DOI:10.26974/j.cnki.XBGC.2026.02.010

基于能量平衡的连体结构性能设计方法

李彦锋, 张尚荣*
(宁夏大学 土木与水利工程学院,宁夏 银川 750021)

摘 要:针对偏心连体结构在地震中易受扭转损伤且设计复杂的问题,以黏滞阻尼器混合隔震的偏心连体结构为研究对象,提出了一种基于能量平衡的性能化设计方法。该方法通过模态推覆分析建立结构各阶模态的"能量-位移"关系,依据规范中的反应谱确定地震能量输入,进而预测结构的层间位移角响应,并反向设计满足位移控制目标的黏滞阻尼器参数。结果表明:该方法能有效预测结构响应,预测误差在工程可接受范围内,且混合隔震体系的预测精度优于纯隔震体系。经该方法设计,结构在各水准地震下均能满足性能目标,混合隔震策略对偏心连体结构效果尤为显著,能有效抑制扭转并控制隔震层位移。

关键词:连体结构;推覆分析;模态变形能;能量平衡;结构响应
中图分类号:TU352;TU311 **文献标志码**:A

连体结构通过空中连廊实现建筑间的连接,在拓展城市空间与优化功能布局方面具有显著优势[1-3]。然而,该结构也面临内部空间缩减和平面不规则等问题,易在地震作用下诱发偏心扭转效应[4-5],加剧结构损伤。历史震害表明,扭转响应是导致建筑破坏的关键因素之一。同时,高层建筑普遍存在固有阻尼较低的特性,难以有效耗散地震能量[6-7],致使传统连体结构无法满足现代抗震设计对减震防灾的要求。消能减震技术的不断发展为提升连体结构抗震性能提供了有效途径。具体而言,铅芯橡胶支座可显著延长结构自振周期,使其远离地震动能量集中的周期范围,从而减少输入上部结构的地震能量;黏滞阻尼器可提供附加阻尼,快速消耗已输入结构的地震能量。二者协同的混合控制方案已逐步应用于高层建筑中[8],并通过系统的理论与试验研究验证了其显著的减震效果[9]。为优化阻尼参数与减震层布置,学者引入多目标优化及频谱分析等方法以提升设计效率。此外,偏心结构的主动与被动控制策略亦获得了系统研究[10-11]。然而,偏心引起的扭转问题仍需深入探讨,特别是在不同设防等级地震作用下,控制体系可能超出预设性能指标,其安全性评估与设计方法尚不完善,亟待进一步优化。

早期设计多依赖大量时程分析,对考虑偏心的三维结构而言实施困难。为克服传统方法的局限,基于性能的抗震设计(PBSD)方法逐渐发展成熟,其中以位移和变形为控制指标的设计思路被广泛认可[12]。模态推覆分析(MPA)等方法在非对称结构地震需求评估中展现出潜力[13],但其结果易受地震动特性影响。为此,基于能量的模态推覆分析(EMPA)被提出以提高分析精度。在减震结构设计中,PBSD方法亦有助于评估减震装置效能并优选方案,相关研究表明,基于能量的分析方法能更清晰地揭示结构破坏机制[14]。本文基于能量平衡原理,研究偏心连体结构控制体系的响应预测与性能设计方法,阐述设计流程,并通过无偏心框架结构验证所提方法的有效性,进一步探讨增设阻尼器与隔震支座后的减震效果。最后,通过引入质量偏心,验证该方法在偏心连体结构控制体系中的适用性,以期为相关工程设计与评估提供参考。

1 性能设计基本原理

1.1 基本假定

(1)在分布式荷载作用下,假设结构在弹性阶段

收稿日期:2025-12-06
基金项目:宁夏自然科学基金重点项目(2025AAC020038);国家自然科学基金资助项目(52268033)
作者简介:李彦锋(2004—),男,本科在读,主要从事工程结构抗震方面的研究(17341238887@163.com)。
* **通信作者**:张尚荣(1984—),男,副教授,博士研究生,主要从事结构减震控制方面的研究(sr_zhang@nxu.edu.cn)。
引用格式:李彦锋,张尚荣.基于能量平衡的连体结构性能设计方法[J].西北工程技术学报(中英文),2026,25(2):177-187.

与弹塑性阶段的振动模式保持不变。分析时仅考虑振型参与质量系数超过 90% 的模态,忽略其余模态的贡献,即结构变形始终遵循第 i 阶模态的形状[15]。

(2)对于增设黏滞阻尼器的结构,假定阻尼的变化不改变原有振动模态。

(3)尽管附加阻尼属于非比例阻尼,但在实际计算中忽略其引起的耦合效应。

(4)采用平方和开平方根(SRSS)法近似计算结构在弹性及弹塑性阶段的最大响应。

1.2 性能目标的确定

本文选用结构的层间位移角作为性能目标,由《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)[16]得到钢筋混凝土框架结构在设置减-隔震装置后的层间位移角变形限值,如表 1 所示。

表1 结构变形限值[16]

Tab. 1 Limiting values for structural deformation[16]

地震强度	结构类型	变形限值
设防地震	上部结构	0.002 5
	下部结构	0.002 0
	隔震层	—
罕遇地震	上部结构	0.01
	下部结构	0.01
	隔震层	支座直径的0.55倍或各层橡胶厚度之和的3倍二者中的较小值
极罕遇地震	上部结构	0.020
	下部结构	0.016
	隔震层	各层橡胶厚度之和的4倍

1.3 基于能量求解变形指标

结构变形所吸收的能量可通过结构侧向力对位移变形积分求解,对于第 n 阶模态的结构模态变形能[13],可推导求得

$$E_n=\int \boldsymbol{s}_n \mathrm{d}\boldsymbol{u}_n。\tag{1}$$

式中:E_n 为结构第 n 阶模态变形能;$\boldsymbol{s}_n$ 为对应于第 n 阶模态的侧向力向量;$\boldsymbol{u}_n$ 为对应于第 n 阶模态下结构的位移向量。基于上述公式,即可求得结构推覆过程中模态变形能与侧向力、结构变形之间的关系。

研究表明[17],单自由度弹性体系地震总输入能与单自由度非弹性体系的计算结果相近。此时,多自由度体系第 n 阶模态的模态变形能可由下式求得,即

$$E_n=\frac{1}{2}\boldsymbol{M}\left(\Gamma_n\varphi_n S_{v,n}\right)^2=\frac{1}{2}\boldsymbol{M}\left(\Gamma_n\varphi_n\frac{T_n}{2\pi}ag\right)^2。\tag{2}$$

式中:$\boldsymbol{M}$ 为结构质量矩阵;Γ_n 为振型参与系数;φ_n 为第 n 阶振型;$S_{v,n}$ 为弹性反应谱对应的第 n 阶模态的谱速度;T_n 为第 n 阶自振周期;a 为地震影响系数;g 为重力加速度。根据弹性反应谱求得的模态变形能,并结合模态变形能与侧向力、结构变形之间的关系,即可得到地震作用下第 n 阶模态的模态位移。

1.4 基于能量的性能设计流程

在中、高层或复杂体型的结构中,高阶振型对地震总响应的影响显著。为此,本文提出一种适用于偏心连体结构混合隔震控制体系的基于能量平衡的静力弹塑性设计方法,其核心流程如图 1 所示。该方法以模态变形能为桥梁,建立了地震输入能量(通过反应谱确定)与结构位移响应之间的定量关系,从而实现对层间位移角的预测与性能化设计。

2 无偏心连体结构性能设计分析

2.1 工程实例选取及性能评价

2.1.1 *工程实例* 抗震结构模型为 3 层连接体的高层框架结构,本文运用 ETABS 建立有限元模型,如图 2 所示。建筑类别为乙类,结构设防烈度 8 度,设计地震分组第二组,场地类别Ⅱ类,场地的特征周期为 0.40 s,各层层高均为 3.3 m,共 10 层,塔楼为钢筋混凝土框架结构。连接体为钢结构,跨度 10 m,位于塔楼 8、9、10 层,与两侧塔楼刚性连接。塔楼与连接体的构件尺寸见表 2,连体层构件布置见图 3。此外,楼面恒荷载为 4.5 kN/m^2,活荷载为 2.5 kN/m^2。

2.1.2 *地震波选取* 本文从美国太平洋地震研究中心数据库中选取了 10 条远场地震动记录

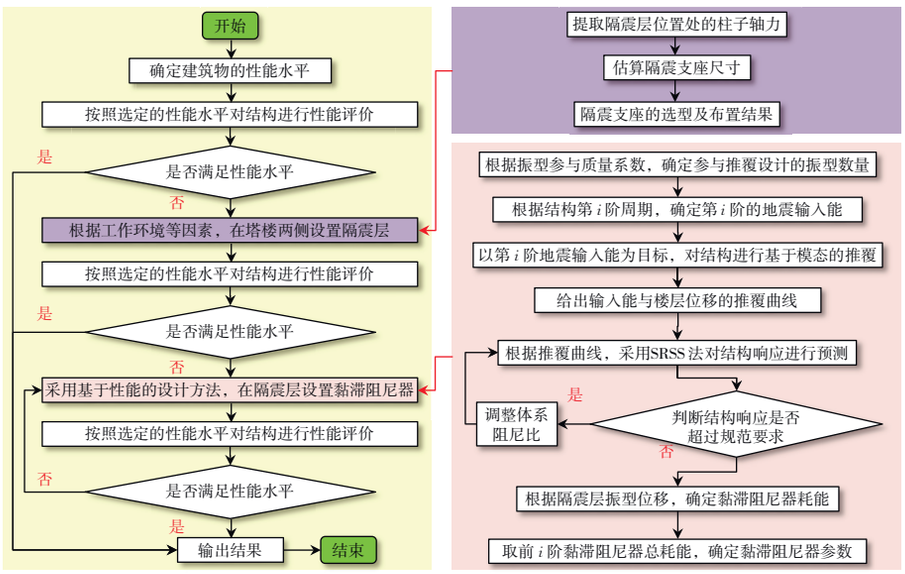


图 1　偏心连体结构控制体系静力弹塑性设计流程

Fig. 1　Static elastic-plastic design process of eccentric connected structure control system

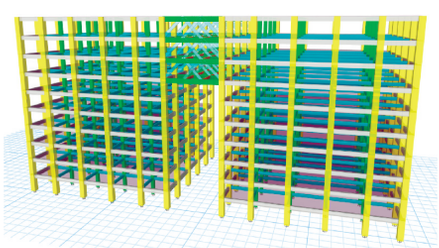


图 2　连体抗震框架结构有限元模型

Fig. 2　Finite element model of connected seismic-resistant frame structure

表 2　结构参数基本信息

Tab. 2　General information of structural parameters

构件	截面尺寸/mm	混凝土强度等级	钢材型号
KZ1	900×900	C40	HRB400
KZ2	600×600	C40	HRB400
KL1	300×500	C40	HRB400
KL2	400×700	C40	HRB400
LTZ	300×300×15×15	—	Q345
LTL1	750×300×16×28	—	Q345
LTL2	400×200×7×11	—	Q345
XG	500×200×11×19	—	Q345

(GM1～GM10)。同时,根据我国《建筑抗震设计标准》(GB/T 50011—2010)(2024 年版)[18]反应谱,生成了 5 条人工模拟地震动(GM11～GM15)。图 4 为中国抗震规范与所选地震记录的反应谱对比。

2.1.3　性能评价　根据前文确定的性能目标,将 15 条地震动分别按设防地震、罕遇地震、极罕遇地震 3 种强度等级,调幅至 200、400、600 cm/s^2。对比图 5 中抗震连体结构在不同地震强度作用下的层间位移角均值可知:在设防地震作用下,结构不满足规范规定的变形限值要求;而在罕遇地震和极罕遇地震作用下,结构进入塑性变形阶段,通过耗散部分能量,满足了变形限值要求。因此,仅需针对设防地震作用下的结构进行增设减震层的设计。

2.2　隔震支座参数及数量计算

根据工作环境等因素,本节在塔楼两侧设置隔震层,具体位于连体与塔楼的连接处,即安装于第 7 层上。本节中结构属于乙类建筑,竖向压应力 σ 不应超过 12 MPa。为此,共选取 32 个 LNR400 天然橡胶隔震支座和 40 个 LRB500 铅芯橡胶隔震支座。不同型号的隔震支座参数见表 3,隔震支座的选型及布置方案见图 6。

2.3　基于能量的结构地震响应预测

对结构进行模态分析,即可得到结构满足振型参与质量系数≥90% 要求的前 n 阶振型数,如表 4 所示。由于第 2 阶的振型参与质量系数较小,对结构响应的影响可忽略,仅选取第 1、3、4 阶模型进行 MPA 分析,各阶模态变形能和各层模态位移变化如图 7 所示。

结构总阻尼比($\xi_{总}$)由结构自身阻尼比($\xi_{结构}$)和铅芯橡胶隔震支座($\xi_{隔震支座}$)提供的附加阻尼比组成。隔震层等效阻尼比(ξ_{eq})的计算公式[16]为

$$K_{eq}=\sum k_i, \tag{3}$$

$$\xi_{eq}=\sum k_i\xi_i/K_{eq}。 \tag{4}$$

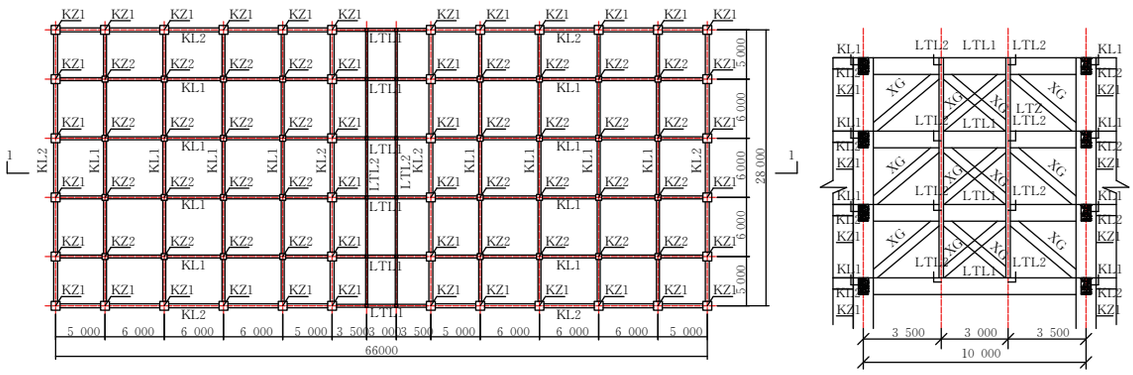


图3 连体层平面布置、1-1剖面图(单位:mm)

Fig. 3 Plan layout and section view 1-1 (Unit: mm) of the connected layer

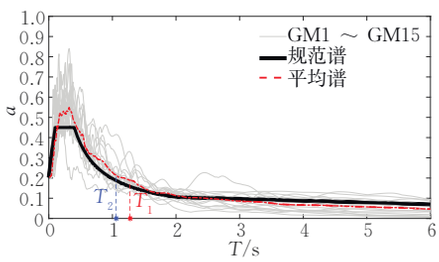


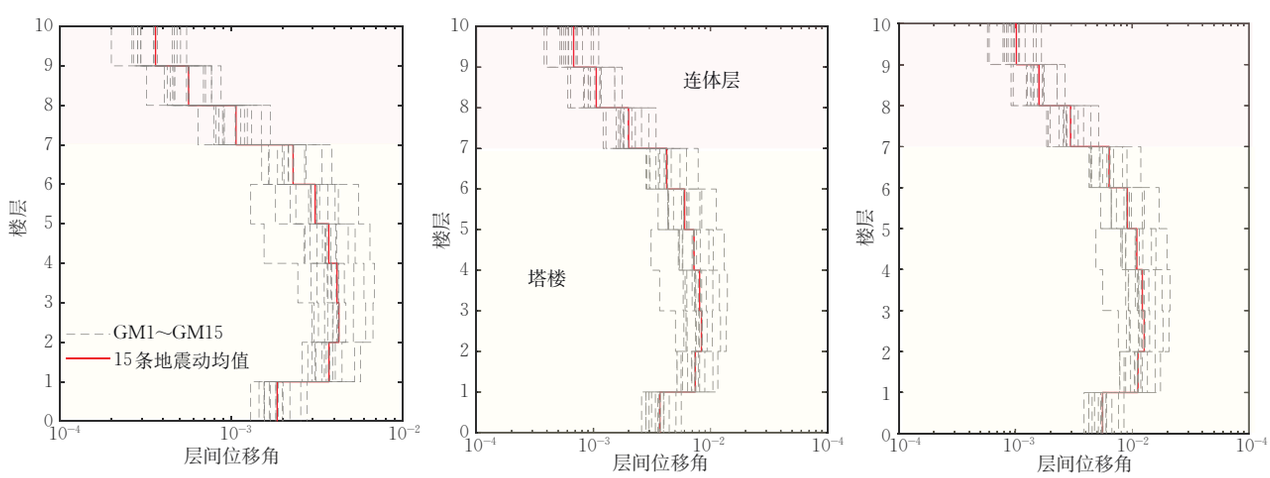
图4 中国抗震规范与所选地震记录的反应谱对比

Fig. 4 Comparison of response spectra between Chinese seismic code and selected earthquake records

式中:K_{eq}为隔震层水平等效刚度;k_i为隔震支座 i 的水平等效刚度;ξ_i为隔震支座 i 的水平等效阻尼比。

假定结构自身阻尼比为 5%,根据表 3 中的参数值,可求得隔震层提供的附加阻尼比为 13.2%,因此结构的总阻尼比为 18.2%。

基于图 7 所示的模态变形能和模态位移,采用 SRSS 法计算隔震结构的层间位移角预测值。同时,利用 ETABS 软件对隔震结构在 15 条不同强度地震作用下的快速非线性时程分析(FNA),获取层间位移角响应均值,并与预测值进行对比,结果如图 8 所示。分析表明,在不同峰值地震动作用下,基于能量的预测与时程分析的最大误差率分别为:设防地震 18%、罕遇地震 22%、极罕遇地震 25%,且误差



a 设防地震 b 罕遇地震 c 极罕遇地震

图5 无偏心抗震连体结构各子结构的层间位移角

Fig. 5 Inter-story drift angles of each substructure in non-eccentric seismic-connected structures

表3 隔震支座参数

Tab. 3 Parameters of isolation bearings

型号	有效直径/mm	橡胶总厚度/mm	竖向刚度/(MN·mm^{-1})	屈服前刚度/(N·mm^{-1})	屈服后刚度/(N·mm^{-1})	等效水平刚度(100%)/(N·mm^{-1})	等效阻尼比(100%)/%
LNR400	400	73	1.2			660	
LRB500	500	92	1.8	10 910	840	1 079	22

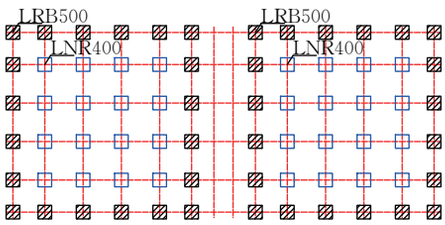


图6　隔震支座的选型及布置方案

Fig. 6　Selection and arrangement scheme of isolation bearings

率随着地震强度增大而升高。

在罕遇地震与极罕遇地震作用下,预测结果略高于实际结果,这归因于所采用方法中的工程简化假定在强非线性阶段适用性降低。首先,模态推覆分析(MPA)假定结构振型在非线性阶段保持不变,但强震下结构实际刚度与振型会发生显著变化,继续采用弹性振型将引入系统误差。其次,在强非线性及非比例阻尼条件下,模态间的耦合效应增强,而SRSS 组合法未考虑这一耦合,可能导致总响应预测存在误差。此外,计算中对隔震支座采用 100% 剪切应变下的铅芯橡胶支座等效阻尼比;实际上,随着地震动增大,支座阻尼比会相应提高,从而减少了位移响应。

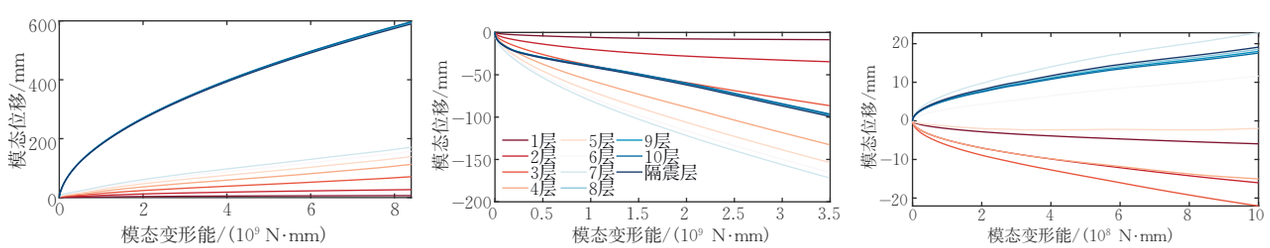
对比各楼层的误差分布可知,误差较大的区域主要集中在结构的底层和顶层,而隔震层及下部塔楼误差较小。峰值侧移主要出现在隔震层以及下部塔楼的第 2、3 层,这归因于第 1 阶模态位移以隔震层为主,第 3 阶模态位移以第 2、3 层为主。结果表明,采用基于能量的结构响应预测方法能够有效预测结构的位移响应。

对比图 5 和图 8 可知:在基于工作环境等因素配置隔震支座后,上部结构和下部结构的层间位移角在设防地震作用下减少了 48%~82%,但依然未满足规范规定的变形限值要求;同时,在极罕遇地震作用下,隔震层位移存在超限风险。为规避这一风险,可在隔震层增设黏滞阻尼器,因此需对其参数进行性能化设计。

表4　结构模态信息

Tab. 4　Structural modal information

模态阶数	周期/s	振型参与质量系数(UX)	振型参与质量系数(求和)∑(UX)
1	2.482	0.507 3	0.507 3
2	0.750	0	0.507 3
3	0.744	0.359 8	0.867 1
4	0.243	0.067 7	0.934 9
5	0.243	0	0.934 9
6	0.152	0.000 1	0.935 0



a　第1阶　　b　第3阶　　c　第4阶

图7　无偏心抗震连体结构模态变形能-楼层模态位移曲线

Fig. 7　Modal deformation energy-interstory modal displacement curve of non-eccentric seismic-connected structures

2.4　基于性能的黏滞阻尼器参数设计

增设黏滞阻尼器后 $\xi_{总}$ 由 $\xi_{结构}$、$\xi_{隔震支座}$ 和黏滞阻尼器提供的附加阻尼比 $\xi_{阻尼器}$ 构成。其中 $\xi_{阻尼器}$ 计算公式为

$$\xi_{阻尼器}=E_D/(4\pi E_S)。\tag{5}$$

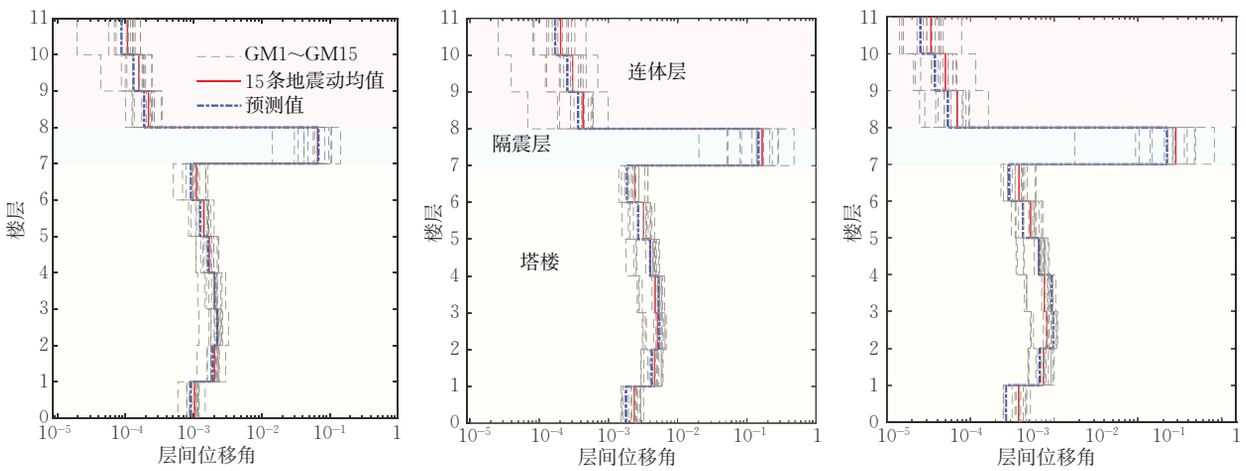
式中:E_S 为结构的模态变形能;E_D 为黏滞阻尼器耗能。

而黏滞阻尼器所应消耗的能量为

$$E_D=4\pi E_S\xi_{阻尼器}。\tag{6}$$

为计算黏滞阻尼器参数,本节采用张志强等[19]提出的公式进行计算,则第 n 阶黏滞阻尼器的耗能为

$$E_{D,n}=\omega_n^{\alpha}A_n^{1+\alpha}\times\sum_j\frac{\left[2^{2+\alpha}\Gamma(1+\alpha/2)\cdot C_j\varphi_{nj}^{1+\alpha}\cos^{1+\alpha}\theta_j\right]}{\Gamma(2+\alpha)}。\tag{7}$$



a 设防地震 b 罕遇地震 c 极罕遇地震

图8 无偏心隔震连体结构各子结构的层间位移角

Fig. 8 Inter-story drift angles of each substructure in non-eccentric isolation connected structures

式中:$E_{D,n}$为第 n 阶黏滞阻尼器的耗能;ω_n为结构第 n 阶频率;A_n为第 n 阶模态顶层位移最大值;C_j为第 j 个阻尼器的阻尼系数;θ_j 为第 j 个阻尼器的水平斜角;α 为黏滞阻尼器的阻尼指数;Γ 为伽马函数。

本节假定在隔震层设置 20 个参数一致的黏滞阻尼器,其布置方案如图 9 所示。此时阻尼系数为

$$C=\frac{\sum_n E_{D,n}}{\sum_n\left(\omega_n^{\alpha}\sum_j\left(\frac{2^{2+\alpha}\Gamma(1+\alpha/2)\boldsymbol{u}_{n,\text{隔震层}}^{1+\alpha}\cos^{1+\alpha}\theta_j}{\Gamma(2+\alpha)}\right)\right)}。\quad(8)$$

基于能量的结构响应预测方法,通过调整黏滞阻尼器提供的附加阻尼比,对结构响应进行预测,以此求得满足性能目标的黏滞阻尼器参数,具体参数信息如表 5 所示。

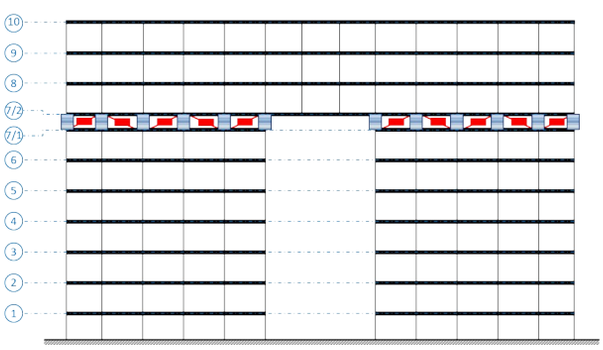


图9 无偏心混合隔震连体结构黏滞阻尼器布置正视图

Fig. 9 Front view of viscous damper arrangement in non-eccentric mixed isolation connected structures

表5 基于性能的黏滞阻尼器参数设计

Tab. 5 Performance-based parameter design of viscous damper

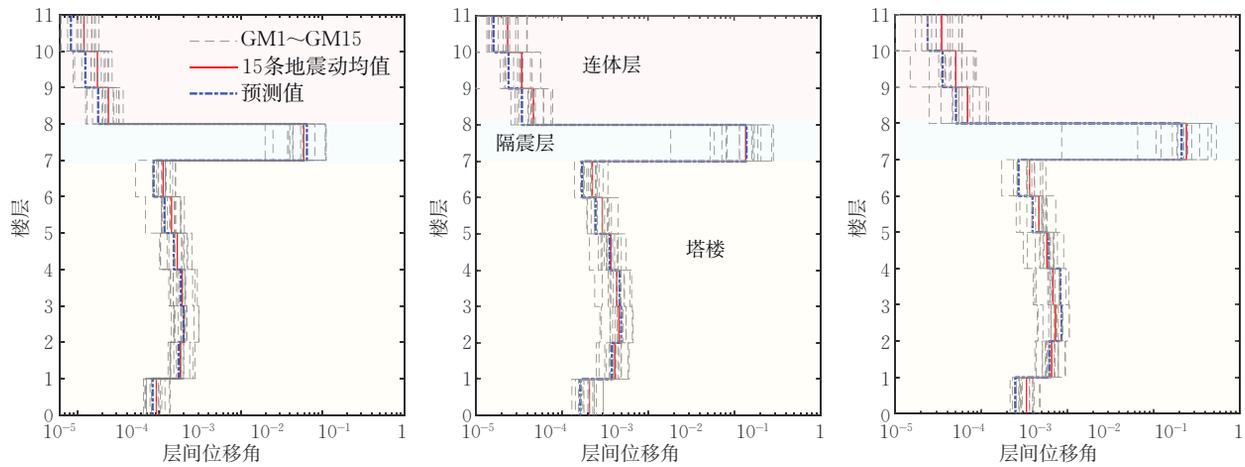
模态阶数	模态变形能/(N·mm)	应耗能/(N·mm)	附加阻尼比/%	总应耗能/(N·mm)	阻尼指数(α)	阻尼系数/(N·s$^{\alpha}$·mm$^{-\alpha}$)	隔震层模态位移/mm	设计耗能/(N·mm)	设计总耗能/(N·mm)
1	3.33×10^8	2.42×10^8					82	3.52×10^8	
3	1.51×10^8	1.10×10^8	5.8	3.59×10^8	0.3	13 000	8.7	2.74×10^7	3.80×10^8
4	1.00×10^7	0.72×10^7					0.4	0.07×10^7	

2.5 黏滞阻尼器混合隔震控制的性能评价

对隔震结构增设基于性能设计的黏滞阻尼器后,其结构响应预测值及非线性分析均值的对比如图 10 所示。由图 10 可知,在设防地震作用下,结构的峰值层间位移角接近并满足性能目标,验证了本文方法的有效性。与隔震结构类似,随着地震强度的增大,结构响应预测的最大误差率也逐渐增加,分别为 18%(设防地震)、24%(罕遇地震)、25%(极罕遇地震)。

对比隔震结构(图 8)与混合隔震结构(图 10)的层间位移角减震率可知:两种方案下,上部结构(隔震层以上)的减震率均高于下部结构。减震率与层间位移角变化趋势一致:下部结构的减震率随着楼层的增加先升高后降低,而上部结构的减震率随着楼层的增加而降低。这主要因为隔震层兼具隔震与耗能作用,但也削弱了连体

层对下部塔楼高处的约束,导致减震率减弱;同时,隔震层的耗能效应随着距离的增大而衰减,使得连体层高处和下部塔楼低处的减震率相对较低。



a　设防地震　　b　罕遇地震　　c　极罕遇地震

图 10　无偏心混合隔震连体结构各子结构的层间位移角

Fig. 10　Inter-story drift angles of each substructure in non-eccentric mixed isolation connected structures

通过比较隔震结构与混合隔震结构的减震率可知,增设黏滞阻尼器后,上部结构的减震率降低,下部结构的减震率提高。这表明黏滞阻尼器虽然削弱了隔震层的隔震能力,但增强了其耗能能力,且在不同地震强度下,耗能增强作用均超过隔震减弱作用。同时,黏滞阻尼器能有效减少隔震层的层间位移,该效果随着地震强度的增大呈先增后减趋势;在极罕遇地震下,尽管位移仍超限,但总体上有助于降低倾覆风险。因此,在隔震层增设基于性能设计的黏滞阻尼器,有利于提升连体结构的整体减震性能。

3　偏心连体结构性能设计分析

前文已对无偏心连体结构控制体系的性能设计进行了分析,但实际结构通常更为复杂,且无偏心体系无法考虑地震作用下扭转响应的影响。因此,深入研究偏心连体结构控制体系至关重要。本章针对偏心体系,采用基于能量的结构响应预测与性能设计方法,探讨其性能控制策略,以期为相关设计提供参考建议。

3.1　抗震结构性能评价

为了便于分析,本节仍选用第 2 章所建立的连体框架结构,并通过在 y 方向的刚性隔板上设置 5% 的质量偏心,将其调整为偏心连体框架结构。对比图 5 和图 11 可知,结构产生偏心后,平动位移会有所增大。与无偏心连体结构类似,抗震结构的层间位移角在设防地震作用下不满足规范中的变形限值要求;而在罕遇地震和极罕遇地震作用下,由于结构进入塑性变形阶段,耗散了一部分能量,因此满足变形限值要求。故仅需针对设防地震作用下的抗震结构进行减震层增设设计。

3.2　基于能量的结构地震响应预测

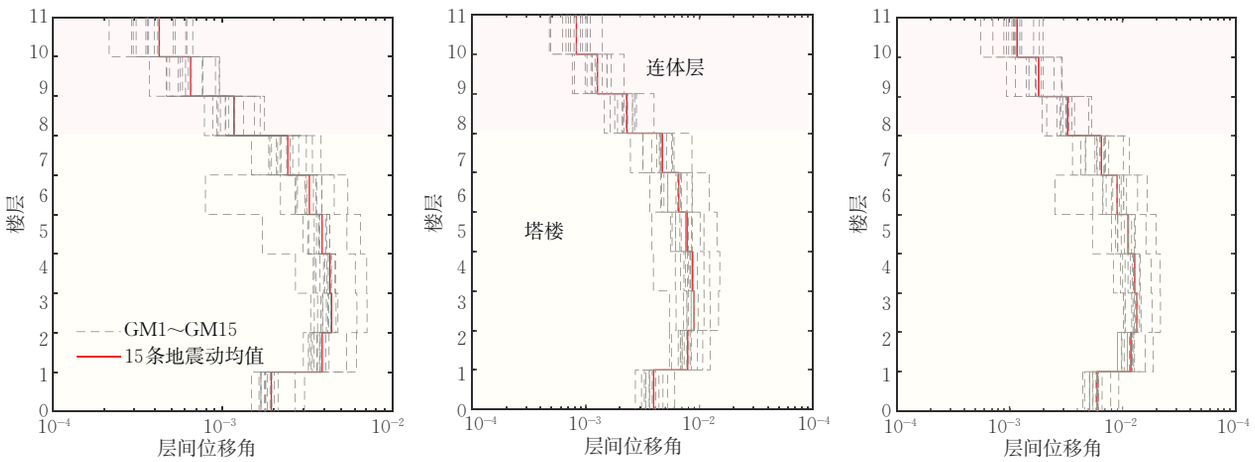
对结构进行模态分析,选取振型参与系数较大的第 2、3、5、11 阶模态进行 MPA 分析,模态变形能及各层模态位移如图 12 所示。采用 SRSS 法即可求得偏心隔震结构的层间位移角预测值。同时,采用 ETABS 软件进行 FNA 分析,求得 15 条地震作用下的结构层间位移角响应均值,并与预测值进行对比,结果如图 13 所示。对比可知,对于不同加速度峰值的地震动作用,基于能量的结构响应预测和时程反应分析结果的最大误差率分别为 12%(设防地震)、29%(罕遇地震)、28%(极罕遇地震),即随着地震强度的增大,结构响应预测的误差率逐渐增大。此外,与无偏心隔震结构相比,偏心结构的响应预测值的误差率有所增大。

3.3　基于性能的黏滞阻尼器参数设计

同样,本节根据 2.3 节基于能量的结构响应预测,通过调整黏滞阻尼器所提供的附加阻尼比来预测结构响应,从而求得满足性能目标的黏滞阻尼器参数,具体参数信息如表 6 所示。

3.4　黏滞阻尼器混合隔震控制的性能评价

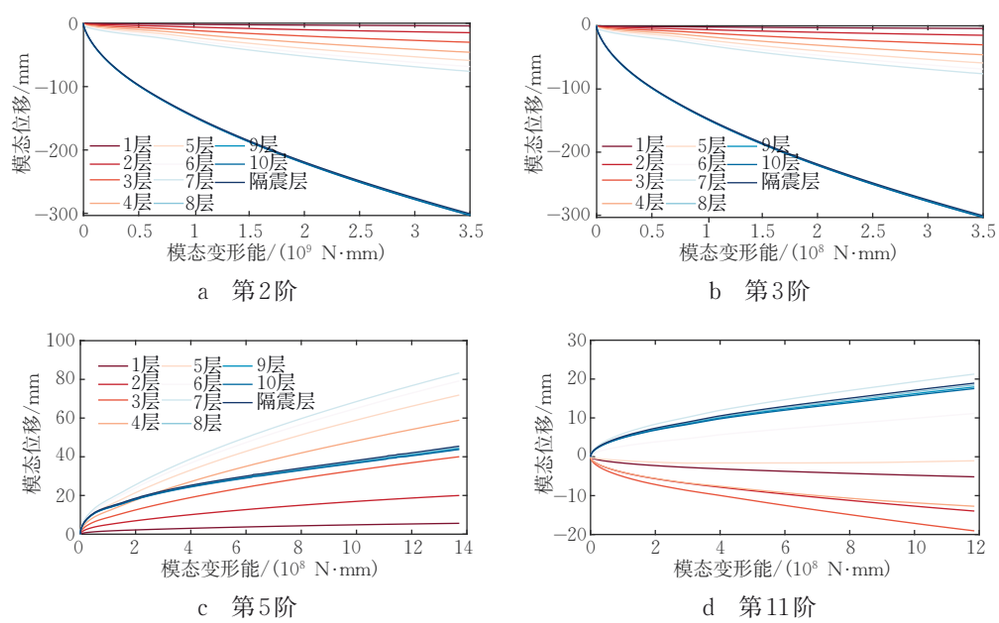
对隔震结构增设基于性能设计的黏滞阻尼器后,其结构响应预测值与非线性分析均值的对比如图 14 所示。由图 14 可知,在设防地震作用下,结构的峰值层间位移角非常接近性能目标,表明本文所



a 设防地震 b 罕遇地震 c 极罕遇地震

图11 偏心抗震连体结构各子结构的层间位移角

Fig. 11 Inter-story drift angles of each substructure in eccentric seismic-connected structures



a 第2阶 b 第3阶

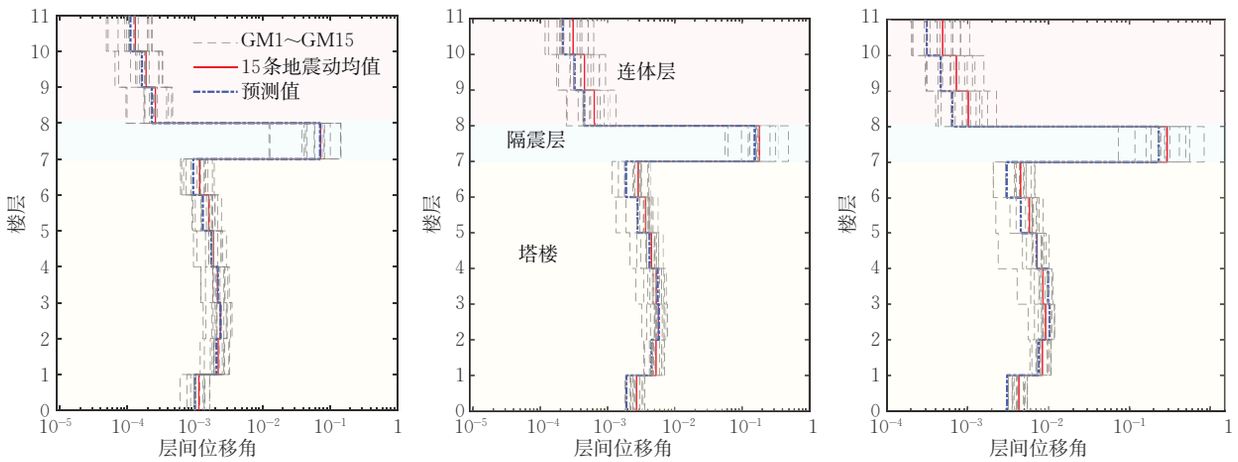
c 第5阶 d 第11阶

图12 模态变形能-楼层模态位移曲线

Fig. 12 Modal deformation energy versus inter-story modal displacement curves

采用的基于性能的设计方法不仅适用于无偏心连体结构控制体系,而且对偏心连体结构控制体系同样具有良好的预测效果。同时,与隔震结构类似,随着地震强度的增大,结构响应预测的最大误差率逐渐增加,分别为 14%(设防地震)、16%(罕遇地震)、23%(极罕遇地震)。相较于隔震结构,混合隔震结构的响应预测最大误差率有所减小。值得注意的是,与无偏心结构相比,偏心混合隔震结构的响应预测最大误差率也有所减小。

对比偏心隔震结构(图 13)与偏心混合隔震结构(图 14)的减震率可知,两种结构减震率的变化规律基本一致。不同之处在于,当结构存在偏心时,混合隔震结构各层的减震率均高于隔震结构。同时,偏心混合隔震结构的减震率高于无偏心混合隔震结构,而偏心隔震结构的减震率低于无偏心隔震结构。这主要是因为上部结构的扭转效应可分解为上部结构自身偏心影响与下部结构扭转效应的叠加作用。仅设置隔震支座并不能有效减弱结构的扭转效应,隔震层过大的位移反而会削弱减震层的耗能效果。增设黏滞阻尼器后,隔震层的位移得到约束,同时耗能能力增强,因此偏心混合隔震结构的减震率会更高。偏心混合隔震结构的隔震层位移减震率约为无偏心混合隔震结构的 2 倍,这一现象也可有效印证上述结果。



a　设防地震　　b　罕遇地震　　c　极罕遇地震

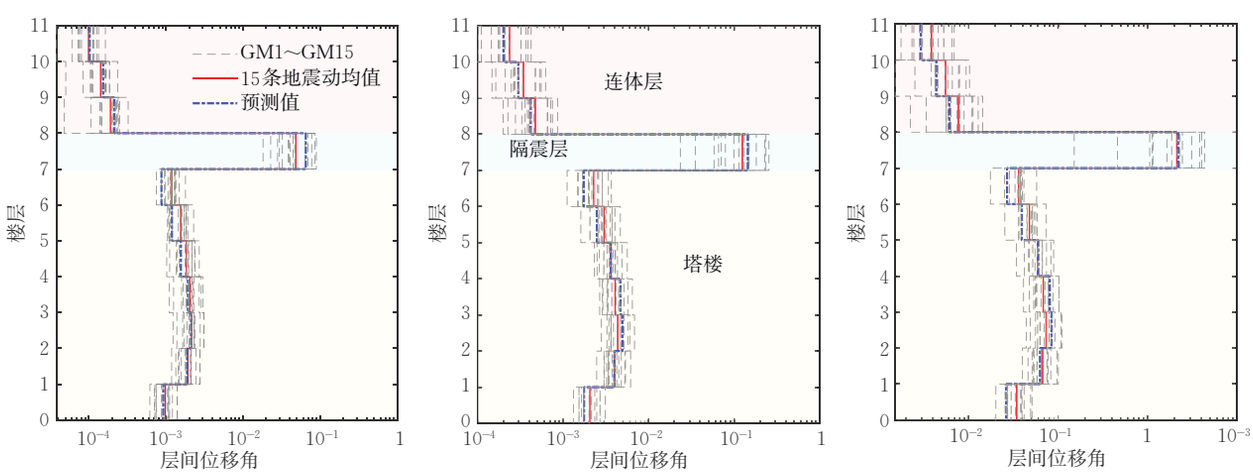
图 13　偏心隔震连体结构各子结构的层间位移角

Fig. 13　Inter-story drift angles of each substructure in eccentric seismic-isolated connected structures

表 6　基于性能的黏滞阻尼器参数设计

Tab. 6　Performance-based parameter design of viscous damper

模态阶数	模态变形能/(N·mm)	应耗能/(N·mm)	附加阻尼比/%	总应耗能/(N·mm)	阻尼指数(α)	阻尼系数/(N·s$^{\alpha}$·mm$^{-\alpha}$)	隔震层模态位移/mm	设计耗能/(N·mm)	设计总耗能/(N·mm)
2	2.85×10^{8}	3.51×10^{8}	9.8	6.79×10^{8}	0.3	24 000	78.0	6.08×10^{8}	6.83×10^{8}
3	8.98×10^{5}	1.10×10^{6}					1.2	2.77×10^{6}	
5	1.33×10^{8}	1.63×10^{8}					11.3	7.08×10^{7}	
11	9.31×10^{6}	1.14×10^{7}					0.6	2.16×10^{6}	



a　设防地震　　b　罕遇地震　　c　极罕遇地震

图 14　偏心混合隔震连体结构各子结构的层间位移角

Fig. 14　Inter-story drift angles of each substructure in eccentric mixed isolation connected structures

4　结论

针对偏心连体结构在地震作用下易受扭转损伤且设计复杂的问题,本文提出了一种基于能量平衡的性能化设计方法。该方法通过模态推覆分析建立结构各阶模态的“能量-位移”关系,并依据规范中的反应谱确定地震能量输入,从而实现了在设计中直接预测位移响应及性能化设计阻尼器参数的目标,显著提升了设计效率与针对性,得到的主要结论如下。

(1)本文所采用的基于能量的结构响应预测方法可有效预测结构响应,但随着地震强度的增大,其

预测效果有所下降。相较于隔震结构,混合隔震结构的响应预测最大误差率有所减小;与无偏心结构相比,偏心结构的响应预测最大误差率也有所减小。

(2)经性能校验可知,在隔震层增设本文方法设计的黏滞阻尼器后,结构响应可充分满足所选取的性能需求。混合隔震结构的减震率可达到 42%~83%。同时,黏滞阻尼器的介入可有效减小隔震层的层间位移,增强结构的抗倾覆能力,但这种增强效果会随着地震强度的增大而减弱。

(3)相较于无偏心连体结构,混合隔震策略更适用于偏心连体结构。这主要体现在:设置黏滞阻尼器后,无偏心连体结构上部结构的减震率有所下降,而偏心连体结构上部结构的减震率有所提升。同时,偏心混合隔震连体结构的隔震层位移减震率约为无偏心混合隔震连体结构的 2 倍。

(4)基于本文方法,黏滞阻尼器-混合隔震体系的设计建议如下:关键参数应以层间位移角为控制目标,通过能量平衡方法确定;阻尼指数 α 建议取 0.3~0.5(本文取 0.3),阻尼系数(C)需根据所需附加阻尼比计算,且偏心结构对此参数的需求通常更高;阻尼器优先设置在层间位移最大处,偏心结构应着重加强外围布置以抵抗扭转;在满足总阻尼需求的前提下,宜采用均匀对称的布置方式,并综合考虑阻尼器数量与单体参数,以实现成本优化。

参考文献:

[1] 李颖, 徐敏, 陈志祥, 等. 杭州新天地办公楼不规则连体结构地震反应分析[J]. 建筑结构, 2015, 45(10): 85-89.

[2] 徐自国, 肖从真, 廖宇飚, 等. 北京当代MOMA隔震连体结构的整体分析[J]. 土木工程学报, 2008, 41(3): 53-57.

[3] 刘志刚, 侯悦琪, 朱立刚, 等. 重庆来福士广场空中连桥减隔震设计[J]. 建筑结构, 2015, 45(24): 9-15.

[4] Meng F T, Ruan X Q, Zhao J F, et al. Analysis of horizontal vibration characteristics of unequal height twin towers of rigid connected structure[J]. Journal of Building Engineering, 2022, 50: 104146.

[5] 陈文兵, 唐家祥. 水平任意向地震输入下双塔楼连体结构的动力分析[J]. 振动与冲击, 2003, 22(1): 29-32.

[6] Wang M, Nagarajaiah S, Sun F F. Dynamic characteristics and responses of damped outrigger tall buildings using negative stiffness[J]. Journal of Structural Engineering, 2020, 146(12): 04020273.

[7] 徐培福. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.

[8] 杜鹏, 牛四欣, 王传芳, 等. 铅芯橡胶隔震支座与黏滞阻尼器在某高位连体结构中的应用研究[J]. 建筑结构, 2024, 54(5): 51-57.

[9] 律清, 卢文胜, 傅博, 等. 附设间隙阻尼减震装置的高位隔震连体结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2024, 45(4): 12-23.

[10] 李宏男, 霍林生. 结构多维减震控制[M]. 北京: 科学出版社, 2008.

[11] 殷伟希, 谭平, 周福霖, 等. 近场地震动下偏心结构的减震控制研究[J]. 震灾防御技术, 2010, 5(2): 199-207.

[12] 钱稼茹, 罗文斌. 建筑结构基于位移的抗震设计[J]. 建筑结构, 2001, 31(4): 3-6.

[13] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2004, 33(8): 903-927.

[14] Hernández-Montes E, Kwon O S, Aschheim M A. An energy-based formulation for first-and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2004, 8(1): 69-88.

[15] 李宁. 基于MPA和IDA的偏心结构性态评估分析方法[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010.

[16] GB/T 51408—2021 建筑隔震设计标准[S].

[17] Hiroshi A. Earthquake-resistant limit-state design of buildings[M]. Tokyo: University of Tokyo Press, 1985: 11-44.

[18] GB/T 50011—2010 建筑抗震设计标准(2024 年版)[S].

[19] 张志强, 李爱群. 建筑结构黏滞阻尼减震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.

Performance Design Method for Energy-Balanced Connected Structures

LI Yanfeng, *ZHANG Shangrong**
(School of Civil and Hydraulic Engineering, Ningxia University, Yinchuan 750021, China)

Abstract: This paper addresses the issue of torsional damage and complex design of eccentric integral structures during earthquakes. Using a mixed isolation eccentric integral structure with viscous dampers as the research object, a performance-based design method based on energy balance is proposed. This method establishes the "energy-displacement" relationship of various modal levels of the structure through modal pushover analysis, determines the seismic energy input according to the response spectrum in the code, and predicts the inter-story drift angle response of the structure, subsequently reverse designing the parameters of the viscous dampers to meet the displacement control goals. The results show that this method can effectively predict the structural response, with prediction errors within engineering acceptable ranges, and the prediction accuracy of the mixed isolation system is superior to that of the pure isolation system. Structures designed using this method can satisfy performance objectives under various levels of seismic events. The mixed isolation strategy is particularly effective for eccentric integral structures, effectively suppressing torsion and controlling the displacement of the isolation layer.

Keywords: connected structures; pushover analysis; modal deformation energy; energy balance; structural response

(责任编辑　王德平)

(上接第176页)

Risk Assessment of Drought Disasters in Yinchuan City From 2014 to 2023

YU Xinyue, *JIAN Mengyu*, *YANG Meiling**
(School of Geography and Planning, Ningxia University, Yinchuan 750021, China)

Abstract: To systematically assess drought disaster risk in urban areas of arid and semi-arid regions, Yinchuan City, Ningxia, was selected as the study area. A drought disaster risk assessment index system was constructed based on four dimensions: hazard risk of disaster-causing factors, vulnerability of disaster-bearing bodies, susceptibility of the disaster environment, and disaster prevention and mitigation capacity. Then, a combination weighting method and a comprehensive index method were used to quantitatively assess the spatiotemporal evolution characteristics of drought risk in Yinchuan City from 2014 to 2023. Furthermore, a coupling coordination model was introduced to explore the interactions among criterion layers. The results indicate that during the study period, the overall drought disaster risk in Yinchuan City showed a high-early, declining-late pattern with significant phase fluctuations, transitioning from high risk to medium and low risk. Spatially, the risk was higher in the north and south and lower in the central region, with Lingwu City and Helan County identified as high-risk clusters, while the main urban area exhibited relatively low risk. The vulnerability of disaster-bearing bodies and the hazard risk of disaster-causing factors were the dominant factors in risk evolution, with precipitation, crop-affected area, and Yellow River water withdrawal contributing significantly to the overall risk. The coupling degree among various criterion layers was relatively high (0.786), but the overall coordination degree was low (0.276), indicating a long-term state of imbalance and reflecting the need to enhance the systemic coordination of the regional disaster prevention and mitigation system. This study provides a scientific reference for drought disaster prevention and control, water resource allocation, and risk management in Yinchuan City.

Keywords: drought disaster; risk assessment; coupling coordination degree; temporal and spatial evolution; Yinchuan City

(责任编辑　李　琼)