

钢 - 混组合梁桥单钉剪力连接件抗剪性能研究

杨海渊

兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州

收稿日期: 2024年6月2日; 录用日期: 2024年6月22日; 发布日期: 2024年6月30日

摘要

为研究单个栓钉剪力连接件在实际工程当中应用时的剪切性能, 以某地区在建波形钢腹板钢 - 混组合梁桥为工程背景进行抗剪性能研究, 采用有限元建模的方法, 在钢箱梁与混凝土板的连接部位建立局部模型, 结合实际工程进行栓钉连接件的仿真推出试验, 并将荷载位移曲线结果与经典理论曲线进行对比, 结果吻合度高, 验证了建模的正确性。在此基础上, 探究钢材强度、混凝土强度、栓钉直径、栓钉长度对栓钉抗剪性能的影响, 研究发现, 随着增强不同因素, 对于栓钉抗剪承载力有不同程度的增加, 其中栓钉直径对抗剪承载力影响最大, 栓钉长度对抗剪承载力影响最小。

关键词

钢 - 混组合梁, 栓钉剪力连接件, 有限元分析, 抗剪承载力, 荷载 - 位移曲线

Study on the Shear Performance of Single Nail Shear Connectors for Steel-Mixed Girder Bridges

Haiyuan Yang

School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou Gansu

Received: Jun. 2nd, 2024; accepted: Jun. 22nd, 2024; published: Jun. 30th, 2024

Abstract

In order to study the shear performance of a single nail shear connector in actual engineering, the research on the shear performance of the project background is based on the shear performance of the application of wave-shaped steel abdomen-mixed combination beams in a certain area. Methods to establish a local model at the connection parts of the steel box beam and the concrete board, combine the actual project to perform the simulation of the connection parts of the nail

connection, and compare the result of the load displacement curve with the classic theoretical curve to verify the correctness of the mold. On this basis, the effects of exploring the effects of steel strength, concrete strength, bolt diameter, and nail length on the anti-shear performance of nails. Research has found that with the increase of different factors, it has to vary degrees of enhancement of the carvings and carriers of the nails. Among them, the diameter of the dwarf is the most impact on the shear capacity, and the length of the nail length confrontation is the minimum effect.

Keywords

Steel-Mixed Composite Beams, Bolted Shear Connectors, Finite Element Analysis, Shear Capacity, Load-Displacement Curves

Copyright © 2024 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

国外学者 Viest I.M. [1] 通过栓钉连接件的推出试验, 研究了栓钉的材料属性如何决定其抗剪承载力, 并指出了栓钉的极限抗拉强度及混凝土强度等级也对其有重要影响。Ollgaard [2] 经过对常规栓钉连接件的测试, 得出了荷载 - 滑移曲线公式及抗剪承载力计算方法, 并分析了影响栓钉承载力的各种参数。Spencer 和 Neillel [3] 为通过循环荷载下的推出试验, 研究了栓钉连接件的抗剪性能。Oehlers 和 Johnson [4] 发现, 栓钉连接件在单调荷载下可能剪断, 且在达到极限抗剪强度后荷载会在一定滑移范围内保持稳定。他们还指出, 在计算栓钉抗剪承载力时, 需要考虑试验与实际状态的差异及连接件对单栓钉的整体影响。Bursi 和 Gramola [5] 通过循环荷载试验, 探究了地震荷载下栓钉连接件的强度和延性。Shim [6] 研究了大直径栓钉与普通栓钉在抗剪承载力上的差异, 发现大直径栓钉虽可用常规公式估算, 但对布置有更严格要求。Pallares 和 Hajjarl [7] 分析了三百多个推出试验, 为栓钉连接件设计提供了规范参考。Lam D [8] 通过考虑材料非线性行为, 使用 ABAQUS 软件模拟得出了预制空心板组合梁中栓钉连接件的抗剪承载力。

国内学者聂建国 [9] 研究了高强混凝土中钢 - 混组合梁的栓钉抗剪性能, 提出了一种适用于此环境的栓钉抗剪承载力公式。汪炳等 [10] 利用 ABAQUS 建立了焊钉连接件的数值模型, 探究了焊钉的尺寸和与钢板的连接方式如何影响组合梁的承载力, 建议焊钉的长径比应大于 4 以防止拉拔破坏。蒋丽忠 [11] 等和余志武 [12] 等分别对钢 - 混凝土组合梁在均布和集中荷载下的滑移和变形进行了理论计算, 推导出了相关的计算公式。罗子文 [13] 等和薛伟辰 [14] 等通过静力推出试验研究了栓钉的各种参数如何影响其抗剪性能, 结果表明栓钉直径和混凝土强度的增加可提高抗剪承载力。丁发兴 [15] 等通过试验和 ABAQUS 模拟研究了栓钉抗剪承载力, 发现随直径和屈服强度的增大而提高。蔺钊飞 [16] 进行了大直径栓钉的推出试验, 分析了破坏模式和抗剪刚度, 并与规范计算结果对比, 发现规范在大直径栓钉抗剪承载力计算上较为保守。

剪力连接件作为钢 - 混组合结构的关键部件, 其主要功能是将钢结构与混凝土结构组合构成一个整体, 它的性能优劣直接影响钢 - 混凝土组合结构构件共同受力与协调变形性能。剪力连接件的抗剪性能一般通过推出试验得到, 但费时费力; 而通过数值分析方法可以模拟推出试验从而预测剪力件性能, 再经过少量的试验验证即可, 是一种值得推广的方法 [17]。

在波纹钢腹板组合箱梁桥结构中, 剪力连接件的选择和设计非常关键, 它将钢材与混凝土两种材料

组合并使其共同工作。其具有如下特点：受力性能良好，各方向受力均匀且抗剪刚度相同，设计布置时不需要考虑受力的方向性，栓钉便于就地取材，对焊接工艺要求质量较高。栓钉剪力连接件是通过在钢翼缘板上焊接栓钉并与波纹钢腹板结合在一起而形成栓钉剪力连接件，其结构形式如图 1 所示：

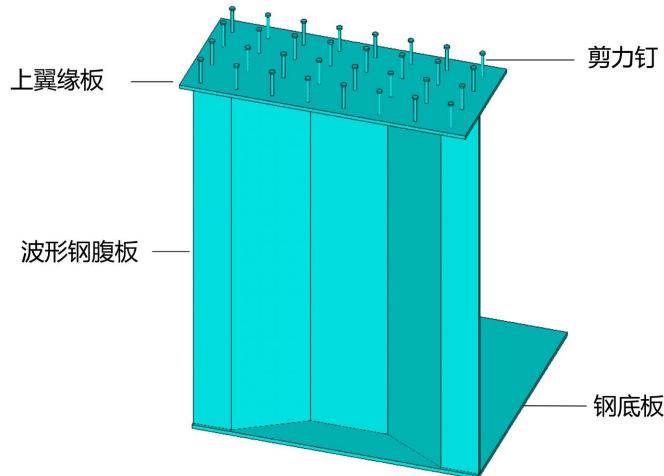


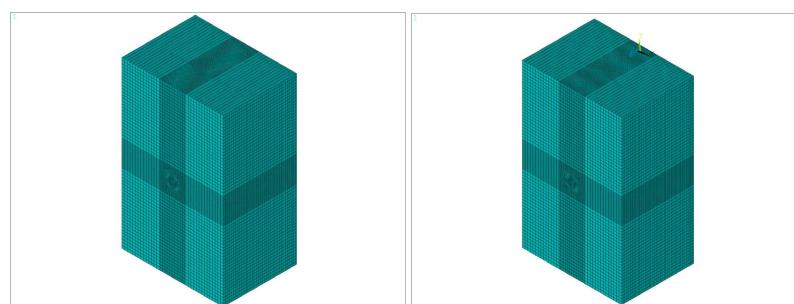
Figure 1. Schematic diagram of the cutting force connector
图 1. 栓钉剪力连接件示意图

为研究栓钉连接件在实际工程中受剪性能的表现，以某地区在建波形钢腹板钢 - 混组合梁桥钢混结合部位为研究对象，采用有限元分析软件 ANSYS APDL 建立栓钉连接件推出试件的精确三维有限元局部模型，研究栓钉剪力连接件的抗剪滑移性能，研究不同混凝土强度、栓钉强度、对剪力连接件的抗剪承载力和滑移性能的影响。

2. 有限元分析

2.1. 有限元模型

利用有限元软件 ANSYS APDL 编程语言以某波形钢腹板钢箱组合梁桥为工程背景，局部模型及网格划分如图 1 所示，材料参数、结构尺寸以实际工程为准，如表 1 和表 2 所示。因剪力钉和钢板在受剪过程中，栓钉的材料性质起主导作用，所以在建模时，剪力钉和翼缘板统一采用栓钉的材料性质，取 GBT10433-2002《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》中 ML15AL 的强度。混凝土取 C60，钢筋取 HPB300。整体采用 3D 实体单元建模，混凝土与钢筋选用 SOLD65 实体单元进行一体式建模，用实常数定义钢筋的位置以及配筋率，混凝土采用多线性随动强化模型(MKIN)和混凝土专用破坏准则(CONCR)。栓钉和钢板采用 SOLID185 实体单元进行建模，选用多线性等向硬化模型(MISO)。



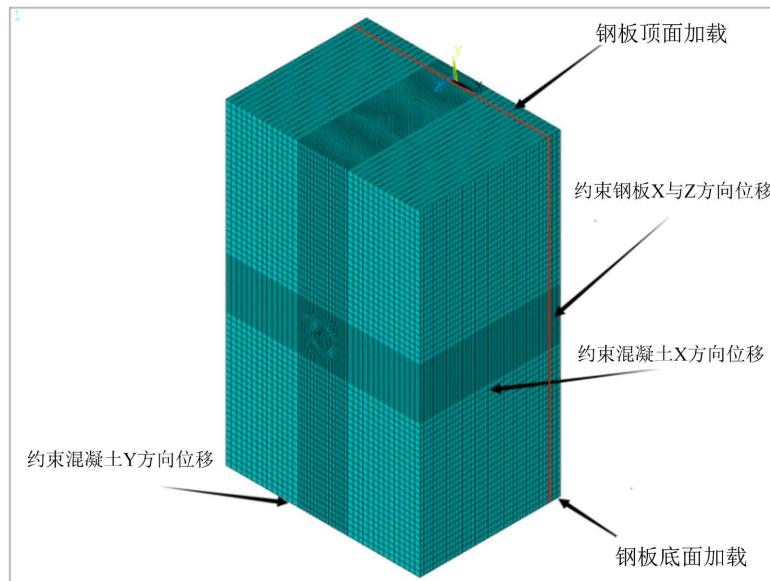


Figure 2. Finite element model and boundary conditions
图 2. 有限元模型及边界条件

通过施加面约束的形式来给模型添加边界条件，对于混凝土，在与 Y 轴垂直的底面施加面约束限制其在 Y 方向的位移，在与 X 轴垂直的混凝土两侧面添加面约束限制混凝土 X 方向的位移，在垂直于 Z 轴的混凝土顶面施加面约束限制其在 Z 方向的位移。对于钢翼缘板，在垂直于 X 轴的两侧施加面约束限制其在 X 方向位移，在垂直于 Z 轴的钢翼缘板底面上施加限制 Z 方向的面约束。在施加荷载时，将荷载 F 均分两半，对称施加在垂直于 Y 轴的两端面上，顶端面受压，底端面受拉，形成合力 F。定义单荷载步，多荷载子步逐步加载，直至结构材料屈服而破坏。网格划分后的有限元模型如图 2 所示。

Table 1. Finite element model material parameters
表 1. 有限元模型材料参数

材料	混凝土	钢翼缘板	栓钉	钢筋
型号	C60	Q390ME	ML15AL	HPB300

Table 2. Finite element model size parameters
表 2. 有限元模型尺寸参数

尺寸项目	混凝土板厚	栓钉直径	栓钉长度	翼缘板厚度
参数值(mm)	250	16	150	20

2.2. 本构关系

混凝土的本构模型选用 Hongestad 公式，如下式所示：

$$\sigma_i = \begin{cases} f_c \left[2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right], & (\varepsilon \leq \varepsilon_0) \\ f_c \left[1 - 0.15 \frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right], & (\varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u) \end{cases} \quad (1)$$

式中: f_c 为峰值应力(棱柱体抗压强度), ε_0 为达到峰值应力时所对应的应变, ε_u 为极限压应变。

剪力钉的本构模型选用三折线模型, 如下式所示:

$$\sigma_i = \begin{cases} E_s \varepsilon_i, (\varepsilon_i \leq \varepsilon_y) \\ f_y + 0.01E_s (\varepsilon_i - \varepsilon_y), (\varepsilon_y < \varepsilon_i \leq \varepsilon_u) \\ f_u = 1.25f_y, (\varepsilon_i > \varepsilon_u) \end{cases} \quad (2)$$

式中: σ_i 为钢材的等效应力, f_y 为钢材的屈服强度, f_u 为钢材的极限强度, 栓钉一般屈服强度较高(300~600 MPa 之间), 弹塑性强化现象较明显, 屈强比较高, 根据本文和已有试验结果[15], f_u/f_y 在 1.2~1.3 之间, 取中间值 1.25, $f_u = 1.25f_y$, E_s 为钢材弹性模量, 取 $E_s = 2.06 \times 10^5$ MPa, ε_i 为钢材的等效应变, ε_y 为钢材屈服时的应变, ε_u 为钢材达极限强度时的应变, $\varepsilon_u = 21\varepsilon_y$ 。

钢筋的材料本构模型选用理性弹塑性模型, 如下式所示:

$$\sigma_i = \begin{cases} E_s \varepsilon_i, (\varepsilon_i \leq \varepsilon_y) \\ f_y, (\varepsilon_i > \varepsilon_y) \end{cases} \quad (3)$$

2.3. 接触界面模拟

因为涉及不同性质的材料间的相对滑移, 所以需要在交界面上定义接触面, 来模拟交界面上的相对滑移。对于接触界面的模拟, 根据与 Solid65 与 Solid185 实体单元特性, 选择与之相匹配的 conta173 和 targe170 来模拟。由 ANSYS 接触面定义的刚 - 柔原则, 混凝土表面用 Conta173 模拟, 剪力钉与钢翼缘板表面用 Targe170 模拟。为模拟受力作用时交界面的真实情况, 接触界面的接触模式定义为标准接触, 接触面法向传递压力, 允许接触面法向受拉分离, 切向允许交界面产生相对滑移, 摩擦系数取为 0.25, 为防止在非线性计算时由于过大的侵入而在材料屈服前收敛, 根据下覆面应力大小, 在每一荷载子步自动调整接触面的刚度大小。

3. 剪力连接件受力机理及有限元应力与变形分析结果

国内外学者通过研究表明, 栓钉剪力连接件底部承受的压力最大沿着高度方向逐渐减小, 在其顶部出现拉应力, 压应力沿栓钉高度的变化规律如图所示。在实际的组合梁结构中, 栓钉承受双向压应力, 受力形式如同一根弹性地基梁, 在钢 - 混组合界面处传递剪力能够提高剪力连接件的抗剪强度, 弹性地基梁模型如图 3 所示。

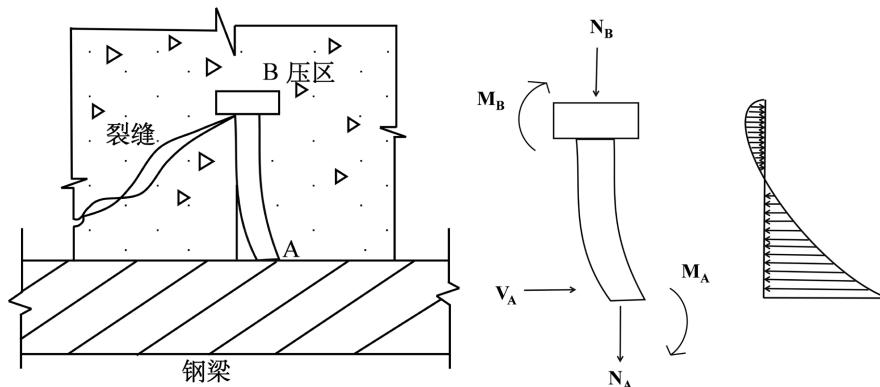


Figure 3. Dipping diagram of the stress of the nail
图 3. 栓钉受力示意图

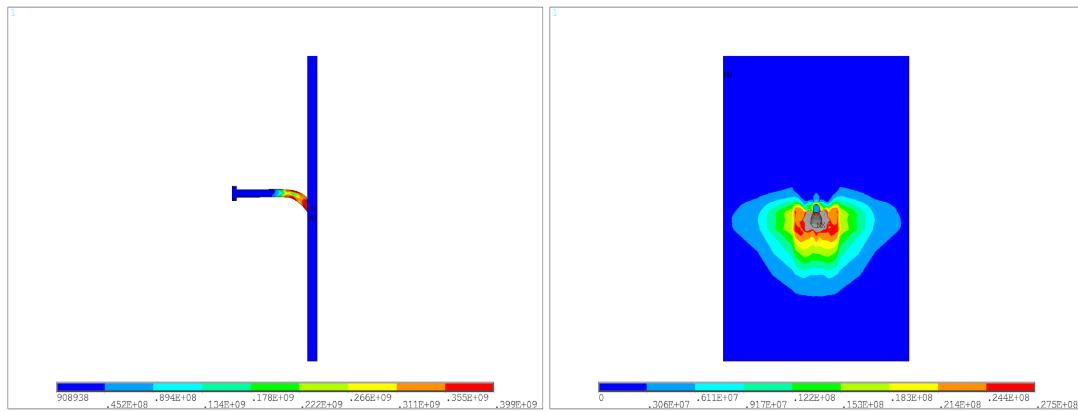


Figure 4. The result of the stress cloud diagram when it is destroyed

图 4. 破坏时应力云图结果

如图 4 所示, 由栓钉翼缘板应与翼缘板有限元分析力云图分析可得, 栓钉与翼缘板上的最大应力产生在栓钉根部, 最终因栓钉根部应力达到极限而破坏, 符合栓钉破坏的实际情况, 综上验证了通过上述方法进行有限元分析的合理性。

3.1. 抗剪承载力与理论值

《钢结构设计标准》中给出单个栓钉连接件抗剪承载力计算式为[18]:

$$N_u = 0.43A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7A_s f_u \quad (4)$$

式中: A_s 为栓钉截面面积, f_c 为混凝土抗压强度, f_u 为栓钉抗拉强度。

《钢 - 混凝土组合桥梁设计规范》中规定单个栓钉连接件抗剪承载力应取如下两式中的较小值[19]:

$$\left. \begin{aligned} N_u &= 1.19A_s f_u (E_c/E_s)^{0.2} (f_{cu}/f_u)^{0.1}, \\ N_u &= 0.43\eta A_s \sqrt{f_c E_c}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中: η 为群钉折减系数, 取 1.0。

规范 Eurocode4 规定栓钉连接件抗剪承载力计算式为

$$N_u = 0.29\alpha d_s^2 \sqrt{E_c f'_c} / \gamma_v \leq 0.8A_s f_u / \gamma_v \quad (6)$$

式中: α 为栓钉高度影响系数, $\alpha = 0.2 (h_s/d_s + 1) \leq 1.0$; f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度; γ_v 为栓钉抗力分项系数, 取 1.25。

规范 AASHTO2007 中给出栓钉连接件抗剪承载力计算式为

$$\varphi_{sc} Q_n = \varphi_{sc} 0.5A_s \sqrt{E_c f'_c} \leq \varphi_{sc} A_s f_u \quad (7)$$

式中: φ_{sc} 为抗力系数, 取 0.85; Q_n 为抗剪承载力名义值。

将抗剪承载力公式计算值与模拟所得结果进行比较, 如表 3 所示。各国规范所建议值是加了安全系数之后的计算值, 取值往往小于栓钉剪力连接件的实际值, 由表 3 可得出, 欧洲规范和《钢 - 混凝土组合桥梁设计规范》的计算值最为保守, 设计值也更加偏于安全, 而美国规范所建议公式的计算值则相比较更加激进, 计算结果更加偏向于实际值, 美国规范建议公式在去除抗力系数之后, 承载力计算值为 80.39 kN, 与有限元计算结果很接近, 误差为 0.74%, 验证了有限元模型计算结果的准确性。

Table 3. Calculation results of load bearing capacity
表 3. 承载力计算结果

规范	抗剪承载力(kN)	与本模型结果比值
《钢结构设计标准》	56.27	0.71
《钢 - 混凝土组合桥梁设计规范》	51.20	0.64
规范 Eurocode4	51.45	0.64
规范 AASHTO2007	68.33	0.86
本模型计算结果	79.80	1

3.2. 荷载位移曲线分析

钢 - 混凝土组合梁交界面的相对滑移效应是不能忽视的，并有学者以滑移量限制作为栓钉连接件断裂的破坏标准。因而，在研究抗剪连接件承载能力的同时，通常伴随着组合梁交界面相对滑移的研究。

(1) Buttry 提出了分式形式的荷载 - 位移曲线[20]

$$V = V_{\max} \cdot \frac{3.15s}{1 + 3.15s} \quad (8)$$

式中： V_{\max} 为所能承载最大剪切力， s 为位移值

(2) Fisher 等提出了指数形式的荷载 - 位移曲线

$$V = V_{\max} \cdot \left(1 - e^{-0.71s}\right)^{0.4} \quad (9)$$

(3) N.Gattesco 等在指数的基础上加了修正，提出了修正的指数形式[21]

$$V = V_{\max} \cdot \left[0.97 \left(1 - e^{-1.34s}\right)^{0.5} + 0.0045s \right] \quad (10)$$

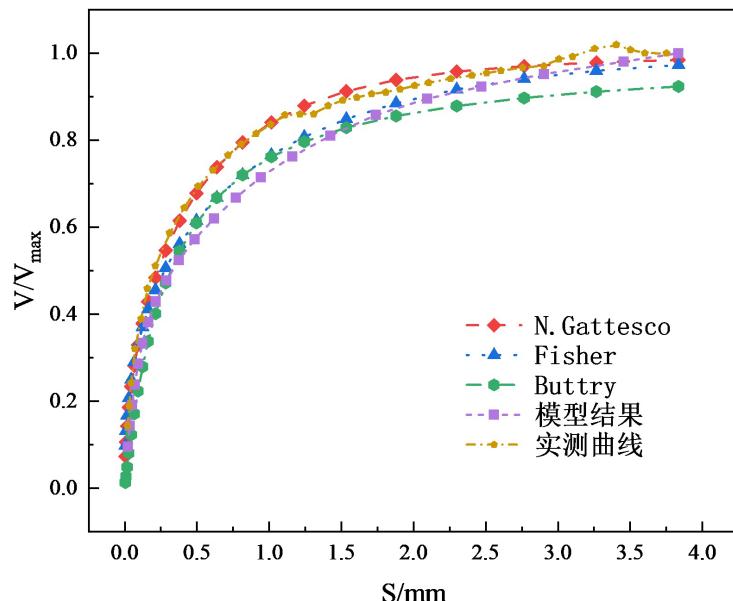


Figure 5. Comparison of finite element calculated values, equation calculated values, and measured values for load-displacement curves

图 5. 荷载 - 位移曲线的有限元计算值、公式计算值以及实测值比较

如图 5 所示, 为验证有限元模型结果的正确性, 从 ANSYS APDL 当中提取模型的荷载 - 位移曲线图, 通过与上述几位学者的荷载 - 位移理论曲线研究结果以及文献中实测数据[22]进行比对, 以横轴为模型栓钉与混凝土的相对滑移值, 纵轴为抗剪承载力与最大抗剪承载力的比值。通过分析得出有限元模型的结果曲线整体走势与三个理论曲线吻合程度良好, 且与 Fisher 的公式曲线的吻合程度最好, 验证了有限元模型的正确性。

4. 参数化分析

4.1. 不同钢材强度

以混凝土立方体抗压强度为 60 MPa、直径为 16 mm 的剪力连接件模型为例, 现将栓钉的极限强度分别调整为 360 MPa、380 MPa、420 MPa 和 440 MPa, 计算并绘制不同栓钉屈服强度的荷载相对滑移曲线如图 6 所示。随着栓钉强度的增大, 其极限承载能力也呈现明显的逐级递增趋势。栓钉极限强度 360 MPa 极限承载能力 72.2 kN, 栓钉极限强度 380 MPa 为 78.3 kN, 栓钉极限强度 400 MPa 为 79.8 kN, 栓钉极限强度 420 MPa 为 84.05 kN, 栓钉极限强度 440 MPa 为 87.65 kN, 各级栓钉强度之间承载能力增加分别为 5.7%、4.6%、5.3%、4.3%。

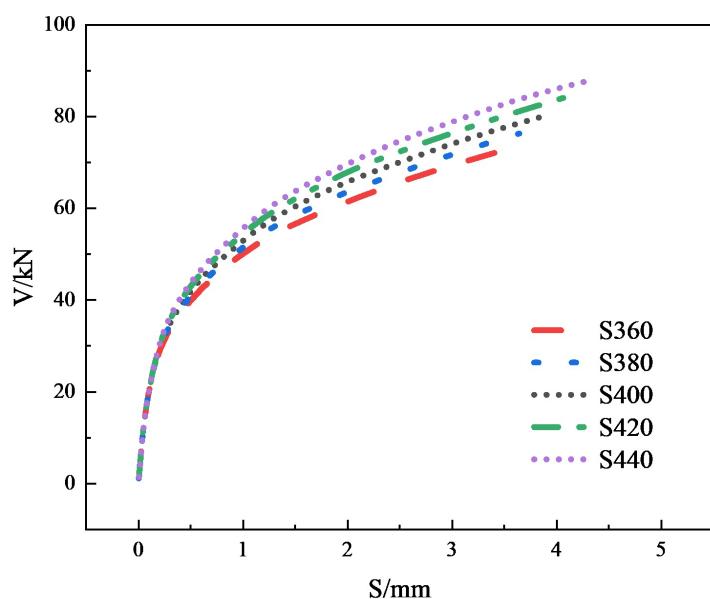


Figure 6. Different nail strength loads-bit displacement curve summary
图 6. 不同栓钉强度荷载 - 位移曲线汇总

4.2. 混凝土强度

以栓钉屈服强度为 360 MPa, 直径为 16 mm 的剪力连接件模型为例, 现将混凝土的强度等级分别调整为 C40、C60、C70 和 C80, 计算并绘制不同混凝土强度的荷载 - 相对滑移曲线如图 7 所示。随着混凝土强度的提升, 栓钉剪力连接件的承载能力有较小幅度的提升, 从 C40 到 C50, 承载力从 72.96 kN 到 78.05 kN, 提升了 6.98%; 从 C50 到 C60, 承载力从 78.05 kN 到 79.85 kN, 提升了 2.4%; 从 C60 到 C70, 承载力从 79.85 kN 到 80.50 kN, 提升了 0.8%; 从 C70 到 C80, 极限承载力从 80.50 kN 到 81.64 kN, 提升了 1.4%。从 C40 提升到 C50 时, 承载力的提升是最大的, 之后随着混凝土强度的提升承载力并未提升太多, 说明此时混凝土强度的不再是影响承载力的主要因素。

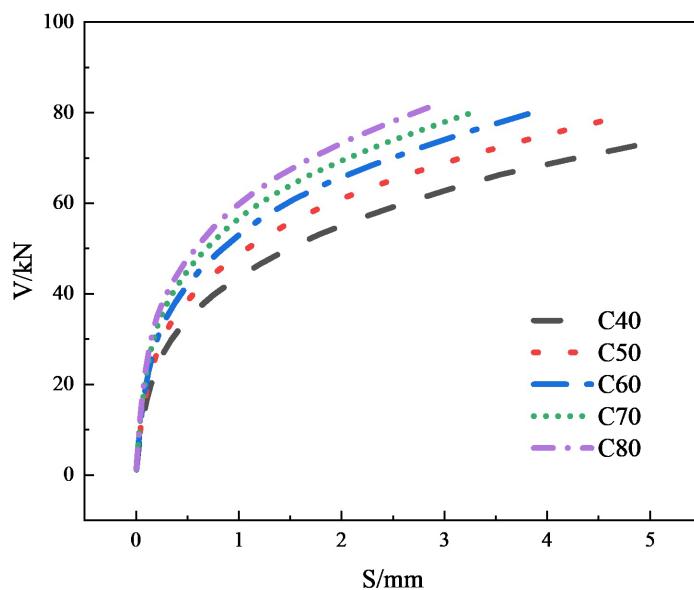


Figure 7. Different concrete strength lotus load-bit displacement curve summary
图 7. 不同混凝土强度荷载 - 位移曲线汇总

4.3. 栓钉直径

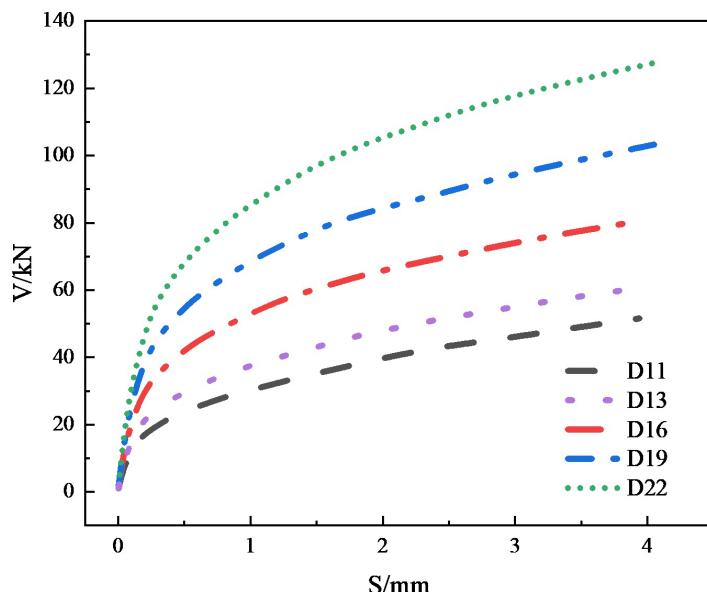


Figure 8. Different nail diameter load-displacement curve
图 8. 不同栓钉直径荷载 - 位移曲线

以栓钉屈服强度为 360 MPa, 长度为 150 mm 的剪力连接件模型为例, 现将栓钉直径分别调整为 11 mm、13 mm、19 mm 和 22 mm, 计算并绘制不同混凝土强度的荷载 - 相对滑移曲线如图 8 所示。随着栓钉直径的增大, 其极限承载能力也呈现明显的逐级递增趋势, 而且增加量也较大。栓钉直径 11 mm 时, 有限元模型极限承载能力 51.6 kN; 栓钉直径 13 mm 时型试件为 59.8 kN, 较 11 mm 直径栓钉上升了 15.89%; 栓钉直径 16 mm 时, 有限元模型极限承载力为 79.8 kN, 较 13 mm 直径栓钉提升了 33.4%; 栓

钉直径为 19 mm 时, 有限元模型极限承载力为 104.05 kN, 较 16 mm 直径栓钉提升了 30.39%; 栓钉直径为 22 mm 时, 极限承载力为 128.05 kN, 较 19 mm 直径栓钉上升了 23%。而对于极限位移值, 其随着栓钉直径的增加, 极限位移值基本维持在同一水平, 增加栓钉直径发现极限位移值差别较小, 说明栓钉直径的增加对于极限位移值的影响较小。

4.4. 栓钉长度

以栓钉屈服强度为 360 MPa, 直径为 16 mm 的剪力连接件模型为例, 现将栓钉长度分别调整为 80 mm、120 mm 和 220 mm, 计算并绘制不同混凝土强度的荷载 - 相对滑移曲线如图 9 所示。当栓钉长度为 80 mm 时, 有限元模型的极限承载力为 72.04 kN; 当栓钉长度为 120 mm 时, 有限元模型的极限承载力为 77.6 kN; 栓钉长度为 150 mm 时, 为 79.8 kN; 栓钉长度为 180 mm 时, 为 81.76 kN; 栓钉长度为 220 mm 时, 承载力为 81.76 kN。栓钉长度从 80 mm 增至 180 mm, 每增加一级其承载力增加了 7.7%, 2.8%, 2.5%, 而栓钉长度从 180 mm 到 220 mm, 极限承载力没有增加。随着栓钉长度的增加, 极限承载力的增加在逐渐减少, 长度增加至一定程度后对承载力大小无影响。

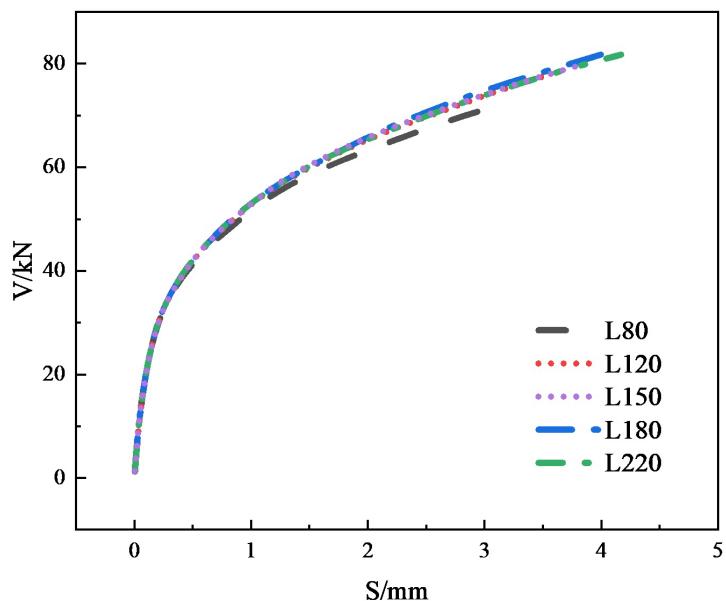


Figure 9. Different armor length load-bit displacement curve summary
图 9. 不同栓长度荷载 - 位移曲线汇总

5. 结论

本文主要通过有限元分析软件 ANSYS APDL 建立栓钉连接件推出试件的三维有限元模型, 研究构造参数对栓钉剪力连接件的对抗剪承载力影响, 得出以下结论:

- (1) 通过有限元分析计算, 将有限元模型计算所得承载力值与不同规范所建议的公式计算值比较发现规范计算结果偏保守, 相对而言美国规范计算值与有限元计算结果最接近。
- (2) 有限元计算的荷载 - 相对滑移曲线和国外经验公式预测值对比, 二者吻合较好, 因此, 采用非线性有限元法可以较好地模拟栓钉推出试验。
- (3) 参数化分析表明: 栓钉剪力连接件受剪承载力随混凝土强度提高而提高, 但增速明显变慢; 受剪承载力随栓钉屈服强度增加而增加且几乎呈线性增加; 栓钉直径对抗剪承载力影响很小, 长度达到一定

程度承载力不再增加；栓钉直径对于抗剪承载力的影响最大，增加栓钉直径明显提高栓钉连接件抗剪承载力。

参考文献

- [1] Viest, I.M. (1960) Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams. *Journal of the Structural Division*, **86**, 1-21. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0000525>
- [2] Ollgaard, J.G., Slutter, R.G. and Fisher, J.W. (1971) Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. *AISC Engineering Journal*, **8**, 55-64. <https://doi.org/10.62913/engj.v8i2.160>
- [3] Spencer, R.A. and Neille, D.S. (1976) Cyclic Tests of Welded Headed Stud Connections. *PCI Journal*, **21**, 70-83. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011976.70.83>
- [4] Oehlers, D.J. and Johnson, R.P. (1987) The Strength of Stud Shear Connections in Composite Beams. *The Structural Engineer*, **65**, 44-48.
- [5] Bursi, O.S. and Gramola, G. (1999) Behaviour of Headed Stud Shear Connectors under Low Cycle High Amplitude Displacements. *Materials and Structures*, **32**, 290-297. <https://doi.org/10.1007/BF02479599>
- [6] Shim, C.S., Lee, P.G. and Yoon, T.Y. (2004) Static Behavior of Large Stud Shear Connectors. *Engineering Structures*, **26**, 1853-1860. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.07.011>
- [7] Pallares, L. and Hajjar, J.F. (2010) Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures, Part I: Shear. *Journal of Constructional Steel Research*, **66**, 198-212. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.08.009>
- [8] Lam, D. (2005) Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam. *Journal of Structural Engineering*, **131**, 96-107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:1\(96\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(96))
- [9] 聂建国, 谭英, 王洪全. 钢-高强混凝土组合梁栓钉剪力连接件的设计计算[J]. 清华大学学报(自然科学版), 1999, 39(12): 94-97.
- [10] 汪炳, 黄侨, 荣学亮. 基于ABAQUS的栓钉连接件承载能力分析及验证[J]. 中外公路, 2017, 37(2): 126-131.
- [11] 蒋丽忠, 余志武, 李佳. 均布荷载作用下钢-混凝土组合梁滑移及变形的理论计算[J]. 工程力学, 2003, 20(2): 133-137.
- [12] 余志武, 蒋丽忠, 李佳. 集中荷载作用下钢-混凝土组合梁界面滑移及变形[J]. 土木工程学报, 2003, 36(8): 1-6.
- [13] 罗子文, 王骅, 薛伟辰. 单调荷载下栓钉连接件的抗剪性能试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(增刊): 389-392.
- [14] 薛伟辰, 丁敏, 王骅, 罗子文. 单调荷载下栓钉连接件受剪性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 95-100.
- [15] 丁兴发, 倪鸣, 等. 栓钉剪力连接件滑移性能试验研究及受剪承载力计算[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(9): 98-106.
- [16] 蔺钊飞, 刘玉擎. 大直径焊钉连接件抗剪性能试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(12): 1788-1793.
- [17] 聂建国. 钢-混凝土组合梁结构: 试验、理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 298-316.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部及中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 钢结构设计标准: GB 50017-2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部及中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 钢-混凝土组合桥梁设计规范: GB50917-2013[S]. 北京: 人民交通出版社, 2013.
- [20] Buttry, K.E. (1965) Behaviour of Stud Shear Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. Master's Thesis, University of Missouri, Columbia.
- [21] Gattesco, N. and Giuriani, E. (1996) Experimental Study on Stud Shear Connectors Subjected to Cyclic Loading. *Journal of Constructional Steel Research*, **38**, 1-21. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(96\)00007-7](https://doi.org/10.1016/0143-974X(96)00007-7)
- [22] 汪劲丰, 张爱平, 王文浩. 栓钉高度对栓钉连接件抗剪性能的影响[J]. 浙江大学学报(工学版), 2020, 54(11): 2076-2084.