DOI:10.19701/j.jzjg.2017.01.001

中国建筑结构抗震设计方法发展及若干问题分析

魏 琏，王 森
（深圳市力鹏工程结构技术有限公司，深圳 518034）

[摘要] 回顾了我国建筑结构抗震各阶段的设计方法，对89抗震规范以来结构性能化设计方法的发展进行了梳理分析，同时对现有规范的性能化方法提出了建议。对当前工程设计中若干重要问题，如反应谱、地震波、剪重比、刚重比、扭转位移比、层抗侧刚度、层抗剪承载力、薄弱层等进行了分析说明，并结合当前工程设计现状提出一些建议。

[关键词] 抗震性能化设计；剪重比；刚重比；扭转位移比；层抗侧刚度；层抗剪承载力；薄弱层
中图分类号：TU318.1 文献标识码：A 文章编号：1002-848X(2017)01-0001-09

Development of seismic design method of building structure in China and analysis of some problems

Wei Lian, Wang Sen
(Shenzhen Li Peng Structural Engineering Technology Co., Ltd., Shenzhen 518034, China)

Abstract: The Chinese seismic design methods for building structures in different stages were reviewed. Analysis on development of performance-based design methods since seismic design code of 1989 version was made and suggestions were provided for performance-based design methods in current code. Analysis and illustration on some important problems in current engineering design were conducted, such as response spectrum, seismic wave, shear weight ratio, the ratio of stiffness to weight, torsional displacement ratio, story lateral stiffness, storey shear capacity, weak layer, etc. and some suggestions were provided for current engineering design conditions.

Keywords: performance-based seismic design; shear weight ratio; ratio of stiffness to weight; torsional displacement ratio; story lateral stiffness; story shear capacity; weak story

0 引言

建筑结构抗震设计方法的正确应用对保证结构的抗震安全和经济合理具有十分重要的意义，经过近百年来抗震设计方法的研究和进展，已从最早的静力侧力法逐步发展到考虑地震地面运动特征和结构自身动力特性的反应谱法，并进而发展到考虑小震、中震、大震作用下的结构受力、变形和损伤状况的抗震性能化设计方法，可根据不同要求和结构中不同构件对结构安全所起的作用区别对待，采取有针对性的计算和抗震措施，做到建筑结构抗震设计既安全又经济合理，其意义是十分重大的。

本文简述我国建筑结构抗震设计方法的进展历程和成就，以及在新的历史条件下抗震设计所需要面对和解决的重大技术问题。

1 74，78抗震规范

我国建筑结构抗震设计方法的研究起步于20纪60年代，当时工程界还采用静力侧力法进行设计，至1974年，国家建委颁布了试行的第一本《工业与民用建筑抗震设计方法》(TJ 11—74)[1]（简称74抗震规范）；1978年，总结了海城、唐山地震宏观经验，国家建委颁布了《工业与民用建筑抗震设计方法》(TJ 11—78)[2]（简称78抗震规范）。两本规范在总则第1条中，明确抗震设防目标为“为了贯彻执行地震工作要以预防为主的方针，保障人民生命财产的安全，使工业与民用建筑经抗震设防后，在遭遇的地震影响系数相当于设计烈度时，建筑物的损坏不致使人民生命和重要生产设备遭受危害，建筑物不需修理或经一般修理仍可继续使用，特制订本规范”。

两本规范均采用弹性反应谱理论为基础的抗震设计方法，给出了图1所示的设计反应谱，考虑了地震烈度、结构动力特性及场地类别的影响。图中地震影响系数最大值 α_{max} 见表1。

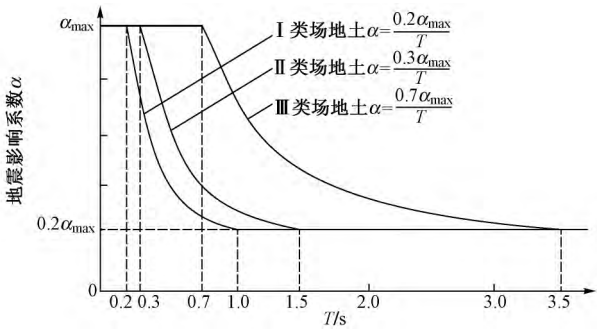

图1 74，78抗震规范中的反应谱曲线

作者简介：魏琏，研究员，Email: WL2002111@163.com。

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

地震影响系数最大值 α_{max} 表 1

设计烈度	7 度	8 度	9 度
α_{max}	0.23	0.45	0.90

单质点结构地震力计算公式为:

$$Q = C\alpha_T W$$

式中: Q 为基底剪力,即水平地震作用; C 为结构影响系数,是与结构延性有关的系数,结构延性越好,C 值越小,规范规定钢结构的延性最好,其 C 值为 0.25,钢筋混凝土结构 C 值为 0.35; α_T 为地震影响系数,与地震烈度、场地、结构周期有关; W 为结构重量。

对于多自由度体系,常采用基底剪力法或振型分解法,但公式中均有结构系数 C,以反映结构进入塑性状态而对地震力的折减。此外规范也规定了不同烈度下相应的抗震构造措施。

74,78 抗震规范中抗震设计方法的优点是采用了先进的反应谱振型组合的设计方法,比不考虑结构动力特性和场地类别影响的静力侧力法有较大进步,解决了当时的工程需要,但存在以下不足:

(1) 折减后的地震作用其实质是一个对应于较小地震所引起结构弹性地震作用,但地震发生时,在同一地区地震烈度相同,不同类型结构应该是一致的地震作用,而不是因结构类型不同会承受不同的小震对应。

(2) 设计方法没有充分考虑到地震的随机性,不能考虑一旦发生高烈度地震时结构可能的受力、变形和损伤,从而导致对结构带来致命的危害。

(3) 反应谱仅考虑到周期延伸到 3.5s 的结构,对周期大于 3.5s 的较高、较柔建筑物不适用。

(4) 未涉及结构在地震作用下的变形问题。

2 89 抗震规范

1976 年 7 月 26 日我国发生了震惊世界的唐山大地震,原来划分为 6 度区的唐山市中心竟发生了震中烈度达 10~11 度的强烈地震,整个唐山市瞬间化为一片瓦砾,伤亡人数达数 10 万人,财产损失无法估计,加上之后的辽宁海城地震、云南昭通地震等灾害积累的惨痛历史教训,使人们体会到地震的随机性,充分认识到只有采取措施增强建筑物的抗震能力,做到防止大地震作用下建筑物的倒塌,甚至维持使用功能才是建筑结构抗震设计的根本目的[3]。因此 89 抗震规范[4] 拟定的抗震设防目标明确为"当遭受低于本地区设防烈度的小震影响时,一般不受损坏或不需修理仍可继续使用; 当遭受本地区中震影响时,可能损坏,经一般修理或不需修理仍可继续使用; 当遭受高于本地区设防烈度的预估的大震影响时,不致倒塌或发生危及生命的严重破坏",上述设防目标一般简称为"小震不坏、中震可修、大震不倒"。

基于以上认识,我国提出了建筑抗震设计应区分多遇地震(小震)、设防烈度地震(中震)、罕遇地震(大震),分别进行设计的概念。图 2 为我国地震烈度的概率分布图(极值Ⅲ型),以 50 年为设计基准期,其中众值烈度定义为小震烈度,超越概率为 63.2%;设防烈度定义为中震烈度,超越概率约 10%;大震为小概率事件,超越概率为 2% ~3%。不同烈度时地震影响系数的最大值参见《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)[7](简称高规)表 4.3.7-1。

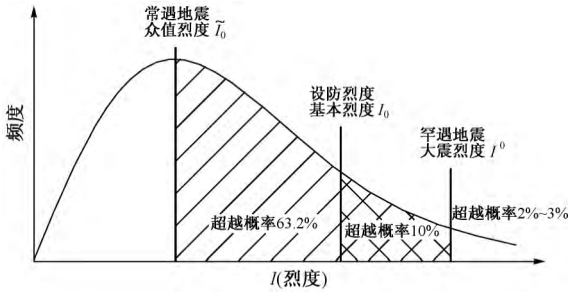

图 2 我国地震烈度的概率分布图(极值Ⅲ型)

小震时结构处于弹性状态,取消结构延性系数 C,不同类型结构承受相同的小震地震作用,结构内力可以线性组合,这是符合实际的。中震时不要求进行计算,根据中震时抗震设防目标要求认为结构近似处于弹性状态。大震时结构进入弹塑性状态,应进行弹塑性分析和设计。89 抗震规范采用小震按弹性反应谱理论进行分析,见图 3,并补充了不对称结构考虑平动、扭转耦连及 CQC 组合的计算方法; 中震时通过小震设计和抗震措施,做到可修; 大震时通过弹塑性层间变形验算及抗震构造措施,达到防止结构倒塌的要求。

大震下结构的最大弹塑性层间位移应满足下式:

$$\Delta u_p \leqslant [\theta_p] h \tag{1}$$

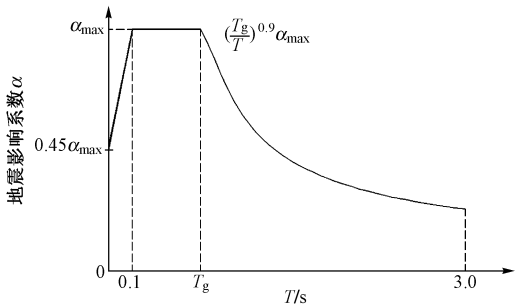

图 3 89 抗震规范中的反应谱曲线

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

该方法的主要优点是: 1) 在抗震设计史上,首次提出考虑地震随机性,分别按小震、中震、大震不同水准地震作用下量化的抗震设计方法,对提高结构抗震性能,实现中震可修、大震不倒的抗震设防目标,打下了结实的基础; 2) 提出了不对称结构考虑水平地震作用下结构扭转不利影响的计算方法,弥补了以往规范的不足; 3) 提出了大震下结构薄弱层(部位)弹塑性变形的计算方法和规定。但同时也存在以下不足: 1) 规范反应谱的周期延伸仅到 3s,对于周期大于 3s 的较高、较柔建筑不适用; 2) 中震可修的设防目标没有规定量化的计算方法; 3) 大震作用下仅规定了结构薄弱层(部位)的弹塑性变形验算,限于当时的科学技术发展水平,对结构进入塑性阶段结构的受力,屈服和破坏状态的分析也没有明确规定。

实践中,89 抗震规范的方法在抗震设计中得到了充分的应用,其基本原则一直沿用至今,得到国内外同行的广泛肯定与认可。

3　2001,2010 抗震规范

为了适应 20 世纪 90 年代以来高层建筑的迅猛发展和大量特殊体型建筑的出现,2001 年我国颁布的《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)[5](简称 2001 抗震规范)较 89 抗震规范有了不少新的改进,其规范反应谱周期从 3.5s 延伸至 6s。对不规则建筑抗震设计给出了一些新的规定,并提出了一定条件下进行弹性时程分析和弹塑性分析的规定,对完善建筑结构抗震设计方法做出了有益的贡献。

2008 年我国四川发生了 8.0 级的汶川大地震,在总结该次地震震害及有关科研、工程实践的基础上,并考虑到近年来大量出现的超限高层建筑,2010 年我国颁布了《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)[6](简称 2010 抗震规范)和高规,提出了结构抗震性能化设计方法,进一步完善了小震、中震、大震不同水准下量化的抗震设计方法,较好地解决了近十几年来涌现的超高层建筑和复杂体型高层建筑和抗震设计问题。抗震性能化设计方法明确了性能水准、性能目标和具体的计算方法,能较好地指导各类结构的抗震性能化设计。

小震下建筑结构按弹性反应谱理论进行计算;中震下按结构不屈服或弹性进行计算,不屈服计算时文献[8]提出了详细的计算屈服判别方法,方法如下:

$$S_{GE} + S^*_{Ehk} + 0.4S^*_{Evk} \leqslant R_k \qquad (2)$$

当需要适当提高中震下结构的抗震安全度时,可采用如下中震弹性计算:

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S^*_{Ehk} + \gamma_{Ev} S^*_{Evk} \leqslant R_d/\gamma_{RE} \qquad (3)$$

为了与中震不屈服方法保持一致,也可采用如下计算方法:

$$S_{GE} + S^*_{Ehk} + 0.4S^*_{Evk} \leqslant \zeta R_k \qquad (4)$$

式中 ζ 为强度调整系数,取 0.85,两种方法结果基本相当,其他参数详见文献[8]。

以上方法解决了中震下结构抗震量化的计算问题。高规第 4.3.5 条第 1 款规定"应按建筑场地类别和设计地震分组选取实际地震记录和人工模拟的加速度时程曲线,其中实际地震记录的数量不应少于总数量的 2/3,多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符;弹性时程分析时,每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的 65%,多条时程曲线计算所得的结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法求得的 80%"。第 4 款规定"当取 3 组时程曲线进行计算时,结构地震作用效应宜取时程法计算结果的包络值与振型分解反应谱法计算结果的较大值;当取 7 组及 7 组以上时程曲线进行计算时,结构地震作用效应可取时程法计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值"。第 5.5.1 条第 6 款规定"进行动力弹塑性计算时,地面运动加速度时程的选取,预估大震作用时的峰值加速度以及计算结果的选用应符合本规程第 4.3.5 条的规定"。

大震下进行结构弹塑性分析,区别不同情况采用弹塑性静力推复和弹塑性动力时程分析进行结构薄弱层验算,计算构件的受力、屈服和损伤状态,评估大震下结构的抗震性能,对发现的薄弱部位采取抗震加强措施,以满足抗震性能要求。

4　结构抗震性能化设计方法

高规第 3.11.1 条结构抗震性能目标分为 A ~ D 四个等级和 1 ~ 5 五个水准(见高规表 3.11.1),各性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。高规表 3.11.2 给出各性能水准下结构的预期震后性能以对结构状况进行宏观判别。在执行过程中,发现现行抗震性能化设计方法尚存在几个问题有待完善[9]。

(1) 性能化设计中的性能目标,缺少与 89 抗震规范及现行规范一致的设防目标。性能目标 C: 小震、中震、大震分别对应性能水准 1,3,4,小震时的水准 1 与规范设防目标一致,中震时的水准 3(一般修理可继续使用)与规范中震设防目标一致,但大震时的水准 4(修复或加固后可继续使用),显然比规范大震不倒的设防目标高。性能目标 D: 小震、中

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

震、大震分别对应性能水准 1,4,5,小震目标与规范一致,中震性能水准 4(修复或加固后可继续使用)低于规范中震(一般修理继续使用)的设防目标,大震水准 5 基本与规范大震一致。目前许多业主和设计单位都认为 D 级性能目标偏低,而在 C 级与 D 级之间取一个合适的性能目标,即小、中、大震的性能水准分别是 1,3,5 进行抗震设计是合理的。

从上述分析可知,现行规范性能化设计中的性能目标,缺少与 89 抗震规范及现行规范中所对应的设防目标。为此建议增加一个性能目标 D^* 或取代性能目标 D,其小震、中震、大震的性能水准分别为性能水准 1,3,5,这样可与 89 抗震规范及现行规范的设防目标一致,也与当前某些设计单位的实践作法一致。

(2) 小震时性能水准 1 与中震时性能水准 1 是不同涵义的,应加以区别。建议用性能水准 1^* 表示小震,它除应满足弹性设计要求外,其验算公式含有与抗震等级有关的增大系数及其他内力增大系数,因此它比弹性设计有更高的安全度,用 1^* 表示,以表示比弹性设计要求更高。在中震时,用性能水准 1 表示满足弹性设计要求,但相应验算公式不含有与抗震等级有关的增大系数及其他内力增大系数。

(3) 对关键构件宜允许单独进行性能化设计。对于某些极其重要的关键构件,不必要与整个结构的性能目标一致,可独立进行性能化设计。例如某高层建筑,建筑要求在角部仅用 1 根柱支承上部几十层建筑结构,该柱又有 6 层高,如果整个结构采用性能目标 C 进行设计,关键构件大震时性能状况应为轻度损坏。但在大震时,实际设计中该柱宜处于弹性状态以确保安全,因此该柱可独立进行性能化设计,而不受整个结构性能目标的限制。反之较次要构件,也允许采用比整个结构性能目标略低的性能目标进行设计。总之采用性能化设计时应灵活应用,随不同构件设计的需要采用相应的性能水准。

(4) 建议补充不同结构类型的性能目标,以有利于不同设计单位在设计时统一标准,并给设计带来方便。同时建议列出各种不同类型结构在不同水准时构件的性能状态。

(5) 抗震构造措施。抗震构造措施是针对大震作用下结构进入弹塑性状态,结构应有足够的延性,才能抵御大地震的袭击而采取的。在实际高层建筑设计中很少选用性能目标 A,B,当出现结构条件符合性能目标 A,B 时,因大震下主要受力构件仍处于或接近弹性阶段,因此应对抗震构造措施的作用进行研究,区别对待:1) 对于 6,7 度烈度区,考虑到中长期预报尚未过关,原定烈度地区发生高于该烈度的大地震的案例很多,建议抗震构造措施不降低;2) 对于 8 度及 8 度以上高烈度区,除特别重要和在地震时需要维持正常运行功能的建筑外,其他建筑的抗震构造措施建议降低 1 度;3) 对特别重要和在地震时需要维持正常运行功能的建筑,除构造措施不降低外,并建议按特大震,即高一度大震,进行弹塑性性能复核。采用性能目标 C,D^*,D 时,仍按照常规设计的有关规定采用,抗震构造措施不降低。

根据以上分析,建议如下:

(1) 结构抗震性能目标分为 A,B,C,D^*,D 五个等级或 A,B,C,D^*(D) 四个等级,结构抗震性能分为 1^*(1),2,3,4,5 六个水准(表 2),各性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。

结构抗震性能目标 表 2

性能目标	A	B	C	D^*	D
小震	1^*	1^*	1^*	1^*	1^*
中震	1	2	3	3	4
预估的大震	2	3	4	5	5

注:性能水准 1^* 的结构,应满足弹性设计要求,其承载力和变形应符合高规有关规定;性能水准 1,应满足弹性设计要求,其验算公式不含有抗震等级有关的增大系数及其他的内力增大系数。

(2) 结构抗震性能水准可按表 3 进行宏观判别。

各性能水准结构预期的震后性能状况 表 3

结构抗震性能水准	宏观破坏程度	损破部位			继续使用的可能性
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件	
1^* 1(安全度较 1^* 略低)	完好	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	基本完好	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏,部分中度损坏	一般修理后可继续使用
4	中度损坏	轻度损坏	部分中度损坏	中度损坏,部分比较严重损坏	修复或加固后可继续使用
5	比较严重损坏	中度损坏	部分比较严重损坏	比较严重损坏	需排险大修

注:关键构件是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏;普通竖向构件是指关键构件之外的竖向构件;耗能构件包括框架梁、剪力墙连梁及耗能支撑等。

(3) 为使用方便,结构抗震性能目标可根据结构类型具体编制。

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

(4) 地震作用下，结构楼盖系统主要起协调周围各连接竖向构件抗侧力的作用，在一般建筑平面规则楼板面无大的缺失开孔或凹凸变化的情况下，楼板面内仅产生较小的应力，此时的楼板可定义为普通构件，其抗震性能目标可相应定得较低，但有时楼板在地震作用下起着关键构件的作用，如常见的弱连接楼盖或某些关键传力的楼盖构件，此时如楼盖严重破坏将导致相连接竖向构件丧失承载能力，因此合理确定其抗震性能目标十分重要，表 4 为建议的楼盖抗震性能目标。

楼盖抗震性能目标　　表 4

	部位	小震（1 水准）	中震（3 水准）	大震（4 水准）	大震（5 水准）
关键构件	弱连接楼盖	弹性*	弹性，抗剪弹性	不屈服，抗剪不屈服	屈服，满足截面抗剪
	一般楼盖	弹性*	不屈服，抗剪弹性	部分屈服，抗剪不屈服	较多屈服，满足截面抗剪

注：不屈服指截面内钢筋应力低于屈服强度标准值。

(5) 除对整体结构进行抗震性能化设计外，对个别关键构件或部位可单独进行性能化设计，其在各地震烈度下的抗震性能水准可按设计需要确定。

(6) 当采用性能目标为 A，B 时，6，7 度烈度区的抗震构造措施不降低，8 度及 8 度以上高烈度区，除特别重要在地震时需要维持正常运行功能的建筑外，其他建筑的抗震构造措施建议降低 1 度。采用性能目标 C，D*，D 时，仍按照常规设计的有关规定采用，不再降低。

上述性能化设计方法，其主要内涵为抗震设计应充分考虑地震作用的随机性，分别采用不同量化方法，按小震、中震、大震作用进行抗震分析。采取必要的构造措施，做到小震不坏，中震不需修理或稍加修理（性能目标 A，B），一般修理（性能目标 C，D*）或修复加固后可继续使用（性能目标 D），大震稍加修理或一般修理（性能目标 A，B），修复加固后可继续使用（性能目标 C），不倒塌（性能目标 D，D*）。还可根据构件位置、受力特性及在抗御地震中的重要性程度不同，采用不同的性能目标，该内容是总结了近百年来历次大地震的震害教训，吸取了地震作用、抗震分析方法等方面的大量科学研究成果的一个优越的抗震设计方法。今后随着不断的实践和研究，必将出现一些新的改进和补充。

5　若干问题的分析

随着近年来一大批超高层结构、复杂体型结构、多类型不同外框和内筒的框筒结构、沿高抗侧明显不均匀的结构等建筑纷纷涌现，对抗震设计带来了许多新的问题，需要结构工程师们去面对和研究解决。

5.1　规范反应谱

规范反应谱是建筑抗震设计的基本依据。图 4 为 2010 抗震规范的反应谱曲线，其周期延伸至 6s，地震影响系数与 89 抗震规范相同。大量超限高层建筑输入天然波进行时程分析的结果表明，规范反应谱值在短周期段略偏低，而在长周期段则略偏高。

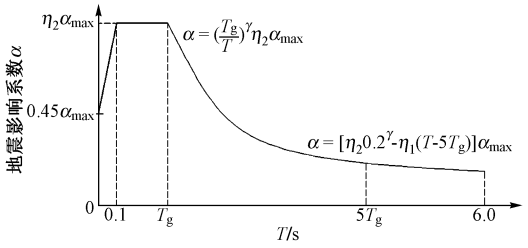

图 4　2010 版抗震规范中的反应谱曲线

现行规范反应谱在长周期段的谱值有适当的人工调整提高，因此由规范加速度反应谱求出的功率谱在长周期段存在与理论结果相悖的现象。此外长周期段存在不同阻尼比的地震影响系数汇聚成一点后再分叉的现象。在图 5 中，从上至下分别给出最大影响系数取 0.08，阻尼比假设为 0.05，0.2，0.4 时的反应谱曲线，从图中可以看出，大阻尼比的地震影响系数衰减速度明显低于小阻尼比的地震影响系数的衰减，不符合不同阻尼比结构的震动衰减关系。近年来，我国一些已建或在建的高度超过 400m 的超高层建筑，如深圳的京基 100 和平安大厦、广州的西塔和东塔、上海的上海中心、天津的高银 117 大厦等，其基本自振周期均接近 8s 或 8s 以上，远超过规范反应谱周期 6s 的限值，设计时无法直接采用规范规定的地震作用，因此研究和修正提出适用于长周期超高层建筑，符合地震动特性和场地类别的反应谱是迫在眉睫的任务。

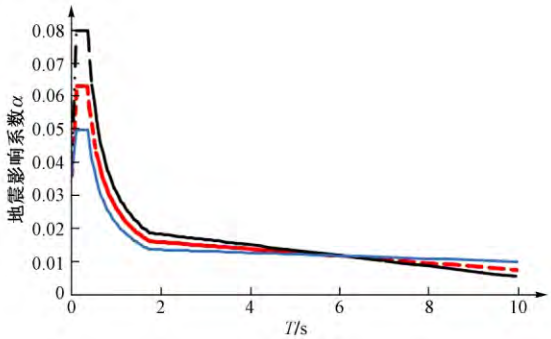

图 5　长周期段不同阻尼比是的反应谱曲线

5.2　输入地震波

结构抗震设计小震采用规范反应谱进行弹性计

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

算，中震按规范反应谱近似进行弹性计算，大震时结构某些部位已进入塑性，叠加原理已不适用，只能采用静力推复或弹塑性动力时程分析，前者可采用“核定层剪力法”作为推复力[10]，其小震性能点对应的计算结果与规范反应谱 CQC 法计算结果基本一致，弹塑性动力时程分析输入地震波，现行规范规定 3 条波取包络值，7 条波取平均值的方法不符合确定性设计的原则[11]。因为两者的计算结果不一致，当改选其他地震波时，其计算结果又有变化，甚至是较大的变化。规范反应谱是将地震动作用的随机性和设计要求的确定性高度融合一体的重大成果。小震时采用考虑了地震烈度，场地类别和阻尼衰减的规范反应谱进行计算设计是世界工程界的共识，因此，大震时程分析也应深入研究考虑不同场地类别影响，提出在规范反应谱基础上，挑选适合的规范设计地震波供工程设计应用，将地震作用的随机性和设计要求的确定性统一起来，才是一个可能获得工程界接受的较好解决方法。必要时也可根据场地特征选用少量天然波输入计算作为复核。

5.3 剪重比

楼层最小地震剪力系数（剪重比）是由于对长周期结构地震反应研究不够，为保证结构安全所采取的措施。现有剪重比仅与地震影响系数的最大值有关，应补充考虑场地类别的影响。通常当计算的剪重比不满足 2010 抗震规范规定的限值时，可仅对不满足剪重比要求的楼层及相邻楼层调大地震作用，增强该楼层的抗震承载力，以满足规范要求。这样做实质上提高了这些楼层的抗震安全度，符合规定最小剪重比限值的初衷。通过增大结构刚度，增加结构地震作用来满足层剪重比限值要求，不符合结构抗震设计应符合“刚柔并济”的基本概念，可以说是不合理的[12]。

5.4 刚重比

对于超高层结构，总重力荷载增大，结构基本周期增长。现行方法为：当刚重比 $EJ_d/H^2\sum G_i<1.4$（参数含义见高规），不满足结构整体稳定性要求；当刚重比 $1.4\leqslant EJ_d/H^2\sum G_i<2.7$，应考虑重力二阶效应的不利影响。这一规定及控制公式的来源是基于下列假定：1）结构为等截面均质悬臂杆；2）倒三角形荷载侧向分布作用下，顶点位移与实际结构顶点位移相等；3）等截面悬臂杆位移计算未考虑剪切变形影响；4）结构处于弹性阶段。

实际超高层建筑往往与上述前 3 条假定差别较大，有的高层建筑沿高竖向荷载分布和刚度分布由下至上变化很大[13]，有的结构顶部存在刚度较弱的构架、底部带有裙楼、结构沿高度收窄等情况，而倒三角形荷载与实际地震作用和风荷载分布也有差别，因此这样算出的结果不能真实反映实际的情况。在大震作用下结构进入塑性阶段，上述公式也不能反映结构总体稳定性的实际情况。现在软件考虑 P-Δ 效应对结构侧移和构件内力的增大已比较完善，对长周期超高层建筑可直接采用有限元法计算 P-Δ 效应。建议大震弹塑性分析时宜考虑 P-Δ 效应的不利影响，并考虑材料的几何非线性。

5.5 扭转位移比

不对称结构在水平地震下的扭转反应应充分重视，其中一个关键内容是控制楼层的扭转角（图 6），刚性楼盖时也即为竖向构件的扭转角[14]。由于直接控制扭转角限值的技术条件尚不成熟，现阶段采用控制扭转位移比的方法仅起到间接控制扭转角的作用。扭转位移比计算公式如下：

$$\mu = 1 + \theta x_m/\Delta_a \tag{4}$$

式中：θ 为楼层扭转角；x_m 为质心至边端抗侧构件的距离；Δ_a 为楼层平均位移。

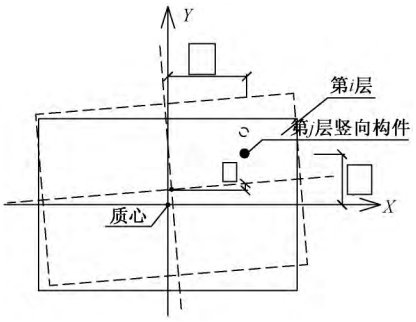

图 6 楼层扭转示意图

由此可见，设计的目标是控制楼层的扭转角不应过大，而扭转位移比与平均位移 Δ_a 和建筑物长度 L_a 有关。当地震作用下发生同样的楼层扭转角时，对平均位移 Δ_a 很小，或建筑一个方向较长（L_a 较大）的情况，均会使扭转位移比计算结果增大，因此扭转位移比的控制限值对平均位移较小的楼层和一向长度较长的建筑建议适当降低。

5.6 层抗侧刚度

一般而言，层抗侧刚度应与组成该楼层的竖向构件和水平构件的刚度有关，且与相邻上部和下部楼层的刚度（含竖向构件的轴向刚度）有关，层抗侧刚度属于结构自身固有的物理力学特性，即结构的内因，它不应与外荷载及其他外因有关，不同荷载下出现层抗侧刚度不同的计算结果，显然是不合理的。当某层抗侧刚度较小时，该楼层为刚度软弱层，它起

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

着该楼层可能出现抗剪破坏的警示作用,但不一定就是结构的薄弱层,有时刚度软弱层的出现意味着该层或相邻层构件出现应力集中的不利情况,设计时应加以注意。现需要提出适用于不同类结构统一的、具有明确物理概念的层抗侧刚度计算方法,文献[15]提出的如图 7 所示的一个新的层侧刚计算模型和计算方法是比较合理的,可供工程界参考。

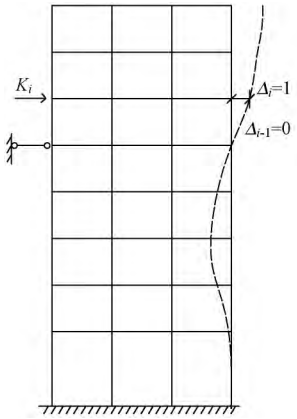

图 7　楼层侧向刚度计算模型示意图

5.7 层抗剪承载力

层抗剪承载能力原则上应是层所有抗侧力构件(柱,剪力墙,斜撑)抗剪承载力的合理组合。一般采用在水平地震作用方向上所有抗侧力构件的最大抗剪承载力总和,其中柱的抗剪承载力根据两端实配的受弯承载力按两端同时屈服的假定失效模式反算;剪力墙的抗剪承载力根据实配钢筋按抗剪设计公式反算;斜撑的抗剪承载力考虑轴力贡献(并考虑压屈的影响)。这一方法忽略了柱、剪力墙和斜撑变形能力和延性的差异,当剪力墙抗剪破坏或斜撑压屈时,柱离两端屈服还相差很远,柱的上下端也不一定均出现屈服。因此层抗剪承载力计算不应取该层不同抗侧力构件抗剪承载力最大值的总和,其结果将使层抗剪承载力的计算值比实际偏高,而偏于不安全,应根据其变形特点和实际受力状况进行合理的组合。

对于框剪和框筒结构,当剪力墙为主要抗侧承载力构件时,其破坏对整个结构来讲是非常危险的,层抗剪承载力应以剪力墙屈服抗剪承载力为控制条件去计算求得,公式表示如下:

$$V_{iy} = V_{isy} + V_{if} \tag{5}$$

式中: V_{iy} 为 i 层的抗剪承载力; V_{isy} 为 i 层剪力墙屈服抗剪承载力; V_{if} 为 i 层剪力墙在抗剪屈服时,框架柱在变形协调条件下所产生的剪力。

5.8 薄弱层

美国奥利弗医院首层结构在 1971 年圣费南多地震中的倒塌、我国天津第二毛纺厂结构 2 层在唐山大地震中的严重破坏之后经 2 层加固后在余震中首层倒塌、日本神户地震一些高层建筑中部楼层倒塌均是明显的例证。这些薄弱层的倒塌呈现剪切破坏或柱两端屈服对应的抗剪承载力不足。震害表明,薄弱层的位置与外因地震作用有关,薄弱层的含义实际上是“层抗剪薄弱层”。

建议采用下式判别中、大震下结构薄弱层的位置:

$$\xi_i = V_{iy}/V_{ie} \tag{6}$$

式中: V_{iy} 为 i 层的抗剪承载力; V_{ie} 为中震或大震下 i 层按弹性计算的层剪力; ξ_i 为 i 层的抗剪裕度指数。

当 $\xi_i > 1$ 时,i 楼层不会出现抗剪屈服;当 $\xi_i < 1$ 时,i 楼层可能出现抗剪屈服。其中当 i 楼层的 ξ_i 为最小值时,且与其他楼层相比偏小较多时为大震中可能出现抗剪破坏的薄弱层,实际应用时可选择最小的 1 ~ 3 个 ξ_i 值,且相互距离较近的楼层,判别为结构的抗剪薄弱层,在设计时应采取抗震加强措施防止出现地震中的倒塌。

由此可见,地震作用是外因,层抗剪承载力是内因,外因通过内因起作用,出现了薄弱层在地震下的倒塌。可以判断,图 8,9 中地震破坏案例,破坏楼层处的 ξ_i 小于 1,且是各楼层中的最小值。现行方法通过判断 i 层抗剪承载力小于相邻上层抗剪承载力的一定比例时为薄弱层是不完备的,因为比相邻层小,并不代表沿结构全高为最小,还要看该层 ξ_i 值在结构全部楼层中是否最小值,才能判断出抗剪薄

图 8　奥利弗医院首层结构部分倒塌照片

图 9　日本神户地震中间楼层整层倒塌照片

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

弱层的位置，因此仅加强抗剪承载力相对较小的下一楼层的抗剪能力有时可能是无效的。仅加强较上1层抗剪承载力偏小的下层的抗剪能力有时可能是无效的。

5.9 框筒结构楼层柱墙剪力比

框筒结构首层层高和避难层的层高有时远高于其他楼层，有的框筒结构形式本身就是弱外框强内筒，这时有的楼层框架柱承担的剪力和楼层的总剪力比会很小，有的甚至小于5%。研究表明，外框和内筒在抗侧中相互影响，形成一个整体的抗侧体系，当外框柱因刚度很弱承担剪力较小时，筒体剪力墙承担的剪力和弯矩就会增大，当全部外框柱均不能承担剪力时，内筒将承担全部的地震剪力和倾覆力矩，这对结构抗震安全性显然是不利的。但当仅在结构底部有个别或很少楼层出现柱墙剪力比很小的情况时，筒体剪力墙在这些楼层的剪力就会增大，但由于多数楼层的柱墙剪力比并不小，框柱承担的倾覆力矩并无明显减弱，所以筒体承受倾覆力矩的增大是很有限的，且对相邻层梁剪力和弯矩的影响及柱轴力和弯矩的影响也较小，因此设计时令筒体剪力墙承担全部地震剪力进行抗剪承载力复核以满足剪力墙抗震性能目标要求，保证结构的抗震安全性是主要应关注的问题。

5.10 层间位移角

目前设计中高层建筑层间位移角的控制对风和小震作用的要求是相同的。高规规定：1）高度不大于150m的框剪、框筒等结构的楼层最大层间位移角限值为1/800；剪力墙、筒中筒、转换层的楼层最大层间位移角限值为1/1 000；2）高度在150～250m时，可按内插法确定；3）高度大于250m时，楼层最大层间位移角限值为1/500。

广东省高规[16]对上述第1条的层间位移角限值的规定分别调整为1/650和1/800。风与地震作用是两种不同性质的荷载，前者按50年（或100年）重现期考虑，基本上按确定性荷载处理，而地震是高度随机的，因此，两种荷载下的层间位移角限值应有所区别。今后层间位移限值宜区别风和地震作用分别做出相应规定。

5.11 底部竖向构件出现拉力

由于一些高度很高的高层建筑，高宽比又较大（达到8～11），有时筒体偏置，在风及中、大震作用下，底部楼层的端部柱，剪力墙会出现拉力，其可能会超过混凝土的抗拉强度标准值，这时需要正确估计此拉力值，采取适当的加强措施，以提高结构抗震性能来满足性能目标要求。当然，这些截面尚应验算抗剪承载力满足规范要求。

在深圳某170m的筒体偏置的超高层建筑设计中，美国SOM公司和我公司均发现大震作用下采用动力弹塑性时程分析的底部剪力墙拉力结果偏小较多，分析其原因主要是程序中采用的混凝土受拉构件弹塑性计算模型不合理所致，因此如何计算确定中，大震作用下底部竖向构件的拉力值是当前应该值得研究解决的问题。怎样控制底部墙柱构件的拉力值是结构工程师必须面对的问题。当构件拉应力超出混凝土抗拉强度标准值时，宜通过控制钢筋拉应力和裂缝宽度来保证结构的抗震性能，并对裂缝截面验算抗剪承载力，在结构整体分析中尚应按该受拉构件的实际刚度取值。

5.12 楼板面应力及弱连接部位抗剪承载力

楼板是维持地震作用下楼层各竖向构件和斜撑协同工作的重要构件。当楼板出现凹凸不规则、开大洞、局部细腰等情况时，应验算楼板在地震作用下的面应力及进行弱连接部位截面抗剪承载力的验算。小震下楼板按弹性计算；中震下楼板的地震应力可近似按弹性反应谱和有限元方法进行计算；大震下楼板的地震应力计算是较为困难的，目前在性能目标为弹性或不屈服的前提下近似按反应谱进行弹性分析从工程实用角度是可以接受的，当采用弹塑性动力时程分析法进行计算时，也宜设定楼板为弹性，可取得较为满意的结果。

楼板面内的拉应力由配置的钢筋承受，控制不屈服或弹性，满足相应的性能目标要求。将求得的弱连接部位的截面剪力进行截面抗剪承载力验算，使之满足不屈服或弹性的性能目标要求，做到在中、大震作用下楼板始终能起到维持楼层各竖向构件协同工作的功能，确保结构的抗震安全性。地震作用下，有些结构的楼板在于支承墙、梁或柱连接端及跨中可能出现较大附加弯矩效应时，尚应根据与竖向恒活荷载组合的计算结果进行抗弯配筋验算。

5.13 若干抗震设计基本原则

“强剪弱弯、强柱弱梁、强节点弱构件”是传统的抗震设计原则。由于近年来高层建筑的迅速发展，建筑功能的要求愈益多样，上述基本原则有时难以做到，如广州西塔外框交叉斜杆（为圆钢管混凝土构件）在交叉节点处无法做到大震下节点的强度超过杆件的承载力；转换结构的转换梁加上转换板的作用，柱也无法实现强柱弱梁的原则；错层结构出现的特短柱也无法满足强剪弱弯的要求。在这些情况下设计结果做到大震下构件和节

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

点自身均能满足不屈服或弹性的要求，并留有适当的安全度，结构满足相应的性能目标要求，应该是允许的。

5.14 关于二道抗震防线

二道防线的抗震概念，应是一道防线在地震作用下进入塑性受到损伤，利用其延性耗能，降低地震作用，由二道防线继续抵御地震作用，防止主要结构构件受到破坏或倒塌，如框剪结构的剪力墙连梁和框架梁可视为一道防线，剪力墙结构可视为二道防线，这样的抗震设计是合理的。在框筒结构中，框架和筒体共同组成联合抗震防线，其剪力墙连梁和框架梁可视为一道防线，筒体剪力墙和框架协同抗震为二道防线。由于筒体剪力墙的抗剪承载力往往远高于框架柱的抗剪承载力，如筒体剪力墙一旦出现抗剪破坏，还要求框架柱作为后一道防线继续抵御地震作用可能是不现实的。

5.15 关于超大震地震作用的考虑

地震是高度随机的作用，现行规范考虑的大震是高于中震一度的地震作用，但实际在中低烈度区，如 6，7 度区，发生地震时仍有可能高于现行规范定义的大震的作用。唐山地震、汶川地震等超大地震作用造成的无比惨痛灾害均说明 6，7 度区抗震设计应考虑超过现行规范大震的超大震作用，更好地保护地震区人民生命财产的安全。

6　结语

工程抗震设计技术已从 20 世纪初几乎一无所知的“必然王国”逐渐演进到能够根据不同情况，灵活应用，很好掌控结构在高度随机的地震作用下的反应和性能的新时代，人们离抗震设计技术的“自由王国”已经更为逼近了。以上问题仅是作者对抗震规范一些问题的深度思考，可供学术界、工程界共同探讨，以便今后规范修订等参考，不足之处请各位同行批评指正。

参　考　文　献

[1] 工业与民用建筑抗震设计规范: TJ 11—74 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社，1974.

[2] 工业与民用建筑抗震设计规范: TJ 11—78 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社，1978.

[3] 魏琏，韦承基，高小旺. 试论建筑结构抗震设计的基本原则 [J]. 建筑结构学报，1984，6(6): 49-56.

[4] 建筑抗震设计规范: GBJ 11—89 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社，1989.

[5] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2001 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社，2001.

[6] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社，2010.

[7] 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社，2011.

[8] 魏琏，王森. 建筑抗震设计的屈服判别法及其工程应用 [J]. 建筑结构，2006，36(6): 13-17.

[9] 王森，孙仁范，韦承基，等. 建筑结构抗震性能化设计方法研讨 [J]. 建筑结构，2014，44(6): 18-22.

[10] 魏琏，王森，王志远，等. 静力弹塑性分析方法的修正及其在抗震设计中的应用 [J]. 建筑结构，2006，36(8): 97-102.

[11] 王森，魏琏，孙仁范，等. 动力弹塑性分析在建筑抗震设计中应用的若干问题 [J]. 建筑结构，2014，44(6): 14-17.

[12] 魏琏，韦承基，王森，等. 高层建筑结构抗震设计中的剪重比问题 [J]. 建筑结构，2014，44(6): 10-13.

[13] 方小丹，魏琏，周定，等. 长周期结构地震反应的特点和反应谱 [J]. 建筑结构学报，2014，35(3): 16-23.

[14] 魏琏，王森，韦承基，等. 水平地震作用下不对称不规则结构抗扭设计方法研究 [J]. 建筑结构，2005，35(8): 12-17.

[15] 魏琏，王森，孙仁范，等. 高层建筑结构层侧向刚度计算方法的研究 [J]. 建筑结构，2014，44(6): 4-9.

[16] 高层建筑混凝土结构技术规程: DBJ 15-92—2013 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社，2013.

?1994-2018 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net