

RBS 节点钢框架设计与极限承载力理论研究

陈廷国*, 任伟宾, 曲激婷

(大连理工大学 建设工程学部, 辽宁 大连 116024)

摘要: 从极限分析理论出发,就翼缘削弱型节点(简称 RBS 节点)对结构破坏模式与极限承载力的影响进行研究.首先对美国 FEMA 提出的 RBS 节点设计方法进行分析,并讨论了该设计方法中的不足.针对上述不足,将极限荷载的唯一性定理推广到同时承受比例荷载与固定荷载的结构;对于满足强柱弱梁要求的框架结构,进一步论证了其横梁极限内力状态的唯一性.以此为基础,提出了针对美国 FEMA RBS 节点设计步骤的补充验算公式;针对组合破坏机构,提出了 RBS 节点设计新方法.其次,对 RBS 节点钢框架的极限承载力进行了理论推导,得到了极限承载力理论计算公式,同时明确了极限承载力的影响因素.最后,利用 Abaqus 有限元分析软件验证了上述理论研究结果的正确性.

关键词: 翼缘削弱型节点;钢框架;设计方法;极限承载力;抗震性能

中图分类号: TU391

文献标识码: A

doi: 10.7511/dllgxb202005007

0 引言

在钢结构中,节点部位的受力往往最为复杂,因此节点的可靠性对于结构的抗震性能起到了决定性的作用.1994年发生在美国北岭和1995年发生在日本阪神的两次地震说明了这一点.在北岭地震之前,传统梁柱栓焊节点被认为具有良好的抗震性能,在地震发生时能够保证节点的强度并发挥材料的延性.但在北岭、阪神两次地震中,大量传统梁柱栓焊节点发生了脆性破坏^[1].自此,各国学者展开了改善梁柱节点抗震性能的研究.研究思路概括为两类.(1)加强节点:①通过改进焊接工艺提高焊缝质量减小应力集中;②通过加强梁柱节点附近的梁截面使得塑性铰出现在距离梁柱节点一定距离的未加强截面上.(2)削弱杆件:通过削弱距离梁柱节点一定距离的梁截面使得塑性铰出现在削弱截面上.由于通过改进焊接工艺减小应力集中的方法对焊接工艺提出的要求过高,该方法的适用性不强.因此许多学者从塑性铰(沿梁轴线方向)外移的思路出发,展开了对新型延性节点的研究.

以“通过削弱距离梁柱节点一定距离的梁截面使得塑性铰出现在削弱截面上”为思路的翼缘削弱型节点(reduced beam section connection,简称 RBS 节点)成为目前美国、中国台湾地区开始应用的梁柱连接方式^[2].目前,针对 RBS 节点抗震性能的研究已经相当深入^[3-4],对于 RBS 节点钢框架塑性铰外移机理的研究也取得一定进展^[5].但在正常使用荷载与地震荷载共同作用下,RBS 节点各削弱参数对于结构破坏模式与极限承载力的影响尚缺乏理论研究.我国《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015)^[6]对于削弱参数 a 、 b 、 c 给出了如下的取值建议: $a=(0.50\sim 0.75)b_t$, $b=(0.65\sim 0.85)h_b$, $c=0.25b_t$ (b_t 为梁翼缘宽度, h_b 为梁截面高度),但并未就削弱参数对于结构破坏模式的影响做具体说明.美国 FEMA 给出了 RBS 节点具体的设计步骤^[7],但在竖向荷载较大的工况下上述设计步骤并不能确保结构实现塑性铰外移.同时,RBS 节点钢框架的极限承载力尚无理论计算公式,RBS 节点各削弱参数对于极限承载力的影响尚不明确.因此,如何选取削弱参数以确保结构实现预期的破坏机构,

同时使结构的极限承载力最小程度降低,成为 RBS 节点在我国应用过程中需要解决的问题。

针对上述问题,本文从极限分析理论出发开展研究.首先,针对美国 FEMA 提出的 RBS 节点设计方法进行分析,并讨论该设计方法中的不足.针对上述设计方法中的不足,将比例加载时极限荷载的唯一性定理推广到同时承受比例荷载与固定荷载(本文将在比例荷载变化的同时不发生改变的荷载称为固定荷载)的结构;针对满足强柱弱梁要求的框架结构,进一步论证其横梁极限内力状态的唯一性.以此为基础,针对美国 FEMA RBS 节点设计步骤提出补充验算公式;针对组合破坏机构,提出 RBS 节点设计方法.其次,对 RBS 节点钢框架的极限承载力进行理论推导,得到极限承载力理论计算公式,同时分析极限承载力的影响因素.最后,利用 Abaqus 有限元分析软件对上述理论研究结果进行验证。

1 计算简图与基本假定

对于某一结构而言,地震发生时其受到的正常使用荷载是确定的,而其受到的地震荷载与地震烈度以及结构本身的性质有关.地震烈度越高,结构受到的地震荷载越大.当地震荷载增大到某一程度时,结构中开始出现塑性铰.当地震荷载达到结构的极限承载力,结构中的塑性铰足以使结构全部或局部变为机构。

为研究 RBS 节点对于结构破坏模式与极限承载力的影响,本文将水平地震荷载作用下的钢框架简化为图 1 所示的计算简图.在计算简图中,

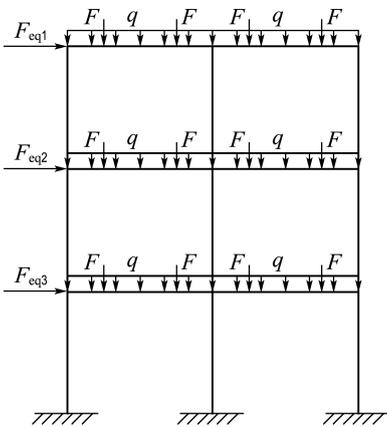


图 1 计算简图

Fig. 1 Calculation diagram

将结构受到的水平地震荷载简化为作用于各层横梁的比例荷载 F_{eq} ,假定各 F_{eq} 变化时彼此保持固定比例,并将其整体用 F_{eq} 表示;将结构受到的正常使用荷载简化为均布荷载 q 与集中荷载 F ,假定当水平地震荷载按比例变化时,正常使用荷载不发生改变。

对于材料的本构关系与内力分布作如下假定:材料的本构关系为理想弹塑性(如图 2 所示);轴力和剪力对极限弯矩的影响可以忽略。

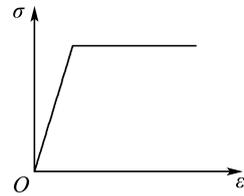


图 2 理想弹塑性模型

Fig. 2 Ideal elastoplastic model

2 RBS 节点设计方法研究

RBS 节点的削弱参数有 3 个:削弱起点与柱面之间的距离 a 、削弱区长度 b 、翼缘一侧最大削弱深度 c (如图 3 所示).对于 RBS 节点而言,弧形切割方式能够最有效地避免应力集中,而图 3 所示圆弧切割方式是目前最广泛采用的弧形切割方式^[8].采用圆弧形切割方式时,RBS 节点的切割半径 R 与各削弱参数之间存在下列关系: $R = (4c^2 + b^2)/8c$.

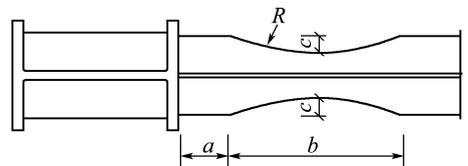


图 3 RBS 节点削弱参数

Fig. 3 Weaken parameters of reduced beam section connection

RBS 节点设计的目的是避免塑性铰出现在柱面(梁、柱相交点)并使得塑性铰外移^[9],但并非任何削弱参数的 RBS 节点均能使得塑性铰外移.美国 FEMA 提出了 RBS 节点设计步骤,本文首先对该设计步骤进行分析,并从极限分析理论出发针对其中不足提出改进建议。

2.1 美国 FEMA RBS 节点设计步骤分析

美国 FEMA 给出的 RBS 节点设计过程可归纳为以下步骤：

(1) 强柱弱梁验算

$$\sum W_{pc} \left(f_{yc} - \frac{N}{A_c} \right) \geq \eta \sum W_{pb} f_y \quad (1)$$

式中： W_{pc} 为立柱全截面模量， f_{yc} 为立柱材料屈服强度， N 为立柱轴力， A_c 为立柱截面面积， η 为强柱系数， W_{pb} 为主梁全截面模量， f_y 为横梁材料屈服强度。

(2) 选取削弱参数

根据削弱参数要求 $a = (0.50 \sim 0.75) b_f$ ， $b = (0.65 \sim 0.85) h_b$ ， $c \leq 0.25 b_f$ ，选取削弱参数。

(3) 计算塑性弯矩

计算主梁全截面塑性弯矩 M_{pb} 及削弱区塑性峰值弯矩可能值 M_{pr} 。

$$M_{pb} = C_{pr} R_y W_{pb} f_y \quad (2)$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y W_{pr} f_y \quad (3)$$

式中： C_{pr} 为承载力值系数，设计时取 1.15； R_y 为钢材超强系数； W_{pr} 为削弱区全截面模量。

(4) 计算柱面弯矩 M_f

柱面弯矩 M_f 为横梁与立柱交接截面所受弯矩 (如图 4 所示)，由下式计算：

$$M_f = M_{pr} + V_p x \quad (4)$$

其中 V_p 为塑性铰截面剪力， x 为塑性铰截面与柱面之间的距离。

当梁上仅作用均布荷载时，塑性铰截面剪力 V_p 由下式计算：

$$V_p = \frac{2M_{pr} + ql'^2/2}{l'} \quad (5)$$

其中 q 为梁上作用的均布荷载， l' 为两塑性铰最大削弱截面之间的距离。

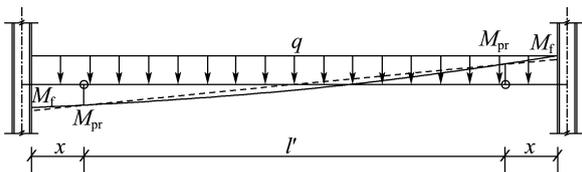


图 4 横梁内力状态

Fig. 4 Internal force state of the beam

(5) 塑性铰外移验算

比较柱面弯矩 M_f 与主梁全截面塑性弯矩

M_{pb} 的大小：

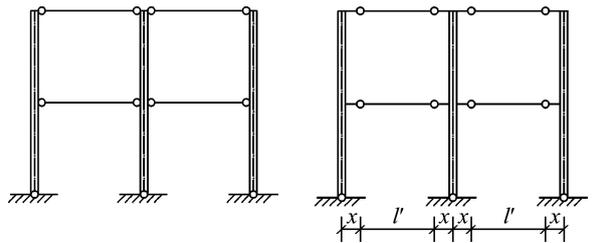
$$M_f < M_{pb} \quad (6)$$

若式(6)得到满足则进行下一步计算，否则应增大翼缘一侧最大削弱深度 c 并重复以上步骤。

(6) 进行梁柱间抗剪连接设计、节点域厚度设计、加筋肋设计

上述步骤即为美国 FEMA 提出的 RBS 节点设计步骤，在竖向荷载较小的情况下，该设计步骤可以保证预期破坏机构的发生；但在竖向荷载较大的情况下，该设计步骤并不能确保结构实现预期的破坏机构。

在竖向荷载 q 较小的情况下，图 1 所示钢框架的横梁弯矩主要由节点位移 (以侧移为主) 引起，因此可近似视作直线，横梁中的最大弯矩出现在横梁的两端。随着结构所受水平荷载的增加，结构中的塑性铰将出现在柱面并形成图 5(a) 所示的侧移破坏机构。而对于满足美国 FEMA RBS 节点设计要求的 RBS 节点钢框架而言，由增量变刚度法原理可知，随着水平荷载的增加，结构中的塑性铰将出现在图 5(b) 所示的 RBS 节点上 (图 5(b) 中 x 表示 RBS 节点最大削弱截面与立柱轴线之间的距离， l' 表示两 RBS 节点最大削弱截面之间的距离，下同)。



(a) 塑性铰出现在柱面 (b) 塑性铰出现在 RBS 节点

图 5 侧移破坏机构

Fig. 5 Sway failure mechanism

然而在竖向荷载 q 较大的情况下，图 1 所示钢框架的横梁弯矩除由节点位移引起外，还需要叠加竖向荷载引起的弯矩，因此已不能视作直线。随着结构所受水平荷载的增加，结构中的塑性铰将出现在跨中附近与柱面，形成图 6(a) 所示的组合破坏机构。而对于满足美国 FEMA RBS 节点设计要求的 RBS 节点钢框架而言，其在该类竖向荷载 q 较大的情况下可能实现图 5(b) 所示的侧

移破坏机构;但在多数情况下,结构将实现图 6(b)所示的破坏机构或仍然保持图 6(a)所示的破坏机构.然而图 6(a)、(b)所示的组合破坏机构并非是美国 FEMA RBS 节点设计步骤的预期破坏机构,特别是对于图 6(a)所示的破坏机构而言,其并未实现塑性铰外移.

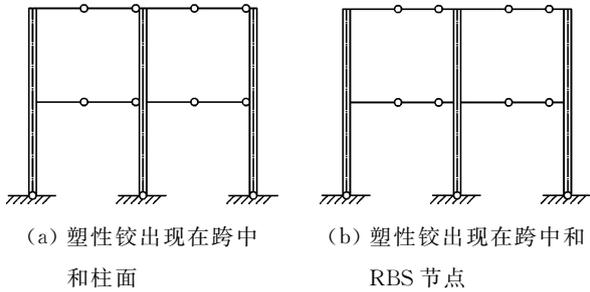


图 6 组合破坏机构

Fig. 6 Combined failure mechanism

针对上述竖向荷载较大的情况,应如何判断结构能否实现图 5(b)所示的侧移破坏机构.在图 5(b)所示的侧移破坏机构难以实现的情况下,又应如何进行 RBS 节点设计使得结构能够实现图 6(b)所示的组合破坏机构并避免图 6(a)所示破坏机构的出现.针对上述问题,本文从极限分析理论出发开展研究.

2.2 极限荷载唯一性定理的推广

比例加载时,结构的极限荷载是唯一确定的^[10].上述定理为通过穷举法、试算法求解比例加载时结构的破坏机构与极限荷载的理论基础.在本文所研究的问题中,作用于结构的不仅有比例荷载(地震荷载),还有固定荷载(正常使用荷载).因此首先证明,上述定理适用于同时承受比例荷载与固定荷载的结构.

当比例荷载达到极限荷载,结构内力达到极限内力状态时,结构整体及结构中的任意部分应满足平衡条件;塑性铰两侧截面受到的弯矩应与塑性铰转动方向相反(单向铰条件);结构中任意截面的弯矩都不应超过该截面的极限弯矩(内力局限条件).

对于某一极限受力状态,若其满足平衡条件与单向铰条件则该极限受力状态中的比例荷载称为可破坏荷载 F_p^+ ;若其满足平衡条件与内力局限条件则该极限受力状态中的比例荷载称为可接

受荷载 F_p^- ;而结构的极限荷载既是可破坏荷载也是可接受荷载.

图 7(a)所示为一承受比例荷载 F_{pi} 与固定荷载 q_i 的连续梁,以其作为示例将定理进行推广.图 7(b)为图 7(a)所示结构的一种可能破坏机构,根据单向铰条件与平衡条件可以得到与该破坏机构相应的极限受力状态.由于单向铰条件与平衡条件均得到满足,该极限受力状态中的比例荷载为可破坏荷载 F_p^+ .取图 7(b)所示破坏机构为虚位移状态,取与之相应的极限受力状态为虚力状态 I.另取比例荷载 F_{pi} 为某一值,使由平衡条件算得的结构内力满足内力局限条件,则该比例荷载 F_{pi} 为可接受荷载 F_p^- .取此可接受荷载 F_p^- 及相应内力作为虚力状态 II.

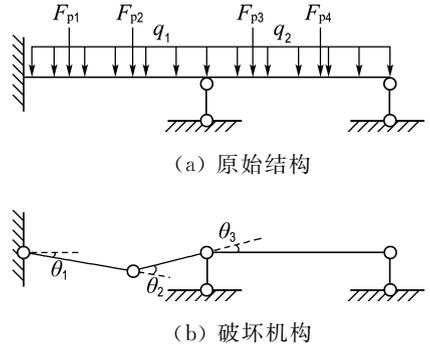


图 7 极限荷载唯一性理论推导模型

Fig. 7 Theoretical analysis model of the uniqueness of the ultimate bearing capacity

由虚力状态 I 与虚位移状态可列出虚功方程:

$$F_p^+ \Delta + W_{gI} = \sum_{i=1}^n |M_{wi}| \cdot \theta_i \quad (7)$$

式中: Δ 为虚位移状态中与比例荷载对应的结构位移, W_{gI} 为虚力状态 I 中固定荷载在虚位移状态上所做的虚功, θ_i 为虚位移状态中第 i 个塑性铰两侧截面的相对转角, M_{wi} 为虚力状态 I 中与 θ_i 相对应的截面极限弯矩.

由虚力状态 II 与虚位移状态可列出虚功方程:

$$F_p^- \Delta + W_{gII} = \sum_{i=1}^n M_i^- \cdot \theta_i \quad (8)$$

其中 W_{gII} 为虚力状态 II 中固定荷载在虚位移状态上所做的虚功, M_i^- 为虚力状态 II 中与 θ_i 相对

应的截面弯矩。

在虚力状态 I 与虚力状态 II 中, 结构所受固定荷载 q_i 相同. 因此, 对应于同一虚位移状态的 W_{gI} 与 W_{gII} 相等. 又易知 $|M_{wi}| \geq M_i^-$, 且 Δ 为正值. 将上述条件代入式(7)、(8)可得:

$$F_p^+ \geq F_p^- \quad (9)$$

因此, 对于同时受到比例荷载与固定荷载作用的某一结构, 可破坏荷载 F_p^+ 恒不小于可接受荷载 F_p^- .

假设图 7(a) 所示结构存在两种极限受力状态, 其极限荷载分别为 F_{pu1} 、 F_{pu2} , 则 F_{pu1} 、 F_{pu2} 均同时为 F_p^+ 、 F_p^- . 若将 F_{pu1} 视为 F_p^+ 、 F_{pu2} 视为 F_p^- , 则 $F_{pu1} \geq F_{pu2}$; 若将 F_{pu1} 视为 F_p^- 、 F_{pu2} 视为 F_p^+ , 则 $F_{pu1} \leq F_{pu2}$.

因此, $F_{pu1} = F_{pu2}$. 对于同时受到比例荷载与固定荷载作用的某一结构, 其极限荷载是唯一确

定的.

2.3 框架结构横梁极限内力状态唯一性的证明

针对满足强柱弱梁要求并同时承受比例荷载与固定荷载的框架结构, 本节以图 8 所示结构作为示例对其横梁极限内力状态的唯一性做出证明.

图 8(a) 所示为一满足强柱弱梁要求并同时承受固定荷载 F_1 、 F_2 、 q 与比例荷载 F_p 的结构. 由于结构满足强柱弱梁要求, 结构中的塑性铰将出现在横梁与底层柱脚. 图 8(b)、(c) 所示为该结构的任意两种可能破坏机构. 假设与图 8(b)、(c) 所示破坏机构对应的极限内力状态均能同时满足单向铰条件、平衡条件、内力局限条件, 则此两种破坏机构均有可能发生. 取图 8(b) 所示破坏机构为虚位移状态, 取与图 8(b) 所示破坏机构对应的极限受力状态为虚力状态 I, 取与图 8(c) 所示破坏机构对应的极限受力状态为虚力状态 II.

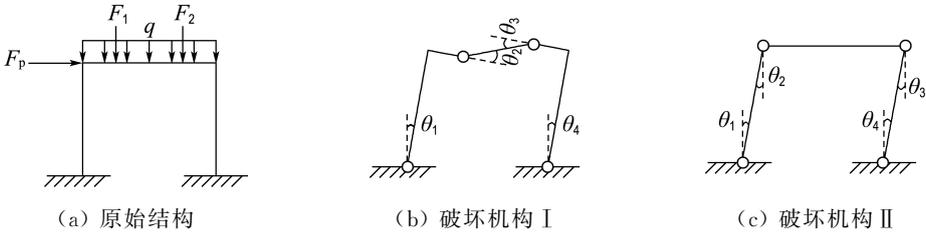


图 8 极限内力状态唯一性理论推导模型

Fig. 8 Theoretical analysis model of the uniqueness of the ultimate internal state

由虚位移状态与虚力状态 I 可列出虚功方程:

$$F_{pI} \Delta + W_{gI} = \sum_{i=1}^n |M_{wi}| \cdot \theta_i \quad (10)$$

式中: F_{pI} 为虚力状态 I 中的极限荷载, Δ 为虚位移状态中与 F_{pI} 对应的结构位移, W_{gI} 为虚力状态 I 中固定荷载在虚位移状态上所做的虚功, M_{wi} 为虚力状态 I 中与 θ_i 相对应的截面极限弯矩, θ_i 为虚位移状态中第 i 个塑性铰两侧截面的相对转角.

由虚位移状态与虚力状态 II 可列出虚功方程:

$$F_{pII} \Delta + W_{gII} = \sum_{i=1}^n M_i \cdot \theta_i \quad (11)$$

式中: F_{pII} 为虚力状态 II 中的极限荷载, W_{gII} 为虚力状态 II 中固定荷载在虚位移状态上所做的虚

功, M_i 为虚力状态 II 中与 θ_i 相对应的截面弯矩.

由前文所证明的极限荷载唯一性可知: $F_{pI} = F_{pII}$; 在虚力状态 I 与虚力状态 II 中, 结构受到的固定荷载相同, 因此 $W_{gI} = W_{gII}$. 将上述关系代入式(10)、(11)可得:

$$\sum_{i=1}^n |M_{wi}| \cdot \theta_i = \sum_{i=1}^n M_i \cdot \theta_i \quad (12)$$

式(12)中 M_{wi} 为截面的极限弯矩, 因此 $M_i \leq |M_{wi}|$. 由此关系可知, 式(12)成立的充要条件为 $M_i = M_{wi}$, 且 M_i 与 M_{wi} 的方向一致. 当极限内力状态中塑性铰处的弯矩确定, 结构横梁内力可由平衡条件确定. 由此, 虚力状态 I 与虚力状态 II 中的横梁内力完全相同. 对于同时满足强柱弱梁要求并同时承受固定荷载与比例荷载的结构, 其横梁的极限内力状态是唯一的.

2.4 美国 FEMA RBS 节点设计步骤改进建议

前文已经说明,在竖向荷载较大的情况下,美国 FEMA RBS 节点设计步骤并不能确保实现图 5(b)所示的侧移破坏机构.针对此问题,以前文所证明的横梁极限内力状态的唯一性为基础,提出针对美国 FEMA RBS 节点设计步骤的补充验算公式.若该公式与美国 FEMA RBS 节点设计步骤均得到满足,则结构可实现图 5(b)所示的侧移破坏机构.

在此基础上,针对上述补充验算公式难以得到满足的情况,进一步提出基于组合破坏机构的 RBS 节点设计方法,该设计方法可使结构实现图 6(b)所示的破坏机构并避免图 6(a)所示破坏机构的出现.

2.4.1 美国 FEMA RBS 节点设计步骤补充验算公式

上一节已经证明:对于满足强柱弱梁要求的框架结构而言,其横梁的极限内力状态是唯一的.因此,对于满足强柱弱梁要求的 RBS 节点钢框架而言,若能保证与其预期破坏机构对应的横梁极限内力状态同时满足平衡条件、单向铰条件、内力局限条件,则能保证预期破坏机构的发生.以此为基础,本文提出针对美国 FEMA RBS 节点设计步骤的补充验算公式.

图 9 所示为与图 5(b)所示侧移破坏机构对应的横梁极限内力状态,图中 e 表示 RBS 节点最大削弱截面与柱面之间的距离, l' 表示两 RBS 节点最大削弱截面之间的距离,图中控制点弯矩为跨中最大弯矩 M_{kz} 与柱面弯矩 M_f .若控制点弯矩 M_{kz} 、 M_f 满足内力局限条件,则横梁各截面弯矩均能满足内力局限条件,结构可实现图 5(b)所示侧移破坏机构.美国 FEMA RBS 节点设计步骤已经确定了柱面弯矩 M_f 的计算方法(式(2)~(5))与柱面弯矩内力局限条件的验算方法(式(6)),本

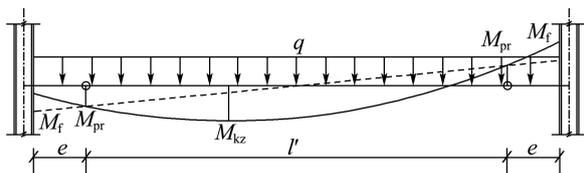


图 9 侧移破坏机构极限内力状态

Fig. 9 Ultimate internal force state of the sway failure mechanism

文补充跨中最大弯矩 M_{kz} 的计算方法与跨中最大弯矩内力局限条件的验算方法.

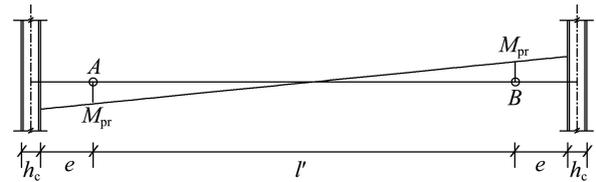
图 9 所示与侧移破坏机构对应的横梁极限内力状态可等效为图 10(a)、(b)所示两横梁内力的叠加.以图 10 中塑性铰 A 为坐标原点,将 AB 之间任意截面与塑性铰 A 之间的距离记为 d .

图 10(a)中 AB 之间各截面的弯矩 $M_I(d)$ 可表达为下式(侧受拉为正,下同):

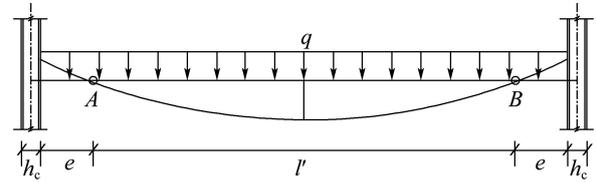
$$M_I(d) = M_{pr} - \frac{2M_{pr}}{l'}d$$

图 10(b)中 AB 之间各截面的弯矩 $M_{II}(d)$ 可表达为下式:

$$M_{II}(d) = \frac{ql'}{2}d - \frac{1}{2}qd^2$$



(a) 横梁内力 I



(b) 横梁内力 II

图 10 极限内力状态的分解

Fig. 10 Resolution of the ultimate internal force state

图 10 所示横梁极限内力状态中 AB 之间各截面的弯矩 $M(d)$ 可表达为

$$M(d) = M_I(d) + M_{II}(d) = M_{pr} - \frac{2M_{pr}}{l'}d + \frac{ql'}{2}d - \frac{1}{2}qd^2 \quad (13)$$

对式(13)求导以确定跨中最大弯矩 M_{kz} 所在截面与塑性铰 A 之间的距离 d_0 :

$$M'(d) = -\frac{2M_{pr}}{l'} + \frac{ql'}{2} - qd = 0 \quad (14)$$

$$d_0 = -\frac{2M_{pr}}{ql'} + \frac{l'}{2}$$

将式(14)代入式(13)得到跨中最大弯矩 M_{kz} 的计算公式:

$$M_{kz} = \begin{cases} \frac{2M_{pr}^2}{ql'^2} + \frac{ql'^2}{8}; & 0 \leq d_0 \leq l' \\ M_{pr}; & d_0 < 0 \text{ 或 } d_0 > l' \end{cases} \quad (15)$$

若由式(15)算得的塑性铰外移时横梁极限内力状态中的跨中最大弯矩 M_{kz} 满足下式, 则 M_{kz} 满足内力局限条件:

$$M_{kz} < M_{pb} \quad (16)$$

需要说明的是, 式(15)仅为横梁上作用均布荷载时横梁极限内力状态中的跨中最大弯矩计算公式. 若横梁上还作用集中荷载, 则应根据平衡条件重新计算.

至此, 根据 RBS 节点钢框架横梁极限内力状态的唯一性, 本文提出了针对美国 FEMA RBS 节点设计步骤的补充验算公式(式(14)~(16)). 美国 FEMA RBS 节点设计步骤中的式(2)~(5)与本文提出的式(14)、(15)从单向铰条件与平衡条件出发计算塑性铰外移时的横梁极限内力状态; 式(6)与式(16)对上述极限内力状态的内力局限条件进行验算. 当美国 FEMA RBS 节点设计步骤与本文提出的补充验算公式均得到满足, 结构的极限内力状态同时满足平衡条件、单向铰条件、内力局限条件. 此时, 该极限内力状态即为结构的真实极限内力状态, 而与该极限内力状态对应的破坏机构(图 5(b)所示侧移破坏机构)即为结构的真实破坏机构.

2.4.2 基于组合破坏机构的 RBS 节点设计方法
图 11 所示为结构发生图 6(b)所示组合破坏机构时横梁的极限内力状态, 图中 M_a 表示左侧 RBS 节点最大削弱截面所受弯矩, M_{pb} 表示跨中塑性铰截面的极限弯矩(由式(2)计算), m 表示跨中塑性铰截面与柱面之间的距离, M_{pr} 表示右侧 RBS 节点最大削弱截面的极限弯矩(由式(3)计算), l''

表示两柱面之间的距离.

以横梁轴线为 x 轴、左侧柱面为坐标原点, 根据横梁塑性铰截面的极限弯矩 M_{pb} 、 M_{pr} 与平衡条件可将图 11 所示的横梁极限内力表达为

$$M(x) = -M_{pr} + \frac{M_{pb} + M_{pr}}{l'' - m - e}(l'' - e - x) + \frac{ql''x - ql''m - qex + qem - qx^2 + qmx}{2} \quad (17)$$

需要说明的是, 式(17)仅为横梁上作用均布荷载时的极限内力状态. 若横梁上还作用集中荷载, 则应根据平衡条件重新计算.

由图 11 易知, 横梁弯矩的极值点位于跨中塑性铰截面即 $M'(m) = 0$, 将此关系代入式(17)得到:

$$m = l'' - e - \sqrt{\frac{2(M_{pb} + M_{pr})}{q}} \quad (18)$$

至此, 本文根据单向铰条件与平衡条件得到了图 11 所示横梁极限内力状态的表达式. 若该极限内力状态能满足内力局限条件, 则与该极限内力状态对应的破坏机构(图 6(b)所示组合破坏机构)能够发生. 由图 11 易知, 若左侧 RBS 节点所受弯矩 M_a 与右侧柱面所受弯矩 M_f 能满足内力局限条件, 则结构横梁各个截面均能满足内力局限条件. 将 $x = e$ 、 $x = l''$ 代入式(17)得到以下两式:

$$M_a = M(e) = -M_{pr} + \frac{M_{pb} + M_{pr}}{l'' - m - e}(l'' - 2e) + \frac{ql'e - ql''m - 2qe^2 + 2qem}{2} \quad (19)$$

$$M_f = M(l'') = -M_{pr} - \frac{(M_{pb} + M_{pr})e}{l'' - m - e} + \frac{qem - qel''}{2} \quad (20)$$

若 M_a 与 M_f 满足下式, 则其满足内力局限条件:

$$M_a < M_{pr} \quad (21)$$

$$M_f < M_{pb} \quad (22)$$

至此, 本文提出了针对图 6(b)所示组合破坏机构的 RBS 节点设计方法, 该设计方法可归纳为以下步骤: (1)由式(1)进行强柱弱梁验算; (2)由式(2)计算跨中塑性铰截面极限弯矩 M_{pb} ; (3)由式(3)计算 RBS 节点最大削弱截面极限弯矩 M_{pr} ; (4)由式(18)计算跨中塑性铰截面与柱面之间的距离 m ; (5)由式(19)计算 RBS 节点最大削

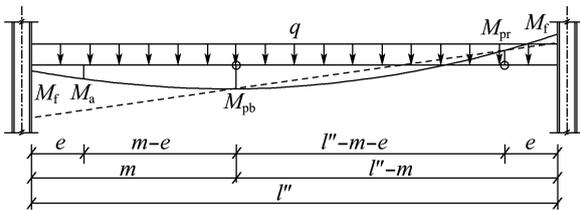


图 11 组合破坏机构极限内力状态

Fig. 11 Ultimate internal force state of the combined failure mechanism

弱截面所受弯矩 M_a ; (6) 由式 (20) 计算柱面弯矩 M_f ; (7) 由式 (21)、(22) 进行内力局限条件验算。

3 RBS 节点钢框架极限承载力理论研究

RBS 节点在改变结构的破坏模式使得塑性铰外移的同时,也将改变结构的极限承载力. 本文从虚功原理出发对于 RBS 节点钢框架的极限承载力开展研究。

对于图 1 所示 RBS 节点钢框架,其破坏机构可用图 12 表示. 在与某一破坏机构对应的极限受力状态满足单向铰条件、平衡条件、内力局限条件的情况下,由 2.2 节推广得到的极限荷载唯一性定理可知该极限受力状态中的极限荷载即为结构的真实极限荷载. 取与图 12 所示破坏机构对应的极限受力状态为力状态,取图 12 所示体系为位移状态,可列出虚功方程:

$$\sum_{i=1}^r F_{eqi} \Delta_i + W_g = \sum_{j=1}^s (M_{ubj1} + M_{ubj2}) \theta_j + \sum_{k=1}^t M_{pck} \alpha \quad (23)$$

$$M_{pck} = C_{pr} R_y W_{pck} f_{yc} \quad (24)$$

式中: F_{eqi} 为力状态中各层横梁受到的水平地震荷载; Δ_i 为位移状态中各层横梁的水平位移; W_g 为力状态中的固定荷载在位移状态上所做虚功; θ_j 为位移状态中第 j 跨横梁上塑性铰两侧截面的相

对转角; M_{ubj1} 、 M_{ubj2} 为力状态中与 θ_j 相对应的塑性铰截面极限弯矩; α 为位移状态中柱脚处塑性铰截面的转角(由几何关系可知,位移状态中各柱脚处塑性铰截面的转角彼此相等); M_{pck} 为力状态中与 α 相对应的柱脚截面极限弯矩; W_{pck} 为立柱全截面模量; f_{yc} 为立柱材料屈服强度; r 为钢框架层数; s 为钢框架中横梁的个数; t 为钢框架中底层柱脚的个数。

图 13 所示为力状态中第 j 跨横梁的内力, x_{j1} 、 x_{j2} 表示两塑性铰截面与立柱轴线之间的距离, M_{rcj1} 、 M_{rcj2} 表示两塑性铰截面极限弯矩的连线延伸至立柱轴线的弯矩值。

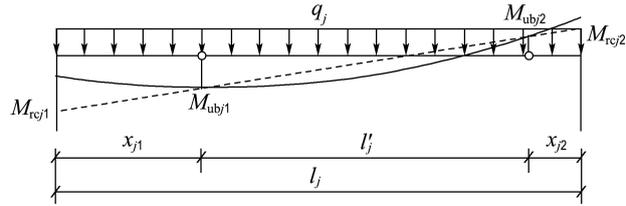


图 13 力状态

Fig. 13 Force state

图 14 所示为位移状态中第 j 跨横梁的位移, 图中各角度之间存在关系: $\beta_j = \frac{(x_{j1} + x_{j2})\alpha}{l'_j}$ 、 $\theta_j = \alpha + \beta_j$, 由此可得:

$$\sum_{j=1}^s (M_{ubj1} + M_{ubj2}) \theta_j = \sum_{j=1}^s \frac{(M_{rcj1} + M_{rcj2}) l'_j}{l_j} \times \left(\alpha + \frac{(x_{j1} + x_{j2}) \alpha}{l'_j} \right) = \sum_{j=1}^s (M_{rcj1} + M_{rcj2}) \alpha \quad (25)$$

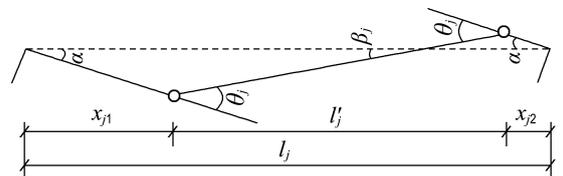


图 14 位移状态

Fig. 14 Displacement state

由图 14 所示虚位移状态中的几何关系可得:

$$W_g = \frac{\alpha q l_j (x_{j1} - x_{j2})}{2} \quad (26)$$

记各横梁受到的水平地震荷载 F_{eqi} 与底部支

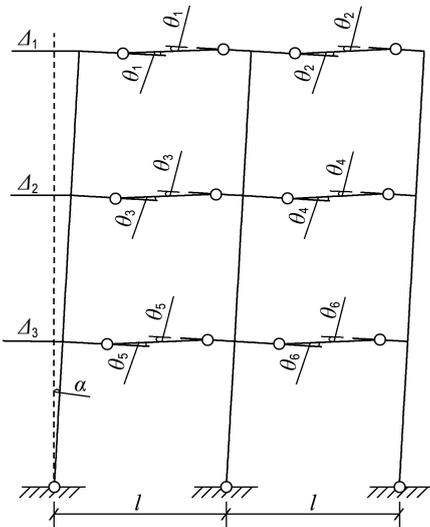


图 12 任意破坏机构

Fig. 12 Arbitrary failure mechanism

座之间的距离为 f_i , 则 $\Delta_i = f_i \alpha$. 将此关系与式 (25)、(26) 代入式 (23) 可得:

$$\sum_{i=1}^r F_{eqi} f_i = \sum_{j=1}^s (M_{rcj1} + M_{rcj2}) + \sum_{k=1}^t M_{pck} - \frac{q l_j (x_{j1} - x_{j2})}{2} \quad (27)$$

上式即为 RBS 节点钢框架形成任意破坏机构时的极限承载力计算公式.

当结构形成图 5(b) 所示的侧移破坏机构时, 由于 RBS 节点在各横梁中对称布置, 各 RBS 节点最大削弱截面与立柱轴线之间的距离相等即 $x_{j1} = x_{j2} = a + b/2 + h_c/2$. 根据图 13 中各截面所受弯矩之间的关系可得 $M_{rcj1} + M_{rcj2} = \frac{2M_{prj} l_j}{l_j - (2a + b + h_c)}$. 将上述关系代入式 (27) 得到:

$$\sum_{i=1}^r F_{eqi} f_i = \sum_{j=1}^s \frac{2M_{prj} l_j}{l_j - (2a + b + h_c)} + \sum_{k=1}^t M_{pck} \quad (28)$$

其中, M_{prj} 为削弱区塑性峰值弯矩可能值 (由式 (3) 计算, 该参数由削弱参数 c 确定), h_c 为立柱截面高度.

上式即为 RBS 节点钢框架形成图 5(b) 所示侧移破坏机构时的极限承载力计算公式, 该公式清楚地表明了各削弱参数对于结构极限承载力的影响: 在削弱参数 a, b 不变的情况下, c 越小结构的极限承载力越大; 在 c 不变的情况下, a, b 越大结构的极限承载力越大.

当结构形成图 6(b) 所示的组合破坏机构时, $x_{j1} = m + \frac{h_c}{2}$ (由式 (18) 计算), $x_{j2} = a + \frac{b}{2} + \frac{h_c}{2}$; 根据图 13 中各截面弯矩之间的关系可得 $M_{rcj1} + M_{rcj2} = \frac{(M_{pbj} + M_{prj}) l_j}{l_j - m - a - b/2 - h_c}$. 将上述关系代入式 (27) 可得:

$$\sum_{i=1}^r F_{eqi} f_i = \sum_{j=1}^s \frac{(M_{pbj} + M_{prj}) l_j}{l_j - m - a - b/2 - h_c} + \sum_{k=1}^t M_{pck} - \frac{q l_j (m - a - b/2)}{2} \quad (29)$$

上式即为 RBS 节点钢框架形成图 6(b) 所示的组合破坏机构时的极限承载力计算公式.

4 RBS 节点钢框架破坏模式与极限承载力有限元验证

前文已对美国 FEMA 提出的 RBS 节点设计

方法进行了分析, 并针对其中不足提出了实现侧移破坏机构的补充验算公式以及实现组合破坏机构的 RBS 节点设计方法. 在此基础上, 对 RBS 节点钢框架的极限承载力进行了分析, 得到了极限承载力的理论计算公式. 为验证上述理论研究结果的正确性, 本文设计具有不同削弱参数的 RBS 节点钢框架, 并通过 Abaqus 有限元分析软件对各钢框架的破坏模式与极限承载力进行分析.

4.1 模型设计

本文设计具有不同削弱参数的 RBS 节点钢框架, 并对其进行抗震性能有限元模拟, 各钢框架模型的计算简图如图 15 所示, 钢框架梁、柱截面均采用热轧 H 型钢, 其中横梁截面采用 H596 × 199 × 10 × 15、立柱截面采用 H400 × 408 × 21 × 21, 钢材选用 Q235B 结构钢.

在图 15 中, 水平荷载模拟地震荷载; 竖向荷载模拟正常使用荷载, 工况 1 时 $q = 0$ kN/m, 工况 2 时 $q = 100$ kN/m. 在加载过程中, 竖向荷载不发生改变, 水平荷载保持 1 : 2 的比例并以荷载控制的加载制度单调施加直至结构破坏. 在两种工况下, 分别设计各钢框架模型的削弱参数如表 1 所示.

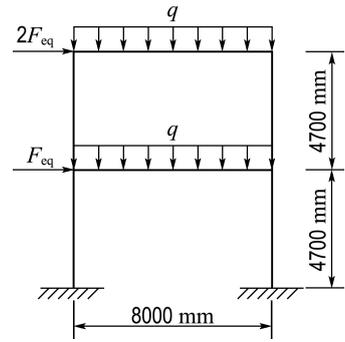


图 15 有限元模型计算简图

Fig. 15 Calculation diagram of the finite element model

表 1 削弱参数

Tab. 1 Weaken parameters

荷载工况	框架编号	削弱参数		
	RBS0	$a = 0$	$b = 0$	$c = 0$
工况 1	RBS1	$a = 0.60b_f$	$b = 0.85h_b$	$c = 0.05b_f$
	RBS2	$a = 0.60b_f$	$b = 0.85h_b$	$c = 0.20b_f$
工况 2	RBS2	$a = 0.60b_f$	$b = 0.85h_b$	$c = 0.20b_f$
	RBS3	$a = 0.50b_f$	$b = 0.65h_b$	$c = 0.25b_f$

4.2 破坏模式与极限承载力理论计算

(1) 工况 1 下 RBS0、RBS1、RBS2 型钢框架破坏模式与极限承载力理论计算

取横梁材料屈服强度 f_y 为 235 MPa、承载力值系数 C_{pr} 为 1.15、钢材超强系数 R_y 为 1.0, 将以上数据与 RBS0、RBS1、RBS2 型钢框架的削弱参数代入式(2)~(5), 得到各钢框架模型发生图 5(b) 所示侧移破坏机构时的极限内力状态(见表 2)。

表 2 工况 1 下侧移破坏机构极限内力状态
Tab. 2 Ultimate internal force state of the sway failure mechanism under condition 1

框架编号	$M_{pb}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{pr}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_f/(\text{kN} \cdot \text{m})$
RBS0	685.13	685.13	685.13
RBS1	685.13	638.26	707.67
RBS2	685.13	497.66	551.77

在表 2 所示的 RBS0、RBS1 型钢框架极限内力状态中, $M_f \geq M_{pb}$ (式(6)不满足), 因此 RBS0、RBS1 型钢框架不满足美国 FEMA RBS 节点设计要求, 将形成图 5(a) 所示的侧移破坏机构(塑性铰出现在柱面)。在 RBS2 型钢框架极限内力状态中, $M_f < M_{pb}$ (式(6)满足), 因此 RBS2 型钢框架满足美国 FEMA RBS 节点设计要求, 将形成图 5(b) 所示的侧移破坏机构(塑性铰出现在 RBS 节点)。将 RBS0、RBS1 型钢框架的相关计算参数代入式(27)、将 RBS2 型钢框架的相关计算参数代入式(28)得到表 3 中各钢框架模型的极限承载力。

表 3 工况 1 下破坏模式与极限承载力

Tab. 3 Failure mode and ultimate bearing capacity under condition 1

框架编号	破坏模式	极限承载力 F_{eq}/kN
RBS0	侧移破坏(塑性铰出现在柱面)	212.92
RBS1	侧移破坏(塑性铰出现在柱面)	212.92
RBS2	侧移破坏(塑性铰出现在 RBS 节点)	189.03

(2) 工况 2 下 RBS2、RBS3 型钢框架破坏模式与极限承载力理论计算

取竖向荷载 q 为 100 kN/m、横梁材料屈服强度 f_y 为 235 MPa、承载力值系数 C_{pr} 为 1.15、钢材超强系数 R_y 为 1.0, 将以上数据与 RBS2、RBS3 型钢框架的削弱参数代入式(2)~(5)、式(14)~(15), 得到各钢框架模型发生图 5(b) 所示侧移破坏机构时的极限内力状态(见表 4)。在 RBS2、RBS3 型钢框架的极限内力状态中, $M_f < M_{pb}$ (式(6)满足)、 $M_{kz} > M_{pb}$ (式(16)不满足), 因此 RBS2、RBS3 型钢框架虽满足美国 FEMA RBS 节点设计要求但并不满足本文所提出的补充验算公式, RBS2、RBS3 型钢框架均无法实现图 5(b) 所示的侧移破坏机构。

将 RBS2、RBS3 型钢框架的削弱参数代入式(2)~(3)和式(18)~(20), 得到各钢框架模型形成图 6(b) 所示组合破坏机构时的极限内力状态(见表 5)。在 RBS2 型钢框架的极限内力状态中, $M_a < M_{pr}$ (式(21)满足)、 $M_f > M_{pb}$ (式(22)不

表 4 工况 2 下侧移破坏机构极限内力状态

Tab. 4 Ultimate internal force state of the sway failure mechanism under condition 2

框架编号	$M_{pb}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{pr}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{kz}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_f/(\text{kN} \cdot \text{m})$
RBS2	685.13	497.66	692.74	679.51
RBS3	685.13	450.79	697.50	591.29

表 5 工况 2 下组合破坏机构极限内力状态

Tab. 5 Ultimate internal force state of the combined failure mechanism under condition 2

框架编号	$M_{pb}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{pr}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	m/m	$M_a/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_f/(\text{kN} \cdot \text{m})$
RBS2	685.13	497.66	2.36	486.95	685.87
RBS3	685.13	450.79	2.54	432.63	594.83

足),因此 RBS2 型钢框架将实现图 6(a)所示的组合破坏机构(塑性铰出现在跨中与柱面). 在 RBS3 型钢框架的极限内力状态中, $M_a < M_{pr}$ (式(21)满足)、 $M_f < M_{pb}$ (式(22)满足),因此 RBS3 型钢框架将实现图 6(b)所示组合破坏机构(塑性铰出现在跨中与 RBS 节点).

将 RBS2、RBS3 型钢框架的相关计算参数代入式(27)、(29)计算得到表 6 所示各钢框架模型的极限承载力.

表 6 工况 2 下破坏模式与极限承载力

Tab. 6 Failure mode and ultimate bearing capacity under condition 2

框架编号	破坏模式	极限承载力 F_{eq}/kN
RBS2	组合破坏(塑性铰出现在跨中和柱面)	187.87
RBS3	组合破坏(塑性铰出现在跨中和 RBS 节点)	175.92

4.3 破坏模式与极限承载力有限元验证

4.3.1 有限元模拟关键参数 为合理模拟结构的破坏模式与极限承载力,本文将有限元分析中材料的本构关系简化为图 16 所示的三折线模型,三折线模型中的关键点参数见表 7.

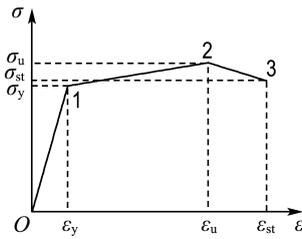


图 16 三折线应力-应变曲线

Fig. 16 Three-line stress-strain curve

表 7 三折线应力-应变曲线的关键点参数

Tab. 7 Keypoint data of three-line stress-strain curve

关键点	应力/MPa	应变/%
1	235.0	0.13
2	270.3	11.93
3	238.0	17.00

有限元模拟中的单元类型选取 Abaqus 有限

元分析软件中的八节点六面体线性减缩单元 C3D8R. 利用 Abaqus 有限元分析软件中的结构化网格划分技术进行网格划分,横梁网格尺寸为 25 mm、立柱网格尺寸为 100 mm. 选取 von Mises 屈服准则模拟材料的屈服函数,选取关联流动法则、等向强化模型模拟材料的强化过程,选取 Abaqus 有限元分析软件中的显式求解器进行计算.

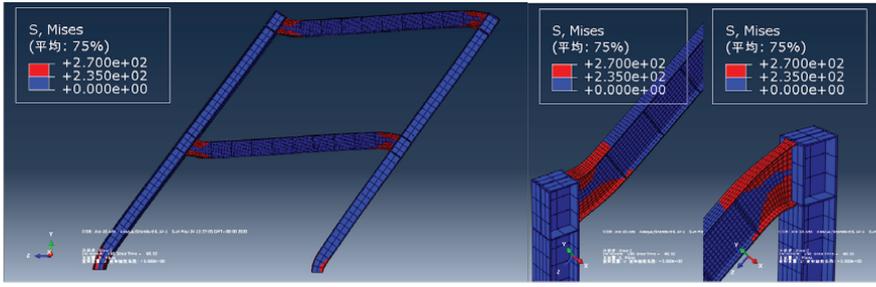
4.3.2 加载制度与破坏机构判断准则 在有限元模拟中,以荷载控制的加载制度施加水平荷载,并将各分析步的水平荷载增量设置为 1 kN. 当水平荷载即将达到结构的极限承载力时,分析步中的增量步逐渐减小;当增量步减小至 10^{-5} 时,停止有限元计算并以此时的水平荷载作为结构的极限承载力.

对于本文有限元模拟中的 H 型截面梁而言,其弯矩主要由上下翼缘承担,而剪力主要由腹板承担,因此以截面上下翼缘全部进入塑性作为塑性铰出现的标志,并依据水平荷载达到极限承载力时结构的应力水平判断结构的破坏模式.

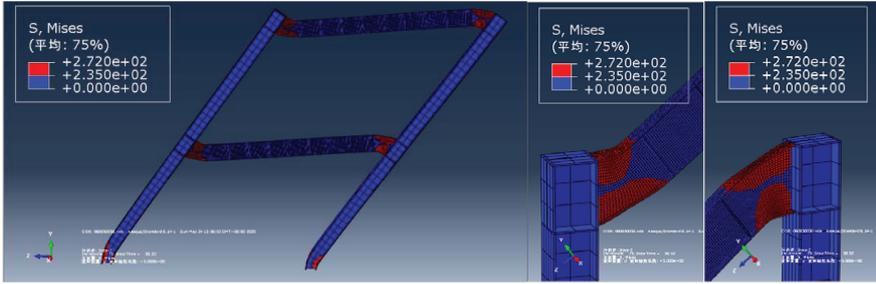
4.3.3 有限元分析结果与理论计算结果对比 图 17 所示为工况 1、工况 2 下,水平荷载达到极限承载力时各钢框架的应力水平. 在图 17(a)、(b)中,两侧柱面上下翼缘全部进入了塑性, RBS0、RBS1 型钢框架形成了图 5(a)所示的侧移破坏机构;在图 17(c)中,两侧 RBS 节点上下翼缘全部进入了塑性而柱面上下翼缘未全部进入塑性, RBS2 型钢框架形成了图 5(b)所示的侧移破坏机构;在图 17(d)中,跨中截面及右侧柱面上下翼缘全部进入了塑性, RBS2 型钢框架形成了图 6(a)所示的组合破坏机构;在图 17(e)中,跨中截面及右侧 RBS 节点上下翼缘全部进入了塑性而柱面上下翼缘未全部进入塑性, RBS3 型钢框架形成了图 6(b)所示的组合破坏机构. 据此将各钢框架模型的破坏模式整理为表 8.

将表 8 中各钢框架模型的破坏模式与 4.2 节中的理论计算结果进行对比可知,有限元分析结果与理论计算结果一致,有限元分析结果验证了本文针对美国 FEMA RBS 节点设计步骤所提出的改进建议的正确性.

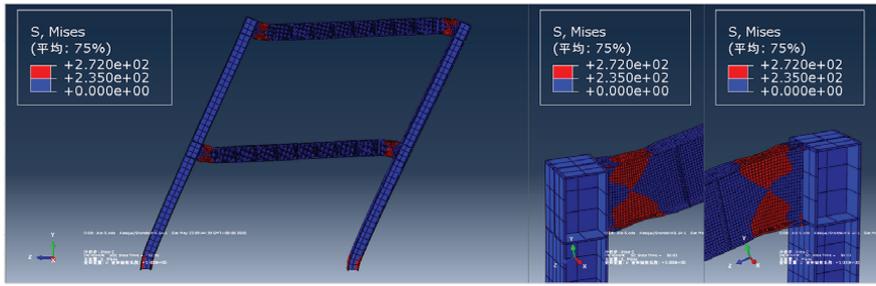
与此同时,表 8 列出了分别通过有限元模拟



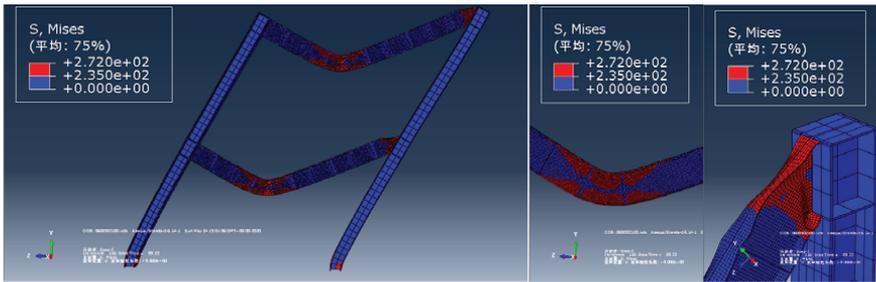
(a) 工况 1 下 RBS0 应力状态



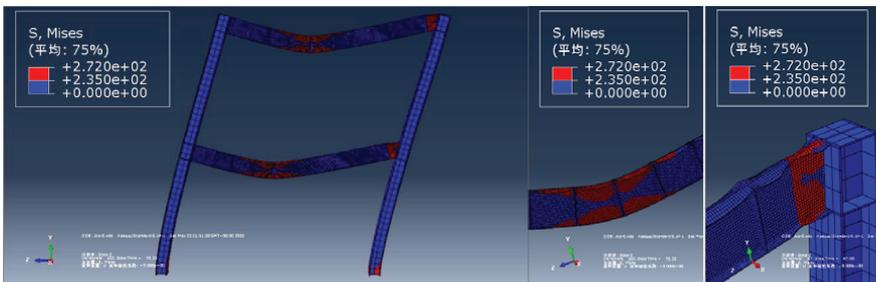
(b) 工况 1 下 RBS1 应力状态



(c) 工况 1 下 RBS2 应力状态



(d) 工况 2 下 RBS2 应力状态



(e) 工况 2 下 RBS3 应力状态

图 17 各工况下应力状态

Fig. 17 Stress state under different conditions

表8 有限元分析结果与理论计算结果对比

Tab.8 Comparison between the results of finite element analysis and theoretical calculation

荷载工况	框架编号	破坏模式有限元分析结果	极限承载力有限元分析结果/kN	极限承载力理论计算结果/kN	理论误差/%
工况 1	RBS0	侧移破坏 (塑性铰出现在柱面)	236.08	212.92	-9.81
	RBS1	侧移破坏 (塑性铰出现在柱面)	234.08	212.92	-9.04
	RBS2	侧移破坏 (塑性铰出现在 RBS 节点)	207.64	189.03	-8.96
工况 2	RBS2	组合破坏 (塑性铰出现在跨中和柱面)	178.44	187.87	5.28
	RBS3	组合破坏 (塑性铰出现在跨中和 RBS 节点)	163.12	175.92	7.85

与理论计算得到的各钢框架模型的极限承载力; 从中看出有限元分析结果与理论计算结果吻合良好, 有限元分析结果验证了本文所提出的极限承载力计算公式的正确性。

5 结 论

(1) 本文将比例加载时极限荷载的唯一性定理进行了推广, 得到对于同时承受比例荷载与固定荷载的结构, 其极限荷载是唯一确定的结论, 以此为基础, 进一步证明: 对满足强柱弱梁要求的框架结构而言, 其横梁的极限内力状态是唯一确定的。

(2) 在竖向荷载较大的工况下, 美国 FEMA RBS 节点设计步骤并不能确保结构实现预期的破坏机构。针对此问题, 本文以横梁极限内力状态的唯一性为基础提出了针对上述设计步骤的补充验算公式, 若美国 FEMA RBS 节点设计要求与上述补充验算公式均能得到满足, 则结构可实现预期的侧移破坏机构。

(3) 针对本文提出的补充验算公式难以得到满足的情况, 以横梁极限内力状态的唯一性为基础提出了以组合破坏机构为目标的 RBS 节点设计方法, 该设计方法可确保结构实现组合破坏机构并使得塑性铰外移。

(4) 根据本文推广得到的极限荷载的唯一性, 以虚功原理为基础提出了针对 RBS 节点钢框架

的极限承载力计算公式。有限元分析结果表明, 该极限承载力计算公式可以提供较准确的计算结果。

参考文献:

- [1] 黄炳生. 日本神户地震中建筑钢结构的震害及启示 [J]. 建筑结构, 2000(9): 24-25.
HUANG Bingsheng. Seismic damage of the steel structure in Kobe earthquake in Japan and its enlightenment [J]. **Journal of Building Structures**, 2000(9): 24-25. (in Chinese)
- [2] 郁有升, 王 燕. 钢框架梁翼缘削弱型节点力学性能的试验研究 [J]. 工程力学, 2009, 26(2): 168-175.
YU Yousheng, WANG Yan. Experimental study on the mechanical property of reduced beam section connections of steel frames [J]. **Engineering Mechanics**, 2009, 26(2): 168-175. (in Chinese)
- [3] 蔡益燕. 美国钢框架节点抗震设计研究动向 [C] // 高层建筑抗震技术交流会论文集(第六届). 珠海: 高层建筑抗震专业委员会, 1997: 187-196.
CAI Yiyan. Research trend of seismic design of steel frame connections in USA [C] // **Proceedings of the Sixth Seminar on Earthquake Resistant Technique for High-Rise**. Zhuhai: Professional Committee of Anti-seismic for High-Rise, 1997: 187-196. (in Chinese)
- [4] 郁有升. 钢框架梁翼缘削弱型节点的试验研究及理论分析 [D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.

- YU Yousheng. Experimental and theoretical research on the reduced beam section connection of steel frames [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2008. (in Chinese)
- [5] 陈廷国, 赵广军. 钢框架延性节点塑性铰外移的机理研究 [J]. 钢结构, 2014, **29**(12): 25-31, 57.
CHEN Tingguo, ZHAO Guangjun. The mechanism research of steel frame ductility node plastic hinge relocation [J]. **Steel Construction**, 2014, **29**(12): 25-31, 57. (in Chinese)
- [6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层民用建筑钢结构技术规程: JGJ 99—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Steel Structures of Tall Building: JGJ 99-2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [7] SAC Joint Venture. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings; FEMA-350 [R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [8] 王燕. 钢框架塑性铰外移新型延性节点的研究与进展 [J]. 青岛理工大学学报, 2006(3): 1-6.
WANG Yan. Development of the research on new type ductile connection in steel moment resisting frames [J]. **Journal of Qingdao University of Technology**, 2006(3): 1-6. (in Chinese)
- [9] 蔡益燕. 考虑塑性铰外移的钢框架梁柱连接设计 [J]. 建筑结构, 2004, **34**(2): 3-5, 9.
CAI Yiyan. Beam-to-column connection of steel frame considering shift-away of plastic hinge [J]. **Journal of Building Structures**, 2004, **34**(2): 3-5, 9. (in Chinese)
- [10] 龙驭球, 包世华, 袁驷. 结构力学 II——专题教程 [M]. 3 版. 北京: 高等教育出版社, 2012.
LONG Yuqiu, BAO Shihua, YUAN Si. **Structural Mechanics II - Special Subject** [M]. 3rd ed. Beijing: Higher Education Press, 2012. (in Chinese)

Design method and ultimate bearing capacity study of steel frame structure with RBS connection

CHEN Tingguo*, REN Weibin, QU Jiting

(Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The limit analysis theory is applied to investigate the influence of the reduced beam section (RBS) connection on the failure mode and the ultimate bearing capacity of the structure. Firstly, the limitation of the design method of RBS connection proposed by FEMA is demonstrated. To overcome the shortage, the uniqueness theorem of the ultimate bearing capacity is applied to the structure subjected to both proportional loading and fixed loading. For the frame structure with a strong column and weak beam, the uniqueness of the ultimate internal force state is further demonstrated. The existing design procedure of RBS connection in FEMA is modified by a supplementary checking formula, and a new design method is proposed for RBS connection with a combined failure mechanism. Then, a theoretical derivation of the ultimate bearing capacity of the steel frame structure with RBS connection is carried out to clarify the influence of the RBS connection on the ultimate bearing capacity, and a theoretical calculation formula of the ultimate bearing capacity is obtained. Finally, the theoretical result shows a good agreement with the numerical simulations conducted by the finite element analysis software Abaqus.

Key words: reduced beam section connection; steel frame structure; design method; ultimate bearing capacity; seismic performance