

[编者按]国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)已于2010年12月1日开始实施。本刊特邀请规范管理组就新规范中一些问题以疑问解答的方式进行连载介绍,以期能够帮助设计人员加强对新规范的理解和应用。在此特向主要撰稿人王亚勇先生等致谢!

## 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(一)

王亚勇<sup>1</sup>, 张海明<sup>2</sup>

(1 中国建筑科学研究院工程抗震研究所,北京 100013; 2 北京市住房和城乡建设委员会,北京 100039)

### 0 引言

为了配合国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)(简称新规范)的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题作出解释。本文主要介绍新规范修订的指导思想、重要变更以及有关抗震设计基本要求的主要条文修改。

#### 1 新规范何时正式实施,有没有“过渡期”?

新规范由中华人民共和国住房和城乡建设部和国家质量监督检验检疫总局于2010年5月31日发布,要求从12月1日起实施。新规范与《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001)(2008版)不再有所谓“过渡期”。2010年10月27日,在全国新规范贯标培训班上,住房和城乡建设部标准定额主管部门明确指出:以工程项目设计合同正式签订日为执行新规范的时限,即从2010年12月1日起签订设计合同的工程项目均按照新规范设计,在此前签订设计合同的工程项目仍可按照原规范设计。

#### 2 新规范修订的指导原则是什么?

按原建设部建标[2006]77号文件通知,2001规范修订的指导原则是:依据我国国情,适当调整提高抗震设防标准。

#### 3 新规范在哪些方面延续了89规范和2001规范的基本原则?

新规范在以下几方面延续了89规范和2001规范的基本原则:1)继续遵守“三水准设防和两阶段抗震验算”的抗震设计基本原则,以“小震不坏,中震可修,大震不倒”的三水准设防目标,进行“小震作用”下的结构强度和弹性变形验算和“大震作用”下的弹塑性变形验算;2)保留7度 $0.15g$ 和8度 $0.30g$ 的设计地震分区及相应的抗震设计要求;3)保留设计反应谱(地震影响系数曲线)的骨架曲线形状,周期延长到

$6s$ ,并提供不同阻尼比的调整方法;4)保留楼层最小剪力系数强制性要求;5)保留建筑规则性定性和定量化的定义;6)保留钢筋混凝土结构抗震等级划分和相应的计算与构造要求;7)保留砌体结构设置圈梁和构造柱以提高结构延性和整体性的要求;8)保留隔震和消能减震设计内容;9)保留非结构抗震设计内容。

#### 4 新规范对抗震设计采用的地震动参数有哪些重大变更?

(1)按2009年发布的《防震减灾法》对“地震小区划”的规定,在新规范第1.0.5条中删去2001规范关于抗震设防区划的相关规定,保留“一般情况下,建筑的抗震设防烈度应采用根据中国地震动参数区划图确定的地震基本烈度(本规范设计基本地震加速度值所对应的烈度值)”。因此,过去所做的城市抗震设防区划图中的地震动参数,将不再用于单体建筑工程的抗震设计。

(2)设计地震分组和对应Ⅱ类场地特征周期 $T_g$ 值完全按照《中国地震动参数区划图》(GB18306—2001)的定义,不再进行调整。这样,与2001规范相比,在新规范附录A中,全国2500个抗震设防城镇中设防烈度不变而设计地震分组上升的城镇有1000多个(占40%以上)。变化较多的省份和所占城镇的比例如下:河北74%,山西55%,福建54%,山东75%,河南45%,四川76%,云南82%,西藏82%,陕西48%,甘肃92%,青海88%,宁夏81%,新疆82%。

其中,设计地震分组上升的省会城市和直辖市有:天津、石家庄、福州、郑州、银川、乌鲁木齐由设计一组升为设计二组;济南、昆明、兰州、西宁、拉萨、台北由设计二组升为设计三组;成都由设计一组升为设计三组。设计地震分组的上升表明对应的场地特征周期 $T_g$ 有所加大,地震作用相应增大。

作者简介:王亚勇,研究员,Email: yayongwang@sina.com。

5 新规范总共包括多少章、节、附录、条文？

新规范共分 14 章、59 节、12 附录，计 630 条（含 56 条强制性条文）。

6 如何判别建筑形体的规则性？

建筑形体的规则性包含建筑的平、立面尺寸、抗侧力构件布置、楼层质量分布、刚度分布、承载力分布等诸多方面。由于建筑造型和使用功能的要求，可能设计出形体不规则的建筑，对结构抗震带来不利影响。

(1) 不规则建筑 新规范第 3.4.3 条表 3.4.3-1 2 基本保留 2001 规范关于平面和竖向不规则性类型的定义，适用于钢筋混凝土结构、混合结构和钢结构，其他类型房屋有各自的规定。

(2) 特别不规则建筑 对于存在多项不规则或不规则性超过规定的参考指标较多的建筑，新规范参照《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》提出以下三类判定为“特别不规则”建筑：1) 同时具有新规范表 3.4.3-1 2 所列六项主要不规则类型的三项或三项以上；2) 具有表 1 所列一项不规则类型；3) 具有新规范表 3.4.3-1 2 所列两项、且其中一项接近表 1 的不规则指标。对于特别不规则建筑，应运用合理的计算模型和分析方法，对结构薄弱部位采取加强措施，必要时，也可设置防震缝将其划分为较规则的若干部分等。

结构特别不规则类型 表 1

特别不规则	简要定义
扭转偏大	较多楼层（不计入与裙房相连的楼层）考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.4。
抗扭刚度弱	一般结构的平动与扭转周期比大于 0.9，混合结构的周期比大于 0.85。
层刚度偏小	本层侧向刚度小于相邻上层的 50%。
高位转换	框支墙体的转换构件位置：7 度超过 5 层，8 度超过 3 层。
厚板转换	7~9 度设防的厚板转换结构。
塔楼偏置	单塔或多塔合质心与大底盘的质心偏心距大于底盘相应边长 20%。
复杂连接	多数楼层前后、左右同时错层；连体两端塔楼的高度、体形或沿大底盘某主轴的振动周期显著不同的连体结构。
多重复杂	同时带转换层、加强层、错层、连体和多塔等 5 种复杂类型的 3 种及以上。

(3) 严重不规则建筑 建筑形体复杂，两项不规则指标超过新规范第 3.4.4 条所定义的扭转不规则和楼层承载力突变的上限值、或某一项超过较多，以及超过不同类型结构所规定的刚度比突变的上限，均属于严重不规则建筑。原则上不允许采用严重不规则的建筑方案，或要对建筑布置进行调整和改变结构体系后，才能采用。

7 如何区别对待不规则建筑抗震设计？

建筑形体规则性的判别与抗震设防烈度无关。但是不规则建筑结构的抗震设计却与烈度相关，烈度越高，地震作用和抗震措施要求越高。

在判别建筑规则性时应遵循区别对待的原则。新规范表 3.4.3-1 2 主要从概念上提供了平面和竖向不规则的参考界限，并非严格的数值界限。设计时应根据实际情况，区别对待。例如：

(1) 关于平面不规则

1) 判扭转不规则时应按刚性楼盖假定建模计算分析。所谓刚性楼盖指的是，楼盖两端的位移不超过平均位移的二倍。而楼盖两端的位移应该是边、角处抗侧力构件的位移，而不是悬挑楼板的位移。

2) 计算扭转位移比时，楼层的位移不能用各振型位移的 CQC 组合得到，而应该采用各振型力的 CQC 组合得到楼层剪力，经换算后得到的水平力作用下产生的位移（考虑偶然偏心）。当计算的楼层位移（角）小于规范规定限值的 50% 时，对扭转位移比的控制可以适当放松。

3) 偶然偏心的取值，除采用垂直于所考虑方向最大尺寸的 5% 外，也可根据建筑平面不规则形状和楼盖重力荷载不均匀分布情况取值。

4) 还可根据楼层质心和刚心的距离（偏心率）来判别扭转不规则。

图 1 为 1999 年台湾集集地震中一幢平面特别不规则建筑因扭转破坏而倒塌的例子。

(2) 关于平面凹口

当建筑平面有凹口时，应视凹口尺寸区别对待。当凹口很深，即使在凹口处设置楼面连梁，而该连梁又不足以使两侧楼板协同位移而满足刚性楼板假定时，



图 1 平面特别不规则建筑因扭转破坏而倒塌



图 2 平面深凹口处两侧墙体拉弯破坏实例

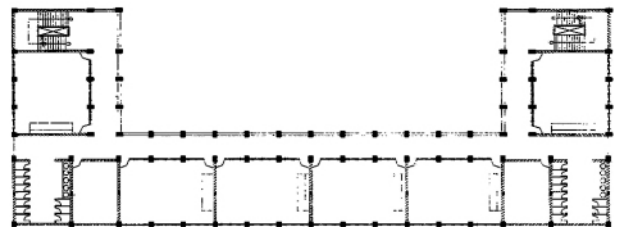


图 3 U 形平面的学校建筑抗震性能良好

应仍属凹凸不规则,而不能按楼板开洞处理。此时深凹口两侧墙体很容易产生出平面拉弯破坏(图2)。当凹口宽度大于深度时,建筑变为U形平面,抗震性能并不差,此时不能判定为凹凸不规则。但要注意,不宜在转角处挑空、楼板开大洞或设楼梯间,应加强转角处的柱、梁、墙。图3所示为台湾嘉义县某小学U形2层建筑、外走廊加外廊柱、筏基,经历1998年瑞里地震( $PGA = 0.67g$ )、1999年集集地震( $PGA = 0.63g$ )、1999年嘉义地震( $PGA = 0.60g$ ),均保持完好。

### (3) 关于楼板开洞

楼、电梯间和设备管井由于井筒存在,具有较强的空间约束作用,一般不计入楼板开洞面积。

### (4) 关于竖向不规则

除了新规范表3.4.3-2所定义的软弱层(侧向刚度不规则)、转换层(竖向构件不连续)和薄弱层(楼层承载力突变)之外,还可根据结构层间位移角的变化来判断。楼层刚度等于楼层剪力和层间位移角之比。

高层建筑带底盘裙房,计算裙房与上部塔楼的楼层刚度比时,可取主楼周边外延3跨且不大于20m相关范围内的竖向构件。地上结构(主楼加裙房)与地下室部分也可照此处理,相关范围取地上结构周边外延不大于20m,而不能取相关范围外所有竖向构件,特别是相关范围之外的地下室外墙参与计算。

汶川地震中,大量底部框架-上部砖房竖向不规则的建筑破坏、倒塌。图4为底层薄弱倒塌,图5为底层加强后薄弱层转移到层2,使层2倒塌。



图4 底部框架-上部砖房的底层倒塌



图5 底部框架-上部砖房的层2倒塌

### (5) 少数楼层不规则的处理

当少数楼层由于开洞、凹凸、偏心、错层、挑高等造成不规则时,应视其所占楼层比例和不规则性程度综合判定整体结构的规则性,而不能简单得出结论。但无论如何,对这些楼层构件均应加强其抗震措施。

## 8 不规则建筑是否一定要用防震缝分割?

对于不规则建筑,通常采用防震缝分割,形成若干较为规则的结构单元,以求得“完美”的计算结果和避免采用额外的加强措施。但是,大量的建筑震害表明,防震缝的设置有利有弊。图6、7分别为2008年5·12汶川地震中典型的震害。图6为北川公安局办公楼两侧商住楼碰撞倒塌情况,由于办公楼站立支撑着右侧



图6 由于碰撞导致建筑连续倒塌的震害

倾斜的建筑,使右侧成排建筑不倒,而左侧建筑由于失去支撑而发生连续倒塌。图7为L形平面的东方汽轮机厂框架结构办公楼,在拐角处不设防震缝,地震时没有发生碰撞破坏。新规范对防震缝的设置作了修改,第3.4.5条规定,体形复杂、平立面不规则的建筑,应根据不规则程度、地基基础条件和技术经济等因素比较分析,确定是否设置防震缝,并分别符合下列要求:

(1) 当不设置防震缝时,应采用符合实际的计算模型,分析判明其应力集中、变形集中或地震扭转效应等导致的易损部位,采取相应的加强措施。



图7 L形平面建筑  
不设缝的震害较轻

(2) 当在适当部位设置防震缝时,宜形成多个较规则的抗侧力结构单元。防震缝应根据抗震设防烈度、结构材料种类、结构类型、结构单元的高度和高差以及可能的地震扭转效应的情况,留有足够的宽度,其两侧的上部结构应完全分开。

新规范将钢筋混凝土框架结构防震缝的最小宽度加大到100mm,规定大跨屋盖结构防震缝最小宽度为150mm,并要求计算中震作用下防震缝两侧结构的相对位移,使之不发生碰撞;如果缝宽不够,则要求设置长度不大于层高 $1/2$ 的防撞墙。

## 9 为什么抗震建筑需要设置多道抗震防线?

多道抗震防线是建筑抗震概念设计的主要要求之一。钢筋混凝土结构中的框-剪、框-筒、框架-支撑、剪力墙-连梁(联肢墙)结构;砌体结构中的砌体墙-构造柱、圈梁;钢结构中的框架-支撑(中心、偏心、消能支撑);空旷房屋所采用的排架-支撑(竖向、水平支撑)等,均是具有多道抗震防线的结构形式。

大震下,具有多道抗震防线结构的第一道防线承受了主要的地震作用,产生塑性破坏,吸收地震能量;同时使结构内力重分布,地震作用转移到第二道抗震防线。因此,应考虑第一道防线失效后的内力重分布对第二道防线的内力调整,第二道抗震防线应具备足够的承载力,防止结构倒塌。例如,框-剪、框-筒结构

中,任一层框架承担的剪力按底部总剪力 20% 和框架部分的各楼层剪力最大值 1.5 倍二者的较小值控制;砌体结构中,墙体破坏后,地震作用转由圈梁和构造柱组成的延性构架承担,保证建筑不倒;框架-支撑和排架-支撑结构中,作为第一道防线的支撑体系屈服耗能,保证框架和排架柱的安全。

#### 10 新规范如何保证楼梯间的抗震安全性?

在 5·12 汶川地震中,框架结构和砌体结构建筑中的楼梯间遭受严重破坏(图 8、9)。在突发事故发生时,作为逃生和救生的重要通道,楼梯间应该确保安全。为此,新规范规定,对于钢筋混凝土框架结构,楼梯间的布置不应导致结构平面特别不规则,抗震计算应考虑楼梯构件的影响,同时应对楼梯构件的抗震承载力进行验算。对于多层砌体房屋,要求在楼梯间四角和梯段上、下端对应的墙体处增设构造柱。



图 8 框架结构楼梯间破坏  
(休息平台梁下短柱效应)



图 9 砌体结构楼梯间严重破坏  
(构造柱防止倒塌)

(上接第 85 页)

位移角限值为 1/1 000),位移角限值应根据非结构构件的变形能力确定。

#### 5 结论

(1) 有害位移的算法尚未有较一致的认识,不同的算法结果有较大差别,设计时应应对不同的算法结果进行比较,选择合理的计算结果。建议采用直接计算构件有害位移而非楼层有害位移的计算方法。

(2) 结构构件的受力损坏与有害位移角直接相关,也与构件本身的力学特性有关,应根据不同结构构件类型确定不同的有害位移角限值,或利用应力与应变的对应关系,直接控制构件内力。

(3) 为避免非结构构件因主体结构变形过大而破坏,可根据非结构构件的变形能力确定主体结构的最大层间总位移角限值。

#### 参 考 文 献

- [1] 徐培福主编. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [2] 高立人,方鄂华,钱稼茹. 高层建筑结构概念设计[M]. 北京:中国计划出版社,2005.
- [3] 魏琏,王森. 论高层建筑结构层间位移角限值的控制[J]. 建筑结构,2006,36(S1):(1-49)-(1-55).

对钢筋混凝土框架结构,分别构建了 6 层单跨、3 跨、5 开间、7 开间,楼梯间布置在一端、两端和中间等 14 个模型,与不考虑楼梯构件影响的 4 个计算模型进行对比。结果表明:楼梯构件参与分析使整体结构的周期变短;基底剪力:除单侧设置楼梯外,顺梯方向增大 3 跨增大 1.1~1.2 倍,单跨增大 1.2~1.4 倍;层间位移:单侧设置楼梯增大 1.4~1.5 倍,中间设置增大 1.1~1.2 倍,两侧布置基本不增大;与楼梯构件相连的框架柱内力增大:轴力增大 3~4 倍,剪力增大 2~3 倍,弯矩增大 1.0~1.5 倍;框架梁端弯矩增大 1.25~1.6 倍;对不相连的框架构件,影响可忽略。楼梯构件受力比较复杂,梯板应计入轴力和弯矩的影响,顺梯方向的休息平台梁应计入轴力影响,横梯方向的休息平台梁应计入剪力和扭矩的影响,支承平台梁的柱子应考虑短柱效应。

#### 参 考 文 献

- [1] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [2] 国家标准建筑抗震设计规范管理组. 建筑抗震设计规范(GB50011—2010)统一培训教材[M]. 北京:地震出版社,2010.
- [3] 王亚勇,黄卫. 汶川地震建筑震害启示录[M]. 北京:地震出版社,2009.

(上接第 111 页)

- [6] SIMI P, VALSAN, SWARUP K S. Wavelet based transformer protection using high frequency power directional signals[J]. Electric Power Systems Research, 2008, 78(4): 547-558.
- [7] LAW S S, LI X Y, ZHU X Q, et al. Structural damage detection from wavelet packet sensitivity[J]. Engineering Structures, 2005, 27(9): 1339-1348.
- [8] SER-TONG QUEK, QUAN WANG, LIANG ZHANG, et al. Sensitivity analysis of crack detection in beams by wavelet technique[J]. International Journal of Mechanical Sciences, 2001, 43(12): 2899-2910.
- [9] HOU Z, NOORI M, R ST AMAND. Wavelet-based approach for structural damage detection[J]. J. Engrg Mech., ASCE, 2000, 126(7): 677-683.
- [10] SUN Z, CHANG C C. Structural damage assessment based on wavelet packet transform[J]. J. Struct. Engrg., ASCE, 2002, 128(10): 1354-1361.
- [11] HAASE M, WIDJAJAKUSUMA J. Damage identification based on ridges and maxima lines of the wavelet transform[J]. Journal of Engineering Science, 2003, 41(13-14): 1423-1443.
- [12] 李永梅,高向宇,史升炎,等. 基于单元应变模态差的网架结构损伤诊断研究[J]. 建筑结构学报,2009,30(3):152-159.
- [13] 沈祖炎,陈扬骥. 网架与网壳[M]. 上海:同济大学出版社,1997: 174-176.
- [14] 张悦. 基于小波分析的正放四角锥网架结构损伤检测数值模拟研究[D]. 石家庄:河北科技大学,2010.

# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(二)

王亚勇

(中国建筑科学研究院工程抗震研究所,北京 100013)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于 2010 年 5 月 31 日颁布,并从 2010 年 12 月 1 日实施。为了配合新抗震规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题做出解释。本文主要介绍了新规范第 4 章关于场地、地基和基础的主要条文修改及有关问题解释。

[关键词] 抗震设计; 规范; 场地; 地基基础

中图分类号: TU318.4 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2011)01-0135-03

## 11 建筑的场地类别是否会因建筑采用桩基、深基础或多层地下室而改变?

在抗震设计中,场地指具有相似的地震反应谱特征的房屋群体所在地,而不是房屋基础下的地基土。其范围相当于厂区、居民点和自然村,在平坦地区面积一般不小于  $1\text{km}^2$ 。场地类别的划分只与覆盖层厚度和等效剪切波速有关。一般情况下,覆盖层厚度等于地面至剪切波速大于  $500\text{m/s}$  且其下卧各岩土层的剪切波速均不小于  $500\text{m/s}$  的土层顶面的距离;等效剪切波速等于土层计算深度除以剪切波传播的时间,而土层的计算深度则取地面以下  $20\text{m}$  和覆盖层厚度两者中较小值。可见,新规范所定义的场地是相对地面而言的,与基础形式和地下室深度无关,场地类别并不因建筑物的基础形式和埋深、以及地下室的层数而改变。

## 12 新规范对波速测试孔的数量有何要求?

新规范删去了波速测试钻孔数量不少于控制性钻孔  $1/5 \sim 1/3$  的要求。直接规定:在场地初勘阶段,对大面积的同一地质单元,测量土层剪切波速的钻孔数量不宜少于 3 个;在场地详勘阶段,对单体建筑波速测试钻孔不宜少于 2 个,对于同一地质单元上的密集建筑群,钻孔数量可适当减少,但每幢高层建筑和大跨空间结构不少于 1 个;高层建筑的高度参照《民用建筑设计通则》(GB50352—2005)的规定并与本规范第 6 章协调,改为  $24\text{m}$  以上。

## 13 新规范为什么将 I 类场地分为 $I_0$ 和 $I_1$ 两个亚类,场地分类有何变化?

新规范对岩土类型与剪切波速的关系有所调整,将坚硬土和硬岩石分开,新增波速大于  $800\text{m/s}$  为岩石类(坚硬和较硬岩石),保留波速为  $500 \sim 800\text{m/s}$  的软基岩和坚硬土类。这个规定基本上与我国核电站抗震设计规范规定的  $700\text{m/s}$ ,美国规范的  $760\text{m/s}$ ,欧洲规范的  $800\text{m/s}$  相近。中软土与软弱

土的剪切波速分界,2001 规范中软土的指标为  $140\text{m/s}$ ,与国际标准相比略偏低,故新规范由  $140\text{m/s}$  改为  $150\text{m/s}$ (中软土中的可塑新黄土指的是  $Q_3$  以来的黄土)。这样,新的场地分类标准如表 1 所示。

场地分类标准 表 1

岩石的剪切波速 $V_s$ 或土的等效剪切波速 $V_{se}/\text{m/s}$	场地类别				
	$I_0$	$I_1$	II	III	IV
$V_s > 800$	0				
$800 \geq V_s > 500$		0			
$500 \geq V_{se} > 250$		$< 5$	$\geq 5$		
$250 \geq V_{se} > 150$		$< 3$	$3 \sim 50$	$> 50$	
$V_{se} \leq 150$		$< 3$	$3 \sim 15$	$> 15 \sim 80$	$> 80$

## 14 当场地分类介于两类之间时如何插值确定特征周期 $T_g$ ?

场地覆盖层厚度和等效剪切波速都不是严格的数值,有  $\pm 15\%$  的误差都属于勘察结果的正常范围。当上述两个参数处于相邻两类场地分界的上述误差范围时,允许勘察报告说明该场地介于两类场地之间,设计人员可用插入法确定地震影响系数曲线的特征周期  $T_g$ 。

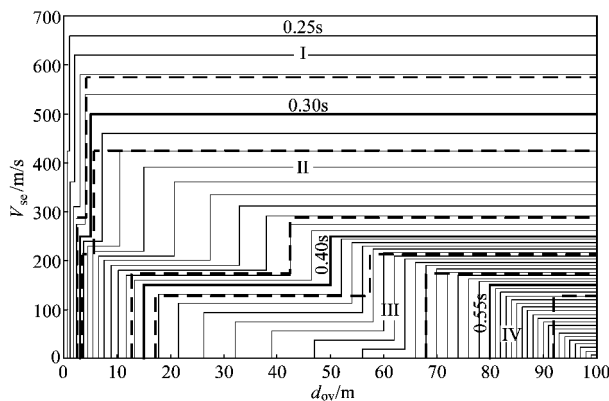


图 1 特征周期内插方法

作者简介:王亚勇,研究员,Email:yayongwang@sina.com。

图1所示的插入法可表述如下:一般为等间距插入。不等间距插入的范围如下:Ⅱ类场地中,波速150~250m/s之间的间距按线性增大规律确定:小值与150m/s以下协调,大值与250m/s以上协调;覆盖层在5~50m之间的间距,两端小中间大,小端取值分别与覆盖层5m以下和50m以上协调;在 $d_{ov}$ 轴线上 $\beta \sim 65$ m之间的间距以15m分两段按不同比例的线性增大规律确定:小值与3m/s以下协调,15m两侧也各自协调。

15 新规范关于场地地段划分为什么要增设“一般地段”?

有些建筑的场地所在地段既不属于有利地段,又不属于不利地段,根据一些勘察单位的建议,在有利地段和不利地段之间增设“一般地段”比较合理。在一般地段上建设,通常并不需要采取特别的抗震措施,而在有利地段、例如Ⅰ类场地上,建筑设计可以降低一度采用抗震构造措施。

不利地段划分中,增加了高含水量的可塑黄土、地表存在结构性裂缝等地质条件。对于不利地段中的陡坡和陡坎不再区分非岩质和岩质,因为任何岩质的陡坡和陡坎对建筑结构的地震响应均具有放大作用。

16 山区建筑的场地和地基基础有什么特别要求?

山区建筑选址和地基基础设计应明确抗震要求。汶川地震中,次生地质灾害产生了严重的人员伤亡和财产损失。新规范提出,山区建筑场地的勘察应对边坡的稳定性做出评价,边坡设计应该符合国家标准《建筑边坡工程技术规范》(GB50330—2002)的要求。边坡附近的建筑也应对地基基础进行稳定性设计。建筑基础与土质、强风化岩质边坡的边缘应留有足够的距离,不允许将建筑的外墙作为挡土墙,或把山坡挡土墙作为建筑基础,在其上建造房屋。图2是汶川地震中,在北川的一幢多层底框-砖房建筑,由于紧贴挡土墙,地震时山体位移挤压建筑底层,导致建筑结构严重变形破坏。正确的做法应如图3所示,在建筑基础与山体边坡之间留出足够的距离。

17 对危险地段的避让有何要求?

危险地段指地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位。汶川地震中,次生地质灾害导致了建筑破坏、甚至被掩埋的严重后果。图4为汶川县一幢新建住宅楼被山体滑坡部分掩埋,图5为北川中学整个被山体崩塌所掩埋,图6为2008年9月24日暴雨之后发生的泥石流将山脚下的住宅楼大部分掩埋。因此,新规范特别强调建筑要避开发震断裂附



图2 挡土墙挤压建筑  
底层导致破坏



图3 边坡与建筑之间  
留有足够距离

近而且可能引发滑坡、崩塌等具有双重危险的地段,严禁在危险地段建造甲、乙类设防的建筑。但是,考虑到山区建设用地的困难,新规范将发震断裂的最小避让距离由200~500m改为100~400m。图7为断裂带穿过,地表形成挤压陡坎,陡坎上的房屋完全倒塌。新规范还规定,断裂范围内只允许建造1~2层分散的单体建筑(农房),而且要尽量采用整体基础,不用独立柱基,还应加强上部结构整体性。



图4 新建住宅楼被山体  
滑坡部分掩埋



图5 北川中学被山体  
崩塌完全掩埋



图6 泥石流将住宅楼  
大部分掩埋



图7 地表挤压陡坎上  
的房屋倒塌

18 如何考虑局部突出地形对地震作用的影响?

新规范强制性条文规定:在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段建造丙类及丙类以上建筑时,其水平地震影响系数最大值应乘以增大系数1.1~1.6。所规定的增大系数对各种山包、山梁、悬崖、陡坡等局部突出地形都可以应用。

一般情况下,增大系数与突出地形高度 $H$ 、坡降角度 $H/L$ 以及场址距突出地形边缘的距离 $L_1$ 等参数有关。经统计分析得出增大系数如下式所示:

$$\lambda = 1 + \xi\alpha \quad (1)$$

式中: $\lambda$ 为局部突出地形顶部的增大系数; $\alpha$ 为局部

突出地形地震动参数的增大幅度,按表 2 采用; $\xi$  为附加调整系数,当  $L_1/H < 2.5$  时  $\xi = 1.0$ ;当  $2.5 \leq L_1/H < 5$  时  $\xi = 0.6$ ;当  $L_1/H \geq 5$  时  $\xi = 0.3$ 。 $L$  和  $L_1$  应按距场址最近点取值。

局部突出地形水平地震影响系数的增大幅度  $\alpha$  表 2

突出地形的高度 $H/m$	非岩质地层 岩质地层	$<5$ $<20$	$5 \sim 15$ $20 \sim 40$	$15 \sim 25$ $40 \sim 60$	$\geq 25$ $\geq 60$
局部突出台地边缘的侧向平均坡降 ( $H/L$ )	$< 0.3$ $0.3 \sim 0.6$ $0.6 \sim 1.0$ $\geq 1.0$	$\approx 0$ 0.1 0.2 0.3	0.1 0.2 0.3 0.4	0.2 0.3 0.4 0.5	0.3 0.4 0.5 0.6

### 19 为什么要修改砂土液化的标准贯入判别公式?

2001 规范关于砂土液化的标准贯入判别公式有如下缺点:

(1) 只与烈度和设计地震分组相关,未考虑震级的影响。而实际地震经验表明,同一烈度可能由不同的震级引起,大震级的远震和小震级的近震都可能产生相同的影响烈度。震害经验与室内试验都已证明,烈度相同而震级不同时,液化程度不一样。

(2) 判别砂土液化的方法属于经验性的确定性方法,缺乏概率分析,而规范规定的地震作用和结构抗震验算是以概率可靠度分析为基础的,二者不匹配。

(3) 在  $15 \sim 20m$  深度范围内按  $15m$  深度处的  $N_{cr}$  值进行判别,缺乏依据。

新规范采用以对数形式表示的标准贯入液化判别公式:

$$N_{cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{3/\rho_c} \quad (2)$$

将液化条件概率法的结果转换为勘察人员习惯的确定性表达式,并采用对应于三个地震分组的调整系数  $\beta$ ,在一定程度上体现了震级的影响。但是

由于设计地震分组和震级的对应关系并不很明确,在已知震级  $M$  的情况下,可取调整系数  $\beta = 0.25M - 0.89$ 。

### 20 新规范对软弱黏性土层如何进行震陷判别?

新规范增加了对地基中软弱黏性土层的震陷判别方法。引用了《水利水电工程地质勘察规范》(GB50487—2008)和《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073—2000)的规定,8 度( $0.30g$ )和 9 度时,当塑性小于 15 且符合下式规定的饱和粉质黏土可判为震陷性软土:

$$W_s \geq 0.9W_L \quad (3)$$

$$I_L \geq 0.75 \quad (4)$$

式中: $W_s$  为天然含水量; $W_L$  为液限含水量,采用液、塑限联合测定法测定; $I_L$  为液性指数。

上述震陷判别方法是基于高烈度区(地震加速度不小于  $0.30g$ )的实际震害资料统计得出的。对位于低于 8 度( $0.30g$ )区的重要工程,需进行专门研究,综合进行震陷判别。

由于式(3)和式(4)采用的天然含水量、液限含水量和液性指数等,均为常规的岩土工程勘察工作内容,因此,对震陷判别并不增加野外勘测和室内实验的工作量。

### 参 考 文 献

- [1] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [2] 国家标准建筑抗震设计规范管理组. 建筑抗震设计规范(GB50011—2010)统一培训教材[M]. 北京:地震出版社,2010.
- [3] 王亚勇,黄卫. 汶川地震建筑震害启示录[M]. 北京:地震出版社,2009.

### 第三届全国建筑结构技术交流会征文通知(一号)

第三届全国建筑结构技术交流会初步定于 2011 年 4 月在深圳召开。会议的宗旨是加强全国结构工程技术人员的技术交流,欢迎全国从事建筑结构设计、科研、施工的广大工程技术人员参加。会议的征稿工作以及协办单位的征集工作已经开始,欢迎国内外优秀的企业加入。会议论文集将以《建筑结构》增刊的形式公开出版,可在相关数据库检索。投稿论文必须是未在任何其他期刊中公开发表过的。

会议宗旨与内容:

1) 全国建筑结构技术交流会是面向国内结构工程师的大型技术交流会议,两年召开一次;2) 邀请国内工程院院士和勘察设计大师介绍结构工程设计领域最新动态;3) 邀请国内重大工程项目的结构负责人介绍工程设计与施工情况;4) 总结与交流已经完成或在建工程的设计与施工经验,提高结构设计与施工技术水平;5) 针对建筑设计与施工技术中的热点、难点问题,进行深入的探讨;6) 研讨在建筑结构设计及施工中如何贯彻国家在节能、节材、环保方面的方针政策;7) 组织世界大学生运动会体育场馆的技术参观。

论文征集主要范围:

1) 混凝土与预应力混凝土结构;2) 钢结构;3) 大跨空间结构;4) 钢-混凝土混合结构、组合结构与钢管混凝土结构;5) 砌体结构;6) 工程抗震与振动;7) 地基基础与地

下空间利用;8) 既有建筑的检测与改造、加固;9) 建筑结构新技术、新材料工程应用;10) 特种结构。

征文截止日期:

会议论文投稿截止日期为 2011 年 3 月 31 日。请将论文以 Email 或邮寄方式提交,并注明为会议论文,论文格式同近期《建筑结构》杂志。投稿邮箱: jzjgzk@ cadg. cn;投稿查询电话:010-88327111。会议论文经过学术委员会评审,被录用论文将于 2011 年 4 月初通知作者,同时发出参会邀请函。

广告征集:

欢迎与工程建设相关的企业、事业单位在会议上举办展览,发布各种新技术、新产品的广告,与参会代表进行直接交流。会议可视客户要求提供包括纸张和网络介质在内的多种广告发布形式。



# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(三)

王亚勇

(中国建筑科学研究院工程抗震研究所,北京 100013)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于2010年5月31日颁布,12月1日实施。为了配合新规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题作出解释。本文主要介绍新规范第5章关于地震作用和结构抗震验算的主要条文修改及有关问题解释。

[关键词] 抗震设计;规范;地震作用;抗震验算

中图分类号:TU318.4 文献标识码:A 文章编号:1002-848X(2011)02-0137-05

## 21 新规范关于“三水准”抗震设防和“两阶段”抗震验算的基本要求有何改进?

自89年版《建筑抗震设计规范》提出“三水准”抗震设防和“两阶段”抗震验算以来,我国的建筑抗震设计一直遵循这一基本要求。

所谓“三水准”指的是在50年设计基准期,超越概率分别为63%、10%和2%~3%的地震作用,即“多遇地震”、“设防地震”和“罕遇地震”,简称“小震”、“中震”和“大震”。所谓“两阶段”抗震验算,指的是“小震”下对结构构件的强度验算与弹性变形验算和“大震”下的结构弹塑性变形验算。我国的《建筑抗震设计规范》将地震烈度*I*与地面加速度 $A_{max}$ 挂钩,如表1所示,对应的地震影响系数最大值 $\alpha_{max}$ 按下式计算,计算结果如表2所示:

$$\alpha_{max} = \beta A_{max} \quad (1)$$

式中: $\beta$ 为放大系数,按照我国《建筑抗震设计规范》可取:

$$\beta = 2.25 \quad (2)$$

为了适应在6度区对某些建筑结构抗震验算的需要,新规范特地给出了6度下的地面加速度峰值和地震影响系数最大值。

地震烈度*I*与地面加速度峰值 $A_{max}/\text{cm}/\text{s}^2$  表1

地震影响	6度	7度	8度	9度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
设防地震	50	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620

注:括号中的数据分别对应7度0.15*g*和8度0.30*g*。

地震影响系数最大值 $\alpha_{max}$  表2

地震影响	6度	7度	8度	9度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
设防地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45 (0.67)	0.90
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注:括号中的数据分别对应7度0.15*g*和8度0.30*g*。

## 22 新规范对设计反应谱有何调整,为什么要调整?

规范反应谱是在大量实测的强震加速度记录统计平均基础上得到的,如图1所示。但是,由于强震仪频带范围的局限和加速度反应谱在长周期段下降速度太快,以致对高层建筑等长周期结构的抗震计算得到的地震响应小到根本不起控制作用。出于工程安全的考虑,我国《建筑抗震设计规范》在构建反应谱时,将反应谱的速度控制段和位移控制段人为抬升了,得到了如图2所示的规范反应谱。

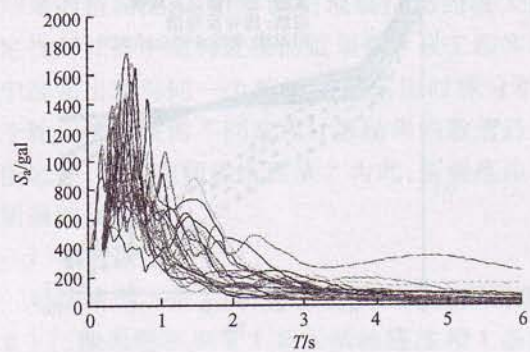


图1 统计得到的加速度反应谱骨架曲线

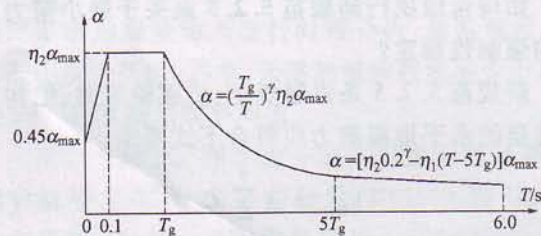


图2 中国规范的设计反应谱

新规范对反应谱的曲线下降段的衰减指数 $\gamma$ 、直线下降段的斜率调整系数 $\eta_1$ 和阻尼调整系数 $\eta_2$ 进行如下调整:将 $\gamma = 0.9 + (0.05 - \zeta)/(0.5 + 5\zeta)$ 调整为 $\gamma = 0.9 + (0.05 - \zeta)/(0.3 + 6\zeta)$ ;将 $\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta)/8$ 调整为 $\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta)/(4 + 32\zeta)$ ;将 $\eta_2 = 1 + (0.05 - \zeta)/(0.06 + 1.7\zeta)$



调整为  $\eta_2 = 1 + (0.05 - \zeta)/(0.08 + 1.6\zeta)$ 。

做此调整的目的在于消除 2001 规范所构建的不同阻尼比加速度反应谱在长周期段交叉的问题,这种交叉使得阻尼比大的反应谱值高于阻尼比小的反应谱值,如图 3 所示。调整后的反应谱如图 4 所示,在长周期段反应谱曲线交叉的现象有所改善,但是在周期超过 6s 之后,这种交叉又重新出现。因此,新规范规定,对于基本周期超过 6s 的结构抗震验算,所采用的反应谱应专门研究。

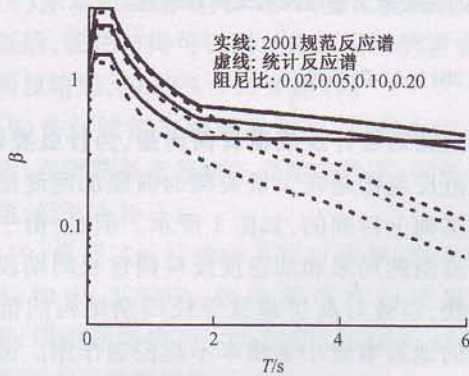


图 3 2001 规范反应谱

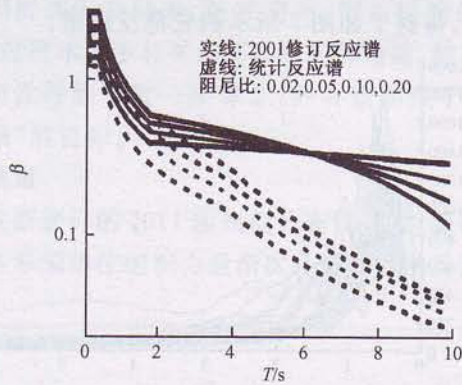


图 4 2010 规范反应谱

### 23 如何合理执行新规范 5.2.5 条关于最小剪力系数的强制性规定?

新规范 5.2.5 条强制规定,抗震验算时,结构任一楼层的水平地震剪力应符合下式要求:

$$V_{EKi} > \lambda \sum_{j=1}^n G_j \quad (3)$$

式中  $\lambda$  为剪力系数,不应小于表 3 规定的楼层最小地震剪力系数值(剪重比)。

表 3 楼层最小地震剪力系数值

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
结构扭转效应明显或基本周期 < 3.5s	0.008	0.016 (0.024)	0.032 (0.048)	0.064
结构基本周期 > 5.0s	0.006	0.012 (0.018)	0.024 (0.036)	0.048

注:括号中的数据分别对应 7 度 0.15g 和 8 度 0.30g。

表 3 表明,为了保证结构的抗震安全,有必要规定一个楼层的最小地震剪力。但是,由于加速度反应谱在长周期段迅速下降,对于长周期结构,计算的楼层剪力系数很难满足规范要求,宜适当调低。当结构基本周期达到 6s 以上,还允许计算的楼层剪力系数(剪重比)再降低 10% 左右。所有不满足最小地震剪力系数的楼层地震剪力均应乘以相应的放大系数,以提高楼层抗侧力构件的承载力。但是,不满足最小地震剪力系数的楼层数不宜超过建筑总楼层数的 10%。计算的楼层剪力系数太低,或不满足要求的楼层数太多,表明结构刚度不足或重量太大,应对结构体系进行调整,提高结构刚度,而不应该单纯地采用乘以地震剪力增大系数提高结构构件强度的办法。

### 24 如何正确应用规范和“地震安评”报告所提供的地震动参数?

在建筑抗震设计工作中,经常遇到规范规定和“地震安全性评价”(简称“安评”)结果不一致的情况,使得设计人员无所适从。对此,有必要加以澄清和规范使用。

#### (1) 需要进行“地震安全性评价”的工程

《中华人民共和国防震减灾法》第十七条规定,重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程,应当按照国务院有关规定进行地震安全性评价,并按照经审定的地震安全性评价报告所确定的抗震设防要求进行抗震设防。建设工程的地震安全性评价单位应当按照国家有关标准进行地震安全性评价,并对地震安全性评价报告的质量负责。

除前款规定以外的建设工程,应当按照中国地震动参数区划图(新规范的附录 A)所确定的地震动参数进行抗震设计。

《中华人民共和国防震减灾法》的附则中,对重大建设工程和可能发生严重次生灾害的建设工程有明确的界定。但是许多地方法规将“安评”的范围扩大,而所提供的“安评”报告的质量参差不齐,审批程序不严,结果与国家标准规定的地震动参数很不一致,造成了工程建设抗震设防特别是建筑抗震设计工作的混乱。

因此,首先要明确的是,只有极少数的建设工程需要进行“安评”工作,大量的工业与民用建筑,包括高层建筑,只需要按照国家标准中国地震动参数区划图(即新规范附录 A)所规定的地震动参数进行抗震设计。

#### (2) 规范和“安评”所定义的地震动参数的主要差别

《建筑抗震设计规范》根据《中国地震动参数区



划图》(GB18306—2001) 中的中国地震动峰值加速度区划图 A1 和中国地震动反应谱特征周期( $T_g$ )区划图 B1 确定的地震动参数进行抗震设计。规范反应谱是由大量的强震加速度记录统计平均得到的, 经过几代建筑抗震设计规范修订和大量工程应用, 证明是合理可靠的。

“安评”对特定工程建设场址周边一定范围内的地震危险性进行估计, 假定某种地震动衰减模型进行估计, 得到场址基岩处的地震加速度峰值和反应谱, 再运用一维或二维土层模型计算得到地表或不同深度土层处的地震动参数。“安评”可能比国家标准规定更有针对性和更加细化。但是, 由于地震危险性估计方法、地震动衰减规律、基岩地震动输入及土层反应模型的不确定性, 加上从事“安评”人员自身专业水平高低不一, 使“安评”报告所提供地震动参数的可靠性和工程实用性大受影响。

规范和“安评”所定义的地震动参数的主要差别有:

1) 对特定的设防烈度, 规范反应谱的最大值  $\alpha_{max}$  与超越概率有关, 而特征周期  $T_g$  与超越概率无关, 即对于小震、中震、大震,  $T_g$  是相同的; 而“安评”反应谱, 不但最大值  $\alpha_{max}$  与超越概率有关, 而且特征周期  $T_g$  也与超越概率相关, 中震、大震反应谱的  $T_g$  往往大于小震。关于这一点, 地震学界仍存在争论。

2) 实际强震记录统计结果表明, 加速度反应谱的长周期段( $T > 5T_g$ ) 为位移控制段, 谱值变化规律为  $1/T^{2.033}$ , 即为二次曲线下降, 衰减指数  $\gamma \approx 2.0$ 。“安评”报告完全按照这一规律给出设计反应谱。但正如前述, 考虑到如果按此指数规律下降,  $T > 5T_g$  以后的长周期加速度反应谱的值变得很小, 计算长周期结构的地震反应(内力和位移)太小, 对结构抗震设计不起控制作用。出于结构抗震安全考虑, 在构建规范反应谱时, 将位移控制段调整为直线下降, 下降斜率为  $\eta_1 = 0.02$ , 实际上提高了设计地震作用。由此可见, “安评”所提供的地震动参数对于高层建筑结构抗震设计是不安全的。

### (3) 如何正确应用规范和“安评”地震动参数

鉴于上述理由, 从工程使用和抗震安全角度考虑, 一般工程应按照规范进行抗震设计。做了地震“安评”的重大工程, 抗震设计时, 在小震作用下, 可分别取规范和“安评”的地震动参数计算, 取二者计算所得到的结构底部剪力较大者的楼层水平地震力进行结构抗震验算。中震和大震作用则应按规范提供的地震动参数取值, 包括反应谱和加速度峰值。

对于要求进行“安评”的重要工程, 具有实际工程意义的是“安评”报告预估的小震地面加速度峰

值  $A_{max}$ , 在应用式(1)确定设计反应谱最大值时,  $\beta$  取 2.25,  $T_g$  按规范取值, 相应的最小剪力系数也应取  $\lambda = 0.2\alpha_{max}$ ; 大震作用的  $T_g$  比小震的  $T_g$  增加 0.05s, 中震的  $T_g$  与小震的相同。

### 25 结构时程分析法在抗震设计中起什么作用, 应注意什么问题?

结构时程分析法即结构直接动力分析法, 与振型分解反应谱法一样, 结构时程分析法是经典的结构动力学方法之一。

#### (1) 时程分析法的适用范围

新规范仍将时程分析法作为振型分解反应谱法的补充计算手段, 小震作用下弹性时程分析的适用范围与 2001 规范相同。按照《高层建筑工程超限抗震设防审查技术要点》要求, 大震作用下弹塑性时程分析的适用范围扩大到高度超过 200m 的各类建筑结构。

#### (2) 输入地震波的选波原则

结构时程分析法中, 输入地震波的确定是时程分析结果能否既反映结构最大可能遭受的地震作用, 又能满足工程抗震设计基于安全和功能要求的基础。在这里不提真实地反映地震作用, 也不提计算结果的精确性, 是由于预估地震作用的极大的不确定性和计算中结构建模的近似性。在工程实际应用中经常出现对同一个建筑结构采用时程分析时, 由于输入地震波的不同造成计算结果的数倍乃至数十倍之差, 使工程师无所适从。为此, 新规范作了比较明确的规定。

#### 1) 数量要求

对于高度不是太高、体型比较规则的高层建筑, 取 2+1, 即选用不少于 2 条天然地震波和 1 条拟合目标谱的人工地震波, 出于安全考虑, 计算结果宜取包络值。对于超高、大跨、体型复杂的建筑结构, 需要更多的地震波输入进行时程分析, 规范规定 5+2, 即不少于 7 组, 其中, 天然地震波数量不少于总数的 2/3, 计算结果取平均值。

举两个例子。图 5 为一组 3 分量天然地震波, 其中编号 US2569 为竖向分量, US2570 和 US2571 为水平两向分量。通常取峰值较大者为主向, 主向与次向按 1.00:0.85 比例调整。从波形和反应谱可以看到, 竖向分量的短周期成分十分显著, 水平分量在短周期部分的波动明显。而且各向分量的反应谱曲线相差十分明显。图 6 为另一组 3 分量天然地震波, 其中编号 US186 为竖向分量, US184 和 US185 为水平两向分量。可以看到, 竖向分量的短周期成分也十分显著, 水平分量在短周期部分的波动明显。但是, 两个水平分量的反应谱曲线比较一致。图 5,



6反映了天然地震波特征的不确定性,用于结构时程分析时,很难做到两向水平输入的地震波均能满足规范要求,一般只要求结构主方向的底部总剪力满足规范要求。

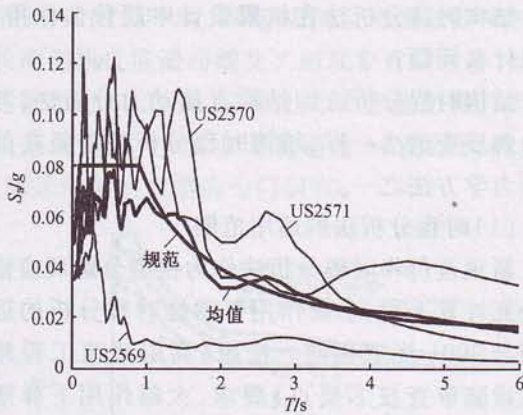


图5 天然地震波的反应谱(A)

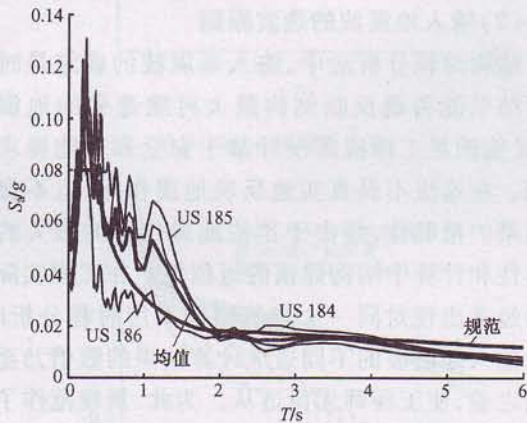


图6 天然地震波的反应谱(B)

2) 持续时间要求

为了充分地激励建筑结构,一般要求输入的地震动有效持续时间为结构基本周期的5倍左右。时间短了不能使结构充分振动起来,时间太长则会增加计算时间。对于结构动力时程分析,只有加速度记录的强震部分的长度,即有效持续时间才有意义。什么是加速度记录的有效持续时间?最常用的有效持续时间定义是:取记录最大峰值的10%~15%作为起始峰值和结束峰值,在此之间的时间段为有效持续时间。图7表示上述地震加速度记录中编号为US185的波形,用于7度小震下结构时程分析,最大加速度峰值是35gal,取首、尾两个峰值为3.5gal之间的时间长度为有效持续时间,大约为30s,可用于基本周期小于6s的结构。

3) 选波原则

选用的地震波的特征应与设计反应谱在统计意义上一致。对选波结果的评估标准是,以时程分析所得到的结构基底总剪力和振型分解反应谱法的计

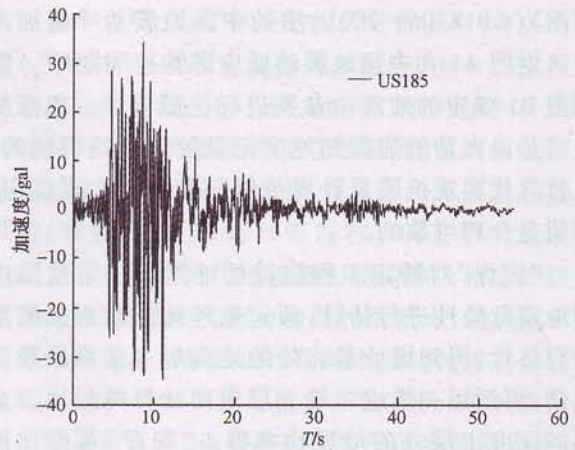


图7 加速度记录有效持续时间的定义

算结果进行比较,用一组(单向或两向水平)地震波输入进行时程分析,结构主方向基底总剪力为同方向反应谱计算结果的65%~130%,多组地震波输入的计算结果平均值为反应谱计算结果的80%~120%。不要求结构主、次两个方向的基底剪力同时满足这个要求。一组地震波的两个水平方向记录数据无法区分主、次向,通常可取加速度峰值较大者为主向。

(3) 结构时程分析结果的应用

小震下结构弹性时程分析结果主要有:楼层水平地震剪力和层间位移分布。对于高层建筑,通常可由此判断结构是否存在高振型响应和发现薄弱楼层,以及是否满足规范关于弹性位移角限值要求等。如果存在高振型响应,应对结构上部相关楼层地震剪力加以调整放大。

图8为某幢高层建筑结构弹性时程分析得到的楼层剪力分布,图9为层间位移角分布。从图8可以看到:输入3组地震波进行时程分析,结构底部总剪力与反应谱法结果相比,符合规范的要求,地震波选用合适;结构高振型响应明显,上部楼层剪力和位移均放大了,应对反应谱法结果调整,进行包络设计。

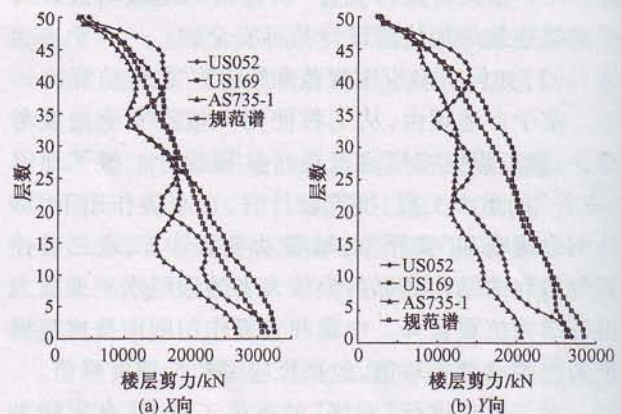


图8 楼层地震剪力分布



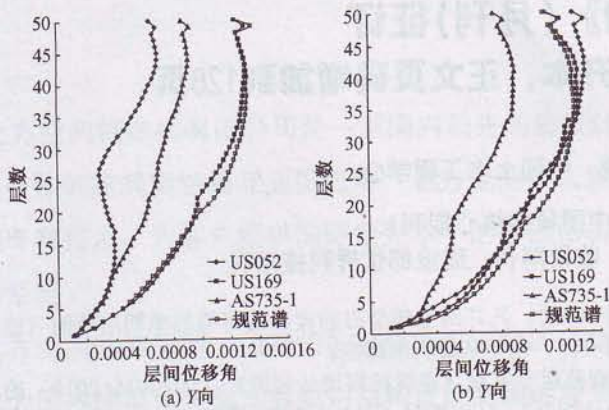


图 9 层间位移角分布

## 26 大跨屋盖建筑抗震设计的地震作用应如何取值? 抗震验算有何特殊要求?

### (1) 地震作用

新规范定义大跨度钢屋盖包括拱、平面桁架、立体桁架、网架、网壳、张弦梁和弦支穹顶等 7 类基本形式。支承条件有周边支承、两线边支承、长悬臂等。跨度大于 120m、结构单元长度大于 300m 或悬挑长度大于 40m 的屋盖结构,以及除上述 7 类外新的屋盖结构形式,抗震设计应做专门研究。

一般情况下,大跨度空间结构应考虑竖向地震作用,可取水平地震作用的 65%。

### (2) 抗震验算

抗震验算要考虑多向地震效应的组合,特别增加以竖向地震效应为主的组合,即取水平地震作用分项系数  $\gamma_{Eh} = 0.5$  和竖向地震作用分项系数  $\gamma_{Ev} = 1.3$ 。

抗震验算时,应根据屋盖尺度大小和支承条件,采用单点一致、多向单点、单向多点、多向多点等地震动输入方式,必要时,应考虑地震行波效应和局部场地效应。在 6、7 度 I、II 类场地时,可采用简化计算方法,对建筑短边的抗侧力构件的内力乘以放大系数 1.15~1.30。

## 27 地下建筑抗震设计的地震作用应如何取值? 抗震验算有何特殊要求?

新规范定义的地下建筑仅局限于单建式建筑,不包括地下铁道和城市公路隧道。单建式地下建筑可用于服务于人流、车流或物资储藏,抗震设防应有不同的要求。

地下建筑结构的地震作用方向与地面建筑有所区别。

### (1) 水平地震作用

对于长条形的地下结构,与其纵轴方向斜交的水平地震作用,可分解为沿横断面和沿纵轴方向的水平地震作用,一般不能单独起控制作用。因而在

按平面应变问题分析时,一般可仅考虑沿结构横向的水平地震作用。对于地下空间综合体等体型复杂的地下建筑结构,宜同时计算结构横向和纵向的水平地震作用。

### (2) 竖向地震作用

对于体型复杂的地下空间结构或地基地质条件复杂的长条形地下结构,都容易产生不均匀沉降并导致结构破坏,因而在 7 度及 7 度以上,也有必要考虑竖向地震作用效应的组合。

### (3) 抗震验算

地下建筑应进行多遇地震作用下构件截面承载力和结构变形验算。

考虑到地下建筑修复难度较大,对于不规则的地下建筑以及地下变电站和地下空间综合体等,尚应进行罕遇地震作用下的抗震变形验算,计算可采用新规范 5.5 条的简化方法。混凝土结构弹塑性层间位移角限值宜取 1/250。在存在液化危害性的地基中建造地下建筑结构时,应验算其抗浮稳定性,必要时应该采取抗液化措施。

## 28 当建筑物基础或地下室埋深较深时,地震作用可否折减? 抗震验算时,是否要从基础底板输入?

如在疑问解答(二)中所述,建筑场地和地基在尺度和概念上有很大差别,地震作用也是在一个相当大的尺度范围内定义的。我国《建筑抗震设计规范》的设计反应谱(地震影响系数),是在对大量自由地面上的强震加速度记录统计平均的基础上提出的。为了避免地上建筑结构的反应对记录的加速度数据的影响,不采用建筑物内部、包括地下室的强震仪记录。

因此,采用规范反应谱和时程分析法进行建筑结构抗震验算时,以自由地面或符合嵌固条件的地下室底板为地震动输入点(结构时程分析所用的强震加速度记录一般也采用自由地面的强震仪的记录),不要求从基础底板输入,地震作用也不宜折减。考虑基础埋深对结构抗震有利时,可应用新规范 5.2.7 条,计入地基与上部结构共同作用影响,对上部结构地震反应加以折减。

### 参 考 文 献

- [1] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [2] 国家标准建筑抗震设计规范管理组. 建筑抗震设计规范(GB50011—2010)统一培训教材[M]. 北京:地震出版社,2010.
- [3] 王亚勇. 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)疑问解答(二)[J]. 建筑结构,2011,41(1):135-137.



# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(四)

钱稼茹<sup>1</sup>, 柯长华<sup>2</sup>

(1 清华大学土木工程系, 北京 100084; 2 北京市建筑设计研究院, 北京 100045)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于2010年5月31日颁布,12月1日实施。为了配合新规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题作出解释。本文主要介绍新规范第6章多层和高层钢筋混凝土房屋的主要修订内容,以及有些条文修订的原因。

[关键词] 抗震等级; 框架; 抗震墙; 规范

中图分类号: TU318.4 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2011)03-0123-04

## 29 多层和高层钢筋混凝土房屋各结构类型适用的最大高度有哪些修订?

(1) 删除“IV类场地适用的最大高度应适当降低”的规定。IV类场地的特征周期长,其影响在计算地震作用时已得到考虑,可以不再作为影响最大适用高度的因素。

(2) 增加了设防烈度8度(0.3g)的适用最大高度,低于8度(0.2g)的适用最大高度。

(3) 除6度外,框架结构的适用最大高度有所降低。主要原因是框架结构的抗震防线单一,刚度小,大震作用下的变形大。

(4) 板柱-抗震墙结构的适用最大高度有比较大的增加。主要原因是板柱-抗震墙结构的抗震墙承担全部地震作用,且沿外围周边设置框架。

(5) 对平面和竖向均不规则的结构,适用的最大高度由2001规范的“应适当降低”修订为“宜适当降低”。对部分框支抗震墙结构,表6.1.1的适用高度已考虑了框支转换引起的竖向不规则的影响,若还存在其他平面或竖向不规则时,则宜适当降低。

## 30 各结构类型的抗震等级有哪些修订?

(1) 确定抗震等级的高度分界。将框架结构的30m高度分界改为24m;对于7、8、9度时的框架-抗震墙结构、抗震墙结构以及部分框支抗震墙结构,增加将24m作为一个高度分界,其抗震等级比2001规范降低一级,四级不再降低,框支层框架的抗震等级不降低。

(2) 框架-核心筒结构的高度不超过60m,按框架-抗震墙结构的要求设计时,按框架-抗震墙结构确定其抗震等级。

(3) 将“大跨度公共建筑”改为“大跨度框架”,并明确其跨度不小于18m。

(4) 设置少量抗震墙的框架结构的抗震等级。

由框架和抗震墙组成的结构,在规定的水平力作用下,底层框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的50%时,为设置少量抗震墙的框架结构,简称少墙框架结构。其框架的抗震等级按框架结构确定,抗震墙的抗震等级与其框架的抗震等级相同。删除了2001规范“最大适用高度可比框架结构适当增加”的规定。

(5) 甲、乙类建筑的抗震等级。甲、乙类建筑按提高一度查表6.1.2确定抗震等级。对任一结构类型,都有可能出现提高一度后其高度超过表6.1.1规定的适用的最大高度,不能由表6.1.2确定其抗震等级。这种情况下,应采取比一级更有效的抗震构造措施,即:内力调整不提高,抗震构造措施“高于一级”,大体与《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)特一级的抗震构造措施相当。

(6) 明确主楼与裙房相连接时,裙房的抗震等级除按裙房本身确定外,裙房与主楼的相关范围不应低于主楼的抗震等级,相关范围一般可取从主楼周边向外延3跨且不小于20m,当裙房偏置时应适当扩大相关范围,并采取加强措施。

(7) 明确嵌固部位以下地下室抗震等级应逐层降低。

## 31 如何设计少墙框架结构的框架和抗震墙?

(1) 小震作用下的层间位移角限值。可按底层框架部分承担倾覆力矩的大小,在框架结构和框架-抗震墙结构两者的层间位移角限值之间进行偏安全内插。

(2) 小震作用下框架部分的地震剪力。采用框架结构和框架-抗震墙模型两者计算结果的较大值。

作者简介: 钱稼茹, 教授, Email: qianjr@tsinghua.edu.cn。

柯长华, 全国工程勘察设计大师, 教授级高级工程师, 一级注册结构工程师, 院顾问总工程师。

(3) 抗震墙的设计原则。框架结构设置少量抗震墙的目的,一是适当增大框架结构的刚度,二是提高框架结构的抗地震倒塌能力。对于设置抗震墙的结构,大震作用下,抗震墙应先于框架屈服、破坏。框架-抗震墙(核心筒)结构通过提高框架部分的地震剪力(实质是提高框架的承载能力),使抗震墙(核心筒)先于框架屈服、破坏;由于少墙框架结构不必调整框架部分各层的地震剪力,因此,应通过降低抗震墙部分各层的地震剪力(实质是降低抗震墙的承载力),使抗震墙先于框架屈服、破坏。新修订的规范规定,少墙框架结构的抗震墙,其抗震构造措施可按抗震墙结构的规定执行。《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)第6.1.7条对抗震设计的框架结构布置少量抗震墙时的结构分析和抗震墙设计也有规定。为了使少墙框架结构的抗震墙起到“保险丝”的作用,用于设计的抗震墙的地震剪力标准值应小于框架-抗震墙模型的计算结果。抗震墙应设计成短墙或开竖缝墙,避免承受过大的水平剪力;当为联肢墙时,采用大跨高比的连梁,使各墙成为独立墙肢。抗震墙可根据剪压比限值配置水平钢筋,然后根据强剪弱弯配置竖向钢筋。

32 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,地下一层的柱和抗震墙的抗震设计有哪些要求?

规范规定:“当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,地下一层的抗震等级应与上部结构相同。”根据这一规定,地下一层结构构件的抗震措施应与地上一层相同。

对于框架,为保证对柱的嵌固作用,地上一层柱脚应为弱柱,节点左右梁端和地下一层柱的上端不应首先屈服。为实现地上一层柱脚首先屈服的设计概念,规范提供了两种设计方法:方法一为增加地下一层柱的竖向钢筋,增加左右梁端顶面和底面的纵向钢筋;方法二为增加地下一层柱的竖向钢筋,同时,节点梁柱的实际受弯承载力应该满足一定的要求。

对于抗震墙,规定地下一层抗震墙的竖向钢筋应与地上一层的相同。当首层抗震墙设置约束边缘构件时,地下一层的抗震墙也应设置约束边缘构件。

33 什么情况下是单跨框架结构?

框架结构只要有一个主轴方向的框架全部为单跨时,即为单跨框架结构;某个主轴方向有局部单跨框架、另一主轴方向为多跨框架时,可不作为单跨框架结构对待。1~2层的连廊可采用单跨框架结构,但需采取加强措施。框架-抗震墙结构中的框架,可以是单跨,但范围较大的单跨框架且相邻两侧无抗震墙时或顶层采用单跨框架时,均需采取加强措施。

34 为什么部分框支抗震墙结构的底层框架应满足框架-抗震墙结构对框架部分承担地震倾覆力矩的限值?

部分框支抗震墙结构的框支层除应满足楼层侧向刚度的规定、抗震墙最大间距限值的规定外,其底层框架部分承担的地震倾覆力矩不应大于总地震倾覆力矩的50%,目的是使框支层有足够多的抗震墙,提供足够大的刚度和承载力,成为框架-抗震墙,而不是少墙框架。

35 为什么增加楼梯间抗震设计规定?

汶川地震中,有由于楼梯间坍塌造成人员伤亡的震害,也有楼梯间破坏但没有坍塌而使人员得以安全撤离的实例。为确保地震时楼梯间成为人员撤离的逃生通道,本次修订增加了楼梯间的抗震设计要求。对框架结构,楼梯构件与主体结构整浇时,梯板起到斜撑的作用,对结构刚度、承载力、规则性的影响比较大,应参与结构整体抗震计算;当采取措施,如梯板滑动支承于平台板,楼梯构件对结构刚度的影响较小时,可不参与整体抗震计算。对有抗震墙的结构,如框架-抗震墙结构、抗震墙结构等,楼梯构件对结构刚度的影响较小,可不参与整体抗震计算。

36 框架抗震设计还有哪些主要修订?

(1) 提高了框架结构柱端弯矩增大系数,即二、三级分别由1.2和1.1提高到1.5和1.3,新增了四级框架结构柱端弯矩增大系数,取1.2。其他结构的框架一、二、三级不变,四级可取1.1;一、二、三、四级框架结构柱脚弯矩增大系数修订为1.7,1.5,1.3和1.2。

(2) 提高了框架结构的柱剪力放大系数,一、二、三级分别由1.4,1.2,1.1提高到1.5,1.3,1.2,增加四级1.1的要求。

(3) 将梁端纵向受拉钢筋的配筋率不大于2.5%的规定,由强制性改为非强制性。

(4) 一、二级框架梁端箍筋满足一定条件时,其最大间距可大于100mm,但不得大于150mm。

(5) 增加了三级框架梁贯通中柱纵向钢筋直径的限值,将框架结构梁贯通中柱纵向钢筋直径的限值由“宜”修订为“应”。

(6) 增大一、二、三级2层以上框架柱截面最小尺寸,矩形截面柱由300mm增大至400mm,圆形截面柱直径由350mm增大至450mm,以有利于实现“强柱弱梁”。

(7) 框架结构柱轴压比限值减小了0.05,框架-抗震墙、板柱-抗震墙及筒体结构中三级框架柱的轴压比限值减小了0.05,新增了四级框架柱的轴压比限值。

(8) 修订了柱纵向钢筋的最小总配筋率。钢筋强度标准值小于 400MPa 时, 框架结构的中柱和边柱增大 0.1%, 其他结构中的框架中柱和边柱不变, 角柱和框支柱不变; 钢筋强度标准值为 400MPa 时, 框架结构的中柱和边柱增大 0.15%, 其他结构中的框架中柱和边柱增大 0.05%, 角柱和框支柱增大 0.05%。

(9) 增加了四级框架柱箍筋加密区的最小体积配箍特征值的规定, 与三级框架柱相同。

(10) 取消了箍筋强度标准值不大于 400MPa 的规定。

(11) 增加了三级框架节点核心区抗震验算的规定。

(12) “框支柱承受的最小地震剪力之和不应小于本层地震剪力的 20%” 修订为“不应小于底层地震剪力即基底剪力的 20%”。

### 37 抗震墙的加强部位高度有哪些修订?

(1) 加强部位的高度由“墙体总高度的 1/8” 修订为“墙体总高度的 1/10”。

(2) 不管计算嵌固端位于地下室顶板还是位于地面以下, 计算加强部位的高度时, 一律从地下室顶板算起。

(3) 当结构的计算嵌固端位于地下一层的底板时, 加强部位需向下延伸至地下一层的底板, 地下二层的抗震等级应与地下一层相同; 以此类推。

(4) 高度不超过 24m 的多层建筑, 其底部加强部位可取底部一层。

(5) 有裙房时, 主楼加强部位的高度应至少延伸至裙房以上一层。

### 38 为什么取消“一级抗震墙的底部加强部位及以上一层各墙肢截面组合的弯矩设计值应按墙肢底部截面组合弯矩设计值采用”的规定?

一般认为, 抗震墙的塑性铰首先出现在其底部截面, 随着地震作用增大, 塑性铰向上发展。在达到某一弹塑性层间位移角时, 如达到抗震墙结构弹塑性层间位移角限值 1/120 时, 若塑性铰的高度大, 则抗震墙的破坏程度轻, 反之, 若塑性铰的高度小, 则抗震墙的破坏程度重, 而后者比前者容易引起结构的倒塌。因此, 抗震结构构件(特别是竖向构件)的塑性铰范围大比范围小更有利于抗地震倒塌。如果底部加强部位及以上一层各墙肢的弯矩设计值都取底截面的弯矩设计值, 有可能使塑性铰集中在底层, 甚至集中在底截面以上不大的范围内, 还有可能与底部加强部位以上一层紧邻的上层墙肢屈服而底部加强部位不屈服。为了使墙肢的塑性铰在底部加强

部位的高度范围内得到充分发展, 同时避免首先在底部加强部位以上形成塑性铰, 取消了这一规定。

### 39 为什么明确规定抗震墙应计入端部翼墙的共同工作?

翼墙除了增大腹板墙的刚度外, 对腹板抗震墙的承载力和弹塑性变形能力都有贡献。计算腹板抗震墙的偏心受压承载力时, 受压一侧的翼墙应作为腹板墙的受压区, 受拉一侧翼墙的竖向钢筋应作为腹板墙端部边缘构件的受力钢筋。规范规定的约束边缘构件沿墙肢的长度, 端部有翼墙时小于墙端为暗柱时的长度, 就是因为翼墙与腹板墙共同工作, 使腹板墙受压区沿墙肢的长度减小, 需要约束的长度也随之减小。

### 40 抗震墙边缘构件设置有哪些修订?

(1) 提高了三级抗震墙的设计要求, 包括轴压比限值, 轴压比大于 0.3 时应该设置约束边缘构件。

(2) 轴压比限值的高度范围, 由底部加强部位扩大到结构全高, 即结构全高应满足轴压比限值的要求。

(3) 约束边缘构件沿墙肢的长度及其配箍特征值, 按轴压比的大小分为两档。轴压比较低一档的抗震墙, 其约束边缘构件的长度及配箍特征值均低于 2001 规范的要求; 轴压比较大一档的抗震墙, 其约束边缘构件的长度及配箍特征值与 2001 规范的规定相同。

(4) 当墙的水平分布筋满足锚固要求且水平分布筋之间设置足够多的拉筋形成复合箍时, 水平分布筋可计入约束边缘构件的体积配箍率。水平分布筋同时为抗剪受力钢筋, 且竖向间距往往大于约束边缘构件的箍筋间距, 故计入的水平分布筋的配箍特征值不宜大于 0.3 倍总配箍特征值。

(5) 对带翼墙时构造边缘构件的长度减小。

### 41 抗震墙抗震设计还有哪些主要修订?

(1) 对于双肢墙, 其中一个墙肢无论是小偏心受拉还是大偏心受拉, 另一墙肢的剪力和弯矩设计值均应乘以增大系数 1.25。

(2) 将抗震墙的最小厚度与层高之比的要求, 由“应”修订为“宜”, 并且增加了与无支长度关系的规定。

(3) 满足一定条件的四级抗震墙, 其竖向分布钢筋的最小配筋率允许按 0.15% 采用。

(4) 抗震墙的竖向和横向分布钢筋的最大间距和最小直径由强制性修订为非强制性。竖向分布钢筋的最小直径由 8mm 修订为 10mm, 目的是增大钢筋网的刚度, 以方便施工。

(5)降低了小墙肢的箍筋全高加密的要求。

(6)计算地震内力时,抗震墙连梁刚度可折减。

(7)跨高比较小的高连梁,可设置水平缝,使一根连梁成为跨高比大的两根或多根连梁。目的是使其破坏形态从剪切破坏变为弯曲破坏。

#### 42 框架-抗震墙结构抗震设计有哪些主要修订?

(1)对墙的最小厚度与层高之比的要求,由“应”改为“宜”。

(2)对于有端柱的情况,不要求设置边框梁。有边框梁柱的抗震墙,很有可能成为高宽比不大于1.0的矮墙,地震作用下发生剪切破坏;斜裂缝向抗震墙两对角发展,有可能引起柱端破坏。这种破坏形态对结构抗地震倒塌不利。对于设置暗梁,由“应”改为“宜”,可视工程情况确定是否设置暗梁。

(3)增加了抗震墙竖向和横向分布钢筋的最小直径和最大间距的规定。

(4)增加了楼面梁与抗震墙平面外连接的抗震设计原则。

#### 43 板柱-抗震墙结构抗震设计有哪些主要修订?

(1)规定了抗震墙的最小厚度。

(2)增加了板柱节点应进行冲切承载力抗震验算的要求。验算时,应计入不平衡弯矩引起的冲切力,规定了不平衡弯矩引起的冲切力设计值的增大系数。

(3)楼、电梯洞口周边设置边框梁的要求由“应”修订为“宜”。

(4)取消了屋盖宜采用梁板结构的规定。

(5)高度不超过12m的板柱-抗震墙结构,抗震墙承担全部地震作用的要求由“应”修订为“宜”。

(6)规定了无柱帽平板在柱上板带设置的构造暗梁的箍筋要求。

#### 44 筒体结构抗震设计有哪些主要修订?

(1)增加了框架-核心筒结构除加强层及其相邻上下层外,按框架-核心筒计算分析得到的框架部分各层地震剪力最大值不宜小于结构底部总地震剪力的10%的要求,该值是指全部楼层地震剪力中的最大值。同时规定了小于10%时的设计要求。

(2)增加了加强层设置的设计要求。

(3)将连梁设置交叉暗柱、交叉构造钢筋的要求,由“宜”修订为“可”。

#### 参 考 文 献

- [1] GB50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [2] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [3] 王亚勇. 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)疑问解答(一)[J]. 建筑结构,2010,40(12):135-138.
- [4] 王亚勇. 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)疑问解答(二)[J]. 建筑结构,2011,41(1):135-137.
- [5] 王亚勇. 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)疑问解答(三)[J]. 建筑结构,2011,41(2):137-141.

(上接第94页)

保证了桩体与桩侧土层之间的相互作用,桩顶荷载的大部分由桩侧阻力承担,桩端阻力只承担竖向荷载的一小部分。桩的荷载-沉降曲线呈缓变型。

(2)桩顶竖向荷载沿桩体向下传递,受桩侧阻力作用,桩身轴力随深度的增加而递减。桩侧阻力优先于桩端阻力发挥。

(3)旋挖钻孔混凝土灌注桩的竖向承载力明显高于一般钻孔混凝土灌注桩的,但同类条件下的试桩资料不多,桩基计算参数与土性及施工工艺等方面的定量关系和影响因素还有待进一步研究。

#### 参 考 文 献

- [1] 张炜. 黄土地基旋挖钻孔灌注桩荷载传递性状分析[J]. 西部探矿工程,1996(5):60-64.
- [2] JGJ106—2003 建筑基桩检测技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [3] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.

(上接第117页)

- [3] 村上周三. CFD与建筑环境设计[M]. 朱清宇,译. 北京:中国建筑工业出版社,2007.
- [4] MENTER F R. Two-equation eddy-viscosity turbulence models for engineering applications[J]. AIAA Journal, 1994,32(8):1598-1605.
- [5] ANSYS Inc. ANSYS CFX-solver theory guide[M]. 2009.
- [6] 王福军. 计算流体动力学分析——CFD软件原理与应用[M]. 北京:清华大学出版社,2004.
- [7] PANNEER R, SELVAM. Multigrid methods for computational wind engineering[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,1997,952:67-68.
- [8] SIMIU E, SCANLAN R H. Wind effects on structures:an introduction to wind engineering[M]. New York:Wiley, 1986.
- [9] THOMPSON J F, SONI B K, WEATHERILL N P. Handbook of grid generation[M]. CRC Press LLC,1999.
- [10] ERICK H. Wind turbines-fundamentals, technologies, application and economics[M]. New York:Springer, 2000.
- [11] 克雷斯·迪尔比耶,斯文·奥勒·汉森. 结构风荷载作用[M]. 薛素铎,李彦雄,译. 北京:中国建筑工业出版社,2006.



# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(五)

周炳章<sup>1</sup>, 吴明舜<sup>2</sup>, 薛慧立<sup>1</sup>, 程才渊<sup>2</sup>

(1 北京市建筑设计研究院, 北京 100045;

2 上海同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于2010年5月31日颁布,12月1日实施。为了配合新规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题作出解释。本文主要介绍新规范第7章关于多层砌体和底部框架砌体房屋,以及附录F配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震设计要求的主要条文修改及有关问题解释。

[关键词] 抗震设计; 砌体结构; 规范

中图分类号: TU318.4 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2011)04-0126-04

## 45 新规范对砌体结构抗震设计有什么新思路?

汶川地震后总结的经验教训说明,凡按抗震设计规范正规设计的多层砌体房屋基本经受住了设防烈度的考验,即使在高于设防烈度1~2度的“大震”和超过“大震”的情况下,也仅有20%~30%的房屋遭到严重破坏。由此说明两个问题,一是证明我国的多层砌体结构房屋具有相当强的抗御地震能力;二是在遭遇强烈地震时,还有一定数量的砌体房屋会破坏甚至倒塌。

据此,此次修订此类房屋的抗震措施时,着重在提高多层砌体和底框房屋的整体性能及其薄弱部位和重要部位砌体构件的抗震能力上,采取的措施主要是加强配筋和增强约束以弥补砌体结构本身的脆性性质。特别是对震害中反映出来的薄弱部位,如楼梯间墙、房屋底部墙体、底框过渡层及底部框架柱等,通过配筋和约束,使多层砌体房屋的整体抗震能力有显著增强。

## 46 房屋高度和层数控制及其计算

抗震设计中砌体的限高计算一般均从室外地面开始,只有半地下室作为一层时应从半地室内地面算起。

对于阁楼层是否作为一层应区别对待。其前提是阁楼层是否为一独立的质点,阁楼层用作储物或居住,楼盖应为承重结构,不论是钢筋混凝土或木质均应作为一层;当顶层屋面上占有一定的比例的阁楼层时,可按局部突出计算而不计作一层,但面积不宜超过顶层面积的1/3~1/2。

在计算总高度时,坡顶应算到山尖墙的1/2高度,房屋端部为四坡顶时,可只算到檐口高度。

应对房屋层数的质点数从严控制,不得超过。

## 47 对薄弱部位和小墙垛的构造柱设置应注意些什么问题?

构造柱作为约束砌体的有效措施已被试验和实践所证明。但是从震害经验总结中发现,在超过设防烈度时,部分构造柱在地震中连同墙体遭到破坏甚至倒塌。特别在房屋的底层及下部数层、房屋尽头转角处等部位。一是说明地震剪力过大导致,同时也说明构造柱的间距过大不足以对砌体墙进行约束从而造成破坏。

目前的措施是在多层砌体房屋的下部各层,根据烈度的不同,在加密构造柱的同时,将柱墙间的拉结钢筋按6、7、8和9度区分别在下部1/3、1/2和全部楼层墙体内拉通,从而大大增强配筋对砌体的约束作用,进一步提高了构造柱作为墙体边缘约束构件的作用。

对于外纵墙中的构造柱设置,首先应要求同一轴线上墙垛尺寸的均匀性,对局部小墙垛(宽度在层高的1/4范围内)可以只设一个或二个构造柱。如设一个柱,应置于内外墙交接处;如设二个柱则应设在洞口两侧,但无论是一个或二个柱间的墙体,均应配置水平拉结钢筋,以提高局部墙垛的强度和刚度。同时出于地震作用的同步考虑,绝不能将局部小墙垛以现浇钢筋混凝土柱来代替。

遇有梁下设置构造柱时,不论墙垛大小,均不能按一般构造柱的构造要求对待。梁下构造柱承担梁传来的弯矩作用,应考虑柱在压、弯、剪联合作用下的受力状态,因此应通过设计计算对墙垛和柱的配筋作出规定,而仅按一般构造柱设置配筋是不够的。

作者简介:周炳章,教授级高级工程师,Email: xiaonan\_002@163.com。

对于混凝土空心小砌块结构中的局部小墙垛,理应可以采用现浇混凝土柱(垛)来替代,因为它与砌块墙体材料比较接近,不会导致刚度的突变。

#### 48 底部框架-抗震墙结构设计的几个关键问题

底部框架-抗震墙结构形式虽然具有先天不足的缺点,但通过多年的试验研究和震害经验总结,按照新规范设计的该类结构也不乏成功的例子。结合我国当前的经济水平和地方材料的应用,考虑到二、三线城市建筑中的工程需要,底部框架-抗震墙结构仍不失为可选择的结构形式之一。

底部框架-抗震墙结构的薄弱层一般均发生在底部框架或过渡层。因此规范首先特别对底部框架-抗震墙部分作了加强,从抗震验算到构造措施都突出了底部的重要性,如对底层纵横向地震剪力均应乘以增大系数 1.2~1.5,并全部由同方向的抗震墙承担;底部两个方向必须都设有抗震墙,除部分 6 度区外均应设钢筋混凝土抗震墙等,从而保证底部框架层的抗震安全。

过渡层作为两种材料和两种结构的转换层,自然存在刚度和应力的突变。因此亦是该类结构的薄弱所在。四川汶川地震经验表明,过渡层先于其他层倒塌、破坏的实例不少,说明需要加强过渡层的构造设计,避免成为结构的软肋。

当然,底部框架-抗震墙结构设计中更为突出的问题是该类结构沿高度方向的刚度变化。抗震概念设计告诉我们必须使整体结构沿竖向的刚度分布均匀变化,才能使结构处于良好的受力状态。因此必须严格控制层间侧移刚度比的限制,其中特别是底层、过渡层和各层的侧移刚度比值。当然对于底部侧移刚度的要求至关重要,既不能过柔,不设或少设抗震墙形成柔性底层;也不应过刚,过多的钢筋混凝土抗震墙可能导致刚度过大吸引更多的地震剪力而造成较先破坏。

总之,底部框架-抗震墙结构只要严格掌握规范中的要点,完全能够保证此类结构的抗震安全。

#### 49 应当如何执行上部砌体墙与底部框架梁和抗震墙对齐问题?

底部框架-抗震墙结构设计中的难题之一是由于上下层结构的使用功能不同而带来的开间大小不一,因此使上下层轴线不相重合,形成承重结构的不连续。

新规范对此有三条规定:7.1.8-4 条:“上部的砌体墙与底部的框架梁或抗震墙,除楼梯间附近的个别墙段外均应对齐”;7.5.2-4 条:“上部砌体墙的中心线宜与底部的框架梁、抗震墙的中心线相重

合”;7.5.2-6 条:“当过渡层的砌体抗震墙与底部框架梁、墙体不对齐时,应在底部框架内设置托墙转换梁,并且过渡层砖墙或砌块墙应采取比本条 4 款更高的加强措施”。

从应对齐到宜重合再到不对齐这三种提法是否有相互矛盾之处?

大家还会记得 2001 年的抗震规范中的提法是:“对齐或基本对齐”。

应当认为这一修改并无实质的变化。从具体工程设计中要求上下层的轴线重合是比较困难的,也许是浪费的。但从结构抗震设计上又要求连续贯通,为此,出于无奈,在原则要求应上下对齐外,同时,提出一些弥补的办法和措施,以便于设计时利于实施。

事实上在横墙较多的情况下,少量墙体出现一定量的偏移,并不会影响太大。一般来讲住宅中的楼梯间开间较小,墙很难做到上下连续,除此之外,建筑宽度方向上的横墙也不一定完全对齐。因此只要总体上符合对齐要求,且不要有相邻二道横墙都不对齐的情形发生,个别不对齐墙段采取补强措施予以解决是可以的。

#### 50 应当如何理解规范中的约束砌体、约束砌体抗震墙和约束小砌块砌体墙?

砌体结构中一般把砌体墙分为三类,即无筋砌体墙、约束砌体墙和配筋砌体墙。无筋砌体墙指砌体中不配置钢筋或仅有少量拉结用的钢筋,不作为受力钢筋对待的砌体墙或构件;对于在墙体中配置一定数量的受力钢筋并参与承担外力作用时,一般可称为配筋砌体墙。如规范中的水平配筋、网状配筋等。

我国抗震规范自 1978 年版提出在砌体中设置钢筋混凝土构造柱以来,就形成了楼层上下设圈梁、墙端设构造柱的构造做法。由于构造柱的作用主要是约束墙体在开裂后不进一步倒塌,因此把圈梁和构造柱组成的墙体称为约束砌体墙。同样,在小砌块墙端设置一定数量的芯柱称为约束小砌块砌体墙。应当认为这些措施是我国砌体结构中的特殊抗震构造形式,是结合我国当前经济状况而采取的抗震构造措施,而且在地震中已经经受了考验,证明是行之有效的。

#### 51 规范中底部楼层构造柱间的墙体中设置的通长水平拉结钢筋网片是否可计入墙体抗震抗剪承载力?

新规范要求在所有多层砌体房屋中构造柱间的墙体,按 6、7 度时底部 1/3 楼层,8 度时底部 1/2 楼

层和 9 度时全部楼层设置通长的水平钢筋网片。这是否意味着房屋底部均为约束配筋砌体,这些钢筋如何计入承载力范围。

根据汶川地震经验和历次地震教训,多层砌体房屋破坏一般总是首先发生在底部或底层,汶川地震中又进一步验证了这一规律,即使是设置构造柱的墙体,也同样在底层首先遭到破坏。因此,此次规范中重点增加了对底部各层墙体的增强措施。使底部各层墙体除了有构造柱约束之外,又增加了水平配筋(钢筋网片),无疑将对底部各层墙体的抗震抗剪能力会有显著提高。

新规范对水平钢筋网片是作为抗震构造措施提出的,当在计算中发现底部抗震抗剪强度不足时,也可以将其计入承载能力,但配筋量宜适当增大,以满足配筋砌体墙的要求。

## 52 单面走廊式建筑可否采用悬挑梁式结构布置?

南方地区的多层办公楼、教学楼中采用单面走廊式的结构布置较多。对于仅有两道纵墙、走廊采用外挑梁或挑板的结构布置,对结构抗震十分不利,不宜采用。

单面走廊房屋一般宜采用封闭外廊或钢筋混凝土柱外廊,使纵向有三道墙和柱承担纵向地震作用。虽然三道纵墙(柱)可能刚度会有一定差异从而引起扭转,宜从墙柱布置上采取适当措施加以弥补。同时也考虑到纵向墙体长度较长,纵向的扭转不致过大,不会由此造成破坏。

## 53 新规范为什么要求配筋砌块砌体抗震墙必须要全部灌孔?

配筋小砌体砌块墙不同于普通混凝土砌块加芯柱或构造柱的砌块墙,配筋砌块砌体抗震墙是一个整体的概念,作为一片整体墙应该全部按要求配置钢筋并用混凝土灌孔,类似现浇混凝土墙结构形式。新规范中配筋砌块砌体抗震墙承载力计算公式就是根据全灌孔整浇的墙片试验结果得到的,因此按规范规定进行抗震设计的配筋砌块砌体抗震墙是不允许部分灌孔的。

## 54 除了混凝土小型空心砌块,其他形式的砌块类型是否可以用于配筋砌块砌体抗震墙?

近年来全国在原有混凝土小型空心砌块的基础上又发展了各种不同规格尺寸和孔洞形式的混凝土砌块,并在孔洞中填充各类保温材料以满足建筑保温节能的要求。但是除了单排孔混凝土小型空心砌块砌体在国内外有大量试验研究和理论分析、带有普遍性之外,其余各种混凝土砌块规格繁多、性能各异,而且这类砌体的应用时间较短,应用过程尚不成

熟,砌体的抗震性能试验研究和理论分析既不充分,亦不完整,有些虽有地方标准但带有明显的区域特点,不能覆盖全国。因此新规范中的配筋砌块砌体墙是指由  $390\text{mm} \times 190\text{mm} \times 190\text{mm}$ 、空心率为 50% 左右的单排孔混凝土小型空心砌块,并按要求配置竖向钢筋和水平钢筋组成的抗震墙。

## 55 配筋砌块砌体抗震墙为什么要求水平钢筋要承担一半以上的地震剪力?

配筋砌块砌体墙的剪切强度包括了灌孔砌体的抗剪贡献、轴向力的抗剪贡献以及水平钢筋的抗剪贡献三部分,日本和美国经过大量试验研究后提出:在塑性铰区以外的部位,砌体部分承担的剪力(包括砌体墙本身和轴向力影响承担的剪力)不应大于墙体总承载能力的 50%;在塑性铰区则砌体部分承担的剪力不应大于墙体总承载能力的 25%;也就是说在塑性铰区以外的部位水平钢筋应该承担不小于 50% 的剪力,在塑性铰区部位水平钢筋应该承担不小于 75% 的剪力,否则不能保证配筋砌块砌体墙达到应该具有的合理抗震性能。在实际应用中,美国规范规定抗震设计时配筋砌块砌体抗震墙中的水平钢筋必须承担不小于 50% 的水平剪力。美国规范和新西兰的砌体设计守则(Code of practice for masonry design, NZS 4230)还规定:在塑性铰区部位无论轴向荷载的大小,砌体部分不承担任何水平剪力,而由水平钢筋承担 100% 的剪力。

我国几十片配筋砌块砌体抗震墙在低周反复荷载作用下的试验和非线性有限元计算分析的结果也表明:适当加强配筋砌块砌体抗震墙中的水平钢筋,可以防止墙体一旦开裂就接近达到其最大承载力的情况,增加墙体的延性。因此新规范在我国已有研究成果的基础上,吸收了美国、日本、新西兰等国的研究成果,规定在抗震设计时配筋砌块砌体抗震墙中的水平钢筋必须承担 50% 以上的水平剪力,以确保墙体开裂后仍有一定的承载能力和变形能力。

## 56 新规范对配筋砌块砌体抗震墙的轴压比做了哪些调整?为什么要调整?

试验研究结果表明,在轴压比较大的情况下,抗震墙的破坏会表现出剪切破坏的特征,延性较差。另外由于配筋砌块砌体是由砌块和灌芯混凝土两部分组成,由于两者的强度匹配、材料取用和成型工艺不尽相同,两者的弹性模量、泊松比会略有差别,而且在两者的结合面上也会有细微缝隙存在,所以在 90% 左右极限轴向荷载作用下,往往砌块壁会首先出现裂缝,然后砌体被压坏。因此适当控制配筋砌块砌体抗震墙的轴压比,对保证砌体在水平荷载作

用下的延性和强度发挥是必要的,同时也是为了防止墙片截面过小、配筋率过高。

新规范 F.3.4 条在对墙体分类细化的基础上对一般墙、短肢墙、独立小墙肢的轴压比限值做了区别对待,对不同设防烈度、不同抗震等级、不同墙体部位的轴压比有不同的要求;由于短肢墙和无翼缘的一字形短肢墙的抗震性能较差,因此对其轴压比限值做了更为严格的规定;对独立小墙肢( $3b < h < 5b$ )和无翼缘的独立小墙肢,其轴压比限值做了更进一步的严格规定,最小时为 0.3。这样的规定反映了不同墙体形式的抗震能力是不同的,同时也在一定程度上鼓励采用一般抗震墙或带翼缘的短肢墙。

57 新规范对配筋砌块砌体抗震墙竖向的钢筋搭接与锚固有什么要求?依据是什么?

配筋砌块砌体抗震墙的竖向钢筋是布置在竖向孔洞内,一孔一根钢筋,且孔洞内的竖向钢筋无法绑扎搭接,也无法布置箍筋,因此这种钢筋搭接方式对传力是相对不利的。我国有关配筋砌块砌体抗震墙内竖向钢筋的搭接与锚固长度方面的研究也还很不充分。新西兰的 T. Paulay 和美国的 M. J. N. Priestley 在“钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计(Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings)”资料中对配筋砌块砌体抗震墙中的钢筋搭接问题进行了讨论,认为在非塑性铰区部位墙体内纵向钢筋的搭接长度为  $50d$  比较合适(钢筋强度  $f_y = 414\text{MPa}$ ),如果是在塑性铰区搭接则还应再增加 50%,即  $75d$ 。但同时指出,有关配筋砌块砌体的钢筋搭接、锚固长度还缺乏令人信服的数据。美国 UBC 规范在试验结果的基础上,规定配筋砌块砌体抗震墙的竖向钢筋锚固长度为  $42d$ ,搭接长度为  $48d$ 。我国的配筋砌块砌体抗震墙设计是在借鉴美国规范的基础上发展起来的,因此在新规范中对配筋砌块砌体抗震墙竖向钢筋搭接、锚固的长度分别取为  $48d$  和  $42d$ 。

58 新规范对配筋砌块砌体抗震墙的最小配筋率进行了哪些调整?

配筋砌块砌体抗震墙的竖向和横向钢筋布置,是抗震墙形成完整受力构件的保证,如墙体内钢筋布置不足,则在外力作用下,墙体一旦开裂就将很快丧失承载能力,延性也很差,因此新规范的 F.3.3 条是根据有关的试验研究结果、配筋砌块砌体的特点和试点工程的经验,规定了钢筋布置的最小直径、最大间距和最小配筋率,这个要求大致对应开裂后墙体中的钢筋即达到屈服的配筋率。在新规范中把 2001 规范的条文形式改为了表格形式,在设计使用时更加简洁、方便,同时对抗震等级为一、二级的配筋要求作了调整,比 2001 规范略有提高,并新增加了 9 度的配筋率不应小于 0.2% 的规定。

59 配筋砌块砌体抗震墙的端部为什么要新增约束边缘构件,其作用如何?

在配筋砌块砌体抗震墙结构中,边缘构件无论是在提高墙体承载能力和变形能力方面的作用都非常明显,因此参照混凝土抗震墙结构边缘构件设置的要求,结合配筋砌块砌体抗震墙的特点,新规范在 F.3.5 条规定了抗震墙端部设置构造边缘构件和一、二级抗震墙底部加强部位轴压比大于 0.2,0.3 时应设置约束边缘构件的要求。由于配筋砌块砌体的独特配筋方式,其约束边缘构件的配筋实际上无法达到混凝土抗震墙约束边缘构件的配筋要求,但作为借鉴混凝土抗震墙的概念设置约束边缘构件,在重点部位适当加强,并以此与一般边缘构件区别,还是合理、必要的。当房屋高度接近最大高度限值时,也可以采用钢筋混凝土边框柱作为约束边缘构件来加强对墙体的约束,边框柱截面沿墙体方向的长度可取 400mm。但在设计时应注意,过于强大的边框柱反而可能造成墙体与边框柱的受力和变形不协调,使边框柱和配筋砌块砌体墙的连接处开裂,影响整片墙体的抗震性能。

#### 关于新规范修订的连载

从 2010 年 12 月开始,本刊以连载疑问解答的方式,邀请抗震规范组专家对《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)的一些问题进行了介绍。从 2011 年 2 月开始,增加《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)修订情况的介绍。后续还将增加《高层建筑混凝土结构技术规程》等多本新规范修订内容的介绍。敬请广大读者关注!

2005 ~ 2010 年《建筑结构》期刊光盘订购  
2005 ~ 2010 年《建筑结构》期刊光盘即将发行,欢迎订购。

#### 2011 年《建筑结构》(月刊)征订

2011 年《建筑结构》定价为 15 元/册,全年 180 元。凡订阅全年杂志的读者均可得到单期出版的《建筑结构·技术通讯》,共 6 期。可在全国各地邮局订阅,邮发代号 2-755。也可从编辑部邮购。

有关《建筑结构》的更多合订本、光盘、增刊等的订阅信息可见建筑结构网站:www.buildingstructure.cn。

《建筑结构》已开通微博,欢迎关注  
新浪微博: <http://t.sina.com.cn/jzjg>, 建筑结构杂志。  
搜狐微博: <http://jzjg.t.sohu.com>, 建筑结构。



# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(六)

郁银泉, 蔡益燕, 王 喆

(中国建筑标准设计研究院, 北京 100048)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于 2010 年 5 月 31 日颁布,并从 2010 年 12 月 1 日实施。为了配合新抗震规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题做出解释。本文主要介绍了新规范第 8 章关于多层和高层钢结构房屋抗震设计的主要条文修改和有关问题的解释及附录 G 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构房屋抗震设计的有关问题解释。

[关键词] 抗震设计; 规范; 多高层; 钢结构

中图分类号: TU318.4 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2011)05-0130-07

## 60 规范对多高层钢结构房屋的结构体系和最大适用高度是如何规定的?

2010 版《建筑抗震设计规范》<sup>[1]</sup>(以下简称新规范)与 2001 版《建筑抗震设计规范》<sup>[2]</sup>(以下简称 2001 规范)中的规定大体一致,只是将框架支撑结构分为中心支撑和偏心支撑两类,且对地震烈度进行了细化,这是为了适应我国高层建筑技术的发展。

新规范关于多层和高层钢结构房屋的最大适用高度做了修改,见表 1。

多层和高层钢结构房屋的最大适用高度/m 表 1

结构类型	6,7 度 (0.10g)	7 度 (0.15g)	8 度		9 度 (0.40g)
			0.20g	0.30g	
框架	110	90	90	70	50
框架-中心支撑	220	200	180	150	120
框架-偏心支撑(延性墙板)	240	220	200	180	160
筒体(框筒,筒中筒,桁架筒,束筒)和巨型框架	300	280	260	240	180

注:1)房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度(不包括局部突出屋顶部分);2)超过表内高度的房屋,应进行专门研究和论证,采取有效的加强措施;3)表内的筒体不包括混凝土筒。

鉴于美国 AISC341-1992<sup>[3]</sup>将震后需要恢复和有特殊功能要求的房屋按 0.15g 设计,表 1 将 7 度的适用高度按设计基本加速度 0.10g 和 0.15g 区分。对 8 度也按设计加速度 0.20g 和 0.30g 作了划分。关于 0.15g 和 0.30g 的规定,大致分别在 7,8 度和 8,9 度之间内插。

钢框架体系的经济高度是 30 层,很多文献中都有说明。若取高层建筑平均层高为 3.6m,则为 110m。考虑到框架体系抗震性能很好,对 6,7 度(0.1g)设防和非抗震设防的结构均规定不超过 110m;7 度(0.15g)8,9 度设防时高度限值适当减小。

框架-支撑(剪力墙板)体系是高层钢结构的常用体系,剪力墙板有与偏心支撑类似的性能,在抗震

要求高的建筑中,可采用偏心支撑、屈曲约束支撑、钢抗震墙板、带竖缝钢墙板和内藏钢支撑混凝土墙板等。新规范区分中心支撑和偏心支撑(延性墙板):当采用中心支撑结构方案时,6,7 度(0.10g)的适用高度保持不变,8,9 度略有降低;采用偏心支撑时延性较好,可比中心支撑增加 20m,有利于促进其推广应用。

各类筒体在超高层建筑中应用较多,世界一批最高的建筑大多采用筒体体系,考虑到我国对超高层建筑经验不多,新规范未作改动。

## 61 新规范对钢结构房屋抗震等级是如何划分的?

2001 规范在第 8.1.3 条中明确规定,钢结构应根据设防烈度、结构类型和房屋高度采用不同的内力调整系数和构造措施。对不超过 12 层的结构适当放宽要求,在条文中采用了 12 层以下和超过 12 层的用语。新规范引入抗震等级这个概念,将反映钢结构房屋抗震措施要求高低的抗震等级分为四个等级,按房屋高度和烈度划分共有 8 种。各个烈度的高度分界均按 50m(大体类似 2001 规范 12 层的规定)划分,见表 2。其中,6 度设防高度 50m 以下的钢结构房屋,参照美国 AISC341-1992<sup>[3]</sup>对低烈度的规定,只要求执行非抗震设计的构造规定。

新规范对不同设防类别、不同烈度、不同高度的抗震措施——内力调整和细部构造要求,包括不同结构类型的某些不同要求,均用抗震等级的不同来描述,使 2001 规范第 8.1.3 条的规定更简洁明了并具体化。抗震等级的引入,将有助于熟悉混凝土结构设计的设计人员进行钢结构的抗震设计,也有利于实现考虑不同延性要求的设计。

作者简介:郁银泉,教授级高级工程师,一级注册结构工程师,Email: yuyq@cbs.com.cn.

钢结构房屋的抗震等级 表 2

房屋高度/m	烈度			
	6	7	8	9
≤50	-	四	三	二
>50	四	三	二	-

注:1)高度接近或等于高度分界时,应允许结合房屋不规则程度和场地、地基条件确定抗震等级。2)一般情况,构件的抗震等级应与结构相同;当某个部位各构件的承载力均满足 2 倍地震作用组合下的内力要求时,7~9 度的构件抗震等级应允许按降低一度确定。

当确定钢结构抗震等级并依据新规范对该抗震等级的一系列规定进行抗震设计时,可总体上保持 2001 规范的各项抗震措施要求。以 8 度 12 层的钢框架为例,按 2001 规范第 8.1.3 条的强制性要求,设计者需逐项说明:强柱系数 1.05,箱形截面框架柱长细比 120,板件宽厚比 36,工字形截面梁翼缘宽厚比 10 等重要设计参数;按新规范,设计者只需说明所采用的抗震等级为三级,其对应的强柱系数 1.05,柱长细比 100,板件宽厚比 38,梁翼缘宽厚比 10 不需要专门列出。

对于高度不超过 100m 的框架-中心支撑结构和框架-偏心支撑结构,其框架部分的构造措施,新规范沿用 2001 规范的规定,明确在一定情况下可按抗震等级降低一级的要求采用,体现了不同结构类型抗震等级的不同。对甲、乙类设防的钢结构,按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》(GB50223—2008)<sup>[4]</sup>的规定,应提高一度查表确定抗震等级,并符合相关的一系列要求。

新规范引入的抗震等级,还使钢结构能用不同的抗震等级体现不同的延性要求。按抗震设计等能量的概念,当构件的承载力明显提高,能满足烈度高一度的地震作用的要求时,延性要求可适当降低,故新规范明确规定允许降低其抗震等级。这意味着:依据抗震性能化的设计方法,当按提高一度的地震内力进行构件抗震承载力(包括强度和稳定)的验算时,则可以按降低的抗震等级检查该构件的延性构造要求。这样便于借鉴国外相应的抗震规范,如欧洲 Eurocode 8、美国 AISC、日本 BCJ 的高、中、低等延性要求的规定来改进我国钢结构的抗震设计。

## 62 钢结构房屋的阻尼比如何确定?

2001 规范的阻尼比按 12 层划分:12 层以下为 0.035;12 层以上为 0.02。新规范反映了随房屋高度增大阻尼比减小的规律,并考虑设计上的需要,对钢结构阻尼比进行了细分,其规定为:高度不大于 50m 时可取 0.04;高度大于 50m 且小于 200m 时可取 0.03;高度不小于 200m 时可取 0.02。同时注明,当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的 50% 时,其阻尼比可相应增加

0.005。至于采用约束屈曲支撑的钢结构,其阻尼比应按消能减震设计的要求处理。还要注意,按新规范第 5 章的修订,阻尼比小于 0.05 的结构,其地震作用比 2001 规范有所减小,阻尼比为 0.02 时最大降低的幅度可达 18%。

## 63 钢框架或支撑框架,怎样考虑重力二阶效应的影响?

2001 规范规定,钢框架或支撑框架,当地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10% 时,应计入重力二阶效应与节点位移产生的附加弯矩。新规范进一步明确,此时应按《钢结构设计规范》(GB50017—2003)的规定,考虑节点处作用有假想水平力,按二阶分析方法计算结构的内力和位移。假想水平力考虑构件的几何缺陷和其他因素对结构内力的不利影响。当结构的高宽比较大以及柱的长细比较大时,此情况可能发生。

## 64 哪类构件需要考虑节点域剪切变形对结构侧移的影响?怎样考虑?

新规范第 8.2.3 条规定:钢结构在地震作用下的变形分析,对工字形截面柱,宜计入梁柱节点域剪切变形对结构侧移的影响;对箱形截面柱,节点域变形较小,其对框架位移的影响可略去不计;其他如中心支撑框架和不超过 50m 的钢结构,其层间位移角计算均可不计入梁柱节点域剪切变形的影响。

新规范基本上保持 2001 规范的规定。在节点域屈服承载力验算时,见规范公式(8.2.5.3),仅考虑弯矩引起的剪力对节点域产生的变形角,忽略轴力和剪力对节点域变形的影响。我们曾请教日本钢结构委员长田中先生,他指出轴力对节点域强度影响较小,日本规定一般可不考虑。

日本新标准规定,当轴力影响较大时,节点域强度计算应考虑轴力影响,但保留了不考虑轴力影响的常用公式。我们认为这与强度计算公式中 4/3 系数偏大以及柱承载力通常由稳定控制有关。当竖向荷载很大,承载力接近由强度控制时,应考虑轴力影响。节点域变形角仅考虑弯矩作用是近似的,因变形计算不像强度计算对结构有重大影响,但给计算带来很大方便。

文[5]列入了节点域剪切变形的近似计算方法,可供参考。该法的要点是将按传统方法求得的层间位移角附加节点域剪切变形角的平均值,即近似将未计入节点域变形的层间位移角与由节点域在相应楼层设计弯矩下的剪切变形角平均值相加求得总层间位移角。节点域剪切变形角的楼层平均值可按式计算:

$$\Delta\gamma_i = \frac{1}{n} \sum \frac{M_{j,i}}{GV_{pe,ji}} \quad (j = 1, \dots, n)$$

式中:  $\Delta\gamma_i$  为第  $i$  层钢框架在所考虑的受弯平面内节点域剪切变形引起的变形角平均值;  $M_{j,i}$  为第  $i$  层框架的第  $j$  个节点域在所考虑的受弯平面内的不平衡弯矩,由框架分析得出,即  $M_{j,i} = M_{b1} + M_{b2}$ ,  $M_{b1}$ ,  $M_{b2}$  分别为受弯平面内第  $i$  层框架的第  $j$  个节点左、右梁端同方向地震作用组合下的弯矩设计值;  $V_{pe,ji}$  为第  $i$  层框架的第  $j$  个节点域的有效体积。

**65** 新规范对钢框架支撑结构的框架剪力分担率是否做了调整?

依据多道防线的概念设计,框架-支撑体系中,支撑框架是第一道防线,在强烈地震中支撑先屈服,内力重分布使框架部分承担的地震剪力必须增大,二者之和应大于弹性计算的总剪力;2001 规范执行中和本次修订过程中,对于如何确定钢框架-支撑结构中框架部分承担的地震剪力,与混凝土框剪结构的情况类似,有许多不同的意见。争论的焦点有二:其一,按底部总剪力还是楼层剪力调整;其二,调整值的大小。经反复协商和讨论,新规范仍维持 2001 规范的规定:以底部总剪力为基础调整,取总地震剪力的 25% 和框架部分按刚度分配的地震剪力最大值 1.8 倍二者的较小者。

**66** 2001 规范规定,人字和 V 形支撑设计内力应乘增大系数 1.5,单斜杆和交叉支撑的设计内力应乘增大系数 1.3,为什么都取消了?

人字支撑中的受压支撑失稳后,其承载力明显降低,将导致支撑连接点连同楼板一起下陷,V 形支撑时则为向上突起,对房屋使用均带来较大影响,乘增大系数 1.5 意在避免此情况发生。但研究表明,乘增大系数后也提高了受拉斜杆的承载力,楼板下陷是由受拉支撑的承载力和受压支撑屈后承载力的竖向分量之差引起的,并不解决问题,美国规定建议改用人字和 V 形支撑交替布置或增设“拉链柱”的方法解决,不再乘增大系数。至于中心支撑和交叉支撑的内力增大系数,美国钢结构抗震规程早已取消,只是在我国有关标准中未及时跟进而已。

**67** 偏心支撑框架的构件内力调整系数为什么降低较多?

美国《钢结构房屋抗震规程》(AISC341-2005)<sup>[6]</sup>对偏心支撑框架设计规定作了较大修改:耗能梁段计算考虑组合楼板的加强作用,将其内力增大系数由 1.5 降低至 1.25,而过去的规定从不考虑组合楼板的影响;耗能梁段端部与同跨框架梁和支撑斜杆的连接均采用刚接,连接构造应相应修

改,通常将耗能梁段设在跨中;框架柱的内力增大系数,对高层建筑,由于所考虑楼层以上各层的耗能梁段同时屈服可能性不大,所以可以放宽;但对多层房屋不放宽。新规定仅适用于采用组合楼板并与框架梁可靠连接的结构,未采用组合楼板时不适用。参照此规定,新规范作了相应修改。

**68** 新规范引入构件的连接系数,是如何考虑的?

钢结构构件连接应遵循“强连接弱构件”的原则,即连接的最大承载力大于构件的全截面屈服承载力,保证结构大震时不倒。根据 2001 规范执行中遇到的问题,新规范做了较大改动:1)采用二次设计法,首先取构件的承载力设计值进行连接承载力的验算,然后按连接的极限承载力进行二次验算;2)分别给出梁与柱刚接、支撑与框架连接以及梁、柱、支撑各自拼接的极限承载力验算公式。与 2001 规范最大不同是引入连接系数  $\eta_j$ ,其取值与钢种、钢材强度、连接方式有关,而不是 2001 规范的定值,见表 3。

钢结构抗震设计的连接系数 表 3

母材牌号	梁柱连接时		支撑连接、构件拼接		柱脚	
	焊接	螺栓连接	焊接	螺栓连接		
Q235	1.40	1.45	1.25	1.30	埋入式	1.2
Q345	1.30	1.35	1.20	1.25	外包式	1.2
Q345GJ	1.25	1.30	1.15	1.20	外露式	1.1

注:1)屈服强度高于 Q345 的钢材,按 Q345 的规定采用;2)屈服强度高于 Q345GJ 的 GJ 钢材,按 Q345GJ 的规定采用;3)外露式柱脚是指刚接柱脚,只适用于房屋高度 50m 以下;4)翼缘焊接腹板栓接时,连接系数分别按表中连接形式取用。

国际上,早先将连接系数作为安全系数对待,大多数国家取 1.2。我国《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98)和 2001 规范也参照此理念取 1.2。但连接系数的影响因素很多,包括钢材类别、屈服强度、超强系数、应变硬化系数、连接类别(焊接、螺栓连接)、连接的部位、对塑性发展的要求等,连接系数定高了实施困难,定低了不安全。国外目前对连接系数的发展趋势是将规定细化,对不同条件分别采用不同数值,但在表达上又尽量简化,日本在这方面最为明显,也最先进,见表 4<sup>[7]</sup>。

日本《钢结构连接设计指南》规定 表 4

母材牌号	梁端连接时		支撑连接、构件拼接		柱脚	
	母材破断	螺栓破断	母材破断	螺栓破断		
SS400	1.40	1.45	1.25	1.30	埋入式	1.2
SM490	1.35	1.40	1.20	1.25	外包式	1.2
SN400	1.30	1.35	1.15	1.20	外露式	1.0
SN490	1.25	1.30	1.10	1.15	-	-

日本的连接系数包括了超强系数和应变硬化系数。SS 是碳素结构钢,SM 是焊接结构钢,SN 是抗

震结构钢,其性能等级是逐步提高的;连接系数随钢种的性能提高而递减,也随钢材的强度等级递增而递减,是以钢材超强系数统计数据为依据的;而应变硬化系数各国普遍取 1.1。文[7]说明,梁端连接的塑性变形要求最高,连接系数也最高,而支撑连接和构件拼接的塑性变形相对较小,故连接系数可取较低值。螺栓连接因螺栓的强屈比较低,采用了较高的连接系数。美国和欧共体规范中,连接系数都没有这样细致的划分和规定。

借鉴日本上述规定,新规范将构件承载力抗震调整系数中的焊接连接和螺栓连接都取 0.75,连接系数在连接承载力计算表达式中统一考虑,有利于按不同情况区别对待,也有利于提高连接系数的直观性。我国过去对连接系数,除偏于笼统外,还有对梁柱连接要求过高的现象。对于 Q345 钢材,连接系数  $1.30 < f_u/f_y = 470/345 = 1.36$ ,解决了 2001 规范综合连接系数偏高、材料强度不能充分利用的问题。另外,对于外露式柱脚,考虑在我国应用较多,适当提高抗震设计时的承载力是必要的,采用了 1.1 系数。

#### 69 钢结构的层间位移角限值,为什么从 1/300 改为 1/250?

新规范将钢结构在弹性阶段的层间位移限值,由 2001 规范的 1/300 改为 1/250。后者曾在《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99—98) 规程中采用,是参考了当时美国和日本有关规范的规定,为了不使柱截面过大,采用了 1/250。从经济合理的设计要求考虑,目前仍改用层间位移角限值 1/250。

#### 70 梁柱刚接的验算公式有什么改变?

2001 规范规定采用腹板全截面屈服时的剪力,过于保守;另一方面,2001 规范用 1.3 代替 1.2 考虑重力荷载影响往往偏小,故新规范明确计入重力引起的梁端剪力:

$$V_u^j \geq 1.2(2M_p/l_n) + V_{Gb}$$

式中的连接系数取 1.2,是考虑框架梁一般为弯矩控制,梁腹板的塑性变形小于翼缘的变形要求较多;当梁截面受剪力控制时,该系数宜适当加大。

#### 71 新规范对钢结构构件的承载力抗震调整系数是如何修订的?

新规范配合钢结构构件连接系数的修订,在第 5.4 节中,修改了钢结构构件截面抗震承载力验算的承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ 。2001 规范的系数  $\gamma_{RE}$  为:梁、柱 0.75,支撑 0.80,栓接 0.85,焊接 0.90。新规范关于连接的调整系数大于构件的要求,本次修订在构件连接计算方法中,采用更合理的系数予

以体现。于是,新规范的系数  $\gamma_{RE}$ ,不论梁、柱、支撑、栓接还是焊接,按强度验算时均取 0.75,按稳定验算时均取 0.80。这样修改,使用方便,较符合钢结构构件设计的习惯。验算的结果表明,用钢量有所减少。

#### 72 新规范对钢构件长细比和钢构件的板件宽厚比是如何修订的?

##### (1) 钢构件长细比

##### 1) 框架柱长细比

框架柱的最大长细比是为了保证结构在计算中未考虑的作用力,特别是对大震时竖向地震作用下的安全,是至关重要的。抗震规范把它列为强制性条文。新规范将 2001 规范按烈度和高度区分的规定改为按抗震等级区分,最严的要求为 60,最宽的要求为 120(构件长细比和板件宽厚比要求与材料的屈服强度有关,为了方便起见,以下介绍均取屈服强度为  $235\text{N/mm}^2$  时的值。不同屈服强度的值可简单换算,具体见规范表注),与 2001 规范的规定相同;中间的情况略有调整。

应当指出,框架柱的抗震设计还包括应满足强柱弱梁要求等,在很多情况下根据强柱弱梁要求,按长细比限值确定的柱截面可能不够,此时必须增大柱截面。

##### 2) 中心支撑长细比

2001 规范的限值是:对超过 12 层的中心支撑长细比限值  $\lambda_1$  度不大于 120,  $\lambda_2$  度不大于 90,  $\lambda_3$  度不大于 60。新规范改按抗震等级划分,一~三级应按压杆设计,均不大于 120;四级采用压杆时仍为 120,也可采用拉杆,其长细比不应大于 180。文[3]草案中,长细比曾放宽至 167;文[7]对强震区改为采用统一值 120。

虽然日本在震后仍采用较严值 32,与 120 相差甚大,但哈尔滨工业大学的试验研究表明,较大长细比支撑在地震作用下有较好性能,故编制组采用了美国规范的建议。

##### (2) 钢结构的板件宽厚比

##### 1) 框架梁柱板宽厚比

框架构件板件宽厚比的规定是以结构符合强柱弱梁为前提的,即塑性铰通常出现在梁上,框架柱仅在后期出现少量塑性,不需要很高的转动能力。因此在强震区,梁的板件宽厚比要求满足塑性设计要求,而柱的规定则可适当放宽;但当强柱弱梁不能保证时,应适当从严。新规范按抗震等级区分,12 层以下的要求几乎不变,12 层以上略有放松,见表 5。



框架梁、柱的板件宽厚比值 表 5

板件名称		抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	箱形截面壁板	33	36	38	40
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72 - 120 \frac{N_b}{Af}$	$72 - 100 \frac{N_b}{Af}$	$80 - 110 \frac{N_b}{Af}$	$80 - 120 \frac{N_b}{Af}$

注:工字形梁和箱形梁的腹板宽厚比,对一、二、三、四级分别不宜大于 60,65,70,75。

2001 规范对不超过 12 层的工字形截面和箱形截面梁腹板的宽厚比,有以轴压比 0.37 为界的规定。陈绍蕃教授指出,0.37 的规定仅适用于采用塑性内力重分布的连续组合梁负弯矩区,如果不考虑塑性铰后的内力重分布,宽厚比限值可以放宽。新规范据此将两个限值的条件取消。另外,考虑到按刚性楼盖分析时,得不出梁的轴力,但在进入弹塑性阶段时,上翼缘的负弯矩区楼板将退出工作,迫使钢梁承受一定轴力,不考虑是不安全的,拟规定一个最小轴压比时的宽厚比限值。

注意到日本 2005 年设计规定中对梁腹板宽厚比限值规定为 60(缓和值为 65),不考虑轴力影响,它适用于强震区框架。美国 AISC-2005 规定,当梁腹板轴压比为 0.125 时,其宽厚比限值为 75,轴压比 0.125 以下可忽略轴力影响,即不考虑轴力时宽厚比不能大于 75。新规范综合参考美国、日本的规定,作为不考虑轴力的补充,梁腹板宽厚比限值,对四、三、二、一级分别不超过 75,70,65,60。

## 2) 中心支撑板件宽厚比

新规范对中心支撑板件的宽厚比要求,也改按抗震等级划分,高度 50m 以下大体上与 2001 规范相当,高度 50m 以上局部有所放宽,见表 6。

钢结构中心支撑板件宽厚比值 表 6

板件名称	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
翼缘外伸部分	8	9	10	13
工字形截面腹板	25	26	27	33
箱形截面壁板	18	20	25	30
圆管外径与壁厚比	38	40	40	42

## 73 实际工程设计时,如何设置框架梁的侧向支撑?

框架梁在端部负弯矩区下翼缘受压,在构造上设置侧向支撑是必要的。采用单角钢隅撑是常用做法,当梁采用加强型连接时,支承点应设在加强区之

外,且不影响塑性铰的工作,国外将隅撑连接在斜置的加劲肋上。在有些房屋中由于建筑上的原因不宜设置隅撑,只能改用其他方法。翼缘局部加宽对梁端的侧向刚度有一定的加强作用。当梁上翼缘与楼板有可靠连接时,简支梁可不设置侧向支撑,固端梁下翼缘在梁端 0.15 倍梁跨附近宜设置隅撑。梁端采用骨形连接或梁端扩大时,应在塑性区外设置竖向加劲肋,隅撑与偏置的竖向加劲肋相连。梁端翼缘宽度较大,对梁下翼缘侧向约束较大时,也可不设隅撑。文[8]对负弯矩区段组合梁钢部件的稳定性作了计算分析,指出负弯矩区段内的梁部件名义上虽是压弯构件,由于其截面轴压比较小,稳定问题不突出。文[9]第 203 页介绍了提供侧向约束的几种方法,也可供参考。首先验算钢梁受压区长细比  $\lambda_y \leq 60 \sqrt{235/f_y}$  是否满足,若不满足可按图 1 所示方法设置侧向约束。

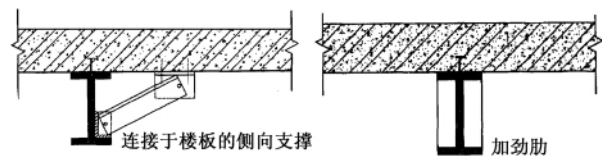


图 1 梁侧向支撑形式

## 74 新规范对钢框架梁与柱的连接构造提出了哪些修改?

钢框架的梁柱连接是强震下容易引发震害的敏感部位,且影响因素较多。2001 规范参照美国北岭地震和日本阪神地震后的规定,对梁柱连接构造提出了明确的要求。新规范基本保持了 2001 规范的要求。主要修改如下:

### (1) 补充了梁与箱形柱刚接连接的柱壁厚要求

梁与柱连接采用柱贯通形时制作较方便。但随着对箱形柱采用电渣焊的最小柱壁厚度的限制,在某些情况下,梁贯通形连接已势在必行。日本将电渣焊时的壁板最小厚度规定为 28mm,根据我国制作厂的经验并征求了日本专家意见,电渣焊的箱形柱壁板最小厚度不能小于 16mm,更薄时用电渣焊要被熔化。超高层建筑由于自重较大、壁板较厚,问题不大,但对于多层房屋和某些高层房屋将带来挑战。当柱在两个方向都形成刚架时,采用工形截面柱固然可以解决,但与箱形柱相比要多用钢材,如果不想多用钢材,就要采用梁贯通形连接。日本广泛采用冷成型箱形柱,柱壁板可以较薄,可以到有这种设备的工厂去委托加工,我国有此设备的厂家很少,远未普及。

### (2) 新增采用气体保护焊和绕焊的要求

美国 AISC-2005 抗震规程规定:在强震区,梁翼缘与柱的连接焊缝、梁腹板与柱的连接焊缝、柱剪力板与柱的连接焊缝和框架柱拼接焊缝四条焊缝,都是关键性焊缝。日本已要求上述焊缝采用气保焊。

我国 2001 规范仅对梁翼缘与柱的连接焊缝提出夏比冲击韧性应符合较高的指标。新规范补充规定:梁腹板与柱连接板连接,经工艺试验合格能确保现场焊接质量时,可用气体保护焊进行焊接;梁腹板或剪力板与柱的焊接,当板厚不大于 16mm 时应采用双面角焊缝,焊缝有效厚度应满足等强度要求,且不小于 5mm;板厚大于 16mm 时采用 K 形剖口对接焊缝。该焊缝宜采用气体保护焊,且板端应绕焊。即每侧至少应有不小于 20mm 的焊缝与板端绕焊连续。以往震害表明,腹板焊缝端部存在应力集中,往往引发裂缝,绕焊有利于改善此处焊缝性能。梁腹板与柱连接板的连接,可用螺栓连接也可用焊接。螺栓连接延性好,安装方便,质量容易保证。焊缝连接刚度大,质量要求高,国内尚无使用经验。对于抗震的大跨度、重型钢框架,建议采用螺栓连接。

(3) 补充新型的现场焊接节点构造形式

2001 规范的焊接孔是参考日本 1996 年的规定。文[10]提出不少新规定,例如,将下翼缘的焊接孔改用与上翼缘相似,由 50mm 改为 35mm(但对翼缘板厚度大于 22mm 时要适当加宽)。过去规定 50mm,是考虑焊接时可将焊条伸过腹板,避免起落弧火口集中于腹板处。现在要求用气保焊,用细焊条多层焊接,火口位置错开已不困难。此外,减小上翼缘孔高有利于增长腹板焊缝,对受力有利(图 2)。

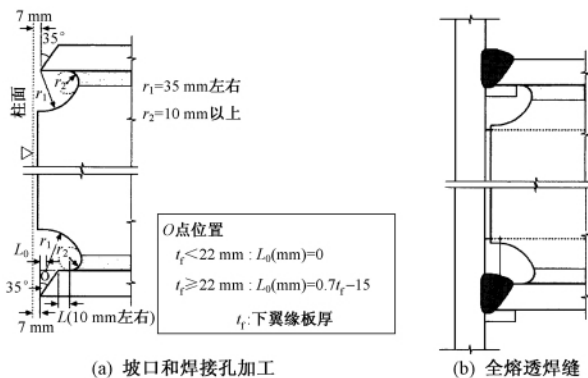
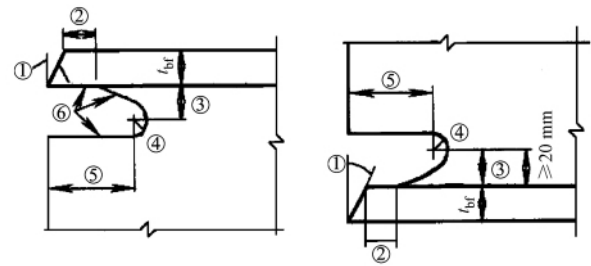


图 2 日本新标准柱贯通型连接中的焊接孔

美国开发的焊接孔形式(图 3),原载于文[11],是美国必须采用的孔形。研究表明,该孔形在强震下的最大应力点不在孔端与翼缘相切处,能有效地减少焊接孔周边震害。它的加工顺序是先对腹板加工,然后与翼缘焊接,因此加工不困难。香港学者做过有限元分析比较,认为是当前国际上的最



说明:① 坡口角度符合有关规定;② 翼缘厚度或 12 mm,取小者;  
③ 1~0.75 倍翼缘厚度;④ 最小半径 19 mm;  
⑤ 3 倍翼缘厚度(±12 mm);⑥ 表面平整,圆弧开口不大于 25°。

图 3 美国 FEMA350 焊接孔形

佳孔形,且与梁腹板连接方便。

日本新标准也推荐采用梁上翼缘不设焊接孔的工法,目前在日本已应用较多,颇受欢迎,因为既能省工又可改善抗震性能,其构造要求可参见高钢规程附录。日本最早提出采用悬臂梁段的梁柱连接形式,其优点是可将复杂连接构造放在工厂加工,在现场进行梁段拼接即可。日本新标准指出,这种连接钢材和螺栓用量都较多,使结构造价增高,目前应用最多的还是梁柱在工程现场直接连接的方式。

(4) 塑性铰外移的几种形式

为了减少梁柱连接在强震下的破坏,国外普遍采用梁塑性铰外移的形式。国内有多个单位作了试验研究,结果表明,考虑塑性铰外移的形式多样,且都能取得良好的结果,塑性铰明显外移和充分耗能。塑性铰的出现显著减小柱面弯矩,能有效地避免梁端在柱面的破坏。美国应用最多的是骨式(dog-bone)连接,中国台湾 101 大厦也采用了这种形式。列入我国抗震规范的,除此种形式外还有翼缘加宽式、翼缘板式、盖板式(图 4)。根据初步分析,国内设计和施工人员倾向采用翼缘加宽或盖板式连接,认为加强型连接对钢材利用可能更有利。

75 钢框架-钢筋混凝土核心筒适用高度是如何规定的?

钢框架-钢筋混凝土核心筒结构的适用高度,不宜超过钢筋混凝土框架-核心筒的最大适用高度和钢框架-支撑体系最大适用高度二者的平均值。这是因为我国的钢框架-钢筋混凝土核心筒,由钢筋混凝土墙体、筒体承担主要水平力,其适用高度应低于高层钢结构而高于钢筋混凝土结构,参考《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)[12]第 11 章的规定,其最大适用高度不大于二者的平均值。

76 钢框架-钢筋混凝土核心筒的抗震等级应如何确定?

钢框架-钢筋混凝土核心筒结构的抗震等级,根

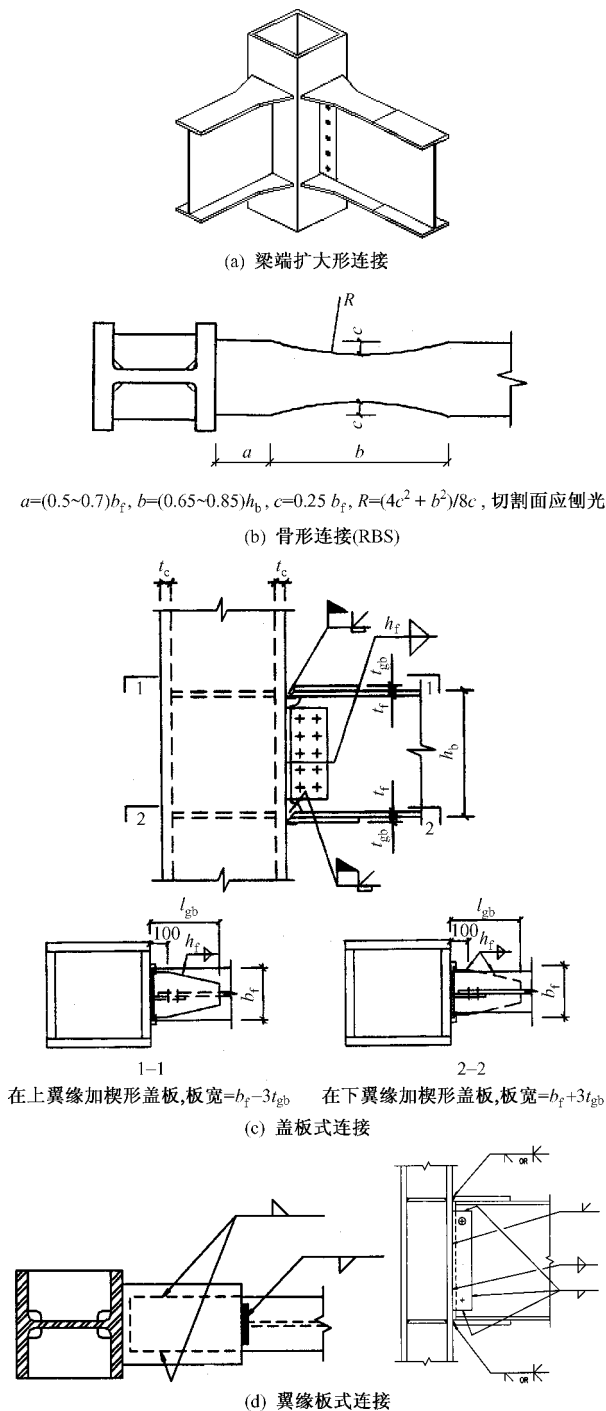


图4 梁端扩大形、骨形、盖板式和翼缘板式连接

据抗震设防烈度和房屋高度采用。丙类建筑的钢框架部分,按第8章多高层钢结构房屋的规定确定,混凝土部分按第6章的规定确定,但后者8度时应按高于一级执行。这是根据本条抗震等级的划分,基本参照高规<sup>[12]</sup>的第11章和新规范第6.1.2、8.1.2条的规定。

77 钢框架-钢筋混凝土核心筒阻尼比是按钢结构确定还是按混凝土结构确定?

钢框架-钢筋混凝土核心筒的结构阻尼比,可按

两部分在结构总变形能所占比例折算为等效阻尼。采用振型分解反应谱法时,不同振型的阻尼比可能不同,简化估算可取0.045。

78 钢框架-钢筋混凝土核心筒的剪力分担率是如何确定的?

新规范规定:钢框架部分除伸臂加强层及相邻楼层外的任一楼层按计算分配的地震剪力应乘以增大系数,达到不小于结构总地震剪力的20%和最大楼层地震剪力1.5倍二者的较小值,且不得小于总地震剪力的15%。由地震作用产生的该楼层框架各构件的剪力、弯矩和轴力计算值均应进行相应调整<sup>[13]</sup>。这是因为根据多道抗震防线的要求,钢框架部分应按其刚度承担一定比例的楼层地震力。考虑混合结构中,混凝土核心筒的刚度远大于钢支撑框架筒,因此,钢框架部分承担的地震剪力,按混凝土核心筒-外框架结构的分配比例采用。

#### 参考文献

- [1] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [2] GB50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [3] AISC341-1992 Seismic provisions for structural steel buildings[S]. American Institute of Steel Construction Inc,1992.
- [4] GB50223—2008 建筑工程抗震设防分类标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [5] FARZAD NAEIM,ZHONGZHI SHI. The seismic design handbook[M]. 2<sup>nd</sup> Edition. The Netherlands as a Part of Springer + Business Media,2001.
- [6] AISC341-2005 Seismic provisions for structural steel buildings[S]. American Institute of Steel Construction Inc,2005.
- [7] 日本建筑学会.《钢结构连接设计指南》JASS6 钢结构工程(日)2002/2006.
- [8] 朱聘儒.钢-混凝土组合梁设计原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2006.
- [9] 李国强.多高层建筑钢结构设计原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2004.
- [10] 日本建筑学会.《建筑工事技术指针》第一部分 工场制作篇(日)[M].2007.
- [11] FEMA-350 Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings[S]. Federal Emergency Management Agency,2000.
- [12] JGJ3—2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [13] 国家标准建筑抗震设计规范管理组.建筑抗震设计规范(GB50011—2010)统一培训教材[M].北京:地震出版社,2010.

# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(七)

邓 华

(浙江大学空间结构研究中心 杭州 310058)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于2010年5月31日颁布,12月1日实施。为了配合新抗震规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题作出解释。本文主要介绍新规范第10章大跨屋盖建筑的主要条文内容并对有关问题进行解答。

[关键词] 抗震设计;规范;大跨度建筑;屋盖结构

中图分类号:TU318.4 文献标识码:A 文章编号:1002-848X(2011)06-0146-02

**79** 为什么要对规范条文所适用的大跨屋盖结构形式及范围进行规定?

大跨屋盖结构的形式众多,一般可分为刚性体系和柔性体系两大类,其理论上的区别在于计算分析时是否必须计入几何非线性效应。对于悬索结构、膜结构、索杆张力结构等柔性屋盖体系(非线性结构),由于其抗震设计理论和方法的研究目前尚不成熟,故本次修订内容对此类屋盖体系暂不适用。刚性体系的结构形式也有多种,对于拱、平面桁架、立体桁架、网架、网壳、张弦梁和弦支穹顶七类基本形式及其组合而成的结构,由于相关抗震研究开展较多,也积累了一定的抗震设计经验,因此明确为本规范适用的主要结构形式。但是,对于跨度大于120m、结构单元长度大于300m或悬挑长度大于40m的屋盖结构,以及缺乏抗震设计经验的新型屋盖结构形式,规范强调了还应进行专门的抗震性能研究和论证。以上两类结构的研究和论证可结合住房和城乡建设部《超限高层建筑工程抗震设防专项审查》工作进行。

**80** 为什么说合理的结构布置是大跨度结构抗震设计的重点?

应该认识到常规的大跨屋盖结构(如网架、网壳等)一般具有较好的抗震性能。设计经验表明,在中等烈度时大跨屋盖结构的构件设计还基本上受非地震工况的控制,这与多高层结构有明显的不同。但应注意的是,结构布置的合理性是确保结构具备较好抗震性能的前提,因此也是此类结构抗震设计的重点。规范中要求大跨度结构布置需遵循刚度和质量分布合理、屋盖及其支承的布置宜均匀对称、避免出现局部削弱或突变等基本原则,同时应保证结构的整体性和地震作用传递明确。此外,规范也强调了应避免下部结构的不规则布置造成屋盖结构产

生过大的地震扭转效应。

**81** 为何要将大跨度屋盖结构区分为单向传力体系和空间传力体系?

单向传力体系指平面拱、单向平面桁架、单向立体桁架、单向张弦梁等结构形式;空间传力体系指网架、网壳、双向立体桁架、双向张弦梁和弦支穹顶等结构形式。单向传力体系和空间传力体系是根据屋盖结构是否存在明确的抗侧力系统来区分的,这也导致了这两类结构体系在结构布置、地震作用计算和抗震措施等方面的要求均有所区别,因此抗震设计时应区别对待。

**82** 为什么只规定了防震缝的最小缝宽?

当大跨屋盖分区域采用不同抗震性能的结构形式或屋盖支承于不同的下部结构上时,在交界区域设置防震缝往往能够有效避免复杂地震响应的出现。规范规定防震缝宽度不宜小于150mm,这是根据下部支承结构为框架结构或框架-抗震墙结构时的最小缝宽综合确定的。但由于实际工程情况复杂,为避免其两侧结构在强烈地震中碰撞,最小防震缝宽度可能不足。因此,也建议最好按设防烈度下两侧独立结构在交界线上的相对位移最大值来复核。对于规则结构,为了方便计算,设防烈度下的相对位移最大值也可将多遇地震下的最大相对变形值乘以不小于3的放大系数近似估计。

**83** 屋盖结构的地震作用计算如何计入上下部结构的协同工作?

考虑上下部结构的协同作用是屋盖结构地震作用计算的基本原则。考虑上下部结构协同工作的最合理方法是按整体结构模型进行地震作用计算。特别是对于不规则的结构,抗震计算应采用整体结构模型。目前,规模较大的设计单位一般均具备了使

作者简介:邓华,博士,教授,博导,Email:denghua@zju.edu.cn。

用一些结构分析软件(包括通用软件)进行整体模型地震作用计算的能力,且按整体结构进行大跨屋盖结构抗震计算的条件也越来越成熟。同时,本次修订也没有完全强调大跨屋盖结构的地震作用计算一定按整体模型进行分析。当下部结构比较规则时,设计人员也可以采用一些简化方法(譬如等效为支座弹性约束)来计入下部结构的影响。但是,这种简化必须依据可靠且符合动力学原理(即应综合考虑刚度和质量等效后的有效性)。

#### 84 空间传力体系为何应考虑多向地震效应的组合?

空间传力体系的构件难以明确划分为沿某个方向的抗侧力构件,即构件的地震效应往往包含三向地震作用的结果,因此其构件验算应考虑三向(两个水平向和竖向)地震作用效应的组合,按规范公式(5.4.1)计算。在计算水平地震效应 $S_{Ehk}$ 时,应考虑双向水平地震作用的扭转耦联效应,按规范公式(5.2.3-7)或(5.2.3-8)计算。此外,在地震作用分项系数取值上应按规范表 5.4.1 分别考虑水平地震为主和竖向地震为主的情况。

#### 85 为何 7 度时可不进行地震作用计算的范围未包含网壳结构?

《空间网格结构技术规程》(JGJ7—2010)中规定 7 度时对矢跨比大于或等于 1/5 的网壳结构可不进行竖向地震计算。本次修订的主要考虑是,由于网壳属于空间传力体系,结构的地震效应必须考虑多向地震效应的组合,因此地震作用也就不能仅计算水平或竖向。同时由于目前大跨屋盖结构的地震作用计算基本是电算,既然计算了水平地震作用,那么竖向地震作用计算就不会有太大问题。故本次修订弱化了屋盖结构的地震效应按水平和竖向区分的概念。

目前,已经有较多的分析设计软件能够满足大跨屋盖结构的地震作用计算,但总体上普及还不广。因此除 6 度外,本次修订依然适当保留了可不进行地震作用的大跨屋盖结构的范围,主要是 7 度时的单向桁架和网架结构。具体规定是:

(1)对于矢跨比小于 1/5 的单向平面桁架和单向立体桁架,水平地震效应较小,7 度时可不进行沿桁架的水平向和竖向地震作用计算。但是由于垂直桁架方向的水平地震作用主要由屋盖支撑承担,由于规范中并没有对支撑的布置进行详细规定,因此对于 7 度及 7 度以上的该类体系,均应进行垂直于桁架方向的水平地震作用计算并对支撑构件进行验算。这也说明,单向传力体系抗震计算的重点更主

要的是屋面支撑系统的计算。

(2)对于 7 度时的网架结构,由于构件和节点设计往往由非地震作用工况控制,因此与《空间网格结构技术规程》(JGJ7—2010)相协调,可不进行地震作用计算,但应满足相应的抗震措施的要求。

#### 86 哪些屋盖结构形式应当计入几何刚度?

几何刚度主要是对预张拉体系而言的,是指初应力所提供的结构刚度。几何刚度会对结构动力性能造成一定影响。研究表明,对于预应力桁架、预应力网格结构、悬挂(斜拉)结构,几何刚度对结构动力特性的影响非常小,完全可以忽略。但是,对于跨度较大的张弦梁和弦支穹顶结构,预张力引起的几何刚度对结构动力特性有一定的影响,宜进行考虑。此外,对于某些布索方案(譬如肋环型布索)的弦支穹顶结构,撑杆和下弦拉索系统实际上是需要依靠预张力来保证体系稳定性的几何可变体系,如果不计入几何刚度就会导致结构总刚度矩阵奇异。因此,这些形式的张弦结构计算模型就必须计入几何刚度。几何刚度一般可取重力荷载代表值作用下结构平衡态的内力(包括预张力)贡献。

#### 87 当钢屋盖支承在混凝土结构上时,如何确定阻尼比?

对于支承在混凝土结构上的大跨钢屋盖,规范将按整体模型进行结构地震作用计算时的阻尼比取值规定在 0.025~0.035 之间,这主要是考虑到阻尼比与屋盖钢结构和下部混凝土支承结构的组成比例有关。具体取值可采用条文说明中的振型阻尼比法和统一阻尼比法。但由于理论和试验依据不足,以上两种方法也只是指导性的。在实际应用时需关注计算结果对阻尼比取值的敏感性。

研究表明,如果将阻尼比取 0.035 的计算结果作为对比,阻尼比取小值 0.02 和取大值 0.05 通常会引起计算结果在  $\pm 15\%$  的范围内变化,总体上并不是非常的敏感。但是对于复杂的结构,就很有必要进行阻尼比取值对计算结果敏感性的分析。

#### 88 为什么要定义关键杆件和关键节点?

大跨屋盖结构由于其自重轻、刚度好,所受震害一般要小于其他类型的结构。然而在震害调查中发现,支座及其邻近构件发生破坏的情况还是较多的;一些研究也指出,在大震作用下支座附近的杆件比其他部位更先进入塑性或屈曲;另外考虑到支座附近的杆件和节点位于结构的关键部位,其破坏容易引起结构的倒塌和连续性破坏,也应该保证这些构件具有更高的安全度。因此,规范将这些支座区域

(下转第 129 页)



3m 范围内,采用不耦合装药,降低局部区域的单耗,并且在距离仅 0.2m 的降水井附近的个别炮孔采取不装药;2) 近体防护:采用专门设计制造的橡胶防护毯包裹在需要保护的降水井(塔吊)上,包裹区域高度 3m。包裹材料面积  $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ ,为轮胎交错编制而成,具有极强的抗冲击性能;3) 离体防护:在已包裹好的降水井(塔吊)四周用竹笆作成简易围挡,起到一定的缓冲作用。

### 3.3.4 信息化管理在风险监控的运用

采用传感设备对支撑爆破进行实时监测,重点监测内衬墙、底板、地下墙的振动速度、加速度、应力、冲击波等。通过具体监测数据分析支撑爆破振动对地下墙、已浇筑的底板及壁板等永久结构,尤其是仍处于养护龄期的新浇筑墙体等结构的影响进行评价,用以指导以及优化爆破设计,确保爆破施工的安全。

## 4 结论

A2 区域基坑 5 道支撑共 15 次爆破,历时约 6 个月,整个施工过程有条不紊,所有的方案均实施到位,基坑、内部结构以及周边设施的安全得到保证,支撑爆破的风险得到有效控制。

通过本次爆破工程实际管理,得到以下 6 点结

论,对今后的爆破施工有一定的借鉴作用:1) 爆破方案的制定要和工程实际结合起来,充分考虑工程的特性;2) 风险源的分析要细致到位,为方案的制定明确方向;3) 设计方案要综合考虑多种因素,从源头上控制爆破的风险;4) 施工方案要充分贯彻设计方案的意图,同时建立完整、明确、严密的责任体系,管理上不留漏洞;5) 方案的制定既要坚持原则性又要有一定灵活性,在保证安全的前提下可以根据实际情况进行及时的调整;6) 信息化管理手段可以对爆破的安全与否提供量化的数据,为具体方案的决策与调整提供科学的依据。

由于爆破工程环境及作业条件的复杂性,对爆破的管理难以求得一个固定的保证模式,还需具体问题具体分析,总的来说,爆破工程需针对爆破风险源,从设计方案和施工方案两方面采取相应措施来实现对风险的管理与控制。

### 参 考 文 献

- [1] 张厚科,李勇,褚德均,等. 天山世纪广场基坑钢筋混凝土支撑爆破拆除[J]. 爆破, 2009, 26(3): 73-76.
- [2] 李占军,郑炳旭,魏晓林. 拆除爆破工程安全管理的特点与应对措施[J]. 爆破, 2007, 24(1): 97-100.

(上接第 113 页)

- [4] ZHANG AISHE, GU MING. Wind tunnel tests and numerical simulations of wind pressures on buildings in staggered arrangement [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2008, 96 (10-11): 2067-2079.
- [5] SHUZO MURAKAMI. Current status and future trends in computational wind engineering [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1997, 67-68(4-6): 3-34.
- [6] 曾锴,汪丛军,黄本才,等. 计算风工程中几个关键影响因素的分析与建议[J]. 空气动力学学报, 2007, 25(4): 504-508.
- [7] MENTER F R. Two-equation eddy-viscosity turbulence models for engineering applications [J]. AIAA, 1994, 32(8): 269-289.
- [8] MELBOURNE W H. Comparison of measurements on the CAARC standard tall building model in simulated model wind flows [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1980, 6(1-2): 73-88.
- [9] GOLIGER A M, MILFORD R V. Sensitivity of the CAARC standard building model to geometric scale and turbulence [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1988, 31(1): 105-123.

(上接第 147 页)

的杆件和节点定义为关键杆件和关键节点,并将其地震组合内力设计值对应不同地震烈度乘以相应的放大系数,同时较严格地限制关键杆件的长细比,其目的就是保证或提高该区域杆件和节点的承载力。对于较为规则的大跨屋盖结构,提高关键杆件和关键节点的多遇地震效应组合内力可能对构件设计影响不大,但是对于布置不规则或抗震性能差的大跨结构,对关键杆件和关键节点进行加强则是有效的抗震措施。

**89** 为什么高烈度区大跨屋盖结构中竖向仅承受压力的支座宜采用拉压型构造?

8、9 度时,按多遇地震验算时竖向仅受压的支座节点,考虑到在强烈地震作用(如中震、大震)下可能出现受拉,建议采用同时能承受拉力的拉压型支座形式,且预埋板上的锚筋、锚栓的预埋长度也按受拉情况进行构造配置。

### 参 考 文 献

- [1] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] 国家标准建筑抗震设计规范管理组. 建筑抗震设计规范(GB50011—2010)统一培训教材[M]. 北京:地震出版社, 2010.

# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(八)

谭 平, 周福霖

(广州大学工程抗震研究中心, 广州 510405)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于2010年5月31日颁布,12月1日实施。为了配合新抗震规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组将对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题做出解释。本文主要介绍新规范第12章中关于隔震设计的主要条文修改及有关问题解释。

[关键词] 抗震设计; 规范; 隔震设计

中图分类号: TU318.4 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2011)07-0140-03

## 90 新规范中隔震技术使用范围有何变化?

隔震设计在2001版规范中首次纳入,鉴于此前国内对隔震的研究和工程应用有限,因此“主要用于高烈度设防”<sup>[1]</sup>。随着近年来隔震技术的快速发展与大量应用,本次《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)(简称新规范)对隔震技术使用范围作了较大调整<sup>[2,3]</sup>。新规范第3.8.1条提倡在“抗震安全性和使用功能有较高要求或专门要求的建筑”中使用<sup>[2]</sup>。对安全性要求较高的建筑主要指一些重要建筑,如首脑机关、指挥中心、学校、文物馆等。使用功能不能中断的建筑,主要是一些生命线工程,如医院、银行、电力、通讯、消防等。对于一般的工业与民用建筑,如投资方有意愿提高建筑物抗震性能,也可采用。

新规范仍限于橡胶隔震技术。规范所指隔震器系指天然橡胶隔震支座与铅芯橡胶隔震支座,当隔震设计中采用滑板隔震支座、高阻尼橡胶隔震支座等其他类型隔震器时,应作专门研究。

## 91 隔震设计方案是怎样确定的?

本次修订后第12.1.2条不再作为强制性条文,建筑结构隔震设计确定设计方案时,除应符合本规范第3.5.1条的规定外,无需特别的论证,只需与抗震设计方案进行对比,对建筑的抗震设防分类、抗震设防烈度、场地条件、使用功能及建筑、结构方案,从安全和经济两方面进行综合分析对比。

## 92 新规范中隔震层位置有何变化?

2001版规范隔震层位置限于“建筑物基础与上部结构之间”<sup>[1]</sup>。随着近年来隔震技术的快速发展,国内外已有大量隔震建筑其隔震层位置设置在结构下部,如结构首层,层1柱顶或多塔楼的底盘等,大大简化了隔震结构的隔震措施。新规范中隔震层位置修改为“建筑物基础、底部或下部与上部

结构之间”<sup>[2,3]</sup>,即从基础隔震有条件放开到层间隔震。当采用层间隔震时,需满足新规范第12.2.9条有关嵌固的刚度比及对隔震层下部结构的有关要求。考虑到对结构中、上部的层间隔震研究及应用实例还较少,本次修订未将隔震层位置放宽到结构中、上部,此时应进行专门详细的研究。

## 93 新规范对隔震技术设防目标是如何规定的?

隔震建筑的设防目标一般应高于非隔震建筑。通过合理的隔震设计,建筑的设防目标可以达到“小震不坏、中震不坏或轻微破坏、大震不丧失使用功能或可修”,有时甚至超过此目标,实现基于性能的设计思想。新规范新增第12.1.6条明确提出可采用隔震技术进行结构的抗震性能化设计,即在低烈度地区推荐采用隔震技术以满足投资方提高结构抗震安全性和使用功能的需求。隔震后结构小震、中震、大震的性能化设计可参考新规范附录M的有关要求<sup>[2]</sup>。

## 94 隔震结构适用要求是如何规定的,有哪些变化?

新规范对隔震结构的适用要求也作了较大修正。本次修订后对隔震设计的结构类型不再设限。鉴于国内外隔震建筑的最大高度和层数都在不断被刷新,新规范明确取消了2001版规范要求结构周期小于1s的限制,该规定对隔震技术的应用限制过严,目前已不合时宜。本次修订新增了对结构高宽比宜小于4的要求,这有利于隔震技术在高层建筑中推广使用。当结构高宽比大于4时应做专门分析,验算结构的抗倾覆能力,防止橡胶隔震支座出现拉应力超过1MPa或压屈。新规范规定隔震支座拉应力 $\sigma_1 < 1\text{MPa}$ 这一方面是基于广州大学工程抗震研究中心对橡胶隔震支座抗拉试验的结果,其表明橡胶支座

作者简介:谭平,研究员,博导,Email:ptan@gzhu.edu.cn;周福霖,教授,中国工程院院士,Email:zhoufl@cae.cn.

的极限抗拉强度为 2.0~2.5MPa; 另一方面参考国外如美国 UBC 规范中橡胶支座的容许抗拉强度为 1.5MPa, 在此基础上考虑一定的安全系数, 将我国橡胶隔震支座的最大允许拉应力设定为 1MPa。

#### 95 水平向减震系数概念做了怎样调整?

2001 版规范中水平向减震系数跟隔震与非隔震两种情况下结构的最大层剪力比值范围有一个对应关系, 最大层剪力比值共分四档, 对应水平向减震系数为 0.75、0.5、0.38 和 0.25, 所考虑的安全系数为 1.4。新规范继续沿用了 2001 版规范中“水平向减震系数”的名称, 但对其概念作了较大调整, 直接定义为隔震结构与非隔震结构最大水平剪力或倾覆力矩的比值, 并取二者的较大值, 这也是新规范最显著的变化之一<sup>[2,3]</sup>。本次修订新增倾覆力矩的计算主要是针对高层隔震。

对结构隔震与非隔震时各层最大层间剪力或最大倾覆力矩的计算一般要求采用时程分析法, 新规范要求按设计基本地震加速度(中震)输入进行计算。根据此次规范修订, 当取三组时程曲线时, 计算结果宜取时程法的包络值; 当取七组及七组以上的时程曲线时, 计算结果可取时程法的平均值。等效线性化分析时隔震层刚度由 2001 版规范取对应橡胶支座 50% 水平剪切应变的等效刚度改为对应于 100% 变形状态的刚度。即可近似认为从对应“小震”的变形状态放宽到“中震”的变形状态, 支座的等效刚度比 2001 版规范减少而等效阻尼增大, 计算的隔震效果将更明显。

#### 96 新规范对上部结构水平地震作用的计算是如何修订的?

隔震层上部结构的水平地震作用基于水平向减震系数来确定, 同时本次修订还引入了调整系数  $\psi$  以考虑隔震支座或阻尼器性能的变异性。隔震后结构的总水平地震作用不得低于非隔震时 6 度设防的总水平地震作用, 并应进行抗震验算。同时各楼层的水平地震剪力尚应符合本规范第 5.2.5 条对原结构设防烈度的最小地震剪力系数的规定。考虑到国家经济实力的增强, 新规范不再提倡隔震后上部结构水平地震作用降低两度。表 1 为新规范隔震后水平地震作用计算的烈度与水平向减震系数的对应关系。由于橡胶隔震支座产品的性能这些年提高明显, 表 1 中确定隔震后水平地震作用时所考虑的安全系数要比 2001 版规范稍小一些。从宏观的角度, 可将隔震后结构的水平地震作用大致归纳为比非隔震时降低半度、一度 and 一度半三个档次。这比 2001 版规范最多可降低两度要求更严格。表 1 中在 7 度

和 6 度之间没有“半度”的规定。

此外, 本次修订还将隔震结构的水平地震作用沿高度矩形分布改为按重力荷载代表值分布, 这样更能反映隔震结构所受地震作用的实际情况。

水平向减震系数与隔震后结构水平地震作用

所对应烈度的分档

表 1

本地区设防烈度 (设计基本地震加速度)	水平向减震系数 $\beta$		
	$0.53 \geq \beta \geq 0.40$	$0.40 > \beta > 0.27$	$\beta \leq 0.27$
9 (0.40g)	8 (0.30g)	8 (0.20g)	7 (0.15g)
8 (0.30g)	8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)
8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)
7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)
7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)	6 (0.05g)

#### 97 上部结构竖向地震作用计算有何调整?

结构所受的地震作用, 既有水平分量也有竖向分量。现有橡胶隔震支座主要是隔离水平地震作用, 尚不能有效隔离结构的竖向地震作用, 导致隔震后结构的竖向地震力有可能会大于水平地震力, 因此竖向地震的影响不可忽略。2001 版规范对 8 度设防考虑竖向地震的要求是: 根据水平向减震系数分为两档, 只有水平向减震系数为 0.25 即层剪力最大比值为 0.18 时才“应”进行竖向地震作用的计算。新规范对竖向地震作用的要求更严格, 当结构层剪力或层倾覆力矩最大比值不大于 0.3 时就“应”进行竖向地震作用的计算。

#### 98 新规范对上部结构抗震措施是如何规定的?

新规范的显著变化是按水平向减震系数 0.40 (设置阻尼装置时为 0.38) 作为降低隔震层上部结构抗震措施的分界, 并明确降低不得超过一度, 对于不同的设防烈度如表 2 所示。

水平向减震系数与隔震后上部结构抗震措施所

对应烈度的分档

表 2

本地区设防烈度 (设计基本地震加速度)	水平向减震系数 $\beta$	
	$\beta \geq 0.40$	$\beta < 0.40$
9 (0.40g)	8 (0.30g)	8 (0.20g)
8 (0.30g)	8 (0.20g)	7 (0.15g)
8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)
7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)
7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)

由于规范抗震措施没有对应于 7 度半 (0.15g) 和 8 度半 (0.30g) 的具体规定, 需分别参考 7 度和 8 度时的规定。本次修订当结构按 7 度半设防时, 隔震后的抗震措施不降低; 当结构按 8 度半设防时如  $\beta \geq 0.40$  时抗震措施也不降低。

考虑到现有橡胶隔震支座主要是隔离水平地震而不是竖向地震作用, 隔震层以上结构与抵抗竖向地震作用有关的抗震措施不应降低。

另外,本次修订还明确了上部结构周边的竖向隔离缝缝宽不得小于罕遇地震下最大水平位移值的1.2倍且不小于200mm,上、下部结构之间的水平隔离缝缝高可取20mm。隔震技术应用发展的一个趋势是从单栋隔震往群体隔震发展,新规范新增了对两相邻隔震结构缝宽的规定,其缝宽取最大水平位移值之和,且不小于400mm。

### 99 隔震层与上下部结构的连接是怎样规定的?

隔震层与上、下部结构的连接应确保能传递罕遇地震下支座的最大水平剪力和弯矩。为了保证隔震层能够整体协调工作,隔震层顶部的梁板体系应确保具有足够的平面内刚度。与2001版规范第12.2.8条相比,新规范强调隔震支座的相关部位应采用现浇混凝土梁板结构,且现浇板最小厚度从140mm改为160mm。为增大隔震层顶部梁板的平面内刚度,需加大梁的截面尺寸和配筋。考虑到隔震支座附近的梁、柱受力状态复杂,地震时还会受到冲切、 $P-\Delta$ 效应等影响,应加密箍筋,必要时配置网状钢筋。

### 100 新规范对隔震层设计的规定有哪些调整?

隔震设计需解决的主要问题包括:隔震层位置的确定、隔震装置的数量、规格和布置、隔震层在罕遇地震下的承载力和变形控制以及连接构造等。

隔震层设计原则是“大震不坏”。隔震支座应满足罕遇地震作用下的最大拉、压应力和最大水平位移要求,保证隔震层在罕遇地震时的强度及稳定性。隔震层位置宜设置在结构底部或下部,其平面布置应力求具有良好的对称性,控制偏心率在3%以下,应控制隔震结构的节点构造,保证隔震层在地震时有效发挥作用。

本次修订取消了2001版规范<sup>[1]</sup>中对“隔震墙下隔震支座的间距不宜大于2.0m”的规定。按原规定来进行隔震设计会导致隔震层刚度过大,隔震结构的周期不合理,影响隔震技术发挥效用;而且所选用的隔震支座尺寸太小,与提高稳定性要求不符。从国内外隔震设计的趋势来看,也是尽量选用直径大于600mm的隔震支座。修订后高层建筑的隔震设计更为合理。

新规范中外径小于300mm的支座用于丙类建筑时,考虑到其直径小、稳定性差,将其设计承载力由12MPa降低到10MPa。

### 101 新规范对隔震层下部结构设计是如何规定的?

对隔震层下部结构设计的主要要求是:保证隔震设计能在罕遇地震下发挥隔震效果。因此,需进行与设计烈度地震、罕遇地震有关的验算,并适当提高抗液化措施。注意新规范第12.2.9条为强制性

条文,比2001版规范要求更严格、且更具体。新规范细化了隔震层下部结构设计要求,增加了隔震层位于结构下部或大底盘顶部时对隔震层下部结构的规定,进一步明确了按隔震后而不是隔震前的受力和变形状态进行抗震承载力和变形验算的要求。具体如下:

(1) 隔震层支墩、支柱及相连构件,应采用隔震结构罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和力矩进行承载力验算。

(2) 隔震层以下的结构(包括地下室和隔震塔楼下的底盘)中直接支承隔震层以上结构的相关构件,应满足嵌固的刚度比和隔震后设防地震的抗震承载力要求,并按罕遇地震下进行抗剪承载力验算。

本次规范修订进一步明确了隔震层以下地面以上的结构在罕遇地震下的层间位移角限值,较非隔震结构提高了一倍。规范中不同下部结构类型所对应的层间弹塑性位移角限值见表3。

隔震层以下、地面以上结构罕遇地震作用下

层间弹塑性位移角限值

表3

下部结构类型	$[\theta_p]$
钢筋混凝土框架结构和钢结构	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙	1/200
钢筋混凝土抗震墙	1/250

### 102 橡胶隔震支座应如何检测?

为了确保隔震设计的效果,应对隔震支座的性能参数进行严格的检验。根据国家产品标准《建筑隔震橡胶支座》(GB/T20688.3—2006)<sup>[4]</sup>要求,检验分型式检验和出厂检验两类,应由第三方完成。其中,对于厂家提供的新产品(新种类、新规格、新型号)或已有支座产品的规格、型号、结构、材料、工艺方法等有较大改变时,应进行型式检验,并提供型式检验报告。橡胶支座产品在使用安装前应进行出厂检验。出厂检验可采用随机抽样的方式确定检测试件:对一般建筑,每种规格的产品抽样数量应不少于总数的20%;若有不合格,应重新抽取总数的50%;若仍有不合格,则应100%检测。每项工程抽样总数不少于20件,每种规格的产品抽样数量不少于4件。

#### 参 考 文 献

- [1] GB50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [2] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [3] 国家标准建筑抗震设计规范管理组. 建筑抗震设计规范(GB50011—2010)统一培训教材[M]. 北京:地震出版社,2010.
- [4] GB/T20688.3—2006 橡胶支座-建筑隔震橡胶支座[S]. 北京:中国标准出版社,2007.

# 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010) 疑问解答(九)

欧进萍<sup>1,2</sup>, 李 惠<sup>2</sup>, 吴 斌<sup>2</sup>

(1 大连理工大学建设工程学部, 大连 116024; 2 哈尔滨工业大学土木工程学院, 哈尔滨 150090)

[摘要] 国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)于2010年5月31日颁布,并从2010年12月1日实施。为了配合新抗震规范的实施,帮助建筑设计人员对新规范的理解,规范管理组对设计人员在学习和实施规范中所遇到的问题做出解释。本文对消能减振结构抗震设计中常遇到的问题进行总结,并予以解答。

[关键词] 抗震规范; 抗震设计; 消能减振

中图分类号: TU318.4 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2011)10-0152-02

## 103 建筑消能减振的概念和原理是什么?

在建筑物的抗侧力体系中设置消能部件(由消能器、连接支撑或其他连接构件等组成),通过消能器的变形吸收和消耗地震能量,给结构提供附加阻尼,减小结构的地震响应,提高结构抗震能力,这种措施称为“消能减振技术”;对附加消能减振器的结构和消能器进行抗震设计称为“消能减振设计”。

采用消能减振设计,可使输入到建筑物的地震能量部分被消能器所消耗,从而实现降低结构地震反应的目的。建筑结构的消能减振设计包括消能器选型、消能器安装位置和数量、消能器最大阻尼力和其他特征参数、建筑物的抗震设计等。

## 104 消能部件承受结构的自重吗?

消能减振部件不承受结构的自重,所以,应该在主体结构建造完成后再安装消能减振部件。

## 105 消能减振技术的适用范围是什么?

消能减振技术适用于层间或杆件地震变形较大的建筑物,这样安装在建筑物层间或杆件间的消能部件才能产生较大的相对变形或相对速度并消耗地震输入能量。消能减振技术也适用于相邻两个基本频率相差较大的建筑物,这样消能部件安装在两个建筑物之间并同时消耗两个建筑物的地震输入能量。

## 106 消能减振部件有哪些类型? 如何选择?

消能减振部件总体分为速度相关型和位移相关型。具体来说,速度相关型主要为线性和非线性粘滞消能器及粘弹性消能器;位移相关型主要为各类金属消能器和摩擦消能器。

消能器的选型需要根据消能器耗能的特点和结构抗震性能的特点来选择。具体来说,若结构同时要求提高抗震性能和抗风性能,应优先选择粘滞消能器和粘弹性消能器;若金属消能器在抗风时可以通过增加刚度(不屈服)减小结构风致位移和加速

度,在抗震时利用金属消能器塑性变形消耗地震能量减小结构地震响应,也可以选用。由于摩擦消能器一般不适合高周疲劳,因此,摩擦消能器一般不用于结构抗风设计。

上述四类消能减振部件均可以用于结构抗震设计。对钢筋混凝土房屋或加固房屋采用金属消能器进行抗震设计时,需要考虑金属消能器阻尼力、屈服位移、极限位移与结构屈服位移、结构抗震能力之间的合理匹配。

## 107 消能减振部件在结构上的布设原则是什么?

消能减振部件在结构上尽可能分散布置,当在结构同一开间不同层上集中布设时,需要考虑消能减振部件给结构附加的轴力,从而得到附加轴压比后的总轴压比,总轴压比应满足结构抗震设计对轴压比的相关限制要求。

## 108 消能减振部件的参数与结构的频率或使用环境有关系吗?

位移相关型消能器的参数一般与结构频率无关。但速度相关型消能器的参数一般与结构的自振频率有关,设计时可以取结构的主要振动频率,例如第1自振频率。速度相关型消能器特别是粘弹性消能器的参数还与温度有关,设计时应针对使用环境选择消能器的参数。

## 109 消能减振结构设计方法有哪些? 如何选择?

消能减振结构的设计方法分为底部剪力法、振型分解反应谱法、时程反应分析法和静力非线性分析方法。底部剪力法一般适用于低矮、规则、以剪切变形为主的建筑,而且主体结构应该在线弹性范围。振型分解反应谱法适用于主体结构在线弹性范围的情况。时程反应分析法适用于各种线性和非线性结

作者简介: 欧进萍, 博士, 中国工程院院士, 教授, 博士生导师, 大连理工大学校长, Email: oujinpings@dlut.edu.cn, lihui@hit.edu.cn.



构。静力非线性分析方法适用于较低矮的房屋,主体结构可以进入非线性;粘滞消能器不提高结构的能力谱,但改变了结构的需求谱。

**110** 时程反应分析法中结构计算模型的建立应注意哪些问题?

结构计算模型应能反映结构的受力特点和状态。比如,对高层建筑和超高层建筑,不适合采用层剪切型模型,因为这种情况下采用层剪切型模型计算的减振效果往往要高于其他计算模型,可能使结构设计偏于不安全。

**111** 消能减振结构的弹塑性变形是否可以通过将薄弱层的弹性位移乘以放大系数得到?

不可以。一般结构薄弱层的概念和将弹性位移乘以放大系数得到弹塑性变形的简化计算方法不适合消能减振结构,因此,不能直接将薄弱层的弹性位移乘以放大系数得到消能减振结构相应层的弹塑性变形。

**112** 为什么设计中规定消能减振结构的阻尼比不超过 30%?

当阻尼比过大时,结构承受的地震作用较大幅度地减小,主体结构设计将偏于不安全。此外,阻尼比较大时,再增加阻尼比,减振效果增加得并不显著。为此,抗震规范对最大阻尼比做了限制。

**113** 计算消能减振部件给结构附加的阻尼比,都有哪些方法?

主要有两种方法,一种是采用强行解耦法,就是把通过振型得到的广义阻尼阵的非对角线元素都设置为零,只保留对角线上的元素;另一种是通过消能器消能和结构与消能器应变能之间的关系求解。

**114** 消能减振结构的减振效果若没有达到 50%,这种情况应该按照什么设防水准进行设计?

这时应该通过插值进行主体结构的抗震设计,不能按照降低 1 度进行结构抗震设计。

**115** 金属消能器的屈服位移如何确定?

金属消能器应该先于结构屈服,也就是金属消能器的屈服位移应该小于结构的屈服位移,抗震规范中规定至少小于结构屈服位移的 2/3,在选取该值时,应综合考虑小震和罕遇地震下的减振需求。该值若选取得太小,则可能罕遇地震下不能满足减振要求;若选取得太大,则小震下不能满足减振要求。

**116** 消能器的极限阻尼力越大越好吗?

不是。若消能器极限阻尼力大于设计值,不仅可能造成消能器破坏,还可能导致消能减振部件与结构连接节点的破坏,对结构抗震安全是不利的。一般要求消能器的极限阻尼力与设计值之比要满足

消能器和结构连接节点的安全要求。

**117** 在进行主体结构强度设计时,应取消能器的极限阻尼力吗?

不是。主体结构的强度设计是指小震下的设计,而消能器的极限阻尼力是在罕遇地震下才能达到的。因此,小震下阻尼力应根据消能器的阻尼力-位移或阻尼力-速度关系按小震下消能器的实际位移和速度确定。

**118** 采用了消能减振技术,结构的抗震设防标准需要提高吗?

原则上不需要,只要满足抗震规范的要求即可。但考虑到采用消能减振技术,可以有效提高结构的抗震能力,因此,可以根据性能设计方法,适当提高结构的抗震设防目标。

**119** 采用消能减振技术,会放大结构的加速度和层间剪力吗?

有可能。若采用的消能减振部件较大地增加了结构的刚度,而又对位移减振效果不是特别大时,可能会出现结构加速度被放大的现象。设计中应尽可能避免这种情况。

**120** 消能减振部件与结构连接节点的设计应注意哪些问题?

当主体结构是钢结构时,可以直接采用钢结构节点设计方法;当结构是钢筋混凝土结构时,需要对连接部位进行验算,连接部位应处于弹性阶段,混凝土不允许开裂,应有抗裂措施。

**121** 消能减震结构的构造要求是否可以降低?

在下述情况下可以,即“除应满足结构抗震设计构造要求外,当消能减震结构的抗震性能明显提高时,主体结构的抗震构造要求可适当降低。降低程度可根据消能减震结构的地震影响系数与不设置消能减震装置结构的地震影响系数之比确定,最大降低程度应控制在 1 度以内。”

**122** 消能器性能检验后还能用于结构中吗?

粘滞消能器和粘弹性消能器性能检验后仍可用于主体结构;但金属消能器和摩擦消能器性能检验后不能用于主体结构。

**123** 消能器的极限指标有何要求,为什么?

消能器的极限位移应不小于罕遇地震下消能器最大位移的 1.2 倍;对速度相关型消能器,消能器的极限速度应不小于地震作用下消能器最大速度的 1.2 倍,且消能器应满足在此极限速度下的承载力要求。对速度相关型消能器,受试验机加载速度的限制,可能不能满足结构极限加载速度的要求,对此

(下转第 83 页)

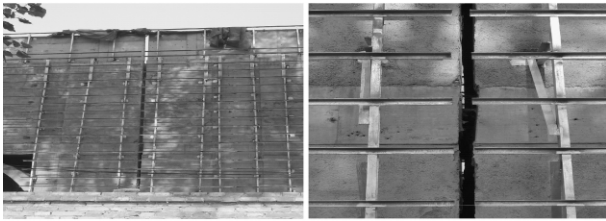


图 10 建筑外立面处理措施

该工程于 2006 年 9 月投入使用以来,目前地裂缝两侧结构沉降量差只有 5.3mm,并未影响正常使用,在外立面表现得也并不明显,如图 11 所示。这也就说明对跨越活动性较弱或趋于稳定地裂缝的结构,采用上述处理措施是比较简单、经济、合理的。



图 11 建筑物变形现状照片

将 SAP2000 模型分析时所选取的年活动速率为 3.1mm/年与该工程竣工后近三年的沉降观测值(表 1)进行比较,该处实际的最大年活动速率发生在 2006 年,  $1.0 \div 4 \times 12 = 3\text{mm/年}$ ,以后 2007 年为 2.1mm/年,2008 年为 1.7mm/年,逐年降低,说明 SAP2000 分析时所选取的该场地经过的地裂缝  $f_0$  的沉降活动速率为 3.1mm/年是保守的。

另外,该建筑经受住了 2008 年 5 月 12 日汶川地震对西安的影响,地震前后地裂缝两侧结构差异沉降量为 0.4mm,包含在 2008 年全年的差异沉降量实测值 1.7mm 之内。

## 5 结论

以西安市内跨越地裂缝  $f_0$  的实际工程为例,分析模拟了该结构在未采取处理措施的情况下受地裂缝影响的几种工况,得到以下结论:

(1) 裂缝出现位置位于跨地裂缝框架梁的两个端部。

(2) 当结构施加了 9 年的地裂缝垂直沉降活动量时,已经有部分框架梁超筋,应用静力非线性分析可以看到结构出现塑性铰的数量和位置。

(3) 本工程当考虑施加给结构的模拟地裂缝活

动的初始位移对结构危险部位即跨越地裂缝的框架梁弯矩的影响时,其大致符合  $\Delta M = 31.5\Delta S + 82$  的线性函数关系。

(4) 实践证明,对跨越地裂缝的地上结构,适当设置沉降缝,使结构彻底断开,可将地裂缝两侧基础边缘距地裂缝的安全避让距离缩小到 3m 以下,并采取必要的外立面处理措施,是将地裂缝的活动对结构的不利影响降到最低的最佳选择。

## 参 考 文 献

- [1] GB/T50279—98 岩土工程基本术语标准[S]. 北京:中国计划出版社,1999.
- [2] 王景明. 地裂缝及其灾害的理论与应用[M]. 西安:陕西科学技术出版社,2000.
- [3] 彭建兵,范文,李喜安,等. 汾渭盆地地裂缝成因研究中的若干关键问题[J]. 工程地质学报,2008,15(4): 433-440.
- [4] 陕西省工程建设标准. DBJ61-6—2006, J10821—2006 西安地裂缝场地勘察与工程设计规程[S]. 2006.
- [5] HOLZER T L. Ground failure induced by ground-water withdrawal from unconsolidated sediment[M]. Geology Society of American Reviews Engineering Geology, 1984.
- [6] 陈志新. 地裂缝成灾机理及防御对策[J]. 西安工程学院学报,2002,24(2): 17-20.
- [7] 西安建筑科技大学西大门岩土工程勘察报告[R]. 西安:西北综合勘察设计院,2005.
- [8] 李新生,王静,王万平,等. 西安地铁二号线沿线地裂缝特征、危害及对策[J]. 工程地质学报,2007,15(4): 463-468.
- [9] GB50009—2001 建筑结构荷载规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2006.
- [10] SAP2000 中文版使用指南[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2004.

(上接第 153 页)

情况,需要保证在罕遇地震作用下消能器的最大阻尼力满足规范的要求。这些要求主要是出于罕遇地震下消能器应正常工作并安全的考虑。

124 消能器性能检验时需要对其疲劳性能进行检验吗?

是。对速度相关型消能器,在消能器设计位移和设计速度幅值下,以结构基本频率往复循环 30 圈后,消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%;对位移相关型消能器,在消能器设计位移幅值下往复循环 30 圈后,消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%,且不应该有明显的低周疲劳现象。