

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.04.008

波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点静力性能

范 昕^{1a}, 李国强^{1b}, 孙飞飞^{1b}, 张 哲²

(1. 同济大学 a. 土木工程学院; b. 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;

2. 郑州大学 土木工程学院, 郑州 450001)

摘要:波纹腹板 H 型钢能以较薄的钢板获得较高的抗剪屈曲能力, 从而可以大量节约钢材。但传统的 H 型钢梁柱刚接节点的构造形式不适用于波纹腹板 H 型钢梁, 为此提出了 2 种构造形式的波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点的构造形式。通过静力试验考察这 2 种节点的承载力以及各截面的内力分布, 并对比了试验结果与有限元分析结果及实用设计公式的计算结果, 验证了有限元分析的合理性以及实用设计公式的可靠性。使用有限元分析软件 ABAQUS 对节点进行了参数分析, 研究了端板厚度、连接板厚度与波纹断点对节点承载力的影响。

关键词:波纹腹板 H 型钢; 梁柱刚接节点; 静力性能; 试验研究; 有限元方法

中图分类号: TU392.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2013)04-0047-08

Static Behavior of Rigid Connections of H-beams with Corrugated Webs

Fan Xin^{1a}, Li Guoqiang^{1b}, Sun Feifei^{1b}, Zhang Zhe²

(1a. College of Civil Engineering; 1b. State Key Laboratory for Disaster Prevention in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China;

2. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, P. R. China)

Abstract: Steel H-beams with corrugated webs can provide high shear-buckling resistance with very thin webs, which results in saving of steel. Common beam-to-column rigid connections are not suitable for H-beams with corrugated webs, so 2 types of rigid connections are proposed. In this paper, 2 static tests of beam-to-column rigid connections of H-beams with corrugated webs were conducted. And the test results were compared with the results from finite element analysis and the results calculated from the practical design formulas to verify the validity of the results from ABAQUS FEA and reliability from the practical design formulas. Parametric studies were carried out to investigate the bearing capacity of the pinned connection with variations in the thickness of the endplate, the connecting plate and the corrugation at the breaking point.

Key words: H-beams with corrugated webs; beam-to-column rigid connections; static behavior; experimental research; finite element analysis

波纹腹板 H 型钢将平腹板改为波纹腹板, 从而能以较薄的腹板厚度, 获得较大的平面外刚度及较高的抗剪切屈曲承载能力^[1-2], 且局部承压承载力^[3]和抗疲劳强度^[4-6]也有所提高, 因此, 该类型钢具有

较高的承载能力及经济优势。近年来, 波纹腹板 H 型钢得到了广泛应用, 尤其是作为多高层钢结构的主梁, 具有明显的经济优势^[1]。研究结果已经对波纹腹板钢构件的力学性能有了较深入的了解^[7-8], 相

收稿日期: 2012-12-04

基金项目: 国家自然科学基金(51008284)

作者简介: 范昕(1986-), 女, 博士生, 主要从事多高层钢结构研究, (E-mail) fanxin19861025@163.com。

李国强(通信作者), 男, 教授, 博士生导师, (E-mail) gqli@mial.tongji.edu.cn。

关规程也已发布并投入使用^[9],但还未发现专门研究此类钢梁连接节点性能的报道。连接在钢结构中占有非常重要的地位^[10],其特性直接影响钢结构的安全性、可靠性与经济性^[11]。梁柱刚接节点作为多高层钢结构中的主要连接形式,其静力性能与滞回性能至关重要^[12-13]。波纹腹板 H 型钢用作多高层钢结构中的主梁,其与 H 型钢柱的连接节点性能对其在多高层钢结构中的应用影响显著。由于腹板波折,传统的梁柱刚接节点的构造形式不能直接应用于波纹腹板 H 型钢梁与柱的连接,因此有必要针对波纹腹板钢梁,提出这种新型梁构件的梁柱刚接节点的构造形式,并进行力学性能研究。试验与有限元研究是节点力学性能研究的主要手段^[14-15],有限元软件 ABAQUS 在对钢结构节点的模拟中较为常用。笔者提出了 2 种波纹腹板钢梁与 H 型钢柱刚接节点的构造形式,并进行了试验研究与有限元分析,在波纹腹板 H 型钢梁设计方法的基础上,与传统梁柱刚接节点的设计方法对比,验证传统梁柱刚接节点的设计方法是否适用于波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点。

1 节点设计

传统的多高层钢结构 H 型钢梁柱刚接节点的构造方式为梁翼缘与柱采用全熔透焊缝连接,梁腹板与柱采用摩擦型高强度螺栓连接^[4]。由于波纹腹板钢梁的腹板为波折形状,故不适用于这种构造做法。为解决此问题,在传统梁柱刚接节点做法的基础上,在波纹腹板 H 型钢梁端焊接端板,并借助高强螺栓、连接板及平腹板 H 型钢梁段实现梁柱的刚接。根据具体连接方式不同,分为 2 种构造形式,如图 1 所示。2 种节点的梁翼缘与梁端板均通过全熔透对接焊缝焊接,波纹腹板与梁端板通过双面角焊缝焊接,节点 1 连接板与梁端板通过双面角焊缝连接,平腹板梁段翼缘与梁端板通过全熔透对接焊缝焊接,腹板与连接板通过高强螺栓连接,平腹板梁段翼缘与钢柱通过全熔透对接焊缝连接,腹板与柱翼缘通过双面角焊缝连接;节点 2 平腹板梁段翼缘与梁端板通过全熔透对接焊缝连接,腹板与梁端板通过双面角焊缝连接,连接板与柱翼缘通过双面角焊缝连接,平腹板梁段翼缘与柱翼缘通过全熔透对接焊缝焊接,腹板与连接板通过高强螺栓连接。

2 试验研究

2.1 构件设计

用于试验的波纹腹板 H 型钢型号为 CWA 500—

200×10,即梁翼缘宽 200 mm、厚 10 mm,梁腹板高 500 mm、厚 2 mm,腹板采用的波形如图 2 所示。平腹板 H 型钢梁段的截面尺寸为 520 mm×250 mm×10 mm×12 mm, H 型钢柱的截面尺寸为 500 mm×250 mm×10 mm×22 mm。

各节点的连接构造参数如表 1 所示。除高强螺栓外,所有钢材均采用 Q235 钢。

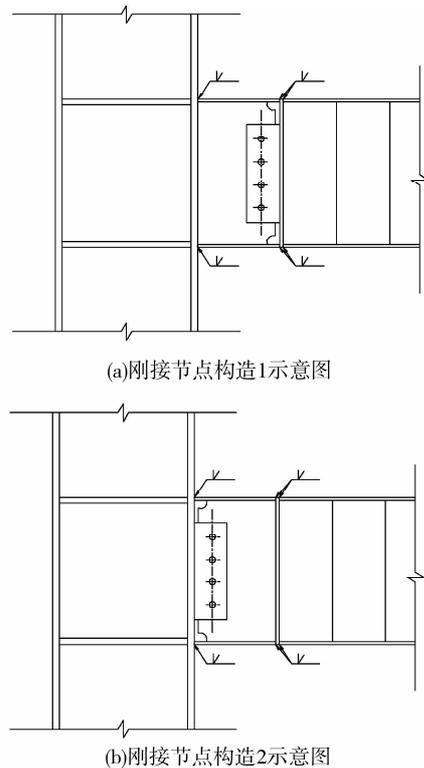


图 1 波纹腹板 H 型钢梁柱刚性节点做法

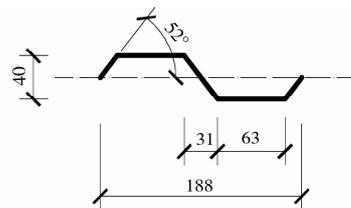


图 2 波纹腹板 H 型钢波形几何参数

表 1 节点试验构造参数统计

节点编号	端板厚度/mm	连接板厚度/mm	10.9 级摩擦型高强度螺栓型号
1	12	18	M16
2	12	10	M16

2.2 试验方案

试验的加载使用液压千斤顶,装置主要包括:龙门架、水平反力加载架、侧向支撑、液压千斤顶、应变及位移测量系统等。

试验采用柱水平放置、梁垂直放置的形式加载。

在柱的两端使用通过丝杠固定在底槽中的压梁将柱固定,水平反力架将柱两端顶紧,防止滑动。为了限制构件平面外失稳,对试件施加了侧向支撑。试验的加载装置如图3所示。

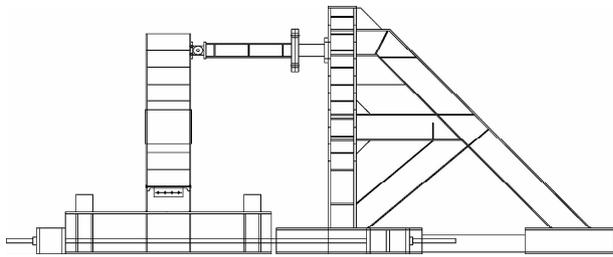


图3 试验加载装置示意图

量测装置主要包括位移计和应变片,分别用来测量节点的位移及构件各截面的应力分布状况。位移计和应变片的布置如图4所示。

试验采用千斤顶静力加载,直至试件破坏。

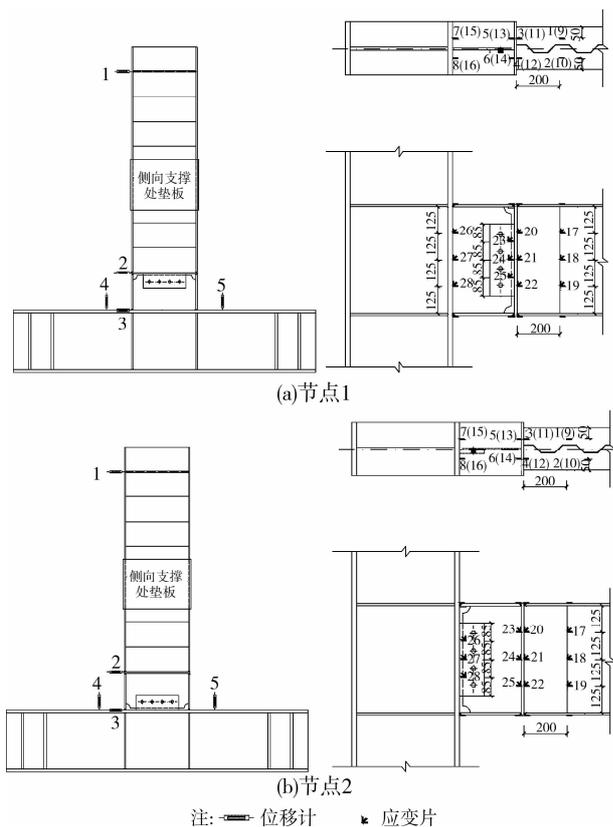


图4 试验测点布置图

2.3 材性试验

拉伸试件为矩形试样,按照《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—1998)从同批钢材中切取,然后根据《金属拉伸试验试样》(GB 6397—86)的规定加工成材性试件,加载按照《金属拉伸试验方法》(GB 228—87)的规定进行,测

量了钢材的材料性质,包括屈服强度 σ_y 、屈服应变 ϵ_y 和伸长率。由于节点1与节点2非同批制作,故分别取样测试。材性试验结果如表2所示。

表2 材性试验结果

批次	试件厚度/mm	弹性模量 $E/10^5 \text{ MPa}$	屈服强度 σ_y/MPa	抗拉强度 σ_u/MPa	抗拉强度对应应变/%	伸长率/%
1	2	2.061	244.0	394.0	25.1	38.5
1	10	2.066	296.7	413.3	25.1	35.7
1	12	2.060	318.3	443.3	24.8	28.3
1	18	2.059	303.3	435.0	24.6	34.7
2	2	2.061	320.0	456.7	25.1	34.7
2	6	2.058	292.0	426.0	25.2	40.5
2	10	2.066	278.0	428.0	24.9	40.5
2	12	2.060	328.0	461.0	24.6	34.0

2.4 加载试验结果

2个节点的破坏模式均为波纹腹板H型钢梁腹板整体剪切屈曲,如图5所示。节点1荷载达到140 kN左右时,荷载位移曲线进入非线性阶段,波纹腹板屈服,荷载达到165 kN时,波纹腹板发生整体剪切屈曲,承载力下降至峰值的60%左右。节点2荷载达到150 kN左右时,荷载位移曲线进入非线性阶段,波纹腹板屈服,荷载达到200 kN时,波纹腹板发生整体剪切屈曲,承载力下降至峰值的70%左右。加载过程中2节点无肉眼可见的破坏,波纹腹板与端板间的双面角焊缝无破坏,梁翼缘与端板间的坡口熔透焊缝无破坏,平腹板梁段与梁端板、柱翼缘之间的连接均无破坏。

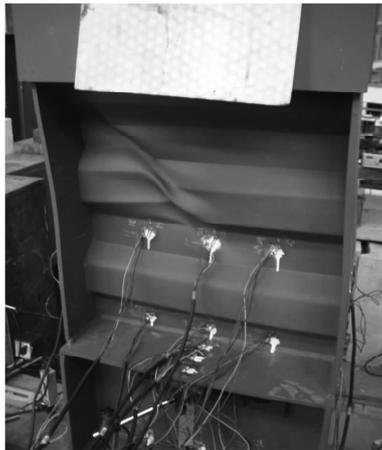
2.4.1 节点1各截面应力分布

1) 波纹腹板与端板间角焊缝附近应力分布

将波纹腹板与端板间角焊缝附近的17、18、19号点所测得的剪应变与距离端板200 mm处的波纹腹板上20、21、22号点所测得的剪应变进行对比,得到如图6所示曲线。由图6可见,各点在线弹性阶段的剪应变随剪力变化基本一致,可知焊缝附近截面与梁截面的剪应力分布一致,均为沿截面均匀分布^[5]。取线弹性阶段的截面平均剪应力实测值与理论值比较,如图7所示。由图7可知,焊缝附近截面在弹性阶段,腹板的平均剪应力试验值与理论值很接近,因此可以认为在波纹腹板钢梁与端板的连接中,波纹腹板与端板连接的双面角焊缝承受全部剪力,剪力沿截面均匀分布。

2) 连接板应力分布

在与梁端板连接的连接板上布置了3个应变片



(a)节点1破坏现象



(b)节点2破坏现象

图 5 节点试验后照片

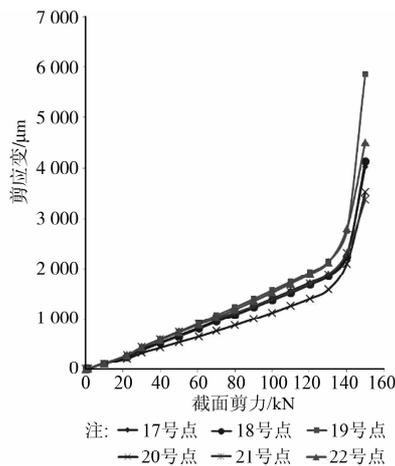


图 6 节点 1 梁腹板剪应变分布

检测梁连接板的应力分布状况,剪应变与截面剪力的变化曲线如图 8 所示。从图 8 中可以看出,连接板上各点在荷载作用范围内仍处于弹性阶段,连接板中点的剪应变要明显大于上下各 1/4 处点的剪应变。计算各点的剪应力得如图 9 曲线。

腹板平均剪应力理论值按照公式 $\tau = \frac{VS}{It_w}$ 计算,

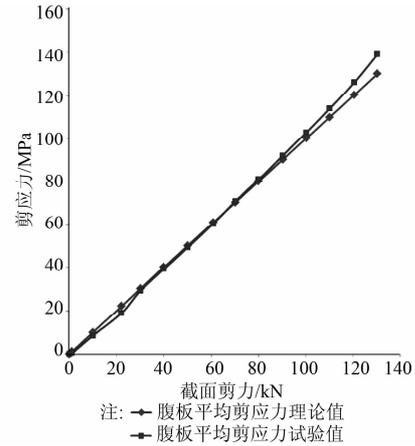


图 7 节点 1 角焊缝附近腹板剪应力

计算 I 、 S 时所考虑的截面为连接板与外伸梁段截面组成的组合截面,考虑全截面共同受剪而计算出的剪应力值。从图 8 中可以看出,使用该公式计算出

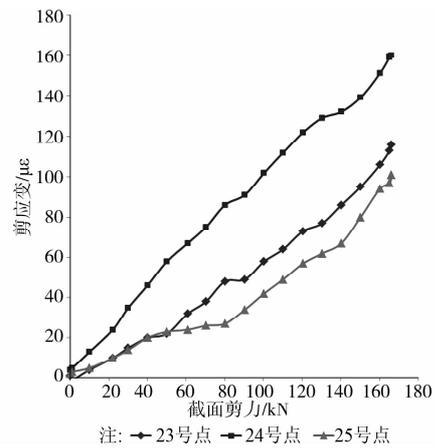


图 8 节点 1 连接板剪应变分布

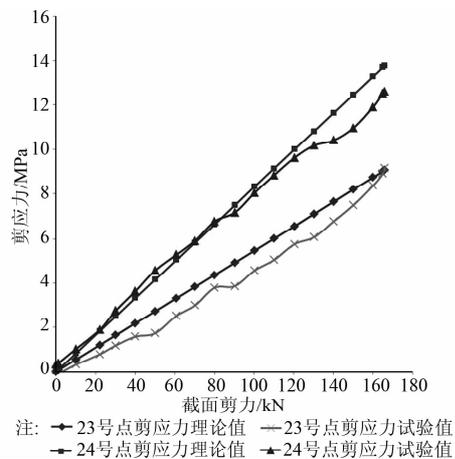


图 9 节点 1 连接板 23、24 号点剪应力

的剪应力理论值与实测的剪应力试验值符合较好。

3)平腹板梁段与柱翼缘连接附近应力分布
在平腹板梁段与柱翼缘焊缝附近设置 3 个测

点,剪应变与截面剪力的变化曲线如图10所示。

从图10中可以看出,平腹板上各点在荷载作用范围内仍处于弹性阶段,平腹板中点的剪应变要明显大于上下各1/4处点的剪应变。计算各点的剪应力得如图11曲线。

26号点与27号点的剪应力理论值按照公式 $\tau = \frac{VS}{It_w}$ 求得。从图11中可以看出,使用该公式计算出的剪应力理论值与实测的剪应力试验值符合较好。

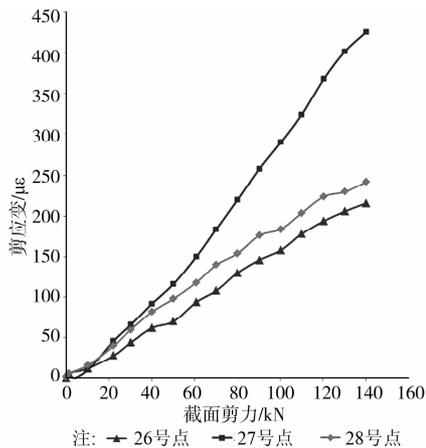


图10 节点1平腹板梁段腹板剪应变分布

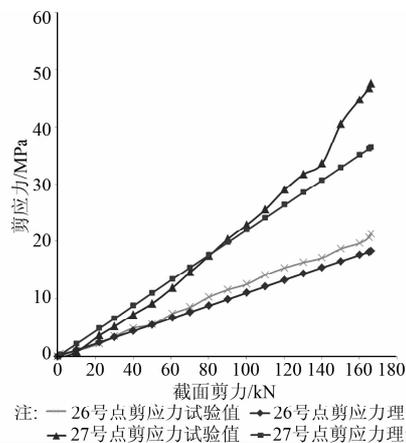


图11 节点1平腹板梁段26、27号点剪应力

2.4.2 节点2各截面应力分布

1) 波纹腹板与端板间角焊缝附近应力分布

将波纹腹板与端板间角焊缝附近的17、18、19号点所测得的剪应变与距离端板200 mm处的波纹腹板上20、21、22号点所测得的剪应变进行对比,得到如图12所示曲线。

由图6可见,各点在线弹性阶段的剪应变随剪力变化基本一致,可知焊缝附近截面与梁截面的剪应力分布一致,均为沿截面均匀分布。取线弹性阶段的截面平均剪应力实测值与理论值比较如图13所示。

由图13可见,在弹性阶段,焊缝附近截面腹板的平均剪应力试验值与理论值接近,因此可以认为在波纹腹板钢梁与端板的连接中,波纹腹板与端板连接的双面角焊缝焊缝承受全部剪力,剪力沿截面均匀分布。

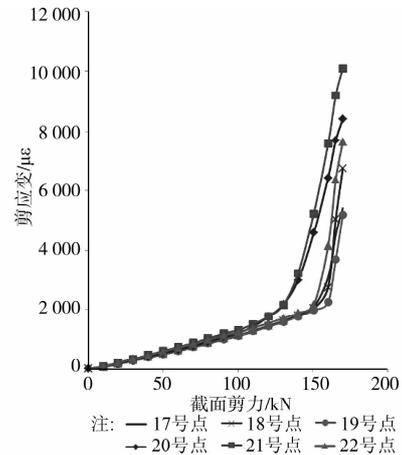


图12 节点2梁腹板剪应变分布

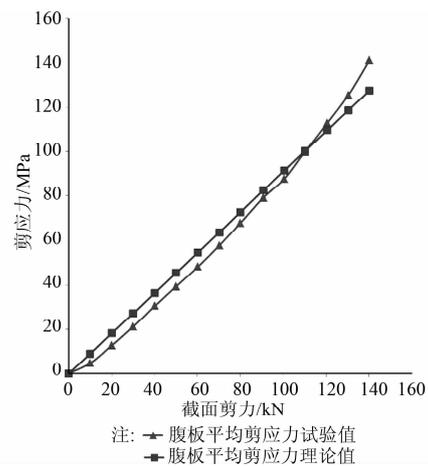


图13 节点2角焊缝附近腹板剪应力

2) 平腹板梁段与梁端板连接附近应力分布

在平腹板梁段与柱翼缘焊缝附近设置3个测点,剪应变与截面剪力的变化曲线如图14所示。

从图14中可以看出,平腹板上各点在荷载作用范围内仍处于弹性阶段,平腹板中点的剪应变要明显大于上下各1/4处点的剪应变。计算各点的剪应力得如图15曲线。

24号点与25号点的剪应力理论值按照公式 $\tau = \frac{VS}{It_w}$ 求得,从图15中可以得到,使用该公式计算出的剪应力理论值与实测的剪应力试验值符合较好。

3) 连接板应力分布

在与柱翼缘连接的连接板上布置了3个应变片检测梁连接板的应力分布状况,剪应变与截面剪力

的变化曲线如图 16 所示。

从图 16 中可以看出,连接板上各点在荷载作用范围内仍处于弹性阶段,连接板中点的剪应变要明显大于上下各 1/4 处点的剪应变。计算各点的剪应力得如图 17 曲线。

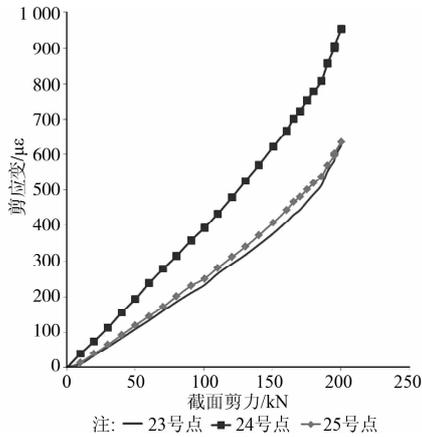


图 14 节点 2 平腹板梁段腹板剪应变分布

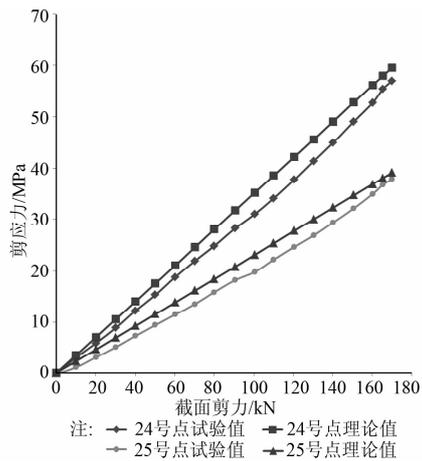


图 15 节点 2 平腹板梁段 24、25 号点剪应力

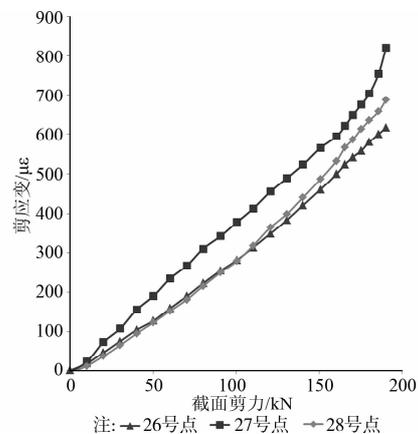


图 16 节点 2 连接板剪应变分布

26 号点与 27 号点的剪应力理论值按照公式

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \text{ 求得, 计算 I、S 时所考虑的截面为连接板与}$$

外伸梁段截面组成的组合截面,考虑全截面共同受剪而计算出的剪应力值。从图 17 中可以得到,使用该公式计算出的剪应力理论值与实测的剪应力试验值符合较好。

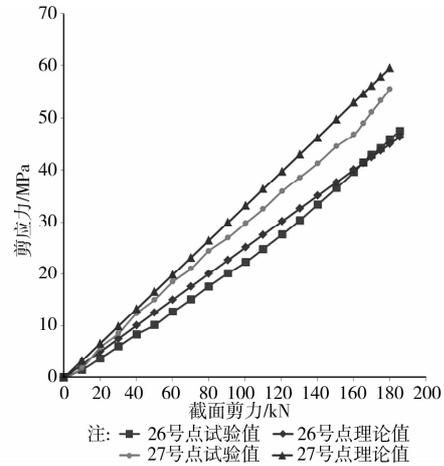


图 17 节点 2 连接板 26、27 号点剪应力

3 有限元分析计算

采用有限元计算软件 ABAQUS/Standard 对节点进行了建模、分析与计算。

3.1 材料特性

钢材的应力-应变关系均采用双折线模型,根据材性实验得到的弹性模量、屈服强度和抗拉强度及所对应的应变建立。根据高强度螺栓制造商提供的产品质量保证书,试验中所用 10.9 级高强度摩擦型螺栓 M16:屈服强度 $f_{by} = 991 \text{ MPa}$,极限抗拉强度取 $f_{bu} = 1192 \text{ MPa}$,伸长率 14.5%,断面收缩率 52%。由于试验中测得的弹性模量值离散性很小,所有材料的弹性模量均取 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$,泊松比均取 0.3。每个高强螺栓的初始预拉力根据《钢结构设计规范》(GB 50017)中规定选取,各接触面的抗滑移系数取为 0.40。

3.2 单元划分

在建立模型过程中,节点的所有组成部分均采用实体单元 C3D8(8 节点六面体二次积分单元),划分单元结果如图 18 所示,螺栓单元划分如图 19 所示。

3.3 边界条件

模型边界条件与试验一致,柱在压梁部位施加位移约束,梁施加面外位移约束。

3.4 分析过程

对试验进行的分析计算中,均进行位移加载。加载过程中各子步的荷载通过读取加载点节点的反力获得。高强度螺栓均施加预拉力。梁连接板与柱

连接板之间、螺栓头与梁连接板之间、螺帽与柱连接板之间、螺杆与螺孔之间均创建接触对。由于接触问题为大变形问题,在创建分析步时设置几何非线性 Nlgeom 为 on。

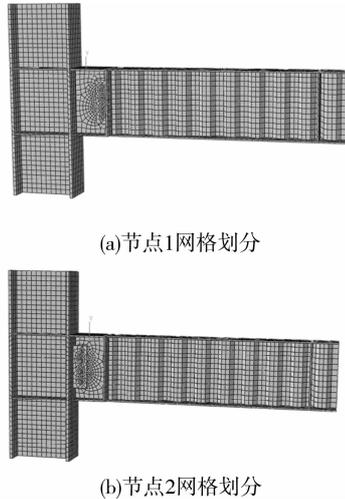


图 18 节点有限元分析模型

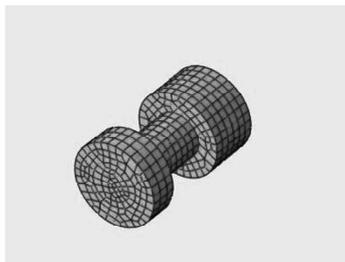


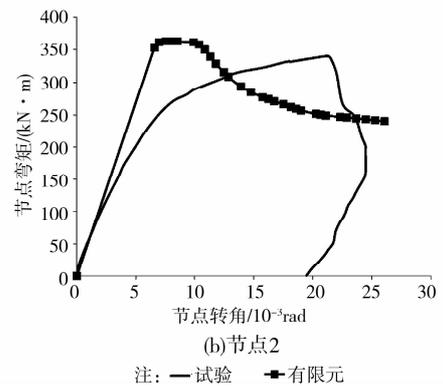
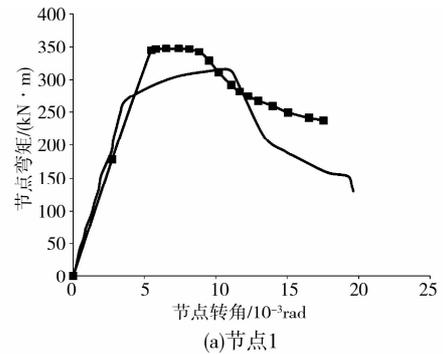
图 19 螺栓网格划分示意图

4 结果对比及参数分析

4.1 试验结果对比

对于节点 1,试验测得节点极限承载弯矩为 315.7 kN·m,有限元计算得到节点极限承载弯矩为 344.9 kN·m。对于节点 2,试验测得节点极限承载弯矩为 340.3 kN·m,有限元计算得到节点极限承载弯矩为 362.9 kN·m。加载点处通过实验实测的和有限元计算得到的节点弯矩-转角曲线如图 20 所示。有限元分析的节点破坏模式与试验相同,均为波纹腹板的整体屈曲破坏,节点的破坏现象如图 21 所示。从图中可以看出,节点 1 的有限元计算结果在线性阶段与试验结果吻合较好,初始刚度、极限承载弯矩及转角比较接近,但极限承载弯矩大小存在一定误差,有限元计算的极限承载弯矩结果较试验值偏高,其原因主要是试验中由于施工误差的存在,高强螺栓预拉力及接触面可能与规定值之间存在误差,而且柱两端的转动也难以完全避免,使得

试验值偏小。节点 2 在线性阶段初始阶段与试验结果吻合较好,初始刚度比较接近,但试验曲线较早进入非线性阶段,除与节点 1 试验相同的原因外,还因为试验中实测节点 2 的梁腹板厚薄并不完全均匀一致,局部区域腹板厚度低于 2 mm,存在一定的初始缺陷,存在初始缺陷的位置腹板过早屈服,导致试验值刚度较小。



注:—试验 —有限元

图 20 荷载位移曲线对比

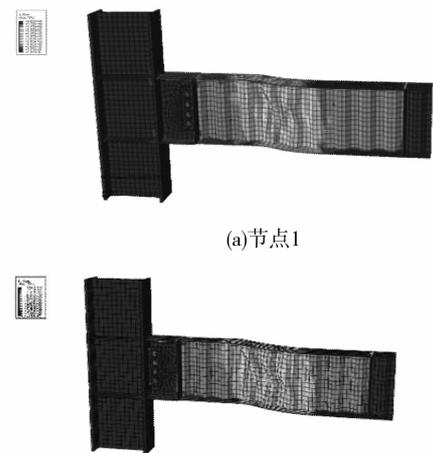


图 21 有限元分析破坏现象

4.2 参数分析

由有限元计算结果与试验结果的对比可知,有限元模型能够较精确地模拟刚接节点的受力,为了

研究常用的构造端板、连接板厚度及螺栓直径是否适用于波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点及波纹板断点对波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点的力学性能的影响,因此使用有限元软件对节点 1 进行参数分析,参数选取见表 3。其中端板厚度取值为梁翼缘厚度的 0.6~1.2 倍,作为常用的构造端板厚度。梁连接板厚度取值为 6~18 mm,作为常用的构造连接板厚度。螺栓取 M20 和 M16 作为常用的高强螺栓。B3 与 B4 的端板和梁连接板厚度相同,螺栓直径相同,仅改变腹板与端板焊接处波纹断点的位置,由于实际应用中波纹板断点随机,此处取极端情况波段中间点作为对比。计算结果与试验结果的对比见图 22。从图 22 中可以得知,当端板和连接板厚度在常用构造厚度内变化,螺栓取常用直径时,模型的峰值荷载、初始刚度及达到峰值荷载时的位移没有明显变化,因此常用的端板、连接板和螺栓构造方式适用于波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点。腹板与端板焊接处波纹的位置也不影响波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点的力学性能。

表 3 有限元分析参数统计

试件编号	端板厚度/mm	梁连接板厚度/mm	螺栓直径	腹板与端板焊接处波纹位置
B1	12	18	M20	最高点
B2	10	14	M16	最高点
B3	10	10	M16	最高点
B4	10	10	M16	中间点
B5	6	6	M16	最高点

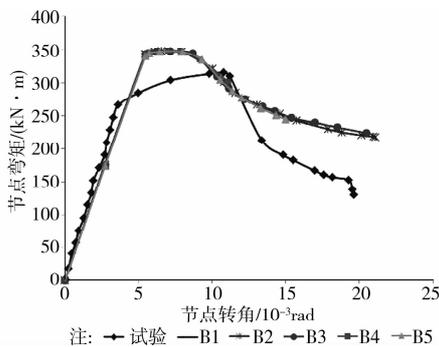


图 22 不同参数模型有限元分析荷载位移曲线

5 结论

进行了 2 个波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点的静力试验,并将试验结果与实用设计公式的计算结果进行了对比,验证了现有的实用设计公式在设计波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点时的可靠性。使用

有限元分析软件 ABAQUS 对节点进行有限元分析,并将有限元分析结果与试验结果进行对比,验证了有限元分析结果的可靠性,在此基础上对节点进行了参数分析,研究了端板厚度、连接板厚度与波纹断点对节点承载力的影响,得到在一定范围内改变端板厚度、梁连接板厚度及改变腹板截断位置,均对节点的极限承载力、初始刚度、达到极限承载力时的位移没有明显影响。现有的实用设计公式可用于设计波纹腹板 H 型钢梁柱刚接节点。

(致谢:本文中试验试件由上海欧本钢结构有限公司提供,在此表示衷心地感谢。)

参考文献:

- [1] Abbas H H, Sause R, Driver R G. Behavior of corrugated web I-girders under in-plane loads [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2006, 132(8): 806-814.
- [2] 李国强,张哲,孙飞飞. 波纹腹板 H 型钢梁抗剪承载力 [J]. 同济大学学报:自然科学版, 2009, 37(6): 709-714. Li G Q, Zhang Z, Sun F F. Shear strength of H-beam with corrugated webs [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2009, 37(6): 709-714.
- [3] Elgaaly M, Seshadri A. Girders with corrugated webs under partial compressive edge loading [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 1997, 123(6): 783-791.
- [4] Anami K, Sause R, Abbas H H. Fatigue of web-flange weld of corrugated web girders: 1. Influence of web corrugation geometry and flange geometry on web-flange weld toe stresses [J]. International Journal of Fatigue, 2005, 27(4): 373-381.
- [5] Anami K, Sause R. Fatigue of web-flange weld of corrugated web girders: 2. Analytical evaluation of fatigue strength of corrugation web-flange weld [J]. International Journal of Fatigue, 2005, 27(4): 383-393.
- [6] 李国强,罗小丰,孙飞飞,等. 波纹腹板焊接 H 形钢疲劳性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2012, 33(1): 96-103. Li G Q, Luo X F, Sun F F, et al. Experimental investigation in fatigue performance of welded H-beam with corrugated webs [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(1): 96-103.
- [7] 张哲,李国强,孙飞飞. 波纹腹板 H 型钢研究综述 [J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(6): 41-46. Zhang Z, Li G Q, Sun F F. Summary of investigation of the H-beam with trapezoidally corrugated web [J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(6): 41-46.

(下转第 78 页)

- [19] Bradford M A, Azhari M. Buckling of plates with different end conditions using the finite strip method [J]. *Computers & Structures*, 1995, 56(1): 75-83.
- [20] 姚谏, 夏志斌. 钢结构——原理与设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [21] Rasmussen K J R. Numerical modelling of stainless steel plates in compression [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2003, 59(11): 1345-1362.
- [22] Lecce M, Rasmussen K J R. Distortional buckling of cold-formed stainless steel sections: Experimental investigation [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 136(4): 497-504.
- [23] Silvestre N, Camotim D. Distortional buckling formulae for cold-formed steel C and Z-section members; Part I: Derivation [J]. *Thin-Walled Structures*, 2004, 42(11): 1567-1597.
- [24] 陈绍蕃. 钢结构设计原理[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [25] Rasmussen K, Hancock G J. Design of cold-formed stainless steel tubular members. I: Columns [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1993, 119: 2349-2367.
- [26] Gardner L, Nethercot D A. Experiments on stainless steel hollow sections—Part 2: Member behaviour of columns and beams [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2004, 60(9): 1319-1332.
- [27] 徐翔. 基于广义梁理论(GBT)的线弹性薄壁梁考虑截面畸变的翘曲研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2003.

(编辑 王秀玲)

(上接第 54 页)

- [8] 张哲. 波纹腹板 H 型钢及组合梁力学性能理论与试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2009: 84-112.
- [9] CECS 291:2011 波纹腹板钢结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2011.
- [10] Plumier A. Behavior of connections [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 1994, 29(1/2/3): 95-119.
- [11] JGJ 99—98 高层民用钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [12] Gerstle K H. Effect of connections on frames [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 1988, 10: 241-267.
- [13] Farrokhi H, Danesh F, Eshghi S. A modified moment resisting connection for ductile steel frames (Numerical and experimental investigation) [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(10/11): 2040-2049.
- [14] Pachoumis D T, Galoussis E G, Kalfas C N. et al. Cyclic performance of steel moment-resisting connections with reduced beam sections—experimental analysis and finite element model simulation [J]. *Engineering Structures*, 2010, 32: 2683-2692.
- [15] Stelmack T W, Marley M J, Gerstle K H. Analysis and tests of flexibly connected steel frames [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1986, 112(7): 1573-1588.

(编辑 胡英奎)