

·水利与土木工程·

DOI:10.12454/j.jsuese.202400114



本刊网刊

新型内置钢管补强混凝土开洞梁试验及理论研究

王 勇¹, 韩冠旭¹, 张亚军¹, 张宝明^{2,3*}, 滕 飞¹, 龚成有⁴, 赵 杰⁴

(1. 中国矿业大学 深地工程智能建造与健康运维全国重点实验室, 江苏 徐州 221008; 2. 山东建科建筑设计有限责任公司, 山东 济南 250001; 3. 山东省建筑工程质量检验检测中心有限公司, 山东 济南 250031; 4. 中建八局第三建设有限公司, 江苏 南京 210046)

摘 要:为便于混凝土梁洞口补强施工和优化传力机制,首先,提出新型内置钢管洞口补强方式,对混凝土开洞梁开展力学性能试验研究,获得不同补强方式对试件裂缝发展及分布、破坏模式、混凝土和钢筋应变及荷载-变形曲线等力学行为的影响规律;其次,基于 ABAQUS 软件,建立开洞梁数值模型,对试验梁内力机理进行对比分析;最后,提出附加压杆效应,建立开洞梁拉-压杆桁架分析模型,对试验梁抗剪承载力进行分析。结果表明:与传统斜筋补强方式相比,内置钢管洞口补强方式施工方便,采用内置钢管补强开洞梁,其极限承载力不低于同等工况下斜筋补强开洞梁,且有利于提高开洞梁抗剪承载力和减小梁底裂缝宽度;内置钢管补强方式在洞口区域形成附加压杆效应,缩短传力路径,所提拉-压杆桁架理论模型可用于分析内置钢管补强混凝土开洞梁抗剪承载力。本文所提出的内置钢管补强方式,有效解决了传统斜筋补强施工困难与受力性能较差等问题,为切实解决工程中开洞梁抗剪承载力不足与裂缝控制难的问题提供了兼具高效与可靠性的设计方法。

关键词:开洞梁;补强方式;内置钢管;极限承载力;裂缝;主应力迹线

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 2096-3246(2026)02-0215-13

目前,大型公共建筑内通常布置各种设备管道,导致建筑层高增加。为降低层高或增加净高,通常在梁腹开洞,以提高空间利用率、降低工程造价,而传统斜筋补强方式存在施工困难和耗时耗力等问题,且开洞梁倾向于发生脆性破坏。因此,开洞混凝土梁力学性能一直是结构工程领域研究热点,有必要提出新型洞口补强方式及其承载力计算方法以便于工程应用及设计。

国内外学者对传统斜筋补强方式混凝土开洞梁力学性能开展了大量研究。黄泰赞^[1]、蔡健^[2-5]等重点研究了梁腹洞口形状(如圆孔和矩形孔)对混凝土梁抗剪承载力和破坏形态的影响规律,建立了腹部开孔混凝土简支梁受剪承载力计算公式(孔侧和上下弦杆),并采用国内外 122 个混凝土开孔简支梁试验结果验证了计算公式的有效性。李龙起等^[6]对腹板开洞连续组合梁塑性铰特性及内力重分布进行研究,结果表明,连续组合梁开洞后存在弯矩和剪力重分布行为,洞口处形成剪力铰,且洞口区域不再符合平截面假定。Redwood 等^[7]通过对 5 根

腹板开洞简支组合梁开展试验研究,发现其破坏形式主要为受弯破坏和受剪破坏。Sardar 等^[8]等研究了 12 个高强混凝土开洞简支梁力学性能,重点分析了洞口高度、长度和洞口位置对其抗剪承载力的影响,结果表明,随着洞口高度和长度增加,开洞梁抗剪承载力降低,且开洞位置对其力学性能有重要影响。Mona 等^[9]基于 ABAQUS 软件,重点研究了跨高比、开洞尺寸及位置、混凝土强度和配筋率等对开洞混凝土深梁承载力的影响,结果表明,梁腹开洞可以降低深梁抗弯承载力,特别是洞口高度为 0.3~0.4 倍梁高的工况,降低剪跨比、提高混凝土强度及配筋率可提高开洞深梁承载力。Ahmed 等^[10]研究了洞口尺寸和 CFRP 洞口加固方式对混凝土开洞试验梁力学性能的影响,研究表明,洞口高度对开洞梁抗剪承载力有重要影响,CFRP 洞口加固方式可显著提高开洞梁抗剪承载力,并采用 3 种理论方法对开洞试验梁抗剪承载力进行分析。Martin 等^[11]对开洞组合梁抗剪性能和破坏模式进行研究,结果表明,钢梁开洞后,混凝土

收稿日期:2024-02-18 修回日期:2024-06-16 网络出版日期:2024-07-05

基金项目:国家自然科学基金青年项目(51408549);中国博士后科学基金项目(2025M783331)

作者简介:王 勇(1984—),男,教授.研究方向:结构抗火和防灾减灾. E-mail: yongwang@cumt.edu.cn

* 通信作者:张宝明,正高级工程师, E-mail: zbm0130@163.cn

板承受较大剪力,其破坏模式包括洞口区域钢梁局部弯曲破坏、上部混凝土板剪切破坏和栓钉冲切破坏(洞口边缘区域)。Bengi等^[12]研究了配筋率、洞口数量、洞口形状(圆形、矩形和三角形)和补强钢筋等因素对开洞钢筋混凝土梁极限承载力、破坏模式和塑性铰位置等影响规律,结果表明:开洞梁表现为整体剪切破坏和上(下)弦杆剪切破坏;补强钢筋有助于防止混凝土梁过早破坏(空腹效应),提高其延性和弯曲刚度;洞口数量对塑性铰出现位置有重要影响。

Sayed^[13]基于有限元软件 ANSYS,对竖向开洞混凝土梁抗剪承载力和破坏模式开展数值研究,结果表明,相比于竖向洞口数量,竖向洞口直径对开洞梁抗剪承载力和破坏变形有着更为重要的影响。Ata等^[14]研究了开洞形状和尺寸、开洞方式(预留和后期钻孔)及洞口加强方式(钢纤维和碳纤维)等对混凝土开洞试验梁洞口裂缝、荷载-跨中变形行为、破坏模式和钢筋应变等的影响,结果表明,相比于预留洞口,后期钻孔方式导致梁刚度降低较大。Mona等^[15]基于 179 个开洞梁试验结果,采用多种人工智能方法,对开洞深梁抗剪承载力进行分析。王晓刚等^[16]重点研究了外贴钢板和带肋钢板加固开洞混凝土梁的力学性能,分析了开洞尺寸、开洞位置、多洞口分布和锚栓构造等因素对钢板加固开洞梁力学性能的影响,建立了带肋钢板加固梁受剪承载力计算方法,结果表明,带肋钢板加固使得钢板加固梁洞口上肢整体压溃脆性破坏模式转变为混凝土局部压碎延性破坏模式。

孙立春等^[17]对设置斜腋、密箍、斜筋和钢套管等加强措施的开洞梁力学性能进行研究,研究表明:斜腋、加密箍筋和设置钢套管可提高开洞梁抗剪承载力和耗能性能;斜筋对开洞梁抗剪承载力影响较小,但有助于提高开洞梁延性。蒋伟等^[18]利用 ANSYS 软件,重点研究了洞口形状对承载力、变形、内力重分布和传力机制等方面的影响,结果表明:长方形和正方形洞口试件在洞口区域形成小桁架模型,以次弯矩传递力;其他形状洞口试件在洞口区域形成大桁架模型,以主弯矩传递力。童根树等^[19]提出了开孔段等效剪切刚度概念,即将剪切变形和空腹桁架弦杆弯曲变形合并为等效剪切变形,建立了腹板开孔组合梁挠度计算方法。王鹏等^[20-21]开展了集中荷载作用下腹板开洞组合梁力学性能试验,研究了混凝土板厚和配筋率对开洞组合梁荷载-挠度、滑移和截面应变等的影响,结果表明:增加板厚能有效提高组合梁承载力,增加板配筋率可提高组合梁变形能力;开洞组合梁表现为剪切破坏、弯曲破坏和空腔破坏等 3 种破坏模式。陈涛等^[22]研究了负弯矩区腹板开洞对腹板开洞钢-混凝土组合梁受力性能影响,建立了基于弯剪承载力相互作用准则的负弯矩区腹板开洞组合梁承载力

计算方法,结果表明:洞口上方混凝土板易发生剪切破坏;洞口补强板可减轻洞口区域应力集中;随着弯剪比增大,开洞梁承载力降低。陈晖等^[23]基于混凝土深梁试验数据库及多项规范评价,提出了考虑剪跨比和混凝土强度影响的压杆有效系数,建立了改进的深梁 STM (strut-and-tie models),结果表明,该模型适用范围广(剪跨比不大于 2.5),具有较高的安全余度(不安全预测值的占比为 5.4%)。Ahmed等^[24]对 18 根混凝土深梁进行承载力试验,验证了 STM 方法在计算无腹筋高强混凝土深梁抗剪承载力中的适用性。Ghali等^[25]研究了洞口尺寸、洞口位置、混凝土强度和剪跨比等对混凝土开洞深梁开裂荷载、极限承载力等影响规律,并利用现有压杆-拉杆模型计算 71 根试件极限承载力,结果表明,洞口尺寸和剪跨比均对开裂荷载有重要影响,现有的 STM 模型可以很好地计算开洞梁极限抗剪承载力。

上述研究表明,国内外学者对传统斜筋补强开洞梁力学性能进行了大量研究,然而,对新型洞口补强方式及其相关力学行为研究相对较少,现行规范补强方法为在洞口处增设补强斜筋,施工繁琐,且限制洞口高度。因此,有必要提出新型洞口补强方式及其承载力计算方法,以便于工程应用。

基于上述研究,本文对新型内置钢管补强方式混凝土开洞梁受力性能进行试验研究,重点研究洞口补强方式对开洞混凝土梁受力性能的影响规律,开展数值模拟和机理分析,提出附加压杆效应,建立内置钢管补强 STM 模型,为开洞梁补强设计提供参考。

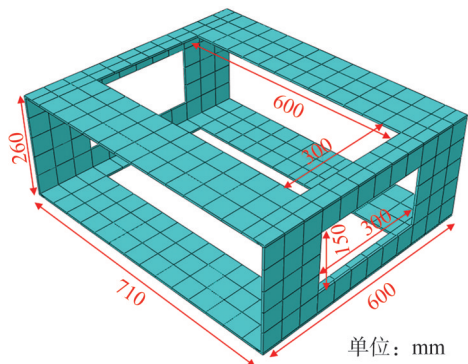
1 试件设计

本文依据文献[26]设计实腹梁(L1)和两根开洞梁(L2和L3)。其中,L2试件采用传统斜筋补强,L3试件采用内置补强钢管。3根梁尺寸为4 500 mm×650 mm×450 mm。试件采用C30商品混凝土,28 d立方体抗压强度为32.8 MPa,保护层厚度为25 mm;洞口区域保护层厚度为50 mm。钢筋采用HRB400,平均屈服、极限强度分别为428、585 MPa。

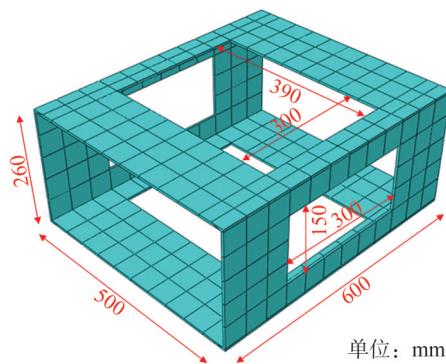
L3梁跨中洞口A、梁端洞口B内置补强钢管尺分别如图1和2所示。依据前期验证试验,洞口补强钢管壁厚均为5 mm,跨中洞口A内置钢管尺寸为710 mm×600 mm×260 mm,梁端洞口B内置钢管尺寸为400 mm×600 mm×260 mm。

3根梁尺寸和配筋如图3所示。图3中,L2和L3梁的洞口高度均为150 mm,洞口宽度为600 mm和390 mm。

此外,L2、L3梁含钢率分别为1.9%、2.0%,两者含钢率近似。值得指出的是,相比斜筋补强方式,内置钢管补强施工效率明显提高。



单位: mm



单位: mm

图 1 L3 梁跨中洞口 A 内置补强钢管尺寸

图 2 L3 梁梁端洞口 B 内置补强钢管尺寸

Fig. 1 Dimension of built-in steel tube at mid-span hole A of beam L3

Fig. 2 Dimension of built-in steel tube at beam end hole B of beam L3

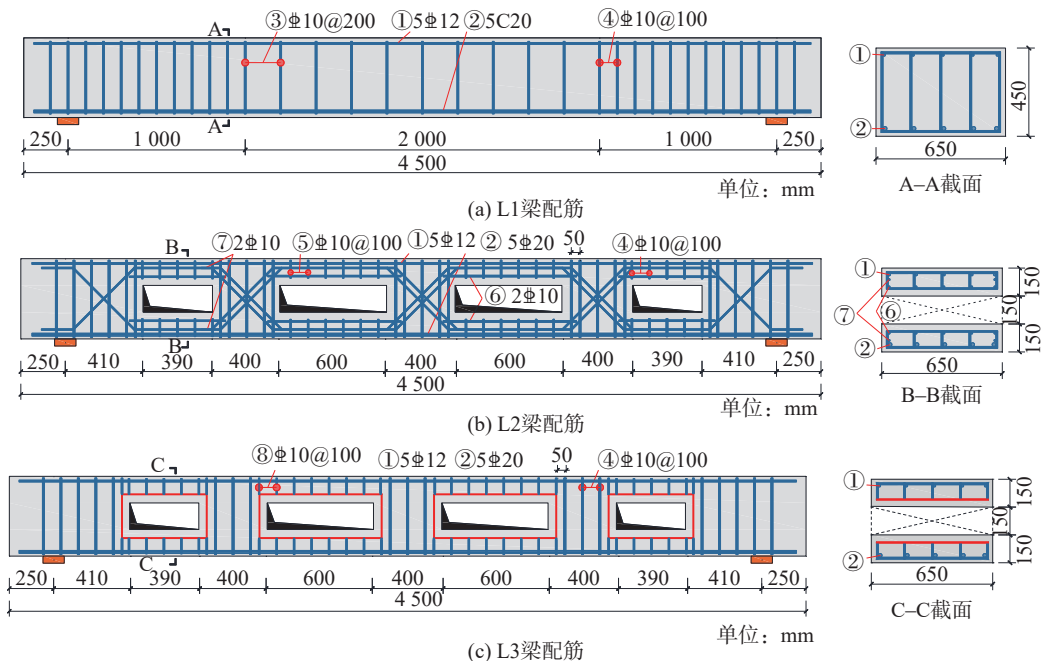


图 3 3 梁尺寸和配筋

Fig. 3 Dimension and reinforcement of three beams

2 试验方案

2.1 加载装置

根据文献[27],采用两点分级加载方式,试验加载装置如附录 A 图 A1 所示,前期每级加载 50 kN,后期每级加载 30 kN,直至试件破坏。

2.2 测点布置

2.2.1 位移测点

竖向位移测点如附录 A 图 A2 所示,每梁布置 4 个竖向位移计(V1~V4)。

2.2.2 应变测点

1) 钢筋应变

L1 梁跨中钢筋应变测点(L1-SM-1、L1-SM-2)布置如附录 A 图 A3 所示。L2 梁钢筋应变测点(L2-SM-1~L2-SM-14)如附录 A 图 A4 所示。L3 梁钢筋应变测点(L3-

SM-1~L3-SM-14)如附录 A 图 A5 所示。

2) 钢管应变

L3 梁钢管应变测点布置如附录 A 图 A6 所示,对于 L3 梁,在内置钢管表面布置应变片,如 L3-SA-2 和 L3-SB-2。

3) 混凝土应变

3 根梁混凝土应变测点布置如附录 A 图 A7 所示,在梁跨中布置 5 个混凝土应变测点(CM-1~CM-5)。

3 试验结果

3.1 试验现象

3.1.1 裂缝及破坏模式

1) L1 梁

L1 梁裂缝分布如图 4 所示。图 4 中,红线为混凝土梁裂缝,紫色区域为混凝土剪切破坏。

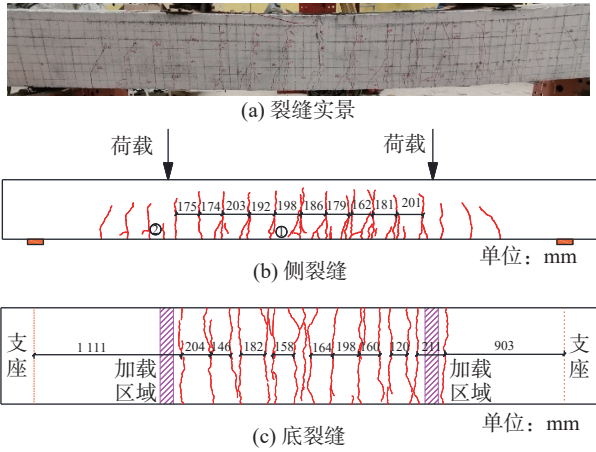


图4 L1梁裂缝分布

Fig. 4 Cracking pattern of beam L1

由图4可知,当荷载为200 kN时,试件跨中出现初始裂缝①;随着荷载增加,跨中裂缝增多,原有裂缝继续延伸,梁端开始出现裂缝②。当荷载为300 kN时,裂缝①长度超过梁高一半。当荷载为520 kN时,试验梁跨中位移达到 L_0 (L_0 为支座间的距离, $4\ 000/250=16\text{ mm}$),即正常使用极限状态。当荷载为550 kN时,跨中裂缝宽度①达到2 mm,超过最大裂缝宽度,梁侧裂缝间距约为200 mm(箍筋间距)。当荷载为620 kN时,试验梁跨中位移达到 $L_0/50$ (80 mm),试验停止,试件出现弯曲破坏模式。试验梁顶未出现裂缝,梁底裂缝集中于跨中,且贯穿梁宽,平均裂缝间距约为172 mm。

2) L2梁

L2梁裂缝分布如图5所示。

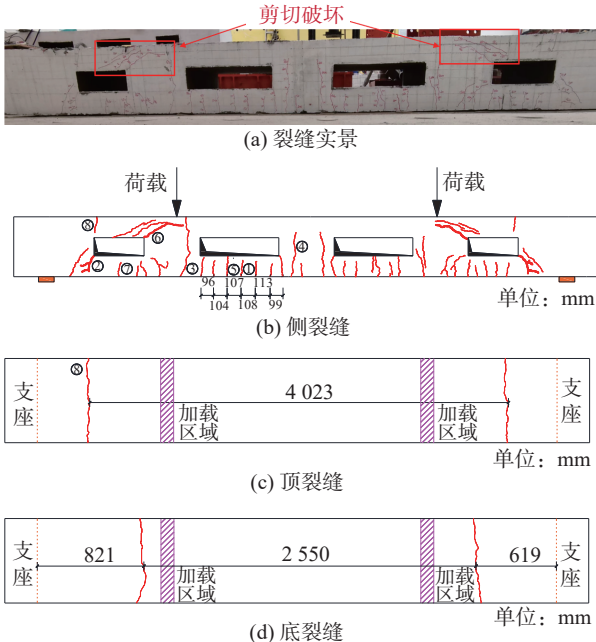


图5 L2梁裂缝分布

Fig. 5 Cracking pattern of beam L2

由于洞口截面削弱,开裂荷载明显降低,当荷载为100 kN时,跨中洞口下弦杆出现裂缝①;当荷载为

200 kN时,梁端B洞口区域出现斜裂缝②;当荷载为300 kN时,梁端B洞口角部斜裂缝②延伸,且宽度达到0.40 mm;当荷载为440 kN时,跨中洞口下弦杆出现裂缝⑤;当荷载为480 kN时,梁端洞口角部斜裂缝②宽度达到1.50 mm;当荷载为520 kN时,梁端洞口角部斜裂缝⑥宽度达到1.80 mm,其余梁裂缝宽度为0.25~0.60 mm。梁顶出现横向裂缝⑧,原因在于开洞梁上弦杆截面产生负弯矩,即洞口上部受拉。此外,梁底裂缝相对较少,仅有两条贯穿梁宽裂缝。

3) L3梁

L3梁裂缝分布如图6所示。

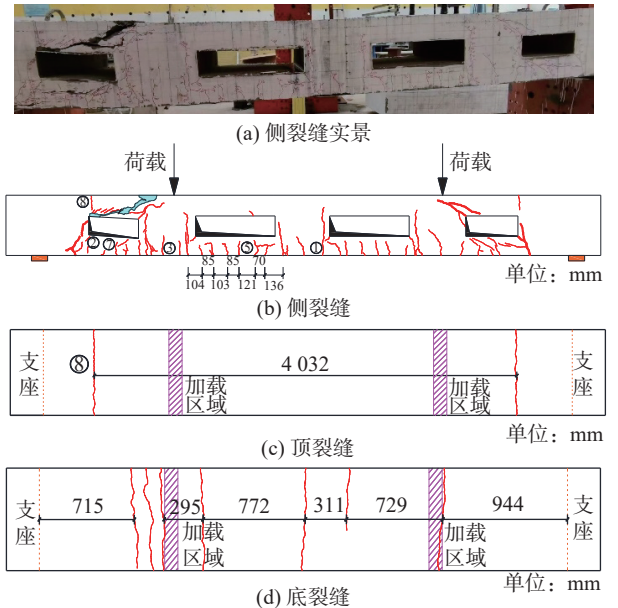


图6 L3梁裂缝分布

Fig. 6 Cracking pattern of beam L3

当荷载为100 kN时,试件跨中出现裂缝①;当荷载为250 kN时,加载点处开始出现裂缝③;当荷载为300 kN时,裂缝②和⑦主要集中于梁端洞口,裂缝宽度为0.05~0.40 mm,平均裂缝宽度约为0.16 mm;当荷载为500 kN时,裂缝集中出现在梁端洞口和下弦杆,宽度为0.20~1.00 mm,平均裂缝宽度为0.45 mm;当荷载为520 kN时,梁顶出现裂缝⑧,这一点与传统补强钢筋方式相同;当荷载为530 kN时,梁跨中位移为16 mm ($L_0/250$);当荷载为560 kN时,原有裂缝宽度增加,宽度范围为0.40~1.30 mm,平均值为0.68 mm;当荷载为590 kN时,试件发生剪切破坏,箍筋焊点断裂,L3梁上弦杆箍筋焊接点断裂破坏如附录A图A8所示,钢板出现内置钢管屈曲行为(附录A图A9),试验停止的原因在于洞口上方混凝土承担较大剪力。随着荷载增加,上弦杆斜裂缝向加载点发展。此外,相较于L2梁,L3梁底裂缝有所增加。因此,为充分利用钢管强度,在满足内置钢管不变形和移位等构造

要求下,有必要对其尺寸或形状进行优化改进。

3.1.2 裂缝宽度

3 梁试验结果如表 1 所示。

表 1 3 梁试验结果

Tab. 1 Test results of three beams

试件编号	极限荷载/kN	极限跨中位移/mm	破坏模式	最大裂缝位置	最大裂缝宽度/mm
L1	620	79.5	弯曲破坏	跨中	3.3
L2	560	18.4	剪切破坏	梁端洞口	2.1
L3	560	21.5	剪切破坏	梁端洞口	1.3

3 梁裂缝宽度分布对比如图 7 所示。由图 7 可知,洞口和补强方式对裂缝分布和最大裂缝位置有重要影响。

对于 L1 梁,最大裂缝集中于跨中区域,裂缝间距基本与箍筋间距较为一致,两侧区域裂缝宽度相对较小。然而,对于开洞梁,采用传统补强或内置钢管补强,最大裂缝宽度出现在靠近支座洞口,跨中区域裂缝宽度相对较小。总之,两开洞梁整体裂缝总体较为一致,包括:纯弯段裂缝,即下弦杆受拉裂缝和洞口间

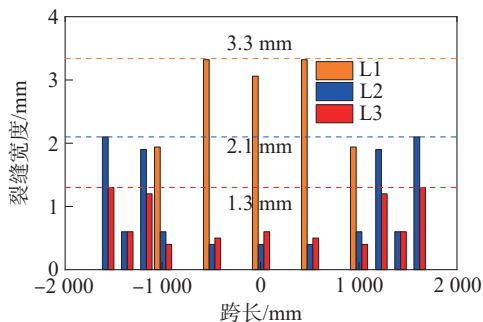


图 7 3 梁裂缝宽度分布对比

Fig. 7 Comparative of the crack width distribution of three beams

弯曲裂缝;弯剪段裂缝,即上(下)弦杆受拉裂缝和上(下)弦杆剪切裂缝。

3.2 荷载-跨中位移

3 梁荷载-跨中竖向位移曲线如图 8 所示。由图 8 可知,3 梁荷载-变形曲线表现为两个阶段,即线性阶段和水平段。当梁跨中变形达到 $L_0/250$ 时,3 梁对应荷载分别为 520、520 和 530 kN。此外,3 梁极限承载力分别为 620、560 和 560 kN。可见,钢管补强方式力学性能与传统补强方式较为一致。

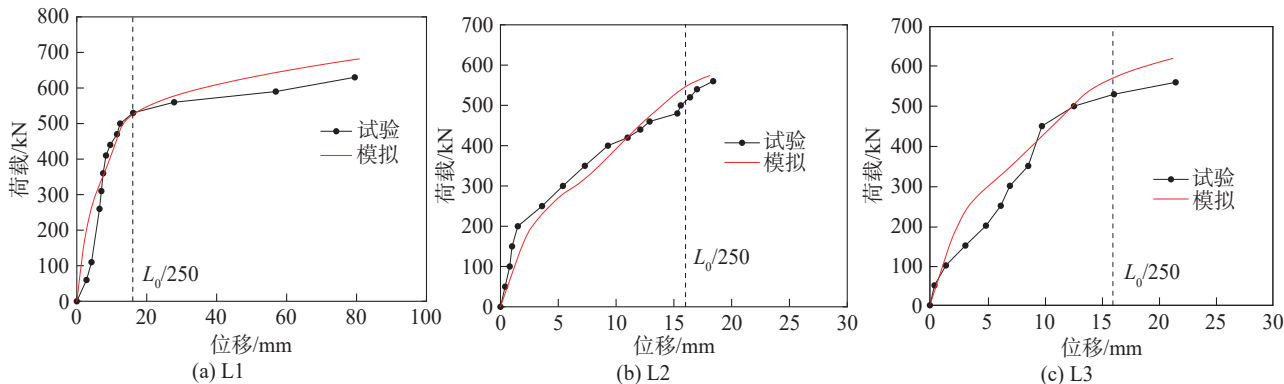


图 8 3 梁荷载-跨中竖向位移曲线

Fig. 8 Load-mid-span vertical displacement curves of three beams

3 梁荷载-变形曲线如图 9 所示。由图 9 可知:3 梁变形趋势和最大变形位置略有不同;相比传统斜筋补强方

式,采用内置钢管补强方式可有效改进应力集中和变形模式。

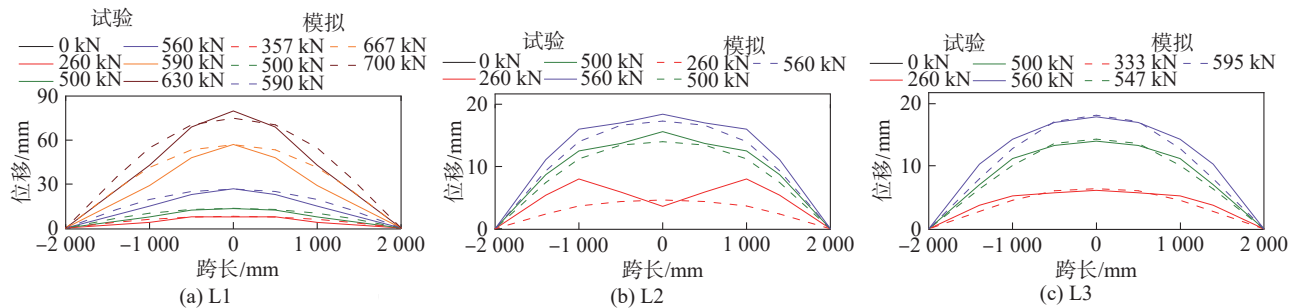


图 9 3 梁荷载-变形曲线

Fig. 9 Load-mid-span vertical displacement curves of three beams

3.3 荷载-应变

1) 混凝土应变

3 梁荷载-混凝土应变曲线如图 10 所示。由图 10

可知:对于梁 L1,随着荷载增加,混凝土拉压应变发展平稳增加,梁底(顶)混凝土应变值最大,为 1.161×10^{-6} (-1.509×10^{-6});对于开洞梁,随着荷载增加,混凝土应

变逐渐增加,但总体应变相对较小,例如:破坏时,L2 和 L3 梁最大拉(压)应变值分别为 130×10^{-6} ($-808 \times$

10^{-6})和 338×10^{-6} (-759×10^{-6});此外,相比 L2 梁,L3 梁 混凝土截面应变分布和发展较为平稳。

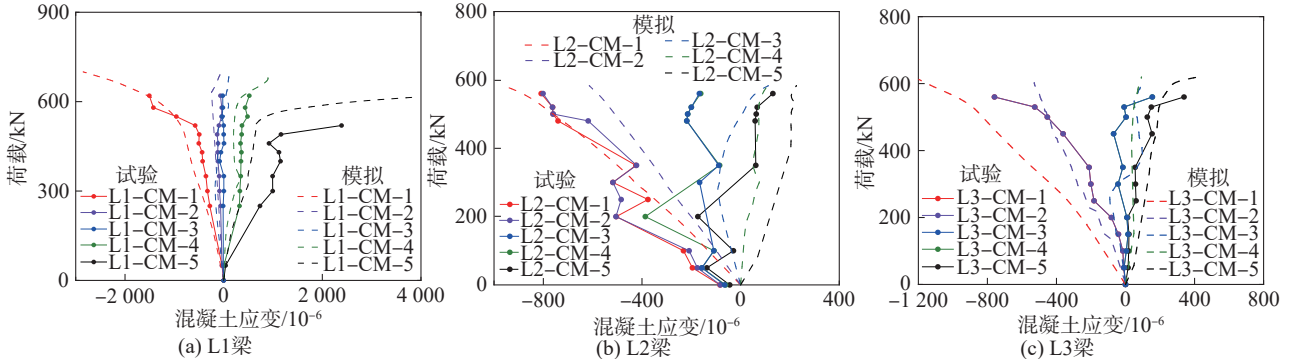


图 10 3 梁荷载-混凝土应变曲线

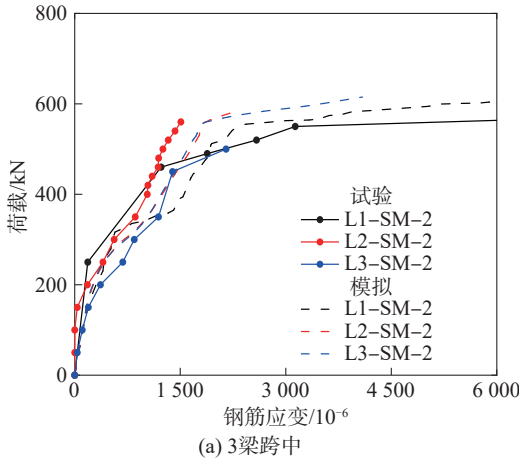
Fig. 10 Load-concrete strain curves of three beams

2) 钢筋应变

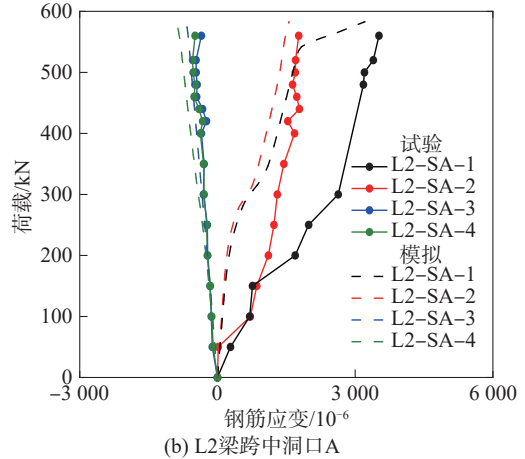
试件荷载-钢筋应变曲线如图 11 所示。

由图 11(a)可知,钢筋应变发展基本包括两个阶段,

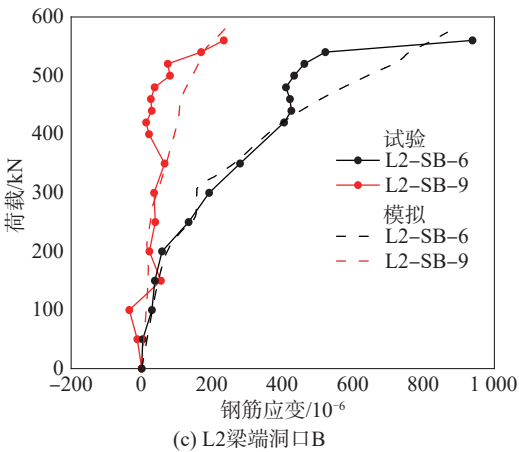
即弹性阶段 (< 500 kN) 和塑性阶段 (≥ 500 kN)。此外,极限状态下,L1 梁钢筋应变超过 0.01,两开洞梁跨中钢筋应变均未达到破坏应变值,原因在于跨中变形较小。



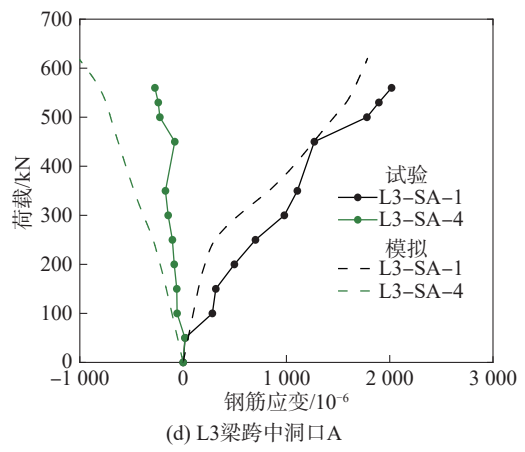
(a) 3 梁跨中



(b) L2 梁跨中洞口 A



(c) L2 梁端洞口 B



(d) L3 梁跨中洞口 A

图 11 试件荷载-钢筋应变曲线

Fig. 11 Load-steel strain curves of the specimens

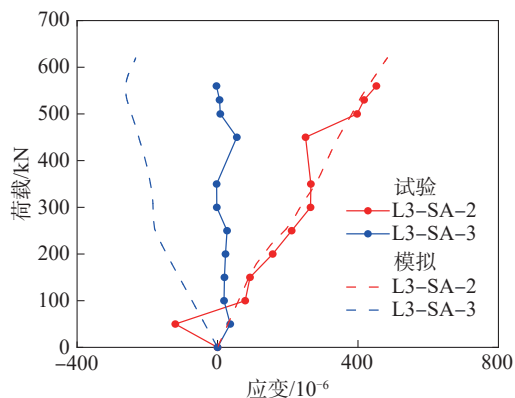
由图 11(b)~(c)可知,对于 L2 梁跨中洞口 A,下(上)弦杆钢筋受拉(压),其 4 点最大应变值为 $3\ 517 \times 10^{-6}$ 、 $1\ 769 \times 10^{-6}$ 、 -351×10^{-6} 和 -488×10^{-6} (由下至上),可知下弦杆钢筋已屈服。对于梁端 B 洞口,洞口两侧箍筋受拉,但其应变差别较大,破坏时两点应变分别为

938×10^{-6} 和 232×10^{-6} 。

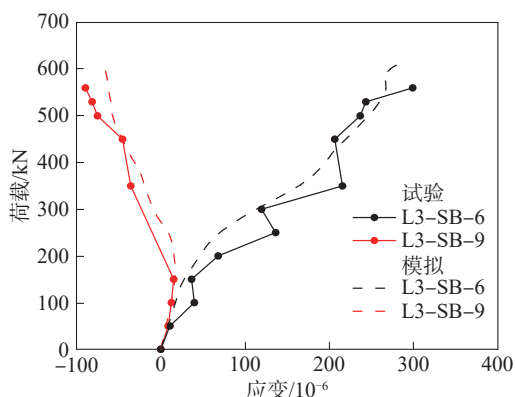
由图 11(d)可知,与传统补强钢筋类似,L3 梁上(下)弦杆钢筋为受压(拉),破坏时钢筋应变分别为 $2\ 018 \times 10^{-6}$ 和 -273×10^{-6} (由下至上),即下弦杆钢筋已屈服。

3)钢管应变

L3 梁荷载-钢管应变曲线如图 12 所示。



(a) L3梁跨中洞口钢管A



(b) L3梁端洞口钢管B

图 12 L3 梁荷载-钢管应变曲线

Fig. 12 Load-steel tube strain curves of beam L3

由图 12 可知:对于跨中洞口,上(下)钢管应变为受压(拉)状态,破坏时钢管应变值分别为 -3×10^{-6} 和 452×10^{-6} ,可知该位置钢板未屈服;与 L2 梁不同,L3 梁两侧钢板一侧受拉一侧受压,破坏时最大拉(压)应变值为 298×10^{-6} 和 -89×10^{-6} ,原因在于附加压杆效应。

4 有限元模拟

基于 ABAQUS 软件建模,对试验梁变形和力学机理进行数值分析,并开展内力分析。

4.1 结构分析模型

混凝土采用塑性损伤模型,钢材应力-应变关系与混凝土受压应力-应变关系均选用 EC2 模型^[28],混凝土受拉应力-应变曲线采用双线性简化模型^[29],CDP(continuum damage plasticity model)模型其他参数如表 2 所示。

表 2 CDP 模型其他参数

Tab. 2 Other parameters of CDP model

$\psi/(\circ)$	ϵ	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}^{-1}$	K_c	μ
30	0.1	1.16	2/3	0.005

表 2 中, ψ 为膨胀角, ϵ 为流动势移量, σ_{b0}/σ_{c0} 为双轴极限抗压强度与单轴受压极限强度之比, K_c 为拉伸与压缩子午面上第二应变不变量之比, μ 为黏度系数。

3 梁数值模型如附录 A 图 A10 所示。混凝土与钢管采用 8 节点三维实体单元 C3D8R(网格尺寸为 50 mm×50 mm),钢筋采用三维线性杆单元 T3D2。钢材(钢筋)与混凝土间无滑移。

4.2 变形和机理分析

4.2.1 变形分析

由图 8~12 可知,变形和应变计算结果和试验结果吻合较好,验证了模型的有效性。但 L3 梁极限承载力计算结果和试验值分别为 620 kN 和 560 kN,二者相差略大,原因在于箍筋焊点过早断裂破坏,这一点有待进一步改进。

4.2.2 内力分析

开洞梁弯矩与 L1 梁弯矩对比如附录 A 图 A11 所示。由附录 A 图 A11 可知,荷载较小时,洞口对两试件沿跨度弯矩分布趋势影响较小。随着荷载增加,由于次弯矩作用(洞口上下弦杆截面剪力),洞口位置弯矩表现出波动。洞口区域整体弯矩由主弯矩和次弯矩叠加:主弯矩为截面轴力和力臂(洞口上方截面形心到洞口下方截面形心间距离)乘积;次弯矩由洞口上下方截面所受到剪力引起,即洞口上下方截面剪力与洞口宽度乘积。总之,相比 L1 梁弯矩分布,由于剪力突变影响,两开洞试件洞口区域弯矩局部增加或降低,特别是邻近支座两端洞口区域。

极限荷载下开洞梁弯矩对比如附录 A 图 A12 所示。由附录 A 图 A12 可知,洞口补强方式对梁局部弯矩分布有重要影响。例如:对于 L2 梁,混凝土和钢筋弯矩凸凹趋势相反,特别是跨中区域;对于 L3 梁,混凝土和钢筋弯矩曲线凸凹趋势较为一致,且钢管承担部分弯矩。

4.2.3 应变分析

1)混凝土应变

混凝土单元应变选取及其应变-荷载曲线如附录 A 图 A13 所示。由附录 A 图 A13 可知,L2(L3)梁单元为受拉(压)状态,内置钢管改变洞口区域受力机制,该行为有利于发挥混凝土抗压性能和提高开洞梁力学性能。

2)梁底(顶)钢筋应变

试验梁沿跨度的纵筋应变分布如附录 A 图 A14 所示。由附录 A 图 A14 可知:对于 L1 梁,上部纵筋均为受压,最大拉应变集中于跨中,且已超过 0.01;对于两开洞梁,梁底最大纵筋应变均集中于洞口位置,分别为 $2\ 619 \times 10^{-6}$ (L2 梁)和 $4\ 782 \times 10^{-6}$ (L3 梁),均已屈服。

相比于 L2 梁,L3 梁应变分布较为均匀,无急剧突

变,受力较为合理。此外,靠近支座区域洞口两侧,一侧受拉、一侧受压,原因在于剪力引起附加弯矩,梁顶横向裂缝验证了这一点。

3) 钢筋和钢管应变

洞口钢筋和钢管单元应变-荷载曲线如附录 A 图 A15 所示。附录 A 图 A15 包括洞口 A、B 左右、上下和两对角位置等。

由附录 A 图 A15(a) 可知,洞口 A 和 B 左右两侧,对于跨中 A 洞口, L2 和 L3 梁洞口两侧箍筋和钢管均为受拉,总体未屈服,且靠近跨中 b 位置侧受力相对较小。对于 B 洞口,两种补强方式应力状态明显不同;对于梁 L2,两侧箍筋均为受拉,且两侧应力值差别较大,如极限荷载时, c 和 d 两侧箍筋应力分别为 78 和 427 MPa;对于 L3 梁, c 侧受压, d 侧受拉,极限荷载时两者应力分别为 -74 和 65 MPa,均处于弹性阶段。因此,传统补强钢筋抗剪承载力计算方法(假设两侧箍筋受拉)不适用于该位置处内置钢管补强方式。由于钢管左右两侧正负应力均较小,分析时可忽略其有利作用。

由附录 A 图 A15(b) 可知,洞口 A 和 B 上下两侧,两种补强方式下,开洞梁上下两侧应力分布较为一致,即上侧 e 为受压状态(类似压杆),下侧 f 为受拉状态(类似拉杆)。此外,可知洞口 A 和 B 位置钢筋或钢材均未屈服,且上侧受压钢筋或钢管应力较小。值得指出的是,由于极限状态下钢筋或钢材应力较大,承载力分析时应考虑其参与受力。

由附录 A 图 A15(c) 可知,随着洞口 A、B 左上角和右下角的荷载增加,钢筋或钢材应力逐渐增加,但均未屈服。对于洞口 A(B), i(k) 点受压, j(l) 点受拉,原因在于次弯矩作用,即不同补强方式对该两位置角点应力发展影响相对较小。

由附录 A 图 A15(d) 可知: A 和 B 洞口左下角和右上角,跨中 A 洞口 m 点受拉, n 点受压,即跨中区域洞口下弦杆受拉、上弦杆受压,原因在于剪力较小,次弯矩作用较小;对于梁端 B 洞口,两对角点均为受拉状态,且传统补强钢筋应力较大,超过材料屈服应力。同时,对于钢管两交点,为受拉状态,接近屈服应力。

通过上述分析可知,跨中洞口 A 和梁端洞口 B 内置钢管的应力分布状态略有不同,即简化力学模型略有不同。考虑到梁端洞口 B 位置应力相对较大,建立该位置 STM 模型。

4.2.4 等效塑性应变

1) 梁侧等效塑性应变

试验梁侧等效塑性拉应变云图如附录 A 图 A16 所示。对于传统梁,等效塑性应变(PEEQT)最大值集中于跨中区域,这一点与试验梁裂缝分布一致。对于开

洞梁,洞口角部区域 PEEQT 值相对较大。

此外,破坏时, L2 梁最大 PEEQT 集中于洞口角部,跨中区域相对较小; L3 梁最大 PEEQT 集中于跨中区域,洞口角部区域裂缝相对较少,即内置钢管抑制梁端洞口角部塑性拉应变发展,这一点有待于深入研究。

2) 梁顶(底)等效塑性应变

3 梁顶拉伸损伤云图如附录 A 图 A17 所示。由附录 A 图 A17 可知:对于梁 L1,与试验较为吻合,梁顶受压未出现拉应变;对于两开洞梁,梁顶出现拉伸应变区域,与试验梁顶横向裂缝一致,验证了模型有效性。

3 梁底等效塑性拉应变云图如附录 A 图 A18 所示。由附录 A 图 A18 可知:对于梁 L1,梁底等效塑性应变相对较大,支座附近应变较小;对于 L2 开洞梁,最大等效塑性应变集中在加载点对应梁底,跨中区域等效塑性应变相对较小;对于 L3 开洞梁,除了加载点对应梁底,最大应变集中于梁底跨中区域。上述行为总体与试验裂缝分布基本一致。

4.2.5 主应力迹线

L1、L2、L3 梁的主应力迹线分别如附录 A 图 A19~A21 所示(主拉压应力分布和力流传递路径)。附录 A 图 A19~A21 中,白色区域为受拉状态,其他颜色区域为受压状态。

由附录 A 图 A19 可知:对于 L1 梁,跨中区域上部受压(受压桁架)和下部受拉(受拉桁架);靠近支座两侧区域,由于剪力影响,主应力与梁轴线成 45° ,形成受压杆传递路径,荷载从加载点传递到支座,即拉压桁架机制。

由附录 A 图 A20 可知:对于 L2 梁,跨中洞口位置上(下)弦杆为受压(拉),邻近洞口两侧出现受压状态,洞口间以受拉状态为主,进而跨中区域出现大量受弯裂缝;在洞口 B 位置,主应力迹线分散为两个受压斜主桁架,与水平线夹角约为 $45^\circ\sim 60^\circ$,该洞口上弦杆左上(下)侧和右下(上)侧受拉(压);此外,洞口左上(下)角和右下(上)角受压(拉),进而洞口上部产生大量斜裂缝;洞口下弦杆以受拉为主,进而产生大量竖直裂缝。

由附录 A 图 A21 可知:对于梁 L3,其跨中洞口位置受力状态基本与 L2 梁类似,但与 L2 梁略有不同,由于内置钢管约束作用,洞口 B 附近区域产生明显附加压杆效应,即主压力迹线接近 90° 。基于此受力机理,本文提出内置钢管补强开洞梁抗剪承载力 STM 模型。

5 补强钢管受力的压杆-拉杆模型

基于试验研究和受力机理的有限元分析,补强钢

管附近的受力机理近似符合拉-压杆桁架模型,可采用拉-压杆桁架理论模型等效分析其抗剪承载力。

5.1 基本假设

5.1.1 模型信息

STM模型如附录A图A22所示。附录A图A22中, $S_1 \sim S_9$ 为压杆, $T_1 \sim T_7$ 为拉杆,1~10为节点,绿色虚框代表内置钢管, F_c 为节点1处的压力, F_T 为拉力, V_{STM} 为开洞梁抗剪承载力, a_1 为 T_1 与梁底距离, a_2 为 T_3 与洞口边缘距离, a_3 为洞口长度, a_4 为内置钢管与洞口水平距离, a_5 为内置钢管与洞口竖直间距, a_6 为 T_3 与支座距离, a_7 为洞口与加载垫块距离, a_8 为洞口左侧边与加载点截面距离, h 、 h_c 、 h_h 和 h_l 分别为梁、上弦杆、洞口和下弦杆高度, θ 、 α 分别为 S_2 、 S_9 与 T_1 的夹角, β 、 γ 、 ε 、 η 、 δ 、 λ 、 φ 分别为 S_4 、 S_5 、 S_6 、 S_8 、 T_4 、 T_5 、 T_6 与水平面的夹角, ω_1 为节点1处的高度。

5.1.2 模型建立

压杆-拉杆模型建立流程图如附录A图A23所示。首先,确定受拉杆件 T_1 、 T_2 、 T_3 和 T_7 ;随后,分3个支路确定拉压杆件位置。

1) 拉杆 $T_1 \sim T_3$ 和 T_7

压杆-拉杆模型几何参数如附录A图A24所示,具体为钢筋保护层、梁高和洞口高度等,可确定拉杆 $T_1 \sim T_3$ 、 T_7 和内置钢管等位置。

2) 其余杆件

压杆-拉杆模型关键节点如附录A图A25所示。附录A图A25中,红色点为关键节点,用于确定各杆件边界和位置。值得指出的是,杆件面积可根据后续所得内力和材料强度计算确定。

压杆-拉杆模型建立流程如附录A表A1所示,包括3个支路,即 S_1 杆— T_5 杆、 S_2 杆— S_9 杆和 S_6 杆。

3) 杆件长度和角度

内置钢管开洞梁压杆-拉杆模型简化桁架如附录图A26所示。桁架模型中杆件长度和角度如附录表A2所示。

4) 破坏模式

开洞梁包括两种破坏模式,即弯曲破坏和剪切破坏。本文重点分析抗剪承载力,即剪切破坏模式,即假设拉杆 T_3 或压杆 S_2 破坏。

5.2 几何参数

根据ACI模型^[30],可得 a_1 为:

$$a_1 = 0.5(mR + 2a_s + (m - 1)s) \quad (1)$$

式中: m 为梁底纵筋数量,个; R 为梁底纵筋直径,mm; a_s 为梁底至纵筋中心点距离,mm; s 为纵筋间距,mm。

根据截面内力平衡,可求解 ω_1 :

$$\begin{cases} F_T = F_c, \\ A_T f_a = 0.85 f_c \omega_1 b, \\ \omega_1 = \frac{A_T f_a}{0.85 f_c b}, \\ f_a = \min\{f_y, f_{yQ}\} \end{cases} \quad (2)$$

式中: f_c 为混凝土抗压强度,MPa; b 为梁宽,mm; f_y 为钢筋屈服强度,MPa; f_{yQ} 为钢管屈服强度,MPa; f_a 为钢筋或钢管屈服强度最小值,MPa; A_T 为钢筋和钢管截面最小面积,mm²。

根据数值分析结果,提出杆件 S_2 宽度 ω_{S_2} 为:

$$\omega_{S_2} = (h_c - 0.5\omega_1) \cos \theta \quad (3)$$

5.3 承载力计算

假设压杆 S_2 和拉杆 T_3 分别破坏,即假设内力 F_{S_2} 和 F_{T_3} 已知,分别进行承载力计算。

工况1: F_{S_2} 已知

压力 F_{S_2} 表达式为:

$$F_{S_2} = 0.85 f_c \omega_{S_2} b \quad (4)$$

式中, ω_{S_2} 为 S_2 的厚度。

其他杆件内力根据节点内力平衡,依次可求得:

$$\begin{cases} F_{T_5} = F_{S_2} \cos \theta \sec \lambda, \\ F_{S_6} = F_{S_2} \sin \theta \csc \varepsilon, \\ F_{S_7} = F_{S_6} \cos \varepsilon - F_{S_2} \cos \theta, \\ F_{S_8} = F_{S_7} \sec \eta, \\ F_{T_3} = F_{S_7} \tan \eta, \\ F_{S_3} = F_{S_2} \sin \theta + F_{T_5} \sin \lambda - F_{T_3}, \\ F_{T_6} = F_{S_3} \csc \varphi, \\ F_{S_9} = (F_{S_8} \sin \eta + F_{T_6} \sin \varphi) \csc \alpha, \\ F_{S_1} = F_c - F_{S_4} \cos \beta, \\ F_{T_4} = F_{S_6} \sin \varepsilon \csc \delta, \\ F_{S_5} = (F_{S_4} \cos \beta + F_{T_4} \cos \delta) \sin \gamma \end{cases} \quad (5)$$

式中, $\omega_{S_1} \sim \omega_{S_9}$ 为 $S_1 \sim S_9$ 的厚度, $F_{S_1} \sim F_{S_9}$ 为工况1下 $S_1 \sim S_9$ 的压力, $F_{T_1} \sim F_{T_7}$ 为工况1下 $T_1 \sim T_7$ 的拉力。

根据 F_{S_9} ,可求得工况1下支座力 V_{ul} 为:

$$V_{ul} = F_{S_9} \sin \alpha \quad (6)$$

工况2: T_3 的拉力 F'_{T_3} 已知,则有 F'_{T_3} :

$$F'_{T_3} = A_{T_3} f_{yv} \quad (7)$$

式中: A_{T_3} 为 T_3 的截面面积,mm²; f_{yv} 为箍筋屈服强度,MPa。

其他杆件内力根据节点内力平衡,依次可求得:

$$\begin{cases}
 F'_{S_7} = F'_{T_3} \cot \eta, \\
 F'_{S_8} = F'_{T_3} \csc \eta, \\
 F'_{S_2} = \frac{F'_{S_7}}{\sin \theta \cot \varepsilon - \cos \theta}, \\
 F'_{S_6} = \frac{F'_{S_7}}{\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cot \theta}, \\
 F'_{T_5} = F'_{S_2} \cos \theta \sec \lambda, \\
 F'_{S_3} = F'_{S_2} \sin \theta + F'_{T_5} \sin \lambda - F'_{T_3}, \\
 F'_{T_6} = F'_{S_3} \csc \varphi, \\
 F'_{S_9} = (F'_{S_8} \sin \eta + F'_{T_6} \sin \varphi) \csc \alpha, \\
 F'_{T_4} = F'_{S_6} \sin \varepsilon \csc \delta, \\
 F'_{S_5} = (F'_{S_4} \cos \beta + F'_{T_4} \cos \delta) \sin \gamma,
 \end{cases} \quad (8)$$

式中, $F'_{S_2} \sim F'_{S_9}$ 为工况 2 下 $S_2 \sim S_9$ 的压力, $F'_{T_3} \sim F'_{T_6}$ 为工况 2 下 $T_3 \sim T_6$ 的拉力。

根据 F'_{S_9} , 求得工况 2 下支座力 V_{u2} 为:

$$V_{u2} = F'_{S_9} \sin \alpha \quad (9)$$

5.4 极限抗剪承载力

若 $F_{T_3} > F'_{T_3}$, 拉杆 T_3 发生破坏, 即为受拉破坏模式, 极限抗剪承载力 V_{STM} 为:

$$V_{STM} = V_{u2} \quad (10)$$

若 $F_{T_3} \leq F'_{T_3}$, 压杆 S_2 发生破坏, 即为压碎破坏模式, 极限抗剪承载力则为两工况较小值, 即:

$$V_{STM} = \min\{V_{u1}, V_{u2}\} \quad (11)$$

极限荷载 F_u 为:

$$F_u = 2V_{STM} \quad (12)$$

计算流程图如附录 A 图 A27 所示。

5.5 计算结果

以 L3 梁数据为例, 验证本模型有效性。表 3 为开洞 L3 梁关键参数, 表 4 为 L3 梁内力及承载力。表 5 中, b' 为梁截面中受压区钢板长度。表 4 中, F'_{S_1} 为工况 2 下 S_1 的压力。由表 4 可知, 两种破坏模式所得抗剪承载力分别为 346 和 202 kN, 即抗剪承载力取为 202 kN, F_u 为 404 kN, 计算值与试验值比为 0.72, 计算值偏于保守。

表 3 开洞 L3 梁关键参数

Tab. 3 Key parameters of beam L3

参数	a_1' mm	a_2' mm	h_c' mm	h_u' mm	h_l' mm	b' mm	b_l' mm	R' mm
数值	45	100	150	150	150	650	300	20
参数	θ (°)	α (°)	β (°)	γ (°)	λ (°)	A_{T_3}' mm ²	A_{T_2}' mm ²	F_c' MPa
数值	70	67	67	61	14	1 571	393	14.3

表 4 L3 梁内力及承载力

Tab. 4 Internal forces and carrying capacity of beam L3

kN								
工况 1	F_c	F_{S_1}	F_{S_2}	F_{S_3}	F_{S_7}	F_{S_8}	F_{T_3}	V_{u1}
数值	337	145	339	104	601	647	242	346
工况 2	F_c'	F_{S_1}'	F_{S_2}'	F_{S_3}'	F_{S_7}'	F_{S_8}'	F_{T_3}'	V_{u2}
数值	337	250	197	61	349	377	141	202

6 结论

本文对 3 根混凝土梁开展试验研究, 重点分析洞口补强方式对试件裂缝、变形、应变和破坏模式等力学性能影响规律。基于 ABAQUS 软件, 对试验梁力学性能进行数值分析, 建立内置钢管补强开洞梁 STM 计算方法。具体结论如下:

1) 洞口及补强方式对裂缝分布、最大裂缝位置和裂缝宽度有重要影响。对于未开洞梁, 最大裂缝集中于跨中区域, 两侧区域裂缝宽度相对较小, 主要发生弯曲破坏。对于开洞梁, 采用传统补强或内置钢管补强, 最大裂缝宽度均出现在靠近支座洞口, 跨中区域裂缝宽度相对较小, 倾向于发生剪切破坏。

2) 采用内置钢管补强方式的开洞梁极限承载力和变形与传统斜筋补强方式开洞梁较为一致, 采用内置钢管补强方式可有效改进应力集中和变形模式; 钢材应变显示邻近支座洞口位置钢管受压。

3) 洞口补强方式对开洞梁洞口局部承载机制有重要影响; 与传统斜筋补强方式不同, 由于内置钢管的约束作用, 洞口区域产生附加压杆效应。

4) 建立考虑附加压杆效应的开洞梁拉-压杆桁架计算方法对试验梁抗剪承载力进行分析; 与试验结果相比, 内置钢管补强的 STM 计算方法计算结果偏于保守。

附录见本刊网络版, 扫描标题旁的二维码可阅读网络全文。

参考文献:

- [1] Huang Taiyun, Cai Jian. Experimental study on simply supported reinforced concrete beams with rectangular web openings[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(10): 36-45. [黄泰赟, 蔡健. 腹部开有矩形孔的钢筋混凝土筒支梁的试验研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(10): 36-45.]
- [2] Cai Jian, Huang Taiyun, Li Jing. Experimental study of simply supported reinforced concrete beams with circular web openings[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(10): 27-35. [蔡健, 黄泰赟, 李静. 腹部开有圆孔的钢筋混凝土筒支梁的试验研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(10): 27-35.]
- [3] Cai Jian, Wang Yingtao, Chen Qingjun, et al. Calculation of

- shear capacity of reinforced concrete simply supported beam with web openings[J].*Journal of Building Structures*, 2014,35(3):149–155.[蔡健,王英涛,陈庆军,等.腹部开孔钢筋混凝土简支梁受剪承载力计算[J].*建筑结构学报*, 2014,35(3):149–155.]
- [4] Cai Jian, Ye Jiabin, Zuo Zhiliang, et al. Experimental study on overhanging reinforced concrete beams with rectangular web openings[J].*Journal of Building Structures*, 2019, 40(4):38–46.[蔡健,叶嘉彬,左志亮,等.矩形开孔钢筋混凝土伸臂梁受剪性能试验研究[J].*建筑结构学报*, 2019, 40(4):38–46.]
- [5] Cai Jian, Ye Jiabin, Zuo Zhiliang, et al. Experimental study on shear behavior of simply supported prestressed concrete beams with rectangular web openings[J].*Journal of Building Structures*, 2019, 40(8):100–107.[蔡健,叶嘉彬,左志亮,等.腹部开矩形孔预应力混凝土简支梁受剪性能试验研究[J].*建筑结构学报*, 2019, 40(8):100–107.]
- [6] Li Longqi, Zhou Donghua, Liao Wenyuan, et al. Experimental study on shear bearing behavior of continuous steel–concrete composite beams with web openings[J].*Journal of Southwest Jiaotong University*, 2015, 50(4):649–655.[李龙起,周东华,廖文远,等.腹板开洞钢–混凝土连续组合梁受剪性能试验研究[J].*西南交通大学学报*, 2015, 50(4):649–655.]
- [7] Redwood R C, Poubouras G. Test of composite beams with web holes[J].*Canadian Journal of Civil Engineering*, 1983, 10(4):713–721.
- [8] Sardar R, Mohammad A, Jalal A. Shear capacity and behavior of high-strength concrete beams with openings[J].*Engineering Structures*, 2022, 264:114431.
- [9] Mona S, Mohammad A, Mohamed Z. Finite element analysis of reinforced concrete deep beams with square web openings using damage plasticity model[J].*Engineering Structures*, 2023, 278:115496.
- [10] Ahmed A Elansary, Aya A Abdel Aty, Hany A Abdalla, et al. Shear behavior of reinforced concrete beams with web opening near supports[J].*Structures*, 2022, 37:1033–1041.
- [11] Martin C, Wolfgang K, Markus S, et al. A mechanical design model for steel and concrete composite members with web opening[J].*Engineering Structures*, 2019, 197:109417.
- [12] Bengi A, Ilker K, Sabahattin A, et al. Flexural behavior of RC beams with regular square or circular web openings[J].*Engineering Structures*, 2013, 56:2165–2174.
- [13] Sayed A M. Numerical study using FE simulation on rectangular RC beams with vertical circular web openings in the shear zones[J].*Engineering Structures*, 2019, 198:109471.
- [14] Ata E S, Ahmed E S. Shear strength reduction due to introduced opening in loaded RC beams[J].*Journal of Building Engineering*, 2017, 13:28–40.
- [15] Mona S, Mohammad A, Mohamed Z. Shear capacity prediction for reinforced concrete deep beams with web openings using artificial intelligence methods[J].*Engineering Structures*, 2023, 280:115675.
- [16] Wang Xiaogang, Yan Tiantian, Wang Yu, et al. Experimental research on shear capacity of RC beams with large web openings strengthened by ribbed steel plate[J].*Journal of Building Structures*, 2021, 42(3):114–123.[王晓刚,闫田田,王宇,等.带肋钢板加固腹板开大洞口RC梁的受剪承载力试验研究[J].*建筑结构学报*, 2021, 42(3):114–123.]
- [17] Sun Lichun, Lin Xuchuan. The mechanical behavior and engineering application of beam with openings in plastic hinge zone[J].*Special Structures*, 2021, 38(5):8–13.[孙立春,林旭川.塑性铰区开洞梁的受力性能与工程应用[J].*特种结构*, 2021, 38(5):8–13.]
- [18] Jiang Wei, Liao Wenyuan, Liu Dewen, et al. Analysis of influence of opening shape on mechanical performance of steel–concrete composite beams with web openings[J].*Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2023, 40(3):61–69.[蒋伟,廖文远,刘德稳.洞口形状对腹板开洞钢–混凝土组合梁的受力性能影响分析[J].*建筑科学与工程学报*, 2023, 40(3):61–69.]
- [19] Tong Genshu, Chen Di. Deflection calculation of composite beams with web openings[J].*Engineering Mechanics*, 2015, 32(12):168–178.[童根树,陈迪.腹板开孔的钢–混凝土组合梁的挠度计算[J].*工程力学*, 2015, 32(12):168–178.]
- [20] Wang Peng, Zhou Donghua, Wang Yonghui, et al. Experimental study on shear strength of steel–concrete composite beams with web opening[J].*Engineering Mechanics*, 2013, 30(3):297–305.[王鹏,周东华,王永慧,等.腹板开洞钢–混凝土组合梁抗剪承载力试验研究[J].*工程力学*, 2013, 30(3):297–305.]
- [21] Wang Peng, Zhou Donghua, Wang Yonghui, et al. Theoretical study on ultimate bearing capacity of composite beams with reinforced web opening[J].*Engineering Mechanics*, 2013, 30(5):138–147.[王鹏,周东华,王永慧,等.带加劲肋腹板开洞组合梁极限承载力理论研究[J].*工程力学*, 2013, 30(5):138–147.]
- [22] Chen Tao, Li Hua, Gu Xianglin. Experimental study and theoretical analysis on load carrying capacity of steel–concrete composite beams with web openings under negative moment[J].*Journal of Building Structures*, 2011, 32(4):63–71.[陈涛,李华,顾祥林.负弯矩区腹板开洞钢–混凝土组合梁承载力试验研究与理论分析[J].*建筑结构学报*, 2011, 32(4):63–71.]
- [23] Chen Hui, Yi Weijian. Evaluation and modification of strut-and-tie model for simply-supported and continuous deep

- reinforced concrete beams without stirrups[J]. *Journal of Building Structures*, 2019, 40(7): 154–161. [陈晖, 易伟建. 钢筋混凝土无腹筋简支和连续深梁压杆-拉杆模型的评价与改进[J]. *建筑结构学报*, 2019, 40(7): 154–161.]
- [24] Ahmed B, Ahmed K. Experimental verification of strut and tie model for HSC deep beams without shear reinforcement[J]. *Engineering Structures*, 2016, 117: 71–85.
- [25] Ghali M K, Said M, Mustafa T S, et al. Behaviour of T-shaped RC deep beams with openings under different loading conditions[J]. *Structures*, 2021, 31(8): 1106–1129.
- [26] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [27] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构试验方法标准: GB 50152—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [28] European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of composite steel and concrete structures, part 1–2: General rules—Structural fire design[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [29] Terro M J. Numerical modeling of behavior of concrete structures[J]. *ACI Structural Journal*, 1998, 95(2): 183–193.
- [30] American Concrete Institute. Building code requirements for RC: ACI-318M[S]. Detroit: American Concrete Institute, 2011.

Experimental and Theoretical Research of Built-in Steel Tube Reinforced Concrete Beams with Openings

WANG Yong¹, HAN Guanxu¹, ZHANG Yajun¹, ZHANG Baoming^{2,3*}, TENG Fei¹, GONG Chengyou⁴, ZHAO Jie⁴

(1. State Key Laboratory of Intelligent Construction and Healthy Operation & Maintenance of Deep Underground Engineering, China University of Mining & Technology, Xuzhou 221008, China; 2. Shandong Academy of Building Research, Jinan, 250001, China;

3. Shandong Quality Inspection and Testing Center of Construction Engineering Co., Ltd., Jinan 250031, China;

4. Third Construction Co. Ltd. of China Construction Eighth Engineering Division, Nanjing 210046, China)

Abstract:

Objective To reduce storey height or increase clear height, openings are usually made in the beam web to improve space utilisation and reduce construction costs. However, this reduces the stiffness and load-bearing capacity of the beam, so it is necessary to provide additional reinforcements. The design theory and construction method of conventional inclined reinforcement for openings is relatively complex, particularly when there are a large number of openings. Therefore, a new method of reinforcing openings and calculating their load-bearing capacity is necessary for application in engineering.

Methods To simplify construction and optimise the force transfer mechanism, a new built-in steel tube was proposed as an alternative to the conventional diagonal reinforcement bars of the beam with openings. A mechanical test was conducted on the beam with openings to investigate the influence of the reinforcement method on cracking development, failure modes, material strains, and load-deflection curves of the beams. The tested beams were one solid web beam (L1), and two beams with openings (L2, which adopted the traditional inclined reinforcement method, and L3, which adopted the built-in steel tube reinforcement method). Additionally, numerical models of the beams were established using the ABAQUS to analyse the internal force development. Finally, an additional compressive stress field (strut action) was introduced to create a strut-and-tie model and analyse the shear capacity of the beam with openings.

Results and Discussions The results showed that the openings and reinforcement methods had a significant impact on crack distribution, the location of the maximum crack and crack width. For the beam without openings, the maximum crack was concentrated in the mid-span region and the crack widths in the two side regions were relatively small; bending damage was the main failure mode. For the beam with openings, the maximum crack width occurred near the beam's opening when using either traditional inclined reinforcement or built-in steel tube reinforcement. The crack width in the mid-span region was relatively small and tended to result in shear damage. The ultimate load-bearing capacity of the beam with built-in steel tube reinforcement was similar to that of the beam with traditional inclined reinforcement. Using the built-in steel tube reinforcement improved stress concentration and displacement. Steel strain analysis showed that the steel tube was under compression in the area near the opening. Concrete strain distribution and development was smoother in L3 than in L2. The reinforcement method significantly affected the local load-bearing mechanism of the opening. Unlike with the traditional inclined reinforcement method, an additional compression action was generated in the opening area due to the restraining effect of the built-in steel tube. The displacement trend and the location of the maximum displacement of the tested beams differ slightly due to the openings. Comparisons showed that using built-in steel tube reinforcement effectively improved stress concentration and displacement development. Compared to the bending moment distribution of L1, the bending moment in the opening area experienced local increases or decreases due to the effect of sudden shear changes, particularly near the supports. The reinforcement method of the openings had a significant impact on the local moment distribution. For L2, the bending moment trends of the concrete and steel bars were opposite, particularly at mid-span. For L3, the bending moment trends of the concrete and steel bars were more similar, with the steel tube carrying part of the bending moments. The comparison showed that the opening region in L2 was under tension and the opening region in L3

was under compression, and that the built-in steel tube reinforcement changed the force mechanism in these regions. This behaviour strengthened the compressive properties of the concrete and improved the mechanical properties of the beams with openings. For L2 and L3, the maximum tensile (compressive) strains were concentrated on either side of the opening. Compared to L2, the strain distribution in L3 was more uniform without any sharp, sudden changes. The principal stress trajectory in the shear zone of the beams with steel tube reinforcement was extracted. The built-in steel tube-reinforced beam at the beam end opening had an additional compression transfer path. This path was approximated by connecting the corner near the top of the beam end opening and the closest stirrup at the beam end with a straight line, forming an additional strut-tie model (STM). The new strength method led to the formation of the concrete compressive stress field near to the opening, and the additional compressive action shortened the force transfer path. To establish the calculation method of STM for beams with openings, taking into account the additional compression action. The modelling process of STM included firstly determining the tension ties, and then determining the position of compression struts and tension ties in three paths. For the beams with openings, there were two failure modes, i.e. bending failure and shear failure. This paper focused on the shear failure mode, assuming the destruction of tension tie or compression strut. The proposed strut-and-tie model can be used to predict the shear capacity of the beam strengthened with the built-in steel tube.

Conclusions Compared to conventional inclined reinforcement methods, the built-in steel tube reinforcement offers greater construction convenience. Furthermore, this method increases the beams' shear resistance and reduces crack width at the bottom of the beam. The built-in steel tube reinforcement method creates an additional compressive effect around the opening region, thereby shortening the load transfer path. The strut-tie model can be used to analyse the shear capacity of concrete beams with openings reinforced by built-in steel tube.

Key words: beams with openings; strengthen method; built-in steel tube; ultimate load-bearing capacity; crack; principal stress vectors

(编辑 周 璇)

引用格式: Wang Yong, Han Guanxu, Zhang Yajun, et al. Experimental and theoretical research of built-in steel tube reinforced concrete beams with openings[J]. *Advanced Engineering Sciences*, 2026, 58(2): 215–227. [王勇, 韩冠旭, 张亚军, 等. 新型内置钢管补强混凝土开洞梁试验及理论研究[J]. *工程科学与技术*, 2026, 58(2): 215–227.]