

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2025.01.019

基于有限元的端板式组合剪力墙-钢梁节点抗震性能研究

陈丽华^{1,2}, 石锦涛^{1,2}

(1. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 土木工程结构与材料安徽省重点实验室, 安徽 合肥 230009)

摘要:为研究端板式双钢板组合剪力墙-钢梁节点抗震性能,文章通过改变端板厚度设计 3 个足尺节点试件,开展低周往复加载试验,利用 ABAQUS 软件对节点进行等效塑性应变损伤准则的有限元分析模拟,探究钢材种类、梁端盖板、轴压比及设置加劲肋等对节点抗震性能的影响。结果表明:节点试件具有良好的抗震性能,且模拟分析结果与试验结果吻合度较好;通过提升钢材屈服强度、改用全截面梁上盖板、增加盖板厚度及设置梁端加劲肋等方式可有效提升节点的承载力和刚度;最后依据基于塑性极限分析法推导结果提出了该类型节点的端板厚度设计方法。

关键词:双钢板组合剪力墙;墙梁节点;ABAQUS 有限元;应力三轴度;设计方法

中图分类号:TU398.9 **文献标志码:**A **文章编号:**1003-5060(2025)01-0127-10

Research on seismic performance of end-plate composite shear wall-steel beam connections based on finite element method

CHEN Lihua^{1,2}, SHI Jintao^{1,2}

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Anhui Key Laboratory of Civil Engineering Structures and Materials, Hefei 230009, China)

Abstract: In order to study the seismic performance of end-plate double skin composite shear wall-steel beam connections, this paper designed three full-size connections by changing the thickness of the end-plates, carried out low-cycle reciprocating loading tests, and used ABAQUS software to conduct finite element analysis and simulation of equivalent plastic strain damage criteria for the connections. The effects of steel type, beam end cover plate, axial compression ratio and stiffener on the seismic performance of the connections were investigated. The results show that the connection specimens have good seismic performance, and the simulation results are in good agreement with the test results. The bearing capacity and stiffness of the connections can be effectively improved by increasing the yield strength of the steel, adopting the upper cover plate of the full-section beam, increasing the thickness of the cover plate and setting the stiffener of the beam end. Based on the results of plastic limit analysis, the end-plate thickness design method of this type of connection is proposed.

Key words: double skin composite shear wall; wall-beam connection; ABAQUS finite element; stress triaxiality; design method

近些年来随着建筑工业化的不断发展,为缓解钢材产能过剩以及建筑垃圾污染等问题,钢结构与组合结构由于其自身便于组装拆卸、构件可提前预制加工等特点而广泛应用于现代建筑中。目前,钢结构建筑体系中包含钢框架体系、钢框

架-支撑体系、钢框架-钢板剪力墙体系以及钢框架-混凝土核心筒体系等,其中钢板剪力墙与传统框架组成的双重抗侧力结构体系,由于其在抵抗风荷载和地震荷载下展示出的优良性能而被广泛应用于框架结构中,并且引来了国内外诸多学者

收稿日期:2023-03-07;修回日期:2023-04-11

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51778202)

作者简介:陈丽华(1972—),女,安徽合肥人,博士,合肥工业大学教授,硕士生导师。

的研究探讨。

早期对于钢板剪力墙结构体系的研究主要以单钢板剪力墙为主,研究发现单钢板剪力墙可以在抗震初期提供较好的初始刚度,在中期通过钢板屈服可以有效地耗散地震能量,使得构件的延性得以增强,但同时也由于单钢板容易失稳的缘故使之无法承担竖向荷载。双钢板混凝土组合剪力墙作为既可以承受竖向荷载又可以提供侧向刚度且兼具模板功能的构件,不仅具有较强的抗震性能,同时也有较好的施工适应性和可装配性,因此诸多学者针对这一新型结构体系开展了广泛研究^[1-3]。

目前国内外针对组合剪力墙墙梁节点的研究较少,现有的节点形式主要分为肋板式和端板式两类,而且研究成果主要以肋板式墙梁节点为主^[4-6],但肋板式节点由于肋板凸角等问题会导致节点的美观性不足,而端板式节点由于钢梁与端板焊接,端板通过贴板传力于墙身钢板,避免了节点区域凸角,因此具有较强的空间适用性,在多层和高层建设中应用广泛。

当前针对端板式组合剪力墙墙梁节点的研究主要集中在钢管束混凝土组合剪力墙^[7-8]和多腔体双钢板混凝土组合剪力墙^[9],但是缺乏关于内置 L 型拉结件的组合剪力墙墙梁节点研究,内置 L 型拉结件的组合剪力墙已被证明是具有较强抗震性能和施工方便性的新型结构构件^[10-12],墙身构造如图 1 所示。

墙梁节点抗震性能研究是该结构体系化研究的重要组成部分,因此本文针对 3 个内置 L 型拉结件的端板式混凝土组合剪力墙-钢梁连接节点

进行抗震性能试验,并基于有限元方法进行相关抗震性能研究,利用塑性极限分析法得出了端板屈服破坏的承载力计算公式,优化了规范^[13]提出的端板厚度设计方法,以期能为后续内置 L 型拉结件双钢板组合剪力墙的体系化研究提供参考。

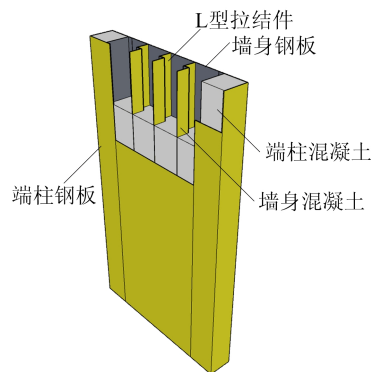


图 1 内置 L 型拉结件双钢板混凝土组合剪力墙构造

1 试验概况

1.1 试件参数

本文试验共设计 3 组端板式墙梁节点试件 CDSCW(connection of double skin composite wall), 试件由端板厚度从小到大依次编号为 CDSCW-1、CDSCW-2、CDSCW-3。节点的梁与墙通过端板连接,其中钢梁翼缘采用坡口焊与端板连接,腹板与连接板利用高强摩擦型螺栓连接,为避免墙身钢板的变形相互影响,将试件的钢梁设置为不等高形式。试件的详细尺寸如图 2 所示,试件的几何参数见表 1 所列,其中轴压比均为 0.15。

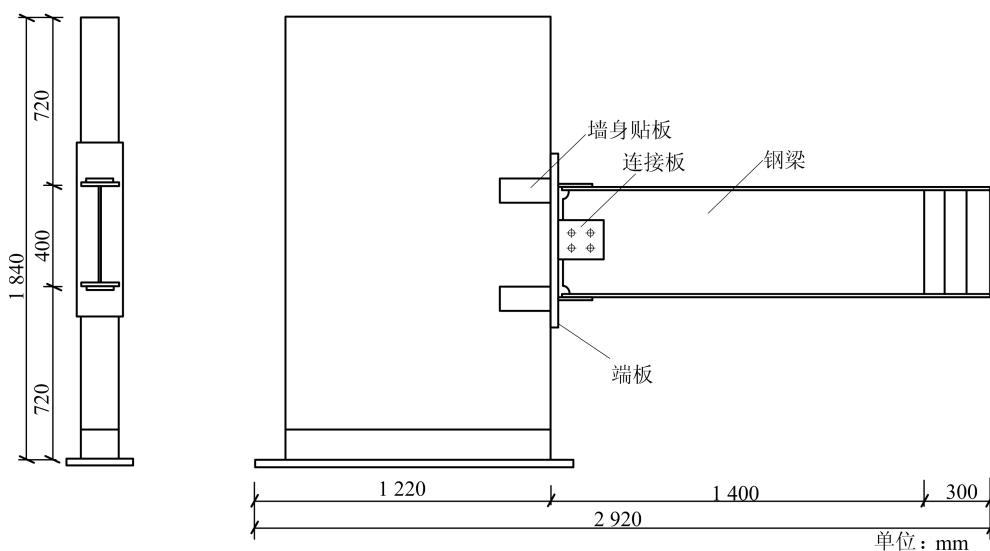


图 2 试件尺寸

表 1 试件参数

编号	墙高	端板尺寸	梁截面尺寸($h_b \times b \times t_f \times t_w$)
CSDSCW-1	1 840	14	400×150×12×8
CSDSCW-2	1 840	16	400×150×12×8
CSDSCW-3	1 840	18	400×150×12×8

注:单位均为 mm。

1.2 材料性能试验

本试验依据《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 228—2012)^[14]进行材料性能试验,试验采用的钢材等级为 Q235B,试验要求不同厚度的样条分别取样 3 组,利用万能试验机进行拉伸试验,所得结果见表 2 所列。

表 2 钢材材料性能

钢材厚度/ mm	屈服强度/ MPa	极限强度/ MPa	弹性模量/ GPa
4	336	535	211
5	448	522	195
8	352	466	199
10	406	532	213
12	353	470	192

本试验的混凝土等级为 C30,材料性能利用混凝土试块尺寸为 150 mm×150 mm×150 mm 标准立方体试块进行测试,在标准情况下养护后依据《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)^[15]进行混凝土材料性能试验,所得的抗压强度平均值为 31.7 MPa。

1.3 加载装置与加载制度

本次试验地点位于合肥工业大学结构试验室,试验为轴压作用下的低周往复加载拟静力试验,每次只加载一侧钢梁,试验现场如图 3 所示,试验的加载装置如图 4 所示。



图 3 试验现场

试验的加载制度采用位移转角控制方法^[16],这种加载方式的优点在于排除了荷载-位移加载

中对于屈服点判断的主观性,采用直接由加载得出的滞回环经软件计算得到的屈服点,结果较为准确。

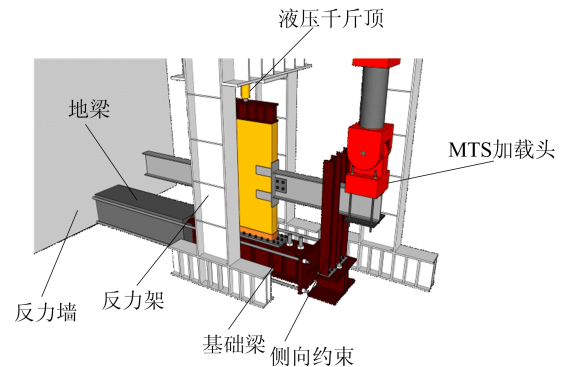


图 4 试验加载装置

试验的加载分为弹性阶段和塑性阶段,具体的加载制度如图 5 所示。当试件承载力在某级第 1 次循环的正负向下降到承载力峰值的 85% 及以下或出现使得试验不得不终止的大变形时,加载终止,宣告试验结束。

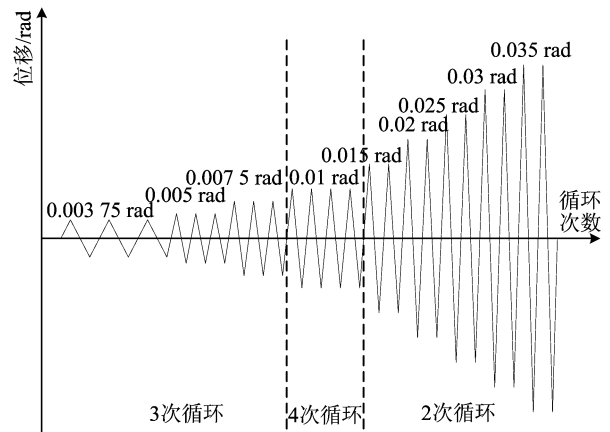


图 5 加载制度

1.4 试验弯矩-转角滞回曲线

试件在低周往复加载试验下的滞回曲线如图 6 所示。从图 6 可以看出,3 个试件的滞回曲线均呈现饱满的梭形,说明其抗震性能较好。由于螺栓滑移和空隙滑移的影响,试件的滞回曲线较早“出环”,CDSCW-3 由于正向加载出现严重的扭转,考虑试验安全故正向加载位移转角被限制在 0.02 rad,因此 CDSCW-3 的滞回曲线存在明显的不对称性。CDSCW-1 的破坏模式表现为端板出现明显鼓曲,梁翼缘与端板对接焊缝撕裂,CDSCW-2、CDSCW-3 破坏模式表现为端板与墙身贴板对接焊缝撕裂。

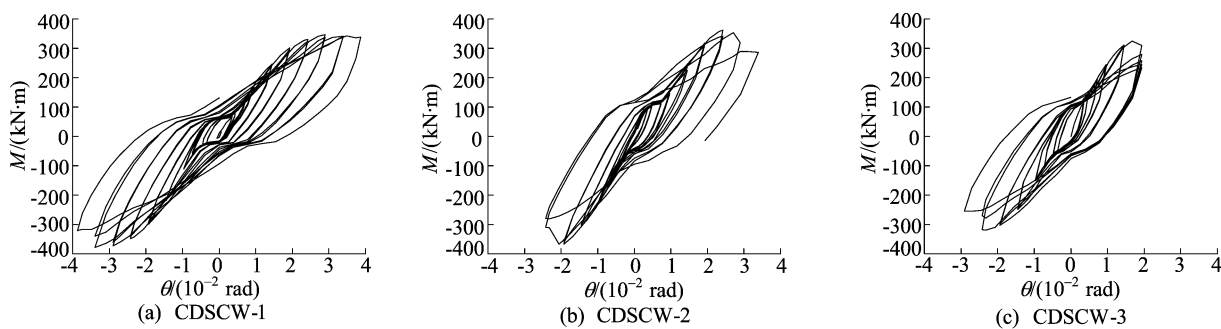


图 6 滞回曲线

2 ABAQUS 有限元模拟

2.1 材料本构

2.1.1 混凝土本构

混凝土本构采用混凝土塑性损伤模型,通过在卸载段和反向加载段引入塑性损伤因子(d_t 、 d_c)和恢复系数(W_t 、 W_c)来反映混凝土损伤情况,模拟中参照的混凝土本构曲线如图 7 所示。

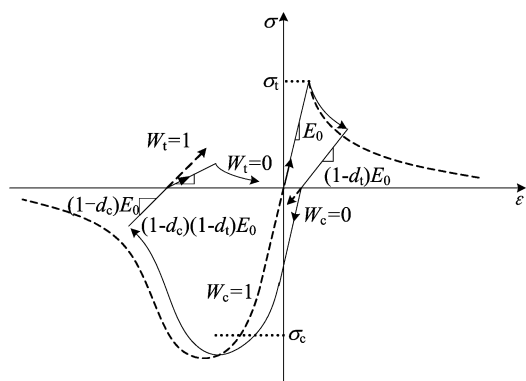


图 7 混凝土塑性损伤模型

2.1.2 钢材本构

由于本次试验集中破坏区域往往处于复杂应力状态,因此采用基于 ABAQUS 自带的等效塑性损伤模型^[17],该模型中等效塑性损伤应变被定义为与应力三轴度 η 相关的函数,其计算式为:

$$\bar{\epsilon}_0^{pl} = \begin{cases} \infty, & \eta < -1/3; \\ C_1/(1+3\eta), & -1/3 \leq \eta < 0; \\ C_1 + (C_2 - C_1)(\eta/\eta_0)^2, & 0 \leq \eta < \eta_0; \\ C_2 \eta_0/\eta, & \eta \geq \eta_0 \end{cases} \quad (1)$$

其中: C_1 为钢材在只承受剪力状态下($\eta=0$)的等效塑性损伤应变 $\bar{\epsilon}_0^{pl}$; C_2 为钢材单轴拉伸时 ($\eta=\eta_0$)的等效塑性损伤应变 $\bar{\epsilon}_0^{pl}$; η_0 为常数,依据文献^[18]中的建议,一般 η_0 取为 1/3。式(1)实际上描述了等效塑性应变的损伤路径, C_2 的计算公式

如下:

$$C_2 = -\ln(1 - A_R) \quad (2)$$

$$C_1 = C_2 \left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^{1/n} \quad (3)$$

其中: A_R 为钢材在单轴拉伸试验下的断面收缩面积; K 、 n 为钢材的硬化参数,可由钢材拉伸试验的真实应力-应变曲线求解得出,确定后的钢材等效塑性损伤应变 $\bar{\epsilon}_0^{pl}$ 与应力三轴度 η 的曲线路径如图 8 所示。

由图 8 可知,钢材在不同应力三轴度区段会发生不同的损伤情况,当 $-1/3 \leq \eta < 0$ 时发生剪切损伤;当 $0 \leq \eta < \eta_0$ 时发生复合损伤;当 $\eta \geq \eta_0$ 时发生延性损伤。3 种不同的损伤模式分别对应钢材在拉压与剪切拉伸复合作用时损伤的情况。钢材的等效塑性应变值在曲线下方时,损伤则不发生;反之进入损伤状态。简化后的基于应力三轴度的等效塑性应变损伤路径涵盖了从 $-1/3 \sim 0.95$ 的应力三轴度区段。该路径可以较好地描述钢材在不同应力三轴度状态下发生损伤时的破坏情况,同时又只需钢材圆棒拉伸时的材料性能试验数据,因此具有较强的适用性和可操作性。

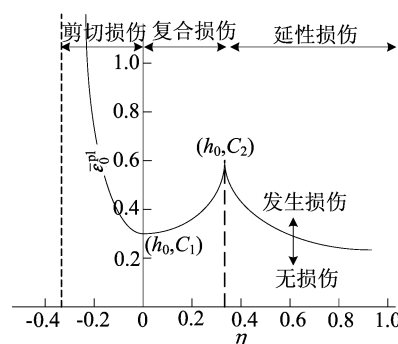


图 8 等效塑性应变损伤模型

2.2 模型概况

本文采用 ABAQUS 进行建模,模型的尺寸参数、材料属性、边界条件以及分析步设置均与实

实际情况保持一致。主体以及焊缝均采用 C3D8R 实体单元进行建模,针对试件节点部位变形集中区域采取 8 mm×8 mm 的细化网格,由节点向外延伸网格密度逐步降低以保证计算效率,对于开孔部位沿圆周均匀布种保证计算结果的收敛性。对于变形较大的节点区域、焊缝以及梁设置钢材延性损伤,延性损伤的具体参数根据相应材料性能下的等效塑性损伤应变路径确定;对于变形较小的墙身钢板以及 L 型拉结件等部分则不定义延性损伤以提升计算效率。

模型相互作用分为接触和约束。模型中接触为表面与表面接触,其法向接触均设置为硬接触,由于墙身钢板受力鼓曲可能造成接触面分离,勾选“允许接触后分离选项”。切向接触主要根据材料性能的差异分为 2 种,针对于钢材与混凝土间的切向行为采用“罚”函数来定义,对应库仑摩擦系数 μ 取 0.3;针对于钢材自身接触的切向行为采用无摩擦定义。模型中约束主要为绑定与耦合,绑定主要针对焊缝以及 L 型拉结件的接触面设置,模拟焊接过程将其余部件连接,保证传力路径与实际试验一致。焊缝模型如图 9 所示。

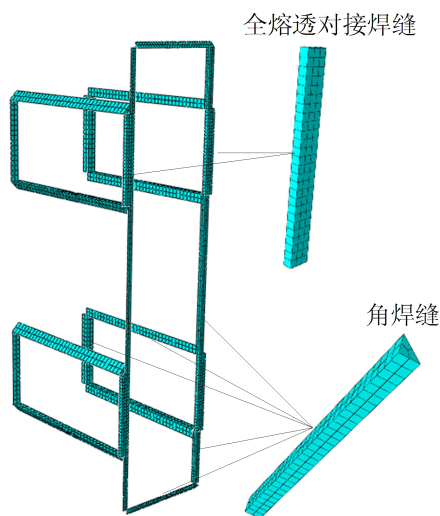


图 9 焊缝模型

墙身底部的边界条件设定为完全固接 ($U_1 = U_2 = U_3 = U_{R1} = U_{R2} = U_{R3} = 0$),在加载时梁端边界条件释放 U_3 自由度 ($U_1 = U_2 = U_{R1} = U_{R2} = U_{R3} = 0$)。分析步设定分为 3 步:第 1 步施加螺栓预紧力;第 2 步施加轴向压力;第 3 步在梁端进行低周往复加载。整体的模型建模过程如图 10 所示。

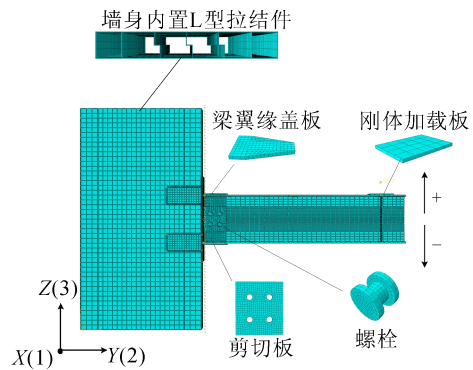


图 10 建模示意图

2.3 模拟结果与试验结果对比

2.3.1 滞回曲线对比

有限元模拟与试验滞回曲线对比情况如图 11 所示。

由图 11 可知,模拟的滞回曲线与试验较为吻合,有限元模拟的滞回曲线呈标准的梭形,整体较为饱满。对比模拟与试验的滞回曲线可得,加载前期由于试验滞回曲线受螺栓滑移和空隙滑移影响,滞回曲线较早出环并且表现出一定的捏缩现象,由于有限元模拟的前提条件中忽略了滑移的影响,因此导致有限元模拟的初期刚度与试验中有一定的误差,并且这也导致了两者峰值位移之间的差别。加载后期有限元模拟的正向极限承载力与试验结果基本一致,负向承载力由于受循环加载的影响,等效塑性应变的累积导致其负向承载力略小于正向。

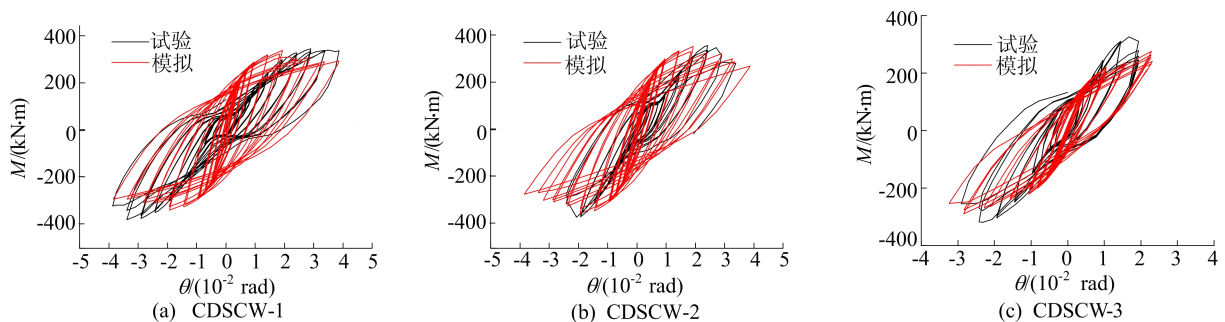
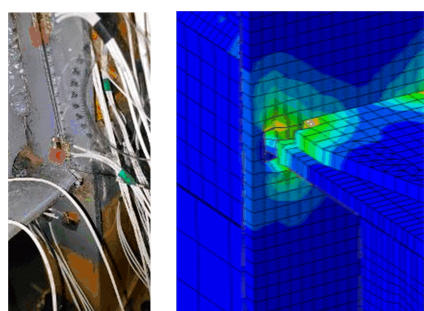


图 11 滞回曲线对比

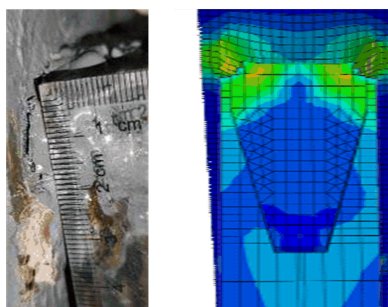
试件 CDSCW-3 端板与贴板对接焊缝撕裂而导致破坏较早,分析原因在于焊缝强度与钢材强度不匹配导致的,因此在试件 CDSCW-3 中,重新定义了损伤演化路径并且调低了焊缝的屈服强度和极限强度,模拟的滞回曲线与试验曲线基本吻合,验证了焊缝的提前破坏对于承载力确有较大影响。有限元模拟与试验的后期卸载刚度以及承载力退化速度基本一致,因此可以验证模拟中定义的等效塑性应变损伤准则可以较好地反映构件承载力退化阶段的力学行为。

2.3.2 破坏现象对比

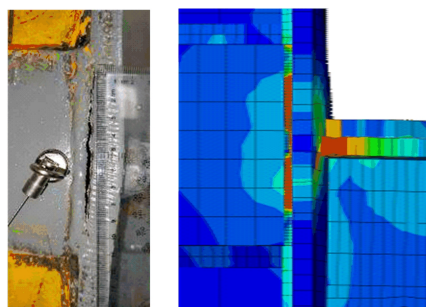
有限元模拟与试验破坏现象如图 12 所示。



(a) CDSCW-1破坏现象对比



(b) CDSCW-2破坏现象对比



(c) 破坏现象对比

图 12 破坏现象对比图

由图 12 可知,模拟的破坏现象与试验破坏现象基本吻合,模拟过程中针对主要受力部件应用了损伤演化准则并添加了网格删除效果。端板型节点有限元模拟的主要破坏集中在梁端翼缘和盖板两侧,在这一区域可以看到部分网格由于达到

破坏应变而出现网格删除,较好地模拟了梁翼缘与端板对接处破坏的效果,由于试件的设计遵从“强节点,弱构件”设计原则,梁的破坏应先于节点区破坏发生。CDSCW-3 由于其焊缝撕裂而提早破坏,由图 12c 可知贴板与端板对接焊缝部位出现了明显的撕裂,可见模拟达到了预期结果。

2.4 参数分析

2.4.1 钢材种类参数分析

CDSCW-Base 中采用的钢材型号为 Q235B,为研究钢材种类对该类型构件抗震性能的影响,CDSCW-A1 ~ CDSCW-A3 分别采用 Q345、Q420、Q460 作为模拟钢材,有限元模拟的骨架曲线对比如图 13 所示,可以看出,不同钢材种类的试件极限承载力存在明显的差别,总体上与钢材的标号成正比,分析认为主要与钢材的屈服强度有关,4 组试件的承载力退化阶段有明显的差异,这是根据不同材料性能设置了不同的等效塑性应变损伤准则^[19-20]导致的。

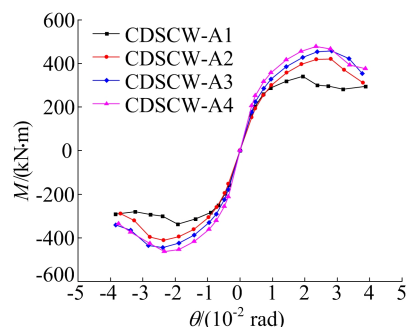


图 13 钢材强度参数分析对比

2.4.2 轴压比参数分析

为研究轴压比对端板型墙梁节点抗震性能的影响,以 CDSCW-Base 为基础设计了 CDSCW-B1 ~ CDSCW-B3,并分别施加 0.25、0.50、0.75 的轴压比。试件的有限元模拟骨架曲线如图 14 所示。

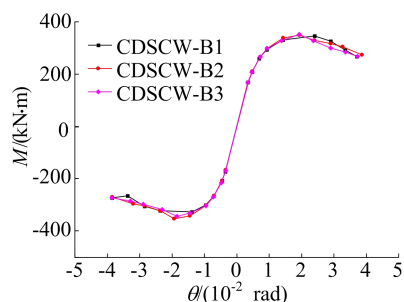


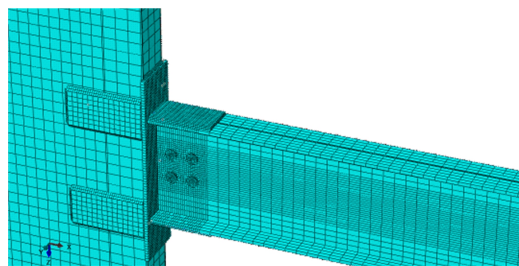
图 14 轴压比参数分析对比

由图 14 可知,轴压对于构件的极限承载力影响较小,区别主要在于承载力退化阶段。主要原

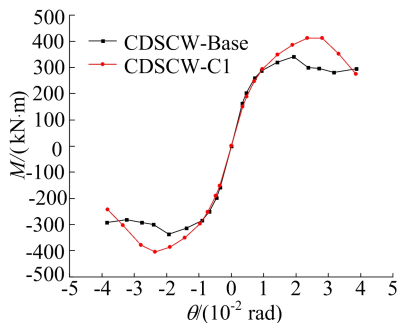
因在于轴向压力大部分由混凝土承担,而节点破坏的端板和梁受轴压影响较小。

2.4.3 全截面盖板参数分析

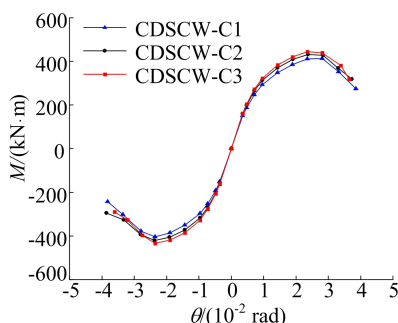
全截面盖板参数分析如图 15 所示,该参数分析包含有无全截面盖板和全截面盖板厚度。由图 15a 可知,全截面盖板式节点的模型概况。全截面盖板厚度变化为 12、14、16 mm 分别编号为 CDSCW-C1、CDSCW-C2、CDSCW-C3。经有限元模拟得出的各参数控制下的骨架曲线对比如图 15b~图 15c 所示。由图 15b 可知,采用全截面盖板的 CDSCW-C1 相比于 CDSCW-Base 承载力得到了明显的提高,这是由于采用全截面盖板可以有效提高节点区梁的转动刚度,分担更多梁端弯矩,因此全截面盖板能够有效减缓钢梁本身的破坏。



(a) 全截面盖板模型示意图



(b) 有无全截面盖板



(c) 全截面盖板厚度

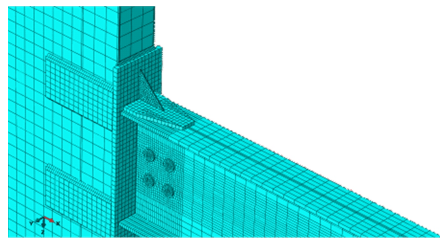
图 15 全截面盖板参数分析对比

由图 15c 可知,增加全截面盖板的厚度对于构件极限承载力有略微的提高,结合模拟的破坏现象分析得出这主要是由于采用全截面盖板加强了梁端的转动刚度,因此构件的破坏模式不再是

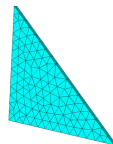
由钢梁控制,而是转向由端板屈服强度控制的破坏,而加厚全截面盖板对于端板强度的提升帮助较小,因此加厚全截面盖板对于承载力的提升效果并不明显。

2.4.4 加劲肋参数分析

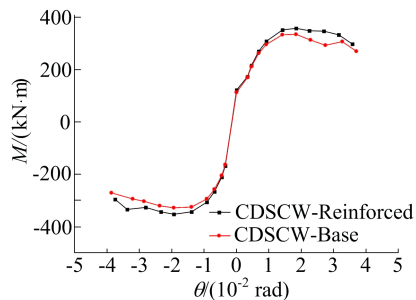
梁端增设加劲肋的参数分析如图 16 所示。



(a) 加劲肋模型示意图



(b) 加劲肋网格划分示意图



(c) 有无加劲肋

图 16 加劲肋参数分析对比

由图 16a 可知,基于 CDSCW-Base 在梁端布置了尺寸为 10 mm×10 mm×4 mm 的三角形加劲肋并将其编号为 CDSCW-Reinforced,加劲肋试件的材料属性参照钢材材料性能设定,通过对其进行低周往复加载试验模拟得到构件的骨架曲线如图 16c 所示,在梁端设置加劲肋的构件 CDSCW-Reinforced 极限承载力明显高于 CDSCW-Base,主要原因在于加劲肋的厚度较薄,在加载过程中可以利用局部屈曲耗散地震能量从而提高构件承载力。

3 端板厚度设计方法

3.1 端板屈服破坏承载力计算公式

为遵循“强节点,弱构件”的原则,在端板式节点的设计中应保证端板的受弯屈服承载力大于梁的全塑性抗弯承载力,而确定端板的屈服承载力需要应用塑性极限分析法,该方法的关键在于如

何确定合理的破坏机构。由试验现象可以看出,在端板的边缘有明显的屈服鼓曲特征,这是由于试验中的梁宽与端板宽度较为接近,梁翼缘的拉应力作用范围会达到端板的边界,因此在梁翼缘与板件宽度比较大的情况下假设破坏机构,如图 17 所示。假设梁翼缘与端板相连处的虚位移为 Δ ,端板屈服破坏时的梁翼缘拉力为 P_y 。由于端板处不受轴压力的影响,只需要将端板当做普通板件计算即可,依照文献[21]中的建议,端板的屈服弯矩计算公式如下:

$$M_p = \frac{f_y t_{cf}^2}{4} \quad (4)$$

其中: f_y 为端板的屈服强度; t_{cf} 为端板厚度。

端板上倾斜屈服铰线的处理办法采用以阶梯屈服线代替倾斜屈服线即将屈服铰线看做由水平屈服铰线和竖直屈服铰线构成,分别计算并叠加得到倾斜屈服铰线的内力虚功。

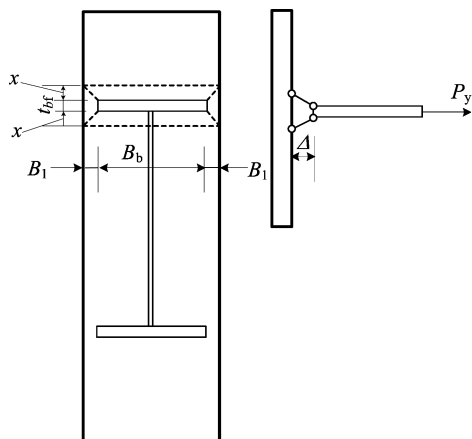


图 17 破坏机构示意图

该机构下,外力虚功为:

$$E_w = P_y \Delta \quad (5)$$

内力虚功为:

$$E_n = 2M_p(t_{bf} + 2x)\Delta/B_1 + 2M_p t_{bf} \Delta/B_1 + 2M_p(B_c + B_b)\Delta/x + 4M_p x \Delta/B_1 + 4M_p B_1 \Delta/x \quad (6)$$

令 $E_w = E_n$, 可得:

$$P_y \Delta = 2M_p(t_{bf} + 2x)\Delta/B_1 + 2M_p t_{bf} \Delta/B_1 + 2M_p(B_c + B_b)\Delta/x + 4M_p x \Delta/B_1 + 4M_p B_1 \Delta/x \quad (7)$$

化简得:

$$P_y = 4M_p \left(\frac{3\sqrt{2B_c B_1} + 2t_{bf}}{2B_1} \right) \quad (8)$$

代入 $M_p = \frac{f_y t_{cf}^2}{4}$ 得端板屈服破坏承载力为:

$$M_y = P_y(h_b - h_f) = f_y t_{cf}^2 \left(\frac{3\sqrt{2B_c B_1} + 2t_{bf}}{2B_1} \right) (h_b - t_{bf}) \quad (9)$$

其中: M_y 为端板屈服破坏时的梁端弯矩; P_y 为端板屈服破坏时的梁翼缘拉力; B_c 为端板宽度; B_1 为梁翼缘侧边与端板侧边间距; B_b 为梁翼缘宽度; t_{bf} 为梁翼缘厚度; h_b 为梁截面高度。

实际试验中 CDSCW-2 和 CDSCW-3 的破坏主要为端板与贴板的对接焊缝破坏而非端板屈服破坏,因此选择在 CDSCW-1 的基础上,通过只在端板和焊缝处添加钢材的延性损伤准则,使得有限元模拟的破坏模式转变为端板屈服破坏,由此可以得到 14、16、18 mm 端板式节点在端板屈服破坏时的承载力,利用式(9)计算 14、16、18 mm 端板式节点端板屈服破坏承载力并与有限元模拟的承载力进行对比,见表 3 所列。结果表明式(9)对于端板式节点抗弯承载力的计算误差不超过 8%,具有一定的可靠性。

表 3 承载力计算值与模拟值对比

试件编号	计算值/ (kN·m)	模拟值/ (kN·m)	误差/%
CDSCW-1	312.4	340.7	7.4
CDSCW-2	394.6	441.3	4.7
CDSCW-3	500.2	517.5	3.4

3.2 端板厚度设计方法

首先由规范^[22]中所提端板厚度确定方法进行计算,公式为:

$$t_{cf} = \psi \sqrt{\frac{A_f f_b}{f_p}} \quad (10)$$

$$t_{cf} = \psi \sqrt{\frac{3\eta_f A_f f_{yb}}{2f_{yp} + f_{up}}} \quad (11)$$

$$\psi = \sqrt{\frac{1 + \xi/\tau}{2\sqrt{2} + 2\xi + 1/\xi}} \quad (12)$$

$$\tau = \frac{t_{fb}}{t_{wb}} \quad (13)$$

$$\xi = 0.5h_w/b_f \quad (14)$$

其中: A_f 为钢梁翼缘的截面面积; t_{wb} 、 h_w 为梁腹板的厚度和高度; b_f 、 h_w 为梁腹板的厚度和高度; f_b 、 f_{yb} 为钢梁翼缘钢材的抗拉强度设计值和屈服强度; f_p 、 f_{yp} 、 f_{up} 为端板钢材的抗拉强度设计值、屈服强度、抗拉强度最小值。

规范中规定:当钢梁达到全塑性抗弯承载力时端板厚度应满足式(11),经计算本文所提出节点的端板厚度应不小于 26.73 mm。

遵循“强节点,弱构件”的原则,在端板式节点的设计中应确保端板的受弯屈服承载力大于梁的全塑性抗弯承载力,由于该类型节点的腹板与端板铰接忽略腹板的抗弯能力,梁的全塑性抗弯承载力计算公式为:

$$M_{ub} = A_f(h_b - t_{bf})f_{ub} \quad (15)$$

其中: f_{ub} 为翼缘钢材的抗拉强度最小值。

经计算可以得出梁的极限抗弯承载力为 371.5 kN·m。将梁的极限抗弯承载力作为端板屈服破坏时的承载力 M_y 代入,即可得到端板与梁同时破坏的端板厚度,即

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{2M_y B_1}{(\lambda + 2t_{bf})(h_b - t_{bf})f_y}} \quad (16)$$

其中: $\lambda = 3\sqrt{2B_c B_1}$; M_y 为梁全塑性抗弯承载力; B_c 为端板宽度; B_1 为梁翼缘侧边与端板侧边间距; B_b 为梁翼缘宽度。

经计算得出梁和端板同时破坏的端板厚度为 15.50 mm,这与规范^[22]计算所得的 26.73 mm 相差较大,这是因为规范公式推导所应用的破坏机构假设了梁与端板全截面刚接,而本文节点只是梁翼缘与端板刚接,腹板则利用剪切板和螺栓与端板铰接,所以规范中的公式在半刚性节点的应用中具有一定的优化空间。因此在保证“强节点,弱构件”的情况下追求更经济化的设计,端板厚度 t_{cf} 应满足:

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{2M_y B_1}{(\lambda + 2t_{bf})(h_b - t_{bf})f_y}} \quad (17)$$

4 结 论

通过对端板式双钢板组合剪力墙-钢梁节点有限元模拟研究与承载力分析,得出以下结论。

1) 针对 3 组足尺端板式内置 L 型拉结件双钢板混凝土组合剪力墙梁节点试件进行拟静力试验,试验结果表明,该类型节点具有较好的抗震性能,破坏模式主要分为梁翼缘与端板对接焊缝撕裂、端板与墙身贴板对接焊缝撕裂。

2) 利用 ABAQUS 对试件进行添加钢材延性损伤准则的有限元模拟,结果表明,基于应力三轴度的等效塑性应变损伤准则能够较好地反映试件在加载过程中的力学行为,模拟结果与试验结果吻合较好。

3) 通过改变钢材种类、轴压比、盖板类型等参数,分析了不同参数对节点抗震性能的影响。结果表明,提升钢材屈服强度、改用全截面梁上盖板、增加盖板厚度以及设置梁端加劲肋可以有效

提升节点的承载力和刚度,而改变轴压比对节点的力学性能影响不大。

4) 采用塑性极限分析法对节点端板屈服承载力进行计算,理论值与试验值吻合较好,并提出了该类型节点的端板厚度设计方法。

[参 考 文 献]

- [1] WRIGHT H D, GALLOCHER S C. The behaviour of composite walling under construction and service loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1995, 35(3): 257-273.
- [2] MCKINELY B, BOSWELL L F. Behaviour of double skin composite construction[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58(10): 1347-1359.
- [3] NIE J G, HU H S, FAN J S, et al. Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete filled double-steel-plate composite walls[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 88: 206-219.
- [4] QIN Y, SHU G P, ZHANG H K, et al. Experimental cyclic behavior of connection to double-skin composite wall with truss connector[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162: 105759.
- [5] 李砚波,曹晟,陈志华,等. 钢管束混凝土组合墙梁翼缘加强型节点抗震性能试验[J]. 天津大学学报(自然科学版), 2016, 49(增刊 1): 41-47.
- [6] 陈伟刚,张会凯,周雄亮,等. 桁架式多腔体钢板组合剪力墙与 H 型钢梁连接节点抗震性能研究[J]. 工业建筑, 2020, 50(3): 19-28.
- [7] 李杰,陈志华,张晓萌. 无边缘构件钢管束剪力墙的墙梁节点抗震性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2016, 35(21): 159-165.
- [8] 胡立黎,尹卫泽. 钢梁与钢管混凝土束剪力墙端板式刚接节点[J]. 工程力学, 2020, 37(6): 60-64.
- [9] TONG G, HU Z, CHEN Y. Study on the moment capacity of a connection joining an I-beam to concrete-filled multicellular steel tube walls[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 182: 106643.
- [10] CHEN L, WANG S, LOU Y, et al. Seismic behavior of double-skin composite wall with L-shaped and C-shaped connectors[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 160: 255-270.
- [11] CHEN L, BAI S, ZHOU L, et al. Experimental study and numerical simulation on seismic behavior of double-skin composite wall[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 187: 106935.
- [12] CHEN L, YIN C, WANG C, et al. Experimental study on seismic behavior of double-skin composite wall with L-shaped connectors[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 174: 106312.
- [13] 杭萧钢构股份有限公司. 钢管混凝土束结构技术标准: T/CECS 546—2018[S]. 北京: 中国计划出版社, 2018: 35-36.

(下转第 144 页)

- [3] 周雨洁,宋旭明,邹卓,等.混合体系多塔矮塔斜拉桥推倒分析的适用性研究[J].地震工程与工程振动,2022,42(2):181-192.
- [4] 张欣欣.池黄高铁三塔矮塔斜拉桥设计关键技术研究[J].铁道工程学报,2020,37(9):23-28.
- [5] 刘尊稳,陈兴冲,张永亮,等.矮塔斜拉桥分丝管索鞍区受力特征研究[J].桥梁建设,2018,48(5):69-74.
- [6] 马雅林,任万敏,朱敏,等.成昆铁路矮塔斜拉桥减隔震体系研究[J].铁道标准设计,2023,67(5):62-66.
- [7] 蔡小杨,王雷,韩金豹,等.柔梁密索体系矮塔斜拉桥静力分析[J].世界桥梁,2022,50(2):99-104.
- [8] 黄斌,茅兆祥,徐祖恩,等.山区高墩矮塔斜拉桥结构与美学设计[J].世界桥梁,2022,50(1):13-18.
- [9] 方秦汉.芜湖长江大桥的技术创新[J].铁道建筑技术,2002(4):1-6.
- [10] 苏学波.大跨度铁路矮塔斜拉桥钢主梁选型研究[J].世界桥梁,2016,44(4):26-29.
- [11] 高宗余.沪通长江大桥主桥技术特点[J].桥梁建设,2014,44(2):1-5.
- [12] 谢明志,杨永清,张明,等.高速铁路大跨矮塔斜拉桥地震主导振型识别[J].铁道工程学报,2020,37(7):50-56.
- [13] 任万敏,任杰,袁明,等.成昆铁路矮塔斜拉桥设计关键技术[J].桥梁建设,2019,49(1):95-100.
- [14] 王凯.高速铁路单索面矮塔斜拉桥的静动力性能[J].铁道建筑,2022,62(5):82-86.
- [15] 左家强.铁路小半径曲线转体施工矮塔斜拉桥设计研究[J].铁道工程学报,2022,39(2):62-67.
- [16] 文望青,林骋,王斌,等.双幅同步转体矮塔斜拉桥设计[J].桥梁建设,2021,51(2):112-117.
- [17] 卜一之,赵雷,李乔.苏通长江大桥结构非线性稳定性研究[J].土木工程学报,2013,46(1):84-91.
- [18] 黄江,胡成.某矮塔斜拉桥 0 号梁段空间应力分析[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2012,35(8):1097-1100.
- [19] 王艳,魏春明,陈淮.部分斜拉桥施工力学性能分析[J].桥梁建设,2012,42(2):46-52.
- [20] 暨仕瑀,吴海军,王邵锐,等.矮塔斜拉桥合理成桥状态及二次张拉力的确定[J].公路,2022,67(6):122-128.
- [21] 卫康华,罗浩,杨孟刚.塔墩梁固结的三塔四跨矮塔斜拉桥成桥状态力学参数研究[J].铁道科学与工程学报,2017,14(5):988-996.
- [22] 刘榕,伍英,丁延书,等.多塔矮塔斜拉桥结构参数敏感性分析[J].铁道科学与工程学报,2018,15(5):1224-1230.
- [23] 耿仕标,王卫东,李明,等.山区高墩连续刚构桥非对称悬臂浇筑施工[J].公路交通科技,2016,12(3):294-296.
- [24] 宋宝起.非对称悬臂施工大跨度连续刚构桥设计研究[J].铁道标准设计,2017,61(4):70-74.
- [25] 李熠,颜东煌,李学文.混凝土斜拉桥合理成桥状态研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2008,27(6):1017-1019,1023.
- [26] 朱颖,李传习.红港大桥合理成桥状态及吊杆索力的确定[J].长沙理工大学学报(自然科学版),2010,7(3):31-35,84.
- [27] CHEN D W, AU F T K, THAM L G, et al. Determination of initial cable forces in prestressed concrete cable-stayed bridges for given design deck profiles using the force equilibrium method[J]. Computers & Structures, 2000, 74(1): 1-9.
- [28] 郭维强.大跨度铁路矮塔斜拉桥合理施工状态研究[D].兰州:兰州交通大学,2019.
- [29] 顾箭峰,曾祥红.混合梁斜拉桥塔梁同步施工可行性分析[J].桥梁建设,2016,46(1):111-116.
- [30] HASSAN M M, NASSEF A O, EL DAMATY A A. Determination of optimum post-tensioning cable forces of cable-stayed bridges[J]. Engineering Structures, 2012, 44: 248-259.
- [31] 姜政博.铁路矮塔斜拉桥二次张拉索力分析研究[D].兰州:兰州交通大学,2020.
- [32] 重庆交通科研设计院.公路斜拉桥设计细则:JTG/T D65-01—2007[S].北京:人民交通出版社,2007:88-89.

(责任编辑 吴亮)

(上接第 135 页)

- [14] 中国钢铁工业协会.金属材料的室温拉伸试验:GB/T 228.1—2010[S].北京:中国标准出版社,2010:20-29.
- [15] 中国建筑科学研究院.混凝土强度检验评定标准:GB 50107—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:5-9.
- [16] Applied Technology Council (ATC). Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures:ATC-24[S]. Redwood City: Applied Technology Council, 1992: 1-13.
- [17] 周天华,李文超,管宇,等.基于应力三轴度的钢框架循环加载损伤分析[J].工程力学,2014,31(7):146-155.
- [18] BAO Y, WIERZBICKI T. On fracture locus in the equivalent strain and stress triaxiality space[J]. International Journal of Mechanical Sciences, 2004, 46(1): 81-98.
- [19] 王萌,石永久,王元清,等.循环荷载下钢材本构模型的应用研究[J].工程力学,2013,30(7):212-218.
- [20] 王萌,石永久,王元清.考虑累积损伤退化的钢材等效本构模型研究[J].建筑结构学报,2013,34(10):73-83.
- [21] 聂建国,秦凯,张桂标.方钢管混凝土柱内隔板式节点的抗弯承载力研究[J].建筑科学与工程学报,2005,22(1):42-54.
- [22] 中国建筑标准设计院有限公司.高层民用建筑钢结构技术规程:JGJ 99—2015[S].北京:北京出版社,2015:70-76.

(责任编辑 吴亮)