

# 双面叠合试件界面抗剪性能试验

杨联萍<sup>1,2</sup>, 余少乐<sup>1</sup>, 张其林<sup>1</sup>, 崔家春<sup>3</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 上海现代建筑设计(集团)有限公司, 上海 200041;

3. 华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200002)

**摘要:** 通过6个双面叠合试件剪切性能试验, 研究不同界面连接钢筋形式下叠合面的抗剪特性. 试验结果表明, 双面叠合构件均发生叠合面的剪切破坏, 叠合面的裂缝出现过程并不同步, 在叠合面裂缝出现之前, 叠合试块整体性保持良好; 叠合无筋构件呈明显的脆性破坏特征, 破坏过程中改进的箍筋连接构件的延性优于传统的桁架连接构件; 通过理论分析确定叠合面的破坏机理即新老混凝土界面的极限抗剪强度由混凝土黏结力、摩擦力和界面钢筋的销栓力共同作用, 然而极限状态时界面的黏结力已经有一定程度的破坏, 在计算极限承载力时并不能用三者的最大值简单相加.

**关键词:** 预制装配式; 叠合面; 连接钢筋; 剪切性能

**中图分类号:** TU375

**文献标志码:** A

reinforcement is stirrup taken on better ductility than the traditional ones in which the type of connecting reinforcement is truss bar. The ultimate shear strength of the interface is determined by adhesion of interface, shear-friction and dowel action of shear reinforcement, however, adhesion of interface has been destroyed in a certain extent under the limit state, the ultimate bearing capacity of double-superimposed specimens is not simply by summarizations of maximum of three parts.

**Key words:** prefabricated construction; adhesive interface; connecting reinforcement; shearing performance

## Experimental Study on Shearing Performances of Adhesive Interface of Double-superimposed Specimens

YANG Lianping<sup>1,2</sup>, YU Shaole<sup>1</sup>, ZHANG Qilin<sup>1</sup>, CUI Jiachun<sup>3</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Xiandai Architectural Design (Group) Co., Ltd, Shanghai 200041, China; 3. East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200002, China)

**Abstract:** The shearing performances of adhesive interface under different types of connecting reinforcement were analyzed through six double-superimposed specimens. The results showed that shear failure of the interface is the cause of failure of double-superimposed specimens, but the crack formation and development in the two interfaces are not in synch, the double-superimposed specimen kept good integrity until cracks begin to appear. The failure of non-reinforced specimens is brittle, during the process of failure, the improved specimens in which the type of connecting

叠合剪力墙是一种类“sandwich”结构, 由在工厂预制的混凝土构成外层, 通过桁架钢筋连接, 在施工现场浇筑中间层形成整体剪力墙结构. 关于叠合剪力墙整体受力性能已有相关的研究<sup>[1-6]</sup>, 杨联萍等<sup>[7]</sup>通过有限元模拟分析了叠合面对叠合剪力墙极限承载力的影响. 目前针对叠合剪力墙界面抗剪强度的研究较少, 然而大量的研究分析表明, 在使用荷载情形下, 大部分 sandwich 结构的破坏是由于中间部分的剪切破坏或者是叠合面之间的黏结破坏产生的. 叠合面之间的黏结强度是保证叠合剪力墙整体性能的关键, 目前叠合剪力墙体系中连接钢筋常采用不对称的桁架钢筋形式, 因此设计双面叠合试件的界面抗剪性能的试验以研究双面叠合构件界面抗剪强度特性.

## 1 试验概况

### 1.1 试验设计及制作

叠合剪力墙结构中常用的界面连接钢筋为桁架

收稿日期: 2016-05-17

基金项目: 上海市科委重大课题(14DZ1202100)

第一作者: 杨联萍(1960—), 女, 教授级高工, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为空间结构、预制装配式结构.

E-mail: lianping\_yang@xd-ad.com.cn

通讯作者: 余少乐(1987—), 男, 博士生, 主要研究方向为预制装配式建筑. E-mail: yushaole10@163.com

钢筋,为了研究不同构造形式对界面抗剪强度的影响,增设箍筋形式的连接钢筋的叠合试块,共设计了 4 个叠合有筋试块和 2 个叠合无筋试块,叠合试件叠合面的尺寸根据叠合剪力墙现有的构造形式,其宽度取 200 mm(根据桁架钢筋沿着墙高的间距 150 mm,考虑两边保护层厚度各 25 mm),其高度取桁架钢筋沿墙长度方向的最大距离 400 mm,叠合试件的厚度取叠合剪力墙常用厚度 200 mm(预制层 50 mm,现浇层 100 mm),如图 1 所示,叠合无筋试块尺寸与叠合有筋构件一致. 构件的尺寸及编号如表 1 所示.

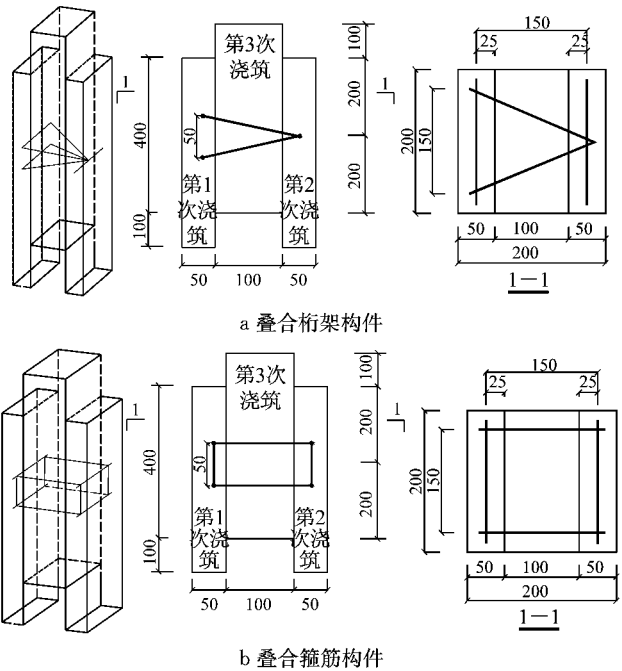


图 1 试件几何尺寸及构造(单位 mm)

Fig.1 Dimensions and details of specimens(unit:mm)

表 1 构件参数设计								
Tab.1 Design parameters of specimen								
构件 编号	连接钢 筋类型	旧混凝土尺寸/mm			新混凝土尺寸/mm			钢筋预埋 深度/mm
		高	宽	厚	高	宽	厚	
D1	无	500	200	50	500	200	100	
D2	无	500	200	50	500	200	100	
DH-1	桁架	500	200	50	500	200	100	35
DH-2	桁架	500	200	50	500	200	100	35
DG-1	箍筋	500	200	50	500	200	100	35
DG-2	箍筋	500	200	50	500	200	100	35

试件的制作过程和工厂制作流程一致,在模板中放置连接钢筋,浇筑混凝土,养护 10 d,然后在模板中浇筑另外一侧混凝土,将浇筑在第 1 侧混凝土中的连接钢筋扣入其中(通过垫块支撑保证其预埋深度),再养护 10 d 后浇筑中间部分混凝土,其界面粗糙处理方式同构件厂. 整体浇筑构件和中间部分混凝土一起浇筑,室外养护 2 个月. 图 2 为制作过程.

1.2 试件的材料特性

试件采用的混凝土强度等级为 C40,每一次浇筑后留 9 组试块,根据《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)测得不同浇筑批次的混凝土抗压强度见表 2,试件内的桁架钢筋和箍筋均采用 HPB235,直径为 8 mm. 做 3 个标准试件,然后按《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 228—2002)进行拉伸试验,测定钢筋的屈服强度、极限抗拉强度、弹性模量,见表 3 所示.

1.3 加载方案与测量

加载试验在电液伺服万能试验机上进行,使用位移加载控制,加载速率为 0.1 mm·min<sup>-1</sup>. 在加载过程中,加载端的位移通过试验机读取,自由端位移通过位移计测定;同时为了测定不同荷载水平下新



图 2 构件制作过程

Fig.2 Manufacture procedures of specimens

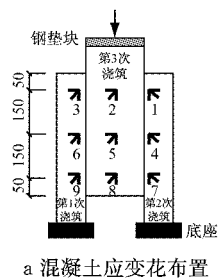
表 2 混凝土立方体抗压强度实测值

Tab.2 Measured cubic compressive strength of concrete										Mpa
浇筑顺序	实测值									平均值
	试块 1	试块 2	试块 3	试块 4	试块 5	试块 6	试块 7	试块 8	试块 9	
第 1 次浇筑	33.4	32.1	34.9	39.6	37.7	35.8	39.2	40.5	37.9	36.8
第 2 次浇筑	38.7	41.1	46.1	43.5	39.8	50.9	45.4	39.8	46.3	43.5
第 3 次浇筑	49.2	46.3	47.6	53.1	43.1	49.1	44.0	41.5	41.7	46.2

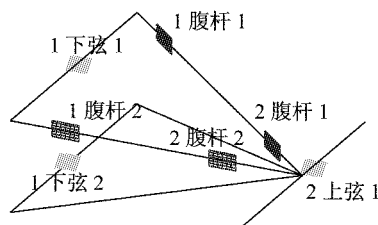
表 3 钢筋拉伸性能试验结果

Tab.3 Results of tensile tests

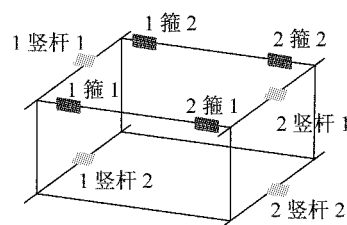
钢筋试件	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/MPa
试件 1	311.0	517.8	$1.99 \times 10^5$
试件 2	294.8	519.6	$1.87 \times 10^5$
试件 3	290.5	522.1	$1.96 \times 10^5$
平均值	298.8	519.8	$1.94 \times 10^5$



a 混凝土应变花布置



b 桁架钢筋应变片布置



c 箍筋应变片布置

图 3 测点布置

Fig.3 Arrangement of testing points

## 2 试验现象及结果

### 2.1 破坏过程

#### 2.1.1 叠合无筋构件

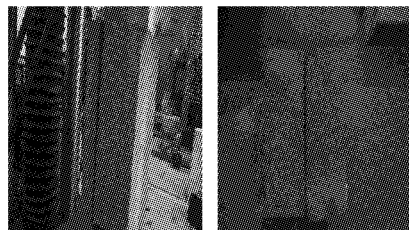
在破坏前观察不到明显裂缝,当荷载增加到极限荷载后在一侧界面发生剪切破坏,整个叠合面被剪坏,在另外一侧界面仍然保持完整,整个破坏过程呈现脆性破坏特性,如图 4 所示。

#### 2.1.2 叠合桁架构件

叠合桁架构件的破坏过程类似,以 DH-1 构件为例进行描述。当荷载增加到 80 kN,首先在 13 界面(即表示第 1 次浇筑和第 3 次浇筑的界面)底部出现裂缝,裂缝出现后贯通至顶部,如图 5a 所示;当荷载增加到 150 kN 左右时 23 界面(即第 2 次浇筑和第 3

老混凝土的剪应变分布规律,在试件表面沿着高度方向布置粘贴应变花,为了深入了解钢筋在叠合构件抗剪过程中的作用,在钢筋中布置了应变片(其中第 1 个数字表示浇筑的顺序,弦杆/竖杆中应变片预埋在老混凝土中,腹杆/箍筋中应变片埋在新老混凝土的界面处),测点布置如图 3 所示。

次浇筑的界面)出现裂缝如图 5b 所示,裂缝贯通,继续加载达到极限荷载,极限荷载为 242 kN,构件达到极限荷载后承载力突降至 200 kN;继续加载,荷载下降到 140 kN,在第 2 次浇筑侧(即桁架钢筋上弦杆预埋侧)出现“Y”型裂缝,如图 5c 所示,此时在第 1 次浇筑侧出现贯通截面的水平裂缝,如图 5d 所示;当荷载下降到 100 kN 时,“Y”型裂缝宽度逐渐变大,“V”形裂缝贯通截面,上部混凝土和钢筋脱离;荷载下降到 80 kN 时,在第 1 次浇筑侧出现贯通截面的水平裂缝宽度逐渐变大,上部混凝土和钢筋脱离,此时第 2 次浇筑侧的“Y”型裂缝宽度逐渐变大,将第 2 次浇筑部分分离成 3 部分;试验结束后对混凝土构件进行剥离,可以发现 23 界面完全脱离,13 界面水平缝以下的部分仍然保持较好的整体性,裂缝和开裂初期相比变化不大。

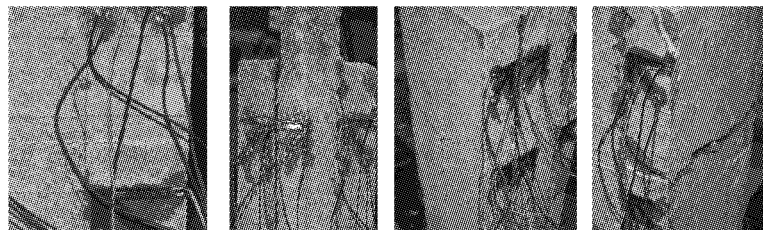


a 一侧界面开裂

b 界面完全脱离

图 4 D1 构件破坏过程

Fig.4 Failure process of D-1



a 第 1 侧界面裂缝

b 第 2 侧界面裂缝

c “Y”型裂缝

d 水平裂缝

图 5 DH-1 构件破坏过程

Fig.5 Failure process of DH-1

#### 2.1.3 叠合箍筋构件

叠合箍筋构件的破坏过程类似,以 DG-1 构件为例进行描述。荷载增加到 95 kN 时,首先在 13 界面出现裂缝,裂缝出现后迅速贯通至顶部如图 6a 所

示;当荷载增加到 170 kN 左右时 23 界面出现裂缝,裂缝迅速贯通到顶部,如图 6b 所示;继续加载,13 界面的裂缝宽度缓慢增大,23 界面裂缝宽度几乎没有变化,加载至 233 kN 达到极限荷载,达到极限荷载

后构件承载力缓缓下降,此时叠合面之间的剪切变形较小;继续加载,荷载下降到 200 kN 左右时,在第 1 次浇筑侧出现斜向裂缝,随后在第 2 次浇筑侧也出现明显的斜裂缝,如图 6c 所示;当荷载下降到 150 kN 时,在第 1 次浇筑侧面箍筋位置出现较为明显的竖向裂缝,如图 6d 所示;当荷载下降到 120 kN 时,在第 2 次浇筑侧的侧面的水平裂缝贯通截面,此时

第 1 次浇筑侧面混凝土发生剥落,如图 6e 所示;当荷载下降至 70 kN 时,13 界面和 23 界面在箍筋约束以上部分发生脱离;停止加载并在试验结束后对混凝土剥离,可以发现与箍筋相连接的界面部分仍然和箍筋包裹紧密,凿开包裹的混凝土可以看出箍筋变形明显,如图 6f 所示。

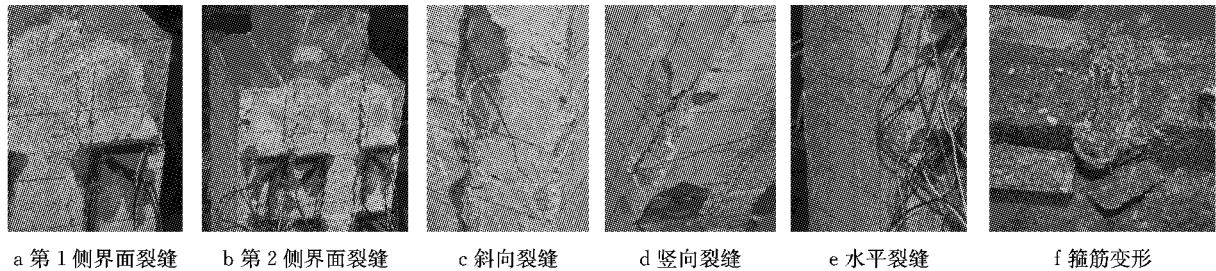


图 6 DG-1 构件破坏过程  
Fig.6 Failure process of DG-1

## 2.2 荷载-位移曲线

各构件的荷载-滑移曲线如图 7 所示,加载端和自由端的荷载滑移曲线形状基本一致。从图中可以看出,叠合无筋构件滑移非常小,自由端极限荷载对应的滑移不超过 0.4 mm,达到极限荷载后构件破

坏,呈明显的脆性破坏特征;叠合构件在达到极限荷载前,其自由端的滑移不超过 1.6 mm,在达到极限荷载后,叠合桁架构件承载力突降,滑移增加较小;叠合箍筋构件在达到极限荷载后,其承载力随着滑移的增加而逐渐减小,表现出较好的延性。

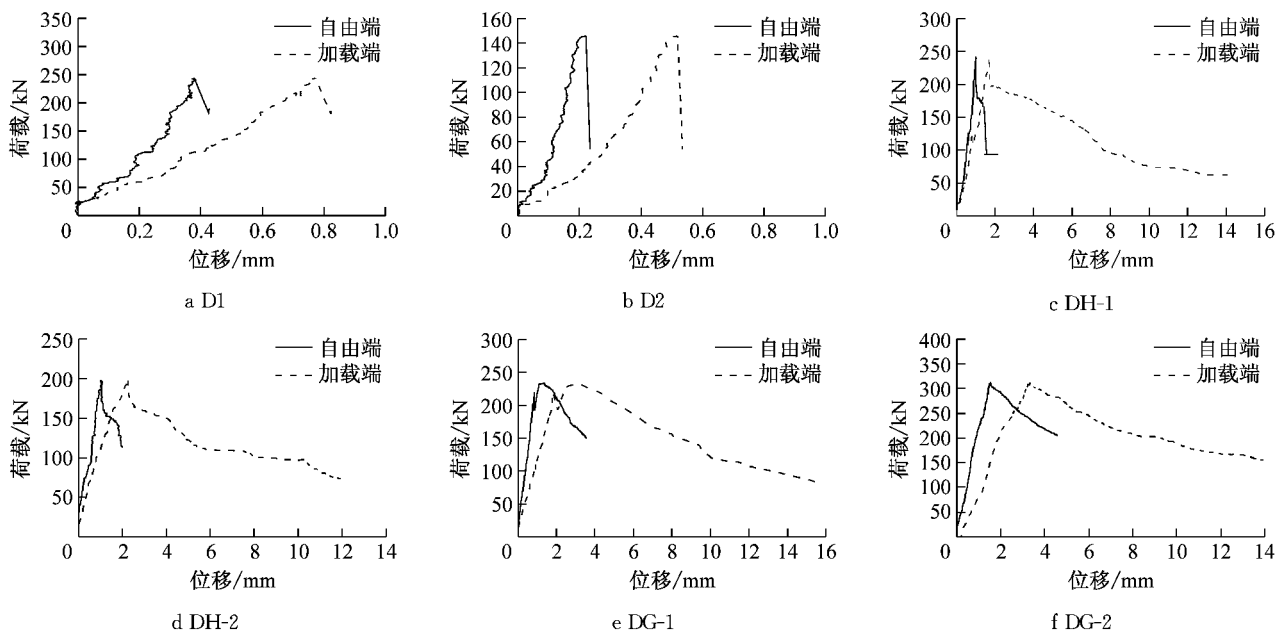


图 7 试件荷载-滑移曲线  
Fig.7 Load-slip curves of specimens

## 2.3 混凝土剪应变的变化规律

布置在混凝土表面的应变花的读数表明:各构件在相同高度处、不同浇筑批次上的应变花测得的剪应变在裂缝出现前表现出较好的一致性;在同一浇筑面的不同高度处,在达到开裂荷载前,剪应变沿

试件高度分布较为均匀,当超过开裂荷载后,各测点剪应变差别增大;试块同一高度对应位置的两侧混凝土剪应变值在开裂荷载之前几乎相同,因此可以认为,直到裂缝出现,叠合试块整体性保持良好。列出 DH-2 和 DG-1 构件中混凝土沿高度的剪应变分

布情况,如图 8、图 9 所示。

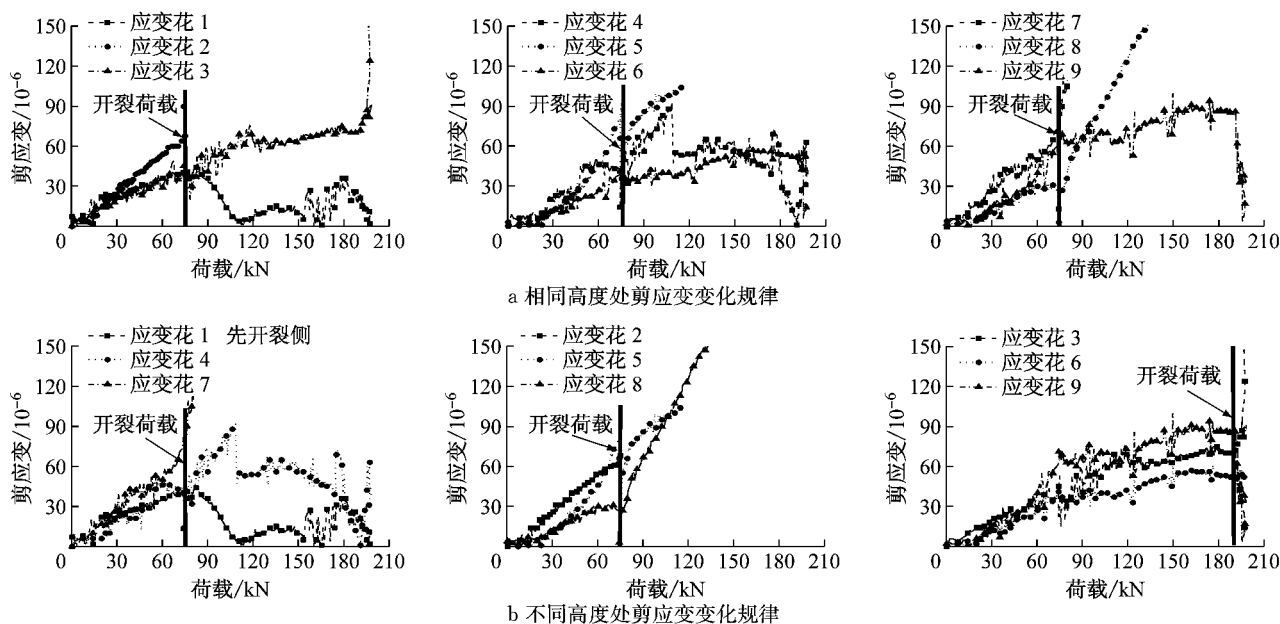


图 8 DH-2 构件混凝土剪应变分布

Fig.8 Distribution of shear strain of concrete of DH-2

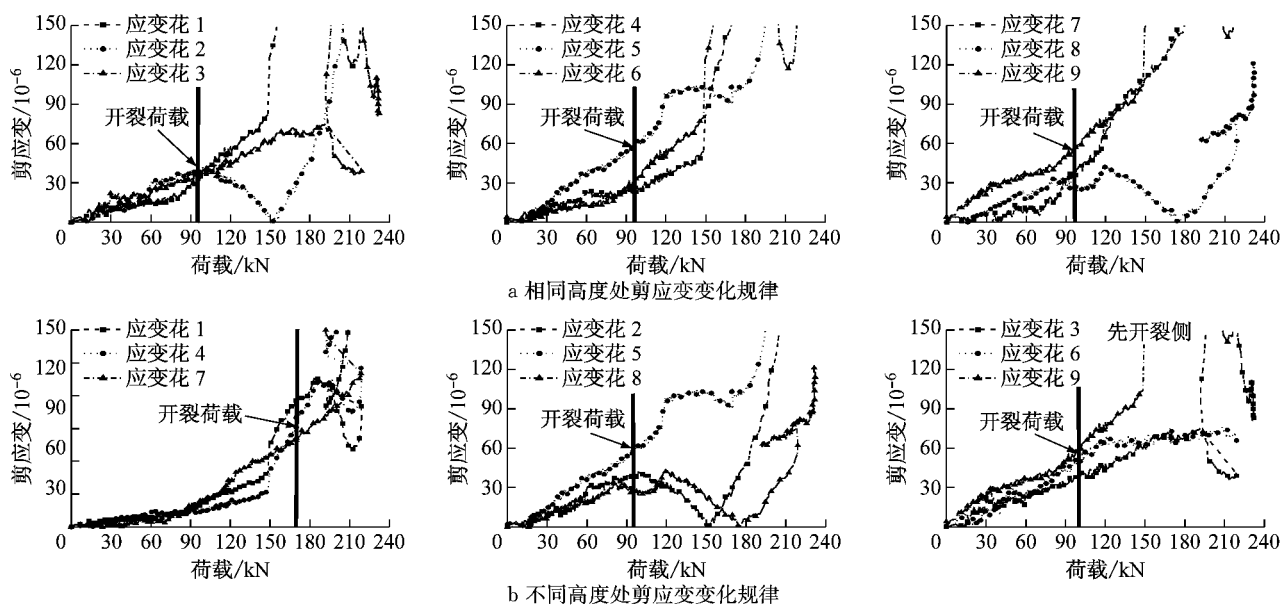


图 9 DG-1 构件混凝土剪应变分布

Fig.9 Distribution of shear strain of concrete of DG-1

## 2.4 钢筋应变

图 10 和图 11 为连接钢筋的应变随荷载的变化规律. 从图 10 可以看出, DH-1 构件裂缝先发生在 13 界面, 在开裂时钢筋的应变非常小, 约  $5 \times 10^{-5}$ , 随着荷载的增加裂缝贯通截面, 当荷载达到 125 kN 左右时先开裂侧钢筋应变迅速增加达到屈服应变, 未开裂侧钢筋应变仍然较小, 约为  $1 \times 10^{-4}$ ; 当第 2 侧开裂时, 此时钢筋应变仍然很小, 约  $2 \times 10^{-4}$ , 随着荷载增加, 应变增加缓慢, 构件达到极限承载力时钢

筋应变约为  $8.5 \times 10^{-4}$ , 钢筋未达到屈服; 相同侧腹杆应变几乎相同, 后开裂侧在极限荷载时仍未屈服, 弦杆应变较小, 在极限荷载时应变约为  $1 \times 10^{-4}$ , 其作用较小. 从图 11 可以看出, DG-2 构件裂缝先发生在 23 界面, 开裂侧钢筋应变很小, 约  $3 \times 10^{-4}$ , 未开裂侧的应变几乎可以忽略不计, 随着荷载的增加, 开裂侧钢筋应变逐渐增加, 在 150 kN 左右时达到屈服, 此时未开裂侧钢筋应变仍然较小, 约为  $2 \times 10^{-4}$ ; 当第 2 侧开裂时, 此时钢筋应变约  $7 \times 10^{-4}$ , 随着荷

载增加应变迅速增加,在 270 kN 左右时钢筋屈服; 到屈服,竖杆的应变在极限荷载时最大达到  $6.5 \times 10^{-4}$ 。

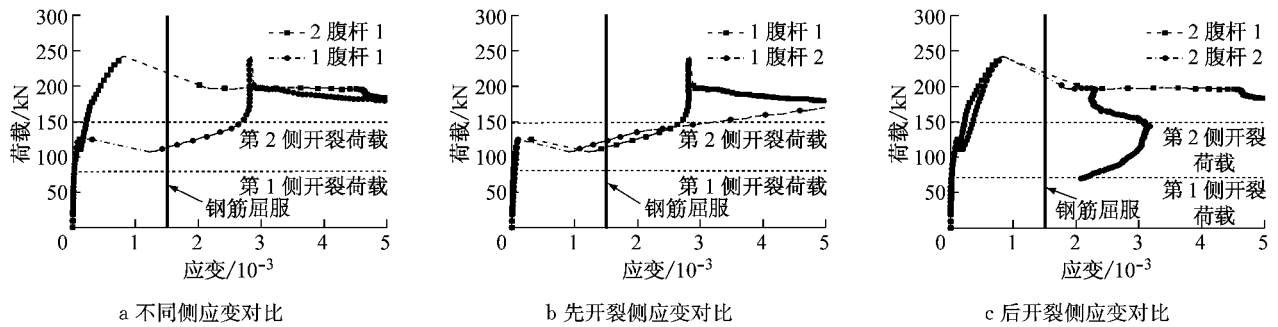


图 10 DH-1 构件钢筋应变

Fig.10 Strain distribution of steel bar of DH-1

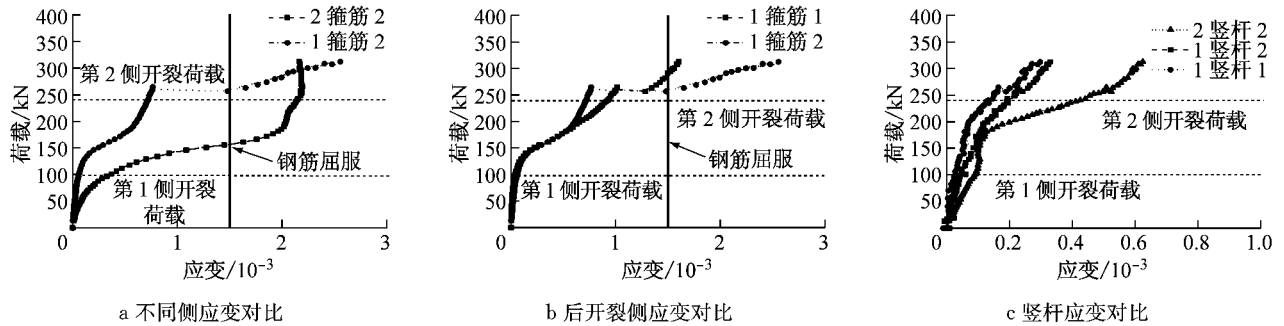


图 11 DG-2 构件钢筋应变

Fig.11 Strain distribution of steel bar of DG-2

### 3 界面抗剪承载力分析

#### 3.1 基于已有方法的界面抗剪承载力计算

通过上述分析可以看出,叠合界面的抗剪性能可以归结于新老混凝土植筋界面的抗剪性能。目前相关的规范<sup>[8-14]</sup>针对新老混凝土的计算都是基于剪切-摩擦理论,各规范中给定的公式如表 4 所示。其中  $\tau_u$  为界面剪应力,  $\rho$  为界面配筋率,  $f_y$  为钢筋屈服强度,  $\alpha$  为剪切钢筋和剪切面的角度,  $\sigma_n$  为界面法向

应力,  $f_{ctd}$  为强度较弱的混凝土抗拉强度设计值,  $\phi_c$  为混凝土抗力因子,取 0.65,  $\phi_s$  为钢筋的抗力因子,取 0.85,  $c$  与界面处理方式有关,  $\lambda$  为与混凝土密度有关的参数,对于常规混凝土取 1.00,对于砂质轻混凝土取 0.85,对于其他轻骨料混凝土取 0.75。采用上述规范提出的方法计算构件界面极限抗剪强度,计算时,假设界面上作用的法向应力为零、界面粗糙度为自然粗糙面的情形,应用不同规范计算的结果如图 12 所示。从图 12 可以看出,各种计算方法得到的混凝土界面极限抗剪承载力存在较大的差异。

表 4 不同设计规范中叠合面最大剪应力计算公式

Tab.4 Design expressions of different design codes to calculate bond strength

编号	设计规范	设计公式
规范 1	CEB-FIP Model Code <sup>[8]</sup>	$\tau_u = c f_{ctd} + \mu [\sigma_n + \rho f_y (\sin \alpha + \cos \alpha)]$
规范 2	Eurocode 2 <sup>[9]</sup>	$\tau_u = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$
规范 3	ACI 318 <sup>[10]</sup>	$\tau_u = \rho f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) (f_y \leq 414 \text{ MPa})$
规范 4	CAN/CSA A23.3 <sup>[11]</sup>	$\tau_u = \lambda \phi_c (c + \mu \sigma_n) + \phi_s \rho f_y \cos \alpha$
规范 5	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications <sup>[12]</sup>	$\tau_u = c + \mu (\rho f_y + \sigma_n)$
规范 6	AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges <sup>[13]</sup>	$\tau_u = \rho f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$
规范 7	PCI Design Handbook <sup>[14]</sup>	$\tau_u = \phi \rho f_y \mu (f_y \leq 414 \text{ MPa})$

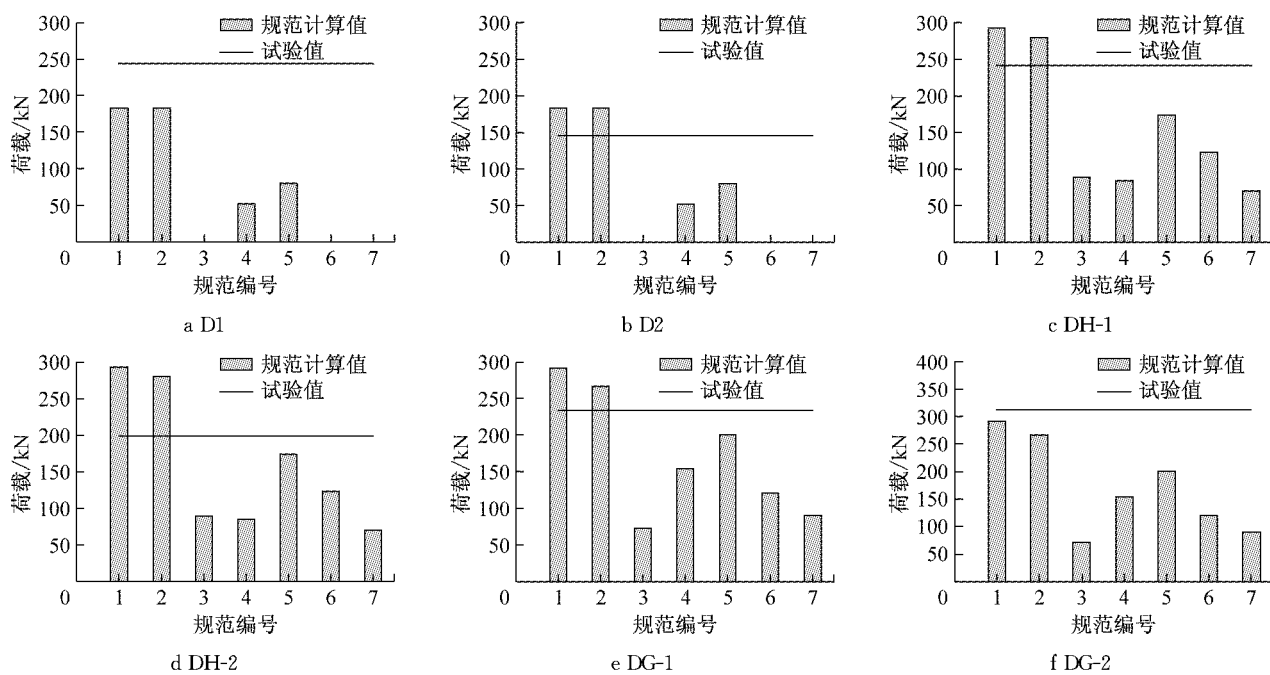


图 12 不同方法计算所得抗剪强度对比  
Fig.12 Comparison of results of shear strength by various methods

3.2 叠合面抗剪机理分析

剪切-摩擦理论<sup>[15]</sup>将界面剪力分成 3 个部分:界面黏结力  $V_{adh}(s)$ 、摩擦力  $V_{sf}(s)$ 和界面钢筋的销栓力  $V_{sr}(s)$ ,如式(1)所示:

$$V(s) = V_{adh}(s) + V_{sf}(s) + V_{sr}(s) \quad (1)$$

界面黏结力是新老混凝土之间的化学作用产生的,当达到最大界面黏结力时混凝土界面开始出现分离,剪应力通过机械咬合作用传递.如果界面受法向压应力,剪应力通过剪切-摩擦传递.随着界面法向位移增加,穿过界面的钢筋受拉直至屈服.由剪切钢筋受拉产生了界面摩擦力  $V_{sf}(s)$ 通过摩擦力传递剪切荷载.界面的滑移使得钢筋受剪,钢筋产生销栓力  $V_{sr}(s)$ .

(1)  $V_{adh}(s)$ 的大小由新老混凝土间的黏结抗剪强度  $\tau_{adh}$ 决定,如式(2)所示:

$$V_{adh}(s) = A_c \times \tau_{adh} \quad (2)$$

式中: $A_c$ 为界面面积.新老混凝土结合面黏结的抗剪强度  $\tau_{adh}$ 与许多因素有关,如界面粗糙度、界面剂类型以及新老混凝土的立方体抗压强度等.

(2) 剪切钢筋受拉产生界面摩擦力  $V_{sf}(s)$ 如式(3)所示:

$$V_{adh}(s) = \mu \times F_g \times \sin \alpha \quad (3)$$

式中: $F_g$ 为预埋钢筋抗拔承载力; $\mu$ 为界面摩擦系数; $\alpha$ 为剪切钢筋和剪切面的角度.根据新老混凝土结合面的破坏可知,结合面黏结破坏时植入钢筋破坏形式主要有 4 种情况:锥体-黏结复合破坏、黏结

破坏、钢筋屈服破坏及纯粹锥体破坏.从试验的情况可以看出,在极限荷载时界面连接钢筋锚固良好,钢筋受拉屈服,因此钢筋屈服时提供的  $F_g$  表示为式(4)所示:

$$F_g = nA_s f_y \quad (4)$$

式中: $n$ 为界面钢筋根数; $A_s$ 为钢筋面积.其中界面摩擦系数的取值  $\mu$  各国规范给出的值如表 5 所示,从表中可以看出各国规范对  $\mu$  取值较为一致.针对试验情况, $\mu$  取 1.

表 5 界面摩擦系数取值

Tab.5 Values for the coefficient of friction					
界面类型	规范 3	规范 4	规范 5	规范 6	规范 7
界面没有人为粗糙处理	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
界面经过人为粗糙处理	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
整体浇筑	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
通过栓钉和钢筋和钢结构连接的界面	0.7	0.6	0.7	0.7	0.7

(3) 钢筋产生销栓作用,销栓作用对抗剪的贡献与文献[16-17]研究的深梁裂缝截面抗剪相似.文献[17]通过对钢筋混凝土裂缝截面剪力传递性能的试验研究认为:裂缝截面的纵向钢筋销栓作用机理承受的剪力约占接合面剪力传递机理所承受剪力的 20%~30%,与 Fenwick 和 Pauley<sup>[18]</sup>对梁裂缝截面采用直接销栓试验的结果基本相同.分析表明,销栓作用机理对植入钢筋抗剪承载力的主要因素有混凝土的抗压强度、植入钢筋直径、植入钢筋锚固深度和植筋胶与钢筋、混凝土的黏结力大小等.最大销栓力

可以根据 Dulacska<sup>[19]</sup> 建议的公式,并考虑剪切钢筋和剪切面的角度,如式(5)所示

$$V_{sr}(s) = 1.27d^2\sqrt{f_c'f_y}\times\sin\alpha \quad (5)$$

式中: $f_c'$ 为混凝土的圆柱体抗压强度; $d$ 为钢筋直径。

利用上述公式以及 2.4 节钢筋的应变变化规律,对所有构件的组成因素进行拆分,由于界面黏结力  $V_{adh}(s)$  的大小和众多因素有关,因此其值等于试验值减去  $V_{sr}(s)$  和  $V_{sf}(s)$ ,绘制界面黏结力、剪切钢筋受拉产生界面压力、钢筋销栓作用随着滑移的变化趋势如图 13 所示。从图 13 中可以看出叠合构件在开裂之前,界面抗剪承载力主要由界面黏结力承担,开裂之后,随着滑移的增加,一侧黏结力发生破坏,界面黏结力突然降低,此侧由黏结力承担的荷载转移到钢筋,因此剪切钢筋受拉产生的界面压力以及钢筋的销栓作用力有一个跳跃;随着滑移的增加,另一侧的界面黏结力继续发挥作用,剪切钢筋受拉产生界面压力以及钢筋的销栓作用力也逐渐增加;在极限状态时,界面的黏结力已有一定的破坏,因此在计算极限承载力时并不能用界面黏结力和剪切钢筋受拉产生界面压力、钢筋销栓作用三者的最大值简单相加。叠合桁架构件在一侧黏结力发生破坏后,界面黏结力降低幅度较大,而叠合箍筋构件降低幅度较低,在达到极限荷载后,叠合桁架构件的界面黏

结几乎完全丧失,而叠合箍筋构件仍具备一定的黏结力,从侧面反应叠合箍筋构件延性优于叠合桁架构件。图 14 展示的是在极限状态时三者的比例关系。从图 14 中可以看出,在极限状态时,叠合有筋构件界面的黏结力对界面抗剪承载力的贡献在 32%~38%;钢筋受拉产生的界面摩擦力承担了很大的作用,其贡献的比例在 41%~47%;钢筋的销栓力贡献在 21%左右。

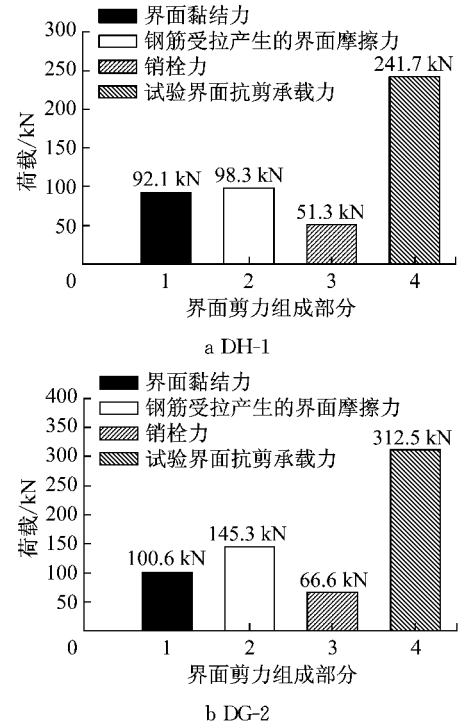


图 14 构成界面剪力各组成部分在极限状态时数值  
Fig.14 Value of adhesion, shear-friction and shear reinforcement in ultimate state

## 4 结论

通过对叠合无筋构件和不同连接钢筋的叠合构件的试验研究可以得出以下结论:

(1) 叠合构件均发生叠合面的剪切破坏,叠合面是其薄弱面。叠合面的裂缝出现过程并不同步,一侧先出现裂缝,另外一侧再出现裂缝。在裂缝出现之前,各构件在相同高度处,布置在不同浇筑批次上的应变花测得的剪应变表现出较好的一致性;各构件在同一浇筑面的不同高度处,在开裂荷载之前剪应变沿试件高度分布较为均匀,当超过开裂荷载之后,各测点剪应变差别增大。同一高度处两侧对应位置的混凝土剪应变值在开裂荷载之前几乎相同,可以认为直到裂缝出现,叠合试块整体性保持良好。

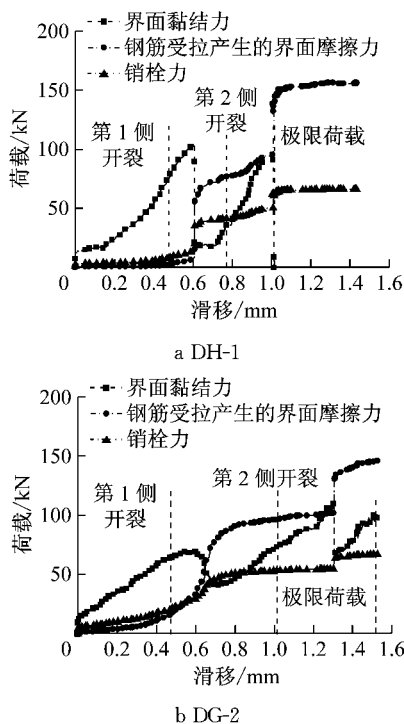


图 13 黏结力、摩擦力和销栓作用随滑移的变化趋势  
Fig.13 Adhesion, shear-friction and shear reinforcement trends over slip



(2) 叠合无筋构件滑移非常小,自由端极限荷载对应的滑移不超过 0.4 mm,达到极限荷载后构件破坏,呈明显的脆性破坏特征;叠合构件在达到极限荷载前,其自由端的滑移不超过 1.6 mm,在达到极限荷载后,叠合桁架构件荷载突降,滑移增加较小;叠合箍筋构件在达到极限荷载后,构件的承载力随着滑移的增加而逐渐减小,表现出较好的延性。

(3) 在开裂荷载之前,叠合构件的连接钢筋的应变非常小,其作用可以忽略不计;在整个过程中叠合构件相同侧的 2 根腹杆/箍筋应变的大小和变化规律几乎一致,桁架钢筋的弦杆的应变非常小,其作用可以忽略不计;箍筋的竖杆的应变在极限荷载时约为桁架钢筋弦杆的 4~6 倍,其整体作用较桁架钢筋好。对于桁架钢筋,一侧钢筋应变增加缓慢,直到极限荷载时仍未屈服;对于箍筋形式的连接钢筋,在极限荷载前两侧的箍筋均达到屈服。

(4) 基于已有的设计公式对叠合试块进行抗剪承载力计算,各公式相差较大;对组成界面抗剪承载力的 3 个因素进行分析可知,叠合构件在开裂之前,界面抗剪承载力主要由界面黏结力承担,开裂之后,随着滑移的增加一侧黏结面破坏,此侧由黏结力承担的荷载转移到钢筋;随着滑移的增加,另一侧的界面黏结力继续发挥作用,剪切钢筋受拉产生界面压力以及钢筋的销栓作用力也逐渐增加;在极限状态时,界面的黏结力已有一定的破坏,钢筋受拉产生的界面摩擦力承担了很大的作用。

## 参考文献:

- [1] 连星. 叠合板式剪力墙的抗震性能实验分析及理论研究[D]. 合肥:合肥工业大学,2009.  
LIAN Xing. Experimental analysis and theoretical research on seismic performance of laminated plate shear wall[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2009.
- [2] 王滋军,刘伟庆,魏威,等. 钢筋混凝土水平拼接叠合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2012,33(7):147.  
WANG Zijun, LIU Weiqing, WEI Wei, *et al.* Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete composite shear wall with level splice[J]. Journal of Building Structures, 2012,33(7):147.
- [3] 叶燕华,孙锐,薛洲海,等. 预制墙板内现浇自密实混凝土叠合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2014,35(7):138.  
YE Yanhua, SUN Rui, XUE Zhouhai, *et al.* Experimental study on seismic behavior of SCC and precast NC composite shear wall [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(7):138.
- [4] 杨联萍,余少乐,张其林,等. 不同轴压比下叠合板式剪力墙结构抗震性能分析[J]. 振动与冲击, 2016, 35(9):227.  
YANG Lianping, YU Shaole, ZHANG Qilin, *et al.* Seismic behavior research of the superimposed shear walls under different axial-load ratios[J]. Journal of Vibration and Shock, 2016, 35(9): 227.
- [5] 余少乐,杨联萍,张其林,等. 叠合板式剪力墙滞回性能的有限元分析[J]. 工业建筑, 2016(12):43.  
YU Shaole, YANG Lianping, ZHANG Qilin, *et al.* Finite element analysis on hysteretic behavior of superimposed slab shear wall[J]. Industrial Construction, 2016(12):43.
- [6] 张文莹,余少乐. 改进叠合板式剪力墙受力性能分析[J]. 河北工程大学学报,2016, 33(3):67.  
ZHANG Wenying, YU Shaole. Mechanical performance analysis of the structural improved superimposed shear walls [J]. Journal of Hebei University of Engineering, 2016, 33(3):67.
- [7] 杨联萍,余少乐,张其林,等. 叠合面对叠合剪力墙极限承载力影响的数值分析[J]. 同济大学学报(自然科学版),2016,44(12):1810.  
YANG Lianping, YU Shaole, ZHANG Qilin, *et al.* Numerical analysis to the adhesive interface effects to ultimate bearing capacity of superimposed shear walls[J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 2016,44(12):1810.
- [8] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP model code 1990 for concrete structures[S]. Lausanne: [s. n.], 1990.
- [9] European Committee for Standardization. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings[S]. Brussels: [s. n.], 2004.
- [10] American Concrete Institute. ACI 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary[S]. Washington D C: National Academy Press, 2008.
- [11] Canadian Standards Association. CAN/CSA A23. 3. Design of concrete structures—Structures design [S]. Ontario: NRC Research Press, 2004.
- [12] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LFRD bridge design specifications [S]. Washington D C: The National Academies Press, 2007.
- [13] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO standard specifications for highway bridges [S]. Washington D C: The National Academies Press, 1996.
- [14] Precast/Prestressed Concrete Institute. PCI design handbook [S]. Chicago: [s. n.], 2004.
- [15] BIRKELAND P W, BIRKELAND H W. Connections in precast concrete construction [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1966,63(3):345.
- [16] 贺小岗,关国雄. 钢筋栓模型及其在深梁分析中的应用[J]. 工程力学,2001,18(1):96.  
HE Xiaogang, KWAN Kwokhung. A model for dowel action of reinforcement bars and its application to deep beam analysis [J]. Engineering Mechanics, 2001,18(1):96.
- [17] 刘伟庆,江东,丁大钧,等. 钢筋混凝土裂缝截面剪力传递性能的试验研究[J]. 建筑结构学报,1994,15(4):2.  
LIU Weiqing, JIANG Dong, DING Dajun, *et al.* Experimental research on behavior of shear transfer in cracked sections of RC members[J]. Journal of Building Structures, 1994,15(4):2.
- [18] FENWIEK R C, PAULEY T. Mechanism of shear resistance of concrete beams [J]. ASEC, Structural Division, 1968, 10(94): 2325.
- [19] DULACSKA H. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete [J]. ACI Journal, 1972,69(12): 754.