

地下结构“可修”状态的层间位移角限值研究

孙巍, 燕晓

[上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘要:我国地下结构抗震一般采用两阶段设计,抗震设防目标一般为“中震不坏、大震可修”,高于地上结构。规范中“大震可修”的性能指标以层间位移角表示,但层间位移角限值的确定依据并不明确。以地下结构“可修”状态的这一抗震性能指标为研究对象,首先对比国内外常用抗震设计规范中“可修”状态的层间位移角限值,分析不同规范性指标存在差异的原因;然后,通过统计国内外框架结构和剪力墙结构拟静力试验的结果,评估我国抗震规范“可修”状态层间位移角限值的合理性;最后,以地铁站和地上框架结构为例,通过推覆分析对比研究地下与地上结构的损伤破坏规律,比较地下结构“可修”层间位移角限值与地上结构的差异。研究结果可为地下结构抗震设计规范的修订提供参考。

关键词:地下结构;“可修”状态;抗震性能指标;层间位移角;推覆分析

中图分类号: TU28

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)06-0273-05

0 引言

抗震设防目标是在一个国家或地区的现有科学水平和经济条件基础上提出来的,是在减轻地震作用下的损失和抗震经济投入之间找到的最佳平衡^[1]。我国现行的《建筑抗震设计规范》采用三水准设防^[2],但只对“小震不坏”和“大震不倒”两个层级提出了层间位移角限值这一抗震性能指标,对“中震可修”并无具体规定。近年来地下结构在国内蓬勃发展,建设项目多位于抗震设防区,抗震问题日益突出。考虑地下结构的重要性,现行规范要求提高其抗震设防目标至“中震不坏、大震可修”。“不坏”状态的性能指标基本沿用地地上结构的标准,而“可修”状态性能指标确定的依据并不明确。

2009年上海市颁布的《地下铁道建筑结构抗震设计规范》^[3]提出“地下钢筋混凝土框架结构的弹塑性层间位移角限值取1/250”,即“大震可修”的性能指标为层间位移角1/250。此后的抗震规范,如《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010(2016年版)、《城市轨道交通结构抗震设计规范》GB 50909—2014^[4]、《地下结构抗震设计标准》GB/T 51336—2018^[5]等基

本沿用了这一性能指标,但均未能明确说明这一指标的来历。杜修力等^[6]以装配式地铁车站侧墙底节点为研究对象开展了拟静力试验,发现屈服状态下侧墙结构的层间位移角在1/209~1/154范围内;周龙壮等^[7]通过拟静力试验研究了某二层地铁车站,该车站上层为钢管混凝土Y形中柱,下层为普通混凝土柱。在层间位移角达到1/200时,底层普通混凝土柱有明显裂缝,当层间位移角达到1/100时,上层钢管混凝土达到屈服;Huo等^[8]建模分析了大开车站站厅段、隧道段和过渡段3个典型断面的地震响应,发现地震作用下站厅段的层间位移角达到1/125,发生了倒塌;而隧道段和过渡段分别为1/200和1/250,破坏并不严重可以修复。以上学者的试验和数值研究成果均与规范有差异。目前为止,国内对“地下结构可修状态”的研究较少,规范中“大震可修”性能目标的提出主要依据地上结构的研究成果。但地下工程的结构形式和受力模式与地上结构差异较大,其研究成果能否适用于地下结构尚不明确,还需进一步研究。

本文以地下结构“可修”状态的层间位移角限值为研究对象,首先介绍了国内抗震规范在这一问题上的规定,并与国外规范的相关规定进行了比较;其次汇总了国内外对地上结构“可修”状态层间位移角变形的试验结果,并进行了统计分析;最后采用推覆分析的方法比较了地铁车站结构和地上框架结构的损伤破坏差异,讨论了地上结构层间位移角限值在地下

收稿日期: 2020-11-23

基金项目: 上海市领军人才课题(K2016K021); 上海市政总院课题(K2019K077A)

作者简介: 孙巍(1965—),男,本科,教授级高级工程师,从事地下工程的设计与研究工作。

结构的适用性。

1 规范中“可修”的规定

1990年颁布的《建筑抗震设计规范》GBJ11-89^[9]明确提出了“小震不坏、中震可修、大震不倒”的三水准抗震设防目标。经过不断的发展和完善,抗震规范对“小震不坏”和“大震不倒”的变形控制指标已经明确,如钢筋混凝土框架结构弹性和弹塑性变形限值分别为层间位移角 1/550 和 1/50、框架-剪力墙结构分别为 1/800 和 1/100。然而,“可修”状态并没有规定。以结构修复为目标,只要结构未倒塌,结构就有被修复的可能,此时结构处于“可修”状态^[10](见图 1)。由此可见,“可修”性能指标是一个区间,而不是一个定值,很难给“可修”状态定义一个确定的性能指标。

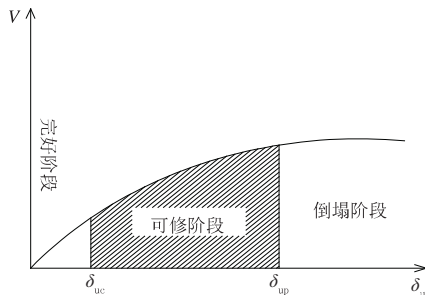


图 1 结构物理状态示意图^[10]

2004年,中国工程建设标准化协会颁布的《建筑工程抗震性能化设计通则》CECS160:2004 规定各类结构的“中震可修”性能指标为层间位移角限值 1/250~1/100。和我国一样,美国、欧洲、日本等国家和地区的很多抗震规范也使用 50 a 基准期超越概率 10% 的地震动作为设防地震动,其相应的性能指标见表 1。

表 1 中震可修状态层间位移角限值

规范	层间位移角
FEMA273(美国) ^[11]	1/220 ~ 1/100
Vision2000(美国) ^[12]	1/200
FEMA356(美国) ^[13]	1/143 ~ 1/40
Eurocode8(欧洲) ^[14]	1/200 ~ 1/100
建筑标准法(日本) ^[15]	1/200 ~ 1/100

由表 1 可见,FEMA368 和日本规范的层间位移角限值较小,FEMA368 甚至达到了 1/40,比我国抗震规范中规定的大震限值还大,这可能与结构修复的技术水平有关。国内外规范中,结构抗震性能指标确定的依据多来自试验研究,下一小节将对已有的

试验结果进行统计。

2 “可修”状态试验统计

目前,国内外对地下结构“可修”状态的试验少见报道,但对地上钢筋混凝土框架、剪力墙等结构抗震性能的试验研究较为丰富。2007年,门进杰^[16]统计了国内 147 个和国外 68 个框架结构和柱构件的试验数据,汇总了试验屈服层间位移角,见图 2。

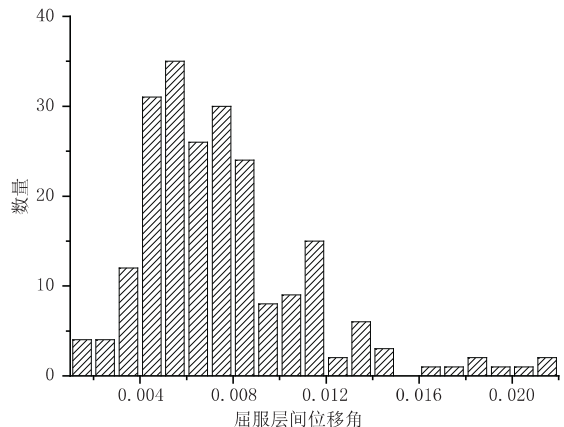


图 2 国内框架结构试验屈服层间位移角统计^[16]

经统计,试验得到的屈服层间位移角在 1/350 ~ 1/180 之间时,安全保证率超过 70%,见表 2。基于统计结果,层间位移角限值越小,安全保证率越大。然而,过高的安全保证率会造成结构能力的浪费,且屈服层间位移角限值只是反映结构是否“可修”,不会直接影响结构的安全。

表 2 国内框架结构试验屈服位移角限值与保证率^[16]

屈服位移角限值	1/350	1/300	1/270	1/250	1/220	1/200	1/180
保证率	90.3%	87.8%	85.4%	83.6%	79.5%	75.7%	70.4%

在上述数据的基础上,本文补充统计了近十年来国内试验的相关数据^[17-26],共计 260 个试验数据,见图 3。由统计数据可知,屈服层间位移角 1/250 的安全保证率大于 80%,见表 3。

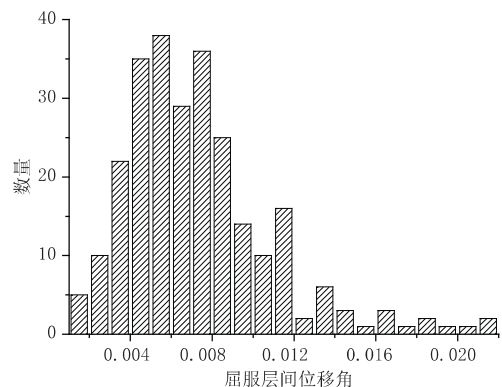


图 3 补充汇总统计框架结构试验层间位移角

表 3 汇总统计框架结构屈服层间位移角限值与保证率

屈服 位移 角限值	1/350	1/300	1/270	1/250	1/220	1/200	1/180
保证率	94.3%	90.1%	85.9%	80.4%	72.5%	65.3%	60.1%

此外,本文还统计了近十年来剪力墙、框架剪力墙的相关试验数据^[27-35],汇总于图 4。可见其屈服层间位移角多在 1/150 ~ 1/500 范围内,参照框架结构的统计方法将剪力墙结构的安全保证率列于表 4。在屈服层间位移角为 1/400 时,安全保证率超过 80%,而在位移角限值 1/250 时保证率仅为 40.9%,远小于框架结构。

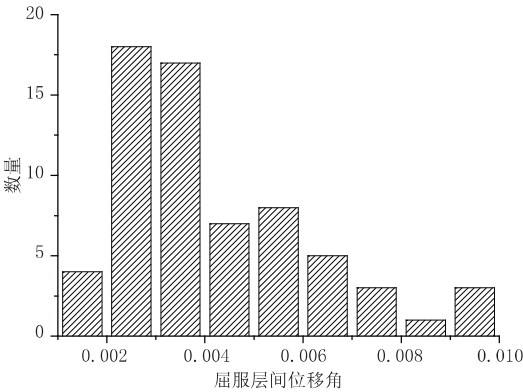


图 4 剪力墙结构试验屈服层间位移角

表 4 剪力墙结构屈服层间位移角限值与保证率

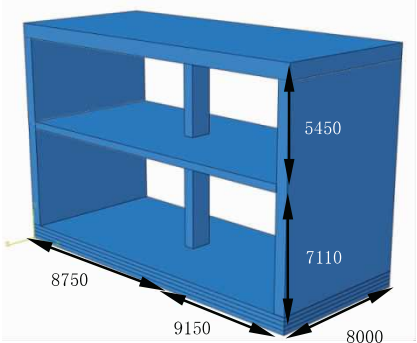
屈服位移 角限值	1/500	1/400	1/350	1/300	1/250
保证率	93.9%	84.8%	74.2%	50%	40.9%

地铁站等明挖地下结构,其结构形式既不同于框架结构,又与一般的地上建筑剪力墙、框架-剪力墙结构有区别。因此,这类地下结构在可修状态变形限值的选取有必要对多种结构形式进行统计分析,或者针对这种结构形式开展试验和数值研究。

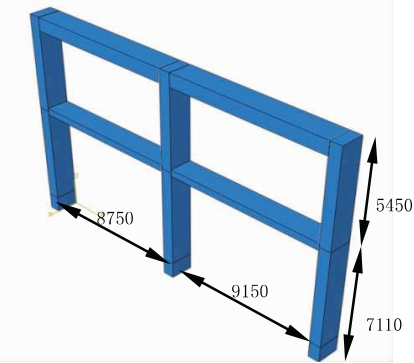
3 “可修”状态推覆分析

为对比研究地下与地上结构的抗震耗能能力和耗能模式,分别建立地铁站和框架结构的三维实体有限元模型并开展推覆分析,有限元模型见图 5。地铁站模型参考某实际两层两跨地铁站建立,该车站柱距 8 m,模型截取一个柱距的纵向长度。车站底板厚度 900 mm,顶板 800 mm,中板 400 mm,侧墙 600 mm,中柱截面尺寸 600 × 1 200 mm。板、墙、柱均为三维实体单元,主筋、箍筋均用梁单元模拟。混凝土材料 C50,采用塑性损伤模型模拟,钢筋采用理想弹塑性模型。第一步计算地铁站模型的静力

工况,除自重外,顶板施加覆土荷载,侧墙施加水土压力,底板施加反力;第二步地铁车站底板横向固定,在一侧的侧墙施加三角形强制位移,直至结构破坏。



(a) 地铁站模型



(b) 框架结构模型

图 5 结构模型(单位:mm)

框架模型的跨度和层高均与车站结构一致,中柱截面尺寸与车站中柱相同。边柱截面高度与中柱相同,宽度与车站侧墙厚度一致。梁截面高度与相应位置车站板厚一致,宽度与柱截面高度相等。框架结构混凝土和钢筋的材料参数、本构模型和单元类型均与地铁站相同。框架柱底横向固定,一侧边柱施加三角形横向位移直至结构破坏。

图 6 为车站结构和框架结构的推覆分析力-位移曲线。车站结构在位移很小的情况下就进入了塑性状态,随着位移的增加,结构受力逐渐减小,直到位移达到 14.2 mm 处结构发生破坏。这说明随着侧向变形的增大,车站结构的整体刚度逐渐衰减。框架结构与车站不同,随着位移的增加受力也随之增大,结构刚度基本保持稳定,在位移达到 19 mm 时受力不再增大,变形趋于稳定直至结构发生破坏。车站结构的整体刚度较大,产生相同位移时其受力远大于框架结构,但其变形能力弱于框架结构。车站结构呈现出“软化”型的破坏方式,而框架结构为“硬化”型破坏,二者的耗能方式并不相同,相比之下框架结构的耗能方式更为合理。

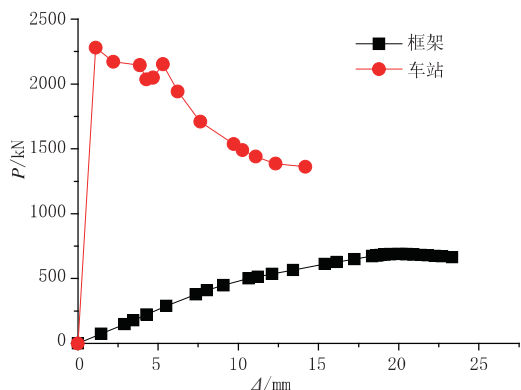


图6 力-位移曲线

图7为车站结构和框架结构发生破坏时的最终状态,塑性区的位置、损伤因子和出现顺序均相应标注。车站结构的塑性区主要出现在底板、顶板与侧墙交接处和中柱端部。推覆侧底板位置最先出现塑性区,最终也因该处破坏而终止加载。除此外,中柱端部随之发生损伤,且损伤较为严重,损伤因子为0.8~0.93。而其他顶板、非推覆侧侧墙损伤出现较晚,且损伤因子为0.53~0.66,并未完全发挥耗能能力。与车站结构类似,框架结构的塑性区最先出现在推覆侧柱底,最终也因该处损伤因子达到0.99发生破坏。塑性区在梁端、柱端基本均有出现,除10号位置外,其余塑性区的损伤因子均超过了0.93,充分发挥了塑性区的耗能能力。1号塑性区之后,2、3号塑性区均出现在梁上,体现了“强柱弱梁”的抗震设计理念。

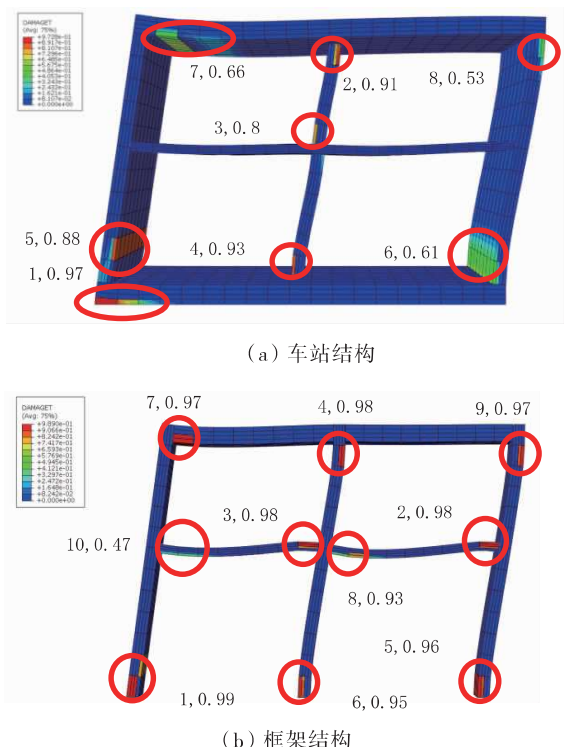


图7 结构塑性区位置、出现顺序及损伤因子

地铁车站结构与框架结构的塑性区出现顺序、位置和损伤程度多有不同,与地上框架结构“强柱弱梁”的抗震方式相比,地铁车站的抗震设计耗能机制并不明确,塑性区过早的出现在中柱、侧墙等竖向支承构件上是不合理的,应使梁、板等水平向构件更多的参与抗震耗能,并与竖向构件的耗能机制相协调,避免某些构件损伤程度较低时其他构件过早破坏。从推覆分析的结果来看,地下结构与地上结构有较大差别,在地铁车站等结构进行抗震设计时,完全参照地上框架结构的设计方法和验算标准是不合适的。

4 结 语

本文采用规范比较、试验数据统计、有限元分析等方法研究了地下结构“可修”状态的层间位移角限值,总结如下:

(1)我国抗震规范中“可修”状态性能指标为层间位移角 $1/250 \sim 1/100$, 与国外的抗震设计标准基本相当;

(2)统计了260个地上框架结构试验数据,当结构屈服层间位移角限值为 $1/250$ 时,结构的安全保证率可达到80%,而剪力墙达到这一安全保证率的层间位移角为 $1/400$;

(3)通过推覆分析发现,地铁车站结构和地上框架结构在耗能能力和耗能机制方面均有较大差异,将地上结构的抗震性能指标应用于地下结构是不合理的。

地下结构的结构体系和地震中的受力状态均与地上结构有差异:地铁车站等明挖地下结构多为厚板-框架体系,结构形式既不同于框架结构也不同于框架-剪力墙结构;在地震过程中地下结构主要受周围土层变形的影响,而对地上结构影响更大的是惯性力。随着我国地下结构功能需求的增多,越来越多的特殊形式地下结构涌现出来,如桥隧合建结构、中庭结构、一侧临空结构等。而规范中这一“可修”的性能指标是否具有普遍适用性,层间位移角是否只是地下结构抗震唯一的性能指标,这些问题还有待进一步研究。

参考文献:

- [1] 谢礼立, 马玉宏, 翟长海. 基于性态的抗震设防与设计地震动[M]. 北京: 科学出版社, 2008.
- [2] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S].
- [3] DG/T J08—2064—2009, 地下铁道建筑结构抗震设计规范[S].
- [4] GB 50909—2014, 城市轨道交通结构抗震设计规范[S].

- [5] GB/T 51336—2018,地下结构抗震设计标准[S].
- [6] 杜修力,刘洪涛,路德春,等.装配整体式地铁车站侧墙底节点抗震性能研究[J].土木工程学报,2017,50(4):38-47.
- [7] 周龙壮,高向宇,陈娟,等.钢管混凝土Y形柱及混凝土平台结构抗震性能试验[J].建筑结构,2015,45(3):31-38.
- [8] H. Huo, A. Bobet, G. Fernandez, etc. Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: Evaluation of the failure of the Daikai station [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(12):1522-1533.
- [9] GBJ 11—89,建筑抗震设计规范[S].
- [10] 马宏旺,吕西林,陈晓宝.建筑结构“中震可修”性能指标的确定方法[J].工程抗震与加固改造,2005,27(5):26-32.
- [11] FEMA 273. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Rehabilitation of Buildings [M]. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. September, 1996.
- [12] California Office of Emergency Services, Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings, Structural Engineering Association of California [M]. Vision 2000 Committee, California, 1995.
- [13] FEMA 356. Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings [M]. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- [14] EC8. Euro code 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. General rules, Seismic Actions and Rules for Buildings [M]. EN1998-1:2003, British Standards Institution, London, 2003.
- [15] Building Center of Japan. Report of development of new engineering framework for building structures [R]. Integrated Technical Development Project, Ministry of Construction.
- [16] 门进杰. 不规则钢筋混凝土框架结构基于性能的抗震设计理论和方法[D]. 陕西西安: 西安建筑科技大学, 2007.
- [17] 田小红, 苏明周, 连鸣, 等. 高强钢组合K形偏心支撑框架结构振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2016, 49(3): 56-63.
- [18] 杨勇, 王婷, 陈伟, 等. 预应力钢带加固震后混凝土框架抗震性能试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报, 2016, 48(1): 29-35.
- [19] 黄远, 张锐, 朱正庚, 等. 含三明治外墙挂板框架结构抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2016, 36(2): 152-157.
- [20] 张耀庭, 杜晓菊, 杨力. RC 框架结构基于构件损伤的抗震性能评估研究[J]. 湖南大学学报, 2016, 43(5): 9-21.
- [21] 邓雪松, 张超, 曹均勇, 等. 装配式减震墙板 RC 框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(5): 170-176.
- [22] 黄远, 张锐, 朱正庚, 等. 现浇柱预制梁混凝土框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(1): 44-50.
- [23] 杨伟松, 郭迅, 许卫晓, 等. 翼墙-框架结构振动台试验研究及有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(2): 96-103.
- [24] 樊禹江, 余滨杉, 王社良. 再生混凝土框架结构地震作用下随机损伤与评估分析[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(5): 97-102.
- [25] 吕西林, 张翠强, 周颖, 等. 半再生混凝土框架的抗震性能[J]. 中南大学学报, 2014, 45(4): 1214-1226.
- [26] 余江滔, 张远森, 陆洲导, 等. 注胶修复混凝土框架结构模型振动台试验[J]. 土木工程学报, 2012, 45(增1): 208-212.
- [27] 程春兰, 周德源, 王斌. 双钢板混凝土组合剪力墙试验研究及结构弹塑性时程分析[J]. 振动与冲击, 2017, 36(1): 255-260.
- [28] 钱嫁茹, 韩文龙, 赵作周, 等. 钢筋套筒灌浆连接装配式剪力墙结构三层足尺模型子结构拟动力试验[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(3): 26-38.
- [29] 王啸霆, 王涛, 李文峰, 等. 装配整体式钢筋混凝土剪力墙子结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(6): 1-11.
- [30] 王飞, R. Shahneam. 基于振动台实验的结构损伤识别研究[J]. 地震工程学报, 2016, 38(1): 129-135.
- [31] 李刚, 黄小坤, 刘瑄, 等. 底部预留后浇区钢筋搭接的装配整体式剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(5): 193-200.
- [32] 梁兴文, 辛力, 邓明科, 等. 高强混凝土剪力墙抗震性能及其性能指标试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(11): 37-45.
- [33] 祁勇, 朱慈勉, 钟树生. 不同肢厚比框支短肢剪力墙斜柱式转换层结构抗震试验研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(12): 155-159.
- [34] 韩春, 李青宁, 姜维山. 框架-剪力墙组合结构的拟动力试验研究[J]. 建筑钢结构进展, 2016, 18(1): 23-28.
- [35] 邓明科, 梁兴文, 辛力. 剪力墙结构基于性能抗震设计的目标层间位移确定方法[J]. 工程力学, 2008, 25(11): 141-148.

(上接第 252 页)

- 值模拟方法[J]. 中国公路学报, 2016, 29(7): 89-95.
- [7] European Committee for Standardisation. Eurocode 3, Design of Steel Structures[S]. EN1993-2, Brussels, Belgium, 2005.
- [8] 张清华, 李俊, 袁道云, 等. 高疲劳抗力钢桥面板的疲劳问题 I: 模型试验 [J/OL]. 中国公路学报: 1-13. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/61.1313.U.20201217.1008.002.html>.