

文章编号: 1000-4750(2011)05-0117-07

钢框架结构基于变形可靠度的全概率抗震设计

吕大刚, *贾明明

(哈尔滨工业大学土木工程学院, 哈尔滨 150090)

摘 要: 我国抗震设计规范的抗震设计方法并不是真正意义上的概率极限状态设计, 结构可靠度的应用也没有体现出结构的体系可靠度设计水平, 因此该文提出了基于变形可靠度验算的二阶段抗震设计方法。该方法采用结构可靠度的数值模拟方法, 通过验算小震作用下结构构件承载能力极限状态下的抗震可靠度, 验算结构小震作用下正常使用极限状态下和大震作用下侧向倒塌极限状态下的整体变形抗震可靠度, 实现结构构件和结构体系两个层次上的全概率设计。该文给出了该方法的设计步骤, 并结合钢框架结构设计实例验证了该方法的可行性。基于可靠度理论的全概率抗震设计方法是抗震设计发展的必然趋势, 该文提出的方法将为结构的全概率抗震设计提供一定的借鉴。

关键词: 变形可靠度; 全概率设计; 目标可靠度; 钢框架; 极限状态

中图分类号: TU318⁺.1; TU391 **文献标识码:** A

FULL PROBABILITY ASEISMIC DESIGN OF STEEL FRAME STRUCTURES BASED ON DEFORMATION RELIABILITY

LU Da-gang, *JIA Ming-ming

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

Abstract: The aseismic design method in Chinese code is not a real probability limit state design; the structural reliability is not applied in a structural system reliability level. A two-stage, full probability aseismic design method is put forward, which is based on a direct failure probability checking format. In this method, the failure probability is calculated by a numerical simulation method. During the first design stage, the strength reliability index of the member-level ultimate limit state under a minor earthquake is checked against the target reliability index, and meanwhile, the global elastic deformation reliability of a serviceability limit state under a minor earthquake and the global elastic-plastic deformation reliability of a lateral collapse limit state under a major earthquake are also checked. The two-level full probability aseismic design of a component and a structure are both accomplished. The design procedures of the full probability design method are brought forward, which are checked with a steel frame structure design example. The full probability aseismic design method based on reliability theory is an advanced method, which will be a developing trend of aseismic design.

Key words: deformation reliability; full probability design; target reliability; steel frame structures; limit state

收稿日期: 2009-10-30; 修改日期: 2010-01-19

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划项目(90715021); 国家自然科学基金项目(50978080, 50678057, 51008089, 50108005); 地震行业科研专项基金项目(200808073); 北京市自然科学基金项目(8082013); 中国博士后科学基金项目(20080440891); 哈尔滨工业大学科研创新基金项目(HIT.NSRIF.2009)

作者简介: 吕大刚(1970—), 男, 黑龙江人, 教授, 博士, 主要从事土木工程结构可靠性与鲁棒性、土木基础设施安全性与耐久性、工程风险分析与全寿命决策、地震工程、风工程与海洋工程等研究(E-mail: ludagang@hit.edu.cn);

*贾明明(1978—), 男, 内蒙古人, 讲师, 博士, 主要从事结构可靠度分析、钢结构与组合结构、地震工程、防屈曲支撑等研究(E-mail: jiamingming@hit.edu.cn).

各国规范对于结构常规设计已普遍采用可靠度设计方法,用以得到荷载及抗力分项系数。可靠度设计方法同样也可以在抗震性能设计中展现巨大的优势,可以通过其得到地震荷载及抗力分项系数以便于规范采纳,也易于为结构工程师所接受。分项系数是利用按以往规范设计的结构构件的平均可靠度采用校准法得到的,所有结构都采用统一的设计系数会导致可靠度指标不一致;我国现行抗震规范只在结构承载能力极限状态验算上体现近似概率设计,通过一次二阶矩方法得到抗震设计中的荷载及抗力分项系数进行抗震设计,而结构的小震作用下弹性以及大震作用下弹塑性变形验算都是基于确定性的量值,因此我国抗震设计规范的抗震设计方法并不是真正意义上的概率极限状态设计,结构可靠度的应用也只局限在结构构件层次上,没有体现出结构的体系可靠度设计水平。在国际上 Collins K R 和文义归等人^[1-5]将可靠度方法直接应用于结构设计之中,他们提出了一致危险性反应谱的概念,在引入基于推覆分析的等效单自由度方法的基础上,应用等效非线性系统法和响应面法,针对美国目前规范的设计方法(仅考虑 50 年超越概率为 10% 的单一地震作用),按不同的目标可靠度,把结构的两种概率极限状态(正常使用极限状态和承载能力极限状态)转化为相应的基于位移性能的不确定性极限状态,并在此基础上提出了二阶段可靠度设计方法。Berter R D 等^[6]讨论了基于可靠度的概率抗震设计应满足的主要要求,提出了一种数值计算方法来实现抗震设计,并指出在基于可靠度的抗震设计中应采用基于概率的多水准抗震设计准则,通过目标可靠度的验算来完成抗震设计。Foschi 等人^[7]提出依据结构服役期的可靠度,得到满足一项或几项性能准则的设计参数,提出了一种用于结构设计的可靠度计算方法,即运用“参数设计方程”来设计参数或验算结构性能是否得到满足目标可靠度的要求。本文在上述研究成果的基础上,针对我国抗震规范的不足提出了基于变形可靠度验算的二阶段抗震设计方法,该方法采用可靠度数值模拟方法计算结构的失效概率,不但可以实现小震作用下结构构件承载能力极限状态的全概率设计,而且可以实现小震作用下正常使用极限状态的全概率设计和大震作用下连续倒塌极限状态的全概率设计,并且兼顾了结构构件和结构体系的可靠度问题。

1 基于变形可靠度的抗震性能设计思想

相对于基于损伤或基于能量的抗震性能设计方法基于变形的性能设计方法具有概念简单、可操作性强、易于被结构工程师接受、与现行规范接轨自然等特点,因而成为实现性能设计的主要途径之一。结构性能和地震作用本质上是一定概率意义上的结构性能和地震作用,把结构的抗震性能设计方法建立在可靠度理论的基础上,是结构抗震性能设计研究的必由之路。基于变形可靠度的抗震性能设计既具有基于变形的性能设计的优点,又考虑到结构本身及地震作用的随机性,是一种非常好的性能设计方法。这种方法首先要依据结构抗震性能目标确定结构的目标变形可靠度,直接基于目标可靠度验算来进行抗震设计,进而得到结构的目标位移、屈服位移,而构件的强度和刚度等只是设计的最终结果。它的设计顺序是可靠度-位移-承载力,与传统抗震设计顺序正好相反。该设计方法要求采用合理的抗震变形可靠度性能目标和合适的结构抗震措施完成结构设计,使结构在各种设防水准地震作用下的失效概率满足目标可靠度的要求。

基于变形可靠度的抗震性能设计的步骤大体如下:

1) 采用可靠度的全概率数值模拟计算方法,验算地震作用下结构的失效概率是否小于目标失效概率。

$$P_f \{[\Delta u] - \Delta u \leq 0\} \leq [P_f] \quad (1)$$

式中: $[\Delta u]$ 为结构的层间位移允许值; Δu 为结构的最大层间位移; $[P_f]$ 为与结构的目标变形可靠指标 $[\beta]$ 相对应的目标失效概率。

2) 根据验算的结果对结构的设计方案进行调整,使结构满足目标变形可靠度的要求,同时得到结构的目标位移。

3) 根据目标位移,采用基于变形的抗震设计方法,得到结构的强度和刚度等性能指标以及截面尺寸,完成结构的抗震性能设计。

2 基于变形可靠度的抗震性能目标

进行基于变形可靠度的抗震性能设计,首先要选择抗震性能目标,而抗震性能目标则是地震设防水准和结构性能水准的函数。

2.1 考虑重要性时的地震设防水准

本文认为，美国加州结构工程师协会(SEAOC Vision 2000)委员会在基于性能的抗震设计理论中采用的四个等级的设防水准分级过细，并不适合中国的国情，因此我们建议仍然采用抗震设计规范的“三水准”设防原则，但是三个等级地震设防水准的定义应该做内涵上的拓广。现行抗震规范规定的三个水准的地震烈度都定义为在设计基准期为 50 年内具有一定超越概率的烈度，本文建议将设计基准期 50 年改为 T 年， T 应根据结构的重要性来确定。

用不同设计基准期来考虑结构的重要性是合适的，因为不同重要性的建筑物人们期待它的实际寿命并不一样，因此其设计基准期自然也不一样，但其三级设防水准(小震、中震、大震)的定义以及取值的原则应当一致。事实上，所谓“多遇地震”、“偶遇地震”和“罕遇地震”是相对的，它们都是相对建筑物的设计基准期而言的。高小旺等人^[8]建议：不论哪类建筑，“小震”是指在该类建筑的设计基准期内重现一次的烈度，亦即在其设计基准期内超越概率为 63.2%的烈度；“中震”是指在该类建筑的设计基准期内超越概率为 10%的烈度；“大震”是指在该类建筑的设计基准期内超越概率为 2%—3%的烈度。具体取值不同，是由于建筑物的重要性不同而采用了不同年数的设计基准期。文献^[9]规定一般工业与民用建筑的设计基准期为 50 年。由此，可取丁类建筑的设计基准期为 30 年；乙类建筑的设计基准期为 100 年；甲类建筑如核电站等，一旦破坏会导致严重后果，应按专门研究的地震动参数来进行抗震设计。不同重要性建筑物的三级地震设防水准的定义见表 1。

表 1 不同重要性建筑物三级地震设防水准的定义
Table 1 Definition of earthquake design level considering importance

建筑重要性	设计基准期 T /年	多遇地震(小震)超越概率/(%)	偶遇地震(中震)超越概率/(%)	罕遇地震(大震)超越概率/(%)
甲	特殊规定	特殊规定	特殊规定	特殊规定
乙	100	63.2	10	2-3
丙	50	63.2	10	2-3
丁	30	63.2	10	2-3

不同重要性建筑物抗震设计时的“小震”和“大震”的具体取值方法可参见文献^[8]，“中震”可以直接取建筑物所在地区的基本烈度。当设计基准期 $T=50$ 年时，文献^[10]给出了三个等级的地震设防水

准与基本烈度的关系，见表 2。

表 2 三级地震设防水准与基本烈度的关系
(设计基准期为 50 年)

Table 2 Relationship between three level design earthquakes and the basic intensity

目标地震	多遇地震(小震)	偶遇地震(中震)	罕遇地震(大震)
设防水准	众值烈度	偶遇烈度	罕遇烈度
50 年超越概率	0.632	0.10	0.02-0.03
与基本烈度的关系	低 1.55 度	基本烈度	约高 1 度

当设计基准期 T 取其它值时，三级地震设防水准与基本烈度的关系参照文献^[8,10]中的方法可确定。不同设计基准期内最大地震烈度服从极值 III 型分布，概率分布函数可按下式确定：

$$F_I(s, T) = \exp \left[-\frac{50}{T} \left(\frac{\omega - s}{\omega - \varepsilon} \right)^k \right] \quad (2)$$

式中： T 为设计基准期； ω 为烈度上限值，取 $\omega=12$ ； $\varepsilon=I_0-1.55$ 为众值烈度，其中 I_0 为基本烈度； k 为形状参数，可按基本烈度为在 50 年基准期内的超越概率为 10% 确定。

设计基准期 T 内地震烈度的概率密度函数如图 1 所示。

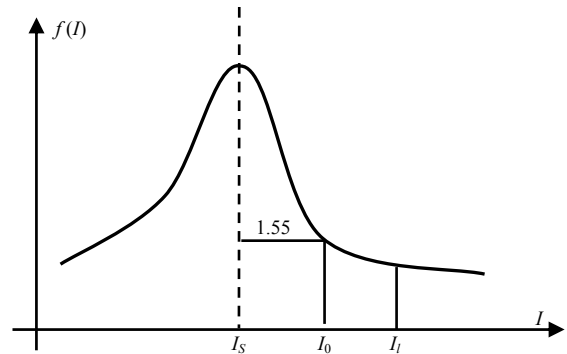


图 1 时间 T 内地震烈度概率密度曲线

Fig.1 Probability density curve of earthquake intensity

2.2 基于变形的抗震性能目标

与文献^[3]提出的通过多级地震性能目标考虑结构重要性的方法不同，本文提出的地震性能目标是单级的，它可以通过调整地震设防水准，即调整设计基准期来考虑结构的重要性。这样大大简化了问题的复杂性，同时也使现行抗震设计规范的三级设防目标即“小震不坏、中震可修、大震不倒”的内涵更加丰富，使其增加了性能设计的思想。

为了灵活、合理地考虑地震设防水准和结构的重要性，结合我国现行建筑抗震设计规范，本文提出图 2 和表 3 所示考虑重要性时多层钢框架结构三水准抗震设计基于变形指标的抗震性能目标。

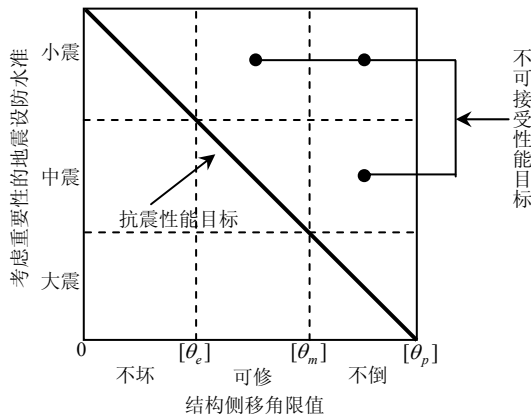


图2 钢框架结构基于变形的抗震性能目标

Fig.2 Seismic performance objective of steel frame based on deformation

表3 钢框架结构基于变形的抗震性能目标

Table 3 Seismic performance objective of steel frame based on deformation

抗震性能目标	相应的地震破坏等级	层间侧移角	
		符号	限值
小震不坏	基本完好	$[\theta_e]$	1/300
中震可修	轻微破坏和中等破坏	$[\theta_m]$	1/160
大震不倒	严重破坏, 不致倒塌和危及生命	$[\theta_p]$	1/50

图2中, $[\theta_e]$ 、 $[\theta_m]$ 和 $[\theta_p]$ 分别为在三级设防水准地震作用下结构的层间位移角限值,表3列出了钢框架结构在“小震”和“大震”作用下现行抗震设计规范给出的限值,但由于“中震”作用下的限值规范并没有给出,在目前没有试验结果的前提下,文本暂时取为 1/160,待将来根据中震作用下的试验和分析结果再行调整。

2.3 基于变形可靠度的抗震性能指标

上面提到的钢框架结构三级抗震性能目标是采用确定性的变形指标——结构层间侧移角限值来衡量结构的性能水准的。对于基于变形可靠度的抗震性能设计,必须给出基于变形可靠度的抗震性能目标,而此时应该采用目标可靠指标 $[\beta]$ 来衡量结构的概率性能水准。但是结构在多重失效准则下目标可靠指标的确定是一个国际公认的难题,本质上应该根据全寿命预期总费用最小原则经优化来确定。另外,多级目标可靠度的决策也是可靠度水准IV基于可靠度的优化设计所必须要解决的问题。本文借鉴文献[11]中给出的结果,提出钢框架结构基于目标可靠度的抗震性能目标,如图3所示。

图3中 $[\beta_e]$ 、 $[\beta_m]$ 和 $[\beta_p]$ 分别为在三级设防水准地震作用下结构的目标可靠指标,表4列出了钢框架结构在“小震”、“中震”和“大震”作用下的目标可靠指标限值。

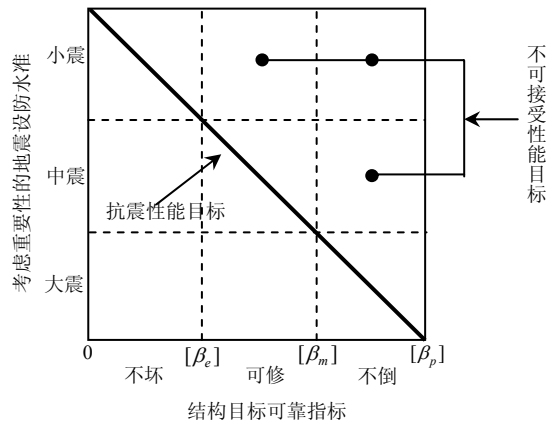


图3 钢框架结构基于变形可靠度的抗震性能目标

Fig.3 Seismic performance objective of steel frame structures based on deformation reliability

表4 钢框架结构基于变形可靠度的抗震性能目标

Table 4 Seismic performance objective of steel frame structures based on deformation reliability

抗震性能目标	相应的地震破坏等级	目标可靠指标	
		符号	限值
小震不坏	基本完好	$[\beta_e]$	0.80
中震可修	轻微破坏和中等破坏	$[\beta_m]$	1.00
大震不倒	严重破坏, 不致倒塌和危及生命	$[\beta_p]$	1.20

3 基于变形可靠度验算的二阶段全概率抗震设计方法

现行抗震设计规范在概率设计方面存在以下一些问题:

1) 现行规范中结构构件截面的承载能力极限状态设计采用的是分项系数设计法,这些分项系数是采用校准法,利用按以往规范设计的结构构件的平均可靠度得到的。尽管分项系数的表达形式易于被工程师接受,但这样设计出来的结构的可靠度指标不一致,有可能分布在一个很大的范围内。

2) 现行抗震设计规范只是在承载能力极限状态方面实现了概率设计,而在弹性变形验算和弹塑性变形验算方面仍然停留在确定性的设计水平上,也就是说都是确定性的验算表达形式。因此,现行抗震设计规范的抗震设计方法并不是真正意义上的概率极限状态设计。

3) 结构可靠度的应用只局限在结构构件层次上,没有体现出结构的体系可靠度设计水平。

针对现行抗震设计规范在概率设计方面存在的问题1),可以采用直接进行承载能力可靠度验算的方法来克服;对于问题2)和问题3),可以采用直接进行弹性变形可靠度验算和弹塑性变形可靠度验算的方法来克服。基于以上思想,本文提出基于变形

可靠度验算的二阶段全概率抗震设计方法如下。

第一阶段全概率抗震设计：

1) 直接进行小震作用下结构构件的承载能力可靠度验算：

$$P_f \{g_1(\bar{x}) \leq 0\} = P_f \{f_y - \sigma_m(\bar{x}) \leq 0\} \leq [P_{ff}] \quad (3)$$

式中： \bar{x} 为设计变量； f_y 为材料的屈服强度； $\sigma_m(\bar{x})$ 为各构件中的最大应力，它是设计变量 \bar{x} 的隐式函数； $[P_{ff}] = \Phi(-[\beta])$ 为与结构构件的目标可靠指标 $[\beta]$ 相对应的目标失效概率。

2) 直接进行小震作用下结构楼层的弹性层间变形可靠度验算：

$$P_f \{g_2(\bar{x}) \leq 0\} = P_f \{[\theta_e]h - \Delta u_e(\bar{x}) \leq 0\} \leq [P_{fe}] \quad (4)$$

式中： $[\theta_e]$ 为弹性层间位移角限值，按表 3 取值； h 为楼层的计算层高； $\Delta u_e(\bar{x})$ 为多遇地震作用标准值产生的结构楼层内最大的弹性层间位移，它是设计变量 \bar{x} 的隐式函数； $[P_{fe}]$ 为与结构弹性变形目标可靠指标 $[\beta_e]$ 相对应的目标失效概率。

第二阶段全概率抗震设计：

3) 直接进行大震作用下结构楼层的弹塑性变形可靠度验算：

$$P_f \{g_3(\bar{x}) \leq 0\} = P_f \{[\theta_p]h - \Delta u_p(\bar{x}) \leq 0\} \leq [P_{fp}] \quad (5)$$

式中： $[\theta_p]$ 为弹塑性层间位移角限值，按表 3 取值； h 为楼层的计算层高； $\Delta u_p(\bar{x})$ 为罕遇地震作用标准值产生的结构楼层内最大的弹塑性层间位移，它是设计变量 \bar{x} 的隐式函数； $[P_{fp}]$ 为与结构弹塑性变形目标可靠指标 $[\beta_p]$ 相对应的目标失效概率。

本文提出的全概率抗震设计具有以下特点：

1) 由于在式(3)一式(5)中，结构的地震反应 $\sigma_m(\bar{x})$ 、 $\Delta u_e(\bar{x})$ 和 $\Delta u_p(\bar{x})$ 一般是通过有限元的数值分析所得到的，所以不可能表达成为设计变量的显式形式。事实上，这些结果都是设计变量的高度非线性的隐式函数，因此对以上 3 种极限状态方程采用解析方法或近似方法(如 FORM 和 SORM)计算结构的失效概率将会遇到困难，需要采用全概率的数值模拟方法才能进行有效的求解。

2) 本文不仅在结构构件层次的承载能力概率极限状态设计实现了全概率设计，而且在结构楼层层次的弹性变形验算和弹塑性变形验算也都实现了全概率设计。

要进行上述变形可靠度验算，需要解决以下 4 个方面的问题：

1) 与结构正常使用极限状态相应的结构抗力

和地震作用的统计参数和概率模型的确定。

2) 与结构连续倒塌极限状态相应的结构抗力和地震作用的统计参数和概率模型的确定。

3) 满足结构正常使用极限状态的目标失效概率的确定。

4) 满足结构连续倒塌极限状态的目标失效概率的确定。

本文在下面结合具体算例对上述问题进行阐述。

4 算例分析

三层两跨钢框架如图 4 所示。一层和二层横梁全跨承受 14.28kN/m 的均布荷载，顶层横梁全跨承受 6.924kN/m 的均布荷载；结构构件梁柱均为工字形截面，初选为 150a，156a。梁截面面积为 $1.19 \times 10^{-2} \text{m}^2$ ，惯性矩为 $4.467 \times 10^{-4} \text{m}^4$ ；柱截面面积为 $1.35 \times 10^{-2} \text{m}^2$ ，惯性矩为 $6.559 \times 10^{-4} \text{m}^4$ 。该结构所在地区的抗震设防烈度为 8 度，场地为 II 类，设计地震分组为第一组。用底部剪力法计算各层地震剪力的标准值。结构构件承载能力目标可靠指标 $\beta_e = 1.50$ ；弹性变形目标可靠指标 $\beta_m = 0.80$ ，弹塑性变形目标可靠指标 $\beta_p = 1.20$ 。基于 ANSYS 采用全概率数值模拟方法求解结构失效概率，验算结构的强度可靠度、弹性可靠度及弹塑性变形可靠度，对钢框架结构进行全概率抗震设计。材料的弹性模量 E 及泊松比 μ 的统计参数如表 5 所示。

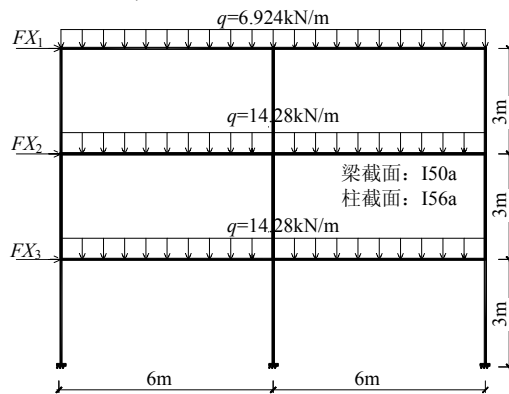


图 4 结构形式及荷载分布(3 层 2 跨)

Fig.4 Structural form and load distributing (3 floors and 2 stride)

表 5 弹性模量 E 及泊松比 μ 统计参数

Table 5 Parameters of Elastic modulus E and Major Poisson's ratios μ

随机变量	均值	变异系数	分布类型
E	$2 \times 10^{11} \text{N/m}^2$	0.05	正态
μ	0.3	0.05	正态

以下各表中：MCS 为蒙特卡罗抽样，ODRSM-MCS 为基于正交设计响应面的蒙特卡罗抽样，HSM1 为基于均匀设计响应面的蒙特卡罗直接抽样，HSM2 为基于均匀设计响应面的蒙特卡罗拉丁抽样，抽样次数均为 10000 次。

用底部剪力法计算各层地震剪力标准值 $FX_i(i=1,2,3)$ ， FX_i 服从极值 I 型分布，模型参数 $a = 2.34 / FX_i$ ， $b = 0.5FX_i$ ，具体取值见表 6、表 7。

表 6 水平地震作用统计参数(多遇地震)

Table 6 Parameters of horizontal load (frequent earthquake)

随机变量	a	b	分布类型
FX_1	1.0×10^{-5}	69978	极值 I 型
FX_2	1.6×10^{-5}	44850	极值 I 型
FX_3	3.15×10^{-5}	22425	极值 I 型

表 7 水平地震作用统计参数(罕遇地震)

Table 7 Parameters of horizontal load (rare earthquake)

随机变量	a	b	分布类型
FX_1	1.8×10^{-6}	393627	极值 I 型
FX_2	2.8×10^{-6}	252282	极值 I 型
FX_3	5.6×10^{-6}	126141	极值 I 型

1) 强度可靠度验算。

强度失效概率的计算结果如表 8 所示。

表 8 强度失效概率

Table 8 Failure probability of strength

抽样类型	MCS	ODRSM-MCS	HSM1	HSM2
$p_f\{\sigma_m > 1.72 \times 10^8\}$	2.1829×10^{-2}	2.16×10^{-2}	2.19×10^{-2}	2.18×10^{-2}

表中：MCS 为蒙特卡罗拉丁抽样，ODRSM-MCS 为基于正交设计响应面的蒙特卡罗抽样，HSM1 为基于均匀设计响应面的蒙特卡罗直接抽样，HSM2 为基于均匀设计响应面的蒙特卡罗拉丁抽样。

计算结果服从正态分布，则 $\beta_{ff} = -\Phi^{-1}(P_f) = 2.02 > [\beta_f] = 1.50$ ，其中 $[\beta_f]$ 是结构构件强度目标可靠指标，上式表明满足强度可靠指标验算的要求。

2) 弹性变形可靠度验算。

弹性变形失效概率的计算结果如表 9 所示。

表 9 弹性变形失效概率

Table 9 Failure probability of elastic displacement

抽样类型	MCS	ODRSM-MCS	HSM1	HSM2
$p_f\{\Delta u_e(\bar{x}) > 0.01\}$	2.15456×10^{-1}	2.113×10^{-1}	2.178×10^{-1}	2.181×10^{-1}

$\beta_{fe} = -\Phi^{-1}(P_f) = 0.75 < [\beta_e] = 0.80$ ，表明不能满足弹性变形可靠指标验算的要求。

3) 弹塑性变形可靠度验算。

弹塑性变形失效概率的计算结果如表 10 所示。

$\beta_{fp} = -\Phi^{-1}(P_f) = 0.24 < [\beta_p] = 1.20$ ，表明不满足弹塑性变形可靠指标验算的要求。

表 10 弹塑性变形失效概率

Table 10 Failure probability of elastic-plastic displacement

抽样类型	MCS	ODRSM-MCS	HSM1	HSM2
$p_f\{\Delta u_p(\bar{x}) > 0.06\}$	4.00549×10^{-1}	4.055×10^{-1}	4.012×10^{-1}	4.012×10^{-1}

上述计算结果表明，强度失效概率满足限值要求，而弹性变形和弹塑性变形失效概率均不能满足目标可靠指标的要求，分别调整结构的梁、柱截面为 I56a 和 I63a，重新进行可靠度计算，得到如下结果，其中结构构件增大截面后自然仍然满足强度可靠指标验算的要求。

1) 弹性变形可靠度验算。

弹性变形失效概率的计算结果如表 11 所示。

表 11 弹性变形失效概率

Table 11 Failure probability of elastic displacement

抽样类型	MCS	ODRSM-MCS	HSM1	HSM2
$p_f\{\Delta u_e(\bar{x}) > 0.01\}$	3.33173×10^{-2}	3.14673×10^{-2}	3.15758×10^{-2}	3.16263×10^{-2}

$\beta_{fe} = -\Phi^{-1}(P_f) = 1.8 > [\beta_e] = 0.80$ ，表明满足弹性变形可靠指标验算的要求。

2) 弹塑性变形可靠度验算。

弹塑性变形失效概率的计算结果如表 12 所示。

表 12 弹塑性变形失效概率

Table 12 Failure probability of elastic-plastic displacement

抽样类型	MCS	ODRSM-MCS	HSM1	HSM2
$p_f\{\Delta u_p(\bar{x}) > 0.06\}$	2.1157×10^{-2}	2.13×10^{-2}	2.13×10^{-2}	2.13×10^{-2}

$\beta_{fp} = -\Phi^{-1}(P_f) = 2.03 > [\beta_p] = 1.20$ ，表明满足弹塑性变形可靠指标验算的要求。

变形可靠指标也均满足限值要求。最终确定调整后的结构方案为最终的结构设计方案，完成抗震设计。

5 结论

结构的抗震设计要明确地确定结构在不同水平地震作用下的性能水准，就应该更合理地处理地震作用和结构性能存在的不确定因素，也就应该基于可靠度理论进行结构抗震设计。针对现行规范只在承载能力极限状态验算上体现近似概率设计的缺点，本文提出了基于变形可靠度验算的二阶段抗震设计方法。该方法采用可靠度的全概率计算方法，不但可以实现小震作用下结构构件承载能力极限状态下的全概率设计，而且可以实现小震作用下正常使用极限状态下的全概率设计和大震作用下连续倒塌极限状态下的全概率设计。设计实例表明，对于钢框架结构利用本文提出的方法可以实现

对其进行全概率抗震设计,具体步骤是通过反复修正结构构件尺寸,并同时验算此时结构构件和结构体系的抗震可靠度,直至使其满足目标可靠指标的要求。上述方法具有很强的操作性,是对结构全概率抗震设计方法的有益探索,也可为相关规范的修订提供一定的借鉴。

参考文献:

- [1] Collins K R, Eeri M. A reliability-based dual level seismic design procedure for building structures [J]. *Earthquake Spectra*, 1995, 11(3): 417—429.
- [2] Collins K R, Wen Y K, Han S W, Elwood K J. Dual-level designs of buildings under seismic load [J]. *Structural Safety*, 1996, 18(2-3): 195—224.
- [3] Collins K R, Wen Y K, Foutch D A. Dual-level seismic design: a reliability-based methodology [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1996, 25(12): 1433—1476.
- [4] Collins K R. Reliability-based seismic design procedures for buildings in the context of performance-based design [EB/OL]. <http://www-personal.engin.umich.edu/~kevinrc/reliability.html>, 1996.
- [5] Han S W, Wen Y K. Method of reliability in seismic design, I: Equivalent nonlinear systems [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1997, 123(3): 256—263.
- [6] Bertero R D, Bertero V V. Performance-based seismic engineering: The need for a reliable conceptual comprehensive approach [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 627—652.
- [7] Foschi R O, Li H, Zhang J. Reliability and performance-based design: a computational approach and applications [J]. *Structural Safety*, 2002, 24(2): 205—218.
- [8] 高小旺, 鲍霭斌. 抗震设防标准及各类建筑物抗震设计中“小震”与“大震”的取值[J]. *地震工程与工程振动*, 1989, 9(1): 58—66.
Gao Xiaowang, Bao Aibin. Anti-seismic level and values of ‘moderate’ and ‘major’ earthquake for various types of building in aseismic design [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1989, 9(1): 58—66. (in Chinese)
- [9] GBJ68-84, 建筑结构设计统一标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983.
GBJ68-84, Uniform standards in building structure design [S]. Beijing: China Building Industry Press, 1983. (in Chinese)
- [10] 高小旺, 鲍霭斌. 用概率方法确定抗震设防标准[J]. *建筑结构学报*, 1986, 7(2): 55—63.
Gao Xiaowang, Bao Aibin. Determination of anti-seismic level by probabilistic method [J]. *Journal of Building Structures*, 1986, 7(2): 55—63. (in Chinese)
- [11] 侯纲领. 结构可靠指标矢量、概率 Pushover 分析与体系可靠度[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2001.
Hou Gangling. Structural reliability indicator vector, probability Pushover analysis and system reliability [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2001. (in Chinese)
- [11] Wallace John W. Modelling issues for tall reinforced concrete core wall buildings [J]. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2007, 16: 615—632.
- [12] 韩小雷, 季静, 何伟球. 广州花园酒店西塔“白金五星级酒店”改造结构抗震试验研究报告[R]. 广州: 华南理工大学建筑学院, 2006.
Han Xiaolei, Ji Jing, He Weiqiu. The seismic experiment research report of Guangzhou Garden Hotel west tower structure [R]. Guangzhou: South China University of Technology, Architecture Collage, 2006. (in Chinese)
- [13] 韩小雷, 陈学伟, 吴培烽. OpenSEES 的剪力墙宏观单元的研究[J]. *世界地震工程*, 2008, 24(4): 76—81.
Han Xiaolei, Chen Xuewei, Wu Peifeng. Research on the shear wall macro-element of OpenSEES [J]. *World Earthquake Engineering*, 2008, 24(4): 76—81. (in Chinese)

(上接第 116 页)