

文章编号:1673-2049(2007)01-0007-05

基于响应面法的单层球壳简谐荷载下的破坏形式判别

包伟¹, 叶继红¹, 沈世钊²

(1. 东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 210096; 2. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090)

摘要:为了减小单层球面网壳在简谐荷载作用下的破坏形式判别中的计算量,避免反复试算,节约后处理时间,提出了利用响应面法计算结构可靠指标从而判别失效类型的方法:利用响应面法计算单层球面网壳在简谐荷载下基于位移失效模式的可靠指标;建立可靠指标和破坏形式之间的明确对应关系;获得判别单层球面网壳破坏形式的量化指标。研究表明,该方法能够准确地判别出结果,并具有高效率和实用性。

关键词:单层球壳;响应面法;破坏形式;简谐荷载;可靠指标

中图分类号:TU312.1 **文献标志码:**A

Failure Types Identification of Single-layer Spherical Shells Under Harmonic Loads Based on Response Surface Method

BAO Wei¹, YE Ji-hong¹, SHEN Shi-zhao²

(1. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, Jiangsu, China; 2. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, Heilongjiang, China)

Abstract: In order to reduce calculating workload of failure types identification of single-layer spherical shells under harmonic loads, avoid repeating calculation and save after-treatment time, reliability indexes were proposed to determine failure type of structure by using response surface method and the specific step included three aspects. Firstly, reliability indexes which accord to the response surface method of single-layer spherical shell based on displacement failure mode were calculated under harmonic loads. Furthermore, the specific corresponding relations between reliability indexes and failure types were established. Finally, the quantitative indexes were provided to determine failure types of structure of single-layer spherical shell. The research shows that the method can determine failure types accurately and is effective and practical.

Key words: single-layer spherical shell; response surface method; failure type; harmonic load; reliability index

0 引言

近年来,单层网壳结构在动荷载下的失效机理问题日益受到广大研究者的关注。网壳结构是一种

缺陷敏感性结构,几何非线性、材料非线性对结构的影响都比较明显,其破坏形式、破坏机理一直是研究的热点。单层球面网壳为正高斯曲率,在荷载作用下大部分杆件处于压弯状态,因此稳定问题就越发

收稿日期:2007-01-06

基金项目:国家自然科学基金重点项目(50338010)

作者简介:包伟(1982-),男,江苏镇江人,工学硕士研究生,E-mail:hello_bao@126.com。

突出。由于稳定问题参与其中,单层球面网壳结构在动荷载作用下可能发生的破坏形式有:①动力失稳倒塌;②塑性变形过大为主要原因的强度破坏;③由于结构的塑性开展导致结构刚度削弱和几何非线性导致的结构二阶变形两者的结合作用而产生的破坏。

目前对于破坏形式的判别一般基于结构的全过程响应曲线分析,根据结构的最大节点位移、塑性杆件比例及结构刚度的变化情况等指标判别其破坏形式^[1-3]。该方法虽然能够较为准确地获得判别结果,但需反复试算,计算量很大,后处理时间长。笔者拟通过响应面法计算单层球壳在给定激励频率不同幅值的简谐荷载下结构最大位移响应的可靠指标,得到球壳破坏形式和可靠指标之间的定量关系,从而通过少量计算即可判定单层球壳在给定荷载分布形式和类型下的破坏形式。

1 与几何法结合的响应面法

大型复杂工程结构常具有多种失效模式,每种失效模式均与许多构件甚至整个结构有关,同时还涉及材料、环境载荷等许多随机变量,失效函数值的求解一般基于结构的有限元分析,因而不存在对基本随机变量的明确表达式。Bucher 与 Bourgurd 提出了一种快速有效的解法——响应面法。在结构的可靠度分析中,结构的极限状态是由功能函数表示的,其形式为 $Z=g(X)$ 。响应面法的出发点就是通过有限次的试验,回归拟合一个合适的关系,从而代替真实的极限状态曲面 $g(X)$ 应用于可靠度的分析中^[4-11]。

由可靠指标的几何意义可知,在标准正态坐标系中,极限状态曲面上与坐标原点距离最近的点为验算点,其最短距离为可靠指标 β 。把 β 看成极限状态曲面上点 $P(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 的函数,求解可靠指标可以归结为求解以下约束优化模型

$$\min \beta^2 = \min \sum_{i=1}^n [(x_i - \mu_{x_i}) / \sigma_{x_i}]^2 \quad (1)$$

s. t.

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (2)$$

式中: μ_{x_i} 为 x_i 的均值; σ_{x_i} 为 x_i 的方差。

对于响应面法而言,约束方程式(2)即为响应面 $g(X)$

$$Z = g(X) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n \sum_{j \leq i}^n c_{ij} x_i x_j \quad (3)$$

式中: a 、 b_i 、 c_{ij} 为待定系数。通过中心复合设计方法采样,计算出待定因子的最小二乘估计值,进一步计

算出目标函数值,即可求出可靠指标。文献[4]中给出了响应面法的计算流程:

(1)假定初始迭代点 $\mathbf{x}^{(1)} = (x_1^{(1)}, x_2^{(1)}, \dots, x_n^{(1)})$, 一般取均值点。

(2)通过有限元等数值方法计算功能函数值 $g(x_1^{(1)}, x_2^{(1)}, \dots, x_n^{(1)})$ (中心试验点) 以及 $g(x_1^{(1)}, x_2^{(1)}, \dots, x_i^{(1)} \pm f\sigma_i x_i, \dots, x_{n-1}^{(1)}, x_n^{(1)})$ ($i=1, 2, \dots, n$), 其中 f 为任意值,可根据计算需要选取, σ_i 为随机变量 x_i 的标准差。

(3)解极限状态超定方程组,得待定系数,从而确定由式(3)表示的响应面函数。

(4)应用几何法求解验算点 $\mathbf{x}^{*(k)}$ 以及可靠指标 $\beta(k)$ 。

(5)计算 $|\beta(k) - \beta(k-1)|$ 小于给定精度(本文中为 0.05),如果条件满足,则输出 β ; 如果条件不满足,经线性插值式(4)得到新的展开点 $\mathbf{x}_M^{(k)}$, 返回步骤(2)再进行下一步迭代,直至收敛为止

$$\mathbf{x}_M^{(k)} = \mathbf{x}^{*(k-1)} + (\mathbf{x}^{*(k)} - \mathbf{x}^{*(k-1)}) \cdot \frac{g(\mathbf{x}^{*(k-1)})}{g(\mathbf{x}^{*(k-1)}) - g(\mathbf{x}^{*(k)})} \quad (4)$$

式中: k 为迭代步数; $\mathbf{x}_M^{(k)}$ 为第 k 次插值展开点向量; $\mathbf{x}^{*(k)}$ 为第 k 次设计点向量; $\mathbf{x}^{*(k-1)}$ 为第 $k-1$ 次设计点向量,当 $k=1$ 时,为随机向量的均值,即中心的采样点。

2 单层球壳破坏类型的判别

2.1 简谐荷载下单层球壳破坏准则

采用文献[3]中的极限荷载定义:当荷载幅值微小增加时,结构位移迅速增大直至结构倒塌破坏,那么其前一级荷载即为临界破坏荷载。

均布简谐荷载下,对于不同的激励频率,结构的最大节点位移全过程曲线在形状上有明显的不同:有的表现为随着荷载幅值的增大,结构最大节点位移值的增量并不明显,且在极限荷载前,全过程位移曲线的斜率大、结构刚度的变化小,结构整体变形小,结构破坏发生较为突然,将这一种破坏形态定义为动力失稳;有的表现为随荷载幅值的增加,结构最大节点位移值的增量明显,全过程位移曲线的斜率逐渐变小、结构刚度也不断削弱,结构整体变形较大,结构破坏前有一定的征兆,将这一种破坏形态定义为强度破坏,但两种类型的曲线并非界限分明,有一部分曲线处于两者中间的过渡状态。

根据文献[3],可以这样假设:对于相同的位移控制指标,两种破坏形态下,极限荷载 P_{cr} 处的可靠

指标 $\beta_{P_{cr}}$ 和 $P_{cr}/2$ 处对应的可靠指标 $\beta_{P_{cr}/2}$ 的比值应该有很大的差异,因此,定义破坏指标 $K_\beta = \beta_{P_{cr}/2} / \beta_{P_{cr}}$,找出 K_β 与破坏形式之间的规律,即能够从可靠度的角度判断结构的破坏类型,从而避免荷载-位移全过程曲线的反复试算。

响应面法本身决定了它在计算某级荷载的可靠指标时,考虑了荷载幅值、频率的小范围变化,并通过变序列方法迭代得到结果。这样,可以保证在某级荷载作用时,避免计算出失真的可靠指标,保证了破坏指标 K_β 的准确性。

2.2 算例选取

本文中以跨度为 40、50 m,矢跨比为 1/5、1/7 的 K8 型单层球面网壳结构为例(图 1),采用有限元分析软件 ANSYS 对网壳结构进行竖向简谐荷载的动力响应分析。40 m 跨度的单层球面网壳主肋杆件及环向杆件均采用 $\Phi 121 \times 3.5$ 钢管,腹杆采用 $\Phi 114 \times 3$ 钢管;50 m 跨度的单层球面网壳主肋杆件及环向杆件均采用 $\Phi 140 \times 4$ 钢管,腹杆采用 $\Phi 127 \times 3.5$ 钢管。支座为三向不动铰支座,分布在网壳最外环的每一节点处。结构承受均布静荷载为 $2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 。杆件采用三节点的梁单元(Beam189),材料为 Q235 钢(屈服强度 $\sigma_s = 2.35 \times 10^8 \text{ Pa}$,破坏强度 $\sigma_u = 3.75 \times 10^8 \text{ Pa}$,弹性模量 $E = 2.06 \times 10^{11} \text{ Pa}$)。设定其材料特征曲线,如图 2 所示。为与实际情况更为接近,采用考虑 Bauschinger 效应的 Mises 随动强化模型。Rayleigh 阻尼比为 0.02,不考虑结构的初始缺陷。

竖向均布简谐荷载形式为 $P = P_0 \sin(2\pi ft)$,作用时间为 20 s, f 为激励频率。

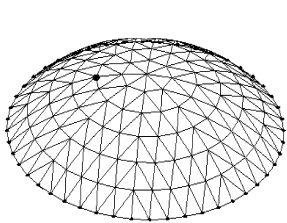


图 1 单层球面网壳结构
Fig. 1 Single-layer Spherical Shell Structure

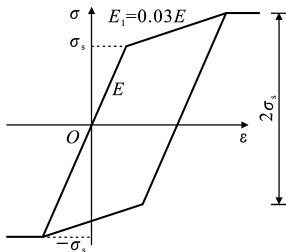


图 2 材料特性
Fig. 2 Material Property

2.3 算例验证

取跨度为 40 m、矢跨比为 1/5 的单层球壳在均布简谐荷载作用下,以节点最大位移 $u = 0.2 \text{ m}$ 作为失效指标,失效方程为 $Z = [u] - u_{\max}$,在荷载幅值接近 P_{cr} 和 $P_{cr}/2$ 处,利用响应面法计算球壳的 K_β 。设定 P_0 和 f 均服从标准正态分布,其中荷载方差

σ_P 视 P_0 大小选取:当 $P_0 > 10 \text{ kN}$ 时, $\sigma_P = 1 \text{ kN}$;当 $P_0 < 10 \text{ kN}$ 时, $\sigma_P = 0.1 \text{ kN}$ 。激励频率方差 σ_f 为 0.2 Hz 。采用变序列的采样方法,第 1 次迭代采样序列取 3 或 1,此后取 1,其他算例相同。

用最大熵法^[12]验证上述两算例。在采样点处, $\sigma_f = 0.2 \text{ Hz}$ 范围内取 25 个服从标准正态分布的随机数,采用 4 阶矩阵法计算概率密度函数,再计算可靠指标,两种算法的比较结果见表 1。

表 1 跨度 40 m、矢跨比 1/5 单层球壳两种算法的 K_β 比较
Tab. 1 Comparisons of K_β of 40 m Span and 1/5 Rise-span Ratio Single-layer Spherical Shell Using Two Algorithms

算法类别	强度破坏 ($P_{cr} = 6.0 \text{ kN}, f = 5.4 \text{ Hz}$)				动力失稳 ($P_{cr} = 14.6 \text{ kN}, f = 4.0 \text{ Hz}$)			
	采样点 荷载/kN	$P_0 \cdot P_{cr}^{-1}$	β	K_β	采样点 荷载/kN	$P_0 \cdot P_{cr}^{-1}$	β	K_β
响应面法	5.7	0.950	0.559 3	9.30	13.6	0.932	1.112 0	1.87
	2.7	0.455	5.198 8		6.3	0.432	2.077 6	
最大熵法	6.0	1.000	0.558 9	8.59	14.6	1.000	1.411 7	1.30
	3.0	0.500	4.798 8		7.3	0.500	1.838 4	

由表 1 可知,两种算法得到的破坏指标 K_β 基本相当,故本文中的响应面法程序是正确的。根据强度破坏的破坏特征,结构在两级荷载下的位移响应有很大变化,因此相对应的可靠指标 β 有很大差异,导致破坏指标很大;而与此相反,根据动力失稳的破坏特征,两级荷载下的结构位移差异小,导致 β 的差异也小, K_β 很小。结果表明,通过比较破坏指标 K_β ,可以明确地判别结构的破坏形式,说明了第 2.1 节的假设是合理可行的。

2.4 K_β 与破坏类型的关系

取第 2.2 节中算例,进行均布简谐荷载计算, P_{cr} 值和破坏类型根据文献[3]为已知。变换不同参数进一步考察 K_β 与结构破坏类型的关系,结果见表 2。

由表 2 可知,破坏指标 K_β 与破坏类型存在着明确的对应关系:在选取的 4 个位移失效指标 $[u]$ 下,强度破坏时, K_β 的值均大于 6,如果选取 $[u]$ 为 0.2 m 和 0.25 m,则 K_β 均大于 7;相反,动力失稳时, K_β 则小于 4,且一般均为 2 左右。

表 3 为跨度 50 m、矢跨比为 1/5 的结构在 3 种竖向简谐荷载($f = 1.5, 3.0, 5.0 \text{ Hz}$)下的 K_β 值,对比图 3 的全过程响应曲线(图 3 中纵坐标为计算荷载和极限荷载的比值),当 $f = 5.0 \text{ Hz}$ 时,曲线的上半段出现了动力失稳特征,而其节点最大位移在 $P_{cr}/2$ 之前迅速发展,故该结构破坏类型可定义为介于动力失稳和强度破坏之间,因此得到的 K_β 为 5~6;当 $f = 1.5 \text{ Hz}$ 时,结构为明显的动力失稳,故其破

坏指标 K_β 小于 4; 当 $f=3.0$ Hz 时, 结构为明显的强度破坏, 所以其破坏指标 K_β 大于 6。由此可见, 根据 K_β 对处于中间类型的破坏形式也能有很好的反映。

3 结 语

判别单层网壳的破坏类型, 目前大都采用全过

程分析的方法, 需要反复试算, 计算量大。笔者通过响应面法研究单层球壳基于位移失效模式的可靠指标, 引入破坏指标 K_β 这一参数, 建立了其与破坏类型的定量关系。对于中等跨度的单层球壳, 在均布简谐荷载作用下, 选取跨度的 1/200 作为指标建立极限状态方程, 计算可靠指标 β 和破坏指标 K_β 。当 K_β 值小于 4 时, 破坏类型为动力失稳; 当 K_β 的值大

表 2 单层球壳的 K_β 值
Tab. 2 K_β Values of Single-layer Spherical Shells

跨度/m	矢跨比	荷载类型		破坏类型	指标	不同位移失效指标(m)对应的指标值			
						0.30	0.25	0.20	0.15
40	1/5	水平	$P_{cr}=9.6$ kN $f=3.0$ Hz	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	0.506 71	0.420 86	0.302 96	0.105 32
					$\beta_{P_{cr}/2}$	3.579 5	2.979 8	2.571 0	1.144 6
					K_β	7.06	7.08	8.48	10.87
			$P_{cr}=24.5$ kN $f=1.3$ Hz	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	5.206 0	4.177 2	2.905 2	1.582 4
					$\beta_{P_{cr}/2}$	9.551 9	8.225 3	6.707 9	4.881 8
					K_β	1.83	1.97	2.31	3.09
		竖向	$P_{cr}=22$ kN $f=6.8$ Hz	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	0.818 70	0.525 17	0.339 92	0.262 90
					$\beta_{P_{cr}/2}$	5.791 90	4.822 05	3.698 80	2.323 70
					K_β	7.07	8.42	10.88	8.84
			$P_{cr}=14.6$ kN $f=4.0$ Hz	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	1.751 80	1.466 10	1.112 00	0.583 96
					$\beta_{P_{cr}/2}$	2.880 9	2.507 3	2.077 6	1.555 2
					K_β	1.64	1.71	1.87	2.66
40	1/7	水平	$P_{cr}=7.4$ kN $f=3.0$ Hz	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	0.665 68	0.455 24	0.212 94	0.081 50
					$\beta_{P_{cr}/2}$	4.222 9	3.293 7	2.486 8	1.571 8
					K_β	6.34	7.24	11.68	19.28
			$P_{cr}=21$ kN $f=4.4$ Hz	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	5.235 2	4.044 8	2.428 2	2.171 1
					$\beta_{P_{cr}/2}$	5.583 4	4.838 0	3.971 8	2.895 7
					K_β	1.07	1.20	1.64	1.33
		竖向	$P_{cr}=6.3$ kN $f=2.8$ Hz	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	0.966 40	0.809 4	0.267 12	0.196 60
					$\beta_{P_{cr}/2}$	8.065 1	7.014 40	5.795 0	4.284 6
					K_β	8.35	8.67	21.69	21.79
			$P_{cr}=56.5$ kN $f=8.4$ Hz	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	3.506 1	2.977 1	2.339 4	1.471 7
					$\beta_{P_{cr}/2}$	6.561 5	5.784 4	4.893 1	3.814 9
					K_β	1.87	1.94	2.09	2.59
50	1/5	水平	$P_{cr}=21.7$ kN $f=3.2$ Hz	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	0.810 96	0.120 79	-0.632 00	-1.025 60
					$\beta_{P_{cr}/2}$	9.242 9	7.521 1	5.626 8	3.494 5
					K_β	11.40	62.27	∞	∞
			$P_{cr}=27.3$ kN $f=1.3$ Hz	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	5.777 4	4.858 2	3.568 0	1.797 0
					$\beta_{P_{cr}/2}$	6.536 1	5.803 1	5.348 1	4.416 0
					K_β	1.13	1.19	1.50	2.46
		竖向	$P_{cr}=14.5$ kN $f=3.0$ Hz	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	2.399 00	0.815 59	0.593 67	0.186 63
					$\beta_{P_{cr}/2}$	15.054 0	5.807 7	5.025 2	1.222 9
					K_β	6.27	7.12	8.46	6.55
			$P_{cr}=32.8$ kN $f=1.5$ Hz	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	6.747 1	5.912 6	4.951 2	3.777 6
					$\beta_{P_{cr}/2}$	15.052 0	13.140 1	10.942 0	8.269 0
					K_β	2.23	2.22	2.21	2.19

续表 2

跨度/m	矢跨比	荷载类型		破坏类型	指标	不同位移失效指标(m)对应的指标值			
						0.30	0.25	0.20	0.15
50	1/7	水平	$P_{cr}=3.7\text{ kN}$ $f=2.0\text{ Hz}$	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	0.907 120	0.577 900	0.486 920	0.081 632
					$\beta_{P_{cr}/2}$	6.844 5	5.765 5	4.479 9	2.957 7
					K_{β}	7.55	9.98	9.20	36.32
			$P_{cr}=14\text{ kN}$ $f=3.0\text{ Hz}$	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	7.680 6	6.260 3	4.531 1	3.467 8
					$\beta_{P_{cr}/2}$	26.279	22.757	16.953	13.383
					K_{β}	3.42	3.63	3.74	3.86
		竖向	$P_{cr}=1.7\text{ kN}$ $f=3.6\text{ Hz}$	强度破坏	$\beta_{P_{cr}}$	0.241 01	0.044 44	-0.121 90	-0.213 12
					$\beta_{P_{cr}/2}$	3.299 5	2.876 8	2.391 9	1.805 2
					K_{β}	13.69	64.73	∞	∞
			$P_{cr}=6.3\text{ kN}$ $f=2.4\text{ Hz}$	动力失稳	$\beta_{P_{cr}}$	3.641 3	3.161 8	2.600 3	1.891 5
					$\beta_{P_{cr}/2}$	10.187 0	9.005 7	7.656 5	6.038 9
					K_{β}	2.80	2.85	2.94	3.19

注:当可靠指标小于 0 时视为 0,所以 K_{β} 为无穷大;位移失效指标为失效方程中位移的取值。

表 3 跨度 50 m、矢跨比 1/5 的单层球壳竖向简谐荷载下的 K_{β} 值

Tab. 3 K_{β} Values of 50 m Span and 1/5 Rise-span Ratio Single-layer Spherical Shell Under Vertical Harmonic Loads

荷载类型	指标	不同位移失效指标(m)对应的指标值			
		0.30	0.25	0.20	0.15
$P_{cr}=32.8\text{ kN}$ $f=1.5\text{ Hz}$	$\beta_{P_{cr}}$	6.747 1	5.912 6	4.951 2	3.777 6
	$\beta_{P_{cr}/2}$	15.052 0	13.140 1	10.942 0	8.269 0
	K_{β}	2.23	2.22	2.21	2.19
$P_{cr}=14.5\text{ kN}$ $f=3.0\text{ Hz}$	$\beta_{P_{cr}}$	2.399 00	0.815 59	0.593 67	0.186 63
	$\beta_{P_{cr}/2}$	15.054 0	5.807 7	5.025 2	1.222 9
	K_{β}	6.27	7.12	8.46	6.55
$P_{cr}=13.0\text{ kN}$ $f=5.0\text{ Hz}$	$\beta_{P_{cr}}$	1.122 3	0.729 31	0.413 29	0.120 41
	$\beta_{P_{cr}/2}$	6.049 10	3.879 90	2.165 64	0.617 83
	K_{β}	5.38	5.32	5.24	5.13

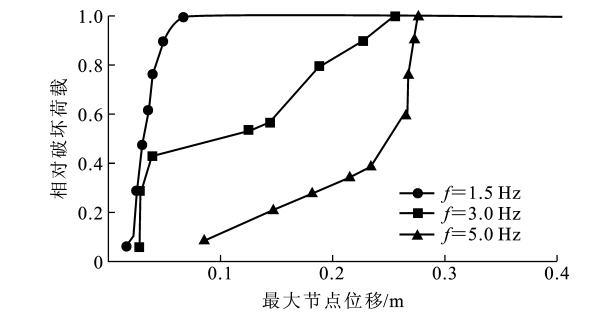


图 3 跨度 50 m、矢跨比 1/5 单层球壳竖向简谐荷载下最大节点位移全过程曲线

Fig. 3 Node Maximum Displacement Hydrograph of 50 m Span and 1/5 Rise-span Ratio Single-layer Spherical Shell Under Vertical Harmonic Loads

于 6 时,可视为强度破坏;当 K_{β} 为 4~6 时,结构的破坏类型为中间状态。本文中仅对简谐荷载进行了分析,同时所用算例的极限荷载 P_{cr} 是已知的,后续

的研究工作是在 P_{cr} 未知条件下,通过 K_{β} 判别结构破坏类型,从而达到预测结构破坏形式的目的。

参考文献:
References:

[1] 郭海山,沈世钊. 单层网壳结构动力稳定性分析方法[J]. 建筑结构学报,2003,24(3):1-9.
GUO Hai-shan, SHEN Shi-zhao. Analysis Method of Dynamic Stability of Single-layer Reticulated Domes [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(3): 1-9.

[2] 沈世钊,支旭东. 球面网壳结构在强震下的失效机理[J]. 土木工程学报,2005,38(1):11-20.
SHEN Shi-zhao, ZHI Xu-dong. Failure Mechanism Reticular Shells Subjected to Dynamic Actions [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(1): 11-20.

[3] 苑宏宇. 单层球面网壳的最不利动荷载分析和动力失效分析[D]. 南京:东南大学,2006.
YUAN Hong-yu. The Most Unfavorable Dynamic Loads and Dynamic Failure Analysis of Single-layer Spherical Shells [D]. Nanjing: Southeast University, 2006.

[4] 佟晓利,赵国藩. 一种和结构可靠度分析几何法相结合的响应面方法[J]. 土木工程学报,1997,30(4):51-57.
TONG Xiao-li, ZHAO Guo-fan. The Response Surface Method in Conjunction with Geometric Method in Structural Reliability Analysis [J]. China Civil Engineering Journal, 1997, 30(4): 51-57.

[5] 朱静,郭军,陆鑫森. 一种新的结构可靠性计算方法——响应面法[J]. 上海交通大学学报,1995,29(2):26-31.

- chitecture and Civil Engineering, 2005, 22(2): 25-29.
- [7] 苏东君, 王毅红, 傅鹏斌, 等. 西安市低洼棚户改造房屋的抗震性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 63-66.
- SU Dong-jun, WANG Yi-hong, FU Peng-bin, et al. Seismic Performance of Reconstructing Low-lying Shanty in Xi'an[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3): 63-66.
- [8] 马玉平, 马 昕, 崔建涛. 高强度混凝土试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 67-69.
- MA Yu-ping, MA Xin, CUI Jian-tao. Experimental Research on High-strength Concrete[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3): 67-69.
- [9] 郭军庆, 王雪韵, 雷自学, 等. 加芯混凝土框架柱轴压比限值试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(4): 45-49.
- GUO Jun-qing, WANG Xue-yun, LEI Zi-xue, et al. Experimental Research on Limit Value of Axial Compression Ratio for Concrete Frame Columns with Central Reinforcement[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(4): 45-49.
- [10] 王锁军, 王元清, 吴 杰, 等. 组合梁刚度对组合框架的抗震性能影响分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 39-44.
- WANG Suo-jun, WANG Yuan-qing, WU Jie, et al. Analysis of Composite Beam Rigidity Influencing Seismic Properties of Composite Frame[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 39-44.
- [11] 吕建民, 郭玉荣, 肖 岩. 结构远程协同试验研究进展[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(4): 38-43.
- LU Jian-min, GUO Yu-rong, XIAO Yan. Research Advances of Structural Remote Collaborative Experiments[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(4): 38-43.
- [12] 田石柱, 王大鹏, 张洪涛. 应用 MTS“计算命令控制”的拟动力试验[C]//陈志鹏, 王宗纲, 聂建国. 土木工程结构试验与检测技术暨结构试验课教学研讨会论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006: 87-91.
- TIAN Shi-zhu, WANG Da-peng, ZHANG Hong-tao. Pseudo-dynamic Testing with “Calculation Command Control” of MTS System[C]//CHEN Zhi-peng, WANG Zong-gang, NIE Jian-guo. Symposium Memoir of Structural Testing for Civil Engineering, Measuring Technology and Teaching of Structural Testing Class. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006: 87-91.

(上接第 11 页)

- ZHU Jing, GUO Jun, LU Xin-sen. A New Structure Reliability Analysis Method—Response Surface Method[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 1995, 29(2): 26-31.
- [6] 武清玺, 卓家寿. 二序列响应面法分析重力坝的动力可靠度[J]. 振动工程学报, 2001, 14(2): 224-227.
- WU Qing-xi, ZHUO Jia-shou. Dynamic Reliability Analysis of Gravity Dams Using a Second-order Sequence Response Surface Method[J]. Journal of Vibration Engineering, 2001, 14(2): 224-227.
- [7] 董 聪, 夏人伟. 现代结构系统可靠性评估理论研究进展[J]. 力学进展, 1995, 25(4): 537-548.
- DONG Cong, XIA Ren-wei. Advances in the Modern Reliability Evaluation Theory of Structure Systems[J]. Advances in Mechanics, 1995, 25(4): 537-548.
- [8] 董 聪, 刘西拉. 非线性结构系统可靠度理论及其模拟方法[J]. 土木工程学报, 1998, 31(1): 33-43.
- DONG Cong, LIU Xi-la. A Reliability Theory and Simulation of Nonlinear Structural System[J]. China Civil Engineering Journal, 1998, 31(1): 33-43.
- [9] 赵国藩, 金伟良, 贡金鑫. 结构可靠度理论[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- ZHAO Guo-fan, JIN Wei-liang, GONG Jin-xin. Structural Reliability Theory[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2000.
- [10] 贺拴海, 吕颖钊. 考虑材料耐久性的在役混凝土结构可靠度研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(1): 71-75.
- HE Shuan-hai, LU Ying-zhao. Reliability Research of Existing Reinforced Concrete Structures[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(1): 71-75.
- [11] 杨 俊. 基于响应面方法的空间张弦梁结构可靠度分析[D]. 南京: 东南大学, 2006.
- YANG Jun. Research on Reliability of Spatial Beam String Structure Based on Response Surface Method[D]. Nanjing: Southeast University, 2006.
- [12] 孟庆生. 信息论[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1989.
- MENG Qing-sheng. Information Theory[M]. Xi'an: Xi'an Jiaotong University Press, 1989.