

文章编号:1000-582X(2007)06-0102-07

各国设计规范对基准设防地震和结构超强的考虑

韦 锋¹,李刚强²,白绍良¹

(1.重庆大学土木工程学院,重庆400030;2.中国中元兴华工程公司,北京100089)

摘 要:归纳了单自由度体系 $R-\mu-T$ 规律和多自由度体系的 $R-\mu$ 基本规律,指出在确定设计地震作用时,除了考虑结构延性能力的影响外,还应考虑结构超强的影响;在对比了美国、加拿大、欧盟和新西兰4国规范考虑结构超强的思路后,建议中国相关设计规范也应考虑结构超强的影响。然后对美国、加拿大、欧盟、新西兰和中国5国规范采用的基准设防地震作用水准进行了对比评述,讨论了加拿大NBCC 2005和美国IBC 2003规范采用预期最大地震作用作为基准设防地震作用的合理性。还强调了 $R-\mu$ 基本准则是保证结构抗震性能的基本准则,在设计地震作用参与的荷载组合对结构设计起控制作用时必须遵循,而中国现行规范有关条文不符合 $R-\mu$ 基本准则的缺口急待修补。

关键词:基准设防地震作用;结构超强; $R-\mu$ 基本准则

中图分类号:TU375;P315.952

文献标志码:A

各国现行抗震设计规范采用的居于主导地位的抗震设计方法仍然是基于弹性反应谱理论和“ $R-\mu$ 基本准则”的通用抗震设计方法。其核心思路是通过地震力降低系数 R 把基准设防地震作用水准降到设计采用的相对偏低的地震作用水准,并通过相应的能力设计措施力求保证结构在强震下的反应需求(如位移延性需求 μ)不超过结构的反应能力。

最近完成修订的美国IBC 2003^[1]和加拿大NBCC 2005^[2]显示出为了追求等倒塌风险而把基准设防地震作用水准从475 a重现期水准提高到预期最大地震水准的趋向;同时,美国IBC 2003^[1]、加拿大NBCC 2005^[2]、欧盟EC 8(2005)^[3]和新西兰NZS 4203(1992)^[4]在确定设计地震作用时,都不同程度地考虑了结构超强的影响。这进一步使得各类超静定结构的 $R-\mu$ 规律及超强特征成为应深入揭示的结构抗震性能规律。

首先对迄今为止已完成的 $R-\mu$ 关系主要研究成果进行归纳和评述;然后对美国、加拿大、欧盟、新西兰和中国等5国最新抗震设计规范采用的基准设防地震作用水准进行对比,重点对美国IBC 2003^[1]和加拿大NBCC 2005^[2]提高基准设防地震作用水准的思路进行

分析和评述;最后对美国、加拿大、欧盟、新西兰和中国等5国相关设计规范反映 $R-\mu$ 规律及超强性能的思路进行归纳和对比分析,并强调了 $R-\mu$ 基本准则是保证结构抗震性能的基本准则。

1 $R-\mu$ 关系研究

针对地震力降低系数 R 和结构在相应强震水准下的延性需求 μ 的相关关系及其影响因素的研究工作,学术界一般统称为 $R-\mu$ 关系研究。以往研究表明,单自由度体系的 $R-\mu$ 规律与其初始弹性基本周期 T 有着明显的相关关系,所以学术界也常将基于单自由度体系的上述相关研究工作统称为单自由度体系 $R-\mu-T$ 关系研究。

文献[5-6]对国内外单自由度体系 $R-\mu-T$ 关系的8项代表性研究成果进行了归纳和评述。从总体上看,这些研究成果在基本趋势上具有良好的一致性,所获得的 $R-\mu-T$ 基本规律可以作为抗震设计的重要参考准则。单自由度体系 $R-\mu-T$ 基本规律揭示出:设计良好的抗震结构具有的延性能力(包括塑性变形和塑性耗能能力)是结构可以按设计地震作用参与的荷载组合进行承载能力设计,却能在强震下不一定严

收稿日期:2007-02-01。

基金项目:国家自然科学基金资助项目(59878056)。

作者简介:韦锋(1971-),男,重庆大学讲师,博士,主要从事结构工程抗震分析和抗震性能研究

(Tel)023-65120740;(E-mail)65120740@163.com。

重损伤或倒塌的主要原因。这一重要认识是考虑结构延性的抗震设计思路的基础。

需要指出的是,在单自由度体系 $R-\mu-T$ 关系研究中,与各国设计规范习惯采用地震力降低系数 R 作为设计地震作用水准相对于基准设防地震作用水准降低程度的度量不同,取用的是普遍适用的 R 定义:

$$R = V_e/V_y, \quad (1)$$

其中 V_e 为弹性单自由度振子在地面运动作用过程中的最大弹性反应基底剪力需求; V_y 为弹塑性单自由度振子在同样的地面运动作用过程中,屈服后位移延性需求等于目标位移延性系数 μ 时所对应的屈服基底剪力。因此,在将单自由度体系 $R-\mu-T$ 基本规律用于指导结构抗震设计时,应认真识别所对应的地震作用强度水准。

多自由度体系的 $R-\mu$ 基本规律由于受以下 3 个方面因素的影响,情况较单自由度体系复杂了许多:

1) 实际多层和高层结构都是多次超静定结构,而且由于规范采用的可靠度设计体系、弹性设计方法和抗震措施等因素,使构件控制截面(潜在塑性铰区)的设计可能由非地震作用参与的荷载组合控制或由抗震构造控制,采用的弹性组合内力也不同于非弹性动力反应过程中构件的实际内力,材料实际强度一般也高于设计强度且有一定的离散性等。这些因素造成在强震下的非弹性动力反应过程中,结构中的塑性铰是陆续出现的,且出现的先后顺序具有一定的随机性;整体结构也没有明显的屈服点,结构的实际当量屈服水准一般明显高于设计地震作用水准,这一现象称为结构超强或超承载力。

2) 实际多层和高层结构的振动反应都含有多个振型,中高层特别是高层结构的高振型影响可能比较突出。

3) 抗震结构采用的能力设计措施,如框架结构的柱、梁抗弯能力级差措施严格程度的差异,使结构在强震下的非弹性动力反应过程中可能形成不同的塑性机构类型,如“梁铰机构”、“梁柱铰混合机构”等。

在多自由度体系 $R-\mu$ 关系研究中,如图 1 所示,结构超强的程度一般用结构超强系数 Ω_d 来度量,对应的含义为由结构的实际反应性态确定的当量屈服强度 V_y 与结构设计强度 V_d 的比值^[7-11],即

$$\Omega_d = V_y/V_d. \quad (2)$$

而 R_μ 称为延性降低系数,含义与单自由度体系 $R-\mu-T$ 关系研究中的地震力降低系数 R 基本对应,对应的计算式为

$$R_\mu = V_e/V_y, \quad (3)$$

V_e 为结构在地面运动输入下保持当量弹性反应时对

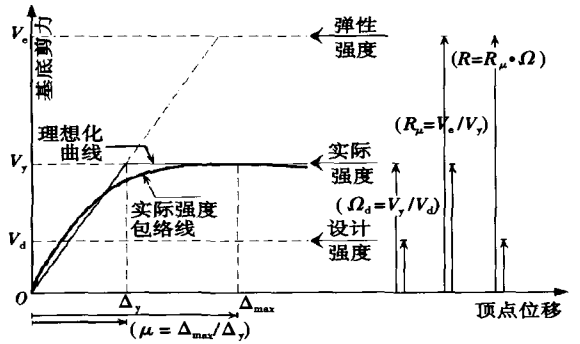


图 1 地震力降低系数 R , 结构超强系数 Ω_d 和延性降低系数 R_μ 应的当量弹性反应强度需求;取用的地震力降低系数 R 的定义为

$$R = V_e/V_d = R_\mu \cdot \Omega_d. \quad (4)$$

文献[5]对国外开展的大量结构超强的研究成果进行了初步归纳和评述。总体来看,可以初步归纳为以下 4 点:1) 结构超强的量化难度比较大,结构超强系数的大小随着结构类型、设防分区、设计延性等级和结构高度(或结构周期)等的变化表现出较大的离散性,而且分析结果还和采用的分析方法以及采用的结构失效判断标准等有关;2) 为了在结构设计过程中更合理地考虑结构的超强,还需要进一步的系统深入的研究工作;3) 对于地震作用参与的荷载组合对构件截面设计起控制作用的结构,结构超强系数一般高于 2.0 或略低于 2.0,离散性相对较小;4) 对于设计地震作用参与的荷载组合不起控制作用的结构,结构超强系数普遍高于 2.0,且离散性较大。

文献[5]还率先在国内对超静定钢筋混凝土框架结构的抗震超强性能进行了试探性分析。该研究采用自编的基于修正单分量模型的分析程序^[12-13]进行结构的动力推覆分析;采用的判断结构失效的标准有 2 个:1) 结构某层形成了层侧移机构且弹塑性层间位移角达到或超过了 2%,2) 或者结构某层弹塑性层间位移角达到或超过了 3%;研究对象为 5 榀处于不同设防分区的严格按照国家现行规范设计的 3 跨 6 层的丙类钢筋混凝土规则框架,设计条件均取为 II 类场地和第一设计分组。分析结果显示,0.1 g 区和 0.15 g 区三级抗震等级框架相对保守的超强系数分别为 3.15 和 2.32;0.2 g 区和 0.3 g 区二级抗震等级框架相对保守的超强系数分别为 1.83 和 1.54;0.4 g 区一级抗震等级框架相对保守的超强系数为 1.79。

由于结构具有的超强性能,使其实际当量屈服水准相应提高,这相当于提高了结构的设计地震作用水准。因此可以认为,超强性能是结构可以按设计地震作用参与的荷载组合进行承载能力设计,却能在强震

下不一定严重损伤或倒塌的另一个重要原因。各国抗震设计规范在确定设计地震作用水准时,应考虑结构的超强性能。

针对高振型和塑性机构类型影响开展的研究工作相对较少,文献[14-16]利用相对理想化的结构模型,在没有考虑结构超强性能的情况下,开展了一定的研究工作。结果一致显示:为使多自由度体系各层层延性需求的最大值不超过对应的当量单自由度体系的目标延性,多自由度体系一般需要采用相对于当量单自由度体系偏高的设计地震作用,或者说,多自由度体系一般需要采用相对于当量单自由度体系偏低的地震力降低系数;且设计地震作用偏高的程度(或者地震力降低系数偏低的程度)表现出随着楼层数增加逐渐加大的趋势。因此,考虑到中高层特别是高层结构的重要性,可能有必要对它们取用相对偏低的地震力降低系数。

目前,各国研究者尚未能在同时考虑结构超强性能、高振型和塑性机构类型影响的前提下,对多自由度体系 $R-\mu$ 关系开展相应的研究工作。笔者认为,主要困难在于:1)如何合理的确定结构特定层的当量屈服位移,结构失效的标准和对应的特定层最大层间位移需求,进而确定结构各层层间位移延性需求的最大值 μ ;2)如何合理的确定结构的当量弹性刚度和对应的当量弹性反应强度需求 V_e ,进而确定结构的地震力降低系数 R 。

基于单自由度体系 $R-\mu-T$ 基本规律和多自由度体系 $R-\mu$ 基本规律可以得出以下2个重要结论。

1)实际结构更合理的地震力降低系数 R 可能应至少包含两个因素^[5]:a. 延性降低系数 R_μ ,考虑结构延性能力的影响,但由于高振型和强震下可能形成的塑性机构类型的影响, R_μ 的取值一般低于依据单自由度体系 $R-\mu-T$ 基本规律计算所得的地震力降低系数 R ,特别是对于中高层结构和高层结构;b. 结构超强系数 Ω_s ,考虑整体结构超强效应的影响。

2)原则上适用于钢筋混凝土建筑结构的“ $R-\mu$ 基本准则”可以归纳如下^[5-6]:虽然实际结构 R 和 μ 的具体取值仍需根据震害和工程经验以及单自由度体系 $R-\mu-T$ 基本规律和多自由度体系 $R-\mu$ 基本规律综合确定;但在设计地震作用参与的荷载组合对结构设计起控制作用时,不论结构所在地区的地震风险高低,随着 R 取值的增大,结构在相应强震水准下的延性需求 μ 也会相应增大,因而为保证结构具备相应延性能力而采取的抗震措施的严格程度也应相应提高;或者,当 R 取值不变时,抗震措施的严格程度也应基本不变。

2 各国规范采用的基准设防地震作用水准

地震力降低系数 R 对应的基准设防地震作用水准各国规定并不统一:1)欧盟 EC 8 (2005)^[3]、新西兰 NZS 4203 (1992)^[4] 和中国 GB 50011-2001^[17] 采用的仍是对应 50 a 超越概率为 10% 的均值强度水准的地震作用;只是对应的重现期略有不同(欧盟和中国取为 475 a,新西兰取为 450 a);2)美国 IBC 2003^[1] 和加拿大 NBCC 2005^[2] 出现了为追求等倒塌风险而采用预期最大地震水准的动向。下面对美国 IBC 2003^[1] 和加拿大 NBCC 2005^[2] 提高基准设防地震作用水准的思路进行分析和评述。

2.1 美国 IBC 2003 提高基准设防地震作用水准的思路

美国 UBC 1997 和 NEHRP 1994 及以前版本的模式规范和指南等均是采用 50 a 超越概率 10% (重现期 475 a) 的地震作用作为基准设防地震作用^[18-21]。但根据新的概率地震危险性评估结果,美国各地由于地理位置和地震环境等的差异,地震危险性特征曲线随着超越概率的降低上升的比率是变化的^[18-21]:1)西部较高地震风险区地震危险性特征曲线的坡度相对平缓,而中部中等地震风险区特别是东部较低地震风险区地震危险性特征曲线的坡度相对较陡;2)50 a 超越概率 2% 和 50 a 超越概率 10% 对应的谱加速度值的比值在西部地区普遍接近 1.5,但在中部和东部地区一般在 2.0~5.0 之间,甚至更高;3)典型城市 50 a 超越概率 2% 和 50 a 超越概率 10% 对应的 0.2 s 周期处的谱加速度比如表 1 所示^[20-21]。正是由于美国各地地震危险性特征存在的上述差异,有关专家担心,统一采用 50 a 超越概率 10% 的地震作用作为基准设防地震作用可能会导致更强地震作用下不同地区抗震安全性的明显差异^[18-19]。为此,美国有关机构首先对结构的防倒塌抗震能力储备进行了检验。检验结果一致认为,按照 NEHRP 抗震规定进行有效抗震设计的结构,在至少 1.5 倍的基准设防地震作用(对应 50 a 超越概率 10%)下,有较低的因而是可以接受的倒塌风险;虽然防倒塌抗震能力储备随着结构类型和采用的构造措施等有一定变化,但 1.5 的能力储备被认为是偏保守而且是合适的^[18-19]。

表 1 50 a 超越概率 2% 和 10% 所对应的 0.2 s 谱加速度比

城市名	谱加速度比
洛杉矶(Los Angeles)	1.7
旧金山(San Francisco)	1.7
纽约(New York City)	3.3
查尔斯顿(Charleston)	5.0
孟菲斯(Mephis)	5.1

很明显,对于美国中部和东部地区,如果采用 50 a 超越概率 10% 的地震作用作为基准设防地震作用,由于 50 a 超越概率 2% 的地震作用一般是基准设防地震作用的 2.0 ~ 5.0 倍,普遍高于结构的保守能力储备 1.5,所以在 50 a 超越概率 2% 的地震作用下,不同地区结构倒塌的风险存在明显差异,相当一部分地区结构倒塌的风险明显偏高。基于此,美国有关机构最终决定^[18-19]:从 NEHRP 1997 开始,对中部和东部地区,以 50 a 超越概率 2% 的地震作用作为最大考虑地震作用进行地震动参数区划;同时,考虑结构的保守能力储备 1.5,采用 2/3 的最大考虑地震作用作为基准设防地震作用。同时,由于与美国中部和东部地区不同,以加州为代表的西部地区,50 a 超越概率 2% 和 50 a 超越概率 10% 对应的地震强度的比值一般略高于结构的保守能力储备 1.5,从 NEHRP 1997 开始,对以加州为代表的西部地区,考虑确定性最大考虑地震(首先找出该地区所有活动断层中特征地震最强的活断层,然后考虑约一倍标准差,将该活动断层特征地震的中值放大 1.5 倍就得到该地区的确定性最大考虑地震)对概率性最大考虑地震进行修正,从而得到适用于西部地区的最大考虑地震;然后以最大考虑地震作用进行地震动参数区划;同时,考虑结构的保守能力储备 1.5,采用 2/3 的最大考虑地震作用作为基准设防地震作用。

美国有关机构在联合编制完成 NEHRP 1997 后,以 NEHRP 1997 为基础联合编制完成了 IBC 2000,并以 IBC 2000 取代 UBC、SBC 和 NBC3 本模式抗震设计规范,使美国的新建建筑抗震设计规范实现了统一^[1,18,20]。IBC 每 3 a 进行一次更新和再版,最新版本的 IBC 规范即是 IBC 2003,NEHRP 1997 确定最大考虑地震作用和基准设防地震作用的思路也沿用至 IBC 2003^[1,18,20]。

综上,对美国 IBC 2003 采用的基准设防地震作用可以归纳为以下几点^[1,18-21]:1) 如果采用 50 a 超越概率 10% (重现期 475 a) 的地震作用作为基准设防地震作用会导致更强地震作用下不同地区结构倒塌的风险存在明显差异,中部特别是东部地区相对于西部地区结构倒塌的风险明显偏高;2) 采用 2/3 的最大考虑地震作用作为基准设防地震作用保证了在全国范围内,结构在最大考虑地震作用下具有基本一致的倒塌风险;3) 最大考虑地震作用在美国中部和东部地区对应 50 a 超越概率 2% (重现期 2 500 a) 均值强度水准的地震作用,而在美国西部地区对应 50 a 超越概率 2% ~ 5% 不等的(重现期 1 000 ~ 2 500 a) 均值强度水准的地震作用;4) 基准设防地震作用,即 2/3 的最大

考虑地震作用在美国中部和东部地区得到明显提高,大致对应 50 a 超越概率 5% (重现期 1 000 a) 均值强度水准的地震作用,在美国西部地区则与 UBC 1997 设防分区 4 (区域系数 0.4) 保持基本相当水准,大致对应 50 年超越概率 10% (重现期 475 a) 均值强度水准的地震作用。

2.2 加拿大 NBCC 2005 提高基准设防地震作用水准的思路

NBCC 1995 采用 50 a 超越概率 10% (重现期 475 a) 的地震作用作为基准设防地震作用^[2,22]。但根据新的地震危险性分析结果,加拿大高地地震风险区(西部地区为主)和中等地震风险区(东部地区为主)以及低地震风险区(中部地区为主)的地震危险性特征存在明显的差异,较高地震风险区的地震危险性特征曲线的坡度与较低地震风险区相比显得平缓^[2,22]。

参考 NEHRP 1997 确定基准设防地震作用的思路,为了在整个加拿大范围内提供一个基本一致的防倒塌能力储备,加拿大有关专家认为有必要采用更低超越概率的地震作用来定义不同地区的地震风险^[2,22]。经过深入分析和讨论,NBCC 2005 最终采用 50 a 超越概率 2% (重现期 2500 a) 中值强度水准(即 50% 分位值)的地震作用作为基准设防地震作用^[2,22]。之所以没有采用 50 a 超越概率 2% 均值水准(65% ~ 75% 分位值)的地震作用作为基准设防地震作用,是因为加拿大有关专家认为均值水准的地震危险性分析结果相对包含着大量的认知不确定性,而相关的工作还不够深入,还不适宜引入规范^[22]。值得注意的是,IBC 2000 - 2003 和 NEHRP 1997 - 2003 对美国中、东部地区采用的最大考虑地震作用均是对应 50 a 超越概率 2% 均值水准(而不是中值水准)的地震作用^[1,18-19]。

2.3 对 IBC 2003 和 NBCC 2005 提高基准设防地震作用水准思路的评述

笔者认为如果以防止结构倒塌作为最重要的设防目标,并在确定设计地震作用时合理的考虑结构超强,加拿大 NBCC 2005^[2] 确定基准设防地震作用的思路可能更具有合理性。理由如下:

1) 采用预期最大地震作用作为基准设防地震作用才能保证不同地区结构在预期最大地震作用下具有基本一致的倒塌风险。不同地区由于地理位置(如处于板块边缘地区或者处于板块内部地区等)和地震环境(包括建筑所在地区及周围可能发生的地震震源机制、震级大小和发震频率,建筑所在地区与震源距离的远近和传播介质以及建筑所在地区的场地条件等)等的差异,地震危险性特征存在不同程度的差异,预期最

大地震作用与更低重现期(如 475 a)地震作用强度的比值存在不同程度的差异。

2)在结构超强的研究中,广泛采用的结构超强系数的定义是对应于结构倒塌极限状态的,对一般重要性建筑结构来说,就是对应于预期最大地震作用的。在结构超强的研究中,一般习惯以结构失效前达到的最大均值水准的抗侧能力作为结构的当量屈服抗侧能力,并将结构的当量屈服抗侧能力与设计抗侧能力的比值定义为结构超强系数^[7-11];而在各国抗震设计规范中,一般重要性结构(国内规定为丙类)在预期最大地震(国内规定为罕遇地震)作用下的设防目标一般是防止结构倒塌。

由于美国 IBC 2003^[1]采用的基准设防地震作用是直接根据最大考虑地震作用的 2/3 确定的,地震动参数区划也是根据最大考虑地震作用进行的,笔者认为美国 IBC 2003^[1]确定基准设防地震作用的思路与

加拿大 NBCC 2005^[2]的思路具有一定程度的相似性,或者说美国 IBC 2003^[1]目前采用的确定基准设防地震作用的思路只是一种权宜之计。

3 各国设计规范反映 $R-\mu$ 规律及超强性能的思路

以一般重要性类型(国内规定为丙类)框架结构为例,各国设计规范遵循的 $R-\mu$ 关系可以总结如表 2 所示。各国抗震设计规范采用的地震力降低系数 R 以及地震力降低系数 R 的 2 个分量,即延性降低系数 R_μ 和结构超强系数 Ω_d 列在表 3 中。

从表 2 对比可以得出如下结论:美国、加拿大、欧盟和新西兰四国相关设计规范遵循的 $R-\mu$ 关系在总体上都是符合“ $R-\mu$ 基本准则”的;而中国相关设计规范遵循的 $R-\mu$ 关系不符合“ $R-\mu$ 基本准则”。具体分析如下:

表 2 各国设计规范遵循的 $R-\mu$ 关系

延性等级	美国 IBC2003 ^[1]		加拿大 NBCC2005 ^[24]		欧盟 EC8(2005) ^[4]		新西兰 NZS4203(1992) ^[4]		中国 GB50011-2001 ^[17]	
	R	抗震措施	R	抗震措施	R	抗震措施	R	抗震措施	R	抗震措施
高	8.0	严格	6.80	严格	5.85	严格	9.00	严格	2.86	严格
中	5.0	中等	3.50	中等	3.90	中等	4.50	中等	2.86	中等
低	3.0	较弱	1.95	较弱	1.50	较弱	1.88	较弱	2.86	较弱

1)美国、加拿大、欧盟和新西兰 4 国相关设计规范对于特定重要性类型的某种结构类型的结构,不论所处地震风险区的高低,在取用的地震力降低系数 R 减小的情况下,采用的抗震措施的严格程度才相应放松。这一做法是符合“ $R-\mu$ 基本准则”的。

2)中国相关设计规范在地震力降低系数 R 取值保持不变的情况下,对于特定重要性类型(如丙类建筑)的某种结构类型的结构(如钢筋混凝土框架结构),不论设计地震作用参与荷载组合是否对结构设计起控制作用,经由抗震等级规定取用的抗震措施的严格程度总体上表现出随着烈度区的降低逐渐减弱的趋势,尤其是二级抗震等级的规定相对于一级抗震等级的规定明显减弱。这一做法是不符合“ $R-\mu$ 基本准则”的,也不符合当前正在推进的“性能化设计”思路^[23],可能会造成 8 度区二级抗震等级框架结构的性能控制效果相对于对应的 8 度区一级抗震等级框架结

构和 9 度区框架结构的性能控制效果偏差。本课题组的研究工作也进一步证实:a. 在罕遇地震作用下 9 度区一级抗震等级典型框架形成的是较为理想的梁铰机构,中间各层层间非弹性位移反应分布相对较均匀,延性能力与需求相比尚有不小潜力;但对应的 8 度区二级抗震等级典型框架形成的是以柱铰为主的梁柱铰混合机构,各层层间非弹性位移反应差异相对明显加大,延性能力与需求相比潜力相对明显减小^[6,13];b. 在强震作用下,8 度区二级抗震等级典型框架相对于对应的 9 度区一级抗震等级典型框架形成层侧移机构的风险明显偏高^[5]。

从表 3 对比可以得出如下结论:在确定设计地震作用时,除了考虑结构延性能力的影响外,美国 IBC 2003^[1]、加拿大 NBCC 2005^[24]、欧盟 EC 8(2005)^[3]和 新西兰 NZS 4203(1992)^[4]都不同程度地考虑了结构超强的影响,虽然依据的研究成果可能还不够充分,但

表 3 各国抗震设计规范采用的 R 、 Ω_d 和 R_μ 系数

延性等级	美国 IBC2003 ^[1]			加拿大 NBCC2005 ^[24]			欧盟 EC8(2005) ^[4]			新西兰 NZS4203(1992) ^[4]			中国 GB50011-2001 ^[17]		
	R	Ω_d	R_μ	R	Ω_d	R_μ	R	Ω_d	R_μ	R	Ω_d	R_μ	R	Ω_d	R_μ
高	8.0	3.0	2.67	6.80	1.7	4.0	5.85	1.95	3.0	9.00	1.5	6.00	2.86	1.0	2.86
中	5.0	3.0	1.67	3.50	1.4	2.5	3.90	1.95	2.0	4.50	1.5	3.00	2.86	1.0	2.86
低	3.0	3.0	1.00	1.95	1.3	1.5	1.50	1.50	1.0	1.88	1.5	1.25	2.86	1.0	2.86

中国《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001^[17]尚未对结构超强性能作认真考虑。在对按照相关规范进行合理设计的结构的超强性能进行更深入的研究后,中国相关规范应该考虑实际结构的超强性能。值得注意的是《建筑工程抗震性态设计通则(试用)》CECS 160:2004^[25]在条文说明中已经引入了结构超承载力的概念。下面对美国 IBC 2003^[1]、加拿大 NBCC 2005^[24]、欧盟 EC 8 (2005)^[3]和 新西兰 NZS 4203 (1992)^[4]采用的地震力降低系数 R 的组成和结构超强的考虑思路说明如下:

1) 美国 IBC 2003^[1] 的地震力降低系数称为反应调节系数 R , 是一个复合的地震力降低系数, 综合考虑了结构延性和结构超强的影响^[18]。加州土木工程师协会建议把反应调节系数 R 分为 R_d 和 R_o , 其中 R_d 即为延性降低系数, R_o 即为结构超强系数; 并曾建议把这一做法引入 UBC 1997 和 NEHRP 1997; 但有关专家认为只有在以后对结构非弹性反应性能有了更深入的研究以及能在设计过程中对结构超强进行量化时, 才可以把这一建议引入规范^[18]。作为朝这个方向努力的第一步, UBC 1997 和 NEHRP 1997 在给出反应调节系数 R 的同时, 都给出了反映结构超强性能的体系超强系数 Ω_o 。IBC 2003^[1] 沿用了这一做法。

2) 加拿大 NBCC 2005^[24] 明确地把地震力降低系数分为地震力修正系数 R_d 和体系超强系数 R_o 2 个分量, 分别考虑结构延性和结构超强的影响。可以说, 加拿大 NBCC 2005 是第一本在确定设计地震作用时以量化的形式同时考虑结构延性和结构超强的国家抗震设计规范。

3) 欧盟 EC8 (2005)^[3] 的地震力降低系数称为性能系数 q , 同样是一个复合的地震力降低系数。欧盟 EC8 (2005)^[3] 对所有的结构首先考虑了结构保守的超强 1.5, 然后又通过超静定系数 α_u/α_1 进一步考虑了不同结构由于超静定程度差异引起的结构超强的差异。 α_u/α_1 鼓励利用非弹性静力推覆分析确定, 但最大值不能超过 1.5。

4) 新西兰 NZS 4203 (1992)^[4] 通过结构延性系数 μ 和结构性能系数 S_p 分别考虑结构延性和结构超强的影响。对于超过反应谱平台段的中长周期结构来说, 延性降低系数就等于结构延性系数 μ , 即遵循等位移原理; 从反应谱平台段开始, 延性降低系数线性降低, 但下限值仍略高于按等能量原理确定的值^[4]。结构性能系数 S_p 相当于结构超强系数的倒数, 除非另有专门规定, 取值等于 0.67, 这相当于统一考虑了 1.5 的结构超强系数。

值得注意的是, 根据多自由度体系 $R-\mu$ 基本规

律, 实际多层和高层结构合理的延性降低系数 R_μ 还应考虑多自由度体系高振型和强震下形成的塑性机构类型的影响对单自由度体系地震力降低系数进行修正。考虑到各国地震力降低系数 R 的取值仍然具有明显的经验性本质, 笔者认为上述各国抗震设计规范可能还没有认真考虑这一点或者没有明显考虑这一点。

4 结 语

1) 实际结构更合理的地震力降低系数 R 除了考虑结构延性能力的影响外, 至少还应考虑结构超强性能的影响。这一做法已经反映到美国、加拿大、欧盟和 新西兰的抗震设计规范中, 在对按照中国相关规范进行合理设计的结构的超强性能进行更深入的研究后, 中国相关规范应该考虑实际结构的超强性能。

2) 基于单自由度体系和多自由度体系 $R-\mu$ 基本规律归纳的“ $R-\mu$ 基本准则”在各国设计规范确定钢筋混凝土结构的地震力降低系数和抗震措施严格程度之间的搭配关系时必须遵循。本课题组的研究工作也已初步证实, 中国规范不符合“ $R-\mu$ 基本准则”的做法造成 8 度区二级抗震等级框架的抗震性态控制效果相对于对应的 9 度区框架明显偏差。这种做法也不符合国内目前正在着手推进的多高层建筑结构中的“性态设计”思路。希望这一概念性缺口能够引起结构工程抗震研究的有关人士的更多关注和讨论。

3) 地震力降低系数 R 对应的基准设防地震作用水准各国规定并不统一, 如果以防止结构倒塌作为最重要的设防目标, 并在确定设计地震作用时合理的考虑结构超强, 加拿大 NBCC 2005 采用预期最大地震作用作为基准设防地震作用的思路可能更具有合理性; 美国 IBC 2003 采用的基准设防地震作用在本质上也是预期最大地震作用。

参考文献:

- [1] IBC 2003, International building code[S]. Illinois, U S A: International Code Council, Inc, 2003.
- [2] HEIDBRECHT A C. Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the national building code of canada[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2003, 30(2):241-254.
- [3] Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, general rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures[S]. London: Thomas Telford Publishing Ltd, 2005.
- [4] NZS 4203, General structural design and design loading for buildings[S]. Wellington, New Zealand: Standards Council of New Zealand, 1992.

- [5] 李刚强. 抗震设计的 $R-\mu$ 基本准则及钢筋混凝土典型框架结构超强特征分析[D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2006.
- [6] 白绍良, 李刚强, 李英民, 等. 从 $R-\mu-T$ 关系研究成果看我国钢筋混凝土建筑结构的抗震措施[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(5): 144-151.
- [7] ELNASHAIA S, MWAIFY A M. Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings [J]. The Structural Design of Tall Buildings, 2002, 11: 329-351.
- [8] MWAIFY A M, ELNASHAI A S. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings [J]. Engineering Structures, 2001, 23: 407-424.
- [9] MWAIFY A M, ELNASHAI A S. Calibration of force reduction factors of RC buildings [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2002, 6(2): 239-273.
- [10] PARK R. Explicit incorporation element and structure overstrength in the design process [C] // Proc 11th WCEE IAEE Acapulco. Mexico: International Association for Earthquake Engineering, 1996: 2130.
- [11] FAJFAR P, PAULAY T. Notes on definitions of overstrength factors [C] // Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes. Bled, Slovenia; A A Balkema, Rotterdam, 1997: 407-409.
- [12] 杨红. 基于细化杆模型的钢筋混凝土抗震框架非线性动力反应规律研究[D]. 重庆: 重庆建筑大学建筑工程学院, 2000.
- [13] 韦锋. 钢筋混凝土框架和框架-剪力墙结构非线性地震反应性态的识别[D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2005.
- [14] SENEVIRATNA G D P K, KRAWINKLER H. Modifications of seismic demands for MDOF systems [C] // Proc 11th WCEE IAEE Acapulco. Mexico: International Association for Earthquake Engineering, 1996: 1446.
- [15] SANTA-ANA P R, MIRANDA E. Strength reduction factors for multi-degree-of-freedom systems [C] // Proc 12th WCEE IAEE Auckland. New Zealand: International Association for Earthquake Engineering, 2000: 1446.
- [16] MOGHADDAM H, MOHAMMADI R K. Ductility reduction factor of MDOF shear-building structures [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2001, 5(3): 425-440.
- [17] GB 50011-2001, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [18] FEMA 450, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1: Provisions, and Part 2: Commentary [S]. Washington D, C U S A: Building Seismic Safety Council, 2004.
- [19] LEYENDECKER E V, HUNT R J, FRANKEL A D, et al. Development of maximum considered earthquake ground motion maps [J]. Earthquake Spectra, 2000, 16(1): 21-40.
- [20] 罗开海. 建筑抗震设防标准和性能设计方法研究——中美欧抗震设计规范比较分析[D]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2005.
- [21] GUY J P N, GLENN R B. Seismic design requirements for regions of moderate seismicity [J]. Earthquake Spectra, 2000, 16(1): 205-225.
- [22] ADAMS J, ATKINSON G. Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the national building code of canada [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2003, 30(2): 255-271.
- [23] 徐培福, 戴国莹. 超限高层建筑结构基于性能抗震设计的研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(1): 1-10.
- [24] MITCHELL D, PAULTRE P, SAATCIOGLU M, et al. Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the national building code of canada [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2003, 30(2): 308-327.
- [25] CECS 160-2004, 建筑工程抗震性态设计通则(试用)[S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.

Partial Pressure Problem About Continuous Rigid Frame Bridge Anchorage Zone of Thin Concrete Box Girder Webs Carrying Large Tonnage

YANG Zhuan-yun^{1,2} ZHANG Liang-liang¹, LIU Hui^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China;

2. Sichuan College of Architecture Technology, Deyang 618000, China)

Abstract: With continuous rigid frame bridge span increasing, cantilever construction of large tonnage anchor are also becoming more common, but local stress distribution is complicated on prestressed anchorage zone of thin concrete box girder webs by the large tonnage, which reveals its distribution of post-tensioned concrete bridge structure to be solved in the future. Based on the theory, some key points such as pressure factors, destruction and the reasons for the compression type crack were discussed in the paper. By using the North Approach continuous rigid frame concrete bridge of Yangtze River Bridge project example, the local compression strength, crack resistance and the smallest protective layer thickness of the first segment of one continuous rigid frame box girder bridge under design value Rally 4882.5 kN of No. T2 tendon, according to the local pressure formulas of Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Pre-stressed Concrete Bridges and Culverts of China (JTG D62 - 2004) and Finite Element Method, were checking. Both the results verify that meets the standard requirements. The results reveal that the design of a web-laced with horizontal steel mesh sealed off side stirrup can solve the partial pressure problem.

Key words: continuous rigid frame bridge; anchorage area; local stress; partial pressure; cracking resistance

(编辑 陈移峰)

(上接第 108 页)

Reference Earthquake Design Level and Consideration of Structure Overstrength in Latest Seismic Design Codes of Different Countries

WEI Feng¹, LI Gang-qiang², BAI Shao-liang¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030,

China; 2. IPPR Engineering International, Beijing 100089, China)

Abstract: The $R - \mu - T$ principle of single-degree-of-freedom (SODF) systems and the $R - \mu$ principle of multi-degree-of-freedom (MODF) systems are summarized. The influences of structural overstrength as well as the ductility capacity of structures should be considered in the determining of the earthquake design level. After the comparison of the considerations of structural overstrength in the codes of U. S. A, Canada, Europe, and New Zealand, it is proposed that the influences of structural overstrength should be included in relating provisions in Chinese Code. Then the reference earthquake design levels adopted by the codes in U. S. A, Canada, Europe, New Zealand, and China were compared and commented, and the rationality of the anticipated maximum earthquakes adopted as reference earthquake design levels in NBCC 2005 and IBC 2003 is discussed. Moreover it is emphasized that the $R - \mu$ principle is the basic rule for ensuring the seismic performance of structures, to which should be complied when the designs of structures are controlled by the loading combinations with participation of earthquake actions. Therefore the gap incompatible with the basic $R - \mu$ principle in relating provisions in Chinese Code should be bridged urgently.

Key words: reference earthquake design level; structure overstrength; $R - \mu$ principle

(编辑 李胜春)