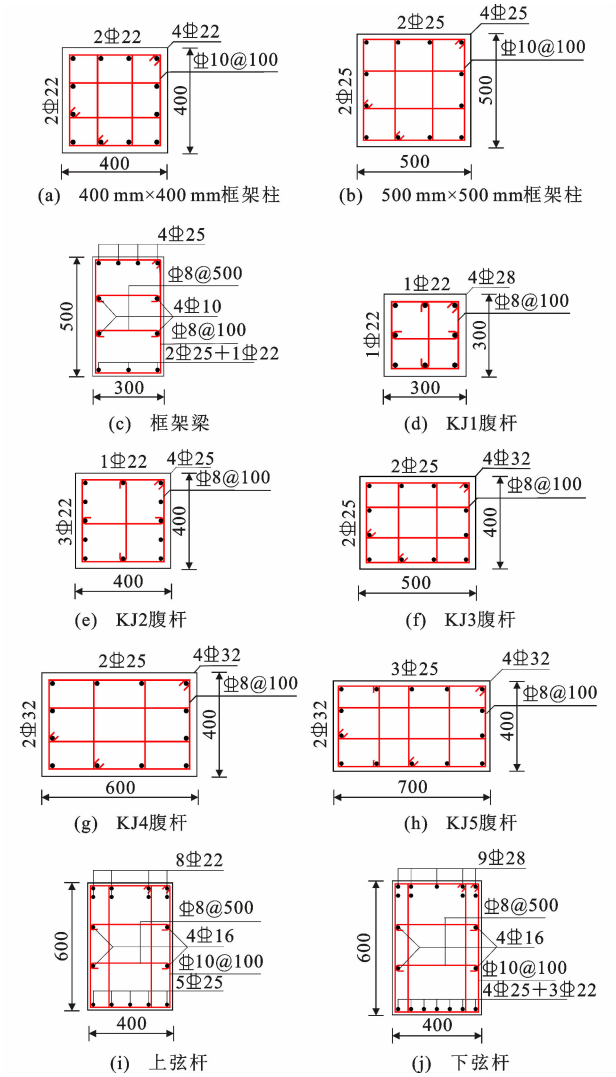


图 3 构件截面配筋(单位:mm)

Fig. 3 Reinforcement of components (unit:mm)

分析结果基本一致,验证了模型的有效性,所建立的模型可以用于后续的弹塑性分析。

2 竖向荷载下结构受力分析

对竖向荷载作用下 KJ1~KJ5 转换层上、下弦杆的正、负弯矩峰值以及最大挠度进行对比分析。

为对比竖向荷载作用下上、下弦杆的弯矩 M 变化情况,将各算例 A 轴线转换层上、下弦杆正负弯

表 2 KJ1~KJ5 周期计算对比

Table 2 Comparison of period calculation of KJ1-KJ5

算例	T_1/s		T_2/s		T_3/s	
	Perform-3d	YJK	Perform-3d	YJK	Perform-3d	YJK
KJ1	0.961	0.969	0.820	0.838	0.761	0.779
KJ2	0.961	0.969	0.782	0.805	0.725	0.747
KJ3	0.961	0.968	0.759	0.779	0.702	0.722
KJ4	0.961	0.968	0.741	0.759	0.686	0.703
KJ5	0.961	0.968	0.730	0.744	0.676	0.689

矩变化列于表 3。从表 3 可以发现,对于空腹桁架转换结构,在承受竖向荷载时,上、下弦杆的弯矩与竖腹杆截面尺寸(刚度)密切相关。边腹杆尺寸增大时,上、下弦杆支座位置的负弯矩以及跨中位置的正弯矩逐渐减小;在腹杆位置处,上、下弦杆的弯矩逐渐增大;同时,弦杆的弯矩峰值位置发生改变。

为更清晰地表示竖向荷载作用下空腹桁架转换结构上、下弦杆弯矩的分布形式,绘制 KJ2 的 A 轴线上、下弦杆弯矩图,如图 4 所示。通过图 4 可以看出,空腹桁架结构的上、下弦杆除了在支座位置以及跨中位置处弯矩较大,在边腹杆位置处也存在一定数值的弯矩。

结合表 1 和表 3 可知,边腹杆与弦杆刚度比值改变时,下弦杆在跨中位置以及腹杆位置处的正弯矩变化情况,见图 5。由图 5 可知:当边腹杆尺寸较小时,弦杆的正、负弯矩幅值出现于跨中和支座处,如 KJ1、KJ2、KJ3;若边腹杆尺寸过大,则可能导致弦杆的弯矩幅值出现于边腹杆位置处,如 KJ4、KJ5。

将竖向荷载作用下转换层下弦杆挠度变化情况列于表 4。通过表 4 可知,边腹杆尺寸的增大能够增加结构整体竖向刚度,减小结构的竖向挠度。

结合以上分析可以得出:在竖向荷载作用下,通过适当增加边腹杆尺寸,可以降低弦杆的弯矩峰值,同时使得弦杆弯矩峰值相接近,有利于充分发挥材料性能,且可以提高结构整体竖向刚度,减小挠度变形;边腹杆尺寸不宜过大,否则弦杆的弯矩峰值出现在边腹杆位置处。根据图 5 分析结果,刚度比接近 0.8 时,下弦梁跨中位置处和腹杆位置处的正弯矩大致相同,因此建议在具体设计时,可以根据各处弯矩峰值大致相等的原则来确定腹杆尺寸。

3 抗震性能分析

首先对 KJ1~KJ5 在小震作用下层间位移角分布规律进行分析,之后基于增量动力分析方法进行

表 3 KJ1~KJ5 上、下弦杆弯矩变化

Table 3 Variation of bending moments of upper and lower chord members for KJ1-KJ5

算例		支座位置 $M^-/(kN \cdot m)$	腹杆位置 $M^-/(kN \cdot m)$	$M^-_{max}/(kN \cdot m)$	跨中位置 $M^+/(kN \cdot m)$	腹杆位置 $M^+/(kN \cdot m)$	$M^+_{max}/(kN \cdot m)$
KJ1	上弦杆	494	71	494	429	143	429
	下弦杆	861		861	548	241	548
KJ2	上弦杆	471(↓)	143(↑)	471(↓)	406(↓)	212(↑)	406(↓)
	下弦杆	823(↓)	27(↑)	823(↓)	499(↓)	317(↑)	499(↓)
KJ3	上弦杆	450(↓)	201(↑)	450(↓)	385(↓)	268(↑)	385(↓)
	下弦杆	788(↓)	91(↑)	788(↓)	460(↓)	381(↑)	460(↓)
KJ4	上弦杆	432(↓)	249(↑)	432(↓)	366(↓)	315(↑)	366(↓)
	下弦杆	758(↓)	149(↑)	758(↓)	426(↓)	439(↑)	439(↓)
KJ5	上弦杆	417(↓)	283(↑)	417(↓)	349(↓)	350(↑)	350(↓)
	下弦杆	738(↓)	197(↑)	738(↓)	401(↓)	487(↑)	487(↑)

注： M^-_{max} 为支座位置处与腹杆位置处负弯矩较大值； M^+_{max} 为跨中位置处与腹杆位置处正弯矩较大值；“↓”表示相较于上一算例弯矩下降，“↑”表示相较于上一算例弯矩上升，即 KJ2 对比 KJ1，KJ3 对比 KJ2，以此类推。

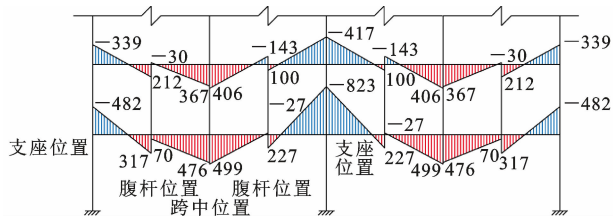


图 4 KJ2 的 A 轴线上、下弦杆弯矩图(单位:kN·m)

Fig. 4 Bending moment diagram of upper and lower chord members on A-axis of KJ2 (unit:kN·m)

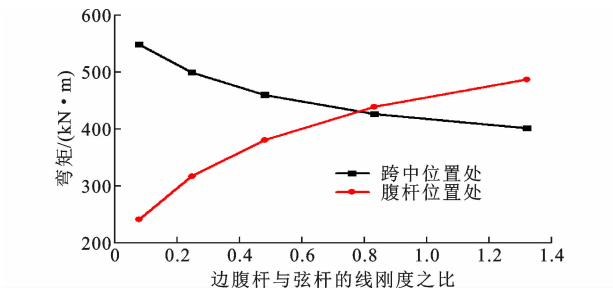


图 5 KJ1~KJ5 下弦杆不同位置处正弯矩

Fig. 5 Positive bending moments at different positions of KJ1-KJ5 lower chord members

表 4 KJ1~KJ5 的下弦杆挠度

Table 4 Lower chord member deflection of KJ1-KJ5

算例	KJ1	KJ2	KJ3	KJ4	KJ5
最大挠度/mm	24.9	23.6	21.7	19.6	17.6

易损性分析,定量评估结构抗震性能的变化情况。增量动力分析法(IDA)可以定量描述地震动强度指标与结构地震响应参数之间的对应关系^[15],为易损性分析提供所需数据。地震易损性分析可以预测结构在不同地震动强度作用下超越不同损伤状态的概率,从而全面评估结构的抗震性能^[16]。

3.1 弹性层间位移角对比

7 度小震作用下 KJ1~KJ5 的 X 向弹性层间位移角见图 6。

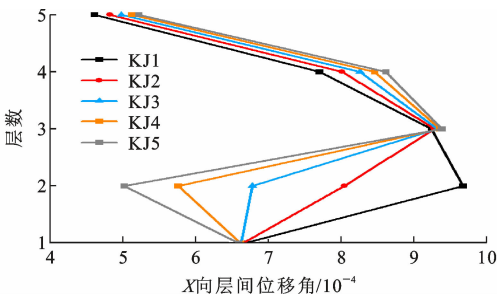


图 6 KJ1~KJ5 弹性层间位移角

Fig. 6 Elastic inter-story drift angle of KJ1-KJ5

通过图 6 可知,随着腹杆刚度增大,转换层层间位移角有较大降低,而转换层上部楼层层间位移角基本没有变化。中国高层建筑设计规程^[11]规定了“强化转换层及其下部,弱化转换层上部”的设计原则,实际工程中对于带有空腹桁架转换层的结构,最大弹性层间位移角一般出现于转换层上部楼层。从图 6 的结果来看,转换层及其下部结构的层间位移角比转换层上部结构明显减小,满足上述设计基本原则与要求。

3.2 基于 IDA 的结构地震易损性分析

3.2.1 地震动选取及调幅

地震动的不确定性是导致结构地震响应不确定性的最主要因素^[17]。Vamvatsikos^[18]经过研究发现,10~20 条地震波能够充分反映地震动的不确定性;对于中国 II 类场地条件^[19],应选择剪切波速位于 260~510 m·s⁻¹的地震波;为避免近场地震记录中的脉冲分量对结构动力响应产生影响^[20],震中距应

大于 30 km 且小于 100 km。从太平洋地震动中心 (PEER)地震动记录数据库中筛选了 18 条符合上述条件的地震波,其基本信息见表 5。所选择的 18 条地震记录的平均反应谱与目标反应谱对比如图 7 所示,可以看出所选的地震动平均反应谱在结构主要周期点处与目标反应谱匹配良好。以地震动峰值加速度为强度指标,按等步长方法对所选地震动调幅,当地震动峰值加速度小于 1.00g 时以 0.05g 为调幅级差,当地震动峰值加速度大于 1.00g 时以 0.10g 为调幅级差。

表 5 地震动参数

Table 5 Earthquake ground motion parameters

编号	地震名称	记录台站	所选分量
RSN17	Southern Calif	San Luis Obispo	SLO234
RSN32	Parkfield	San Luis Obispo	SLO234
RSN51	San Fernando	2516 Via Tejon PV	PVE065
RSN121	Friuli_Italy-01	Barcis	A-BCS000
RSN140	Tabas_Iran	Ferdows	FER-L1
RSN151	Coyote Lake	Halls Valley	HVR150
RSN155	Norcia_Italy	Bevagna	F-BEV-NS
RSN166	Imperial Valley-06	Coachella Canal #4	H-CC4045
RSN213	Livermore-01	Fremont-Mission San Jose	A-FRE075
RSN246	Mammoth Lakes-06	Benton	L-BEN270
RSN280	Trinidad	Rio Dell Overpass-FF	B-RDL000
RSN298	Irpinia_Italy-02	Bovino	B-BOV000
RSN330	Coalinga-01	Parkfield-Cholame 4W	H-C04000
RSN420	Ierissos_Greece	Ierissos	B-IER-NS
RSN425	Taiwan SMART1(25)	SMART1 C00	25C00EW
RSN436	Borah Peak_ID-01	CPP-601	CPPA089
RSN449	Morgan Hill	Capitola	CAP042
RSN503	Taiwan SMART1(40)	SMART1 C00	40C00EW

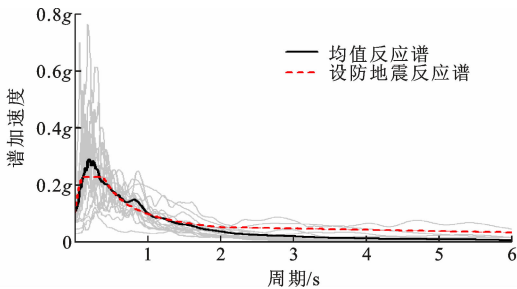


图 7 地震动加速度反应谱

Fig. 7 Acceleration response spectrum of earthquake ground motions

3.2.2 强度指标和损伤指标确定

强度指标 S_{IM} 和损伤指标 S_{DM} 是增量动力分析方法中评估结构受地震作用影响的重要指标。相关研究表明^[21],短周期结构与地震动峰值加速度 S_{PGA}

具有较好的相关性,故选择 S_{PGA} 作为强度指标。层间位移角能够综合反映结构楼层各构件的变形情况^[22],具有较强的可观测性和表征结构破坏程度的能力,因此采用最大层间位移角 θ_{max} 作为损伤指标。结合美国 FEMA^[23] 和中国规范中有关极限状态的定义,确定基于最大层间位移角的结构性能水准定义,见表 6。

表 6 性能水准定义

Table 6 Definition of performance level

性能水准极限状态	层间位移角限值
正常使用	1/550
立即使用	1/250
生命安全	1/120
防止倒塌	1/50

3.2.3 概率地震需求模型的建立

为得到 S_{DM} 与 S_{IM} 之间的关系,建立概率地震需求模型 (PSDM)。一般假定 S_{DM} 与 S_{IM} 之间的关系表达为^[23]

$$S_{DM} = \alpha (S_{IM})^\beta \tag{1}$$

式中: α, β 均为指数函数的分布系数。

对于给定的 S_{PGA} 值,结构反应中位值 \hat{D} 和 S_{PGA} 之间的表达式为

$$\hat{D} = \alpha (S_{PGA})^\beta \tag{2}$$

对式(2)两边取对数,得

$$\ln(\hat{D}) = a + b \ln(S_{PGA}) \tag{3}$$

式中: a, b 均为常数, $a = \ln(\alpha), b = \beta$ 。

可以看出结构反应中位值和地震强度指标之间服从对数线性关系。对增量动力分析的数据进行对数线性回归分析,计算出 a 和 b 的值,并通过式(3)反映 S_{DM} 和 S_{IM} 之间的关系,即可建立起概率地震需求模型。

3.2.4 地震易损性曲线绘制

地震易损性曲线表征结构在不同 S_{IM} 作用下地震需求响应 D 超越其抗震能力 C 的概率,可由式(4)概括表达。

$$P_f(x) = P(C - D < 0 | S_{IM} = x) \tag{4}$$

式中: $P_f(x)$ 为结构在地震强度指标为 x 条件下超越某极限状态的概率;在本文中 D 为地震作用下结构的最大层间位移角 θ_{max} , C 对应层间位移角限值 $[\theta_{max}]$ 。

通过假定需求函数 D 、能力函数 C 都服从对数正态分布^[24-25],式(4)可以表达为

$$P_f = \Phi \left\{ \frac{\ln[\alpha (S_{PGA})^\beta / m_c]}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_D^2}} \right\} \tag{5}$$

式中:由概率地震需求模型方程计算得到 $\alpha=e^a$, $\beta=b$; m_e 为不同性能水准下的极限状态指标;以 S_{PGA} 为强度指标时, $\sqrt{\beta_e^2+\beta_D^2}$ 可取为 0.5^[26]。

经计算确定各参数取值后,根据式(5)得到结构超越各个极限状态的概率,并绘制出易损性曲线。

3.2.5 地震增量动力分析结果

通过 Perform-3D 中建立的弹塑性分析模型,以 S_{PGA} 为强度指标分别对 KJ1~KJ5 进行 IDA 分析。按照第 3.2.1 节中的调幅方法,调整所选的 18 条地震波加速度峰值,对结构模型进行动力时程分析,记录最大层间位移角,最终绘制出 KJ1~KJ5 的 IDA 曲线簇,如图 8 所示。由图 8 可知,随着地震动 S_{PGA} 的增加以及腹杆刚度的增大,结构的最大层间位移角逐渐增大。在 S_{PGA} 较小的情况下,KJ1~KJ5 的结构位移反应基本相似,但随着 S_{PGA} 的增大,各算例之间最大层间位移角的差异变得愈加明显。

由于各算例 IDA 曲线簇表现出较大的离散性,假定结构损伤指标服从对数正态分布^[25],对 IDA 曲线进行统计分析可以得到百分位曲线,更直观地表征分析结果,KJ1~KJ5 的 16%、50%、84% 百分位曲线对比情况如图 9 所示。

由图 9 可知,随着腹杆刚度的增大,结构达到相同最大层间位移角所需的地震动强度逐渐减小,这是由于腹杆刚度增大相对减弱了上部结构,加剧了上部结构的破坏。各结构达到正常使用、立即使用性能水准时的 S_{PGA} 值相差不大;当发展至生命安全以及防止倒塌阶段时,腹杆尺寸改变产生的影响逐渐凸显,腹杆尺寸增大使得结构对于层间位移角的控制能力减弱,结构变形增大。

3.2.6 地震易损性分析结果

将 IDA 所得到的数据进行对数线性回归分析,建立 PSDM 方程。将 IDA 数据取对数后绘制于 $\ln(S_{PGA})-\ln(\theta)$ 坐标轴中,通过线性回归分析得到公式(3)中 a 、 b 的值,进而得到 KJ1~KJ5 的概率地震需求模型方程,各算例线性回归结果如表 7 所示。

将不同算例的 PSDM 方程代入式(5)即可得到不同性能水准下的易损性曲线,见图 10。由图 10 可知,对于 KJ1~KJ5,当 S_{PGA} 为 0.2g 时,各结构超越达到正常使用和立即使用性能水准的概率较大,超越生命安全和防止倒塌性能水准的概率较低,说明在遭遇 S_{PGA} 为 0.2g 大小地震动时,结构会发生一定程度的损伤,但不会导致结构发生倒塌一类的严重破坏。

为更清晰地对比腹杆刚度改变对结构的影响,

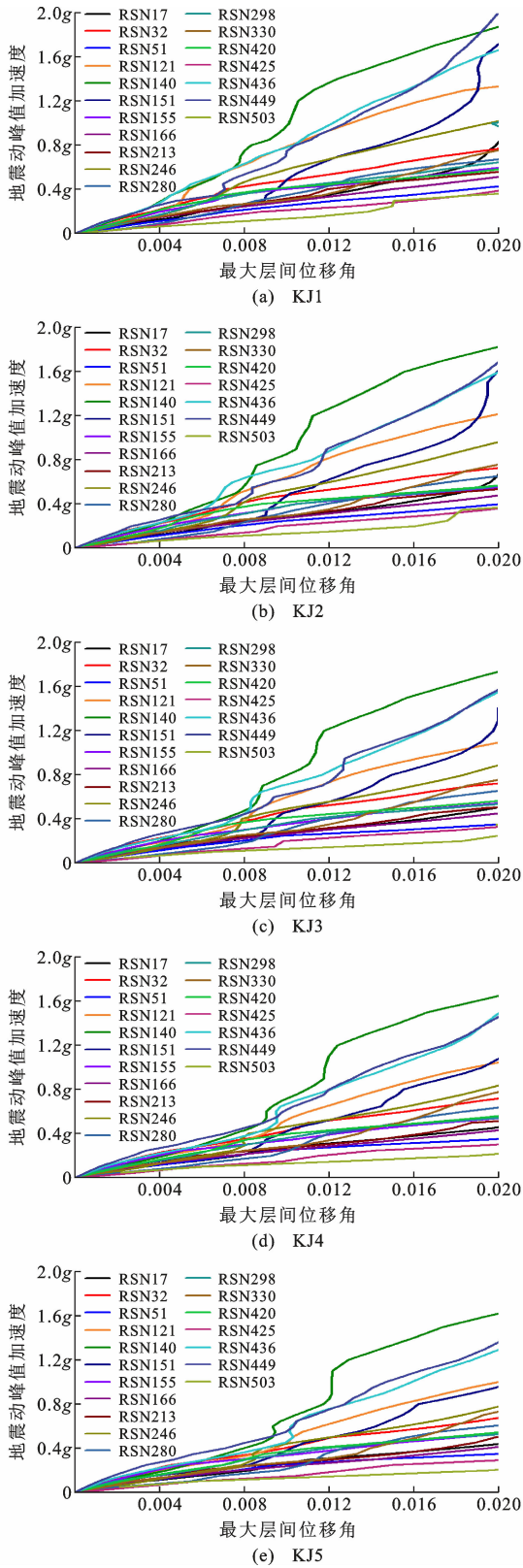


图 8 KJ1~KJ5 IDA 曲线簇

Fig. 8 IDA curve clusters of KJ1-KJ5

计算失效概率为 0.5 时易损性中位值对应的 S_{PGA} ,如表 8 所示。通过对比表 8 中的 S_{PGA} 可以发现:正常使用性能水准下各结构易损性中位值的强度较接

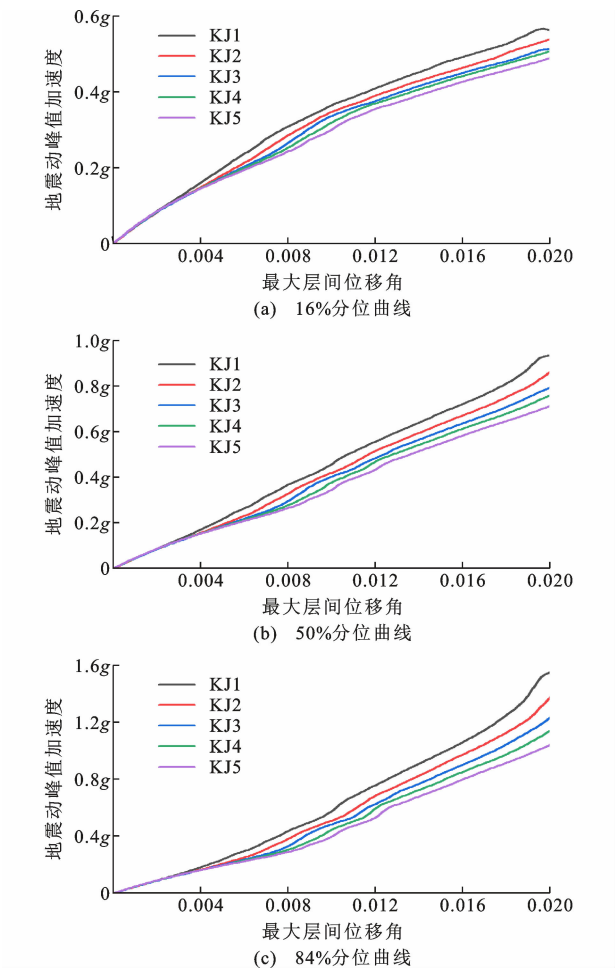


图 9 KJ1~KJ5 百分位曲线

Fig. 9 Quantile curves of KJ1-KJ5

表 7 KJ1~KJ5 线性回归结果

算例	<i>a</i>	<i>b</i>	回归方程
KJ1	-3.631 4	1.031 9	$\ln(\theta_{\max})=1.031\ 9\ln(S_{\text{PGA}})-3.631\ 4$
KJ2	-3.559 2	1.030 7	$\ln(\theta_{\max})=1.030\ 7\ln(S_{\text{PGA}})-3.559\ 2$
KJ3	-3.490 4	1.051 7	$\ln(\theta_{\max})=1.051\ 7\ln(S_{\text{PGA}})-3.490\ 4$
KJ4	-3.446 6	1.071 7	$\ln(\theta_{\max})=1.071\ 7\ln(S_{\text{PGA}})-3.446\ 6$
KJ5	-3.404 0	1.083 7	$\ln(\theta_{\max})=1.083\ 7\ln(S_{\text{PGA}})-3.404\ 0$

近;在立即使用、生命安全和防止倒塌 3 个性能水准下,KJ1~KJ5 的易损性中位值强度逐渐减小,说明随着腹杆刚度的增大,结构抗震性能逐渐降低。随着极限状态的提高,KJ1~KJ5 所对应的地震动强度差距逐渐加大。

为充分考虑结构在使用阶段可能遭遇的不同地震烈度,计算各结构在罕遇地震以及极罕遇地震下各性能水准的超越概率,其中罕遇地震对应的 S_{PGA} 值取为 $2.20\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$,极罕遇地震^[27]对应的 S_{PGA} 值取为 $3.20\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$,所得结果见表 9。

由表 9 可以得出以下结论:

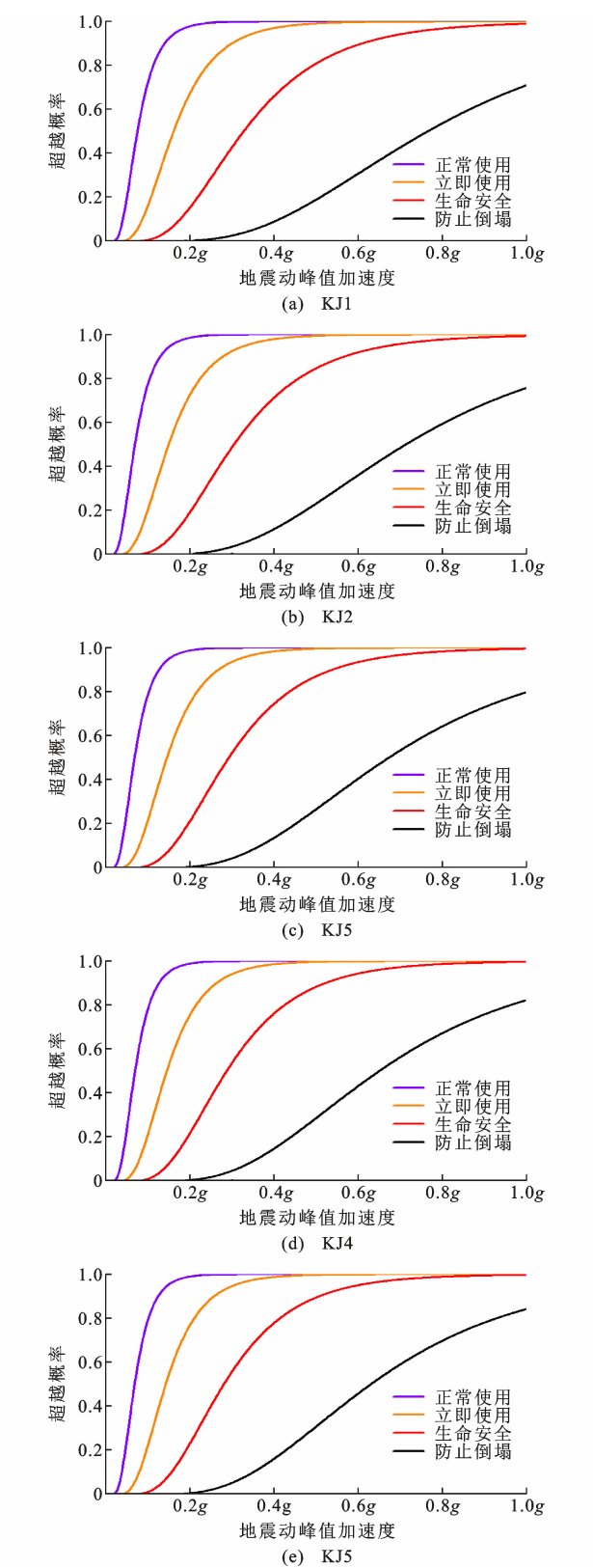


图 10 KJ1~KJ5 的易损性曲线

Fig. 10 Fragility curves of KJ1-KJ5

(1)KJ1~KJ5 在罕遇地震作用下发生倒塌破坏的概率较小,说明按照现行规范设计的框架结构可以满足大震不倒的抗震设防要求。

表 8 易损性曲线中位值对应的地震动峰值强度
Table 8 Peak ground accelerations at median values in fragility curves

性能水准	不同算例的地震动峰值强度				
	KJ1	KJ2	KJ3	KJ4	KJ5
正常使用	0.075g	0.068g	0.069g	0.069g	0.070g
立即使用	0.161g	0.149g	0.145g	0.144g	0.142g
生命安全	0.326g	0.304g	0.291g	0.286g	0.280g
防止倒塌	0.762g	0.710g	0.670g	0.647g	0.627g

表 9 KJ1~KJ5 不同地震烈度下超越概率
Table 9 Exceeding probability under different earthquake intensities of KJ1-KJ5

算例	地震烈度	不同性能水准时的超越概率/%			
		正常使用	立即使用	生命安全	防止倒塌
KJ1	罕遇地震	98.9	75.8	22.1	0.6
	极罕遇地震	99.9	92.9	50.2	4.0
KJ2	罕遇地震	99.2	80.2	26.8	0.9
	极罕遇地震	99.9	94.7	56.1	5.5
KJ3	罕遇地震	99.4	82.1	29.2	1.1
	极罕遇地震	99.9	95.6	59.5	6.5
KJ4	罕遇地震	99.4	82.9	30.3	1.2
	极罕遇地震	99.9	96.0	61.3	7.1
KJ5	罕遇地震	99.5	84.0	31.8	1.3
	极罕遇地震	99.9	96.5	63.3	7.9

(2)随着腹杆刚度的增大,结构遭遇罕遇地震和极罕遇地震时,各性能水准的超越概率均有一定程度的增加。对比 KJ1 与 KJ5,当结构遭遇罕遇地震作用时,结构超越生命安全性能水准的概率增大 44%;当结构遭遇极罕遇地震作用时,结构超越防止倒塌性能水准的概率增大 98%。因此,遭遇罕遇地震、极罕遇地震时,腹杆刚度的增大会导致结构的整体抗震性能有所下降。

根据结构防止倒塌易损性曲线,可以通过计算结构抗倒塌储备系数 S_{CMR} 来评价结构的抗倒塌能力。 S_{CMR} 数值越大,结构进入倒塌状态所需的 S_{PGA} 越大,即结构的抗倒塌安全储备更大。 S_{CMR} 计算公式为

$$S_{CMR}=\frac{S_{IM1}}{S_{IM2}}\tag{6}$$

式中: S_{IM1} 为防止倒塌易损性曲线 50%超越概率对应的地震动强度; S_{IM2} 为抗震规范大震下的地震动强度。

KJ1~KJ5 结构的 S_{CMR} 值如表 10 所示。由表 10 可知, S_{CMR} 随着腹杆刚度的增加而减小,KJ1 结构的 S_{CMR} 值为 KJ5 结构的 1.21 倍,腹杆刚度的增大导致结构在大震作用下倒塌概率提高,结构抗震

表 10 KJ1~KJ5 抗倒塌储备系数
Table 10 Collapse margin ratio of KJ1-KJ5

算例	KJ1	KJ2	KJ3	KJ4	KJ5
S_{IM1}	0.762	0.710	0.670	0.647	0.627
S_{IM2}	0.224	0.224	0.224	0.224	0.224
S_{CMR}	3.40	3.17	3.00	2.89	2.80

性能降低。

4 结 语

(1)竖向荷载作用下,当边腹杆与上、下弦杆的线刚度之比小于 0.8 时,腹杆刚度增大,可以降低上、下弦杆的弯矩峰值,增加竖向刚度,有利于充分发挥材料性能,但线刚度之比大于 0.8 时,会导致弯矩峰值位置改变。对于空腹转换桁架位于边跨的框架结构,在具体设计时若根据各处弯矩峰值大致相等的原则来确定腹杆尺寸,对本算例建议边腹杆与上、下弦杆的线刚度之比取为 0.8。

(2)在弹性小震作用下,增大腹杆刚度能够显著降低转换层的最大层间位移角,对于上部结构的层间位移角影响较小。

(3)基于 IDA 方法对结构进行易损性分析,结果表明腹杆刚度增大,结构在遭遇罕遇地震或极罕遇地震时的抗震性能有所降低,结构的抗倒塌储备系数减小,发生倒塌等严重破坏的概率明显增大。因此,在具体的设计过程中应综合考虑腹杆刚度改变对结构产生的影响,确保经济的同时保证结构的抗震性能,以达到最优的设计方案。

参考文献:

References:

[1] 王伟,孙东.大跨度高位转换复杂结构选型及优化设计管控[J].建筑结构,2020,50(1):52-58.
WANG Wei, SUN Dong. Structural form selection and optimization design control for large-span complex structure with high-position transfer[J]. Building Structure, 2020, 50(1): 52-58.

[2] 师立德,侯建帅,张斌,等.带梁式转换层框支剪力墙结构抗连续倒塌分析[J].科学技术与工程,2021,21(14):5898-5906.
SHI Lide, HOU Jianshuai, ZHANG Bin, et al. Progressive collapse analysis of frame supported shear wall structure with beam transfer story[J]. Science Technology and Engineering, 2021, 21(14): 5898-5906.

[3] 张誉,赵鸣,方健,等.空腹桁架式结构转换层的试验研究[J].建筑结构学报,1999,20(6):11-17.

- ZHANG Yu, ZHAO Ming, FANG Jian, et al. Experimental research on transfer story structures of tall building[J]. Journal of Building Structures, 1999, 20(6): 11-17.
- [4] AYKAC B, KALKAN I, AYKAC S, et al. Flexural behavior of RC beams with regular square or circular web openings[J]. Engineering Structures, 2013, 56: 2165-2174.
- [5] 戴国亮,蒋永生,梁书亭,等.迭层空腹桁架转换层结构拟动力地震反应试验研究[J].工业建筑,2001, 31(6):66-68.
- DAI Guoliang, JIANG Yongsheng, LIANG Shuting, et al. Experimental study of psedo-dynamic seismic response of vierendeel truss transfer storey structure[J]. Industrial Construction, 2001, 31(6): 66-68.
- [6] WANG C M, PADMANABAN K, SHANMUGAM N E. Ultimate strength analysis of stub girders[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(9): 1259-1264.
- [7] 傅传国,蒋永生,梁书亭.大跨度叠层空腹桁架整体转换结构模型受力与抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2004,25(1):36-44.
- FU Chuanguo, JIANG Yongsheng, LIANG Shuting. Experimental study on bearing capacity and seismic behavior of large-span two-storied vierendeel truss transfer structure[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(1): 36-44.
- [8] 李玉莹,梁书亭,孙修礼,等.空腹桁架结构受力机理研究分析[J].工业建筑,2006,36(增1):427-430, 412.
- LI Yuying, LIANG Shuting, SUN Xiuli, et al. The action mechanism of open-web truss[J]. Industrial Construction, 2006, 36(S1): 427-430,412.
- [9] 吕剑勇.空腹桁架转换结构的静力性能研究[J].建筑科学,2010,26(3):62-65.
- LV Jianyong. Study on static behavior of vierendeel truss used as structure transformation[J]. Building Science, 2010, 26(3): 62-65.
- [10] 简斌,李东泽,林元,等.一级抗震预应力型钢混凝土空腹桁架转换层框架结构三道防线抗震设防设计方法[J].建筑结构学报,2021,42(1):57-66.
- JIAN Bin, LI Dongze, LIN Yuan, et al. Three-line defense seismic fortification design method for first seismic grade frame with prestressed steel reinforced concrete vierendeel truss transfer storey[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(1): 57-66.
- [11] 高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.
- Technical specification for concrete structures of tall building: JGJ 3—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [12] 龚春玉.竖向与水平地震作用下带 PSRC 空腹桁架转换层框架结构抗震性能分析[D].重庆:重庆大学, 2017.
- GONG Chunyu. Analysis on seismic performance of frame with PSRC vierendeel tuss transfer story under vertical and horizontal ground motion[D]. Chongqing: Chongqing University, 2017.
- [13] 建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程:DBJ/T 15-151-2019[S].北京:中国城市出版社,2019.
- Specification for performance-based seismic design of reinforced concrete building structure: DBJ/T 15-151-2019[S]. Beijing:China City Press, 2019.
- [14] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2002[S].北京:中国建筑工业出版社,2004.
- Code for design of concrete structures: GB 50010—2002[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004.
- [15] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Applied incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(2): 523-553.
- [16] CONTIGUGLIA C P, PELLE A, BRISEGHELLA B, et al. IMPA versus cloud analysis and IDA: different methods to evaluate structural seismic fragility[J]. Applied Sciences, 2022, 12(7): 3687.
- [17] LEE T H, MOSALAM K M. Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005, 34(14): 1719-1736.
- [18] VAMVATSIKOS D. Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis[D]. Stanford: Stanford University, 2002.
- [19] 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):67-76,114.
- LÜ Hongshan, ZHAO Fengxin. Site coefficients suitable to China site category[J]. Acta Seismologica Sinica, 2007, 29(1): 67-76, 114.
- [20] 朱宏伟,项琴,赖军.基于增量动力分析的加筋土挡墙抗震性能评估[J].振动与冲击,2021,40(19): 261-268.
- ZHU Hongwei, XIANG Qin, LAI Jun. Aseismic performance evaluation of reinforced earth retaining wall based on IDA[J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(19): 261-268.
- [21] 梁逸文,陈清军.不同场地条件下远场地震动强度指

标与结构最大响应的相关性分析[J]. 力学季刊, 2022, 43(3): 592-602.

LIANG Yiwen, CHEN Qingjun. Correlation analysis between intensity measures of far-field ground motion and maximum structural seismic responses under different site conditions[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2022, 43(3): 592-602.

[22] MOEHLE J, MAHIN S. Observations on the behavior of reinforced concrete buildings during earthquakes[J]. ACI Symposium Publication, 1991, 127: 67-90.

[23] Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA-356[S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.

[24] 刘洪波, 佟 瑶, 蒋垚俊, 等. RC 框架结构地震易损性分析方法研究进展[J]. 世界地震工程, 2020, 36(3): 141-150.

LIU Hongbo, TONG Yao, JIANG Yaojun, et al. Recent development of seismic fragility analysis methods for RC frame structures[J]. World Earthquake Engineering, 2020, 36(3): 141-150.

[25] GHAFORY-ASHTIANY M, MOUSAVI M, AZARBARKHT A. Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2011, 40(6): 691-708.

[26] Earthquake loss estimation methodology: user's manual: FEMA HAZUS99[S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 1999.

[27] 中国地震动参数区划图: GB 18306—2015[S]. 北京: 中国标准出版社, 2016.

Seismic ground motion parameters zonation map of China: GB 18306—2015 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2016.