

钢筋混凝土桥墩地震破坏振动台试验研究

艾庆华^{*1}, 王东升², 李宏男¹, 孟庆利³

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116026;

3. 中国地震局 工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080)

摘要: 钢筋混凝土桥墩箍筋约束不足和剪跨比过小(短柱)造成的脆性剪切破坏在近几次地震桥梁震害中占有较大比重. 为解决此问题设计制作了各3根圆形截面和方形截面桥墩试件, 分别代表具有良好箍筋约束、配箍率不足和小剪跨比3种情况, 并通过振动台试验研究了其抗震性能. 对小震、中震和大震作用下桥墩试件的破坏形态、加速度和位移反应、位移延性系数和耗能等方面进行了比较分析, 结果表明, 小剪跨比桥墩在地震作用下反应位移延性系数较大, 在抗震设计时应引起足够重视.

关键词: 钢筋混凝土桥墩; 剪切破坏; 振动台试验; 延性; 耗能

中图分类号: P315.9; U442.5 **文献标志码:** A

0 引言

在近几次的破坏性地震中, 桥梁震害现象较为严重, 其中由于桥墩抗剪能力不足而引起的弯剪和剪切破坏占有很大比重^[1~3]. 1994年 Northridge 地震和 1995年 Kobe 地震中都有大量桥墩剪切破坏的例子^[1], Northridge 地震中倒塌的7座桥梁中有6座是短柱桥墩剪切破坏; Kobe 地震中, Hanshin 高速公路上有18根桥墩由于在其高度1/5处33%的纵筋过早切断和约束箍筋不足而发生弯剪破坏^[1,2]. 从震害经验看, 箍筋约束不足和剪跨比过小是造成桥墩在地震作用下发生脆性弯剪破坏和剪切破坏的重要原因. 我国桥梁很大一部分是根据现行桥梁抗震设计规范(JTJ 004—89)设计建造的, 该规范尚缺少桥墩抗剪设计的技术细节, 而我国城市立交桥、高架桥建设中不乏短柱桥墩(定义为剪跨比 < 2), 如多层互通式立交桥一般由跨度在20~30m的梁式桥组成, 很多与引道相连的匝道桥都会出现短柱桥墩^[4]. 另外一些早期建设的桥梁的桥墩配箍率亦有所不足. 这些短柱桥墩和配箍率不足桥墩在地

震时是否会因抗剪能力不足发生剪切破坏是一个值得关注的问题.

本文设计制作各3个圆形截面和方形截面钢筋混凝土桥墩试件, 分别代表具有良好箍筋约束、配箍率不足和小剪跨比3种情况, 在中国地震局工程力学研究所进行振动台试验, 以研究它们在地震作用下的破坏情况^[5~14].

1 模型振动台试验

1.1 试件制作

1.1.1 相似关系 综合考虑各方面因素, 以文献[5]拟静力试验中具有良好箍筋约束的A12试件为参考原型, 取几何相似比1:2(实际原型为1:5), 根据地震模拟实验一致相似律原理^[6], 得出模型与参考原型主要物理量的相似系数, 如表1所示.

1.1.2 模型材料 桥墩柱体混凝土配比为 $m(325\text{号波特兰水泥}) : m(\text{细砂}) : m(\text{石子}) (d < 15\text{ mm}) = 1 : 2 : 2$, 柱体纵筋采用 $\phi 10$, 箍筋为直径2.5mm的镀锌铁丝; 加强墩帽和底板的混凝土配比为 $m(425\text{号波特兰水泥}) : m(\text{中砂}) :$

收稿日期: 2006-12-06; 修回日期: 2008-08-04.
基金项目: 国家自然科学基金青年基金资助项目(50308027).
作者简介: 艾庆华^{*}(1977-), 男, 博士生, E-mail: ai_qinghua@sohu.com.

$m(\text{石子})=1:1:1.63$, 纵筋 $\phi 18$, 箍筋 $\phi 8$. 模型材料的力学性能参数如表 2 和表 3 所示.

表 1 模型和原型的相似系数

Tab. 1 Similarity coefficients between model and prototype

物理量	相似关系	相似比
长度	l_r	0.5
弹性模量	E_r	0.6
等效密度	$\bar{\rho}_r = \frac{m_m + m_a + m_{om}}{E_r(m_p + m_{op})}$	0.65
应力	$\sigma_r = E_r$	0.6
变位	$r_r = l_r$	0.5
时间	$t_r = l_r / \sqrt{E_r / \bar{\rho}_r}$	0.52
速度	$v_r = \sqrt{E_r / \bar{\rho}_r}$	0.96
加速度	$a_r = E_r / (l_r \bar{\rho}_r)$	1.86
频率	$\omega_r = \sqrt{E_r / \bar{\rho}_r} / l_r$	1.93

注: m_m 为模型质量, m_a 为模型中设置的人工质量, m_{om} 为模型中活载和非结构构件的模拟质量, m_p 为原型结构构件的质量, m_{op} 为原型中活载和非结构构件的质量

表 2 钢筋的力学性能参数

Tab. 2 Mechanic properties of reinforcing bars

直径/mm	屈服应力/MPa	极限应力/MPa	弹性模量/MPa
10	310	441	191 269
2.5	360	494	159 585

表 3 混凝土的力学性能参数

Tab. 3 Mechanic properties of concrete

位置	抗压强度/MPa	弹性模量/MPa
柱体	26.8	18 089
底板和墩帽	34.5	—

1.1.3 试件尺寸和配筋 本次试验共制作 6 根桥墩试件^[5,7,8], A12、A12L、A12S 为圆形截面, RA12、RA12L、RA12S 为方形截面. 试件 A12 和 RA12 代表良好箍筋约束的桥墩, A12L 和 A12S 在 A12 的基础上分别降低了桥墩高度和配箍率, RA12L 和 RA12S 作类似设计. 试件配筋详细参数见表 4, 详图如图 1 所示.

表 4 桥墩试件主要参数

Tab. 4 Structural parameters of bridge pier specimens

试件编号	截面形式	λ	纵筋(配筋率)	箍筋(体积配筋率)
A12	圆形	6	10 $\phi 10$ (2.5%)	$\phi 2.5 @ 25$ (0.39%)
A12L	圆形	3	10 $\phi 10$ (2.5%)	$\phi 2.5 @ 25$ (0.39%)
A12S	圆形	6	10 $\phi 10$ (2.5%)	$\phi 2.5 @ 100$ (0.09%)
RA12	方形	6	8 $\phi 10$ (1.6%)	$\phi 2.5 @ 25$ (0.39%)
RA12L	方形	3	8 $\phi 10$ (1.6%)	$\phi 2.5 @ 25$ (0.39%)
RA12S	方形	6	8 $\phi 10$ (1.6%)	$\phi 2.5 @ 100$ (0.09%)

注: RA12 设计假定截面抗弯强度与 A12 相同

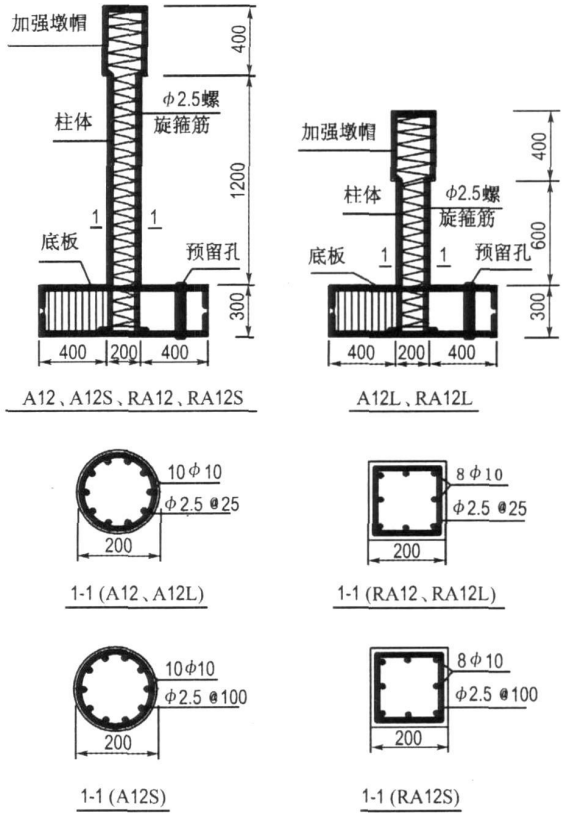


图 1 桥墩试件配筋详图

Fig. 1 Design details of bridge pier specimens

1.1.4 配重方案 上部结构和活荷载用人工质量模拟. 制作一配重箱, 箱内下部放铅块, 上部放铁块, 共 4 500 kg, 固定于试件顶部加强墩帽上. 配重箱设计平、立面图如图 2 所示, 箱体由 3 mm 厚的钢板焊接而成. 为考虑与墩帽固接, 在箱体中心处焊接一内径 300 mm、高 400 mm 的无缝钢管, 并在其封口钢板上预留螺栓孔与加强墩帽顶部预埋螺栓连接. 配重箱侧面、底板和焊缝处分别用槽钢和角钢加固. 试件安装于振动台之后的照片如图 3 所示.

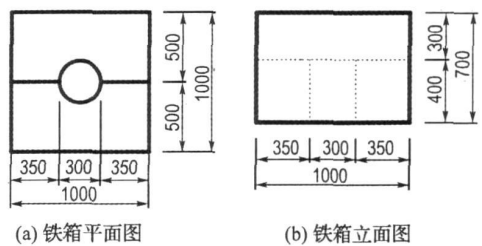


图 2 配重箱设计图

Fig. 2 Design drawing of additional weight box

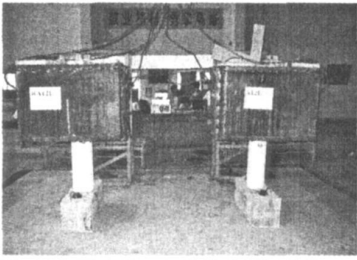


图 3 桥墩试件安装于台面后照片

Fig. 3 Photograph of bridge pier specimens installed on the shaking table

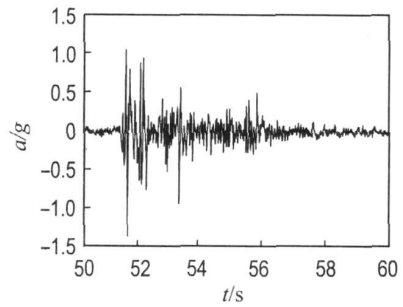


图 4 输入地震动加速度时程

Fig. 4 Acceleration time-history curves of input ground motion

1.2 采集系统

采集系统为北奥 16 通道振动数据采集仪, 传感器为 SW-1 型位移传感器和 MBA-2 型差容力平衡加速度传感器. 在每个桥墩试件的中部和顶部分别布置一个加速度传感器和一个位移传感器, 用于记录试件中部和顶部的绝对加速度和相对位移反应; 振动台台面布置一个加速度传感器, 用于记录输入的地震动.

1.3 输入地震波

输入地震波采用 El-Centro 波南北向, 该波最大加速度 3.417 m/s^2 , 场地属 I ~ II 类. 本试验只作单向地震动输入, 为了更好地获得桥墩试件非线性地震反应特性, 连续输入 4 条相同的波. 输入地震波按时间相似比(0.52)进行压缩, 加速度峰值也作相应调整, 如表 5 所示. 台面输入峰值 1.49g 时的加速度时程和傅里叶谱分别如图 4 和图 5 所示. 由图 5 可以看出, 输入的地震动的周期范围 0.1 ~ 0.7 s, 卓越周期在 0.1 s 左右.

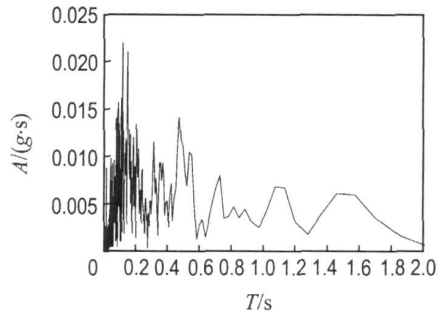


图 5 输入地震动傅里叶谱

Fig. 5 Fourier spectrum of input ground motion

表 5 试验工况

Tab. 5 Test conditions

工况顺序	输入方式	压缩前峰值/g	压缩后峰值/g	试验名称
1	敲击测试			敲击 1
2	El-Centro 波	0.14	0.26	小震
3	敲击测试			敲击 2
4	El-Centro 波	0.4	0.74	中震
5	敲击测试			敲击 3
6	El-Centro 波	0.8	1.49	大震
7	敲击测试			敲击 4

1.4 试验工况

为增加可比性, 将 6 个桥墩试件分为 3 组, 试验时将一组试件同时固定于振动台上进行试验. 分组原则为截面形式不同而配筋和剪跨比相近的试件分为一组, A12 和 RA12 为第一组, A12L 和 RA12L 为第二组, A12S 和 RA12S 为第三组. 采用人工敲击配重箱以激起试件自振的方法测试桥墩试件的力学特性. 试验工况具体如表 5 所示, 其中第二组短柱桥墩试件在大震后又增加了 2 个大震工况, 以更好地研究其破坏形态.

2 模型地震反应分析

2.1 试验现象

小震作用后, 除 RA12 和 RA12L 无明显破坏现象外, 其余试件在底部出现少量水平裂缝; 中震作用后, RA12L 无明显破坏现象, RA12 底部出现水平裂缝, A12 的原有裂缝多有扩展现象, 其余试件均出现斜向裂缝; 大震作用后, 除 RA12L 和 RA12S 外, 其余试件均出现底部水平裂缝贯通的现象, RA12L 底部出现斜向发展裂缝, 原有斜向裂缝的试件又出现新的斜向裂缝. 桥墩试件大震

后破坏现象如图 6 所示. 可以看出, 方形截面的试件裂缝较少, 主要分布在底部, 圆形截面的试件裂缝较密, 可分布到中部以上; 低配箍率和短柱桥墩均出现斜向裂缝. 总体看来, 短柱桥墩出现的剪切斜裂缝更明显些. 大震后 6 根桥墩试件均无明显倾斜, 保护层混凝土没有脱落, 属可修复破坏状态.

2.2 加速度和位移反应

试件顶部位移和绝对加速度反应最大值如表 6 所示. 可以看出, 同样截面形式的 3 个试件中, 剪跨比较小的试件的顶部加速度反应较大, 位移反应较小, 其余 2 个试件的加速度和位移反应相差不多, 这是可以想见的; 剪跨比和配箍率相近但截面形式不同的 3 组试件中, 圆形截面试件的顶部加速度反应要略大于方形截面试件, 而位移反应要略小于方形截面试件. 试件在大震作用下的顶部位移反应和加速度反应如图 7 所示.

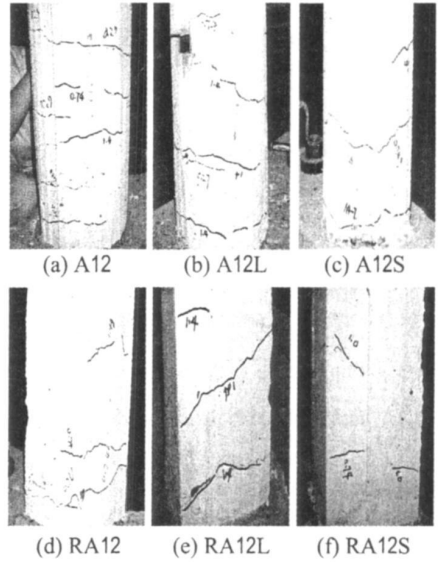


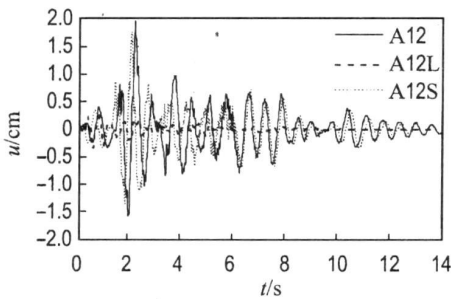
图 6 桥墩大震后照片

Fig. 6 Photograph of bridge pier specimens after large earthquake

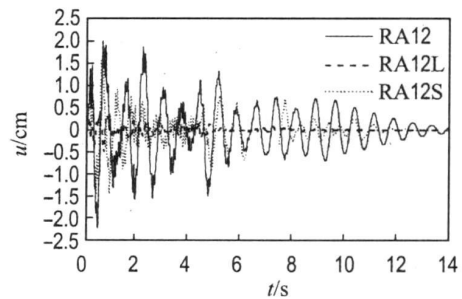
表 6 桥墩试件顶部位移和绝对加速度反应最大值

Tab. 6 The maximum values of displacements and accelerations at the top of bridge pier specimens

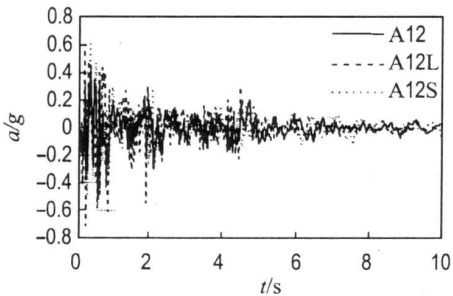
工况	A 12		A 12L		A 12S		RA 12		RA 12L		RA 12S	
	u/cm	a/g	u/cm	a/g	u/cm	a/g	u/cm	a/g	u/cm	a/g	u/cm	a/g
小震	1.0	0.29	0.1	0.38	1.1	0.37	1.1	0.25	0.2	0.37	1.1	0.36
中震	1.5	0.45	0.2	0.56	1.5	0.58	1.9	0.36	0.3	0.56	1.9	0.40
大震	2.1	0.57	0.4	0.91	1.8	0.60	2.6	0.55	0.5	0.70	2.2	0.56



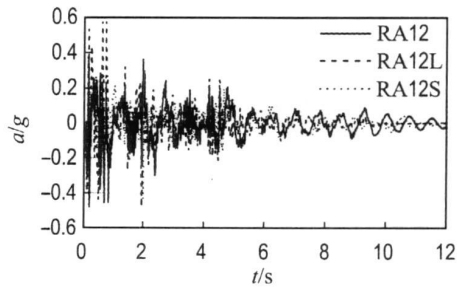
(a) 圆形截面试件顶部位移时程



(b) 方形截面试件顶部位移时程



(c) 圆形截面试件顶部加速度时程



(d) 方形截面试件顶部加速度时程

图 7 桥墩试件大震作用时位移和加速度反应时程

Fig. 7 Displacement and acceleration response time-history of bridge pier specimens subjected to large earthquake

2.3 试件的周期和阻尼

桥墩试件可近似看做是单自由度系统, 台面停止输入后, 试件会产生自由衰减振动, 对这个阶段试件顶部加速度或者位移反应时程记录进行快速傅里叶变换, 即可得到试件的振动周期, 用此方法所得桥墩试件周期如表 7 所示 (试件在小震之前的振动周期通过人工敲击顶部配重箱以激起试件自由衰减振动的方式得到)。

表 7 桥墩试件的振动周期

Tab. 7 Vibration period of bridge pier specimens

试件编号	小震前	小震后	中震	大震
A 12	0.47	0.52	0.52	0.61
A12L	0.16	0.32	0.33	0.38
A 12S	0.42	0.53	0.53	0.64
RA 12	0.40	0.52	0.52	0.73
RA 12L	0.14	0.29	0.32	0.38
RA 12S	0.36	0.45	0.52	0.68

对自由衰减振动顶部位移峰值点进行分析, 可得到试件的阻尼比^[15]

$$\xi = \frac{1}{2m\pi} \ln \frac{S_i}{S_{i+n}} \quad (1)$$

式中: ξ 为阻尼比; S_i 为第 i 个峰值; S_{i+n} 为第 $(i+n)$ 个峰值。

得到的试件阻尼比如表 8 所示, 可以看出随输入地震动强度增加, 试件阻尼比增加, 总体在 2%~4%, 不同试件相差不大. 由于剪跨比较小的 2 个试件自振频率较高, 自由衰减振动的信号较差, 用此方法无法识别其阻尼比。

表 8 桥墩试件的阻尼比

Tab. 8 Damping ratio of bridge pier specimens

试件编号	小震	中震	大震
A 12	0.024	0.026	0.034
A12L	—	—	—
A 12S	0.024	0.026	0.028
RA 12	0.028	0.030	0.035
RA 12L	—	—	—
RA 12S	0.024	0.025	0.027

2.4 动力放大系数

动力放大系数定义为试件绝对加速度反应的最大值和输入地震动加速度最大值之比. 试件在不同水准地震作用下的动力放大系数如图 8 所示, 可以看出动力放大系数随着输入地震动加速度峰值的增加呈不断减小的趋势。

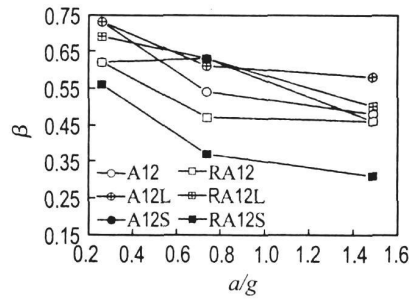


图 8 不同峰值加速度下桥墩动力放大系数
Fig. 8 Evolution of dynamic amplification factors at different peak accelerations

2.5 位移延性系数

采用文献[16]中提出的方法近似估计了试件反应位移延性系数. 该方法假设桥墩顶部侧向力和位移的恢复力模型为理想弹塑性模型 (图 9), 显然有

$$\hat{\delta} = \frac{F_y}{K_0} = \frac{F_y T_0^2}{4m\pi^2} \quad (2)$$

$$\hat{\delta} = \frac{F_y}{K_e} = \frac{F_y T^2}{4m\pi^2} \quad (3)$$

$$\mu = \frac{\hat{\delta}}{\delta_0} = \frac{T^2}{T_0^2} \quad (4)$$

式中: T_0 为桥墩损伤前的自振周期; T 为任一级地震后桥墩的自振周期; μ 为位移延性系数。

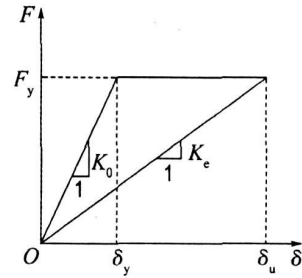


图 9 理想弹塑性恢复力模型

Fig. 9 Ideal elasto-plastic model for relationship between force and displacement

由于试件的侧向力-位移关系不是严格意义上的理想弹塑性模型, 此种方法得到的位移延性系数只是一种近似估计, 且仅适用于中震和大震作用下构件发生非线性反应时. 取振动台试验前敲击测试所得周期作为桥墩未损伤周期 T_0 , 由表 7 数据计算的试件位移延性系数如图 10 所示。

可以看出, 相同截面形式的构件中, 短柱桥墩的延性系数最大, 小配箍率试件次之, 具有良好箍筋约束的试件最小. 以圆形截面试件为例, A 12 和

A12S 在中震作用时的延性系数为 1.5 左右, 大震作用时略大于 2.0; 而 A12L 中震时为 4.3, 大震时已达到 7.2. 另外, 同一组试件中, 方形截面较圆形截面试件的延性系数要大.

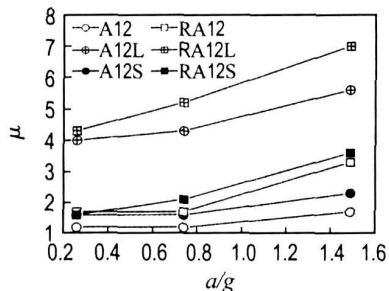


图 10 桥墩试件的位移延性系数

Fig. 10 Displacement ductility factor of bridge pier specimens

2.6 试件耗能

非线性单自由度体系的运动微分方程为

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + f(u(t)) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (5)$$

式中: $u(t)$ 为体系相对位移反应; $\dot{u}(t)$ 为相对速度反应; $\ddot{u}(t)$ 为相对加速度反应; $\ddot{u}_g(t)$ 为输入地面加速度.

在式(5)两边同时乘以质点位移反应的微小增量 $du(t)$, 然后在时域内积分, 则有

$$\int_0^{t_e} m\ddot{u}(t)\dot{u}(t)dt + \int_0^{t_e} c\dot{u}(t)\dot{u}(t)dt + \int_0^{t_e} f(u(t))\dot{u}(t)dt = -\int_0^{t_e} m\ddot{u}_g(t)\dot{u}(t)dt \quad (6)$$

即为体系能量平衡方程, 式(6)可简捷表示为

$$E_k(t) + E_d(t) + (E_h(t) + E_s(t)) = E_i(t) \quad (7)$$

式(7)中各项与式(6)中各项一一对应, 其中 $E_k(t)$ 为单自由度体系动能; $E_d(t)$ 为阻尼耗能; $E_h(t)$ 为滞回耗能; $E_s(t)$ 为弹性变形能; $E_i(t)$ 为总的地震输入能.

在地震输入结束 t_e 时刻, $E_k(t_e) = 0$, $E_s(t_e) = 0$, 所以式(7)变为

$$E_d(t_e) + E_h(t_e) = E_i(t_e) \quad (8)$$

式(8)左边为体系的总耗能, 右边为体系总的地震输入能. 若将式(6)等号右边项移至左边, 并参考式(8), 则可利用试件顶部绝对加速度和相对位移时程记录计算体系总的地震输入能, 亦即试件的总耗能(包括阻尼耗能和滞回耗能). 试件在不同水准地震作用下的耗能如图 11 所示.

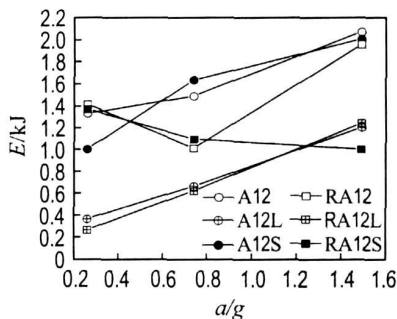


图 11 桥墩试件的耗能

Fig. 11 Energy dissipation of bridge pier specimens

可以看出, 剪跨比较大的 4 根试件的耗能要明显大于剪跨比较小的 2 个试件(RA12S 除外), 如圆形截面试件, A12 和 A12S 在不同输入工况下的耗能为 A12L 的 2~3 倍. 另外, RA12L 大震时的耗能大于 RA12S 的原因可能是 RA12S 中震后的振动周期为 0.5 s 左右(见表 7), 而输入地震动在 0.6 s 左右成分较少, 不易发生共振.

3 结 论

(1) 具有良好箍筋约束的桥墩试件破坏形态以水平开裂为主; 小剪跨比和低配箍率的桥墩试件, 小震时多为水平裂缝, 中震后裂缝呈斜向发展趋势, 小剪跨比试件的剪切裂缝更为明显.

(2) 在相同地震动输入条件下, 良好箍筋约束桥墩试件反应位移延性系数最小, 低配箍率试件略大, 而小剪跨比桥墩试件反应位移延性系数则显著大于前两者.

(3) 在相同地震动输入条件下, 良好箍筋约束和低配箍率桥墩试件的耗能相近, 小剪跨比桥墩试件耗能明显小于前两者.

小剪跨比桥墩在地震作用下反应位移延性系数较大, 而耗能偏小, 抗震设计时应引起足够重视.

致谢: 中国地震局工程力学研究所李洪涛工程师、陈惠民高级工程师, 大连理工大学土木水利学院硕士研究生孙治国参加了本项试验工作.

参考文献:

- [1] 普瑞斯特雷 M J N, 塞勃勒 F. 桥梁抗震设计与加固 [M]. 袁万城, 等译. 北京: 人民交通出版社, 1997
- [2] 范立础, 卓卫东. 桥梁延性抗震设计 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2001
- [3] 范立础, 李建中, 王君杰. 高架桥梁抗震设计 [M]. 北

- 京: 人民交通出版社, 2001
- [4] 王东升, 司炳君, 艾庆华, 等. 钢筋混凝土桥墩地震抗剪强度初步研究[C] // 第七届全国地震工程学术会议论文集. 北京: 地震出版社, 2006: 1068-1074
- [5] 司炳君, 李宏男, 王东升, 等. 基于位移设计钢筋混凝土桥墩抗震性能试验研究(I): 拟静力试验[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(1): 123-129
- [6] 邱法维. 结构抗震实验方法进展[J]. 土木工程学报, 2004, 37(10): 19-27
- [7] 张敏政, 孟庆利, 刘晓明. 建筑结构的抗震模拟试验研究[J]. 工程抗震, 2003, 4: 31-35
- [8] 王东升, 李宏男, 赵颖华, 等. 钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法[J]. 土木工程学报, 2006, 39(10): 80-86
- [9] 中华人民共和国交通部标准. JTJ 004—89 公路工程抗震设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1990
- [10] 中华人民共和国建设部标准. JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑出版社, 1997
- [11] PARK S W, YEN W P, COOPER J D, *et al.* A comparative study of U. S. -Japan seismic design of highway bridges: II. Shake-table model tests [J]. **Earthquake Spectra**, 2003, 19(4): 933-958
- [12] SAIIDI M, ITANI A, JOHNSON J, *et al.* Shake table response of bridge columns [C] // **Earthquake Resistant Engineering Structures IV**. Ashurst: WIT Press, 2003: 69-78
- [13] 吕西林, 邹 昀, 卢文胜, 等. 上海环球金融中心大厦结构模型振动台抗震试验[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(3): 57-63
- [14] 朱杰江, 吕西林, 邹 昀. 上海环球金融中心模型结构振动台试验与理论分析的对比研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(10): 18-26
- [15] CLOUGH R W, PENZIEN J D. **Dynamics of Structures** [M]. New York, McGraw-Hill Inc, 1993
- [16] KOBAYASHI Hiroshi, UNJOH Shigeki. Development of an earthquake damage detection system for bridge structures [C] // **Proceedings of North American Euro Pacific Workshop for Sensing Issues in Civil Structural Health Monitoring**. Hawaii: [s n], 2004: 165-174

Experimental study of seismic damage of reinforced concrete bridge piers on shaking table

AI Qing-hua^{*1}, WANG Dong-sheng², LI Hong-nan¹, MENG Qing-li³

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

2. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, China;

3. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China)

Abstract: In the recent destructive earthquakes, brittle shear failure of reinforcement concrete bridge piers with low lateral reinforcement ratio or with low shear span ratio accounted for quite a few reasons in the bridge failure cases. 6 reinforced concrete bridge pier specimens, 3 circular-sectioned and 3 square-sectioned, which represented bridge piers with sufficient lateral reinforcement ratio, with low lateral reinforcement ratio and with low shear span ratio respectively, were tested on the shaking table and the seismic performances were studied. The damage states, acceleration response, displacement response, displacement ductility factors and energy dissipation of the specimens when they were subjected to minor-magnitude earthquake, medium-magnitude earthquake and large-magnitude earthquake were analyzed and compared. The experimental results show that the displacement response ductility factor of low-shear-span-ratio bridge piers is large, which should be paid much attention to in the seismic design.

Key words: reinforced concrete bridge piers; shear failure; shaking table test; ductility; dissipated energy