文章编号: 1007 - 6069(2011)01 - 0014 - 08

钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙振动台试验研究

王尧鸿[1], 张建伟[1,2], 曹万林[1,2], 董宏英[1,2]
(1. 北京工业大学 建筑工程学院,北京 100124; 2. 城市与工程安全减灾省部共建教育部重点实验室,北京 100124)

摘 要: 进行了4个钢管混凝土叠合边框剪力墙模型的模拟地震振动台试验,包括:1个高宽比为1.6的钢管混凝土叠合边框剪力墙,1个高宽比为1.6的钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙,1个高宽比为3.0的为钢管混凝土叠合边框剪力墙,1个高宽比为3.0的钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙。试验中输入Taft地震波,测试了各试件在不同峰值加速度下的时程地震反应及其动力特性,分析了剪力墙损伤过程及破坏特征。研究表明,钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙比普通钢管混凝土叠合柱边框剪力墙承载力高、刚度退化慢、延性好、抗震耗能能力强。

关键词: 钢管混凝土叠合边框柱; 内藏钢桁架; 剪力墙; 振动台试验
中图分类号: TU375; P315.98 **文献标志码**: A

Shaking table test study on composite shear wall with steel tube-reinforced concrete column and concealed steel truss

WANG Yaohong[1], ZHANG Jianwei[1,2], CAO Wanlin[1,2], DONG Hongying[1,2]
(1. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;
2. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education of China, Beijing 100124, China)

Abstract: Shaking table test of four composite shear walls with steel tube-reinforced concrete column has been carried out. Two walls' ratio of height to width is 1.6, of which one is composite shear wall with steel tube-reinforced concrete column, another is composite shear wall with steel tube-reinforced concrete column and concealed steel truss; two walls' ratio of height to width is 3.0, of which one is composite shear wall with steel tube-reinforced concrete column, another is composite shear wall with steel tube-reinforced concrete column and concealed steel truss. The "Taft" seismic wave was input in the shaking table test. In the experiment, dynamic character, dynamic response, damage process and failure mode of the four shear walls in different seismic peak acceleration are contrastively analyzed. The study results indicate that compared with shear wall with steel tube-reinforced concrete column, the composite shear walls with steel tube-reinforced concrete column and concealed steel truss have the following performances that the load-carrying capacity is higher, the stiffness' degradation is more slower, the ductility is more better, and the seismic behavior is significantly improved.

Key words: steel tube-reinforced concrete column; concealed steel truss; shear wall; shaking table test

收稿日期: 2011 - 01 - 24; **修订日期**: 2011 - 02 - 14
基金项目: 国家自然科学基金项目(50878007); 北京市科技重大项目(D08050603720000); 北京市教委科技计划重点项目(KZ200910005008); 高校博士点基金项目(20070005005); 北京市高层次人才项目(PHR20100502)
作者简介: 王尧鸿(1981 -),男,博士研究生,主要从事工程抗震研究. E-mail: wang_yaohong@163.com
通讯作者: 曹万林(1954 -),男,教授,博士生导师,主要从事工程抗震研究. E-mail: wlcao@bjut.edu.cn

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

引言

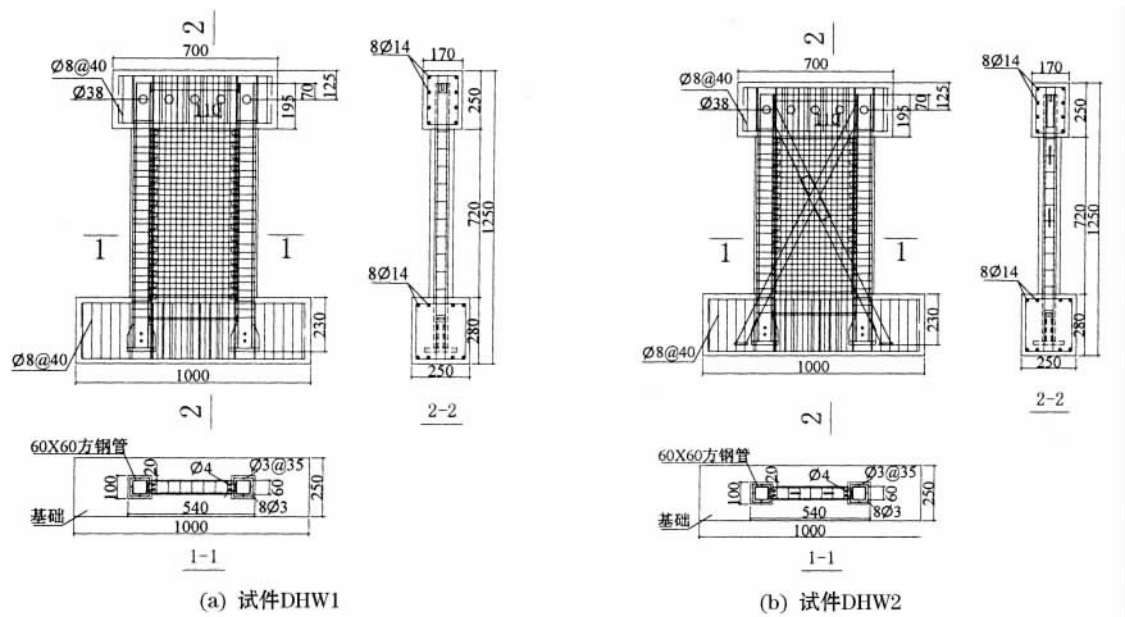
剪力墙是高层建筑结构最关键的抗侧力部件，研制性能良好的新型组合剪力墙对保证高层建筑的抗震安全至关重要。近年来，钢–混凝土组合剪力墙的研究在我国土木工程领域越来越受到重视。文献[1]对钢–混凝土组合剪力墙进行了受力性能分析，表明该种剪力墙可以发挥不同材料的优势，使墙体的延性和耗能能力得以提高。文献[2,3]对近年钢–混凝土组合结构在工程中的应用和发展进行了介绍，并分析了其抗震优势。本课题组在文献[4,5]中提出了带暗支撑剪力墙，并进行了相应的试验研究，研究表明加设暗支撑可显著提高剪力墙抗震性能; 在文献[6,7]中提出了方钢管混凝土边框组合剪力墙，并进行了其抗震性能试验，研究表明加设钢管混凝土边框可明显提高剪力墙的抗震承载力与延性; 在文献[8]中提出圆钢管混凝土边框内藏桁架剪力墙，并进行了其抗震性能试验，研究表明加设钢管混凝土边框同时内藏钢桁架可大幅度提高剪力墙的抗震耗能能力。

文中进行了 4 个钢管混凝土叠合边框剪力墙模型的模拟地震振动台试验，其中: 高宽比为 1.6 的 2 个模型中，1 个为钢管混凝土叠合边框剪力墙，1 个为钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙; 高宽比为 3.0 的 2 个模型中，1 个为钢管混凝土叠合边框剪力墙，1 个为钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙。试验中输入 Taft 地震波，测试了各试件在不同峰值加速度下的时程地震反应和剪力墙动力特性，分析了剪力墙混凝土开裂及破坏特征。

1　试件设计及试验方案

1.1　试件设计

所制作的 4 个试件编号为 DHW1、DHW2、DHW3、DHW4，各试件均按 1/12 缩尺。DHW1、DHW2 高宽比为 1.6，DHW3、DHW4 高宽比为 3.0; DHW1 和 DHW3 为普通钢管混凝土叠合边框剪力墙试件，DHW2 和 DHW4 为钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙试件。试件的叠合柱钢筋、墙体分布钢筋分别采用 Φ2.8、Φ1.6 镀锌铁丝; 边框方钢管由厚 2mm 的钢板制作，截面边长 60mm; 试件的基础和加载梁的纵筋、箍筋分别采用 Φ14、Φ8 钢筋; 试件 DHW2 钢桁架的钢撑截面尺寸为 40mm × 4mm，试件 DHW4 中钢桁架下部钢撑截面尺寸为 40mm × 4mm、上部钢撑截面尺寸为 30mm × 4mm; 钢管边框与混凝土剪力墙之间采用尺寸为 30mm × 30mm × 2mm 的 U 形钢板连接键连接，U 形连接键端部弯成钩状并在弯钩内插入竖向 Φ4 钢筋，以加强与剪力墙水平钢筋的连接。试件采用 C30 细石混凝土浇筑，实测混凝土立方体抗压强度为 34.2MPa、弹性模量为 2.91×10^4MPa。实测钢管、钢板及钢筋的材料力学性能见表 1。各试件的尺寸、配筋、配钢情况见图 1。



(a) 试件DHW1　　(b) 试件DHW2

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

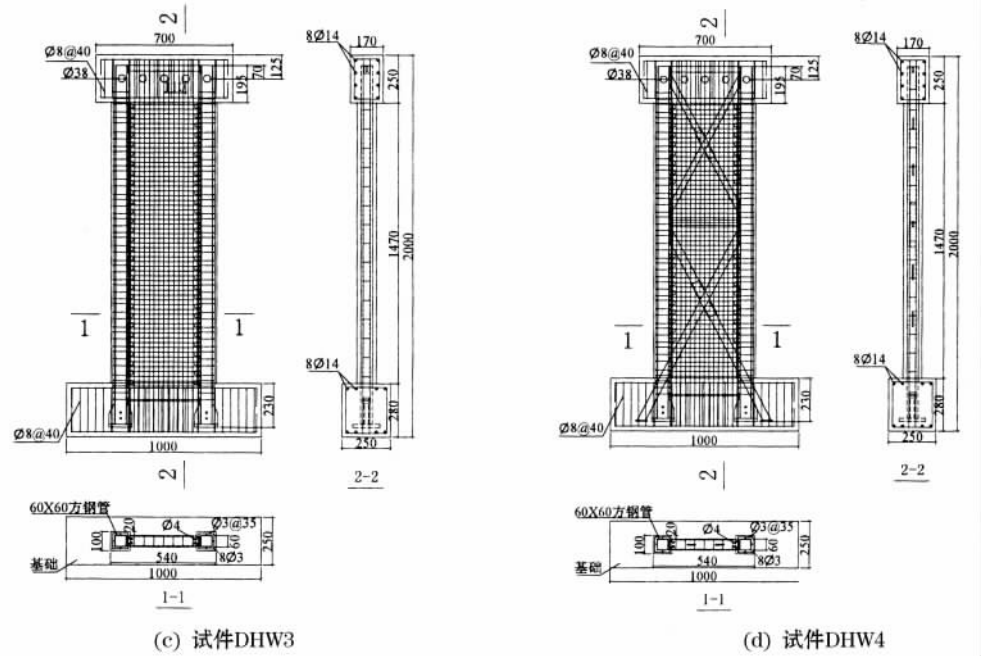


图 1 各试件配筋图

Fig. 1 Steel bar details of specimens

表 1 钢筋及钢材的材料力学性能

Table 1 Mechanical properties of the material

钢材类型	位置	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/10^5 MPa
Φ1.6 镀锌铁丝	剪力墙分布筋	376	445	1.88
Φ2.8 镀锌铁丝	叠合柱纵筋、箍筋	420	525	2.04
Φ4 钢筋	连接键处纵筋	625	697	1.95
2mm 厚钢管	叠合柱方钢管	290	420	1.92
4mm 厚钢板	钢桁架斜撑	285	415	1.90

1.2 试验方案

为便于进行单片剪力墙振动台试验，研制了图 2 所示的试验装置，该试验装置由上部钢制荷重槽及 4 根工字型截面钢杆构成，4 根工字型截面钢杆上下两端通过螺栓与荷重槽和台面连接，其在激振方向的抗侧力刚度仅为试件抗侧力刚度的 5% 左右。试件基础固定在台面上，试件顶部固定在荷重槽的底部。用该装置对文中 4 个试件进行了模拟地震振动台试验。图 2 中荷重槽内填入荷重块，荷重槽和荷重块总重为 70kN。

振动台单向输入 Taft 地震波(X 方向) 。根据相似关系要求，时间相似系数为 0.289，Taft 波的输入时间间隔: 0.02 × 0.289 = 0.005 78 s，持续时间: 50 × 0.289 = 14.45 s。试验过程中试件 DHW2 进行到第 16 个工况后仍未破坏，此时振动台设备已达到最大工作极限，为了得到试件的破坏状态，地震波换成 Kobe 波又进行了 2 次激振。

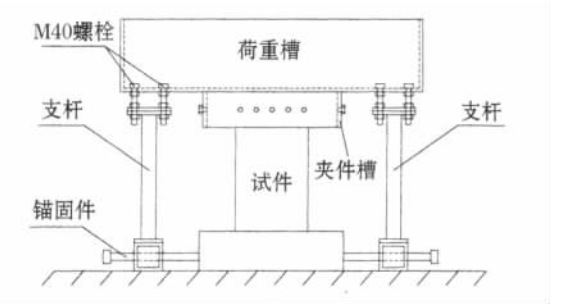


图 2 加载装置示意图

Fig. 2 Test set-up

试验测试过程: 各工况下，输入地震波前，首先输入白噪声以测试试件的自振频率和阻尼比; 之后输入地震波测试试件的时程地震反应，人工观测裂缝并记录试件破坏形态与破坏过程。

测试仪表布置: 分别在振动台台面、试件基础顶面、试件加载梁中部、荷重槽中部布置了加速度传感器; 沿剪力墙底面与剪力墙顶面之间斜向布置了拉线式位移传感器，以测试剪力墙的相对侧向位移时程[9,10]。

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

2　试验结果与分析

2.1　自振频率与阻尼比

4 个试件的实测自振频率–输入加速度峰值关系曲线见图 3，阻尼比–输入加速度峰值关系曲线见图 4。

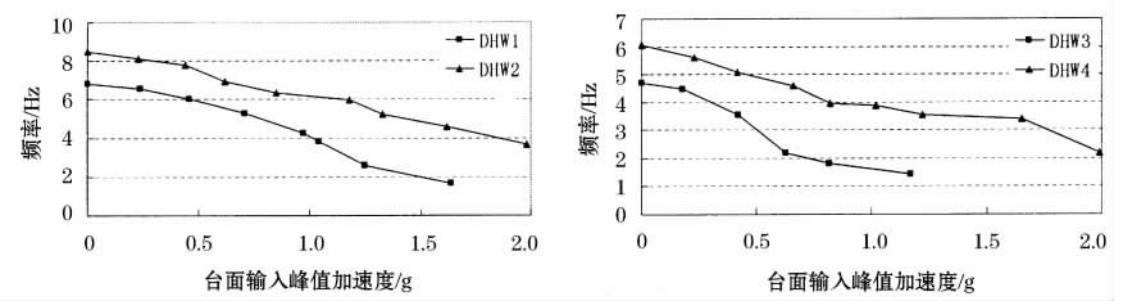


图 3　各试件自振频率–输入加速度峰值关系曲线

Fig. 3　Curves of frequency-mesa input peak acceleration

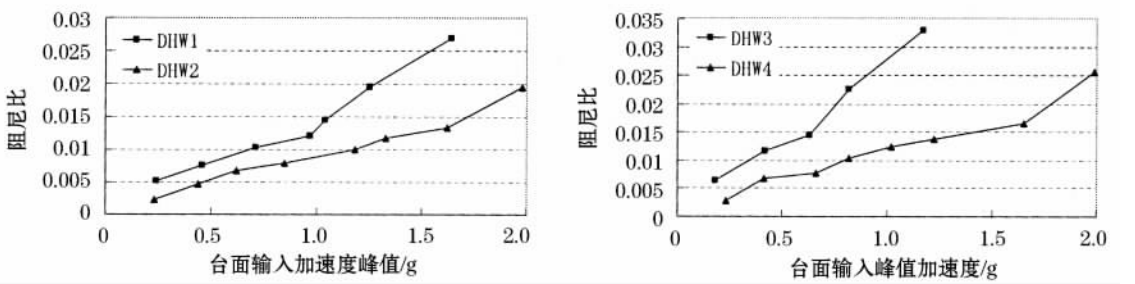


图 4　各试件阻尼比–输入加速度峰值关系曲线

Fig. 4　Curves of damping ratio-mesa input peak acceleration

由图 3、图 4 可见：(1) 内藏钢桁架剪力墙 DHW2 和 DHW4 与剪力墙 DHW1 和 DHW3 相比，刚度有所提高，故自振频率相应提高；随地震输入加速度峰值的逐级加大，DHW2 和 DHW4 的刚度退化速度较 DHW1 和 DHW3 慢，故自振频率衰减速度相应减慢；(2) 内藏钢桁架剪力墙 DHW2 和 DHW4 与剪力墙 DHW1 和 DHW3 相比，由于钢桁架的存在，阻尼比减小；随地震输入加速度峰值的逐级加大，DHW2 和 DHW4 的损伤较 DHW1 和 DHW3 慢且程度较轻，故阻尼比的增加相应减慢。

2.2　加速度反应

实测所得各试件的振动台台面、试件基础顶面、试件加载梁中部、荷重槽中部的绝对加速度反应最大值见表 2 和表 3；试验过程中，试件加载梁中部加速度反应峰值与振动台台面峰值的比值 λ 随振动台台面输入加速度峰值的增大而变化的曲线见图 5。部分工况各试件加载梁中部的加速度反应时程曲线比较见图 6，图中右上角括号内为对应的台面输入加速度峰值。

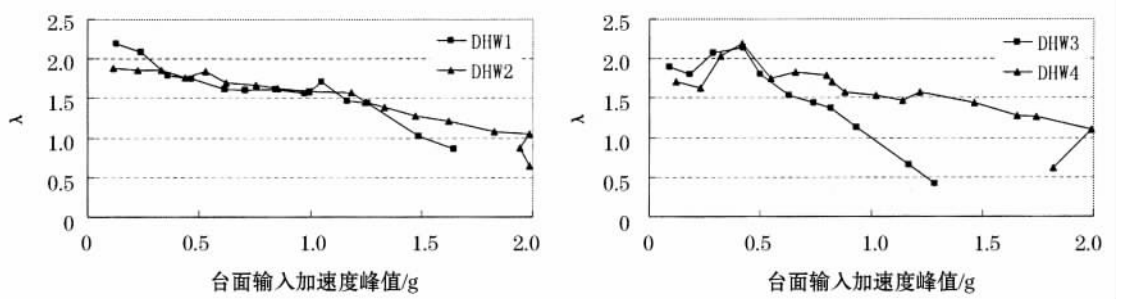


图 5　试件加载梁中部加速度反应相对峰值–输入加速度峰值曲线

Fig. 5　Curves of λ-mesa input peak acceleration

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

表 2 模型 DHW1、DHW2 各位置绝对加速度反应最大值

Table 2 Maximum acceleration response of each location for specimen DHW1 and DHW2

工况	模型 DHW1				模型 DHW2			
	台面输入/g	基础顶面/g	加载梁中部/g	荷重槽中部/g	台面输入/g	基础顶面/g	加载梁中部/g	荷重槽中部/g
1	0.129	0.141	0.283	0.299	0.117	0.125	0.220	0.229
2	0.241	0.289	0.501	0.538	0.227	0.233	0.420	0.438
3	0.359	0.424	0.643	0.714	0.332	0.356	0.616	0.641
4	0.464	0.556	0.808	0.879	0.438	0.469	0.770	0.795
5	0.613	0.632	0.986	1.094	0.531	0.576	0.979	0.998
6	0.708	0.734	1.136	1.251	0.618	0.652	1.050	1.095
7	0.842	0.886	1.353	1.479	0.755	0.783	1.261	1.293
8	0.969	0.989	1.515	1.548	0.853	0.925	1.388	1.457
9	0.995	1.033	1.582	1.651	0.992	1.078	1.575	1.632
10	1.047	1.123	1.787	1.875	1.181	1.257	1.859	1.877
11	1.163	1.267	1.699	1.732	1.243	1.296	1.808	1.833
12	1.253	1.342	1.806	1.850	1.334	1.377	1.846	1.884
13	1.484	1.596	1.511	1.492	1.472	1.506	1.885	1.992
14	1.642	1.738	1.415	1.223	1.619	1.664	1.959	1.983
15					1.827	1.884	1.973	2.015
16					1.984	2.192	2.073	2.318
17					K1.940	2.172	1.685	1.628
18					K1.986	2.084	1.281	1.174

表 3 模型 DHW3、DHW4 各位置绝对加速度反应最大值

Table 3 Maximum acceleration response of each location for specimen DHW3 and DHW4

工况	模型 DHW3				模型 DHW4			
	台面输入/g	基础顶面/g	加载梁中部/g	荷重槽中部/g	台面输入/g	基础顶面/g	加载梁中部/g	荷重槽中部/g
1	0.093	0.152	0.176	0.201	0.122	0.180	0.209	0.242
2	0.181	0.214	0.325	0.394	0.233	0.259	0.378	0.448
3	0.289	0.311	0.598	0.756	0.321	0.332	0.650	0.771
4	0.422	0.417	0.903	0.951	0.416	0.417	0.911	0.946
5	0.498	0.51	0.898	0.922	0.549	0.571	0.959	0.976
6	0.630	0.674	0.966	1.053	0.661	0.684	1.211	1.253
7	0.738	0.866	1.06	1.302	0.798	0.800	1.429	1.502
8	0.817	0.867	1.12	1.26	0.821	0.901	1.398	1.443
9	0.932	1.00	1.05	1.13	0.882	0.887	1.382	1.533
10	1.168	1.21	0.767	0.755	1.021	1.018	1.568	1.618
11	1.283	2.05	0.538	0.472	1.139	1.228	1.671	1.955
12					1.218	1.222	1.917	1.677
13					1.461	1.654	2.201	1.935
14					1.655	1.580	2.111	1.738
15					1.742	1.749	2.201	2.500
16					1.988	1.901	2.202	2.500
17					1.819	1.902	1.125	0.945

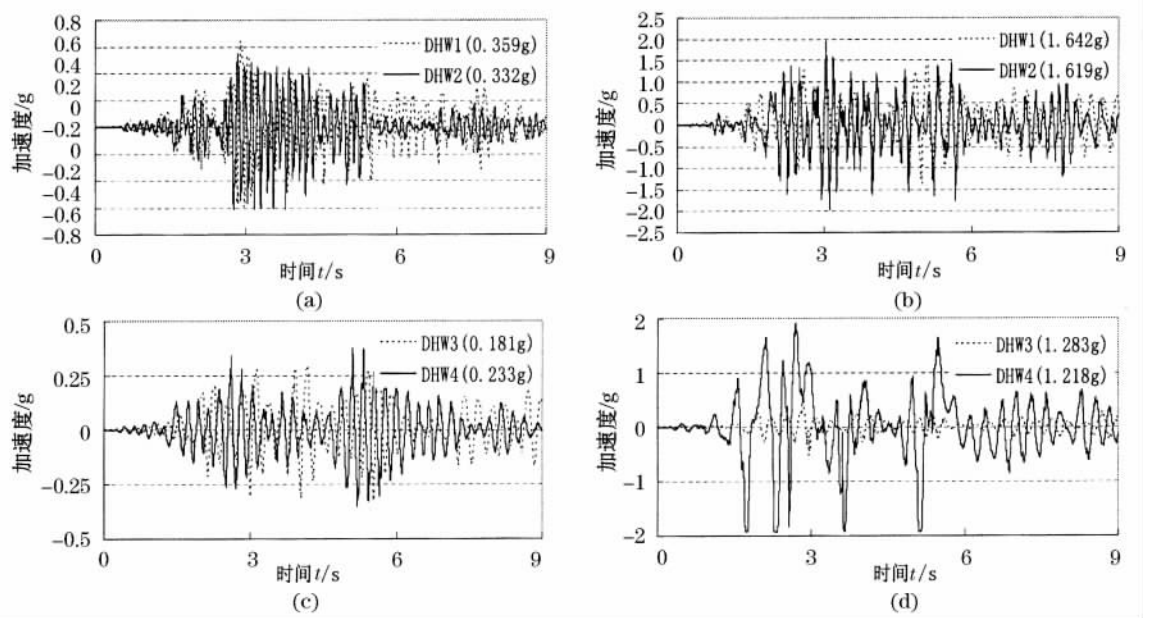


图 6 加载梁中部加速度时程曲线比较

Fig. 6 Acceleration time history response comparison curve of loading beam centrer

由表 2、表 3 和图 5、图 6 可知:

(1) 试件 DHW2 开裂时的台面加速度峰值比试件 DHW1 提高了 14.4%,试件 DHW4 开裂时的台面加速度峰值比试件 DHW3 提高了 30.1%。

(2) 在台面加速度峰值输入相近的情况下,开裂前同高宽比试件加载梁中部的加速度反应也相近;但随着台面输入加速度峰值的提高,带钢桁架试件加载梁中部的加速度反应峰值大于不带钢桁架试件加载梁中部的加速度反应峰值。

试验表明:由于钢桁架的存在,墙体的刚度和承载力退化慢,剪力墙的塑性变形发展较慢;到 $\lambda = 1$ 时,带钢桁架试件与不带钢桁架试件相比,矮墙激振次数多 3 次,高墙激振次数多 6 次,显著提高了其抗震能力。

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

2.3　位移反应

实测所得 4 个试件在不同加速度峰值地震波输入下，加载梁中部相对于试件基础顶面的最大相对位移反应及所对应位移角见表 4 和表 5，表中的相对位移为水平相对位移，它由斜向布置的拉线式位移传感器实测位移转换而得；4 个试件在部分工况下加载梁中部位移时程曲线比较见图 7，各图中右上角括号内为对应的台面输入加速度峰值。

表 4　试件 DHW1、DHW2 加载梁中部最大相对位移反应

Table 4　Maximum displacement of top location for specimen DHW1 and DHW2

工况	试件 DHW1			试件 DHW2		
	台面输入/g	试件 DHW1 位移/mm	位移角/rad	台面输入/g	试件 DHW1 位移/mm	位移角/rad
1	0.129	0.58	1/1456	0.117	0.42	1/2012
2	0.241	0.77	1/1097	0.227	0.6	1/1408
3	0.359	1.37	1/617	0.332	1.24	1/682
4	0.464	1.94	1/435	0.438	1.66	1/509
5	0.613	2.99	1/283	0.531	2.21	1/382
6	0.708	3.68	1/230	0.618	2.65	1/319
7	0.842	4.89	1/173	0.755	3.59	1/235
8	0.969	6.67	1/127	0.853	3.67	1/230
9	0.995	7.29	1/116	0.992	4.39	1/192
10	1.047	8.62	1/100	1.181	5.12	1/165
11	1.163	11.3	1/75	1.243	6.14	1/138
12	1.253	17.29	1/50	1.334	6.71	1/126
13	1.484	26.45	1/32	1.472	7.55	1/112
14	1.642	39.23	1/22	1.619	8.03	1/105
15				1.827	9.43	1/90
16				1.984	10.87	1/78
17				K1.940	18.78	1/45
18				K1.986	27.18	1/31

表 5　试件 DHW3、DHW4 加载梁中部最大相对位移反应

Table 5　Maximum displacement of top location for specimen DHW3 and DHW4

工况	试件 DHW3			试件 DHW4		
	台面输入/g	试件 DHW1 位移/mm	位移角/rad	台面输入/g	试件 DHW1 位移/mm	位移角/rad
1	0.093	0.944	1/1689	0.122	0.92	1/1733
2	0.181	2.077	1/768	0.233	3.212	1/497
3	0.289	4.391	1/363	0.321	4.51	1/354
4	0.422	7.579	1/210	0.416	7.436	1/215
5	0.498	13.953	1/114	0.549	8.69	1/184
6	0.63	20.543	1/78	0.661	11.191	1/143
7	0.738	28.641	1/56	0.798	15.182	1/105
8	0.817	29.351	1/54	0.821	14.947	1/107
9	0.932	33.694	1/47	0.882	16.529	1/97
10	1.168	51.095	1/31	1.021	16.553	1/96
11	1.283	56.836	1/28	1.139	18.086	1/88
12				1.218	19.173	1/83
13				1.461	24.627	1/65
14				1.655	28.665	1/56
15				1.742	31.736	1/50
16				1.988	39.504	1/41
17				1.819	46.233	1/35

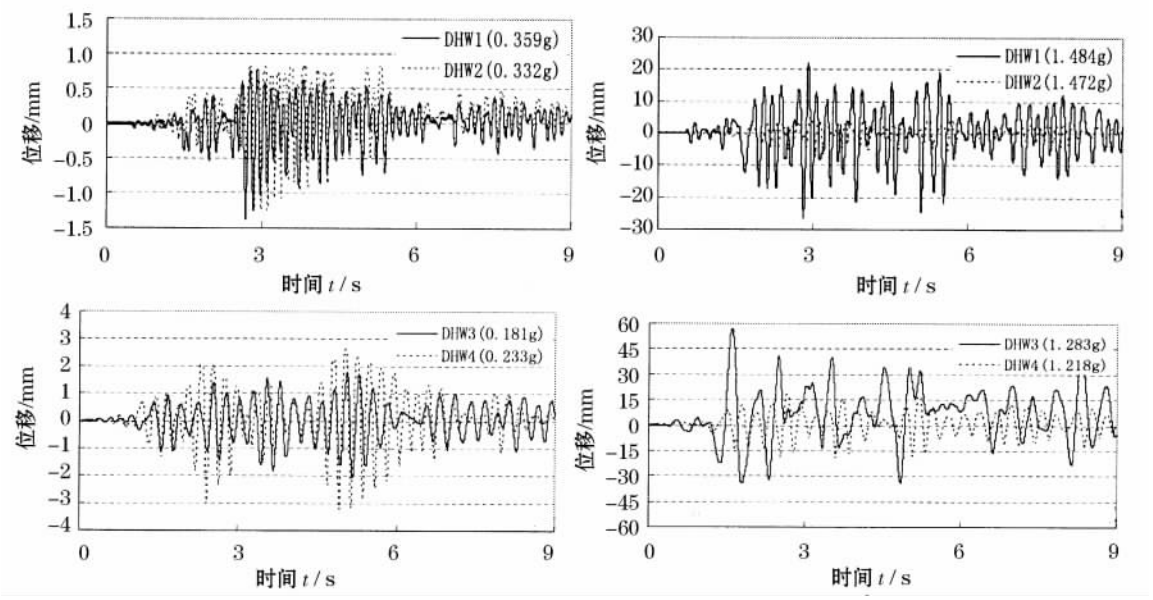


图 7　试件加载梁中部位移反应时程曲线比较

Fig. 7　Comparison of the loading beam central displacement after cracking

由表 4、表 5 和图 7 可见：在台面输入峰值加速度相近的情况下，开裂时带钢桁架试件的加载梁中部最大相对基础位移略大于不带钢桁架试件的相应值，即带钢桁架试件开裂较晚；在各工况激振中，带钢桁架试件的加载梁中部相对基础最大位移均小于不带钢桁架试件的相应值，并且随着台面峰值加速度的增大，二者相差愈益明显。

2.4　破坏状况

试件 DHW1 在输入台面加速度峰值为 0.464g（工况 4）的地震波后，试件中下部首先出现了 3 条长约 200mm 的斜向裂缝。在输入台面加速度峰值为 1.484g（工况 13）的地震波后，墙体出现了大范围的混凝土

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

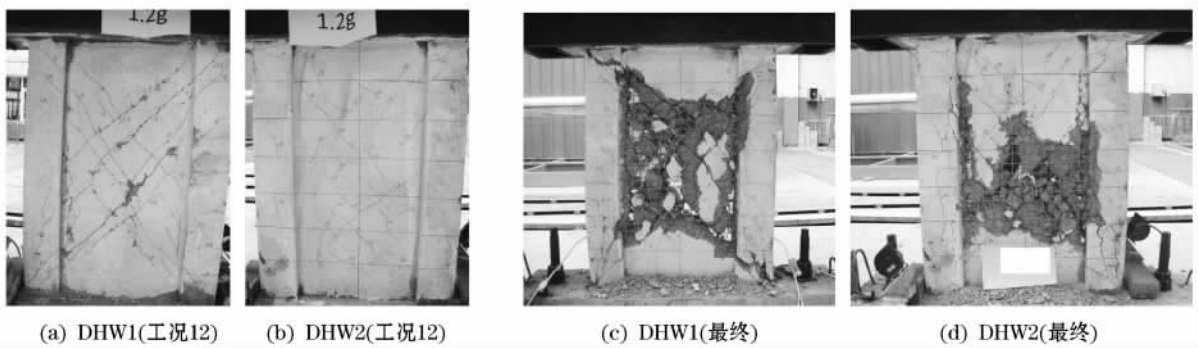
脱落的现象,大片分布钢筋已经暴露,很多暴露出的分布钢筋已经明显屈曲; 试件两侧叠合柱下部也出现了较大开口的斜向裂缝。

试件 DHW2 在输入台面加速度峰值为 0.531g(工况 5) 的地震波后在试件中下部出现若干条较短的斜裂缝。地震波换成 Kobe 波重复两次激振(台面加速度峰值均达到 1.9g 以上) 后,试件中下部大范围混凝土脱落,使试件很多地方前后通透,并露出了严重屈曲的钢撑,暴露出的墙体的分布钢筋也严重屈曲,有的已被剪断; 试件两侧叠合柱下部也出现了不少较大开口的斜裂缝。

试件 DHW3 在输入台面加速度峰值为 0.422g(工况 4) 的地震波后,在试件中下部出现了 3 条斜向裂缝。输入台面加速度峰值为 1.168g(工况 10) 的地震波后,混凝土大量酥碎脱落,墙体下部有的地方已前后通透,露出的钢筋也大都变形屈曲; 两侧叠合柱的下部也出现了混凝土脱落的现象。

试件 DHW4 在输入台面加速度峰值为 0.549g(工况 5) 的地震波后出现裂缝,裂缝出现在试件中部施工缝的上下区域和试件的底部。在输入台面加速度峰值为 1.988g(工况 16) 的地震波后,试件下半部分和两侧叠合柱底部已有大量混凝土脱落,并露出内部已经屈曲的钢桁架和钢筋。

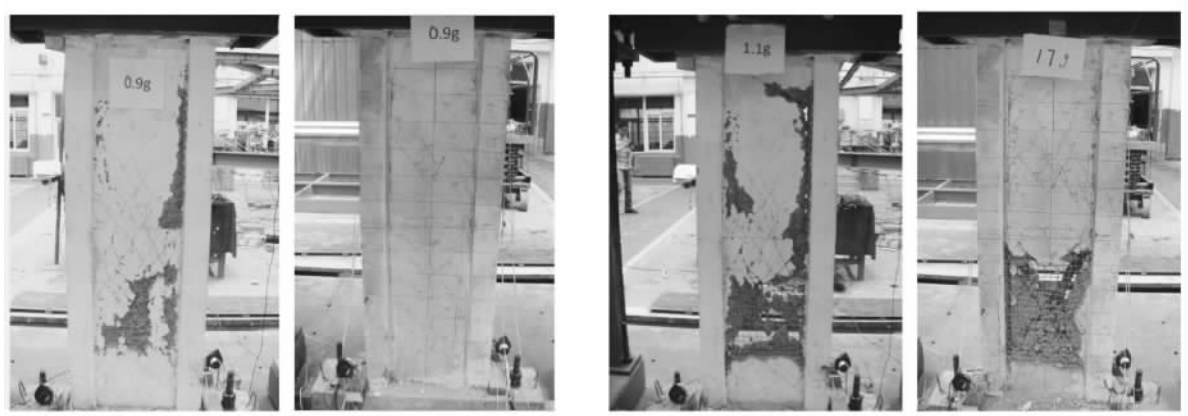
DHW1 和 DHW2 在工况 12 时的破坏状况比较见图 8(a) 和图 8(b) ,其最终破坏状况见图 8(c) 和图 8(d) 。DHW3 和 DHW4 在工况 9 时的破坏状况比较见图 9(a) 和图 9(b) ,其最终破坏状况见图 9(c) 和图 9(d) 。



(a) DHW1(工况12) (b) DHW2(工况12) (c) DHW1(最终) (d) DHW2(最终)

图 8 试件 DHW1 和 DHW2 破坏图

Fig. 8 Failure modes of specimen DHW1 and DHW2



(a) DHW3(工况9) (b) DHW4(工况9) (c) DHW3(最终) (d) DHW4(最终)

图 9 试件 DHW3 和 DHW4 破坏图

Fig. 9 Failure modes of specimen DHW3 and DHW4

3 结论

(1) 与不带钢桁架试件相比,带钢桁架试件自振频率衰减较慢,阻尼比增加较慢。

(2) 带钢桁架试件与不带钢桁架试件相比: 开裂前,台面输入峰值加速度相近的情况下,加载梁中部的加速度反应峰值相近; 开裂后,随着台面输入加速度峰值的提高,带钢桁架试件加载梁中部的加速度反应峰值大于不带钢桁架试件加载梁中部的加速度反应峰值。

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

(3) 在台面输入峰值加速度相近的情况下,各工况激振中,带钢桁架试件的加载梁中部相对基础最大位移均小于不带钢桁架试件的相应值,并且随着台面峰值加速度的增大,二者相差愈益明显。

(4) 钢管混凝土叠合边框内藏钢桁架剪力墙比普通钢管混凝土叠合柱边框剪力墙承载力高、刚度退化慢、延性好、抗震耗能能力较强。

参考文献

[1] 廖飞宇,陶　忠,韩林海. 钢-混凝土组合剪力墙抗震性能研究简述[J]. 地震工程与工程振动,2006,26(5):130-135.
LIAO Feiyu, TAO Zhong, HAN Linhai. A state-of-the-art review of composite shear walls under cyclic loading[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(5): 130-135.

[2] 徐培福. 复杂高层建筑结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社,2005.
XU Peifu. Design of complex high-rise structures[M]. Chinese Architecture and Building Press, 2005.

[3] 胡　利,王春磊,李锋宁. 钢-混凝土组合结构的研究进展[J]. 华北水利水电学院学报,2009,30(2):51-53.
HU Li, WANG Chunlei, LI Fengning. Research of the steel-concrete composite structure[J]. Journal of North China Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power,2009,30(2):51-53.

[4] 曹万林,赵长军,张建伟,等. 带暗支撑短肢剪力墙结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报,2008,29(1):76-85.
CAO Wanlin, ZHAO Changjun, ZHANG Jianwei, et al. Earthquake simulation test on short pier RC shear wall structure with concealed bracings[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(1): 76-85.

[5] 王志惠,曹万林,张建伟. 等. 高轴压比下钢桁架-混凝土组合剪力墙抗震研究[J]. 世界地震工程,2007,23(2):102-106.
WANG Zhihui, CAO Wanlin, ZHANG Jianwei, et al. Study on seismic behavior of a steel truss-concrete shear wall with high axial compressive ratio[J]. Word Earthquake Engineering, 2007, 23(2): 102-106.

[6] 曹万林,王　敏,王绍合,等. 高轴压比下钢管混凝土边框组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2008,28(1):85-89.
CAO Wanlin, WANG Min, WANG Shaohe, et al. Seismic behavior research on composite shear wall with concrete filled steel tube columns in high axial-load ratio[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(1): 85-89.

[7] 王　敏,曹万林,张建伟,等. 不同轴压比下钢管混凝土边框组合剪力墙抗震性能研究[J]. 世界地震工程,2008,24(2):32-36.
WANG Min, CAO Wanlin, ZHANG Jianwei, et al. Seismic behavior research of composite shear wall with concrete filled steel tube columns for different axial-load ratios[J]. Word Earthquake Engineering, 2008, 24(2): 32-36.

[8] 曹万林,杨亚彬,张建伟,等. 圆钢管混凝土边框内藏桁架剪力墙抗震性能[J]. 东南大学学报(自然科学版),2009,39(6):1187-1192.
CAO Wanlin, YANG Yabin, ZHANG Jianwei, et al. Seismic behaviors of shear wall with concrete filled round steel tube columns and concealed bracing[J]. Journal of Southeast University(Natural Science),2009,39(S6):1187-1192.

[9] 杜国锋,许成祥,江楚雄. 钢管混凝土框架结构模拟地震振动台试验[J]. 重庆大学学报,2008,31(2):228-231.
DU Guofeng,XU Chengxiang,JIANG Chuxiong. Earthquake simulation shaking table test of concrete-filled steel tube frame Structure. Journal of Chongqing University,2008,31(2):228-231.

[10] 曹万林,卢智成,张建伟. 核心筒部分悬挂结构振动台试验及分析[J]. 土木工程学报, 2007, 40(3): 40-45.
CAO Wanlin, LU Zhicheng, ZHANG Jianwei. Shaking table test and analysis of core-tube partial suspension structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(3): 40-45.

© 1994-2011 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net