

隔震板柱结构—基础—地基相互作用 地震反应分析*

张卫东

(广州航海高等专科学校 交通建筑工程系, 广州 510700)

摘要: 对广州地区一例地基—基础—隔震板柱结构动力相互作用体系进行了计算分析。通过与常规设计方法及非隔震体系的比较, 研究了该体系地震反应的变化规律, 并分析了阻尼比、地基土特性、基础刚度、基础型式、基础埋深、土体深度、上部结构刚度和地震波等因素对相互作用体系动力特性及地震反应的影响。

关键词: 土—结构相互作用; 隔震; 板柱结构; 地震反应

中图分类号: TU352.1 文献标志码: A 文章编号: 1000-0666(2008)02-0186-07

0 引言

自 1906 年美国学者 Tume 首次采用钢筋混凝土平板—柱结构以来, 由于其结构形式简单、传力路径简捷、建筑效果良好等多重优势, 而被广泛应用于各类工程建设中, 但该结构体系抗侧刚度较差, 若设计施工不当, 地震作用下可能会造成较严重的破坏。我国《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001) 对板柱结构体系的应用作了较严格的规定, 致使设计人员对在抗震设防区使用这种结构体系有疑虑, 一定程度上限制了板柱结构的应用, 而在实际工程中对这种结构有大量的需求, 事实上, 在美国及其它一些国家, 板柱结构是最常被采用的结构形式之一, 研究如何有效抵抗地震作用, 提高板柱结构的抗震性能很有必要。

为了有效抵抗地震作用, 工程结构抗震设计方法已逐渐由传统的加强结构强度向减轻地震作用和改善结构延性方向转变。其中, 基础隔震作为一种有效的被动控制方法被用于建筑结构、桥梁等工程领域。为改善板柱结构的抗震性能, 笔者将隔震技术应用于该结构体系(张卫东, 2006; 2007)。按现行抗震规范刚性地基假定的三维非线性时程分析表明, 隔震是提高板柱结构抗震性能的有效途径。但结构—基础—地基作为整体, 在静、动力作用下三者相互制约、相互作用的事实是客观存在的(董建国等, 1997; 窦立军等, 1999; 孙树

民, 2001)。笔者所做的三维整体静、动力相互作用分析表明, 考虑相互作用对板柱结构的合理设计很有必要(张卫东, 2007)。笔者在此基础上, 探讨了土—结构相互作用对设置基础隔震层的板柱结构的影响, 通过将其与常规设计方法及非隔震体系进行比较, 研究了隔震板柱体系地震反应的变化规律, 并对阻尼比、地基土特性、基础刚度、基础型式、基础埋深、上部结构刚度、地震波等因素对隔震体系地震反应的影响进行了分析。

1 工程概况

某建筑为现浇板柱结构, 地上 9 层, 层高 3 m, 地下 1 层, 层高 3.8 m, 纵、横向柱距均为 6 m, 5×3 跨。现浇楼板厚 200 mm, 柱截面尺寸为 (500×500) mm²; 房屋周边设边梁, 截面尺寸为 (300×500) mm²; 剪力墙厚 200 mm, 双向布置在核心(形成筒)。采用筏板基础, 筏板厚 1.2 m, 基底埋深 5 m, 地下室侧墙厚 350 mm, 上部结构及基础均采用 C30 混凝土。土体采用广州江夏附近的实际土层分布, 其物理力学参数如表 1 所示, 质量密度统一取 1 800 kg/m³。

该建筑在基础顶部设置隔震层, 选用铅芯橡胶隔震支座, 竖向刚度为 2 400 kN/mm, 水平应变为 50% 时的水平刚度为 2.56 kN/mm, 阻尼比为 0.31; 水平应变为 250% 时的水平刚度为 1.26 kN/mm, 阻尼比为 0.19。

* 收稿日期: 2007-07-30.

基金项目: 广州航海高等专科学校自然科学基金 (200612B12) 资助.

表 1 土层物理力学参数

序号	土层名称	厚度 /m	变形模量 /MPa	泊松比
1	人工填土	0.89	15	
2	冲积—洪积相粉细砂	2.68	8	0.4
3	冲积—洪积相中粗砂	3.35	25	0.35
4	冲积—洪积相粉质粘土	8.66	12	0.4
5	残积类可塑状粉质粘土	4.89	11	0.4
6	残积类硬塑状粉质粘土	12.3	14	0.4

2 建立三维分析模型

2.1 单元选择

利用 ANSYS 软件参数化设计语言建立三维模型。由于本文主要分析考虑隔震板柱结构—基础—地基相互作用的结构地震反应相对于常规设计的变化规律, 故对钢筋的处理是与混凝土一起采用整体式模型。柱和边梁采用空间杆单元, 楼板、剪力墙和筏板采用壳单元, 地基土采用三维实体单元模拟。隔震层采用弹簧阻尼单元, 用双线性模型模拟其在地震作用下的非线性恢复力特性。

2.2 边界处理及计算区域

为模拟地震能量向场地远方的逸散, 目前的方法有设置人工粘性边界、粘—弹性边界、透射边界、旁轴边界、自由边界等, 以提高计算精度。其中由 Deek 等 (1994) 推导得出的粘—弹性人工边界有良好的应用效果, 熊辉等 (2004) 将该种人工边界与固定边界进行对比分析, 结果为顶点加速度及位移仅有 1.3% 和 4.1% 的差别。为简化计算, 便于将土—结构相互作用由研究领域推广到工程应用中, 本文对土体采用简单截断边界, 底部固定, 4 个侧面除竖向外另两个方向位移自由度约束。土体范围沿建筑物两个方向各取其结构尺寸的 3 倍, 土深取 18 m。

3 分析工况

为了进行对比分析, 建立了基础固定板柱结构 (S)、基础隔震板柱结构 (SG)、考虑土—结构相互作用的板柱体系 (SSI)、考虑土—结构相互作用的基础隔震板柱体系 (SGI) 4 种模型进行计算分析。在此基础上, 为研究土—结构相互作用对隔震板柱体系地震反应的各种影响因素, 另对不同土性、不同基础 (刚度、型式)、不同基底埋深、不同土体深度、不同上部结构、不同阻尼

比、不同地震波共 22 种工况进行了计算分析, 其工况条件为:

(1) 不同土性: 在基本模型取广州实际土层 (分层 1: $E_1=8 \text{ MPa}$, $\nu_1=0.4$, $E_2=25 \text{ MPa}$, $\nu_2=0.35$, $E_3=12 \text{ MPa}$, $\nu_3=0.4$, $E_4=11 \text{ MPa}$, $\nu_4=0.4$) 的基础上, 考虑另外 3 种情况: 分层 2 (较软, $E_2=10 \text{ MPa}$, $\nu_2=0.4$ 其余同分层 1); 分层 3 (较硬, $E_3=E_4=38 \text{ MPa}$, $\nu_3=\nu_4=0.3$ 其余同分层 1); 均质土 ($E=13.3 \text{ MPa}$, $\nu=0.39$)。

(2) 不同筏板基础厚度: 为研究基础刚度对 SSI 体系地震反应的影响, 通过改变筏板厚度来改变其刚度, 分别取为 0.9 m, 1.2 m, 1.5 m。

(3) 不同基底埋深: 分别取为 3 m, 5 m, 9 m。

(4) 基础型式: 保持上部结构不变, 采用箱形基础进行计算, 并与基本模型筏板基础进行比较。箱基顶板厚 0.35 m, 底板厚 0.55 m, 外墙厚 0.4 m, 内墙厚 0.3 m。

(5) 上部结构刚度: 为研究上部结构刚度对 SGI 体系地震反应的影响, 通过改变上部结构混凝土的强度等级、楼板厚度及柱截面尺寸来改变其刚度。即混凝土强度等级分别取 C25、C30、C40, 楼板厚度分别取 180 mm, 200 mm, 220 mm, 柱截面尺寸分别取 (450×450) mm²、(500×500) mm²、(600×600) mm²。

(6) 阻尼比: 在土与结构相互作用问题中, 地基的阻尼往往大于结构的阻尼, 为了解阻尼比对共同作用体系地震反应的影响, 对结构和地基输入不同阻尼比以及输入相同阻尼比的情况进行计算分析。阻尼比分别取: SGI SSI 体系 0.05, SGI SSI 体系 0.03, 上部结构 0.05, 地基土 0.12, 上部结构 0.05, 地基土 0.1; 上部结构 0.03, 地基土 0.12, 上部结构 0.03, 地基土 0.1。

(7) 地震波: 为研究不同地震波对 SGI 体系地震反应的影响, 选取了 3 条地震波进行计算分析, 即 El-Centro 波、Northridge 波以及 1 条人工波, 沿建筑物双向输入。

4 阻尼比的影响

不同阻尼比的 SGI SSI 体系地震反应结果如表 2。可见, 采用不同阻尼比对 SGI SSI 体系地震反应有不同程度的影响。总体而言, 增大阻尼比可减小体系顶层加速度及位移, 但减小程度不同。

表 2 不同阻尼比 SG↓ SSI顶点位移及加速度峰值

阻尼比	位移峰值 /m		加速度峰值 /m s ⁻²	
	SGI	SSI	SGI	SSI
SG↓ SSI体系 0.05	0.084 3	0.137 4	1.511 7	3.064 7
SG↓ SSI体系 0.03	0.092 7	0.147 2	1.690 9	3.643 9
结构 0.05 ± 0.12	0.061 5	0.071 1	1.242 7	1.689 1
结构 0.03 ± 0.12	0.061 5	0.071 1	1.244 8	1.689 9
结构 0.05 ± 0.1	0.067 1	0.078 5	1.292 8	1.778 4
结构 0.03 ± 0.1	0.067 2	0.078 6	1.297 1	1.779

(1) 由于隔震层的作用, 采用相同阻尼比时, SG体系的顶层加速度及位移均低于 SSI体系。

(2) 本例 SG↓ SSI体系采用同一阻尼比时的地震反应均大于各自分别考虑结构和地基土阻尼比时的地震反应。但 SSI体系的这种差异更大, 二者相差 1倍左右, 而 SG体系的这种差异仅 30%左右, 表明由于隔震层的作用, 地基土阻尼对 SGI体系的影响已明显低于对 SSI体系的影响。

(3) 土阻尼比一定, 单独改变上部结构阻尼比对 SG↓ SSI体系地震反应影响均很小。

(4) 上部结构阻尼比一定, 改变土阻尼比, SG↓ SSI体系地震反应变化较明显 (SG体系变化没有 SSI体系明显), 但仍不如采用同一阻尼比时的变化显著。土阻尼比对 SG↓ SSI体系地震反应的影响大于上部结构阻尼比的影响。由于隔震层的作用, 这种影响对 SG体系明显降低。本例下面的分析采用上部结构阻尼比 0.05 土阻尼比 0.12

5 动力特性分析

4种模型的前 5阶自振周期如表 3所示。由表 3可见, 基础隔震可明显延长结构的基本自振周期, 由于土的参与, SSI体系的自振周期比 S体系的长, SG体系的自振周期比 SG体系的长, 但后者的差异比前者的差异明显减小, 可见隔震层的作用减弱了地基土对上部结构的影响。

表 3 4种模型自振周期计算结果 (单位: s)

模型	振型阶次				
	1阶	2阶	3阶	4阶	5阶
S	0.623	0.613 6	0.151 9	0.15	0.122 9
SSI	1.984 3	1.774 5	1.522 7	1.516 6	1.510 5
SG	1.799 3	1.788 5	1.495	0.446	0.436
SGI	2.137 3	1.852 2	1.511 5	1.099 5	0.933 1

6 地震反应分析

6.1 顶层加速度及位移时程反应分析

图 1为输入 El-Centro地震波时顶层加速度及位移时程曲线。

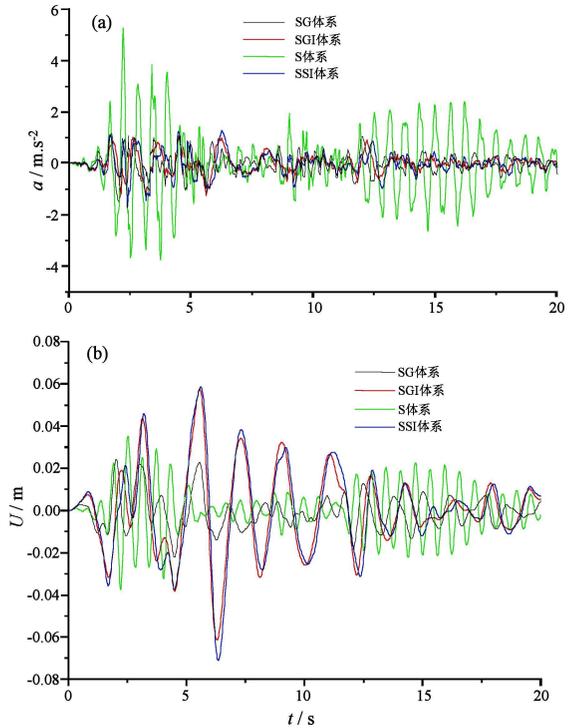


图 1 顶层加速度 (a)、位移 (b) 时程曲线

由图 1 a可见, S体系的顶层加速度具有较大的峰值, 且在整个时程一直处在较高水平。由于隔震层和地基土的作用, SG↓ SGI SSI体系的加速度时程峰值降低很多, 且三者较为接近; 由图 1 b可见, SSI体系的顶层位移峰值最大, 比较 4条位移时程反应的波形, S体系的顶点位移时程波形变化更频繁, SG↓ SGI SSI体系的波形较平缓, 表明地震波经过隔震层和地基土滤掉了其高频部分。

6.2 加速度和水平位移沿楼层的变化

图 2为输入 El-Centro地震波时加速度及位移反应峰值沿楼层的变化曲线。由图 2 a可见, S体系的加速度反应峰值最大, 且层间相对加速度也最大。与 S体系相比, SG体系的顶层加速度峰值减小了 71.8%, SGI体系减小了 76.5%, SSI体系减小了 68%。隔震层起到了显著的隔震作用, 上部结构以“整体平动”为主要振动形式, 层间加速度几乎相同。由图 2 b可见, 非隔震结构层间相

对位移、结构中上部及顶点位移较大，而隔震结构的位移主要集中在隔震层，上部结构随隔震层“整体平动”，层间相对位移很小。比较 SG 与 SGI 与 SS 可见，考虑土—结构相互作用后，结构侧移变形中除自身变形外，还包含了基础的平动和转动，因而 SG 比 S 的位移大，SS 比 S 的位移大（顶点位移峰值 SGI 为 S 的 2.65 倍，SS 为 S 的 1.91 倍），而层间相对位移均减小。

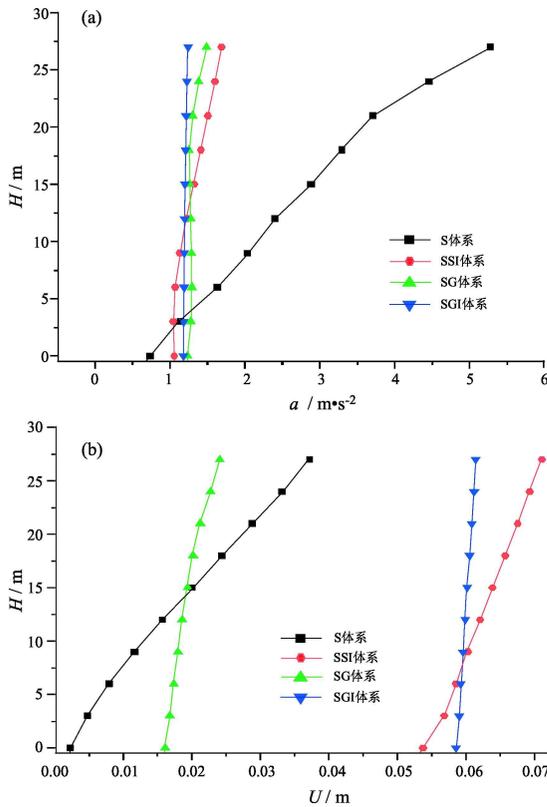


图 2 加速度 (a)、位移 (b) 反应峰值沿楼层的变化

6.3 上部结构内力的变化

本文为三维实体建模，因而可得到各构件的内力。输入 ElCentro 地震波时，比较 S 与 SSI 体系上部结构内力可知，考虑地基土的参与后，板柱结点处板剪力、柱轴力、地上 2 层以上柱弯矩及剪力均比常规设计减小，但地上 1 层一些部位的柱弯矩及剪力增加；设置隔震层后，比较 SG 与 S 体系结构内力可知，除角柱轴力增加 5% 左右外，其它内力均减小。比较 SG 与 SGI 体系结构内力可知，考虑土—结构相互作用后，边轴柱轴力均有所增加（20% 左右），角柱剪力及弯矩增加 10% 左右，其它内力减小。

可见，相互作用对结构的影响是复杂的，尽管考虑基础位移（平动和转动）后，影响内力反应的

最大加速度减小，但在结构某些部位的内力却是增大的，相关文献（鲍华等，2005；邹立华等，2004）均未提及这一结果。这一点应引起设计人员的注意。

7 地震反应影响因素分析

7.1 土层特性的影响

不同土层特性时 SG 体系加速度及位移反应峰值沿楼层的变化如图 3。由图 3^a可见，土层相对较软时（分层 1、分层 2、均质土），加速度反应峰值相差不大，均比 SG 时加速度反应减小，而土层较硬时（分层 3），加速度反应峰值比 SG 时增大，可见，土层特性不同对 SG 体系地震反应影响也不同。由图 3^b可见，考虑土—结构相互作用的位移反应峰值均比 SG 时增大。土层越软，位移反应峰值越大（分层 2 比分层 1 顶点位移峰值增大 13.2%，分层 3 比分层 1 减小 35.1%）。由分层 1 换算的均质土的 SG 结构加速度及位移反应峰值与分层 1 几乎相同，这与非隔震结构体系的 S 与 SSI 间的规律明显不同，可能是由于隔震层的作用明显减弱了土的分层对上部结构地震反应的影响。

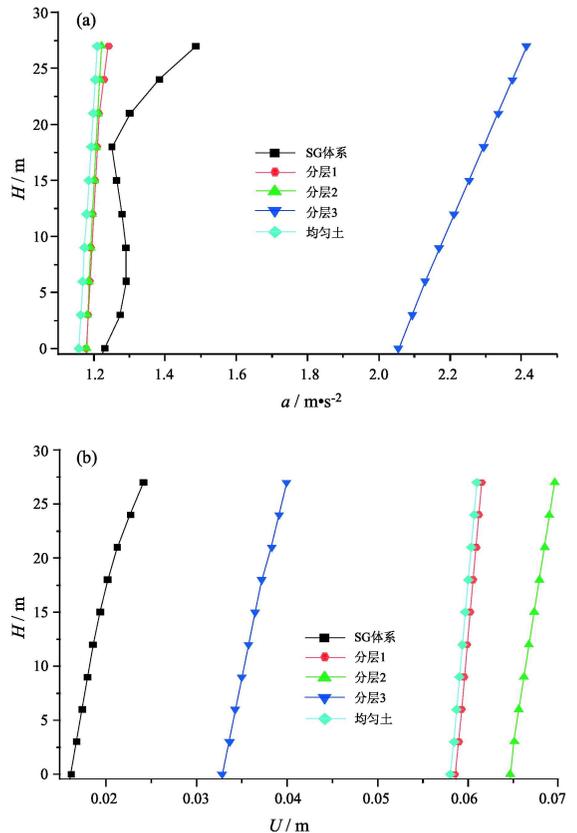


图 3 不同土层特性时加速度 (a)、位移 (b) 反应峰值比较

7.2 筏板基础厚度的影响

图 4 为不同筏板厚度时加速度及位移反应峰值沿楼层的变化。作为对比，图中同时给出了非隔震结构 SS 体系的加速度及位移反应峰值变化曲线。可以看到，增加筏板厚度，SGI 体系的加速度反应峰值有所减小，而位移反应峰值有所增加，这与 SS 体系的加速度及位移反应峰值均减小有所不同，但改变均不大（筏厚由 0.9 m 增加到 1.5 m 时，顶点加速度及位移峰值变化均未超过 5%）。

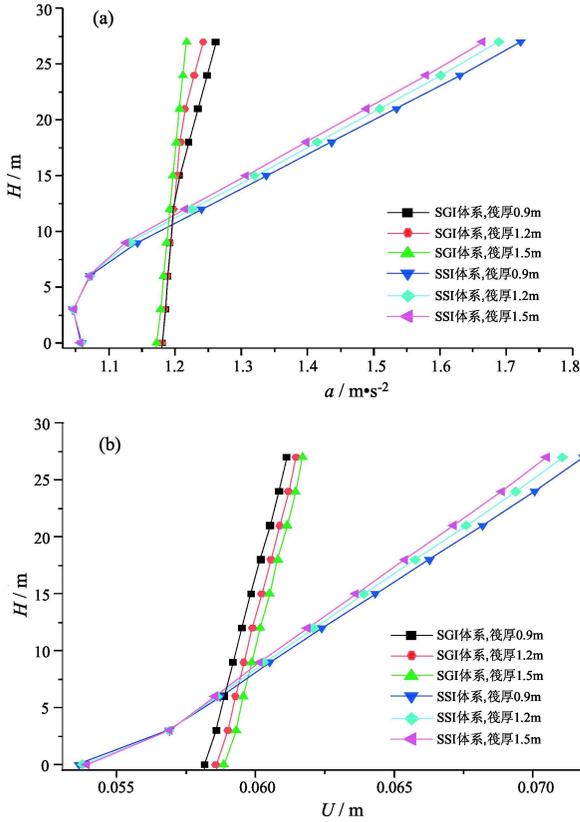


图 4 不同筏板厚度时加速度 (a)、位移 (b) 反应峰值比较

7.3 基础埋深的影响

在基本模型的基础上，改变基础埋深，进行对比分析。图 5 为不同基础埋深时加速度及位移反应峰值沿楼层的变化。可见：基础埋深对 SG 体系地震反应影响较大，变化规律不同于 SS 体系。随基础埋深增加，SG 体系加速度及位移反应峰值均减小，且由于隔震层的作用，层间相对加速度及位移峰值均比非隔震 SS 体系明显减小。

7.4 基础型式的影响

为研究基础型式对 SG 体系地震反应的影响，分别采用筏板基础和箱形基础进行对比分析，图 6

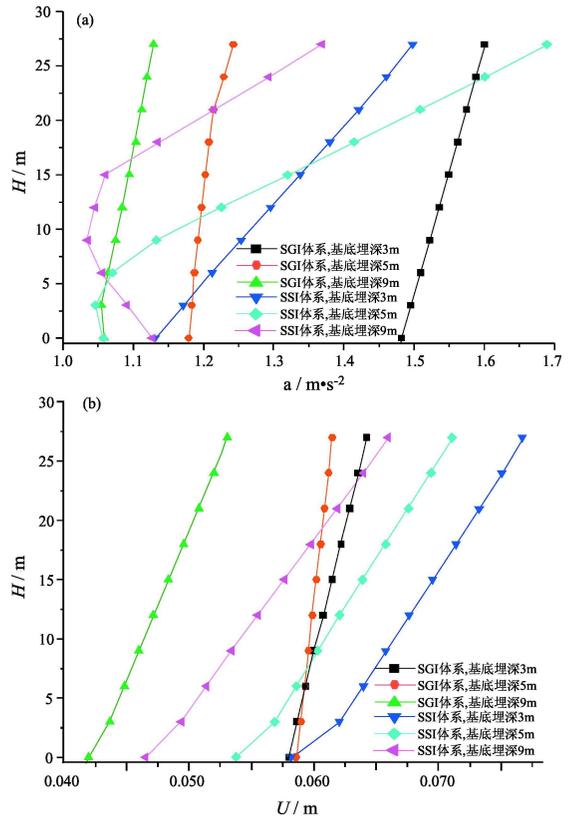


图 5 不同基础埋深时加速度 (a)、位移 (b) 反应峰值比较

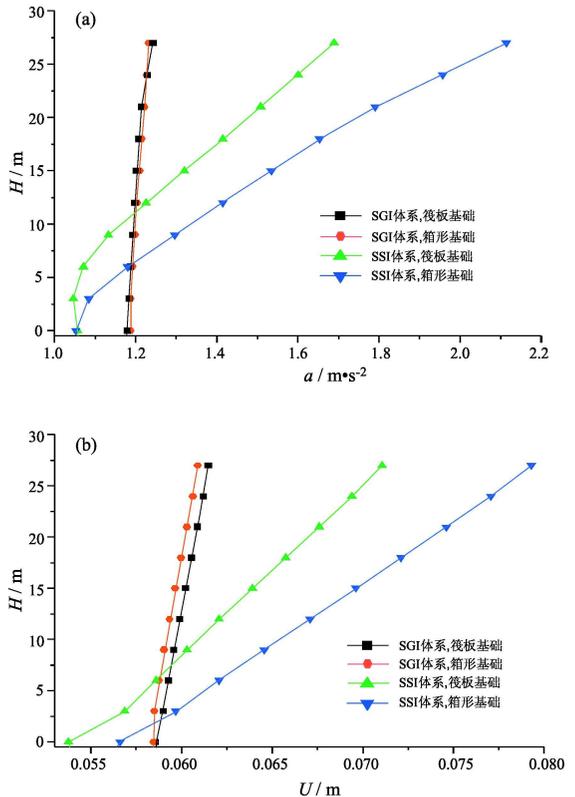


图 6 不同基础型式时加速度 (a)、位移 (b) 反应峰值比较

为不同基础型式时加速度及位移反应峰值对比。由图可见，由于隔震层的作用，基础型式对 SG 体系上部结构地震反应的影响明显小于对非隔震的 SS 体系地震反应的影响。本例中，箱基和筏基时 SG 的加速度及位移反应峰值几乎相同。

7.5 上部结构刚度的影响

不同上部结构刚度时 SG、SS 体系加速度及位移反应峰值沿高度的变化规律与改变筏板厚度时类似。由于篇幅所限，本文仅给出各工况顶点加速度及位移峰值（表 4）。

表 4 不同上部结构刚度时顶点加速度及位移峰值

工况	SGI		SSI	
	加速度峰值 /m s ⁻²	位移峰值 /m	加速度峰值 /m s ⁻²	位移峰值 /m
基本模型	1.242 7	0.061 5	1.689 1	0.071 1
混凝土 C25	1.254 8	0.061 7	1.724 3	0.072 1
混凝土 C40	1.228	0.061 3	1.65	0.07
柱截面 450×450mm ²	1.249 1	0.061 6	1.702 6	0.071 4
柱截面 600×600mm ²	1.232 1	0.061 3	1.668 4	0.070 9
楼板厚 180mm	1.244 8	0.061 2	1.673 7	0.07
楼板厚 220mm	1.239 8	0.061 7	1.688 4	0.072

不同混凝土强度等级时，SG 体系加速度及位移反应峰值沿楼层的变化：随上部结构混凝土强度等级的增加，SG 体系加速度及位移反应均有所减小，但幅度很小，比 SS 体系还小，混凝土由 C25 增加为 C40 时，顶点加速度及位移变化均未超过 5%。

不同楼板厚度时，SG 体系加速度及位移反应峰值沿楼层的变化：随楼板厚度增加，SG 体系加速度反应峰值几乎未变，位移反应峰值有所增加，但幅度亦不大，比 SSI 体系还小，楼板厚度由 180 mm 增加到 220 mm 时，顶点加速度及位移峰值变化均未超过 5%。

不同柱截面时，SG 体系加速度及位移反应峰值沿楼层的变化：随柱截面增大，加速度及位移反应峰值均有所减小，但幅度亦不大，柱截面由 450 mm×450 mm 增加到 600 mm×600 mm 时，顶点加速度及位移峰值变化均未超过 5%。

7.6 地震波的影响

用选取的 3 条地震波分别作用于 SG、SS 体系，然后进行计算分析。由于篇幅所限，本文仅给出加速度反应峰值沿高度的变化（图 7）。对比分析可见：不同地震波作用下，不同体系地震反

应有较大不同，与常规设计 SG 体系的地震反应规律亦不同。加速度反应 ElCentro 波作用最小，人工波作用最大，顶点加速度反应峰值二者相差达 70.2%；位移反应 Northridge 波作用最小，人工波作用最大，顶点位移反应峰值二者相差达 88.2%。层间加速度及位移均较小。

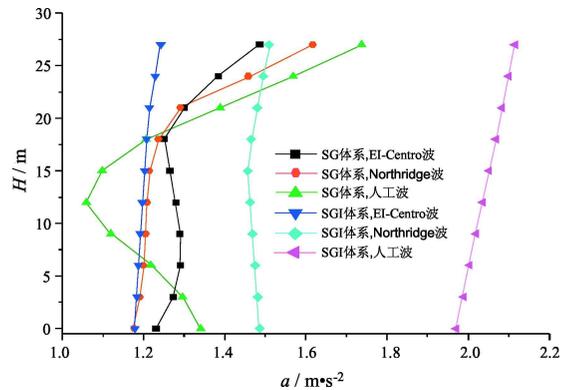


图 7 不同地震波作用时 SG、SGI 体系加速度反应峰值比较

8 结论

总结上述对隔震板柱结构—基础—地基动力相互作用及其影响因素的分析，可以得到如下结论：

(1) 土层特性、基底埋深、土体深度对 SGI 体系地震反应影响明显。值得注意的是，虽然考虑土—结构相互作用后，影响内力反应的最大加速度减小，但结构的某些部位的内力却是增加的（边轴柱轴力、角柱剪力及弯矩增加），常规设计在这些部位的结果存在安全隐患。

(2) 上部结构刚度、筏板刚度、基础型式对 SG 体系地震反应影响很小，本例顶点加速度及位移反应峰值变化均未超过 5%。因此，从动力相互作用的角度讲，对隔震板柱体系一味增加上部结构和基础刚度并不能获得理想的抗震效果。

(3) 土阻尼比对 SG 体系地震反应的影响大于上部结构阻尼比的影响。由于隔震层的作用，相对于 SSI 体系，这种影响对 SG 体系明显降低。若对土和上部结构采用相同阻尼比，将得到偏于安全的结果。

参考文献：

鲍华，徐礼华，徐书平，等. 2005. 土—结构相互作用对基础隔震体系地震反应的影响 [J]. 工业建筑, (8): 75—81.

董建国, 赵锡宏. 1997. 高层建筑地基基础——共同作用理论与实践 [M]. 上海: 同济大学出版社.

窦立军, 杨柏坡, 刘光和, 等. 1999. 土-结构动力相互作用几个实际应用问题 [J]. 世界地震工程, (4): 62-68.

孙树民. 2001. 土-结构动力相互作用研究进展 [J]. 中国海洋平台, (5~6): 31-36.

熊辉, 邹银生, 许振宇, 等. 2004. 层状场域内桩-土-上部结构的整体动力有限元模拟 [J]. 土木工程学报, (9): 55-61.

张卫东. 2006. 隔震板柱结构非线性地震响应分析 [J]. 低温建筑

技术, (6): 42-44.

张卫东. 2007. 板柱结构-基础-地基共同作用分析 [J]. 四川建筑科学研究, (6): 109-112.

张卫东. 2007. 隔震板柱结构 IRB参数研究 [J]. 低温建筑技术, (4): 65-67.

邹立华, 赵人达, 赵建昌, 等. 2004. 桩-土-隔震结构相互作用地震响应分析 [J]. 岩土工程学报, (6): 782-786.

Deeks A J. Randolph M F. 1994. Axisymmetric time domain transmitting boundaries [J]. J of Eng Mechanics 120 (1): 25-42.

Earthquake Response Analysis of Slab-Column Structure Foundation-Soil Interaction

ZHANG Weidong

(Department of Civil Engineering Guangzhou Maritime College Guangzhou 510700 Guangdong China)

Abstract

Exemplified by an engineering building of Guangzhou, China, the seismic response of slab-column structure-raft foundation-soil interaction system was analysed using 3-D finite element method. Through comparing the interaction results with non-interaction results of the system, the varying rules of dynamic response was studied and the influences of some factors on the system's dynamic characteristic and seismic responses, such as the damping ratio, soil property, the rigidity and type of foundation, the buried depth of foundation, the rigidity of structure and the seismic wave were discussed.

Key words: soil-structure interaction; base isolation; slab-column structure; seismic response



毛先进 云南省地震局正研级高级工程师。1997年毕业于中南工业大学地质系应用地球物理专业,获博士学位。主要从事工程地球物理勘探及地震电磁学研究。



Kamal Abdelrahman El-Sayed 埃及国家天文和地球物理研究所地震学室副研究员。分别于1999、1994、1990年毕业于 Zagazig 大学,并获工程地震学博士学位、地质学硕士学位和地球物理学学士学位。现主要从事场地效应评估、地震灾害评估和强震动数据的工程应用研究。



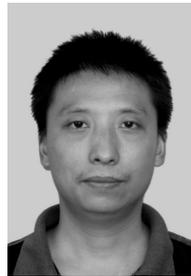
李志祥 云南省地震局地震工程研究院高级工程师。1991年毕业于北京大学地震地质专业。现主要从事建筑工程检测及水库地震监测台网建设工程设计工作,承担“复杂构造区水库地震监测预警研究”运用方面的子课题研究工作。



王琼 新疆维吾尔自治区地震局副局长。1997年毕业于新疆师范大学地理专业,获学士学位;2000年毕业于中国地震局兰州地震研究所固体地球物理专业,获硕士学位。主要从事地震预报和应力触发等方面的研究。



张卫东 广州航海高等专科学校交通建筑工程系副教授,一级注册结构工程师。2001年毕业于哈尔滨工业大学结构工程专业,获硕士学位。主要从事土-结构相互作用,工程结构抗震、隔震,差异沉降对上部结构的影响及防控等方面的研究及土木工程的教学工作。



皇民 河南工程学院讲师。1996年毕业于西安矿业学院建筑工程系,获学士学位;现为西南交通大学土木学院博士研究生。研究方向为地下结构动力分析及抗减震研究。



王曰风 河北省地震局张家口中心台工程师。1999年毕业于石家庄经济学院(原河北地质学院)水文地质与工程地质专业,获学士学位;现为中国科学技术大学固体地球物理专业在读硕士研究生。主要从事地震观测与地震分析预报工作。



史榕 2005年毕业于吉林大学地球探测科学与技术学院,获硕士学位;现为同济大学海洋与地球科学学院固体地球物理专业在读博士研究生。主要从事GPS与遥感图像处理方面的工作。