

文章编号:1673-2049(2018)04-0072-09

延性节点钢框架结构的抗震性能分析

韩明岚^{1,2}, 王 帅³, 牟 政³, 王 燕³, 刘 丹⁴

(1. 青岛理工大学 蓝色经济区工程建设与安全协同创新中心, 山东 青岛 266033; 2. 山东科技大学
土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590; 3. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛 266033;
4. 鲁东大学 土木工程学院, 山东 烟台 264025)

摘要:为简化延性耗能节点钢框架结构的数值计算,利用延性耗能节点简化理论模型分别对 6 层、12 层的翼缘削弱型节点钢框架和盖板加强型节点钢框架进行简化,并对框架简化模型和实际框架模型进行模态分析;提取框架结构的前 3 阶基本周期并计算阻尼比,并对框架结构简化模型和实际模型开展 El Centro 波和 Taft 波 2 种地震波下的动力时程分析,将框架简化模型计算得到的框架基本周期、柱顶位移和柱底剪力时程曲线与实际框架模型的数值计算结果进行对比。结果表明:整体上框架简化模型和实际框架模型的数值计算结果吻合较好,翼缘削弱型节点框架简化模型计算的框架基本周期比实际模型计算值稍小,相对误差在 8.5% 以内,而盖板加强型节点框架简化模型计算的框架基本周期比实际模型计算值稍大,相对误差在 4.0% 以内;柱顶位移和柱底剪力时程曲线吻合较好。延性节点简化理论模型用于框架结构动力计算具有极高的计算精度,可有效分析延性节点钢框架结构的抗震性能。

关键词:钢框架;延性节点简化模型;模态分析;动力时程分析;抗震性能

中图分类号:TU391 **文献标志码:**A

Seismic Performance Analysis of Steel Frame Structure with Ductile Connections

HAN Ming-lan^{1,2}, WANG Shuai³, MOU Zheng³, WANG Yan³, LIU Dan⁴

(1. Cooperative Innovation Center of Engineering Construction and Safety in Shandong Blue Economic Zone, Qingdao University of Technology, Qingdao 266033, Shandong, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, Shandong, China;
3. School of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266033, Shandong, China;
4. School of Civil Engineering, Ludong University, Yantai 264025, Shandong, China)

Abstract: In order to simplify the numerical calculation of steel frame structure with ductile and energy-dissipated connection, 6-layer and 12-layer frame structures with reduced beam section connections and cover-plate reinforced connections were simplified by using simplified theoretical model of ductile and energy-dissipated connection. The modal analyses of simplified frame model and actual frame model were carried out. The first three fundamental periods of structures were obtained and the damping ratio was calculated. The dynamic time-history analyses of simplified frame model and actual frame model under El Centro seismic wave and Taft seismic wave were carried out respectively. The fundamental period of frame, displacement of column top and

收稿日期:2017-12-01

基金项目:青岛市博士后研究人员应用研究项目(2016129);国家重点研发计划项目(2016YFC0701204)

作者简介:韩明岚(1974-),女,山东日照人,青岛理工大学副教授,工学博士,E-mail:zhanc@163.com.

shearing force time-history curve of column bottom which were gotten from the simplified frame structure models were compared with numerical results of actual frame models. The results show that numerical results of simplified frame model are consistent with those of actual frame model as a whole. The fundamental periods of frame with reduced beam section connections which are acquired from the simplified structure models are smaller than those of actual structure models, and the relative error is within 8.5%. The fundamental periods of frame with cover-plate reinforced connection which are acquired from the simplified frame models are bigger than those of actual structure models, the relative error is within 4.0%. The displacement time-history curve of column top is in good agreement with that of shearing force of column bottom. It has high computational accuracy when the simplified theoretical model of ductile connections are applied to dynamic calculation of frame structure, so it can effectively analyze the seismic performance of steel frame structure with ductile connections.

Key words: steel frame; simplified model of ductile connection; modal analysis; dynamic time history analysis; seismic performance

0 引言

钢结构强度高、延性好,具有良好的抗震性能,被广泛应用到多层和高层建筑中。结构水平位移随建筑高度增加而增大,为减小结构在水平荷载作用下的侧移,梁柱节点通常采用全焊接或栓焊连接,形成全刚性节点^[1]。在 20 世纪末美国北岭地震与日本阪神地震中,传统的刚性节点发生了不同程度的脆性断裂现象^[2-4],这促使工程界学者开始深入研究梁柱连接的受力性能及破坏机理,对钢框架梁柱节点抗震性能不断进行优化,设计并提出了两大类抗震性能良好的新型延性能节点^[5-9],分别为加强型节点和削弱型节点。

对比普通节点,延性耗能节点构造较为复杂,尽管精细化有限元能够很好地完成高层或超高层延性节点钢框架结构动力计算,但比较繁琐,为节省计算时间,降低计算成本,有必要对延性节点框架结构进行合理简化,对简化后的结构模型进行数值计算,以期在节省资源的同时,得到较为准确的计算结果。

本文共设计了 2 个 6 层三跨和 2 个 12 层两跨的翼缘圆弧式削弱型节点(Reduced Beam Section Connection, RBS 节点)框架和盖板加强型节点(Cover-Plate Reinforced Connection, CPR 节点)框架,利用延性能节点简化模型对框架进行简化,对简化后的框架模型进行模态分析和动力时程分析,提取框架基本周期、框架柱顶位移和柱底剪力时程曲线,将计算结果和实际模型的计算结果进行对比,2 种模型的计算结果吻合较好,说明利用延性能节点框架简化模型进行动力计算可有效分析框架结

构的抗震性能。

1 节点简化模型

普通节点简化模型研究历史较长且相对成熟,最早有学者提出一种三弹簧节点简化理论模型^[10],见图 1。施刚等^[11]采用普通节点简化模型,并结合节点转角测量方法进行了框架静力分析,获得了较为精确的计算结果。

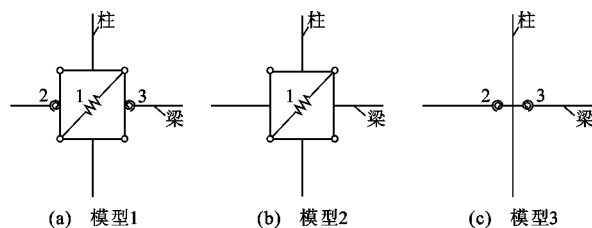


图 1 普通节点简化模型

Fig. 1 Simplified Models of Ordinary Connection

对比普通节点,延性节点的最大特点是强震下塑性铰远离梁柱连接区域,因此延性节点简化模型要充分考虑到塑性铰形成的位置。文献[12]提出了图 2 所示 3 种延性节点简化模型,相比图 1(a)所示的普通节点简化模型,图 2(a)所示的延性节点简化模型转动弹簧布置在塑性铰处,以模拟两侧连接组件的变形;图 2(b)所示的模型中节点域采用转动弹簧来替代图 2(a)中的斜拉弹簧,体现节点域剪切变形;图 2(c)中的节点域设置为刚性,不考虑节点域剪切变形。

2 框架和节点模型

2.1 框架模型

根据抗震规范^[13],分别设计 6 层和 12 层平面

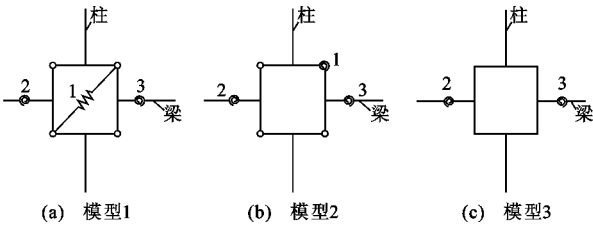


图 2 延性节点简化模型

Fig. 2 Simplified Models of Ductile Connection

钢框架, 框架节点形式为 RBS 节点与 CPR 节点, 框架结构立面图见图 3, 框架梁、柱均为 H 型截面, 选用 Q345 钢材, 弹性模量为 206 GPa, 泊松比为 0.3, 材料弹塑性模型选用多线性等效强化 MISO 模型, 应力-应变($\sigma\epsilon$)曲线见图 4, 框架梁、柱几何尺寸见表 1。

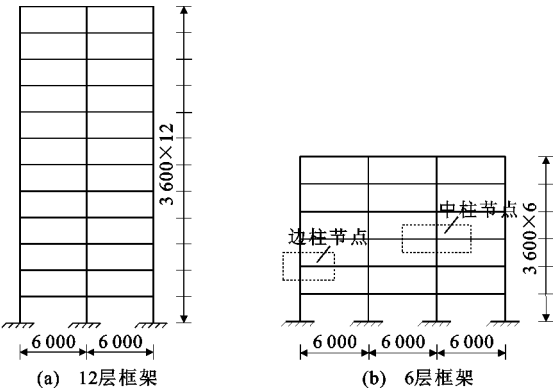


图 3 框架结构立面图(单位:mm)

Fig. 3 Elevations of Frame Structures (Unit:mm)

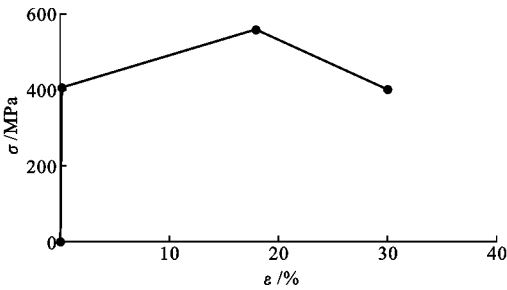


图 4 应力-应变曲线

Fig. 4 Stress-strain Curve

表 1 框架梁、柱几何尺寸

Tab. 1 Geometrical Dimensions of Frame Columns and Beams

构件名称	截面尺寸	长度/mm
12 层梁	500 mm×250 mm×12 mm×16 mm	6 000
12 层柱	500 mm×500 mm×20 mm×24 mm	3 600
6 层梁	400 mm×180 mm×10 mm×14 mm	6 000
6 层柱	400 mm×300 mm×12 mm×18 mm	3 600

2.2 节点模型

图 3 所示框架结构中的节点分别为 RBS 节点

与 CPR 节点, 节点具体构造见图 5, 其中 a 为削弱起点至柱面距离, b 为削弱长度, c 为削弱深度, b_f 为梁翼缘宽度, h_b 为梁高度, l 为盖板长度, t 为盖板厚度, b_1 为梁上盖板宽度, h_c 为柱高度。

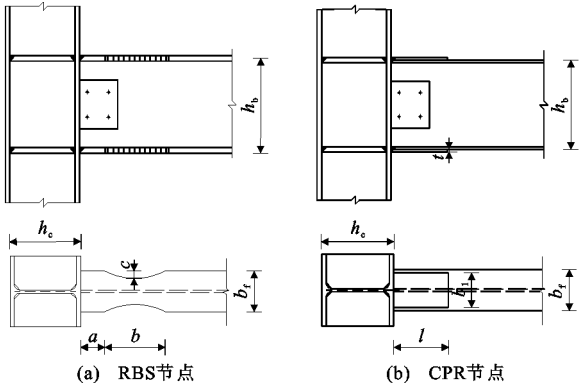


图 5 延性节点构造

Fig. 5 Construction of Ductile Connections

根据文献[14],[15], RBS 节点削弱处尺寸取值范围为

$$a=(0.5\sim0.75)b_f, b=(0.65-0.85)h_b, c=(0.20\sim0.25)b_f$$

根据文献[16], CPR 节点盖板尺寸取值范围为 $0.5h_b\leq l\leq 0.83h_b, 0.73t_b\leq t\leq 1.63t_b,$

$$b_1=b_f-2t_b, b_2=b_f+2t_b$$

式中: b_2 为梁下盖板宽度; t_b 为梁翼缘厚度。

依据上述取值范围并满足规范设计, 各框架节点削弱处及盖板加强处几何参数见表 2, 3。

表 2 削弱处几何尺寸

Tab. 2 Geometrical Dimensions of Reduced Section

结构	a /mm	b /mm	c /mm
12 层框架	162.5	375	60
6 层框架	120.0	300	40

表 3 盖板几何尺寸

Tab. 3 Geometrical Dimensions of Cover-plate

结构	l /mm	t /mm	b_1 /mm	b_2 /mm
12 层框架	300	16	220	280
6 层框架	250	14	150	200

3 节点模型刚度设置

由于框架简化计算模型主要来源于延性节点的简化, 因此首先要利用有限元对框架中的节点实体模型进行拟静力分析, 提取节点简化模型中相应弹簧单元的刚度, 再将弹簧单元刚度代入到框架简化模型中, 从而得到一个符合实际受力特征的框架简化模型。本文选用图 2(a)所示的节点简化模型, 合

理设置节点域斜拉弹簧和梁两侧弹簧的刚度是保证框架计算精度的关键因素。

3.1 节点模型数值研究

以6层三跨框架为例,从梁、柱中点处对框架进行划分,把框架分成多个边柱节点单元和中柱节点单元,见图3。对图3所示RBS节点6层框架和CPR节点6层框架的边柱节点和中柱节点实体模型进行数值计算,采用Solid92实体单元划分网格,对节点域处、盖板加强处和削弱处网格加密,梁端节点垂直于梁轴线方向位移耦合,平面外位移约束,上下柱脚为铰接,通过位移控制在梁端施加低周往复荷载^[17],计算后提取节点的滞回曲线和骨架曲线,分析边柱节点和中柱节点的本构关系,进而确定弹簧单元的荷载-变形曲线。6层框架中柱节点有限元模型见图6。

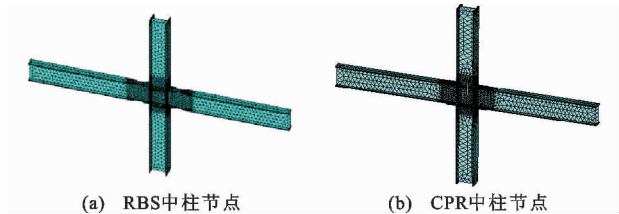


图6 6层框架中柱节点有限元模型

Fig. 6 Finite Element Models of Mid-column Connections in 6-layer Frame

3.2 节点域弹簧刚度

在侧向力作用下,忽略其他因素的影响,节点域以剪切变形为主,受力分析图7(a),等效剪力分析见图7(b),其中 M_1, M_2 为梁端弯矩, V_1, V_2 为梁端剪力, M_3, M_4 为柱端弯矩, V_3, V_4 为柱端剪力, V_A, V_B 分别为梁端等效剪力和柱端等效剪力, h_{cw}, h_{bw} 分别为柱腹板高度和梁腹板高度。

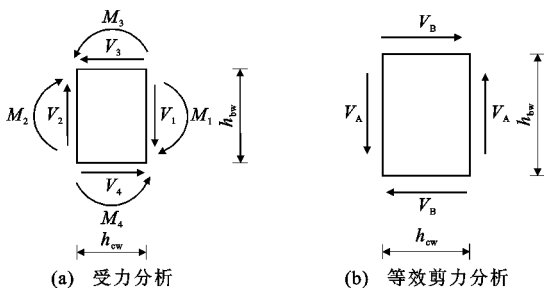


图7 节点域受力分析

Fig. 7 Force Analysis of Panel Zone

等效剪力计算公式为^[12]

$$V_A = (M_1 + M_2) / h_{bw} - (V_3 + V_4) / 2 \quad (1)$$

$$V_B = (M_3 + M_4) / h_{cw} - (V_1 + V_2) / 2 \quad (2)$$

图2(a)中轴向拉压弹簧刚度由节点域拉压弹

簧力 F 和对角线伸缩量 δ 对应的关系给出,其表达式分别为^[18-20]

$$F = \sqrt{V_A^2 + V_B^2}, \delta = \frac{\gamma h_{bw} h_{cw}}{\sqrt{h_{bw}^2 + h_{cw}^2}},$$

$$\gamma = M_y / (G h_{cw} h_{bw} t_p), M_y = V_A h_{cw} = V_B h_{bw}$$

式中: γ 为剪切角; M_y 为剪切力矩; t_p 为节点域厚度; G 为剪切弹性模量。

3.3 梁两侧弹簧刚度

普通节点简化模型中,梁两侧转动弹簧刚度可直接由节点处弯矩-转角关系确定,但对于延性节点简化模型,梁两侧弹簧单元设置在塑性铰处,弹簧刚度需要根据塑性铰处的弯矩-转角关系确定。

在节点实体模型有限元分析中采集节点转角,节点转角定义为荷载作用下梁柱夹角相对于无荷载时的改变值,在图8中位置1~4处分别提取位移,位置1,2处竖向位移分别用 Δ_1, Δ_2 表示,位置3,4处水平位移分别用 Δ_3, Δ_4 表示,节点转角 θ 的计算公式为^[11]

$$\theta = (\Delta_3 - \Delta_4) / h_{bf} - (\Delta_1 - \Delta_2) / h_{cf} \quad (3)$$

式中: h_{bf} 为梁上下翼缘中心线的距离; h_{cf} 为柱上下翼缘中心线的距离。

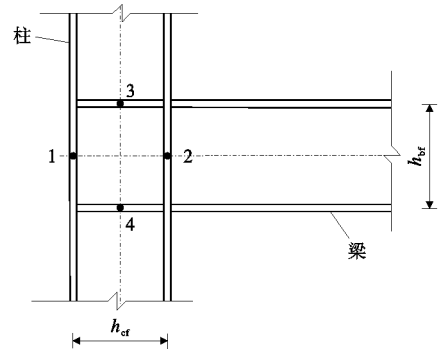


图8 节点转角测量方法

Fig. 8 Measuring Method of Connection Rotation

根据节点弹性转角和塑性转角导出塑性铰处转角 θ' 为^[12]

$$\theta' = \frac{\theta_e (l-e)^2}{(l+h_c/2)^2} + \frac{\theta_p (l-e)}{l+h_c/2} \quad (4)$$

式中: θ_e 为塑性铰处弹性转角; θ_p 为塑性铰处塑性转角; e 为塑性铰与柱翼缘的距离。

节点弯矩分布见图9,梁端弯矩 M_c 和塑性铰处弯矩 M_p 的对应关系为

$$M_p = \frac{l-e}{l+h_c/2} M_c \quad (5)$$

梁两侧弹簧刚度由 $M_p-\theta'$ 关系确定,基于第3.1节中计算得到的节点滞回曲线和骨架曲线,根据公式(4),(5)计算塑性铰处转角和弯矩,其对应的弯

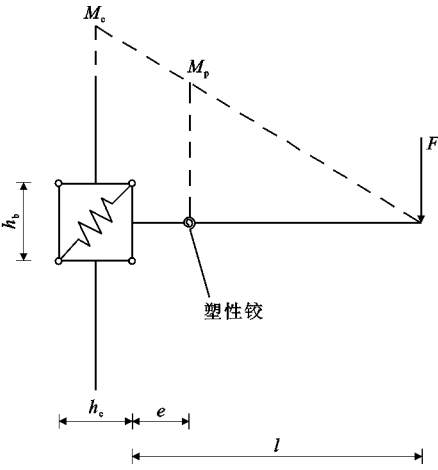


图 9 节点弯矩图

Fig. 9 Bending Moment Diagram of Connection

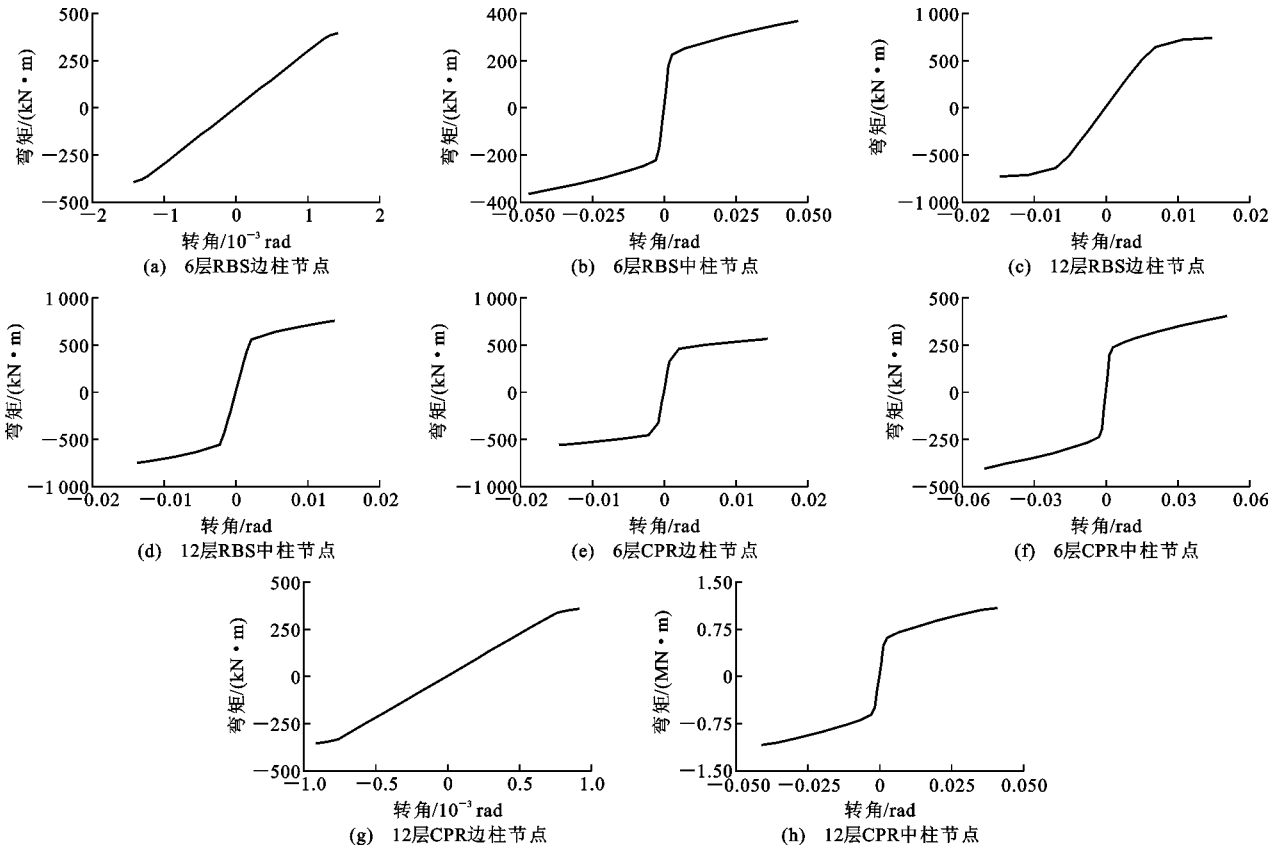


图 10 塑性铰处弯矩-转角骨架曲线

Fig. 10 Moment-rotation Skeleton Curves in Plastic Hinge Location

和 12cpf-2。对框架模型进行模态分析,提取前 3 阶基本周期 $T_1 \sim T_3$ 进行对比,6 层与 12 层框架模型的基本周期见表 4,5。

从表 4,5 可以看出:框架简化模型计算得到的基本周期和实际模型计算值基本一致,其中 RBS 节点框架实际模型计算得到的前 3 阶基本周期比 RBS 节点框架简化模型的计算值稍大,两者相对误

矩-转角关系曲线见图 10。

4 模态分析

模态分析是结构动力分析的基础,通过模态分析可确定结构的振动特性,包括基本周期和各阶振型。将 6 层框架采用 Beam188 单元建立数值分析实际模型,为便于后续说明,RBS 节点框架与 CPR 节点框架实际模型编号分别为 6rbf-1 和 6cpf-1,同时将 6 层框架利用图 2(a)所示的节点简化模型进行简化,简化模型中梁、柱采用 Beam188 单元划分,节点域斜拉弹簧与梁两侧弹簧均采用 Combin39 单元模拟,框架简化模型编号分别为 6rbf-2 和 6cpf-2; 12 层框架进行同样的数值建模,实际模型编号分别为 12rbf-1 和 12cpf-1,简化模型编号分别为 12rbf-2

差在 8.5% 以内;CPR 节点框架实际模型计算得到的基本周期比简化模型计算值稍小,两者相对误差在 4% 内。可见采用简化模型进行模态分析具有一定的可靠性。

5 动力时程分析

场地为 II 类场地,抗震设防烈度为 8 度,在罕遇

表 4 6 层框架基本周期

Tab. 4 Fundamental Periods of 6-layer Frame

阶次	T_{6r1}/s	T_{6r2}/s	T_{6r1}/T_{6r2}	T_{6c1}/s	T_{6c2}/s	T_{6c1}/T_{6c2}
1	1.138	1.066	1.067	1.015	1.053	0.963
2	0.354	0.329	1.076	0.320	0.326	0.982
3	0.191	0.175	1.092	0.176	0.174	1.011

注： T_{6r1} 、 T_{6r2} 、 T_{6c1} 、 T_{6c2} 分别为框架模型 6rbf-1、6rbf-2、6cpf-1、6cpf-2 计算得到的基本周期。

表 5 12 层框架基本周期

Tab. 5 Fundamental Periods of 12-layer Frame

阶次	T_{12r1}/s	T_{12r2}/s	T_{12r1}/T_{12r2}	T_{12c1}	T_{12c2}	T_{12c1}/T_{12c2}
1	1.543	1.512	1.021	1.337	1.353	0.989
2	0.492	0.478	1.029	0.425	0.431	0.986
3	0.272	0.261	1.042	0.233	0.238	0.978

注： T_{12r1} 、 T_{12r2} 、 T_{12c1} 、 T_{12c2} 分别为框架模型 12rbf-1、12rbf-2、12cpf-1、12cpf-2 计算得到的基本周期。

地震下选取 El Centro 波与 Taft 波对框架进行弹塑性时程分析,将地震波加速度峰值均调整为 $400\text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ 。以 6 层 RBS 节点框架为例,框架有限元模型见图 11。

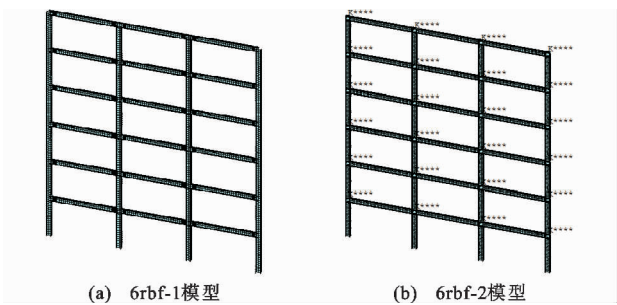


图 11 框架有限元模型

Fig. 11 Finite Element Models of Frame

5.1 El Centro 波下弹塑性时程分析

El Centro 波下对 6 层和 12 层框架实际模型和简化模型分别进行动力时程分析,将计算结果进行对比,框架柱顶水平位移时程曲线和柱底剪力时程曲线对比见图 12,13。

从图 12,13 可以看出:2 种框架模型计算得到的时程曲线变化规律基本一致,曲线幅值比较接近;模型 12cpf-1 和模型 12cpf-2 计算结果吻合最好,模型 6rbf-1 计算得到的时程曲线均滞后于模型 6rbf-2 计算得到的时程曲线,这是由于在 El Centro 波有效时间内,模型 6rbf-1 自振频率小于模型 6rbf-2 所致。

为进一步对比节点简化模型对框架动力计算的影响,以及削弱型节点和加强型节点对框架抗震性能的影响,提取 El Centro 波下 6 层框架和 12 层框

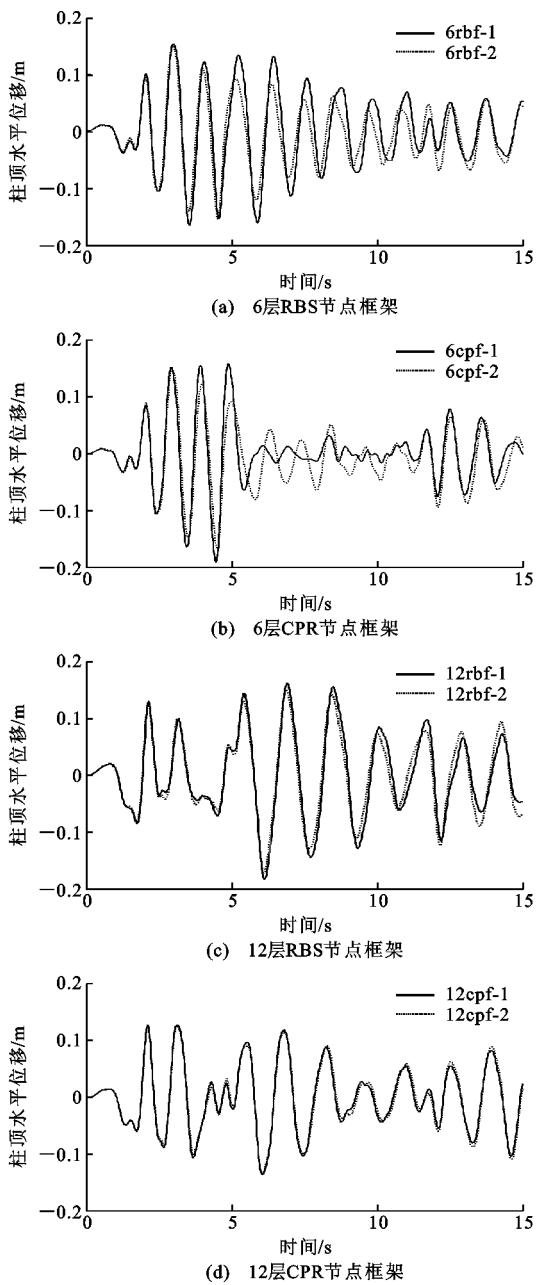


图 12 El Centro 波下柱顶水平位移时程曲线

Fig. 12 Horizontal Displacement Time-history Curves of Top Column Under El Centro Wave

架的柱顶位移极值和柱底剪力极值进行分析,如表 6 所示。

从表 6 可以看出:实际框架模型计算得到的柱顶位移与柱底剪力均比简化框架模型计算值略大,其中模型 6cpf-1 计算得到的柱顶位移极值比模型 6cpf-2 计算值大 2.18 cm ,比柱底剪力极值大 26.13 kN ,约增加 13.8% ;12 层 CPR 节点框架比同尺寸 RBS 节点框架柱顶位移小且柱底剪力大,说明在强震下 CPR 节点框架抗震性能优于 RBS 节点框架。

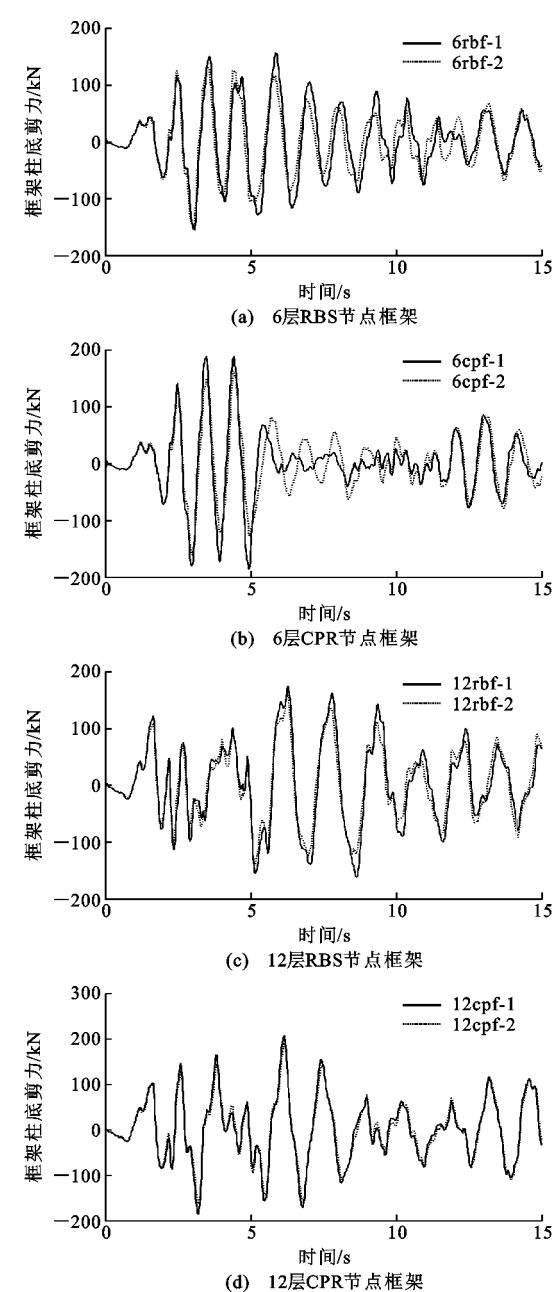


图 13 El Centro 波下柱底剪力时程曲线
Fig. 13 Shearing Force Time-history Curves of Column Bottom Under El Centro Wave

5.2 Taft 波下弹塑性时程分析

Taft 波下对所有框架模型进行动力时程分析,将计算结果进行对比,框架柱顶水平位移时程曲线和柱底剪力时程曲线对比见图 14,15。

由图 14,15 可知:在 Taft 波作用下的大部分时间内,实际模型与简化模型计算得到的时程曲线变化规律基本一致;在经历地震波加速度峰值后的 8~11 s 时间段内,模型 6rbf-1 和模型 6rbf-2 计算得到的曲线差值较为明显。

提取 Taft 波下 6 层框架和 12 层框架的柱顶位

表 6 El Centro 波下框架位移和剪力极值
Tab. 6 Extreme Displacement and Shear Force of Frame Under El Centro Wave

框架模型	柱顶位移/cm	柱底剪力/kN
6rbf-1	16.60	156.82
6rbf-2	15.53	150.33
6cpf-1	19.05	189.25
6cpf-2	16.87	163.12
12rbf-1	18.37	172.51
12rbf-2	17.24	157.92
12cpf-1	13.57	206.66
12cpf-2	13.38	191.09

移极值和柱底剪力极值进行分析,见表 7。从表 7 可以看出:实际模型计算得到的柱顶位移与柱底剪力比简化框架模型计算值略大,其中模型 12rbf-1 和 12rbf-2 计算得到的柱顶位移极值和柱底剪力极值差别略大,其中位移相差 3.95 cm,剪力相差 57.69 kN;CPR 节点模型比同尺寸 RBS 节点模型柱顶位移小且柱底剪力大,表现出更好的抗震性能。

表 7 Taft 波下框架位移和剪力极值
Tab. 7 Extreme Displacement and Shear Force of Frame Under Taft Wave

框架模型	柱顶位移/cm	柱底剪力/kN
6rbf-1	14.59	126.05
6rbf-2	12.37	102.47
6cpf-1	12.28	125.52
6cpf-2	12.32	108.19
12rbf-1	25.90	281.20
12rbf-2	21.95	223.51
12cpf-1	16.45	285.41
12cpf-2	16.34	266.27

6 结 语

- (1)利用延性耗能节点简化模型对框架结构进行动力计算,框架的柱顶水平位移时程曲线和柱底剪力时程曲线的计算结果与实际框架模型的计算结果吻合良好,利用简化模型可在保证计算精度的前提下大幅提高计算效率。
- (2)由于延性耗能节点充分考虑了节点域变形、节点组件变形以及塑性铰的位置等因素,能够较好模拟节点的力学特性,通过分析节点实体模型,提取合理的刚度赋予弹簧单元,使得节点简化模型与实际结构中节点的受力对应,因此在框架简化模型数值计算中能够得到较为准确的计算结果。
- (3)简化模型的延性耗能节点可以取代较为复杂的削弱型或加强型实体节点,将复杂实体结构简

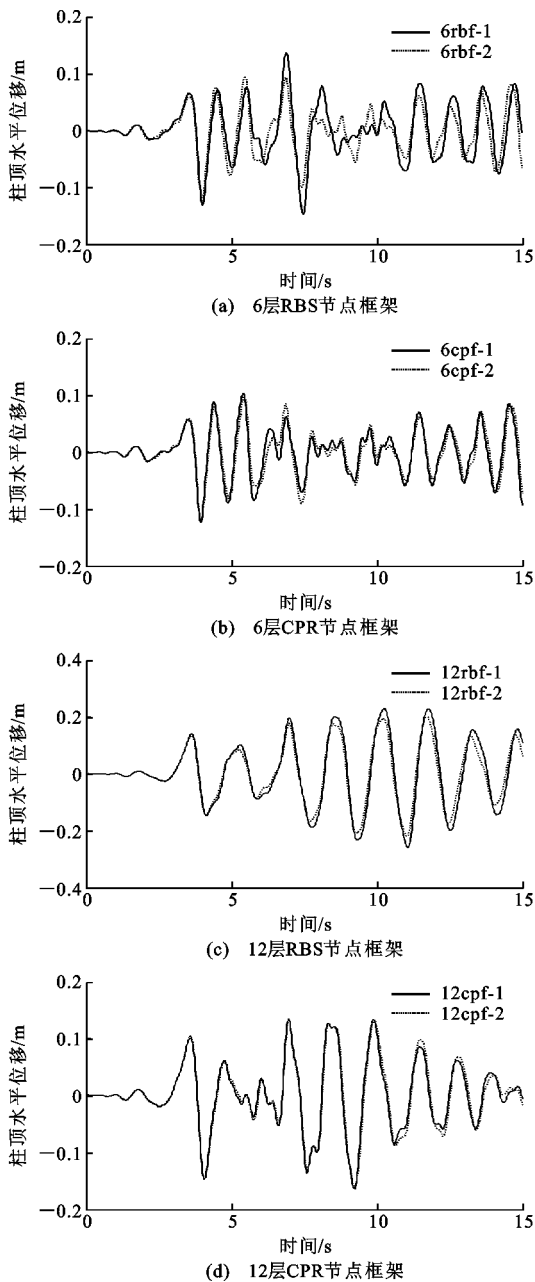


图 14 Taft 波下柱顶水平位移时程曲线

Fig. 14 Horizontal Displacement Time-history Curves of Top Column Under Taft Wave

化为简单模型进行数值计算,为框架结构的抗震性能分析提供可靠的方法。

参考文献:

References:

[1] GB 50017—2003, 钢结构设计规范[S].
GB 50017—2003, Code for Design of Steel Structures [S].
[2] NAKASHIMA M, INOUE K, TADA M. Classification of Damage to Steel Buildings Observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake[J]. Engineering

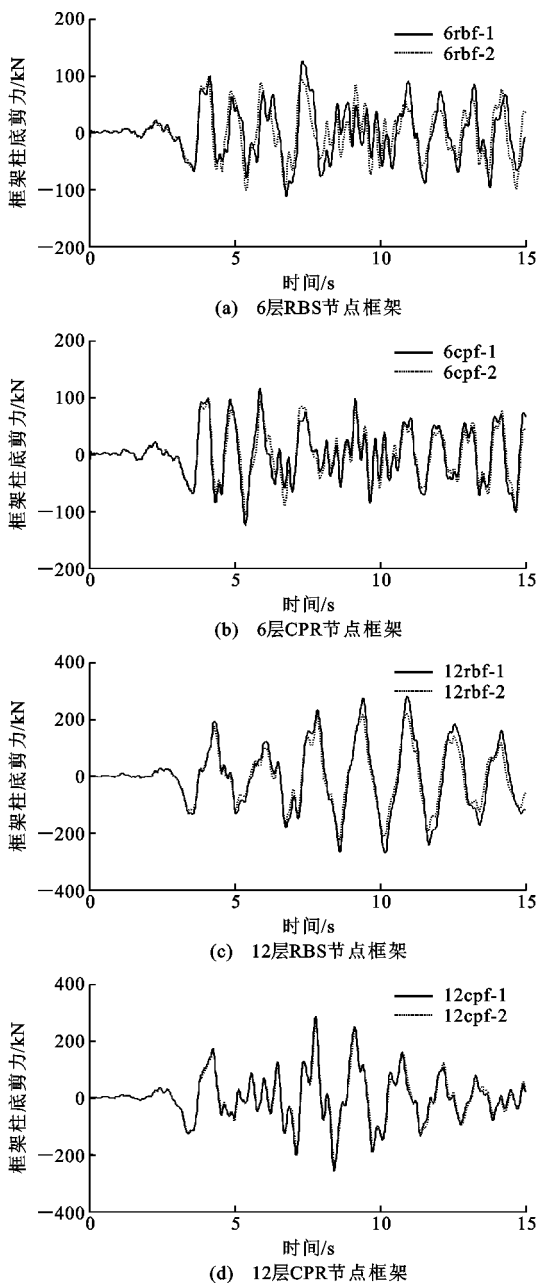


图 15 Taft 波下柱底剪力时程曲线

Fig. 15 Shearing Force Time-history Curves of Column Bottom Under Taft Wave

Structures, 1998, 20(4/5/6): 271-281.
[3] SAC Joint Venture. Technical Report; Surveys and Assessment of Damage to Buildings Affected by the Northridge Earthquake of January 17, 1994 [R]. Washington DC: SAC Joint Venture, 1995.
[4] HOLGUIN R E. Building Department's Response to EQ Damage to Steel Frame Buildings[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1998, 12(4): 199-201.
[5] JONES S L, FRY G T, ENGELHARDT M D. Experimental Evaluation of Cyclically Loaded Reduced

- Beam Section Moment Connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 441-451.
- [6] CHEN S J, TU C T. Experimental Study of Jumbo Size Reduced Beam Section Connections Using High-strength Steel[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(4): 582-587.
- [7] HAMBURGER R O, HOOPER J D, SABOL T, et al. Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment—Frame[R]. Washington DC: FEMA, 2000.
- [8] CHEN C C, LIN C C, LIN C H. Ductile Moment Connections Used in Steel Column-tree Moment-resisting Frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(8): 793-801.
- [9] LEE C H, JUNG J H, OH M H, et al. Cyclic Seismic Testing of Steel Moment Connections Reinforced with Welded Straight Haunch[J]. Engineering Structures, 2003, 25(14): 1743-1753.
- [10] FAELLA C, PILUSO V, RIZZANO G. Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design and Software[M]. Boca Raton: CRC Press, 1999.
- [11] 施刚, 袁锋, 霍达, 等. 钢框架梁柱节点转角理论模型和测量计算方法[J]. 工程力学, 2012, 29(2): 52-60.
- SHI Gang, YUAN Feng, HUO Da, et al. The Theoretical Model and Measuring Calculation Method of the Beam-to-column Joint Rotation in Steel Frames[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(2): 52-60.
- [12] 韩明岚, 王慧, 王燕, 等. 钢框架延性耗能节点简化模型研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2017, 34(2): 86-94.
- HAN Ming-lan, WANG Hui, WANG Yan, et al. Research on Simplified Model of Ductile and Energy-dissipated Connections in Steel Frames[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2017, 34(2): 86-94.
- [13] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [14] FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame Buildings[S].
- [15] 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 You-sheng, WANG Yan. Experimental Study on the Mechanical Property of Reduced Beam Section Connections of Steel Frames[J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(2): 168-175.
- [16] 王燕. 钢结构新型延性节点的抗震设计理论及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
- WANG Yan. Seismic Design Theory and Application of New Ductile Joints of Steel Structures[M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [17] AISC/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings[S].
- [18] 王珊, 高艳山, 张惠明. 钢框架节点板域性能的试验研究[J]. 北方工业大学学报, 1993, 5(3): 80-91.
- WANG Shan, GAO Yan-shan, ZHANG Hui-ming. Experimental Study on Panel Zone of Steel Frame Joint[J]. Journal of North China University of Technology, 1993, 5(3): 80-91.
- [19] 李国强, 沈祖炎. 考虑节点区剪切变形的钢框架弹塑性地震反应分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 1990, 18(1): 1-9.
- LI Guo-qiang, SHEN Zu-yan. Analysis of Elasto-plastic Seismic Response of Steel Frames with Panel Shear Deformation[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 1990, 18(1): 1-9.
- [20] 袁继雄, 王湛, 周斌, 等. 钢框架梁柱节点转角测试技术现状研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 1-6.
- YUAN Ji-xiong, WANG Zhan, ZHOU Bin, et al. Investigation of Experimental Methods Used in Measuring Steel Beam-to-column Joint Rotation[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1): 1-6.