

# 内藏钢桁架混凝土核心筒抗震试验及计算分析

常卫华<sup>1</sup>, 曹万林<sup>1,2</sup>, 赵长军<sup>1</sup>, 张建伟<sup>1</sup>

(1. 北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100022;

2. 北京工业大学城市与工程安全减灾省部共建教育部重点实验室, 北京 100022)

**摘要:** 为了改善钢筋混凝土核心筒的抗震能力, 提出了内藏钢桁架混凝土组合核心筒, 对2个1/6缩尺的核心筒结构模型进行了低周反复荷载下的抗震性能试验研究, 包括1个普通混凝土核心筒和1个内藏钢桁架混凝土组合核心筒. 在试验的基础上, 分析了2个试件的承载力、刚度、延性、滞回特性及耗能能力. 试验研究表明, 内藏钢桁架混凝土组合核心筒比普通混凝土核心筒抗震能力显著提高. 建立了承载力计算模型, 计算结果与实测值符合较好.

**关键词:** 钢筋混凝土; 钢桁架; 核心筒; 抗震性能

**中图分类号:** TU 375

**文献标识码:** A

**文章编号:** 0254-0037(2008)04-0379-08

钢筋混凝土核心筒是高层建筑抗侧力的主体, 研制抗震性能好的混凝土核心筒是高层建筑抗震设计的关键技术. 笔者在文献[1-3]中提出并研究了内藏钢桁架剪力墙, 试验表明, 内藏钢桁架剪力墙的抗震性能显著高于普通混凝土剪力墙. 文献[4-9]对型钢(工字钢、槽钢或钢板等)混凝土组合剪力墙进行研究, SRC剪力墙具有良好的变形能力和延性. 在此基础上, 提出内藏钢桁架混凝土组合核心筒, 并对其进行了抗震性能试验研究, 分析了其承载力、刚度、延性、滞回特性、耗能能力及破坏特征和抗震机理. 内藏钢桁架混凝土组合核心筒与普通混凝土核心筒相比, 其抗震性能显著提高.

## 1 试验概况

本文对2个1/6缩尺的核心筒模型进行了低周反复荷载下抗震性能试验研究, 结构模型编号分别为CW-1和CW-2, 其中, CW-1为普通混凝土核心筒, CW-2为在CW-1基础上内藏钢桁架的混凝土组合核心筒.

2个核心筒模型均为对称结构, 几何尺寸完全一致, 剪跨比均为 $\lambda = 2.1$ . 核心筒均取底部3层, 底部2层层高为83 cm, 第3层层高计至加载板高度中心, 层高为60 cm, 基础高度为36 cm, 顶部加载板的厚度为30 cm, 水平荷载加载点位于加载板高度的中点, 加载点到模型基础表面的距离为2.26 m, 试件总高度为2.77 m. 试验模型为对称结构. 水平力由水平拉压千斤顶施加, 分别在距离基础顶面83 cm、1.66 m、2.26 m布置了位移计. 轴力通过竖向千斤顶施加, 竖向千斤顶与反力梁通过滚动支座相连, 轴向压力为1.32 GN, 轴压比均为0.27, 加载示意图见图1.

核心筒模型的横截面为正方形, 四周墙体中2对边平行墙体之间的轴线距离均为1 m, 墙板厚度为75 mm. 按试验台座情况, 模型的基础在施加水平荷载的方向为1.8 m, 垂直水平加载的方向为1.3 m, 基础通过地锚螺栓与试验台座锚固.

2个核心筒模型的钢筋、型钢配置及构造的确定参考了高层规程<sup>[10]</sup>, 暗柱箍筋及剪力墙拉筋均用8#铁丝制作; 水平和竖向分布筋配筋率一致, 由 $\phi 4$ 的冷拔钢丝组成双层钢筋网. 模型的型钢采用Q235级

收稿日期: 2007-06-27.

基金项目: 国家自然科学基金项目(50678010); 北京市属市管高校拔尖创新人才基金(05004311200501); 北京市自然科学基金项目(8072007); 北京市新世纪百万人才基金(35004999200602).

作者简介: 常卫华(1972-), 男, 河北张家口人, 博士研究生.

钢材,钢边框采用等边角钢 $45\times 4$ ,斜撑采用钢板 $60\times 3$ 。内藏钢桁架沿模型高度分2层设置,钢边框延伸至加载板中部,2层斜撑均采用交叉型式,倾角均取 $45^\circ$ ,通过节点板与钢边框固结。CW-1和CW-2的配筋见图2、图3,钢筋及型钢的力学性能见表1。模型采用全现浇的施工方法,用细石混凝土浇筑,设计强度等级为C35。CW-1、CW-2的实测立方体抗压强度值分别为44.1 MPa和42.4 MPa,考虑到试件壁厚尺寸较小,混凝土浇筑密实度较试块混凝土浇筑密实度差,试件实际的混凝土强度等级略高于混凝土的设计强度等级。采用低周反复加载,弹性阶段用位移与荷载联合控制水平荷载,弹塑性阶段主要用位移控制水平荷载。用IMP数采系统采集钢筋应变、水平位移、水平荷载,并用其绘制滞回曲线,人工测绘裂缝。

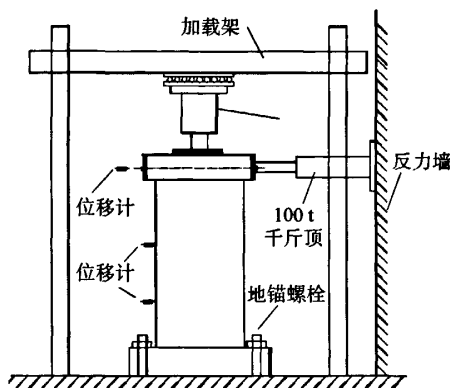


图1 加载示意图  
Fig.1 Test setup

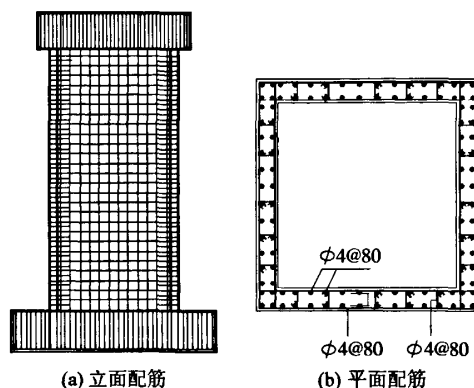


图2 普通核心筒CW-1配筋图  
Fig.2 Geometry and reinforcement details of specimen CW-1

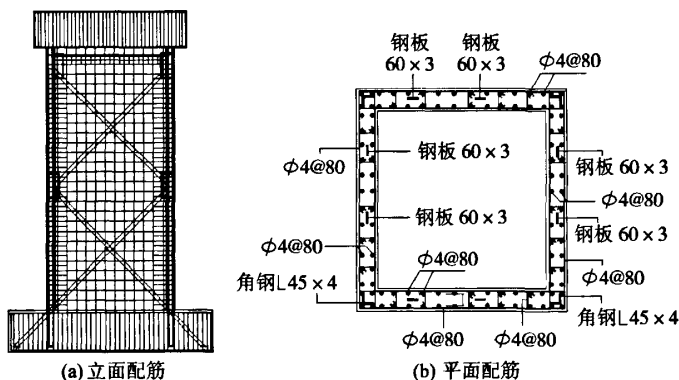


图3 内藏钢桁架混凝土组合核心筒CW-2配筋图  
Fig.3 Geometry and reinforcement details of specimen CW-2

表1 钢筋及型钢材料力学性能

Table 1 Mechanical properties of steel bar and profiled steel

规格	$f_y$ /MPa	$f_b$ /MPa	$\delta$ /%	$E_s$ /GPa
8# 铁丝	370	448	15.0	196
$\phi^b 4$	669	836	7.5	206
角钢L 45×4	327	463	28.3	210
钢板 60×3	314	448	30.3	196

## 2 试验结果及分析

### 2.1 承载力实测值及分析

表2为CW-1和CW-2的开裂荷载、明显屈服荷载、极限荷载的实测值。 $F_c$ 为试件开裂水平荷载,它指首次加载开裂时的荷载; $F_y$ 为试件明显屈服水平荷载,分为正、负两向; $F_u$ 为试件极限水平荷载,分为正、负两向; $\mu_{yu} = F_y/F_u$ 为屈强比。

表2 各核心筒体的荷载实测值  
Table 2 Experimental results of carrying-load capacity

试件 编号	$F_c/kN$	$F_y/kN$			$F_u/kN$			$\mu_{yu}$		
		正向	负向	正负向均 值相对值	正向	负向	正负向均 值相对值	正向	负向	正负向均 值相对值
CW-1	343.76	421.98	426.37	1.000	565.29	560.61	1.000	0.746	0.761	1.090
CW-2	390.35	492.31	553.85	1.233	729.57	783.67	1.344	0.675	0.707	1.000

由表2可见:

- 1) 试件CW-2的开裂荷载比试件CW-1有所提高;
- 2) 试件CW-2的屈服荷载比试件CW-1明显提高,极限荷载比试件CW-1显著提高。其中(正负两向均值),CW-2的屈服荷载比CW-1提高了23.3%,CW-2的极限荷载比CW-1提高了34.4%;
- 3) 试件CW-1的屈强比正负两向均值比试件CW-2大9.0%,说明试件CW-2从明显屈服到极限荷载的发展过程长,也就是有约束的屈服段较长,这有利于“大震不倒”。

### 2.2 延性性能分析

CW-1和CW-2的位移及延性系数实测值见表3。 $u_3$ 为核心筒在与顶部水平加载点同一高度处的相应水平位移; $u_y$ 为与 $u_3$ 相应的屈服位移; $u_d$ 为与 $u_3$ 相应的弹塑性最大位移(承载力降至极限荷载85%时的相应位移); $\mu = u_d/u_y$ 为核心筒的延性系数,在确定 $\mu$ 时, $u_y$ 和 $u_d$ 均取正负两向实测位移的均值。

表3 核心筒体各位移及延性系数实测值  
Table 3 Experimental results of displacement and ductility coefficient

试件 编号	位置	$u_y/mm$			$u_d/mm$			$\mu$	$\mu$ 相对值
		正向	负向	正负向均 值相对值	正向	负向	正负向均 值相对值		
CW-1	$u_3$	6.13	6.53	1.000	26.62	29.38	1.000	4.423	1.000
CW-2	$u_3$	9.53	9.67	1.517	57.71	60.73	2.115	6.169	1.395

分析表3可知:

- 1) CW-2的明显屈服位移 $u_y$ 正负两向均值比CW-1提高了51.7%;
- 2) CW-2顶点的弹塑性位移 $u_d$ 正负两向均值比CW-1提高了111.5%,其提高比例明显大于相应的屈服位移的提高比例,说明CW-2从明显屈服到弹塑性最大位移的发展过程较长,也就是有约束的屈服段较长,这对“大震不倒”是有利的;
- 3) CW-2的延性比CW-1显著提高,CW-2的延性系数比CW-1提高了39.5%。

### 2.3 滞回特性分析

图4、图5、图6分别为CW-1、CW-2试件的“水平力-底层顶点位移”、“水平力-中间层顶点位移”、“水平力-顶层顶点位移”的滞回曲线。 $u_1$ 为83cm高度的底层位移, $u_2$ 为1.66m高度的中间层位移, $u_3$

为 2.26 m 高度的顶层位移.

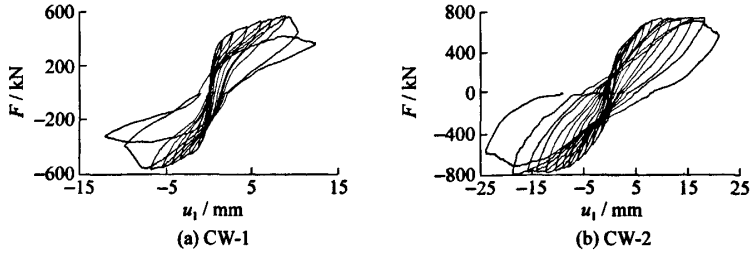


图 4 “水平力-底层顶点位移”滞回曲线

Fig. 4 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $u_1$

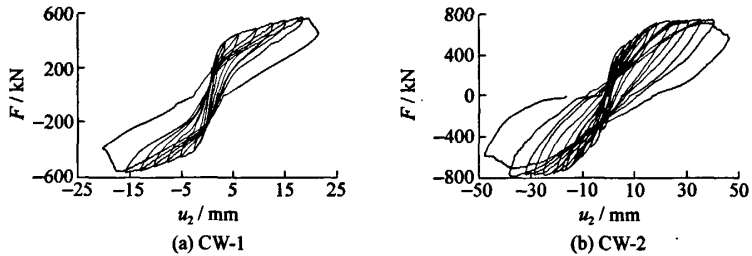


图 5 “水平力-中间层顶点位移”滞回曲线

Fig. 5 Hysteretic curve of specimen CW-2 about  $F$  and  $u_2$

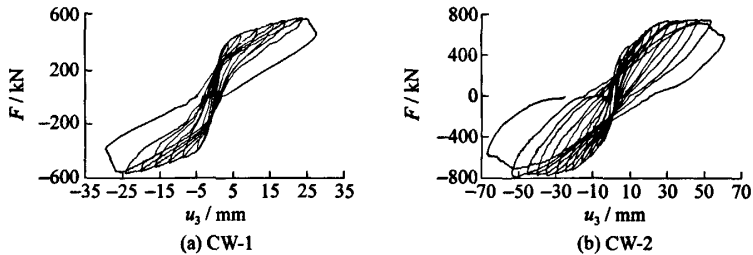


图 6 “水平力-顶层顶点位移”滞回曲线

Fig. 6 Hysteretic curve of specimen CW-2 about  $F$  and  $u_3$

由图 4~图 6 可见, CW-2 的滞回环比 CW-1 的滞回环饱满, 中部捏拢现象较轻, 承载力、延性、后期刚度、耗能均显著提高.

#### 2.4 耗能能力分析

滞回环所包含面积的积累反映了结构弹塑性耗能的大小. 一般说来, 滞回环越饱满、结构的耗能能力越强. 由于本次试验中 2 试件的加载过程和滞回环的多少有些差异, 这里取滞回曲线骨架曲线在第一象限和第三象限所包含的面积作为比较各试件耗能能力的 1 个指标. 按这样的比较指标, 实测所得的 2 结构的耗能情况见表 4, 与 CW-1 相比, CW-2 的耗能能力提高了 163.89%.

表4 核心筒体耗能实测值

Table 4 Experimental results of energy dissipation

试件 编号	$m$ (钢筋)/ kg	$m$ (钢桁架)/ kg	钢桁架 配钢比	耗能 $E_p$ /(GN·m)		耗能提高 百分比/%
				正向	负向	
CW-1	81.03	0.00	0.000	15.13	15.71	0.00
CW-2	81.03	44.48	0.354	37.45	43.92	163.85

2.5 耗能能力发展过程及分析

2个核心筒试件的等效黏滞阻尼系数  $h_e$  随筒体顶层位移的变化见图7, 顶点角位移在0.2%之前, CW-1的  $h_e$  逐渐增大表明, 试件在这个阶段随着裂缝出现, 耗能性能增强; 位移角在0.2%~1.0%, 随着加载进行, 试件的  $h_e$  逐渐减小, 这和试件滞回曲线在这个阶段从梭形向弓形、反S形发展是相关的, 在这个阶段, 2个核心筒试件的耗能能力相当; 顶层角位移超过1.0%之后, CW-1的  $h_e$  迅速增大, 破坏急速加剧, 而相同位移角情况下的CW-2的  $h_e$  增加平稳, 破坏较轻; CW-2直到顶点位移角达到2.5%时, 破坏才开始加剧. 达极限荷载时, CW-1的  $h_e = 0.07$ , 这时CW-2的  $h_e = 0.14$ , 由此可见, 内藏钢桁架可显著提高混凝土核心筒的耗能能力.

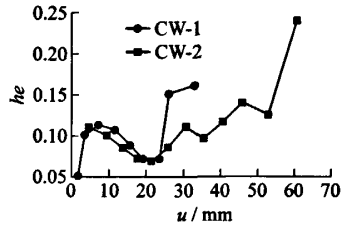


图7 等效黏滞阻尼系数

Fig.7 Equivalent viscous damping versus drift

2.6 破坏特征及分析

2个核心筒受弯剪复合作用的剪力墙墙面的最终破坏形态如图8所示.

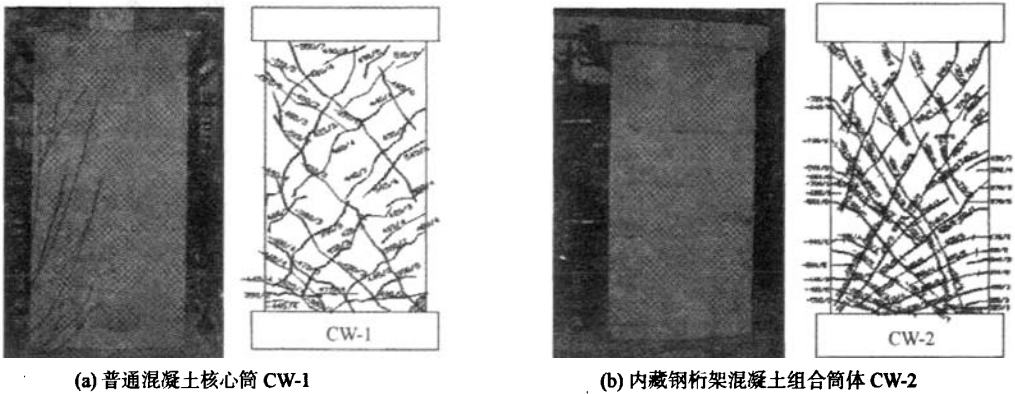


图8 破坏形态

Fig.8 Mode of failure for core walls specimens

分析图8可见, 核心筒破坏特征具有以下特点:

- 1) CW-1的裂缝相对少, 其斜裂缝出现早且发展快. 加载后期, 破坏集中发生于试件根部的1条水平裂缝, 迅速发展, 受拉钢筋被连续拉断, 受压混凝土被压碎, 构件失去承载力, 破坏具有突然性, 试件最终呈弯曲为主的破坏.
- 2) CW-2较CW-1裂缝多、分布域广, 加载时受拉墙面首先出现水平裂缝, 水平裂缝向受剪墙面发展成斜裂缝. 到加载后期, 在筒体底部较高位置多条水平裂缝宽度同时发展, 形成较大区域的塑性铰区域, 筒体受压区角部混凝土被压坏, 受拉钢筋发生断裂, 破坏过程缓慢. 试件最终呈弯曲为主的破坏.
- 3) 与CW-1相比, CW-2裂缝明显增多, 分布均匀, 出现晚并且发展得较慢, 裂缝在发展过程中逐渐

向钢桁架斜撑的角度延伸,说明型钢斜撑引导和限制裂缝开展.

### 3 承载力计算

试验研究表明,本文内藏钢桁架混凝土组合核心筒以弯曲破坏为主,属于大偏压情况.当试件因弯曲破坏而失效,根部弯矩起控制作用.在受拉区,垂直水平加载方向的受拉剪力墙钢筋及型钢达到屈服应力时,平行于水平加载方向的墙板受拉区竖向分布钢筋也大部分达到屈服应力,在中和轴附近的竖向分布钢筋应力较小,计算时不予考虑,受拉区只计距受拉边缘( $h_w - 1.5x$ )范围内的竖向分布受拉钢筋;在受压区,垂直水平加载方向的剪力墙中的受压钢筋及型钢均受压屈服,平行于水平加载方向的墙板受压竖向分布钢筋由于截面积较小,容易发生压屈现象,所以这部分压应力不予考虑.

#### 3.1 基本假设

- 1) 截面保持平面;
- 2) 不计受拉区混凝土的抗拉作用;
- 3) 受压混凝土的应力-应变关系曲线按现行混凝土结构设计规范确定,  $\epsilon_c < 0.002$  时为抛物线,  $0.002 \leq \epsilon_c < 0.0033$  时为水平直线,混凝土极限压应变值取 0.0033,最大压应力取混凝土抗压强度标准值  $f_{ck}$ ;
- 4) 钢筋的应力-应变关系为:屈服前为线弹性关系;屈服后的应力取屈服强度.

#### 3.2 力学模型

在内藏钢桁架混凝土组合剪力墙计算模型<sup>[2-3]</sup>的基础上,本文建立了内藏钢桁架核心筒大偏心受压承载力计算模型,见图9.

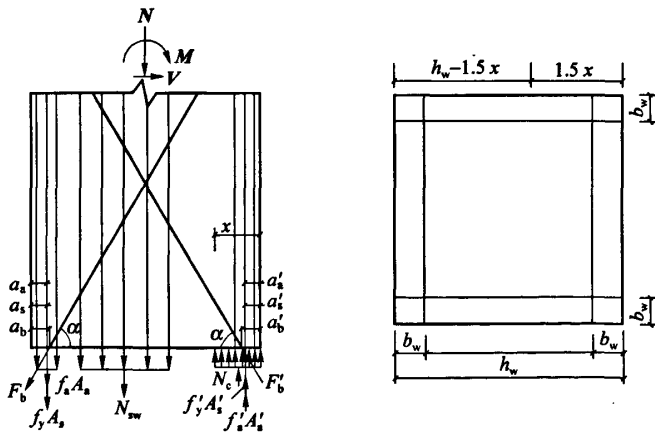


图9 大偏心承载力计算模型  
Fig.9 Mechanical model of capacity of big eccentricity

根据平截面假定,当  $x \leq \xi_b h_{w0}$  时,墙体为大偏心受压,相对界限受压区高度为

$$\xi_b = 0.8 / (1 + f_y / 0.0033 E_s)$$

大偏压情况下,内藏钢桁架核心筒的承载力公式可按式(1)~式(3)计算.

当  $x \leq b_w$  时,

$$N = f'_y A'_s + f'_a A'_a - f_y A_s - f_a A_a + f'_{ab} A'_a b \sin \alpha - f_{ab} A_{ab} \sin \alpha - 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w - 1.5x - b_w) + f_{cy} h_w x; \tag{1}$$

$$N \left( e_0 + \frac{h}{2} + \frac{x}{2} \right) = f_y A_s \left( h_w - a_s - \frac{x}{2} \right) + f_a A_a \left( h_w - a_a - \frac{x}{2} \right) + 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w -$$

$$1.5x - b_w \left( \frac{h_w - b_w}{2} + \frac{x}{4} \right) + f_{ab} A_{ab} \left( h_w - a_b - \frac{x}{2} \right) \sin \alpha + f'_y A'_s \left( \frac{x}{2} - a'_s \right) + f'_a A'_a \left( \frac{x}{2} - a'_a \right) + f'_{ab} A'_{ab} \left( \frac{x}{2} - a'_{ab} \right) \sin \alpha$$

式中,  $x$  为混凝土受压区高度;  $f_{yw}$  为核心筒平行于水平加载方向的剪力墙抗拉强度;  $f_y$  为核心筒垂直水平加载方向的剪力墙纵筋抗拉强度;  $f'_y$  为核心筒垂直水平加载方向的剪力墙纵筋抗压强度;  $f_a$  为核心筒角部受拉型钢抗拉强度;  $f'_a$  为核心筒角部受压型钢抗压强度;  $f_{ab}$  为核心筒中型钢斜撑抗拉强度;  $f'_{ab}$  为核心筒中型钢斜撑抗压强度;  $A_s$  为核心筒垂直水平加载方向的剪力墙抗拉纵筋总面积;  $A'_s$  为核心筒垂直于水平加载方向的剪力墙抗压纵筋总面积;  $A_a$  为核心筒角部中受拉型钢的面积;  $A'_a$  为核心筒角部中受压型钢的面积;  $A_{ab}$  为核心筒中受拉型钢斜撑的面积;  $A'_{ab}$  为核心筒中受压型钢斜撑的面积;  $f_c$  为混凝土抗压强度值;  $\alpha$  为型钢斜撑倾角;  $N$  为轴力;  $h_w$  为截面的总高度;  $b_w$  为墙板厚度;  $\rho_w$  为平行于水平加载方向的剪力墙竖向分布钢筋配筋率;  $e_0$  为偏心距,  $e_0 = M/N$ ;  $a_s$  为核心筒垂直水平加载方向的剪力墙受拉纵筋合力点到截面近边缘的距离;  $a'_s$  为核心筒垂直水平加载方向的剪力墙受压纵筋合力点到截面近边缘的距离;  $a_a$  为核心筒角部受拉型钢合力点到截面近边缘的距离;  $a'_a$  为核心筒角部受压型钢合力点到截面近边缘的距离;  $a_b$  为受拉型钢斜撑到截面近边缘的距离;  $a'_b$  为受压型钢斜撑到截面近边缘的距离。

当  $x > b_w$  时,

$$\begin{aligned} N &= f'_y A'_s + f'_a A'_a - f_y A_s - f_a A_a + f'_{ab} A'_{ab} \sin \alpha - f_{ab} A_{ab} \sin \alpha - \\ & 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w - 1.5x - b_w) + 2f_{ck} b_w x + f_{ck} (h_w - 2b_w) b_w; \\ N \left( e_0 - \frac{h_w}{2} + \frac{x}{2} \right) &= f_y A_s \left( h_w - a_s - \frac{x}{2} \right) + f_a A_a \left( h_w - a_a - \frac{x}{2} \right) + 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w - \\ & 1.5x - b_w) \left( \frac{h_w - b_w}{2} + \frac{x}{4} \right) + f_{ab} A_{ab} \left( h_w - a_b - \frac{x}{2} \right) \sin \alpha + f'_y A'_s \left( \frac{x}{2} - a'_s \right) + \\ & f'_a A'_a \left( \frac{x}{2} - a'_a \right) + f'_{ab} A'_{ab} \left( \frac{x}{2} - a'_{ab} \right) \sin \alpha + f_{ck} (h_w - 2b_w) b_w \frac{x - b_w}{2} \end{aligned} \quad (2)$$

试件水平承载力为

$$F = Ne_0/H \quad (3)$$

式中,  $H$  为模型水平加载点至基础顶面距离;  $F$  为水平承载力。

### 3.3 计算结果

普通混凝土核心筒及内藏钢桁架混凝土组合核心筒的极限承载力计算结果与实测值比较如表5所示,在计算过程中,钢筋按实测屈服强度,混凝土按实测抗压强度。

表5 核心筒体极限承载力计算结果与实测结果的比较

Table 5 Comparison between calculated and measured results of ultimate loads

模型编号	正向实测值/kN	负向实测值/kN	平均值	计算值/kN	相对误差/%
CW-1	565.29	560.61	562.95	543.25	3.49
CW-2	729.57	783.67	706.68	674.32	4.58

## 4 结论

- 1) 内藏钢桁架混凝土组合核心筒与普通混凝土核心筒相比,其承载力、延性、后期刚度显著提高。
- 2) 内藏钢桁架混凝土组合核心筒比普通混凝土核心筒耗能能力显著提高,在相同位移角情况下,内藏钢桁架混凝土组合核心筒的黏滞阻尼系数增加平稳,破坏较轻。
- 3) 内藏钢桁架混凝土组合核心筒的裂缝分布域广,裂缝密且宽度小,内藏钢桁架的存在限制了混凝土裂缝的发展,提高了混凝土裂缝在张开和闭合过程中的耗能能力。

本文在试验研究基础上,建立了相应的承载力计算模型,计算结果与实测值符合较好.

### 参考文献:

- [1] 曹万林, 常卫华. 内藏钢桁架混凝土组合剪力墙: 中国, ZL200520017358.1[P]. 2006-06-28[2007-04-01].
- [2] 曹万林, 张建伟, 陶均平, 等. 内藏钢桁架混凝土组合剪力墙与钢桁架抗震性能比较[J]. 北京工业大学学报, 2007, 33(1): 31-36.  
CAO Wan-lin, ZHANG Jian-wei, TAO Jun-ping, et al. Seismic performance comparison between shear wall with concealed steel truss and steel truss[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2007, 33(1): 31-36. (in Chinese)
- [3] 曹万林, 张建伟, 陶均平, 等. 内藏钢桁架混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 东南大学学报, 2007, 37(2): 195-200.  
CAO Wan-lin, ZHANG Jian-wei, TAO Jun-ping, et al. Experimental study on seismic behavior of shear wall with concealed truss[J]. Journal of Southeast University, 2007, 37(2): 195-200. (in Chinese)
- [4] ELGAALY M, CACCESSE V. Steel plate walls[C]// Proc of the 1990 Nat Steel Construction Conf. Chicago: American Inst of Steel Constr, 1990: 1-26.
- [5] ELGAALY M, CACCESSE V, DU C. Post-buckling behavior of steel plate shear wall under cyclic loads [J]. Journal of Structure Engineering, 1993, 119(2): 588-605.
- [6] DRIVE R G, GEOFFREY L, et al. Cyclic test of four-story steel plate shear wall [J]. Journal of Structure Engineering, 1998, 124(2): 112-120.
- [7] DRIVE R G, GEOFFREY L, et al. FE and simplified models of steel plate shear wall [J]. Journal of Structure Engineerings, 1998, 124(2): 121-130.
- [8] ANWAR H K M, WRIGHT H D. Experimental and theoretical behavior of composite walling under in-plane shear[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(1): 59-83.
- [9] HOSSAIN K, ANWAR M. Design aspects of double skin profiled composite framed shear walls in construction and service stages[J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(1): 94-102.
- [10] 中国建筑科学研究院. JGJ3—2002《高层建筑混凝土结构技术规程》[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 27-36.

## Experiment and Analysis on Seismic Behavior of RC Composite Core Walls With Concealed Steel Truss

CHANG Wei-hua<sup>1</sup>, CAO Wan-lin<sup>1,2</sup>, ZHAO Chang-jun<sup>1</sup>, ZHANG Jian-wei<sup>1</sup>

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100022, China; 2. Key Lab of Urban Security & Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100022, China)

**Abstract:** To improve the seismic performance of the RC core walls, reinforced concrete composite core walls with concealed steel truss were proposed and systemically investigated. Two 1/6 scale core walls specimens, including a normal reinforced concrete core walls and a reinforced concrete composite core walls with concealed steel truss, were designed. The experimental research on seismic performance under cyclic loading was carried out. The load-carrying capacity, stiffness, ductility, hysteretic behavior and energy dissipation of the core walls were discussed. The test results showed that the seismic performance of core walls was improved greatly by the concealed steel truss. And the calculating results were found to agree well with the actual measured ones.

**Key words:** reinforced concrete; steel truss; core walls; seismic performance

(责任编辑 苗艳玲)