

基于正交试验的连续刚构桥地震响应 敏感性参数分析^{*}

周勇军¹ 全 伟² 贺拴海¹

(1. 长安大学桥梁与隧道陕西省重点实验室, 西安 710064 2. 大连理工大学土木水利学院, 辽宁大连 116024)

摘要: 利用大型有限元程序, 对某一连续刚构桥进行了地震响应敏感性参数分析。基于正交试验, 采用地震时程分析法研究了桥梁跨数和墩高、行波波速、桩土作用、地震波类型等参数对连续刚构桥地震响应的影响。发现不同的反应值, 如最大弯矩和最大位移对应了不同的敏感性参数。在所考虑的因素中, 墩高和桩土作用对连续刚构桥的地震响应影响较大。

关键词: 连续刚构桥; 正交试验; 地震响应; 敏感参数

中图分类号: P315.9 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0666-(2006)02-0176-06

0 引言

我国西北、西南地区大部分属于山岭重丘区, 地势起伏较大, 在这些地区修建桥梁时, 连续刚构桥因为造型流畅、力学韵律感强、跨越距离大等特点而成为首选方案, 同时上述地区地震活动频繁, 桥梁抗震设计不可忽视。在桥梁初步设计时, 由于影响桥梁地震反应的因素很多, 如果对每个因素都逐一分析, 计算工程量将会非常庞大。而正交试验因为可以大大减少试验次数已在机械设计、配合比试验等方面得到大量应用, 但在土木工程方面特别是桥梁抗震数值试验方面的研究还比较少。本文在对一高墩大跨径连续刚构桥的有限元分析中, 将模型参数看作随机变量, 并将一次数值计算分析作为一次试验, 采用正交试验设计及其统计分析方法研究多个设计参数对结构地震响应的敏感性, 并分析影响计算结果的主要参数和次要参数。

1 正交试验设计及其统计分析方法

在室内外试验工作中, 当遇到影响因素较多的情况时, 如果要进行全面分析, 工作量将会很大。正交试验是一种可以合理安排多因素试验方案、解决多因素试验问题的有效方法。通过正交试验设计, 既可大大减少试验次数, 又可以达到全面试验

分析的目的, 即找出各因素对试验考核指标 (即试验观测数据) 的影响规律^[1, 2]。

1.1 正交表的概念

设 X 是一个 $n \times k$ 矩阵, 它的元素由 $1, 2, 3, \dots, m_j$ 所构成, 如果矩阵 X 的任意两列都搭配均衡, 则称 X 是一个正交表。在多因素的正交试验中, 正交表的左边一般为行号 (即试验编号), 上方一般为列号 (即因素号), 可把正交表简记为

$$L_n(m_1 \times m_2 \times \dots \times m_k)$$

式中, L 为正交表代号; n 为正交表的行数 (即需安排 n 次试验); m_i 为正交表列数 (最多能够安排 k 个因素), 并且第 j 列的元素有 m_j 个水平。当 $m_1 = m_2 = \dots = m_k$ 时, 称为 m 水平正交表, 简记为 $L_n(m^k)$ 。

1.2 正交试验设计的统计分析

正交试验设计的统计分析方法有极差分析法和方差分析法。极差分析法是通过计算各因素在各水平下考核指标的平均值及其极差, 以及绘制因素与考核指标的走势图, 来分清各因素对考核指标影响的主次顺序和各因素与考核指标的关系。方差分析法就是把考核指标总的波动分解为反映因素水平变化的波动和反映试验误差的波动两部分。由于本文所指的试验是数值模拟, 不存在传统意义上的人为试验误差。

^{*} 收稿日期: 2005-07-11.

基金项目: 国家西部交通科技项目 (200231822329) 资助。

2 参数敏感性分析

2.1 工况概况

某高墩大跨径连续刚构桥, 主跨跨径组合为 110m+200m+200m+110m, 上部结构主梁采用单箱单室结构, 箱梁下底板宽 7m, 上顶板宽 13.5m, 梁高沿跨径方向呈二次抛物线变化, 在墩顶处高 11m, 跨中处高 3m, 下部结构为双薄壁式空心墩, 桩基直径为 2m。该桥处于 II 类场地上, 结构场地地震动峰值加速度系数为 0.20。大桥箱梁混凝土标号为 50 号, 桥墩混凝土标号为 40 号, 承台、桩基均使用 30 号混凝土浇筑。

2.2 有限元正交试验设计

根据研究需要, 计算模型桥跨分别布置为 110m+200m+110m 或者 110m+3×200m+110m, 并假设所有桥墩高度均相等。采用大型有限元通用程序进行计算时, 主梁、桥墩均简化为空间梁单元, 边墩的竖向位移 K 、横向位移及扭转位移受到约束, 其他自由度释放。阻尼采用正交 Rayleigh 阻尼矩阵

$$C = \alpha M + \beta K$$

(1)

其中,

$$\alpha = \frac{2(\xi_j \omega_i - \xi_i \omega_j) \omega_i \omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2};$$
$$\beta = \frac{2(\xi_i \omega_i - \xi_j \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}; \xi_i \text{ 为第 } i \text{ 阶振型阻尼比, } \xi_i$$

$= 0.05$, ω_i 为结构相应的第 i 阶频率^[3]。

在考虑桩土相互作用的模型时采用动力 Winkler 地基上的梁模型, 将桩离散为梁单元, 在节点处考虑水平位移和转角, 将桩体的质量集中在节点处。土体由离散的弹簧—阻尼器系统代替, 侧向土的性质在两个正交方向彼此无关, 土的抗力在轴向、侧向和扭转方向上不耦合, 且属于小位移情况 (图 1)。等代土弹簧的刚度 K_s 由土介质的 m 值计算

$$K_s = ab_p m z$$

(2)

其中, a 为土层的厚度, b_p 为桩柱的计算宽度; 按照规范的有关规定取值; z 为土层的深度^[3,4]。

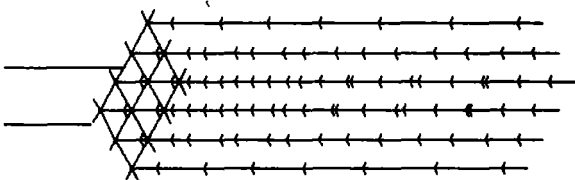


图1 桩基空间计算模型

为了比较地震波的类型对结构地震响应的影响, 将地震波的最大幅值均调到 0.2g。由于影响高墩大跨径刚构桥动力性质的因素很多, 结构的地震响应涉及到多因素分析的问题, 本研究仅考虑桥墩高度、下部结构计算模型、行波波速、桥跨数、地震波类型等参数对连续刚桥地震响应的影响。笔者在各水平上选择的参数见表 1。根据试验情况, 选择 $L_{18} (6^1 \times 3^6)$ 正交表来安排试验^[5]。

表 1 地震反应的数值分析因素水平表

水平	因素				
	桥墩高度 (A) m	下部计算 模型 (B)	行波波速 (C) m·s ⁻¹	跨数 (D)	地震波 (E)
水平 1	60	墩底固结	400	3跨	E1C entro波
水平 2	70	考虑桩土作用	1000	4跨	Taf波
水平 3	80	桩底固结	∞	5跨	天津波
水平 4	90	—	—	—	—
水平 5	100	—	—	—	—
水平 6	110	—	—	—	—

从上表可以看出, 对于 5 个因素共 18 个水平的交叉试验如果采用普通试验法共需 486 次, 而采用正交试验法仅需要 18 次, 从而大大减小了试验次数。

2.3 试验结果分析

将地震波沿桥梁纵向输入, 考察指标分别为墩梁固接处主梁根部弯矩、墩顶弯矩以及墩底弯矩。各工况下控制点弯矩分析见表 2。

表 2

有限元正交数值试验及结果 (单位: $10^7\text{N}\cdot\text{m}$)

试验号	主梁根部弯矩		墩顶弯矩		墩底弯矩	
1	7. 08		12. 70		13. 70	
2	15. 00		12. 90		13. 40	
3	7. 11		5. 37		5. 07	
4	6. 47		10. 30		12. 20	
5	9. 36		8. 76		8. 76	
6	6. 97		4. 89		4. 66	
7	7. 19		8. 10		8. 98	
8	7. 64		9. 24		6. 31	
9	3. 45		3. 32		3. 46	
10	6. 34		9. 21		6. 86	
11	6. 57		6. 41		6. 69	
12	3. 08		3. 12		3. 29	
13	5. 42		8. 12		6. 89	
14	6. 22		5. 93		5. 50	
15	3. 07		3. 39		3. 34	
16	5. 47		5. 56		8. 01	
17	5. 18		7. 04		5. 59	
18	3. 61		3. 93		4. 07	
	$T_{A1}=29. 19$	$K_{A1}= 9. 73$	$T_{A1}=30. 97$	$K_{A1}=10. 3$	$T_{A1}=32. 17$	$K_{A1}=10. 7$
	$T_{A2}=22. 80$	$K_{A2}=7. 6$	$T_{A2}=23. 95$	$K_{A2}=7. 98$	$T_{A2}=25. 62$	$K_{A2}=8. 54$
	$T_{A3}=18. 28$	$K_{A3}=6. 09$	$T_{A3}=20. 66$	$K_{A3}=6. 89$	$T_{A3}=18. 75$	$K_{A3}=6. 25$
	$T_{A4}=15. 99$	$K_{A4}=5. 33$	$T_{A4}=18. 74$	$K_{A4}=6. 25$	$T_{A4}=16. 84$	$K_{A4}=5. 61$
	$T_{A5}=14. 71$	$K_{A5}=4. 9$	$T_{A5}=17. 44$	$K_{A5}=5. 81$	$T_{A5}=15. 73$	$K_{A5}=5. 24$
	$T_{A6}=14. 26$	$K_{A6}=4. 75$	$T_{A6}=16. 53$	$K_{A6}=5. 51$	$T_{A6}=17. 67$	$K_{A6}=5. 89$
	$T_{B1}=37. 97$	$K_{B1}=6. 33$	$T_{B1}=53. 99$	$K_{B1}=9. 00$	$T_{B1}=56. 64$	$K_{B1}=9. 44$
	$T_{B2}=49. 97$	$K_{B2}=8. 33$	$T_{B2}=50. 28$	$K_{B2}=8. 38$	$T_{B2}=46. 25$	$K_{B2}=7. 71$
	$T_{B3}=27. 29$	$K_{B3}=4. 55$	$T_{B3}=24. 02$	$K_{B3}=4. 00$	$T_{B3}=23. 89$	$K_{B3}=3. 98$
	$T_{C1}=33. 57$	$K_{C1}=5. 6$	$T_{C1}=43. 06$	$K_{C1}=7. 18$	$T_{C1}=41. 69$	$K_{C1}=6. 95$
	$T_{C2}=45. 33$	$K_{C2}=7. 56$	$T_{C2}=44. 96$	$K_{C2}=7. 49$	$T_{C2}=43. 47$	$K_{C2}=7. 25$
	$T_{C3}=36. 33$	$K_{C3}=6. 06$	$T_{C3}=40. 27$	$K_{C3}=6. 71$	$T_{C3}=41. 62$	$K_{C3}=6. 94$
	$T_{D1}=39. 51$	$K_{D1}=6. 59$	$T_{D1}=46. 16$	$K_{D1}=7. 69$	$T_{D1}=44. 85$	$K_{D1}=7. 48$
	$T_{D2}=36. 46$	$K_{D2}=6. 08$	$T_{D2}=41. 44$	$K_{D2}=6. 91$	$T_{D2}=41. 47$	$K_{D2}=6. 91$
	$T_{D3}=39. 26$	$K_{D3}=6. 54$	$T_{D3}=40. 69$	$K_{D3}=6. 78$	$T_{D3}=40. 46$	$K_{D3}=6. 74$
	$T_{E1}=33. 40$	$K_{E1}=5. 57$	$T_{E1}=42. 59$	$K_{E1}=7. 1$	$T_{E1}=45. 62$	$K_{E1}=7. 6$
	$T_{E2}=43. 17$	$K_{E2}=7. 2$	$T_{E2}=41. 83$	$K_{E2}=6. 97$	$T_{E2}=45. 78$	$K_{E2}=7. 63$
	$T_{E3}=38. 66$	$K_{E3}=6. 44$	$T_{E3}=43. 87$	$K_{E3}=7. 31$	$T_{E3}=35. 38$	$K_{E3}=5. 9$

注: T_{ij} 表示第 i 个因素在第 j 个水平下进行试验得到的指标总和, K_{ij} 表示第 i 个因素在第 j 个水平下进行试验的指标平均值, 以下同。

桥墩底部在各工况下的内力以及全桥最大位移见表 3。

2.4 参数敏感性分析

对正交试验设计计算的数据结果进行极差分析, 结果如表 4所示, 同时绘制各因素与考核指标的趋势图 (图 2)。

由表 4以及图 2可知:
(1) 对于主梁根部弯矩, 因素 A 的级差最大, 即改变桥墩高度对上部结构最大负弯矩的地震响应影响最大; 其次是因素 B 即下部结构计算模型, 上部结构的跨数的影响最小。同时, 由级差分析可知, 随着墩高的增加, 上部结构负弯矩逐渐减小,

但桩、土共同作用后, 上部结构负弯矩增加了。
(2) 对于墩顶弯矩, 因素 A 和 B 影响比较大, 在几个因素中, 对地震波类型的敏感性最小。同样, 随着墩高的增加, 墩顶的弯矩逐渐减小, 在考虑了行波效应、改变结构的跨数以及输入不同的地震波类型后, 墩顶弯矩的变化比较平缓, 在考虑桩、土共同作用后, 墩顶弯矩减小了。
(3) 对于墩底弯矩, 仍然是因素 A 和 B 的影响比较大, 但它对行波效应的敏感性最小, 同样, 随着墩高的增加, 墩底的弯矩先是逐渐减小, 墩高达一定高度后, 反应值有所反弹, 考虑行波效应及改变结构的跨数, 墩顶弯矩变化的幅度比较缓慢,

考虑桩、土共同作用后，墩底的弯矩减小。

(4) 对墩底剪力和墩底轴力来说，分析的结果和墩底弯矩类似，不再赘述。

(5) 从上部结构最大位移来看，因素 A 和 B 的影响依然最为显著，接下来依次是结构跨数、行波效应，和地震波的类型，但总体上来说，几个因素带来的地震最大位移的平均值相差不大。

表 3 有限元正交数值试验及结果续						
试验号	墩底剪力 /10 ⁶ N		墩底轴力 /10 ⁶ N		最大位移 /cm	
1	5. 11		17. 00		9. 40	
2	5. 20		10. 10		13. 21	
3	1. 47		7. 27		10. 80	
4	3. 66		12. 70		10. 65	
5	3. 20		5. 65		11. 19	
6	1. 16		8. 55		10. 06	
7	3. 25		10. 00		10. 39	
8	2. 65		12. 10		10. 97	
9	0. 92		1. 93		10. 96	
10	2. 88		13. 90		12. 36	
11	2. 18		5. 17		11. 81	
12	0. 81		2. 17		13. 37	
13	2. 79		8. 87		12. 29	
14	1. 94		5. 66		9. 65	
15	0. 77		3. 20		14. 37	
16	3. 49		5. 66		10. 42	
17	2. 77		7. 37		11. 56	
18	0. 89		3. 21		18. 66	
$T_{A1}=11.78$		$K_{A1}=3.93$	$T_{A1}=34.37$	$K_{A1}=11.46$	$T_{A1}=33.41$	$K_{A1}=11.14$
$T_{A2}=8.02$		$K_{A2}=2.67$	$T_{A2}=26.90$	$K_{A2}=8.97$	$T_{A2}=31.90$	$K_{A2}=10.63$
$T_{A3}=6.82$		$K_{A3}=2.27$	$T_{A3}=24.03$	$K_{A3}=8.01$	$T_{A3}=32.32$	$K_{A3}=10.77$
$T_{A4}=5.87$		$K_{A4}=1.96$	$T_{A4}=21.24$	$K_{A4}=7.08$	$T_{A4}=37.54$	$K_{A4}=12.51$
$T_{A5}=5.50$		$K_{A5}=1.83$	$T_{A5}=17.73$	$K_{A5}=5.91$	$T_{A5}=36.31$	$K_{A5}=12.10$
$T_{A6}=7.15$		$K_{A6}=2.38$	$T_{A6}=16.24$	$K_{A6}=5.41$	$T_{A6}=40.64$	$K_{A6}=13.55$
$T_{B1}=21.18$		$K_{B1}=3.53$	$T_{B1}=68.13$	$K_{B1}=11.36$	$T_{B1}=65.51$	$K_{B1}=10.92$
$T_{B2}=17.94$		$K_{B2}=2.99$	$T_{B2}=46.05$	$K_{B2}=7.68$	$T_{B2}=68.39$	$K_{B2}=11.40$
$T_{B3}=6.03$		$K_{B3}=1.00$	$T_{B3}=26.33$	$K_{B3}=4.39$	$T_{B3}=78.22$	$K_{B3}=13.04$
$T_{C1}=15.61$		$K_{C1}=2.60$	$T_{C1}=42.99$	$K_{C1}=7.17$	$T_{C1}=68.77$	$K_{C1}=11.46$
$T_{C2}=15.32$		$K_{C2}=2.55$	$T_{C2}=51.42$	$K_{C2}=8.57$	$T_{C2}=74.33$	$K_{C2}=12.39$
$T_{C3}=14.22$		$K_{C3}=2.37$	$T_{C3}=46.10$	$K_{C3}=7.68$	$T_{C3}=69.02$	$K_{C3}=11.50$
$T_{D1}=16.20$		$K_{D1}=2.7$	$T_{D1}=49.20$	$K_{D1}=8.2$	$T_{D1}=73.11$	$K_{D1}=12.19$
$T_{D2}=15.16$		$K_{D2}=2.53$	$T_{D2}=51.14$	$K_{D2}=8.523$	$T_{D2}=63.87$	$K_{D2}=10.65$
$T_{D3}=13.78$		$K_{D3}=2.3$	$T_{D3}=40.17$	$K_{D3}=6.695$	$T_{D3}=75.14$	$K_{D3}=12.52$
$T_{E1}=14.70$		$K_{E1}=2.45$	$T_{E1}=45.67$	$K_{E1}=7.612$	$T_{E1}=71.13$	$K_{E1}=11.86$
$T_{E2}=16.72$		$K_{E2}=2.79$	$T_{E2}=36.78$	$K_{E2}=6.13$	$T_{E2}=72.95$	$K_{E2}=12.16$
$T_{E3}=13.72$		$K_{E3}=2.29$	$T_{E3}=58.06$	$K_{E3}=9.677$	$T_{E3}=68.04$	$K_{E3}=11.34$

表 4 极差分析结果表					
因素	A	B	C	D	E
主梁根部弯矩 /10 ⁷ N· m	4. 98	3. 78	1. 96	0. 51	1. 63
墩顶弯矩 /10 ⁷ N· m	4. 81	5. 00	0. 78	0. 91	0. 34
墩底弯矩 /10 ⁷ N· m	5. 48	5. 46	0. 31	0. 73	1. 73
墩底剪力 /10 ⁶ N	2. 09	2. 53	0. 23	0. 40	0. 50
墩底轴力 /10 ⁶ N	6. 04	6. 97	1. 41	1. 83	3. 55
最大位移 /cm	2. 91	2. 12	0. 93	1. 88	0. 82

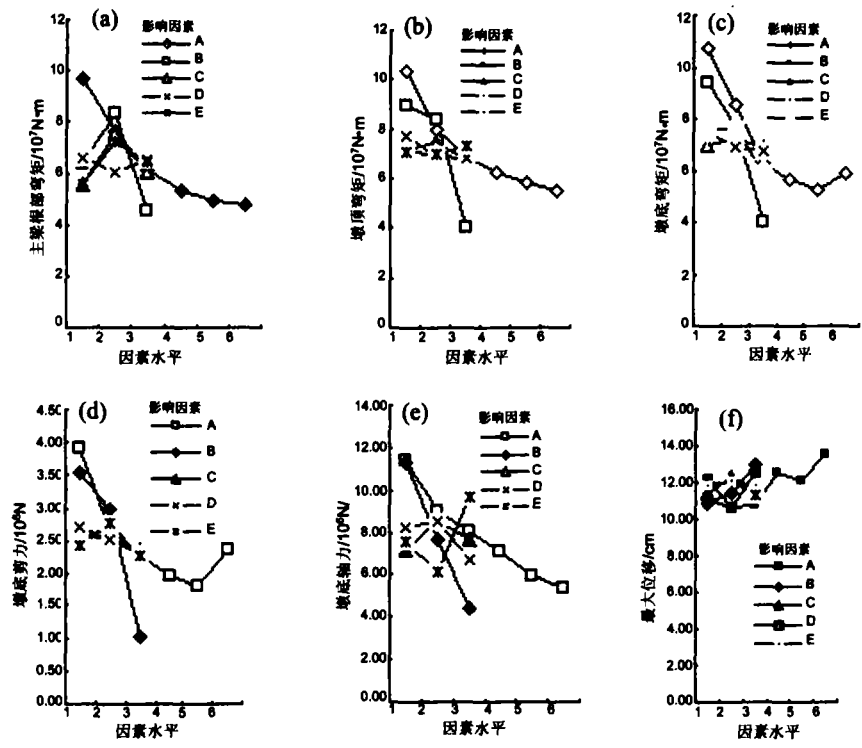


图2 各考核指标与影响因素关系曲线

(a) 主梁根部弯矩; (b) 墩顶弯矩; (c) 墩底弯矩 ;(d)墩底剪力; (e) 墩底轴力; (f)最大位移

3 结语

在运用数值模拟方法对桥梁工程进行抗震分析时，模型参数的选取对模拟结果的精度相当重要。本文将模型参数作为影响因素，利用正交试验设计的方法对参数进行了敏感性分析，区分出了影响计算结果的主要参数和次要参数。在计算实例中，通过参数的敏感性分析得出，桥墩的高度和下部结构计算模型是影响结构内力和位移的主要因素；而在地震波最大幅值相同的情况下，对本文研究的三种地震波及行波效应的影响不显著，即它们为次要因素。

参考文献:

[1] 夏伯忠. 正交试验法 [M]. 长春: 吉林人民出版社, 1985
[2] 徐超, 叶观宝. 应用正交试验设计进行数值模型参数的敏感性分析 [J]. 水文地质工程地质, 2004 (1): 95 - 97.
[3] 范立础. 桥梁抗震 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1997
[4] 肖晓春, 迟世春, 林皋, 等. 地震荷载下桩土相互作用简化计算方法及参数分析 [J]. 大连: 大连理工大学学报, 2002 42 (6): 719 - 723.
[5] 全伟. 下部结构设计参数对大跨径连续刚构桥抗震性能影响分析 [D]. 西安: 长安大学硕士学位论文, 2004
[6] 朱东生, 刘世忠, 虞庐松. 曲线桥地震反应研究 [J]. 中国公路学报, 2002 15 (3): 42 -48.

Analysis on Sensitive Parameters to Earthquake Response of Continuous Rigid Frame Bridges Based on Cross Test Technique

ZHOU Yong-jun¹ QUAN Wei² HE Shuan-hai¹

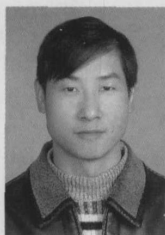
(1. Key Laboratory for Bridge and Tunnel of Shaanxi Province, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

(2. School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract

The sensitive parameters to earthquake response of a continuous rigid frame bridge, the number of the spans of the bridge, the height of the pier, travelling wave velocity, soil structure interaction and the type of seismic wave are analyzed using the finite element method based on cross test technique. The result shows that different response values of the bridge to an earthquake, such as maximum moment and maximum displacement, are sensitive to different parameters respectively, and the values vary greatly due to the changes of pier height and soil structure interaction.

Key words continuous rigid frame bridge; cross test technique; earthquake response; sensitive parameter



卢海峰 中国地震局地壳应力研究所助理研究员。1999年毕业于长春地质学院石油专业,获理学学士学位;1999年7月-2001年7月,于辽河油田录井公司从事一线的录井技术工作,助理工程师;2004年6月,毕业于中国地质科学院构造地质专业,获硕士学位。现主要从事构造沉积、地震地质方面的研究工作。



周勇军 长安大学讲师,博士研究生。1999年毕业于西安公路交通大学桥梁工程专业;2002年获得长安大学桥梁与隧道专业工学硕士学位,主要从事桥梁结构动力分析及抗震评估等研究。



杨振法 华北水利水电学院资源与环境学院实验师。2002年6月毕业于华北水利水电学院,获工学学士学位(成人高等教育本科毕业生);现于成都理工大学攻读硕士学位构造地质学专业。主要从事构造地质、岩土工程方面的工作。



周光全 云南省防灾研究所高级工程师。1990年毕业于南京大学地理系地貌与第四纪地质专业;现在职攻读中国科学技术大学固体地球物理专业硕士学位。主要从事地震灾害损失评估、地震工程和地震地质研究。



常祖峰 云南省地震局高级工程师。1987年毕业于北京大学地震地质专业。主要从事地震地质、灾害地质、工程水文地质工作。云南省地震学会会员。



吴绍祖 福建省地震局预报中心助理工程师。1999年毕业于中国地质大学,获得测绘工程专业学士学位。现主要从事地壳形变与地球动力学研究。



胡 斌 中国地震局第二监测中心高级工程师。1983年毕业于武汉测绘科技大学并获学士学位。主要从事地震监测技术与科技管理。

注:万召侗、董娣简介见本刊 Vol. 28, No. 4; 杨昆简介见本刊 Vol. 29, No. 1