

# 屈曲约束支撑方钢管高强混凝土框架 节点的有限元分析

马传政<sup>1</sup>,李帼昌<sup>2</sup>,闫 煦<sup>2</sup>

(1.大连理工大学土木工程学院,辽宁 大连 116024; 2.沈阳建筑大学土木工程学院,辽宁 沈阳 110168)

**摘 要** 目的 研究带屈曲约束支撑的方钢管高强混凝土柱-H型钢梁削弱节点的受力性能,找出翼缘削弱方式和削弱程度等因素对其受力性能的影响.方法 通过 ABAQUS 有限元分析软件,对 18 个传统型节点和削弱型节点模型进行单调荷载作用下的拟静力分析,对比分析在不同轴压比、混凝土强度、梁柱线刚度比和 BRB 屈服承载力的影响下,传统型节点和削弱型节点的破坏机理.结果 梁端翼缘的削弱不会降低屈曲约束支撑的屈服承载力和极限承载力,不会降低节点的承载能力.建议节点的削弱参数按照  $a = (0.3 \sim 0.7) \times b_f$ ,  $b = (0.75 \sim 0.85) \times h_b$ ,  $c = (0.2 \sim 0.25) \times b_f$  进行取值.结论 削弱型节点的梁端塑性较出现在削弱部位,梁端翼缘的削弱起到塑性较外移的作用,减小了节点区域应力集中,有利于实现“强柱弱梁、强节点”的抗震设计目标.

**关键词** 屈曲约束支撑;高强混凝土;削弱型节点;削弱参数

中图分类号 TU973.1<sup>+</sup>2 文献标志码 A

## Nonlinear FEA on Connections of Steel Beam to High-strength Concrete Filled Square Steel Tubular Column in BRBF

MA Chuangzheng<sup>1</sup>, LI Guochang<sup>2</sup>, YAN Xu<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, China, 116024; 2. School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168)

**Abstract:** This paper was proposed to investigate mechanical behavior of connections of reduced H-shaped section steel beam to high-strength concrete filled square steel tubular column in buckling restrained braced frame system (BRBF), and further to discover such key factors influencing performance for BRBF beam-column-brace connections as reduced type, depth, and so on. 18 FE models including different key factors (column axial load level, concrete strength, beam-to-column stiffness ratio and BRB yield force) are established and analyzed using the commercial software

收稿日期:2016-05-15

基金项目:国家自然科学基金项目(51378319);辽宁省高等学校创新团队项目(LT2014012);沈阳市科学技术局项目(F16-076-8-00)

作者简介:马传政(1973—),男,博士研究生,主要从事钢-混凝土组合结构研究.

ABAQUS, in which a constant axial load on column and two lateral monotonous load on the connection are imposed. The analysis results indicate that the BRB yield force and ultimate bearing capacity didn't decrease because of reduced beam section, the bearing capacity of reduced beam section connections didn't decrease. Determine the length, depth and location of the beam flange reduction, based on the following:  $a = (0.3 \sim 0.7) \times b_f$ ,  $b = (0.75 \sim 0.85) \times h_b$ ,  $c = (0.2 \sim 0.25) \times b_f$ . All of the following conclusions are drawn: plastic hinges in beams located at the beam reduced part; stress concentration in beam-column-brace joint region could be decreased; structure design goal of "strong-column-weak-beam and strong-connection" could be achieved.

**Key words:** buckling restrained brace; high-strength concrete; reduced beam section connection; parameters of reduced beam section

近年来, 屈曲约束支撑 (Buckling Restrained Brace, BRB) 被广泛应用于新建建筑和既有建筑的加固和改造中<sup>[1-3]</sup>. 目前, 国内外学者针对 BRB 构件和 BRB 框架结构体系的抗震性能研究较多, 但对带有 BRB 梁柱节点的相关研究较少. Chou C C 等<sup>[4]</sup>研究表明, 传统型梁柱节点中的 BRB 连接板在 BRB 尚未达到极限荷载之前受压屈曲破坏, 导致 BRB 发生平面外失稳. Kasai Kazuhiko<sup>[5]</sup>的研究表明, 在往复荷载作用下梁柱夹角的改变容易引起 BRB 连接板与梁柱的焊缝发生破坏. Kishiki S<sup>[6]</sup>和 Qu Zhe<sup>[7]</sup>的研究表明, 传统型梁柱节点由于 BRB 连接板增大了梁柱节点的刚度, 增加了框架结构的抗侧刚度, 使得地震作用下的基底反力增加. 由于上述问题的存在, 框架发生较大层间位移时, BRB 容易过早失去承载能力, 从而使得框架体系承载能力下降, 无法达到设计目标. 虽然 Prinz G S<sup>[8-9]</sup>和 Wigle V R<sup>[10]</sup>等提出了框架梁与框架柱采用铰接连接的形式, 能够改善传统节点的转动能力, 改善传统节点的不利因素, 但是在长期荷载作用下, 框架梁在铰接节点处变形较大, 该处楼板容易出现裂缝.

为了解决以上问题, 笔者将翼缘削弱型节点应用到带有 BRB 的框架体系当中, 运用 ABAQUS 有限元分析软件对 33 个模型进行分析. 结果表明, 采用翼缘削弱型节点的框架结构在地震作用下梁端的塑性铰出现在削弱部位, 避免 BRB 连接板受到破坏, 充分发挥

BRB 在罕遇地震作用下的耗能能力, 提高了建筑物的抗震性能, 有利于实现“强柱弱梁”、“强节点、弱构件”的抗震设计目标.

1 有限元模型的建立

1.1 模型参数的选取和建立

边节点有限元模型的具体参数取自一个 16 层带有 BRB 的方钢管高强混凝土柱-H 型钢梁的框架结构, 该框架层高均为 4.2 m, 横向 3 跨, 纵向 5 跨, 纵横向跨度均为 6 m. 在该框架中选取第 1 层框架的边节点作为有限元分析对象, 节点上、下柱的长度取层高的 1/2, 梁的长度取跨度的 1/2. 模型尺寸: 柱高 4 200 mm, 柱子采用 Q460 方钢管内填 C100 高强混凝土, 方钢管截面尺寸为 450 mm × 450 mm × 10 mm, H 型钢梁采用 Q345 钢焊接而成, 梁长 3 000 mm, 梁截面为 450 mm × 280 mm × 9 mm × 14 mm; BRB 核心段采用 Q235 钢材, 截面积为 5 250 mm<sup>2</sup>, BRB 连接段、连接板和加劲肋均采用 Q345 钢材. BRB 采用焊接的连接方式与梁柱连接. 梁和柱采用外隔板连接, 外隔板宽度为 70 mm, 厚度与梁翼缘相同.

梁端削弱型节点形式见图 1. 其中  $a$  为起始削弱点距 BRB 连接板加劲肋的距离,  $b$  为削弱宽度,  $c$  为削弱深度,  $h_b$  为梁的高度,  $b_f$  为梁的翼缘宽度. 表 1 中模型编号以 X 开头的为削弱型节点, 以 W 开头的为未削弱型节点, 即传统型节点. 表 1 中 9 个削弱型节点

的削弱参数: $a=140\text{ mm}$ ,  $b=360\text{ mm}$ ,  $c=62\text{ mm}$ ,削弱参数在文献[11]建议的范围内取值.柱轴压比参照文献[12]进行取值,柱轴力采用标准值. BRB 的屈服承载力定义为 核心段钢材的截面积与钢材屈服点之积.

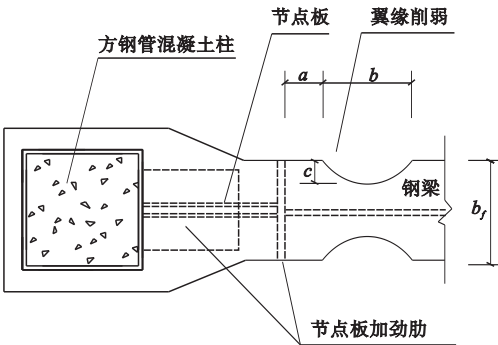


图1 梁端削弱型节点示意图

Fig.1 RBS connections configuration

表1 模型编号及相关参数

Table 1 Structural properties of FE models

模型 编号	轴压 比	BRB 屈服承 载力/kN	混凝土强 度/MPa	梁柱线 刚度比	是否 削弱
X-A-1	0.1	1 234	100	0.27	是
X-A-2	0.3	1 234	100	0.27	是
X-A-3	0.6	1 234	100	0.27	是
X-B-1	0.3	800	100	0.27	是
X-B-2	0.3	1 580	100	0.27	是
X-C-1	0.3	1 234	60	0.27	是
X-C-2	0.3	1 234	80	0.27	是
X-G-1	0.3	1 234	100	0.48	是
X-G-2	0.3	1 234	100	0.66	是
W-A-1	0.1	1 234	100	0.27	否
W-A-2	0.3	1 234	100	0.27	否
W-A-3	0.6	1 234	100	0.27	否
W-B-1	0.3	800	100	0.27	否
W-B-2	0.3	1 580	100	0.27	否
W-C-1	0.3	1 234	60	0.27	否
W-C-2	0.3	1 234	80	0.27	否
W-G-1	0.3	1 234	100	0.48	否
W-G-2	0.3	1 234	100	0.66	否

1.2 材料的本构关系

柱子、梁、BRB 连接段、连接板和加劲肋的钢材本构模型均采用不考虑硬化的理想双

线性模型.混凝土采用 ABAQUS 中定义的混凝土塑性损伤模型,应力-应变关系由文献[13]提出的本构模型计算得出,并考虑钢管对核心混凝土的套箍作用. BRB 核心段钢材采用 ABAQUS 的 Combined Hardening 模型,综合考虑了钢材的等向强化和随动强化,具体参数的确定参考文献[14].

1.3 模型的单元类型和网格划分

钢管、H 型钢和加劲板及 BRB 均采用 S4R 壳单元, BRB 核心段沿长度方向单元种子数设定为 1 来模拟 BRB 在受压时不发生整体弯曲.混凝土采用 C3D8R 八结点线性六面体单元.混凝土与钢管的法线方向定义为硬接触,切线方向考虑摩擦,库伦摩擦系数取 0.6<sup>[15]</sup>.

1.4 模型的边界条件和加载方式

文中有限元节点模型的边界条件为柱子底端和 BRB 底端设定为铰接连接,柱子顶端平面内不约束,右侧梁端通过与地面铰接连接的刚性连杆约束竖向位移(见图2).加载方式采用位移加载,即分别在柱子顶点和梁柱交点处施加水平位移  $\Delta_1$  和  $\Delta_2$ ,整个加载过程中  $\Delta_1=2\Delta_2$ ,其中  $\Delta_1$  最大加载位移为 252 mm,  $\Delta_2$  最大加载位移为 126 mm,对应的最大层间位移角为 0.06 rad.

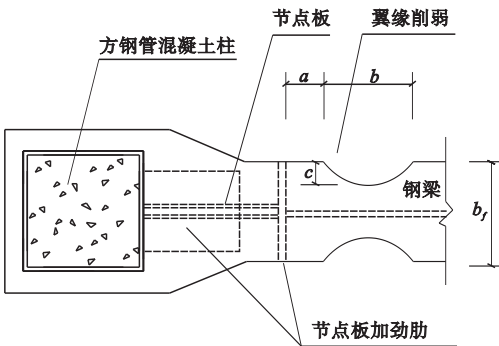


图2 节点加载示意图

Fig.2 Connection loaded details

2 有限元结果分析

2.1 传统节点与削弱型节点的对比分析

为了考查传统型节点(梁端未削弱节

点) 和梁端削弱型节点的受力性能, 运用 ABAQUS 有限元分析软件对表 1 中的 18 个节点进行单调荷载作用下的数值分析, 根据计算结果, 分别讨论了柱轴压比、混凝土强度、梁柱线刚度比和 BRB 屈服承载力等影响因素变化时, 节点受力性能和传力机理的变化. 为了分析梁、柱受力比较集中的关键部位应力变化情况, 在梁中取  $L_1$  点, 柱中取  $Z_1$  点, 具体位置如图 3 所示.

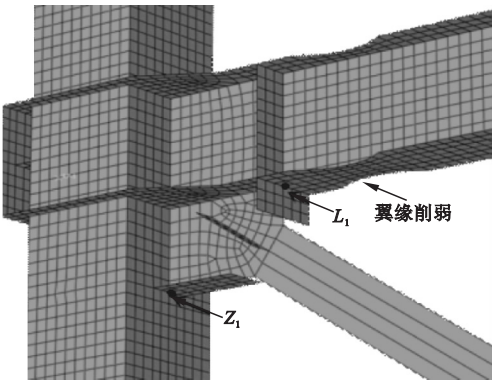


图3 削弱型节点网格划分图

**Fig. 3** Typical FE mesh of RBS connections

2.1.1 柱轴压比对节点受力性能的影响

不同柱轴压比作用下的荷载 - 位移 ( $P-\Delta$ ) 曲线见图 4, 图中  $P$  为梁柱交点处的水平反力和柱顶端水平反力之和, 简称为节

点的水平荷载,  $\Delta$  为梁柱交点处的水平位移,  $P_{y,w}$  和  $P_{u,w}$  分别表示传统型节点的屈服荷载和极限荷载,  $P_{y,x}$  和  $P_{u,x}$  分别表示削弱型节点的屈服荷载和极限荷载, 屈服位移和屈服荷载的定义采用文献[16]中的方法. 有限元的计算结果表明, 在很多情况下节点的水平荷载没有随着加载位移的增加而下降, 得不到其极限荷载, 为了方便对计算结果的讨论, 取相对转角在 0.04 rad 时 (水平位移为 84 mm) 的水平荷载  $P_{0.04,w}$  (传统型节点) 和  $P_{0.04,x}$  (削弱型节点) 进行分析讨论. 从图中可以看出, 在不同轴压比作用下, 削弱型节点和传统型节点的屈服荷载相差很小, 削弱型节点的极限承载力要比传统型节点低 5% ~ 10%. 梁端弯矩 - 转角 ( $M-\theta$ ) 曲线见图 5, 图中  $M$  为梁端弯矩, 取梁加劲肋处弯矩;  $\theta$  为梁柱轴线夹角的相对变化值,  $M_{y,w}$ 、 $M_{y,x}$  分别表示传统型节点和削弱型节点的梁端屈服弯矩, 屈服弯矩的定义采用文献[16]中的方法. 从图中可以看出, 在不同轴压比作用下, 削弱型节点的梁端屈服弯矩比传统型节点低 15% ~ 25%, 削弱型节点的极限弯矩均比传统型节点低 25% 左右. Mises 应力变化曲线见图 6. 可以看出, 在不同轴压比作用下, 削弱型节点柱子上的  $Z_1$  点最大应力比传统型节点柱子上的  $Z_1$  点最大应力低 25% ~ 30%; 传统型节点梁上  $L_1$  点应力在达到屈服点后保持不变, 削弱型节点梁上  $L_1$  点应力在

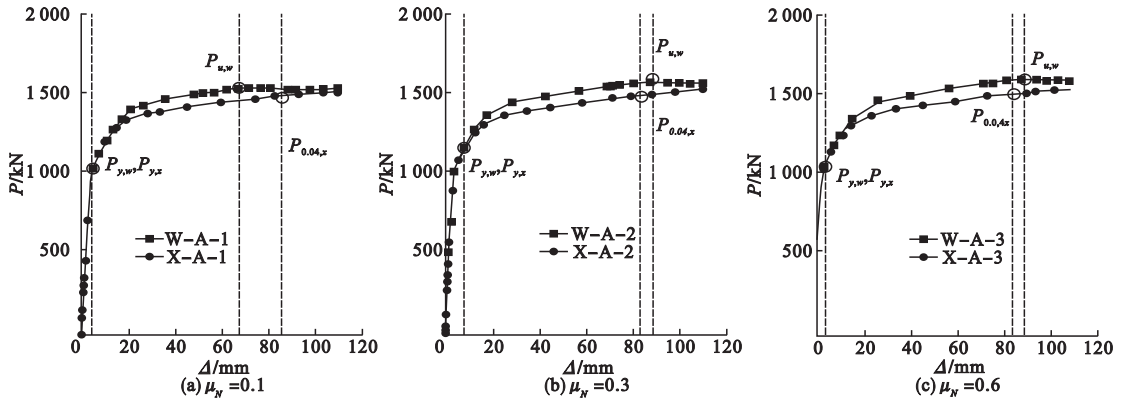


图4 柱轴压比对节点  $P-\Delta$  关系的影响

**Fig. 4** Effects of column axial load level on  $P-\Delta$  curves

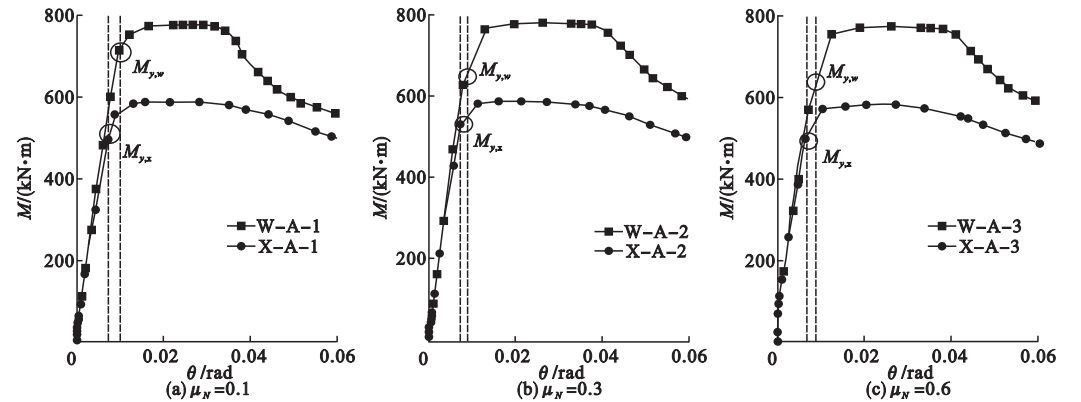


图 5 柱轴压比对节点  $M-\theta$  关系的影响

Fig. 5 Effects of column axial load level on  $M-\theta$  curves

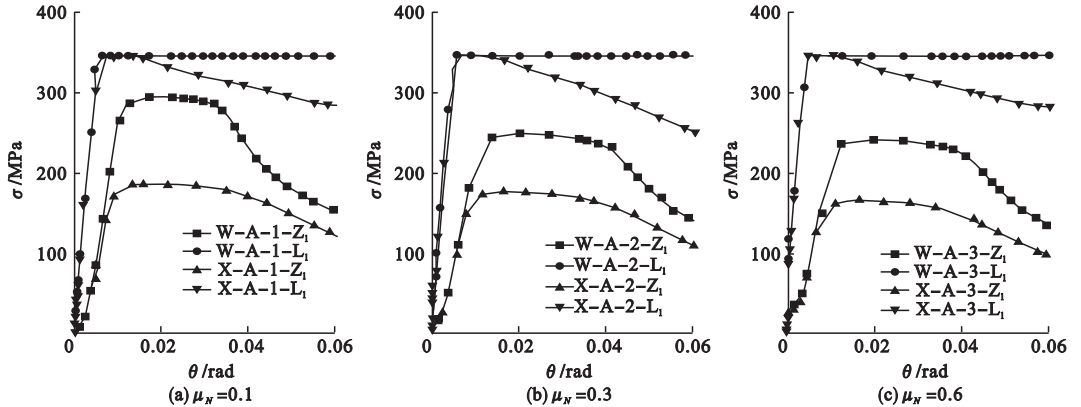


图 6 轴压比对节点 Mises 应力的影响

Fig. 6 Effects of column axial load level on Mises stress curves

达到屈服点后,随着梁柱相对转角增大逐渐下降,说明削弱型节点梁的翼缘屈服之后,在靠近 BRB 连接板加劲肋处形成了塑性铰,产生了塑性应力重分布,减小了  $L_1$  处焊缝的应力集中,此时由 BRB 继续承担大部分的水平荷载.分析表明,在不同轴压比作用下,节点的承载能力不会由于翼缘的削弱而明显降低,也不会随着轴压比的变化而发生较大变化;翼缘的削弱能够有效地减小梁端屈服弯矩和极限弯矩,能有效减小 BRB 连接板与梁柱连接焊缝的应力集中,从而保证节点在设计预期的层间位移内不发生破坏<sup>[17-18]</sup>.

2.1.2 混凝土强度对节点受力性能影响

不同混凝土强度模型荷载-位移( $P-\Delta$ )曲线见图 7.结合图 7 和图 4(b)可以看出(模型 W-A-2 和 X-A-2 混凝土强度等级为 C100),混凝土强度等级从 C60 提高到

C100,削弱型节点和传统型节点的极限荷载变化很小,可以忽略,主要原因是由于 BRB 承担了大部分的水平荷载,混凝土强度的提高对节点水平承载能力的影响很小;不同混凝土强度等级的削弱型节点和传统型节点的屈服荷载均相差很小,削弱型节点的极限承载力均比传统型节点低 5%~10%.不同混凝土强度模型梁端弯矩-转角曲线见图 8.结合图 8 和图 5(b)可以看出不同混凝土强度的节点,削弱型节点的梁端屈服弯矩和极限弯矩均比传统型节点低 20%~25%.不同混凝土强度模型 Mises 应力变化曲线见图 9.结合图 9 和图 6(b)可以看出削弱型节点柱子上  $Z_1$  点应力比传统型节点柱子上  $Z_1$  点应力低 25%~35%;削弱型节点梁上  $L_1$  点应力在达到屈服点后,随着梁柱相对转角的增大逐渐下降,传统型节点梁上  $L_1$  点处应力在



达到屈服点后没有下降. 研究表明,混凝土强度等级为 C60、C80 和 C100 时,节点的承载能力不会由于翼缘的削弱而明显降低,翼缘

的削弱能够有效地减小梁端屈服弯矩和极限弯矩,同时可以有效减小 BRB 连接板与梁柱连接焊缝的应力集中.

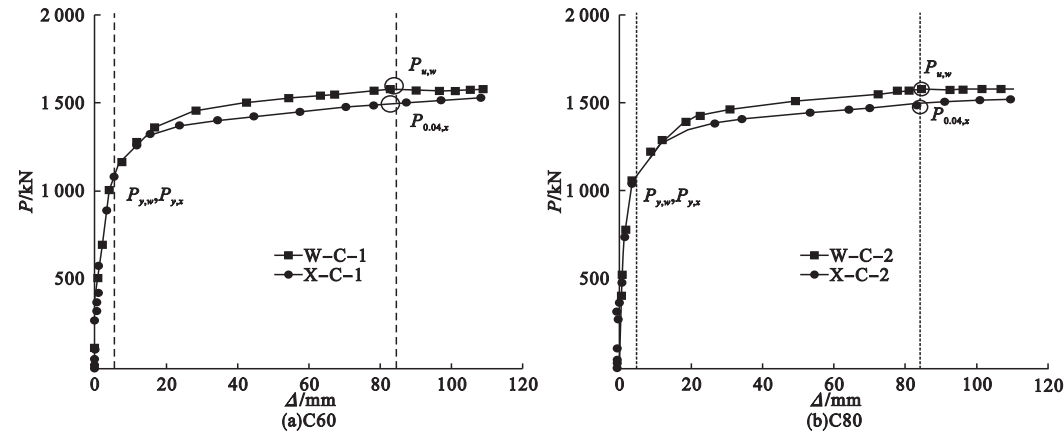


图7 混凝土强度对节点  $P-\Delta$  关系的影响  
Fig. 7 Effects of concrete strength on  $P-\Delta$  curves

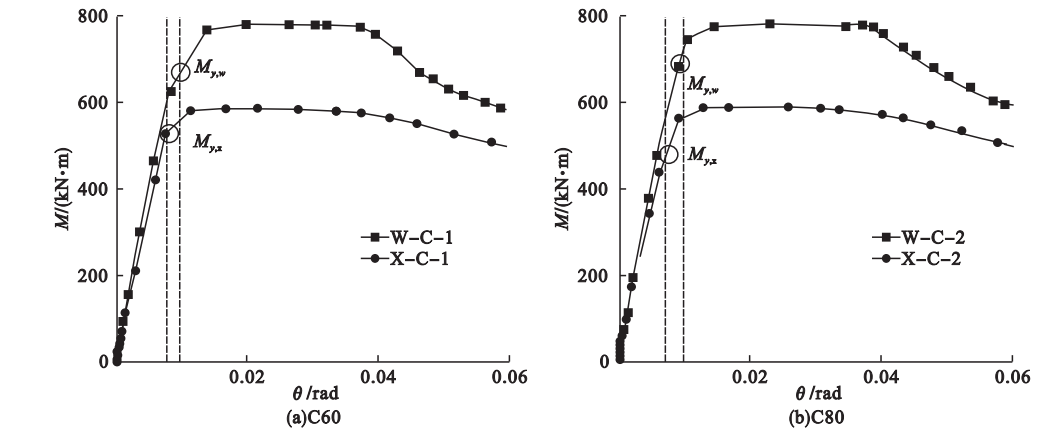


图8 混凝土强度对节点  $M-\theta$  关系的影响  
Fig. 8 Effects of concrete strength on  $M-\theta$  curves

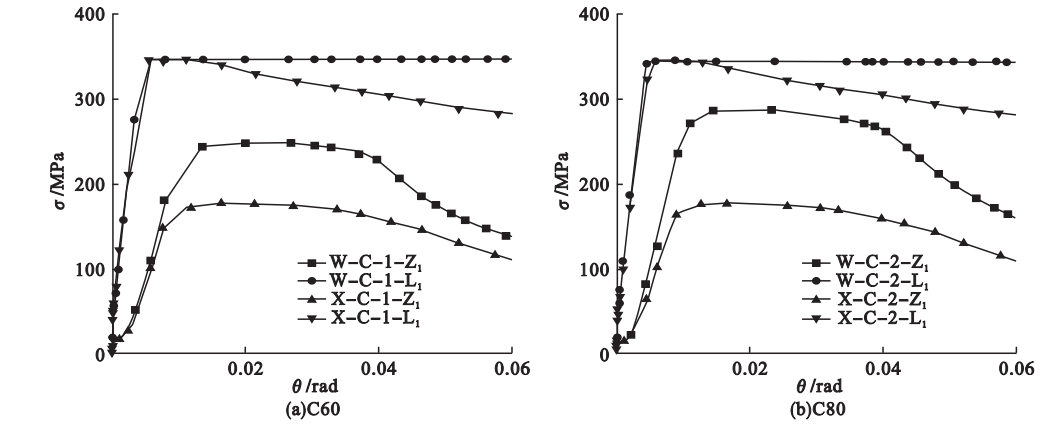


图9 混凝土强度对节点 Mises 应力的影响  
Fig. 9 Effects of concrete strength on Mises stress curves

2.1.3 梁柱线刚度比对节点受力性能影响

在模型 W - A - 2 和 X - A - 2 的柱子刚度不变的条件下(模型 W - A - 2 和 X - A - 2 梁柱线刚度比为 0.27),增加梁的刚度,使得模型 W - G - 1、X - G - 1 梁柱线刚度比  $\gamma$  增加为 0.48,模型 W - G - 2、X - G - 2 梁柱线刚度比  $\gamma$  增加为 0.66.不同梁柱线刚度比模型荷载 - 位移曲线见图 10.结合图 10

和图 4(b)可以看出,削弱型节点和传统型节点的屈服荷载随着梁柱线刚度比的增加均变化很小,梁柱线刚度比由 0.27 增加到 0.48,削弱型节点和传统型节点的极限荷载均增加 3% 左右,梁柱线刚度比由 0.48 增加到 0.66,削弱型节点和传统型节点的极限荷载均增加 5% 左右.

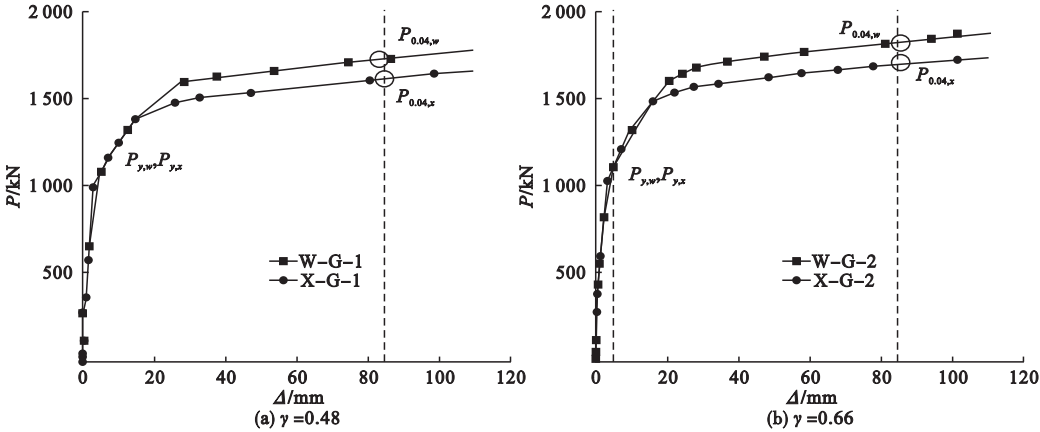


图 10 梁柱线刚度比对节点  $P-\Delta$  关系的影响

Fig. 10 Effects of the beam-to-column stiffness ratio on  $P-\Delta$  curves

不同梁柱线刚度比模型梁端弯矩 - 转角曲线见图 11,不同刚度比模型的梁端弯矩结果见表 2.结合图 11、图 5(b)和表 2 可以看出,梁柱线刚度比由 0.27 增加到 0.48,削弱型节点的梁端屈服弯矩增加了 44%,极限弯矩增加了 59%;传统节点的梁端屈服弯矩增加了 87%,极限弯矩增加了 59%;梁柱线刚

度比由 0.48 增加到 0.66,削弱型节点的梁端屈服弯矩增加了 33%,极限弯矩增加了 23%;传统节点的梁端屈服弯矩增加了 14%,极限弯矩增加了 30%.梁柱线刚度比为 0.27、0.48 和 0.66 时,削弱型节点的梁端屈服弯矩均比传统型节点低 25% ~ 30%,削弱型节点的极限弯矩均比传统型节点低 25% 左右.

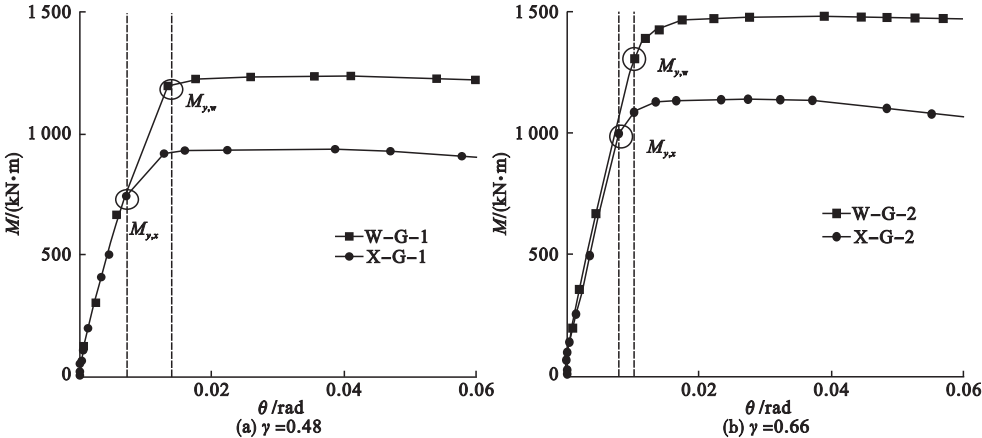


图 11 梁柱线刚度比对节点  $M-\theta$  关系的影响

Fig. 11 Effects of the beam-to-column stiffness ratio on  $M-\theta$  curves

表 2 不同刚度比模型的梁端弯矩

Table 2 Moment on the end of steel beam

模型编号	梁柱线刚度比	梁端屈服弯矩/(kN·m)	梁端极限弯矩/(kN·m)
W-A-2	0.27	630	777
W-G-1	0.48	1 180	1 234
W-G-2	0.66	1 350	1 485
X-A-2	0.27	520	586
X-G-1	0.48	750	933
X-G-2	0.66	1 000	1 143

不同梁柱线刚度比模型 Mises 应力变化曲线见图 12。从图 10 ~ 图 12 及图 4(b)、图 5(b)、图 6(b) 可以看出,梁柱线刚度比为 0.48 时,削弱型节点柱上  $Z_1$  点应力和梁上  $L_1$  点应力比传统节点的应力略有下降,比梁柱线刚度比为 0.27 时下降的幅度有所减小。梁柱线刚度比为 0.66 时,削弱型节点

和传统型节点梁上  $L_1$  点应力达到屈服点后均没有下降,两种节点柱上  $Z_1$  点应力几乎同时达到同一数值后开始下降,削弱型节点柱上  $Z_1$  点应力下降幅度要比传统型节点下降幅度大。分析可知,梁柱线刚度比的增加不会明显增加削弱型节点和传统型节点的屈服荷载和极限荷载,但能够明显增加两种类型节点的梁端屈服弯矩和极限弯矩;梁柱线刚度比为 0.27、0.48 和 0.66 时,节点的承载能力不会由于翼缘的削弱而明显降低;翼缘的削弱参数不变时,由于翼缘削弱而减小 BRB 连接板与梁柱连接焊缝的应力集中的效果,会随着梁柱线刚度比的增加而减小。但是较大的梁柱线刚度比,不利于 BRB 在多遇地震下屈服并进入塑性状态,不利于充分发挥 BRB 消耗地震能量的作用。

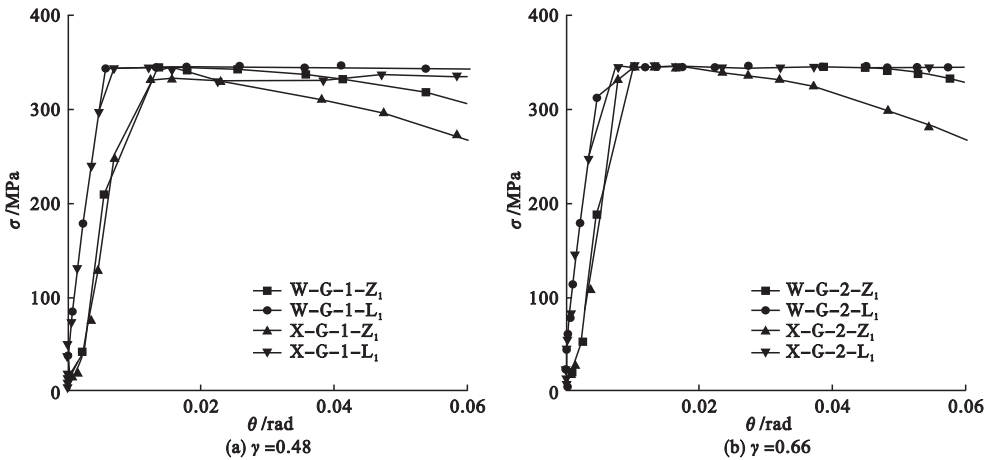


图 12 梁柱线刚度比对节点 Mises 应力的影响

Fig. 12 Effects of the beam-to-column stiffness ratio on Mises stress curves

2.1.4 BRB 屈服承载力对节点受力性能的影响

不同 BRB 屈服承载力时模型荷载 - 位移曲线见图 13,不同 BRB 屈服承载力时模型梁端弯矩 - 转角曲线见图 14,不同 BRB 屈服承载力时模型 Mises 应力变化曲线见图 15。结合图 13 ~ 图 15 及图 4(b)、图 5(b)、图 6(b) 可以看出(模型 W-A-2 和 X-A-2 的 BRB 屈服承载力为 1 234 kN),随着 BRB 屈服承载力的增加,削弱型节点和传统型节

点的承载力显著增加,二者之间为线性关系;削弱型节点和传统型节点的屈服荷载非常接近,削弱型节点的极限荷载比传统型节点略低;在 BRB 屈服承载力为 800 kN 时,削弱型节点的梁端屈服弯矩比传统型节点低 50% 左右,随着 BRB 屈服承载力的增加,削弱型节点的梁端屈服弯矩降低幅度在逐渐减小,在 BRB 屈服承载力为 1 580 kN 时,削弱型节点的梁端屈服弯矩比传统型节点低 25% 左右;随着 BRB 的屈服承载力的增加,削弱



型节点相对于传统型节点的梁端极限弯矩降低幅度在逐渐减小. 不论 BRB 屈服承载力是否变化, 削弱型节点柱子的  $Z_1$  点应力均显著低于传统型节点  $Z_1$  点应力; 削弱型节点梁的  $L_1$  点应力在达到屈服点后, 随着梁柱相对转角的增大在逐渐下降, 传统型节点梁的  $L_1$  点应力在达到屈服点后没有下降. 随着 BRB 屈

服承载力的增加, 传统型节点的梁端极限弯矩逐级减小 10% 左右, 削弱型节点的梁端弯矩没有变化. 柱子的  $Z_1$  点应力随着 BRB 屈服承载力的逐级增加而减小, 原因是梁柱相对转角的增大使得柱子的  $Z_1$  点处产生拉力, 而 BRB 屈服承载力的增加传递给节点板的压力也在增大, 抵消了一部分拉力.

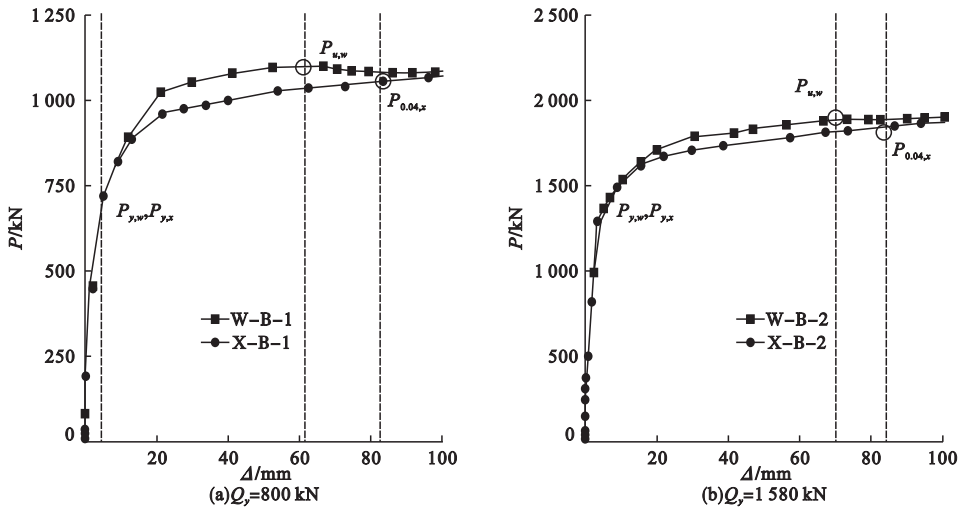


图 13 BRB 屈服承载力对节点  $P-\Delta$  关系的影响

Fig. 13 Effects of BRB yield force on  $P-\Delta$  curves

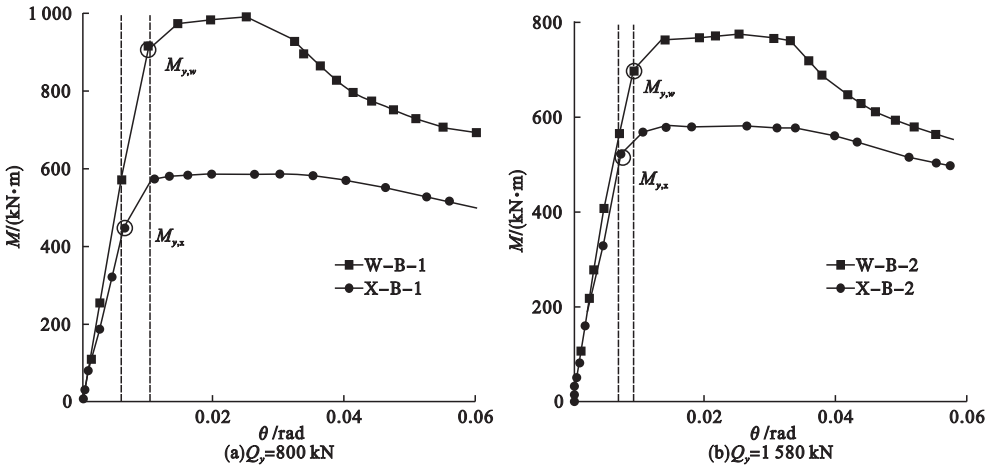


图 14 BRB 屈服承载力对节点  $M-\theta$  关系的影响

Fig. 14 Effects of BRB yield force on  $M-\theta$  curves

从以上有限元模型的分析结果来看, 节点的轴压比、混凝土强度、梁柱线刚度比和 BRB 屈服承载力在表 1 的取值范围内取值时, 削弱型节点的梁端塑性铰都出现在梁端翼缘削弱部位. 在整个加载过程中, BRB 的

轴向力并不会因为梁翼缘的削弱而改变, 即削弱型节点中 BRB 的轴向力与传统型节点大致相等. 因此, 梁端翼缘的削弱起到了梁端塑性铰外移, 减小节点区域应力集中的作用, 特别是起到减小 BRB 连接板与梁、柱连接区

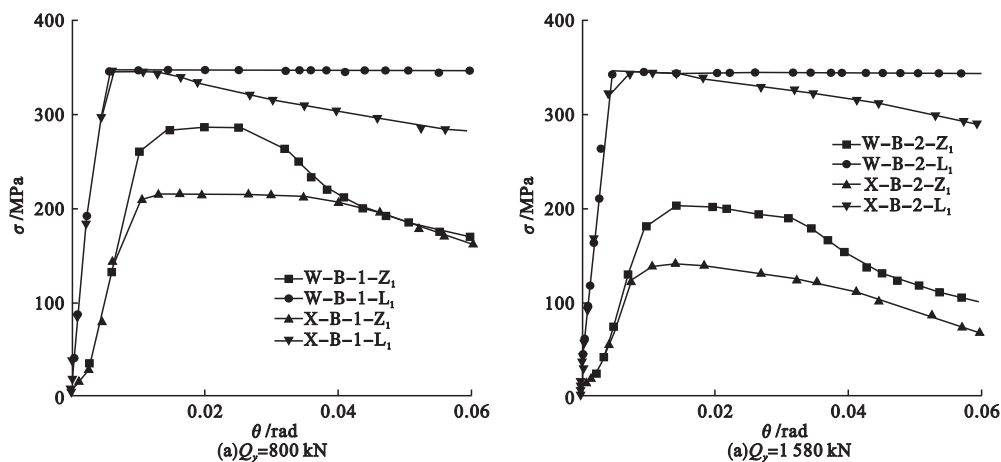


图 15 BRB 屈服承载力对节点 Mises 应力的影响

Fig. 15 Effects of BRB yield force on Mises stress curves

域焊缝应力集中的作用. 梁柱线刚度比的增加并不能较大地增加传统型节点和削弱型节点的承载能力,却较大地增加了梁端屈服弯矩和极限弯矩,加大了节点区域的应力集中.而且,较大的梁柱线刚度比,不利于充分发挥 BRB 的耗能作用. 因此建议设计人员在设计带 BRB 的框架结构时,应采用合理的梁柱线刚度比.

2.2 不同削弱参数对节点受力性能的影响

表 1 中模型的削弱参数参照文献[11]进行了取值,为了验证带有 BRB 的钢管混凝土柱-梁框架节点按照该标准取值范围的合理性,笔者对表 3 中的 15 个模型进行了单调荷载作用下数值模拟分析,其中 14 个模型为削弱型节点,其削弱参数在文献[11]建议取值范围的基础上进行适当的扩大,扩大为  $a = (0.3 \sim 0.8) \times b_f$ ,  $b = (0.65 \sim 0.95) \times h_b$ ,  $c =$

$(0.16 \sim 0.28) \times b_f$ . 分析结果见图 16、图 17.

表 3 模型编号及削弱参数

Table 3 Parameters of reduced beam section					
模型编号	轴压比	BRB 屈服荷载 $Q_y$ /kN	$a$ /mm	$b$ /mm	$c$ /mm
W-A-2	0.3	1 400	0	0	0
X-Y-1	0.3	1 400	84	338	62
X-Y-2	0.3	1 400	112	338	62
X-Y-3	0.3	1 400	140	338	62
X-Y-4	0.3	1 400	168	338	62
X-Y-5	0.3	1 400	196	338	62
X-Y-6	0.3	1 400	224	338	62
X-Y-7	0.3	1 400	140	293	62
X-Y-8	0.3	1 400	140	360	62
X-Y-9	0.3	1 400	140	383	62
X-Y-10	0.3	1 400	140	428	62
X-Y-11	0.3	1 400	140	338	45
X-Y-12	0.3	1 400	140	338	53
X-Y-13	0.3	1 400	140	338	70
X-Y-14	0.3	1 400	140	338	78

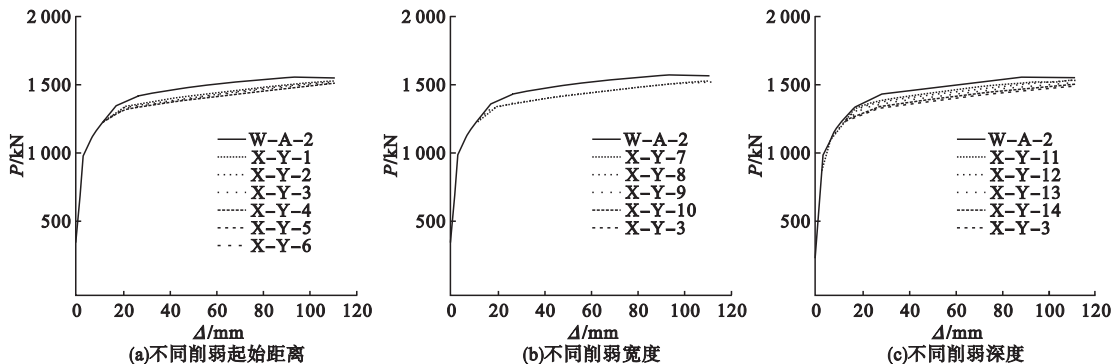


图 16 削弱参数对节点 P-Δ 关系的影响

Fig. 16 Effects of reduced beam section on  $P-\Delta$  curves

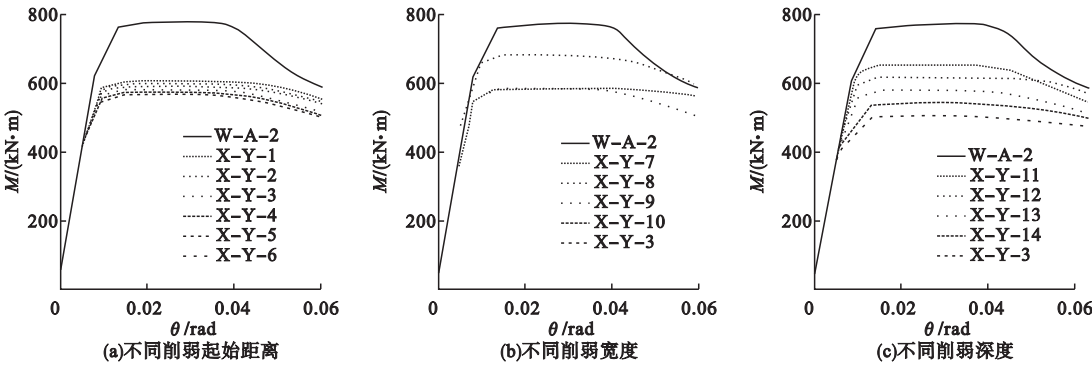


图 17 削弱参数对节点  $M-\theta$  关系的影响

Fig. 17 Effects of reduced beam section on  $M-\theta$  curves

从图 16 和图 17 可以看出,削弱参数的变化对节点的承载力影响较小,与传统型节点相比,削弱型节点的梁端极限弯矩下降 25% 左右。削弱型节点的塑性转角均大于 0.03,说明其具有较好的延性<sup>[11]</sup>。削弱起始距离  $a$  越小,梁端极限弯矩越小,根据削弱部位的受力情况和分析结果, $a$  的取值可比文献 [11] 建议的取值适当减小,更有利于减小梁端弯矩,建议  $a$  在  $(0.30 \sim 0.70) \times b_f$  范围内取值。削弱宽度  $b$  在  $(0.65 \sim 0.85) \times h_b$  范围内变化时,梁端弯矩在转角  $\theta$  小于 0.04 范围内几乎没有变化。随着削弱深度  $c$  的增加,梁端极限弯矩逐渐减小,并且削弱深度超过 0.25  $b_f$  后节点的延性并未继续改善,承载力反而下降过多,所以建议削弱深度不超过 0.25  $b_f$ 。

3 结 论

(1) 对于带有 BRB 的方钢管高强混凝土柱-H 型钢梁削弱型节点,建议削弱参数的取值按照  $a = (0.3 \sim 0.7) \times b_f$ ,  $b = (0.75 \sim 0.85) \times h_b$ ,  $c = (0.2 \sim 0.25) \times b_f$  进行取值。

(2) 在笔者建议的削弱参数取值范围内取值,梁端翼缘的削弱不会降低 BRB 的屈服承载力和极限承载力,不会减小 BRB 作为主要抗侧力构件承担大部分水平地震荷载的作用。削弱型节点的承载能力与传统型节点相比降低幅度较小,不超过 5%,削弱型节点的塑性转角均大于 0.03,具有较好的延性。

(3) 削弱型节点的梁端塑性铰出现在削弱部位,梁端翼缘的削弱起到塑性铰外移的作用,减小了节点区域应力集中,减小了 BRB 连接板与梁柱连接加劲肋处的焊缝应力集中,有利于实现“强节点,弱构件”的抗震设计目标。

(4) 建议在进行结构设计时,与 BRB 连接的框架梁、柱应采用合理的线刚度,以充分发挥 BRB 的耗能作用。

参考文献

[1] 谢伟,余绍锋. 屈曲约束支撑研究进展及发展趋势[J]. 钢结构,2015,30(12):8-12.  
(XIE Wei, YU Shaofeng. Research progress and development trend of buckling restrained brace [J]. Steel construction, 2015, 30(12): 8-12.)

[2] CORTE G D. Field testing of all-steel buckling-restrained braces applied to a damaged reinforced concrete building[J]. Journal of structural engineering, 2015, 141(1): 1-11.

[3] PANIAN L, BUCCI N, JANHUNEN B. BRBM frames: an improved approach to seismic-resistant design using bucking-restrained braces [C]. Atc. & sei. conference on improving the seismic performance of existing buildings & other structures. San Francisco: [s. n.], 2015.

[4] CHOU C C, CHEN P J. Compressive behavior of central gusset plate connections for a buckling-restrained braced frame [J]. Constr. steel res., 2009, 65(5): 1138-1148.

[5] KASAI K. Results of recent e-defense tests on full-scale steel buildings part 3-experiments on

- dampers and frame subassemblies [C]. Vancouver: ASCE structures congress 2008, 2008.
- [6] KISHIKI S, YAMADA S, WADA A. Experimental evaluation of structural behavior of gusset plate connection in BRB frame system [C]. 14th world conf. on earthquake engineering, international association for earthquake engineering, Tokyo: [s. n.], 2008.
- [7] QU Zhe, SHOICHI K S. Cyclic loading tests of buckling-restrained braced RC frames with unconstrained gusset connections [J]. J. struct. eng., 2016, 142(2): 1087–1102.
- [8] PRINZ G S, COY B. Experimental and numerical investigation of ductile top-flange beam splices for improved buckling-restrained braced frame behavior [J]. J. struct. eng., 2014, 140(9): 758–782.
- [9] PRINZ G S, NUSSBAUMER A. On the low-cycle fatigue capacity of unanchored steel liquid storage tank shell-to-base connections [J]. Bull. earthquake eng., 2012, 10(6): 1943–1958.
- [10] WIGLE V R, FAHNESTOCK L A. Buckling-restrained braced frame connection performance [J]. Journal of constructional steel research, 2010, 66(1): 65–74.
- [11] American Institute of Steel Construction. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications: ANSI/AISC 358–05 (2005) [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2005.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢管混凝土结构技术规范: GB50936—2014 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.  
(Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete filled steel tubular structures: GB50936—2014 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014.)
- [13] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架结构力学性能非线性有限元分析 [J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 75–83.
- (WANG Wenda, HAN Linhai. Nonlinear finite element analysis on mechanical performance of concrete filled steel tubular frame structure [J]. Journal of building structures, 2008, 29(6): 75–83.)
- [14] 石永久, 王佼佼, 王元清, 等. 循环荷载下低屈服点钢材 LYP225 的力学性能 [J]. 东南大学学报 (自然科学版) 2014, 44(6): 1260–1265.  
(SHI Yongjiu, WANG Jiaojiao, WANG Yuanqing, et al. Mechanical performance of low-yield-point steel LYP225 under cyclic loading [J]. Journal of southeast university (natural science), 2014, 44(6): 1260–1265.)
- [15] 李岷昌, 闫海龙, 陈博文. 高强方钢管高强混凝土轴压短柱力学性能的有限元分析 [J]. 沈阳建筑大学学报 (自然科学版), 2015, 31(5): 847–855.  
(LI Guochang, YAN Hailong, CHEN Bowen. Finite Element analysis on mechanical behavior of the high strength concrete-filled high strength square steel tube stub column under axial compressive loading [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2015, 31(5): 847–855.)
- [16] HAN Linhai, WANG Wenda. Behaviour of steel beam to concrete-filled SHS column frames: Finite element model and verifications [J]. Engineering structures, 2008, 30(6): 1647–1658.
- [17] BERMAN J W. Cyclic testing of a buckling restrained braced frame with unconstrained gusset connections [J]. Journal of structural engineering, 2009, 135(12): 1499–1510.
- [18] KEH-CHYUAN T. Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame-part II seismic performance of buckling-restrained braces and connections [J]. Earthquake engineering and structural dynamics, 2008, 37(7): 1099–1115.