

DOI:10.20035/j.issn.1671-2668.2022.04.023

# 钢—混组合结构中栓钉连接件长度对 抗剪承载力影响研究\*

王达<sup>1</sup>, 郑志凌<sup>1</sup>, 徐舟<sup>1</sup>, 严伟飞<sup>2</sup>, 章贝贝<sup>2</sup>

(1.长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114; 2.浙江省大成建设集团有限公司, 浙江 杭州 310012)

**摘要:**为研究钢—混组合结构中采用不同长度形式布置的栓钉连接件的抗剪性能,利用有限元软件 ABAQUS 建立推出试验试件有限元模型进行分析,并将分析结果与试验结果进行比较,两者相差 9.6%,差值在 10%以内,有限元数值模拟分析具有较高的精度;从栓钉根部至端部应力呈现逐渐减小的趋势,推出试件失效时栓钉的应力最大处为根部位置,栓钉根部也是最先达到屈服强度并破坏的部位;栓钉变形最大部位也是栓钉根部,从根部至端部变形程度不断减小;在栓钉连接件根部附近受压侧混凝土损伤最严重,表现为局部压碎,对应实际试验中受压侧混凝土被压碎。调整推出试件中栓钉长度进行试验,分析栓钉长度变化对试验结果的影响,结果表明,采用不同长度的栓钉连接件布置形式对其抗剪承载力影响不大,从理论上讲,上长下短的栓钉布置形式可在实际施工过程中适当代替同等长度的布置形式。

**关键词:**桥梁;钢—混组合结构;栓钉连接件;抗剪承载力;荷载—滑移曲线

中图分类号:U441

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2022)04-0097-04

在钢—混组合结构各组成部件中,剪力连接件是重要组成部件。剪力连接件将钢纵梁和混凝土板连接起来,传递钢梁翼缘与混凝土板交界面之间纵向剪力的同时,使二者不发生较大相对滑移,保证钢—混组合结构能正常运作。钢—混组合结构以其优越的性能备受建筑行业的青睐,其结构形式也处于不断完善中,其中以群钉形式布置的栓钉连接件在钢—混组合结构中的应用越来越广泛。相比单钉连接件,群钉连接件具有更强大的抗剪承载能力。Hiragi H.等进行集群式布置的栓钉连接件推出试验,结果显示栓钉的抗剪承载力会因群钉效应的影响而减弱。Chen X.等分别研究单钉和群钉推出试件的力学性能,发现群钉试件中单个栓钉的平均承载力不如单钉试件中栓钉剪切刚度和承载力高。赵建等针对群钉开展推出试验和有限元数值模拟,结果表明群钉在受力过程中不同位置处的栓钉连接件的力学性能会因受力方向不同而产生较大差异。黄彩萍等分别进行单钉和群钉推出试验,结果显示群钉试件的平均极限抗剪承载力低于单钉试件。钢—混组合结构研究中,通常通过设计推出试件进行剪力连接件抗拔试验来研究剪力连接件的力学性能。

但推出试验耗费时间和精力,而通过有限元软件建立数值模型能较好地分析推出试件的整个受力过程,且能很方便地对推出试件开展各种参数分析。该文参考文献[8]中钢—混组合结构推出试验,应用有限元软件 ABAQUS 建立推出试件有限元模型,对其极限承载力进行分析,并通过改变栓钉长度进行参数化分析,了解其破坏过程及受力性能。

## 1 推出试验试件模型

参照文献[8]中钢—混组合结构推出试验模型设计试件模型(编号 SJ-1),混凝土板厚 400 mm、宽 600 mm、高 650 mm,钢梁翼缘板尺寸为 650 mm×300 mm×20 mm,腹板尺寸为 650 mm×220 mm×20 mm。在工字钢翼缘两侧分别对称布置 2 种不同尺寸的栓钉,每侧 8 个,其中长栓钉长 250 mm、直径 22 mm,短栓钉长 150 mm、直径 19 mm。为更精确地模拟栓钉的焊接构造,参照 GB/T 10433—2002《电弧螺柱焊用圆柱头栓钉》,在栓钉根部增设焊环,焊环厚度 6 mm、直径 29 mm。混凝土内钢筋网钢筋直径为 10 mm。SJ-1 试件的几何构造尺寸见图 1。

\* 基金项目:国家自然科学基金资助项目(51878072)

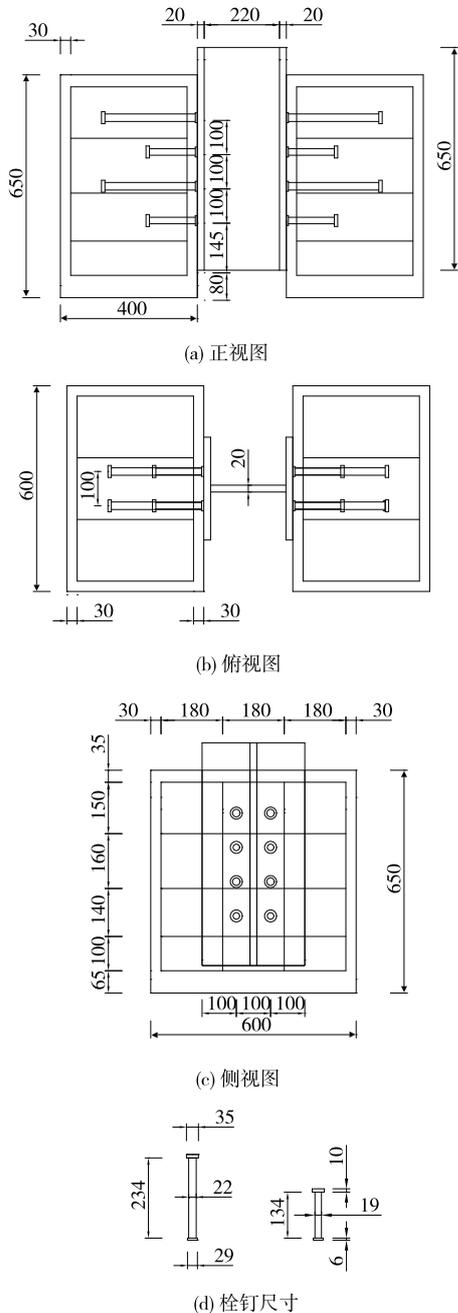


图1 推出试件模型尺寸(单位:mm)

## 2 有限元模型

### 2.1 材料本构关系

#### 2.1.1 混凝土的本构关系

试件选用 C50 混凝土,密度为 2 400 kg/m<sup>2</sup>,杨氏模量为 34 500 MPa,横向变形系数为 0.2。混凝土膨胀角取 30°,偏心率取 0.1,屈服应力比取 1.16,受拉子午线与受压子午线常应力比值取 0.666 67,黏性参数取 0.000 5。本构关系采用 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》中的计算公式,单轴受

压应力  $\sigma$ —应变  $\epsilon$  关系式如下:

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \epsilon$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{p_c n}{n - 1 + x^n}, & x \leq 1 \\ 1 - \frac{p_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x}, & x > 1 \end{cases}$$

式中: $d_c$ 为受压损伤因子; $E_c$ 为弹性模量; $p_c = f_{c,r} / (E_c \epsilon_{c,r})$ ;  $f_{c,r}$ 为混凝土抗压强度代表值,取混凝土抗压强度标准值; $\epsilon_{c,r}$ 为与  $f_{c,r}$  相对应的峰值压应变; $n = E_c \epsilon_{c,r} / (E_c \epsilon_{c,r} - f_{c,r})$ ;  $x = \epsilon / \epsilon_{c,r}$ ;  $\alpha_c$ 为受压曲线下降段参数值。

单轴受拉应力—应变关系式如下:

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \epsilon$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - p_t (1.2 - 0.2x^5), & x \leq 1 \\ 1 - \frac{p_t}{\alpha_t (x - 1)^{1.7} + x}, & x > 1 \end{cases}$$

式中: $d_t$ 为受拉损伤因子; $p_t = f_{t,r} / (E_t \epsilon_{t,r})$ ;  $f_{t,r}$ 为混凝土抗拉强度代表值,取混凝土抗拉强度标准值; $\epsilon_{t,r}$ 为与  $f_{t,r}$  相对应的峰值拉应变; $x = \epsilon / \epsilon_{t,r}$ ;  $\alpha_t$ 为受拉曲线下降段参数值。

#### 2.1.2 钢材的本构关系

工字钢梁选用 Q345 钢材,杨氏模量为 210 GPa,横向变形系数为 0.3,屈服强度为 345 MPa。栓钉为 Q345 钢材,杨氏模量为 210 GPa,横向变形系数为 0.3,屈服强度为 345 MPa,极限强度为 457 MPa。钢筋选用 Q235 钢材,杨氏模量为 210 GPa,横向变形系数为 0.3,屈服强度为 335 MPa。钢筋和钢梁采用理想弹塑性本构模型,栓钉采用应力强化模型(见图 2)。

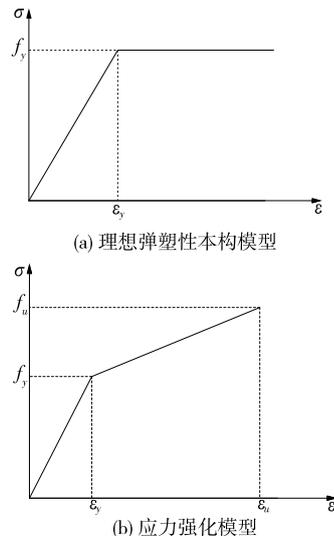


图2 钢材的本构模型

## 2.2 单元选取与网格划分

采用三维实体线性减缩积分单元 C3D8R 模拟混凝土、钢梁及栓钉各部件,钢筋采用三维双节点桁架单元 T3D2 模拟。

考虑到推出试验试件的几何对称性,同时为节省计算成本,建立实际推出试件的 1/4 有限元模型。试件模型中钢梁与栓钉组合成一个整体,纵筋和箍筋组合成一个整体,然后分别对各部件进行切割处理,便于网格划分。对栓钉与栓钉根部及混凝土栓钉孔周围进行网格加密处理。网格划分见图 3。

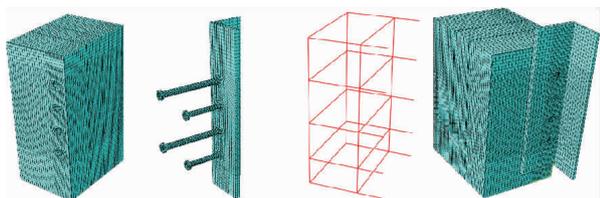


图 3 试件模型网格划分

## 2.3 界面接触关系与边界条件

(1) 界面接触关系。栓钉杆侧面与混凝土之间存在一定的黏结力和摩擦力,通过切线方向的罚函数和法线方向的硬接触来模拟栓钉杆侧面与栓钉头侧面与混凝土板的接触关系,摩擦系数取 0.4,主表面为栓钉表面,从属表面为混凝土表面。栓钉头顶面和底面与混凝土板的接触为法向硬接触,主表面为栓钉头表面,混凝土表面为从属表面。钢梁与混凝土板的接触为无摩擦接触,钢梁表面为主表面,混凝土表面为从属表面。钢筋网以“内置区域”约束的形式嵌入混凝土板中。

(2) 边界条件。考虑到试件模型的几何对称性,在对称面 1 设置对称/反对称/完全固定条件,约束其 X 轴平动及绕 Y、Z 轴转动;在工字钢梁腹板对称面 2 设置对称/反对称/完全固定条件,约束其 Z 轴平动及绕 X、Y 轴转动;混凝土底面设置对称/反对称/完全固定条件,约束其所有自由度;在工字钢梁顶面加载面设置位移/转角边界条件,在 Y 轴方向上施加位移,荷载值由钢梁顶面反力求和获得。模型边界条件设置见图 4。

## 3 计算结果分析

有限元模型计算所得 SJ-1 试件荷载-位移曲线见图 5。从图 5 可看出:栓钉连接件的极限承载力模拟值为 653.20 kN,由于有限元模型为 1/4 试件模型,完整模型的极限承载力为 2 612.80 kN。将

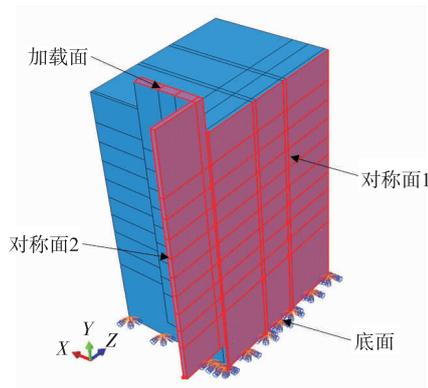


图 4 试件模型的边界条件

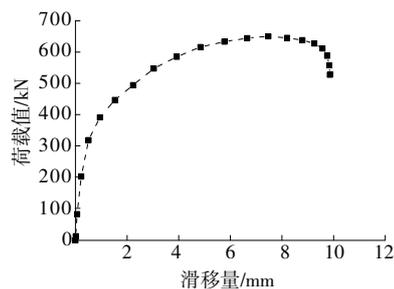


图 5 SJ-1 试件的荷载-位移曲线

其与文献[8]中试验结果 2 360.50 kN 进行对比,模型计算结果与试验结果较吻合,相差 9.6%,有限元数值模拟具有较高的精度。

图 6 为荷载达到极限承载力  $P$  时钢梁的 Mises 等效应力云图。从图 6 可看出:推出试验试件失效时栓钉的最大应力出现在根部位置,同时栓钉根部是最先达到屈服强度并破坏的部位;从栓钉根部至端部,应力呈现逐渐减小的趋势;栓钉变形的最大部位也是根部,从根部至端部,形变程度不断减小。

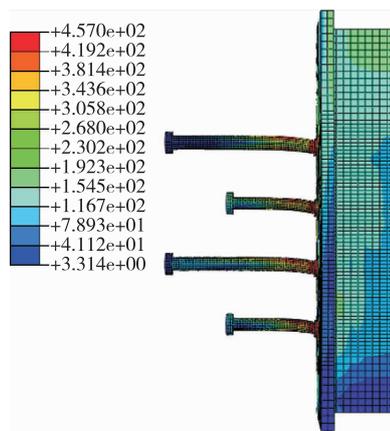


图 6 钢梁及栓钉 Mises 应力云图(单位:MPa)

图 7 为混凝土板受压损伤云图。从图 7 可看出:荷载加载至极限承载力  $P$  时,栓钉连接件根部

附近受压侧的混凝土损伤最严重,表现为局部压碎;在外荷载作用下,栓钉连接件产生与荷载方向一致的位移,对与栓钉下表面接触的混凝土产生挤压作用,随着外荷载的不断增大,受挤压部分的混凝土损伤范围不断扩大,直到连成一片;混凝土板受损范围主要局限在栓钉连接件周围,表现为明显的局部破坏,与相关文献中的试验结果一致,进一步验证了有限元模拟分析的正确性。

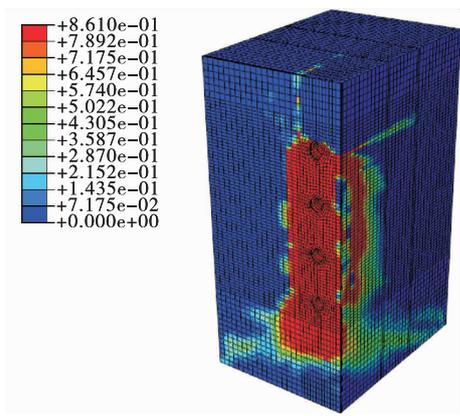


图7 混凝土受压损伤应力云图(单位:MPa)

#### 4 栓钉布置形式影响分析

以上有限元模型仅考虑了一种栓钉的布置形式。为分析栓钉尺寸变化对计算结果的影响,建立2个对比试件模型: SJ-2模型将 SJ-1模型中第一排和第三排栓钉改为长150 mm的短栓钉,第二排和第四排栓钉改为长250 mm的长栓钉,即采用“上短下长”的布置形式; SJ-3模型将 SJ-1模型中的栓钉全部改为长250 mm的长栓钉(见图8)。

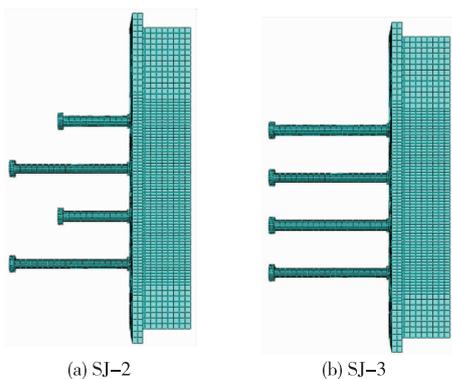


图8 对比试件的栓钉布置形式

3个试件模型的荷载—滑移曲线见图9。从图9可看出: SJ-2试件模型中的极限承载力模拟值为654.57 kN, SJ-3试件模型中的极限承载力模拟值

为649.21 kN,对应滑移量均为7.47 mm;与 SJ-1试件模型的653.20 kN相比, SJ-2的极限承载力提高约0.2%, SJ-3减少0.6%,表明采用不同长度的栓钉布置形式对栓钉连接件抗剪承载力影响不大,从理论上讲,上长下短的栓钉布置形式可在实际施工过程中适当代替同等长度的布置形式。

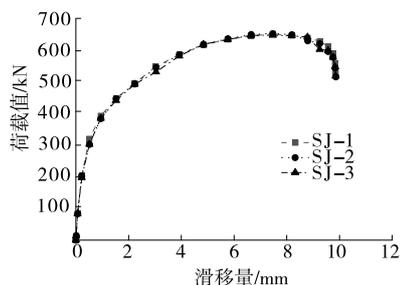


图9 栓钉布置形式对抗剪承载力的影响

#### 5 结论

通过 ABAQUS 有限元软件对相关文献中的推出试验试件进行数值模拟,与实际推出试验结果进行对比,验证数值模型的正确性,并改变试件栓钉连接件的布置形式探究栓钉长度变化对其抗剪承载力的影响,得出如下结论:

(1) 有限元模型的计算结果与推出试验结果较吻合,表明在与钢梁连接处栓钉根部增设焊环来模拟推出试验试件相应部位的焊接接触,采用切线方向的罚函数和法线方向的硬接触的界面接触方式来模拟钢梁与混凝土、混凝土与栓钉之间的接触状况能有效对推出试验试件进行建模分析。

(2) 推出试验试件模型中栓钉连接件根部受力和变形最严重,对应实际试验中栓钉从根部位置发生剪切破坏;混凝土板在栓钉连接件根部范围附近的混凝土损伤最严重,表现为局部压碎,对应实际试验中受压侧混凝土被压碎。

(3) 采用不同长度的栓钉连接件布置形式对抗剪承载力影响不大。从理论上讲,上长下短的栓钉布置形式可在实际施工过程中适当代替同等长度的布置形式。

#### 参考文献:

- [1] 刘维亚,钟善桐,姜维山,等.钢与混凝土组合结构理论与实践[M].北京:中国建筑工业出版社,2008:20-40.
- [2] 夏文敏.钢-混组合梁的研究现状与展望[J].四川建筑,2010,30(2):122-124.

(下转第105页)