

文章编号: 1000-4750(2017)12-0095-09

# 基于修正拉-压杆模型的 型钢混凝土深梁受剪承载力分析

邓明科<sup>1</sup>, 马福栋<sup>1</sup>, 李勃志<sup>1,2</sup>, 梁兴文<sup>1</sup>

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 西安 710055; 2. 西安五和土木工程新材料有限公司, 西安 710055)

**摘 要:** 在型钢混凝土深梁抗剪性能试验基础上, 基于修正拉-压杆理论, 考虑拉杆分力对受剪承载力的有利影响, 采用型钢混凝土深梁的受压区高度作为上部节点高度, 并对型钢翼缘和腹板进行合理简化, 建立了型钢混凝土深梁的修正拉-压杆模型, 推导了型钢混凝土深梁受剪承载力计算公式。将该文提出计算方法与 ACI 规范拉-压杆模型以及中国规范的计算方法进行比较可得: 1) 该文建立的修正拉-压杆模型, 能较好反映型钢混凝土深梁的剪切传力机理和破坏模式, 其受剪承载力计算值与试验结果吻合较好; 2) 采用 JGJ 138-2001 计算型钢混凝土深梁的受剪承载力偏低, 离散性较大; 按 YB 9082-2006 计算剪跨比大于 2 的构件受剪承载力偏于不安全。

**关键词:** 型钢混凝土; 深梁; 修正拉-压杆模型; 受剪承载力; 剪跨比

中图分类号: TU398+9; TU317+1 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.08.0593

## ANALYSIS ON SHEAR CAPACITY OF SRC DEEP BEAMS BASED ON MODIFIED STRUT-AND-TIE MODEL

DENG Ming-ke<sup>1</sup>, MA Fu-dong<sup>1</sup>, LI Bo-zhi<sup>1,2</sup>, LIANG Xing-wen<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;

2. Xi'an Wuhe Civil Engineering New Materials Co., LTD, Xi'an 710055, China)

**Abstract:** Based on the research of steel reinforced concrete (SRC) deep beam test and the modified strut-and-tie model (STM), a modified strut-and-tie model for SRC deep beams was established and the shear capacity design formula of SRC deep beams based on the model was deduced, which considers the favorable influences of the tie bar, taking the depth of compression zone of SRC deep beams as the depth of the top nodes and reasonably simplifying the steel flange and web. By comparing the test results and the calculation in this paper with the strut-and-tie models of ACI and Chinese code, the following conclusions can be drawn: 1) force-transferring mechanism and failure mode can be reflected effectively, and the calculated values of shear capacity based on the modified strut-and-tie model for SRC deep beams presented in this paper agrees with the test result; 2) the shear capacity of SRC deep beams calculated by the JGJ 138-2001 shows high discreteness and low average value. The shear capacity of SRC deep beams with shear span ratios greater than 2 calculated by the YB 9082-2006 was not conservative.

**Key words:** steel reinforced concrete; deep beams; modified strut-and-tie model; shear capacity; shear span ratio

收稿日期: 2016-08-07; 修改日期: 2017-03-31

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578445)

通讯作者: 邓明科(1979—), 男, 四川南充人, 教授, 工学博士, 从事高性能土木工程材料与新型结构研究(E-mail: dengmingke@126.com).

作者简介: 马福栋(1991—), 男, 山东平阴人, 博士生, 从事高性能土木工程材料与新型结构研究(E-mail: mafudongmfd@126.com);

李勃志(1989—), 男, 山西运城人, 硕士生, 从事高性能土木工程材料与新型结构研究(E-mail: li\_bo\_zhi@126.com);

梁兴文(1952—), 男, 陕西华县人, 教授, 硕士, 从事建筑结构及抗震研究(E-mail: liangxingwen2000@163.com).

型钢混凝土梁具有承载力高、刚度大、抗震性能好等优点,广泛应用于地震区的大跨度及重载结构<sup>[1]</sup>。型钢混凝土深梁由于剪跨比较小,在集中荷载作用下同时存在弯曲正应力、剪应力和压应力,其受力状态复杂,截面应力不符合平截面假定,呈现“不规则分布”。因此,必须选取合理的计算模型才能正确分析型钢混凝土深梁的剪力传递机理,准确预测型钢混凝土的极限承载力。为此,吴轶、杨春等<sup>[2]</sup>基于软化拉-压杆模型计算了内置钢构架型钢混凝土深梁受剪承载力。但型钢混凝土深梁准确的计算模型未见提出。

ACI 318-14(Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary)<sup>[3]</sup>将钢筋混凝土构件划分为B(Bernoulli)区和D(discontinuity)区,其中B区是符合平截面假定的区域,而D区是不符合平截面假定的区域,其范围大致定义为构件截面几何尺寸突变处或集中力加载点处向外延伸截面高度 $h$ 的区域。D区的受力分析可简化为拉-压杆模型进行分析。Tan等<sup>[4-5]</sup>建立了一个适用于普通混凝土深梁及预应力混凝土深梁的拉-压杆模型,该模型综合考虑了箍筋、水平分布钢筋、弯起钢筋、纵筋和预应力钢筋对深梁受剪承载力的影响。同时该模型还建立了适用于压杆底部节点区混凝土的莫尔-库仑破坏准则,可以准确反映节点区混凝土由于横向拉应变引起的抗压强度软化效应。Zhang和Tan<sup>[5]</sup>在拉-压杆模型基础上考虑了底部拉杆沿斜压杆方向的分力对受剪承载力的有利影响,重新推导了斜压杆应力不均匀系数 $k$ ,并利用混凝土受拉开裂后的抗拉强度取代混凝土抗拉强度,提出修正拉-压杆模型,提高了模型预测结果的准确性。

本文在型钢混凝土深梁抗剪性能试验研究的基础上,基于修正拉-压杆理论,将型钢翼缘简化为纵筋,并对型钢腹板进行合理简化,建立了型钢混凝土深梁的修正拉-压杆模型,推导了型钢混凝土深梁的受剪承载力计算公式。最后采用本文提出的方法、ACI 318-14拉-压杆模型以及我国规范的计算方法对本文及文献中64根型钢混凝土梁进行受剪承载力计算,并与试验结果进行比较分析。

## 1 试验与结果分析

### 1.1 试验概况

试验设计了4根型钢混凝土梁和2根普通混凝土梁作为对比试件<sup>[8-9]</sup>,截面尺寸均为200 mm×

300 mm,各试件的主要设计参数见表1,为了与型钢混凝土深梁作对比,设计了无型钢的C-2b对比试件,为了进一步研究型钢和箍筋各自的抗剪作用,试验设计了C-2a试件,试件截面尺寸及配筋如图1。

表1 试件主要参数

Table 1 Main parameters of specimens

试件编号	试件长度/mm	型钢/mm	剪跨比	箍筋	受压/受拉纵筋
C-1	600	HN175×90×5×8	1	Φ6.5@120	2Φ16/6Φ20
C-1.5	900	HN175×90×5×8	1.5	Φ6.5@120	2Φ16/6Φ20
C-2	1200	HN175×90×5×8	2	Φ6.5@120	2Φ16/6Φ20
C-3	1800	HN175×90×5×8	3	Φ6.5@120	2Φ16/6Φ20
C-2b	1200	—	2	Φ6.5@120	2Φ16/6Φ20
C-2a	1200	—	2	—	2Φ16/6Φ20

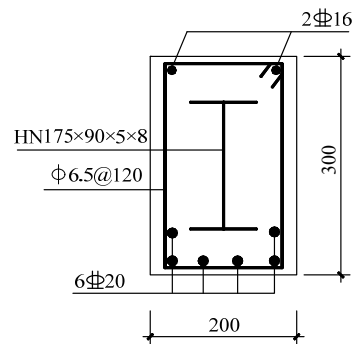


图1 试件截面尺寸及配筋 /mm

Fig.1 Sectional dimensions and reinforcement of specimen

### 1.2 试验结果

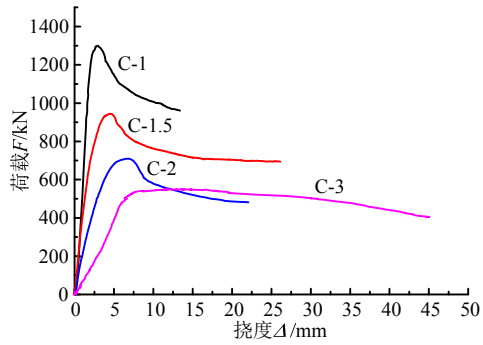
试验采用的混凝土强度等级为C60,用标准试块100 mm×100 mm×100 mm的立方体试块测得混凝土立方体抗压强度平均值为 $f_{cu,m}$ ;混凝土的抗拉强度 $f_t = 0.395f_{cu,m}^{0.55}$ ;试验采用5000 kN电液伺服压力试验机的弯曲平台进行跨中集中加载,测得试件的极限荷载 $F_u$ ;具体结果见表2。

表2 试验结果

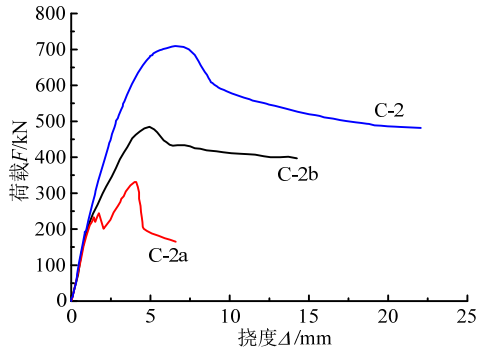
Table 2 Test results

试件编号	$f_{cu,m}/\text{MPa}$	$f_t/\text{MPa}$	$F_u/\text{kN}$	破坏形态
C-1	65.6	3.96	1300	斜压破坏
C-1.5	65.6	3.96	946	斜压破坏
C-2	66	3.9	710	剪切黏结破坏
C-3	65.6	3.96	550	弯剪破坏
C-2b	66	3.9	478	剪压破坏
C-2a	66	3.9	332	剪压破坏

图2给出了6个试件的荷载-跨中挠度( $F-\Delta$ )曲线。由图2可知,截面中部配置型钢,使深梁受剪承载力和延性均有较大幅度提高;型钢混凝土深梁的受剪承载力随着剪跨比的减小而增大。



(a) 不同剪跨比型钢混凝土梁



(b) 相同剪跨比试件

图 2 荷载-挠度曲线

Fig.2 Load-deflection curves

### 1.3 试件破坏形态及剪切传力机理

各试件的破坏形态及裂缝分布如图 3 所示。

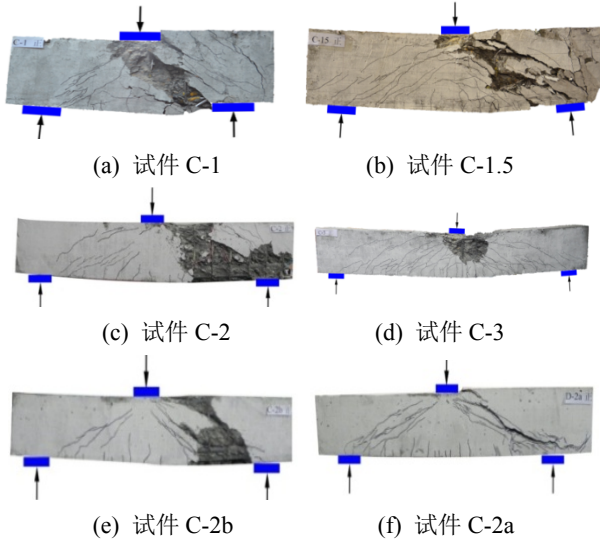


图 3 试件破坏形态

Fig.3 Failure pattern of specimens

试件 C-2a 和试件 C-2b 均发生剪压破坏。受拉纵筋屈服后，梁腹部形成主斜裂缝并逐渐变宽，最终因剪压区混凝土压碎而发生破坏。试件 C-2b 发生破坏时支座处混凝土压溃。

试件 C-1 和试件 C-1.5 均发生斜压破坏。梁腹部斜裂缝将混凝土分割成若干个平行的斜压短柱，

由于型钢腹板的存在，对剪压区混凝土的变形起到一定约束作用，试件最终破坏时支座处混凝土斜压短柱压碎脱落。

试件 C-3 剪跨比较大发生弯剪破坏。受拉纵筋和型钢下翼缘首先屈服，梁受压区高度不断减小，然后在弯矩和剪力共同作用下，梁腹部形成斜裂缝，最终剪压区混凝土压碎而破坏。

试件 C-2 发生剪切黏结破坏。试件达到极限荷载时，型钢下翼缘出现纵向剪切滑移裂缝，试件破坏过程中，剪切滑移裂缝逐渐向支座处贯通。

利用有限元软件 ABAQUS 对试件 C-1 进行有限元分析，混凝土采用 C3D20R 实体单元，型钢采用在厚度方向上分布了 9 个 Simpson 积分点的 S4R 壳单元，梁柱中的纵筋和箍筋采用 B31 梁单元。由于箍筋对混凝土和型钢具有较强的约束，因此，不考虑混凝土和型钢以及钢筋之间的滑移，型钢和钢筋采用 embed 方式嵌入混凝土中。图 4 为试件 C-1 在极限荷载作用下的有限元应力云图，图中明显形成了拉-压杆的传力机制，且支座处应力值较高。

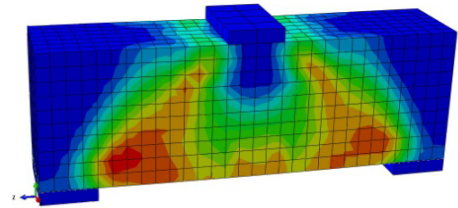


图 4 试件 C-1 应力云图

Fig.4 Stress contour plot of C-1

以上试验研究和有限元分析表明，型钢混凝土深梁破坏时支座与加载点之间形成斜压杆，下部纵筋和型钢下翼缘受拉形成拉杆，符合拉-压杆模型传力机制。型钢翼缘显著增强了型钢混凝土深梁拉杆抗拉作用，型钢腹板使支座处的混凝土在拉压复合作用下的受拉变形受到约束，减弱了混凝土在拉压复合作用下的软化效应，与修正拉-压杆模型假定的破坏模式基本相同。因此，本文拟采用修正拉-压杆理论计算型钢混凝土深梁的受剪承载力。

## 2 型钢混凝土深梁修正拉-压杆模型

### 2.1 拉-压杆模型

拉-压杆模型是从连续体中抽象出的离散桁架模型，它用混凝土压杆、纵筋拉杆和节点区反映混凝土内部应力流的传递。ACI 318 委员会给出的拉-压杆模型定义为<sup>[3]</sup>：拉-压杆模型是结构混凝土 D 区的桁架模型，由相交于节点的拉杆和压杆组成，能

够把荷载传递到支座或者相邻的 B 区。我国《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)中关于牛腿的设计就用到了拉-压杆模型,模型的建立就是根据结构的应力分布,按照沿主压应力迹线方向布置混凝土压杆,沿主拉应力方向布置钢筋拉杆,杆件节点用铰连接,即可得到牛腿受力的拉-压杆模型。

### 2.2 基于修正拉-压杆模型的型钢混凝土深梁受剪承载力计算

#### 2.2.1 修正拉-压杆模型

Tan 等<sup>[4-5]</sup>在传统拉-压杆模型基础上进行改进,没有采用基于经验的有效抗压强度系数来考虑压杆抗压强度软化效应,而是采用莫尔-库仑破坏准则直接反映节点处压杆混凝土由于横向拉应变引起的抗压强度软化效应。为进一步提高模型预测的准确性,Zhang 等<sup>[5]</sup>考虑了拉杆沿混凝土斜压杆方向的分力,对应力分布系数  $k$  进行重新推导,并采用混凝土开裂以后的抗拉强度取代混凝土抗拉强度,提出修正拉-压杆模型。该模型综合考虑了箍筋、水平分布钢筋、弯起钢筋、纵筋和预应力钢筋对抗剪强度的影响。

#### 2.2.2 型钢混凝土深梁修正拉-压杆模型的建立

根据型钢混凝土深梁试验的支承条件和加载方式可知,其计算简图为跨中作用一个集中荷载的简支梁。本文型钢混凝土深梁受剪性能试验及有限元分析结果均表明:混凝土腹剪斜裂缝方向与主压应力方向一致。可将支座与加载点连线方向混凝土简化为压杆,将受拉纵筋和型钢受拉翼缘简化为拉杆。对于型钢腹板,本文将分别简化为箍筋和水平分布钢筋进行计算分析,可得型钢混凝土深梁的拉-压杆模型如图 5 所示。

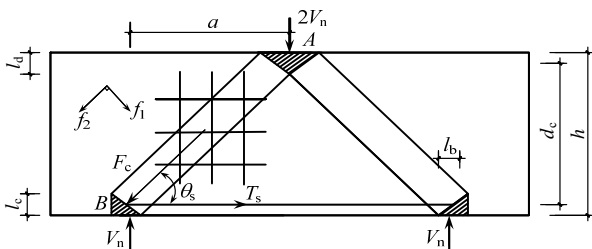


图 5 型钢混凝土深梁拉-压杆模型  
Fig.5 Strut-and-tie model of SRC deep beam

根据图 5 中拉-压杆模型的荷载传递路径可知,节点 A 位于加载点下方,处于多向受压应力状态,而支座上方 B 节点处压杆底部混凝土同时承受着较大的压应力和拉应力。因此,节点 B 处压杆底部混凝土对型钢混凝土深梁的破坏起控制作用。

Tan 等<sup>[4-5]</sup>建立了适用于节点区的莫尔-库仑破坏准则为:

$$\frac{f_1}{f_t} + \frac{f_2}{f'_c} = 1 \quad (1)$$

式中:  $f'_c$  为混凝土圆柱体抗压强度;  $f_t$  是节点区混凝土的复合抗拉强度;  $f_1$  为垂直于斜压杆方向的主拉应力;  $f_2$  为斜压杆横截面压应力。

由 B 节点处力的平衡方程可得:

$$F_c = \frac{V_n}{\sin \theta_s} \quad (2)$$

$$T_s = \frac{V_n}{\tan \theta_s} \quad (3)$$

式中:  $F_c$  是混凝土压杆承受的压力;  $T_s$  是纵筋拉杆承受的拉力;  $\theta_s$  是混凝土压杆与拉杆的夹角;  $V_n$  是型钢混凝土深梁的受剪承载力。

#### 1) B 节点处主拉应力 $f_1$

Tan 等<sup>[4]</sup>在拉-压杆模型中,建议 B 节点处垂直于斜压杆方向的主拉应力  $f_1$  按下式计算:

$$f_1 = \frac{kT_s \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} = kp_t \quad (4)$$

式中:  $A_c$  为梁的有效横截面积,  $A_c = b_w d_c$ ,  $d_c$  见图 5;  $p_t$  为底部拉杆分力  $T_s \sin \theta_s$  在垂直于斜压杆方向引起的平均拉应力;  $k$  为应力分布不均匀系数。

Tan 等<sup>[4-5]</sup>在拉-压杆模型中,假定由底部纵筋拉杆分力  $T \sin \theta_s$  引起的沿斜压杆轴线方向拉应力按三角形分布,根据力的平衡得出  $k = 2$ 。

Zhang 和 Tan<sup>[5]</sup>提出的修正拉-压杆模型,在推导应力分布不均匀系数  $k$  时,同时考虑压杆上力的平衡和弯矩平衡条件,按一般情况推导钢筋引起的沿斜压杆轴线拉应力图形分布系数,钢筋与混凝土斜压杆相交,钢筋与水平线夹角为  $\theta_w$  如图 6(b)。

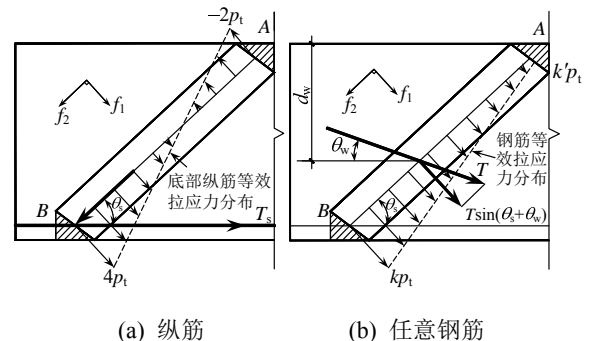


图 6 钢筋引起的斜压杆上假定拉应力分布

Fig.6 Assumed tensile stress distribution of reinforcement in strut

钢筋中拉力  $T_s$  的效应可以分布到整个斜压杆

轴线上。为简单起见,假设由拉力 $T_s$ 产生的拉应力沿斜压杆呈线性分布。为了满足假设的分布拉应力与拉力 $T$ 等效,前者必须满足压杆上力的平衡和弯矩平衡,可得:

$$\begin{cases} k' = 4 - 6 \cdot \frac{d_w}{d_c} \\ k = 6 \cdot \frac{d_w}{d_c} - 2 \end{cases} \quad (5)$$

对图 6(a)中的底部拉杆拉力产生的沿斜压杆轴线的拉应力分布情况,  $d_w=d_c$  且  $\theta_w=0$ , 得:

$$\begin{cases} k' = -2 \text{ (压应力)} \\ k = 4 \text{ (拉应力)} \end{cases}$$

其中:  $k$  和  $k'$  分别是斜压杆底部和顶部节点区的应力图形分布系数;  $d_c$  是型钢混凝土深梁的有效横截面高度, 取顶部和底部节点区形心的垂直距离。这里  $p_t = T \sin(\theta_s + \theta_w) / (A_c / \sin \theta_s)$  是钢筋拉力  $T$  的分力在垂直于混凝土斜压杆轴线方向上引起的平均拉应力。

因此,  $B$  节点处由纵筋引起的拉应力为:

$$f_1 = \frac{4T_s \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} \quad (6)$$

将式(3)代入式(6)可得:

$$f_1 = \frac{2V_n \sin 2\theta_s}{A_c} \quad (7)$$

### 2) $B$ 节点处斜压杆横截面主压应力 $f_2$

为简化起见, 文献[4-5]提出的拉-压杆模型中忽略了拉杆拉力在压杆中分力对受剪承载力的有利影响。本文考虑到型钢混凝土深梁的剪跨比较小, 而且随着剪跨比减小  $\cos \theta_s$  值减小。当剪跨比  $\lambda=1.0$  时,  $\cos \theta_s$  值仍大于 0.707(见表 3)。因此, 拉杆在压杆方向的分力不能忽略, 基于上述分析, 本文考虑了拉杆分力对受剪承载力的有利影响。

表 3 斜压杆倾角余弦值

Table 3 Cosine of inclination angle of strut

剪跨比 $\lambda = a/h_0$	$\theta_s / (^\circ)$	$\tan \theta_s$	$\cos \theta_s$
1	<45	<1	>0.707
1.5	<33	<0.67	>0.832
2	<26	<0.5	>0.894

注: 斜压杆倾角的余弦值按下式计算:  $\cos \theta_s = \frac{h_0 - l_c / 2 - l_d / 2}{a}$ 。

斜压杆横截面主压应力为:

$$f_2 = \frac{F_c - T_s \cos \theta_s}{A_{str}} \quad (8)$$

将式(2)、式(3)代入式(8)可得:

$$f_2 = \frac{V_n (1 - \cos^2 \theta_s)}{A_{str} \sin \theta_s} \quad (9)$$

式中,  $A_{str}$  是混凝土压杆的横截面面积,  $A_{str} = b_w (l_c \cos \theta_s + l_b \sin \theta_s)$ ,  $b_w$  为型钢混凝土深梁的截面宽度,  $l_c$  为支座处节点高度即拉杆截面高度,  $l_b$  为支座的宽度。

### 3) $B$ 节点处混凝土复合抗拉强度 $f_t$

节点区混凝土复合抗拉强度  $f_t$  由节点区混凝土抗拉强度  $f_{ct}$ 、下部纵筋及腹筋抗拉强度在主拉应力方向的分量  $f_{ss}$ 、 $f_{sw}$  组成, 即:

$$f_t = f_{ct} + f_{ss} + f_{sw} \quad (10)$$

#### ① 混凝土自身对 $B$ 节点区抗拉强度贡献 $f_{ct}$ 。

$f_{ct}$  是混凝土自身抗拉强度对  $B$  节点区抗拉强度的贡献。Tan 等<sup>[4-5]</sup>在拉-压杆模型中取混凝土圆柱体劈裂抗拉强度即  $f_{ct} = 0.5\sqrt{f'_c}$ 。然而, 在极限状态下节点区混凝土大量开裂, 混凝土的抗拉强度受到极大削弱, 在这种情况下  $f_{ct}$  仍取混凝土抗拉强度是偏于不安全的。此外, Tan 等的拉-压杆模型计算结果过度依赖于混凝土抗拉强度, 而混凝土抗拉强度在某种程度上又是难以精确测定的, 这对拉-压杆模型计算结果的一致性和准确性产生了极大的影响。

为了改进拉-压杆模型的这一不足, 文献[4]根据混凝土的受拉刚化效应, 建议  $f_{ct}$  取混凝土的剩余粘结和受拉作用产生的平均抗拉强度。修正拉-压杆模型采用了 Belarbi 和 Hsu<sup>[6]</sup>建议的钢筋混凝土开裂后抗拉强度计算公式:

$$f_{ct} = 0.31\sqrt{f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_1} \right)^{0.4} \quad (11)$$

其中:  $\varepsilon_{cr}$  为混凝土的开裂应变, 取 0.008%;  $\varepsilon_1$  为混凝土压杆的主拉应变, 可按下式计算:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + \varepsilon_2) \cot^2 \theta_s \quad (12)$$

其中,  $\varepsilon_s$  和  $\varepsilon_2$  分别是混凝土压杆压碎时纵筋的拉应变和混凝土的峰值压应变, 对普通混凝土  $\varepsilon_2$  取 0.002。

#### ② 纵筋及型钢下翼缘对 $B$ 节点处抗拉强度的贡献 $f_{ss}$ 。

下部纵筋对节点区  $B$  的抗拉强度贡献分量可由式(6)得:

$$f_{ss} = \frac{4f_y A_s \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} \quad (13)$$

对型钢混凝土深梁, 拉杆由底部纵筋和型钢受

拉翼缘组成。因此,式(13)可改写为:

$$f_{ss} = \frac{4(f_y A_s + f_a A_{af}) \sin \theta_s}{A_c / \sin \theta_s} \quad (14)$$

式中:  $f_a$  为型钢翼缘抗拉屈服强度;  $A_{af}$  为型钢受拉翼缘面积。

③ 箍筋与腹板对  $B$  节点处抗拉强度贡献  $f_{sw}$ 。

由于箍筋与腹板通过约束混凝土的横向变形,以提高压杆混凝土横向抗拉强度来发挥作用。为简化计算,假定箍筋与腹板产生的抗拉强度分量沿压杆均匀分布。因此,箍筋与腹板对节点区  $B$  的抗拉强度贡献分量为:

$$f_{sw} = \frac{f_{yw} A_{sw} \sin(\theta_s + \theta_w)}{A_c / \sin \theta_s} \quad (15)$$

对于配有箍筋和水平分布筋的深梁,式中,

$$f_{sw} = f_{sv} + f_{sh}。$$

对于箍筋,  $\theta_w = \frac{\pi}{2}$ ,

$$f_{sv} = f_{yv} A_{sv} \sin \theta_s \cos \theta_s / A_c \quad (16)$$

对于水平分布筋,  $\theta_w = 0$ ,

$$f_{sh} = f_{yh} A_{sh} \sin^2 \theta_s / A_c \quad (17)$$

为了研究型钢腹板的合理简化问题,将型钢腹板分别简化为箍筋和水平分布钢筋进行承载力计算分析。此时,型钢腹板对节点区  $B$  的抗拉强度贡献分量为:

腹板简化为箍筋:

$$f_{sv} = f_{av} A_{av} \sin \theta_s \cos \theta_s / A_c \quad (18)$$

腹板简化为水平分布筋:

$$f_{sh} = f_{ah} A_{aw} \sin^2 \theta_s / A_c \quad (19)$$

式中:  $f_{av}$ 、 $f_{ah}$  为型钢腹板抗拉屈服强度;  $A_{av}$ 、 $A_{aw}$  分别为型钢腹板按不同方式简化时对应的截面面积。

④ 确定混凝土压杆倾斜角度  $\theta_s$ 。

混凝土压杆倾斜角度  $\theta_s$  按下式计算:

$$\tan \theta_s = \frac{h - \frac{l_c}{2} - \frac{l_d}{2}}{a} \quad (20)$$

式中:  $h$  为梁横截面高度;  $l_c$  是底部节点区高度;  $a$  为剪跨,即荷载作用点与支座中心线之间距离。  $l_d$  为上部节点高度,可以由上部节点平衡条件得到:

$$f_c b_w l_d / \cos \theta_s = V_n / \sin \theta_s \quad (21)$$

由式(20)和式(21)可知,要确定  $\theta_s$ , 必须采用迭代方法。实际计算中,通常假定  $l_d = l_c$ 。文献[4]和文献[7]分析均表明:采用上述简化处理计算的深

梁受剪承载力  $V_n$  误差在 2% 以内。本文采用型钢混凝土深梁的受压高度作为上部节点区高度  $l_d$ 。

⑤ 型钢混凝土深梁的受剪承载力公式。

将式(7)、式(9)代入式(3)可得:

$$V_n = \frac{1}{\frac{4 \sin \theta_s \cos \theta_s}{f_t A_c} + \frac{\sin \theta_s}{f_c' A_{str}}} \quad (22)$$

为防止  $A$  节点发生局部破坏,上部节点  $A$  在多向压应力作用下应满足下式:

$$V_n / \sin \theta_s \leq f_c' A_{str} \quad (23)$$

2.2.3 修正拉-压杆模型计算型钢混凝土深梁受剪承载力的步骤

1) 计算  $l_c$  和  $l_d$ , 其中  $l_c = 2a_s$ ,  $a_s$  为型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点到型钢混凝土深梁受拉边距离;  $l_d = x$ ,  $x$  为型钢混凝土深梁受压区高度; 最后求出  $\tan \theta_s$ 。

2) 利用式(10)~式(15)计算  $f_t$ 。

3) 利用式  $f_c' = 0.8 f_{cu}$  计算圆柱体抗压强度。

4) 利用式(22)计算型钢混凝土深梁的受剪承载力。

5) 验算式(23)是否成立。

### 3 理论计算值与试验值对比分析

为验证以上计算模型的有效性,根据式(22)计算了本文和文献[10-13]共 64 根型钢混凝土梁的受剪承载力。试件受力情况包括跨中集中加载和两点对称集中加载。其中,型钢混凝土梁的混凝土强度等级从 C20~C100; 混凝土包括了普通混凝土和不同取代率的再生骨料混凝土; 型钢混凝土梁截面宽度  $b_w$  从 160 mm~200 mm, 截面高度  $h$  从 240 mm~300 mm; 剪跨比  $a/h_0$  范围从 1.1~3.6; 底部纵筋配筋率  $\rho$  范围从 0.56%~3.69%; 箍筋配筋率  $\rho_{sv}$  从 0%~0.59%。

为了与美国规范和我国规范的计算方法进行比较,采用文献[8]中基于 ACI 318-14 的型钢混凝土梁受剪承载力计算式、JGJ 138-2001《型钢混凝土组合结构技术规程》<sup>[14]</sup>和 YB 9082-2006《钢骨混凝土结构技术规程》<sup>[15]</sup>分别计算了文献[7-12]中 64 根型钢混凝土梁的受剪承载力,并与试验结果进行比较,见表 4 和图 7。

由表 4 和图 7 可以看出:

1) 采用本文建立的修正拉-压杆模型,将型钢腹板简化为箍筋时,高估了型钢混凝土深梁的受剪

表 4 型钢混凝土受剪承载力计算值与试验值对比

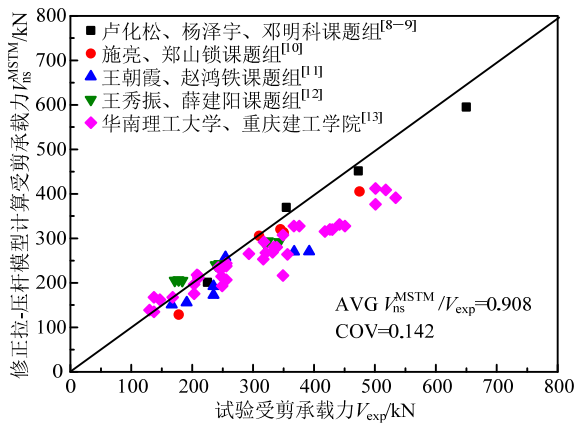
Table 4 Comparison of calculated and test results of shear capacity of SRC deep beams

数据来源	试件编号	$\lambda$	$V_{exp}/kN$	$V_{ng}^{MSTM}/V_{exp}$	$V_{ns}^{MSTM}/V_{exp}$	$V_n^{ACI}/V_{exp}$	$V_n^{JGJ}/V_{exp}$	$V_n^{YB}/V_{exp}$
本文试件	C-1	1.2	650.0	0.981	0.913	1.076	0.671	0.798
	C-1.5	1.8	473.0	1.165	0.947	0.985	0.603	0.651
	C-2	2.3	354.5	1.472	1.042	0.984	0.497	0.494
	C-3	3.5	225.0	1.302	0.893	0.832	0.637	1.351
文献[10]	SRC-18	1.1	475.0	0.955	0.853	0.983	0.699	0.633
	SRC-19	1.7	310.0	1.352	0.986	1.011	0.976	0.946
	SRC-20	2.3	178.0	2.409	0.723	0.656	1.463	1.550
	SRC-24	1.7	350.0	1.215	0.896	0.902	0.903	0.855
	SRC-25	1.7	345.0	1.258	0.929	0.926	0.993	0.898
	SRC-26	1.7	350.0	1.171	0.891	0.885	0.802	0.814
文献[11]	SBI-1	1.2	392.0	0.803	0.700	0.708	0.584	0.710
	SBI-2	1.3	254.8	1.220	1.023	1.006	0.899	1.093
	SBI-3	2.4	235.2	1.410	0.740	0.590	0.686	1.094
	SBI-4	3.0	166.7	2.190	0.912	0.666	0.842	1.492
	SBI-5	1.2	367.5	0.900	0.743	0.725	0.607	0.757
	SBI-6	2.0	235.0	1.440	0.826	0.705	0.739	1.116
	SBI-7	2.7	191.0	1.960	0.823	0.651	0.743	1.298
文献[12]	SRRC1	1.2	318.5	1.030	0.909	0.980	0.656	0.777
	SRRC2	1.7	239.0	1.334	1.003	0.950	0.784	1.014
	SRRC3	2.2	184.0	1.783	1.111	0.947	0.872	1.256
	SRRC4	1.2	343.0	0.964	0.851	0.912	0.615	0.725
	SRRC5	1.7	245.0	1.310	0.984	0.929	0.773	0.994
	SRRC6	2.2	171.5	1.924	1.198	1.018	0.945	1.353
	SRRC7	1.2	324.5	1.026	0.905	0.965	0.655	0.769
	SRRC8	1.7	245.0	1.316	0.989	0.930	0.779	0.997
	SRRC9	2.2	177.5	1.867	1.162	0.985	0.921	1.311
文献[13]	B1-1a	1.8	356.5	1.020	0.758	0.779	0.378	0.506
	B1-1b	2.4	349.0	1.052	0.636	0.589	0.328	0.474
	B1-2a	1.2	367.0	1.024	0.915	1.062	0.415	0.517
	B1-2b	3.6	147.0	2.790	1.138	0.838	0.677	1.058
	B2-1a	1.8	248.0	1.282	0.957	0.791	0.471	0.689
	B2-1b	2.4	203.0	1.628	0.991	0.707	0.495	0.784
	B2-2a	1.2	376.0	1.000	0.893	1.027	0.422	0.523
	B2-2b	3.6	168.0	2.464	1.028	0.726	0.630	0.967
	B3-1a	1.8	317.0	1.095	0.818	0.765	0.451	0.611
	B3-1b	2.4	248.0	1.438	0.885	0.717	0.501	0.726
	B3-2a	1.2	318.0	1.048	0.940	0.935	0.465	0.607
	B3-2b	3.6	137.2	2.885	1.254	0.676	0.752	1.200
	B4-1a	1.8	256.0	1.352	0.978	1.049	0.426	0.600
	B4-1b	2.4	249.0	1.394	0.797	0.809	0.355	0.556
	B4-2a	1.2	451.0	0.838	0.743	0.894	0.291	0.365
	B4-2b	3.6	137.0	2.847	1.022	0.963	0.553	0.938
	B5-1a	1.7	256.0	0.820	0.833	0.513	0.499	0.535
	B5-1b	2.3	203.0	0.877	0.895	0.465	0.572	0.600
	B5-2a	1.1	256.0	0.843	0.958	0.564	0.402	0.455
	B5-2b	3.4	130.0	1.080	1.106	0.319	0.713	0.773
B6-1a	1.8	426.0	0.987	0.767	0.730	0.426	0.643	
B6-1b	2.4	332.0	1.330	0.826	0.690	0.450	0.784	
B6-2a	1.2	501.0	0.895	0.842	0.969	0.451	0.577	

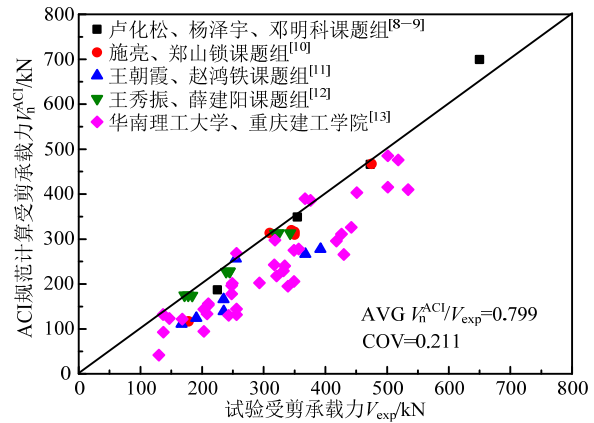
(续表)

数据来源	试件编号	$\lambda$	$V_{exp}/kN$	$V_{ng}^{MSTM}/V_{exp}$	$V_{ns}^{MSTM}/V_{exp}$	$V_n^{ACI}/V_{exp}$	$V_n^{JGJ}/V_{exp}$	$V_n^{YB}/V_{exp}$
文献[13]	B6-2b	3.6	210.0	2.539	1.030	0.744	0.639	1.207
	B7-1a	1.8	418.0	0.984	0.770	0.707	0.439	0.664
	B7-1b	2.4	321.0	1.351	0.850	0.678	0.473	0.823
	B7-2a	1.2	518.0	0.859	0.808	0.919	0.445	0.570
	B7-2b	3.6	210.0	2.604	1.051	0.729	0.680	1.267
	B8-1a	1.8	442.0	0.985	0.766	0.738	0.465	0.672
	B8-1b	2.4	334.0	1.369	0.858	0.719	0.516	0.847
	B8-1a'	1.8	349.0	1.141	0.899	0.788	0.540	0.817
	B8-1b'	2.4	293.0	1.440	0.924	0.691	0.537	0.927
	B8-2a	1.2	501.0	0.814	0.770	0.829	0.451	0.591
	B8-2b	3.6	208.0	2.481	1.072	0.641	0.679	1.277
	B9-1a	1.8	430.0	0.896	0.760	0.618	0.496	0.742
	B9-1b	2.3	339.0	1.199	0.843	0.575	0.523	0.906
	B9-2a	1.2	534.0	0.761	0.752	0.767	0.477	0.619
	B9-2b	3.5	243.0	2.044	0.986	0.535	0.645	1.239
	平均值				1.395	0.908	0.799	0.616
变异系数				0.410	0.142	0.211	0.330	0.332

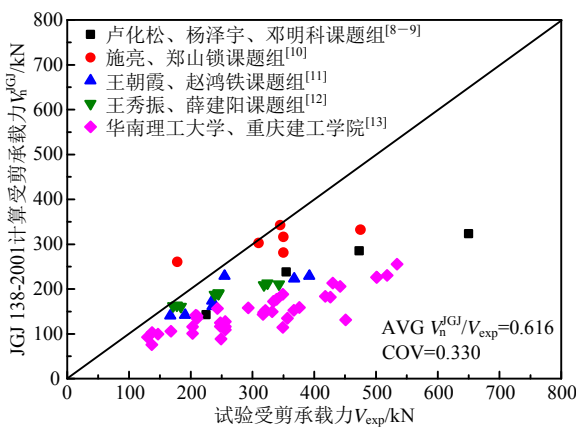
注： $V_{ng}^{MSTM}$ 、 $V_{ns}^{MSTM}$ 、 $V_n^{ACI}$ 、 $V_n^{JGJ}$ 、 $V_n^{YB}$  分别为按修正拉-压杆模型简化为箍筋、按修正拉-压杆模型简化为水平分布筋、ACI 318-14 拉-压杆模型、《型钢混凝土组合结构技术规程》(JGJ138-2001)和《钢筋混凝土结构技术规程》(YB 9082-2006)计算的受剪承载力； $V_{exp}$  为试验实测极限承载力。



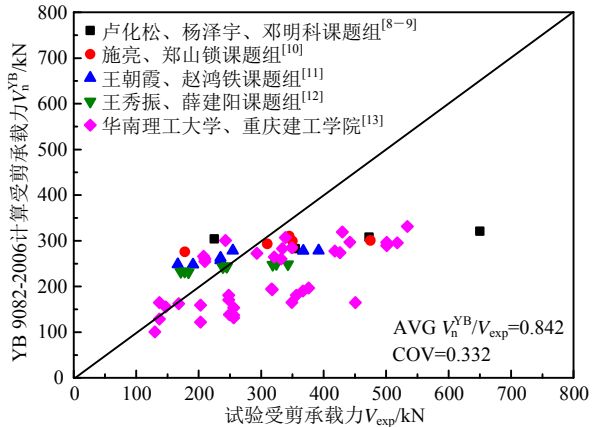
(a) 修正拉-压杆模型计算的极限承载力(腹板简化为水平筋)



(b) ACI 318-14 拉-压杆模型计算



(c) 《型钢混凝土组合结构技术规程》计算的极限承载力



(d) 《钢筋混凝土结构技术规程》计算的极限承载力

图 7 不同理论预测的极限承载力

Fig.7 Ultimate bearing capacity predicted by different modulus



承载力和型钢腹板的抗剪作用。试验研究表明<sup>[16]</sup>,当剪跨比较小时,只有水平分布筋能发挥有限的抗剪作用。因此,本文将型钢腹板简化为水平分布筋的计算结果与试验值吻合较好。

2) 与本文提出的修正拉-压杆理论(腹板简化为水平分布筋)相比,采用文献[7]中基于ACI 318-14拉-压杆理论的型钢混凝土深梁受剪承载力计算值偏小,且变异系数偏大。

3) 采用JGJ 138-2001计算型钢混凝土深梁的受剪承载力偏低,与试验值比值的平均值为0.616,变异系数为0.330,离散性较大。

4) 采用YB 9082-2006计算型钢混凝土深梁的受剪承载力离散性较大;当剪跨比 $\lambda > 2$ 时,由于计算型钢腹板受剪承载力时未考虑剪跨比的影响,按YB 9082-2006的计算值大于试验值,偏于不安全。

## 4 结论

(1) 本文建立的型钢混凝土深梁修正拉-压杆模型适用于剪跨比小于3.5的型钢混凝土深梁,具有明确的力学模型,能较好反映型钢混凝土深梁的剪切传力机理和破坏模式。

(2) 采用本文建立的模型,将型钢下翼缘简化为纵筋,型钢腹板简化为水平分布筋的受剪承载力计算值与型钢混凝土深梁的试验结果吻合较好。

(3) 计算B节点处斜压杆横截面主压应力 $f_2$ 时,考虑了拉杆分力对受剪承载力的有利影响,提高了型钢混凝土深梁修正拉-压杆模型的准确性。

(4) 确定 $\theta_s$ 时为避免采用迭代方法,采用型钢混凝土深梁的受压区高度作为上部节点高度 $l_d$ 使计算简化,且计算结果仍具有较高的准确性。

(5) 采用JGJ 138-2001计算型钢混凝土深梁的受剪承载力偏低,离散性较大;当剪跨比 $\lambda > 2$ 时,按YB 9082-2006计算的受剪承载力偏于不安全。

## 参考文献:

- [1] 薛建阳.组合结构设计原理[M].北京:中国建筑工业出版社,2010:45-47.  
Xue Jianyang. Composite structure design principle [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 45-47. (in Chinese)
- [2] 吴轶,蔡健,杨春,等.基于软化拉-压杆模型内置钢构架型钢混凝土深梁受剪承载力预测[J].工程力学,2009,26(11):134-139.  
Wu Yi, Cai Jian, Yang Chun, et al. Prediction of shear strength of steel truss reinforced concrete deep beams based on softened strut-and-tie model [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(11): 134-139. (in Chinese)
- [3] ACI 318-14, Building code requirements for structural concrete and commentary [S]. 2014.
- [4] Tan K H, Tang C Y, Tong K. A direct method for deep beams with web reinforcement [J]. Magazine of Concrete Research, 2003, 55(1): 53-63.
- [5] Zhang N, Tan K H. Direct strut-and-tie model for single span and continuous deep beams [J]. Engineering Structures, 2007, 29(11): 2987-3001.
- [6] Belarbi A, Hsu TTC. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete [J]. ACI Structural Journal, 1994, 91(4): 465-74.
- [7] Tang C Y. Interactive mechanical model for shear strength of deep beams [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(10): 1534-1544.
- [8] 卢化松.型钢韧性混凝土短梁抗剪性能试验研究[D].西安:西安建筑科技大学,2014.  
Lu Huasong. Experimental study on shear behavior of steel reinforced high ductile concrete short beams [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2014. (in Chinese)
- [9] 杨泽宇.型钢高延性混凝土短梁抗剪性能试验研究及有限元分析[D].西安:西安建筑科技大学,2015.  
Yang Zeyu. Experimental study on shear behavior of steel reinforced high ductile concrete short beams and onlinear finite element analysis [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2015. (in Chinese)
- [10] 施亮.型钢高强高性能混凝土梁受力性能试验研究与刚度裂缝理论分析[D].西安:西安建筑科技大学,2007.  
Shi Liang. Experimental study and theory analysis on stiffness and crack of steel reinforced high strength-high performance concrete beams [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2007. (in Chinese)
- [11] 王朝霞.型钢混凝土梁的裂缝和变形的研究[D].西安:西安建筑科技大学,2006.  
Wang Zhaoxia. Study on cracks and deflections of steel reinforced concrete beams [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2006. (in Chinese)
- [12] 王秀振.型钢再生混凝土梁受剪性能试验研究[D].西安:西安建筑科技大学,2011.  
Wang Xiuzhen. Experimental study on shear behavior of steel reinforced recycled concrete beams [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2011. (in Chinese)
- [13] 中国建筑科学研究院.混凝土结构研究报告选集[M].北京:中国建筑工业出版社,1994:479-482.  
China Academy of Building Research. Research report in reinforced concrete structure [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1994: 479-482. (in Chinese)
- [14] JGJ138-2001, 型钢混凝土组合结构技术规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2001.  
JGJ138-2001, Technical specification for steel reinforced concrete composite structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001. (in Chinese)
- [15] YB 9082-2006, 钢骨混凝土结构技术规程[S].北京:冶金工业出版社,2006.  
YB 9082-2006, Technical specification of steel-reinforced concrete structures [S]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 2006. (in Chinese)
- [16] GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2011:409.  
GB 50010-2010, Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2011: 409. (in Chinese)