



CECS xxxxx-xxxx

中国工程建设标准化协会标准

自复位钢框架结构技术规程

Technical specification for self-centering steel frame
structures

(征求意见稿)

中国工程建设标准化协会标准

自复位钢框架结构技术规程

**Technical specification for self-centering steel frame
structures**

T/CECS xxxxx-xxxx

主编单位：同济大学、福建一建集团有限公司

批准部门：中国工程建设标准化协会

施行日期：202 x 年 x 月 x 日

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发<2025 年第一批协会标准制订(修订)计划>的通知》(建标协字[2025]22 号)的要求,标准编制组经深入调查研究、广泛收集资料、认真总结实践经验,参考国内外有关标准,并在广泛征求意见的基础上,制订了本规程。

本规程共分 7 章,主要内容包括:总则、术语和符号、材料、结构设计、自复位构件、节点和连接设计、施工与安装、质量验收和维护。

本规程的某些内容可能直接或间接涉及专利,本规程的发布机构不承担识别这些专利的责任。

本导则规程由中国工程建设标准化协会归口管理,由同济大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议,请寄送至同济大学土木工程学院(地址:上海市四平路 1239 号,邮编:200092,邮箱:weiwang@tongji.edu.cn)。

主编单位: 同济大学、福建一建集团有限公司

参编单位:

主要起草人:

主要审查人:

目录

1 总则	1
2 术语和符号	2
2.1 术语.....	2
2.2 符号.....	3
3 材料	8
3.1 钢材.....	8
3.2 混凝土.....	8
3.3 复位材料和锚具.....	8
3.4 金属耗能材料.....	9
3.5 摩擦及其他耗能材料.....	11
4 结构设计	12
4.1 一般规定.....	12
4.2 结构体系与布置.....	14
4.3 结构分析.....	17
5 自复位构件、节点和连接设计	20
5.1 一般规定.....	20
5.2 自复位支撑设计.....	21
5.3 自复位节点设计.....	34
5.4 自复位钢边框模块设计.....	42
5.5 自复位摇摆模块设计.....	54
5.6 连接设计.....	58
6 施工与安装	63
6.1 一般规定.....	63
6.2 施工与安装流程.....	63
7 质量验收和维护	65
7.1 质量验收.....	65
7.2 维护.....	66

附录 A 自复位钢框架结构性能化设计与评估方法68

附录 B 自复位元件设计75

本规程用词说明.....83

引用标准名录.....84

Contents

1 General Provisions	1
2 Terms and Symbols	2
2.1 Terms	2
2.2 Symbols.....	3
3 Materials	8
3.1 Steel.....	8
3.2 Concrete	8
3.3 Recentering Material and Anchorages.....	8
3.4 Metal Damping Material.....	9
3.5 Friction and Other Damping Materials	11
4 Structural Design	12
4.1 General Requirement	12
4.2 Structural System and Layout.....	14
4.3 Structural Analysis.....	17
5 Self-centering Components and Connections Design.....	20
5.1 General Requirement	20
5.2 Self-centering Braces	21
5.3 Self-centering Connection	34
5.4 Self-centering Modular Panel	42
5.5 Self-centering Rocking Core.....	54
5.6 Connections.....	58
6 Construction and Installation	63
6.1 General Requirement	63
6.2 Procedure of Construction and Installation.....	63
7 Quality Checking and Acceptance	65
7.1 Quality Checking	65
7.2 Acceptance.....	66
Appendix A Performance Based Design and Assessment Procedure for Self-centering	

Structures	68
Appendix B Self-centering Elements Design	75
Explanation of Wording in This Specification	83
List of Quoted Standards	84

1 总则

1.0.1 为规范和促进自复位钢框架结构体系的推广应用,减轻地震引起的结构破坏和经济损失,提高结构的防灾韧性,贯彻执行国家的技术经济政策,做到安全适用、技术先进、经济合理、保证质量,制定本规程。

1.0.2 本规程适用于自复位钢框架结构的设计、施工、验收与维护。

1.0.3 自复位钢框架结构的设计、施工、验收与维护,除应符合本规程的要求外,尚应符合国家现行有关标准和现行中国工程建设标准化协会有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 自复位钢框架 Self-centering steel frames

自复位钢框架通过合理的复位机制联合附加耗能构件,既可获得优良的延性和耗能能力,又可保障主体结构在地震中无损或仅发生易于修复的微小损伤且震后残余变形可忽略不计,震后结构功能迅速恢复,从而进一步提高广大城镇特别是大型城市的灾后恢复效率。自复位钢框架体系包含由钢柱和钢梁组成的承重体系,以及由自复位梁柱节点、自复位支撑或自复位耗能模块组成的抗侧力体系,两者之间通过合理的连接协同工作。

2.1.2 自复位梁柱节点 Self-centering beam-to-column connection

兼具自复位能力与耗能能力的梁柱节点。自复位能力宜由预应力技术、高性能弹簧或形状记忆合金装置提供,耗能能力可由金属、摩擦、黏滞或黏弹性阻尼装置提供。

2.1.3 自复位抗弯钢框架 Self-centering moment-resisting frame

以自复位梁柱节点为主要抗侧、耗能及复位构件的抗弯钢框架。

2.1.4 自复位支撑 Self-centering brace

兼具自复位能力与耗能能力的集成式支撑构件。自复位能力宜由预应力技术、高性能弹簧或形状记忆合金提供,耗能能力可由金属、摩擦、黏滞或黏弹性阻尼装置提供。

2.1.5 自复位支撑钢框架 Self-centering braced steel frame

以自复位支撑为主要抗侧、耗能及复位构件的中心支撑钢框架,梁柱节点根据设计需求可以提供或不提供抗侧能力。

2.1.6 自复位钢边框模块 Self-centering modular panel

兼具自复位能力与耗能能力的集成式抗侧钢边框模块构件。自复位能力由通过预应力钢绞线连接竖向边缘构件与水平边缘构件形成的预应力节点钢边框提供。耗能能力宜由安装在钢边框内部的金属、摩擦或黏弹性阻尼装置提供,如有特殊要求,阻尼装置也可安装在模块外侧。

2.1.7 自复位钢边框模块复合钢框架 Self-centering modular panel steel frame

由自复位钢边框模块与主体钢框架（重力体系）组合形成的复合钢框架，自复位钢边框模块提供主要的抗侧、耗能及复位能力，主体钢框架主要承担竖向荷载，根据设计需求可以提供或不提供抗侧能力。

2.1.8 自复位摇摆模块 Self-centering energy-absorbing rocking core

兼具结构整体损伤控制能力、自复位能力及耗能能力的集成式抗侧自复位摇摆模块构件。结构整体损伤控制能力由摇摆核心提供，摇摆核心为底部铰接的单跨支撑钢框架。自复位及耗能能力由剪切型自复位耗能环簧阻尼器提供。

2.1.9 自复位摇摆模块复合钢框架 Self-centering energy-absorbing rocking core steel frame

由自复位摇摆模块与主体钢框架（重力体系）组合形成的复合钢框架，自复位摇摆模块提供自复位及主要的抗侧和耗能能力，主体钢框架主要承担重力荷载，根据设计需求可以提供或不提供抗侧能力。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

E ——钢材的弹性模量；

E_{PT} ——预应力边框钢绞线的弹性模量；

E_t ——自复位支撑套管钢材的弹性模量；

G ——钢材的剪切模量；

f_d ——自复位节点上盖板材料的设计强度；

$f_{y,b}$ ——扁钢支撑所用钢材的屈服强度；

$f_{y,c}$ ——自复位钢边框扁钢支撑模块中铰接柱所用钢材的屈服强度；

$f_{y, cov}$ ——自复位节点盖板材料的屈服强度；

$f_{y, fla}$ ——自复位节点梁翼缘材料的屈服强度；

f_{yt} ——自复位支撑套管钢材的屈服强度；

$f_{y,w}$ ——开缝钢板墙材料的屈服强度；

α_b ——扁钢支撑所用钢材的屈服强度；

σ_u ——自复位支撑中预应力拉索或拉杆的断裂应力；

Ψ ——钢材的超强系数；

2.2.2 几何参数

- A_{HBE} ——预应力边框水平边缘构件的截面积；
- A_{PT} ——预应力边框钢绞线的总截面积；
- A_b ——扁钢支撑的截面面积；
- A_c ——自复位钢边框扁钢支撑模块中铰接柱的截面面积；
- A_{cov} ——自复位节点狗骨削弱盖板削弱段的截面面积；
- A_{fla} ——自复位节点梁非加强部分翼缘的截面面积；
- A_p ——自复位支撑预应力拉索或拉杆的单根截面面积；
- A_t ——自复位支撑套管的截面积；
- C ——自复位支撑的消压前位移；
- D_s ——自复位节点上方楼板的厚度；
- H_c ——预应力边框上、下水平边缘构件轴线之间的距离；
- H_{HBE} ——预应力边框水平边缘构件的截面高度；
- H_{VBE} ——预应力边框竖向边缘构件的截面高度；
- H_w ——开缝钢板墙的高度；
- I_{HBE} ——预应力边框水平边缘构件的截面惯性矩；
- I_t ——自复位支撑套管的截面惯性矩；
- I_{VBE} ——预应力边框竖向边缘构件的截面惯性矩；
- L_{HBE} ——预应力边框水平边缘构件的净长；
- L_{PT} ——预应力边框钢绞线的长度；
- L_R ——自复位摇摆模块的跨度；
- L_{RHD} ——舌板的长度；
- L_b ——扁钢支撑的长度（两端螺栓孔之间的距离）；
- L_w ——开缝钢板墙的宽度；
- T_t ——套管的弱轴惯性矩；
- a_{RHD} ——舌板自由端的宽度；
- b ——开缝钢板墙缝间小柱的宽度；
- b_{RHD} ——舌板固定端（与端板连接）的宽度；
- d ——舌板自由端到水平边缘构件轴线的距离；

- e ——舌板组中心到竖向边缘构件翼缘的距离；
- h ——开缝钢板墙缝间小柱的高度；
- h_i ——楼层的标高；
- h_{ws} ——薄弱楼层的层高；
- l_b ——自复位节点变截面梁的总长度；
- l_c ——自复位节点盖板与梁端部翼缘的留空长度，扣除焊缝所占空间；
- l_s ——自复位节点外伸悬臂梁的长度；
- l_t ——自复位支撑套管的长度；
- t_{cp} ——自复位节点盖板的厚度；
- t_d ——舌板组端板的厚度；
- t_{RHD} ——舌板的厚度；
- t_w ——开缝钢板墙的厚度；
- θ ——扁钢支撑轴线与水平面的夹角；
- θ_b ——自复位摇摆模块剪切阻尼器顶紧时对应的结构位移；
- θ_r ——预应力边框水平边缘构件与竖向边缘构件之间的相对转角；
- $[\theta]$ ——结构层间位移角的限值；
- δ_r ——自复位节点的核心装置中去除预紧力后一对环簧所能提供的最大压缩变形；
- Δ_{max} ——开缝钢板墙经历的最大水平变形；
- Δ_{PT} ——预应力边框钢绞线的伸长量；
- Δ_y ——开缝钢板墙的屈服位移；
- Δu_r ——残余层间位移；

2.2.3 作用与作用效应

- F_0 ——自复位支撑耗能元件提供的初始力；
- F_C ——自复位节点中混凝土楼板提供的压力；
- $F_{D-de,i}$ ——自复位纯钢节点或不考虑楼板组合效应节点中第*i*个核心装置消压状态对应的轴力；
- $F_{D,i}$ ——自复位节点中第*i*个核心装置的轴力；

$F_{Du,i}$ ——自复位节点中单个核心装置的极限轴向承载力；
 F_F ——自复位节点中抗剪板与钢梁腹板之间摩擦力的合力；
 F_{RHD-u} ——单块舌板的全截面屈服承载力
 F_{RHDy} ——角部阻尼器的屈服承载力；
 F_{RU} ——环簧组或碟簧组完全压紧状态下的承载力；
 F_{by} ——扁钢支撑提供的屈服承载力；
 F_d ——预应力边框间隙张开承载力；
 F_{cmax} ——自复位支撑受压时的最大承载力；
 F_f ——摩擦耗能装置的最大静摩擦力；
 F_i ——每个自复位摇摆模块承担的侧向地震作用力；
 F_p ——复位元件的初始预张力；
 F_{rj} ——自复位节点中第 j 根钢筋提供的拉力；
 F_w ——自复位节点中抗剪板处高强螺栓产生的摩擦力的合力；
 F_{wy} ——开缝钢板提供的屈服承载力；
 F_y ——自复位支撑核心装置的设计屈服承载力；
 F_{yb} ——自复位支撑屈服承载力设计值；
 M ——自复位节点在风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下的最大弯矩设计值；
 M_{cab} ——自复位节点中预应力拉索提供的承载弯矩；
 M_{cov} ——自复位节点中上下盖板提供的承载弯矩；
 M_{cp} ——自复位节点中盖板的局部弯矩；
 M_n ——自复位节点受逆时针弯矩作用下的弯矩；
 $M_{ov,n}$ ——自复位摇摆模块的倾覆弯矩；
 M_s ——自复位节点受顺时针弯矩作用下的弯矩；
 M_w ——自复位节点中抗剪板提供的承载弯矩；
 M_y ——自复位节点的屈服弯矩；
 M_{yc} ——自复位节点的屈服弯矩设计值；
 N ——风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下自复位耗能支撑的最大轴力设计值；

- P_0 ——自复位支撑复位元件的初始预紧力；
- $P_{0,i}$ ——自复位节点中第*i*根拉索的初始索力值；
- T_0 ——预应力边框钢绞线的总预紧力。
- T_{PT} ——预应力边框钢绞线的总轴力；

2.2.4 计算系数及其他

- K_b ——自复位支撑的初始轴向刚度；
- m ——开缝钢板墙竖缝排数；
- n ——开缝钢板墙每排缝间小柱的数量；
- n_{PT} ——自复位支撑预应力拉索或拉杆的根数；
- n_{RHD} ——舌板组中舌板的数量；
- n_d ——自复位摇摆模块剪切阻尼器的个数；
- n_s ——结构楼层数；
- k_0 ——预应力边框的初始刚度；
- k_{0RHD} ——角部阻尼器的初始刚度；
- k_{HBE} ——预应力边框水平边缘构件的轴向刚度；
- k_{PT} ——预应力边框钢绞线的轴向刚度；
- k_{RHD0} ——单块舌板的初始刚度；
- k_b ——扁钢支撑提供的初始刚度；
- k_{cov} ——自复位节点上下盖板屈服合力等效系数；
- k_r ——预应力边框的间隙张开后刚度；
- $k_{u,sw}$ ——开缝钢板墙提供的卸载刚度；
- $k_{un,RHD}$ ——角部阻尼器的卸载刚度；
- k_w ——开缝钢板墙提供的初始刚度；
- α_w ——开缝钢板墙屈服后的刚度折减系数；
- β ——开缝钢板墙的卸载刚度系数；
- γ ——舌板的长宽比；
- μ ——开缝钢板墙的需求延性系数；
- Ω ——自复位节点的核心装置的强化系数；

3 材料

3.1 钢材

3.1.1 自复位钢框架结构用钢材应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

3.2 混凝土与钢筋

3.2.1 自复位钢框架结构用混凝土应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的有关规定。

3.2.2 自复位钢框架结构用钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

3.3 复位材料和锚具

3.3.1 复位材料包括高强钢筋、纤维复合材料、镍钛形状记忆合金 (NiTi-SMA)

3.3.2 复位功能部分采用预应力拉索型复位元件时, 拉索材料性能需满足现行国家标准《重要用途钢丝绳》GB8918 或《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中的规定。复位功能部分采用预应力拉杆型复位元件时, 拉杆材料性能需满足现行国家标准《钢拉杆》GB-T 20934 中的规定。使用的锚具和连接器性能应符合国家现行标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 1430 和《预应力筋用锚具、夹具和连机器应用技术规程》JGJ 85 的规定。

3.3.3 复位功能部分采用高强钢环簧型复位元件时, 环簧材料性能需满足《弹簧手册》中弹簧钢的相关规定。

3.3.4 复位元件允许采用镍钛形状记忆合金材料, 形状记忆合金材料性能应符合现行行业标准《镍钛形状记忆合金丝材》YS/T 971 和《直线型超弹性镍钛合金棒、丝材》YS/T 859 中的规定。

3.3.5 复位元件采用形状记忆合金材料时, 不宜在建筑围护结构以外的室外环境中采用, 且工作环境最大温差不宜大于 40 °C。

条文说明: 3.3.5 超弹性形状记忆合金的工作范围一般在 A_f 与 $A_f+40\text{ }^{\circ}\text{C}$ 之

间, 其中 A_f 为奥氏体相结束温度。当工作温度超过 $A_f+40\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时材料会产生不可恢复的永久塑性变形。即使室外全年温差不超过 $40\text{ }^{\circ}\text{C}$, 过大的温差会导致超弹性形状记忆合金的力学性能变化较大, 因此形状记忆合金作为关键抗侧与耗能构件时不宜在建筑围护结构以外的室外环境中采用; 但当形状记忆合金用作其他功能时, 例如限位功能, 则可在室外环境中采用。详见 “Fang C, Wang W. Shape memory alloys for seismic resilience[M]. Springer, 2020 ”。

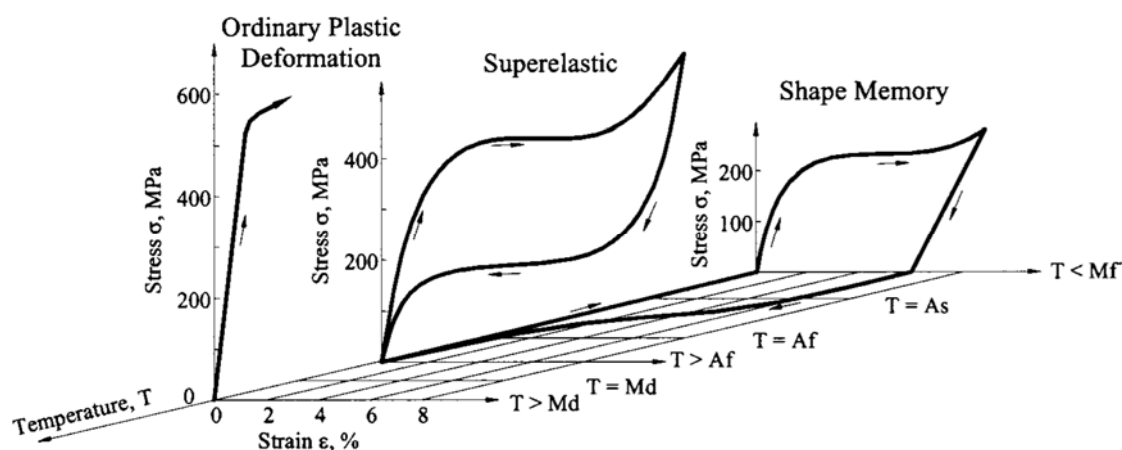


图1 形状记忆合金不同温度下的力学性能

3.3.6 复位元件采用形状记忆合金材料时, 其奥氏体相变完成温度应低于材料工作温度的平均值。

3.4 金属耗能材料

3.4.1 金属耗能材料包括结构钢和铁基形状记忆合金 (Fe-SMA)。

3.4.2 自复位耗能构件采用结构钢耗能元件时, 结构钢材料性能应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 与《建筑用热轧低屈服强度钢板》GB/T 28905 的规定, 且伸长率应大于 25%, 屈强比应小于 80%, 工作温度下的夏比冲击功韧性应大于 27J。

条文说明: 3.4.2 结构钢耗能元件容易在强震下产生超低周疲劳破坏, 保证充分的延性以及强化特性可保证结构钢耗能元件充分的应力重分布, 从而降低应力集中对超低周疲劳性能的不利影响。

3.4.3 Fe-SMA 应满足以下技术要求:

1. 依照 GB/T 228 《金属材料室温拉伸试验方法》进行轴向单调拉伸加载,

Fe-SMA 名义屈服强度 ($f_{0.2}$) 不高于 300MPa, 断后伸长率应不少于 50%;

2. 依照 GB/T 15248 《金属材料轴向等幅低循环疲劳试验方法》进行室温轴向等幅低循环疲劳试验, 当应变幅值达到 2%时, 测得的 Fe-SMA 疲劳寿命应不少于 4000 圈; 当应变幅值达到 6%时, 测得的 Fe-SMA 疲劳寿命应不少于 600 圈; 当应变幅值达到 10%时, 测得的 Fe-SMA 疲劳寿命应不少于 200 圈;

3. 依照 GB/T 229 《金属材料夏比摆锤冲击试验方法》进行夏比摆锤冲击试验, 0℃下测得的冲击吸收能量实测值不低于 100J; -60℃下测得的冲击吸收能量实测值不低于 80J。

3.4.4 建筑用 Fe-SMA 牌号由 Fe-SMA 英文首字母、Mn 元素质量分数以及除 Fe、Mn、Si 以外其他金属元素英文首字母组成。性能指标按照表 3.4.4 取用, 其中屈服强度为产生 0.2%残余应变时对应的应力。

表 3. 4. 4: 常用 Fe-SMA 牌号、化学成分及性能指标

牌号	化学成分写法	化学成分 (质量分数) / %					性能指标		
		Mn	Si	Cr	Ni	Al	屈服强度/ MPa	抗拉强度/ MPa	断后伸长率 / % (不小于)
F15NC	Fe-15Mn-4Si-8Ni-10Cr	14.5-15.5	3.5-4.5	9.5-10.5	7.5-8.5	-	200-280	600-700	50
F17NC	Fe-17Mn-5Si-4Ni-10Cr	16.5-17.5	4.5-5.5	9.5-10.5	3.5-4.5	-	200-280	600-800	50
F30A	Fe-30Mn-4Si-2Al	29.5-30.5	3.5-4.5	-	-	1.5-2.5	200-350	600-800	55

条文说明: 3.4.4 F1507NC 系列的性能指标依据以下文献拟定:

Designing Fe-Mn-Si alloys with improved low-cycle fatigue lives.

Improved fatigue life of the newly developed Fe-15Mn-10Cr-8Ni-4Si seismic damping alloy.

F1704NC 系列的性能指标依据以下文献拟定:

Superior low-cycle fatigue performance of iron-based SMA for seismic damping application.

Experimental and numerical studies on novel Fe-Mn-Si alloy dampers for enhanced low-cycle fatigue resistance.

Fe-Mn-Si alloy U-shaped dampers with extraordinary low-cycle fatigue resistance.

F3008A 系列的性能指标依据以下文献拟定:

Correlation between microstructure evolution and mechanical response in a moderately low stacking-fault-energy austenitic Fe-Mn-Si-Al alloy during low-cycle fatigue deformation

Effect of alloying composition on low-cycle fatigue properties and microstructure of Fe-30Mn-(6-x)Si-xAl TRIP/TWIP alloys

3.5 摩擦及其他耗能材料

3.5.1 自复位耗能构件采用摩擦型耗能元件时，摩擦材料可采用复合摩擦材料、金属类摩擦材料和聚合物类摩擦材料等。

3.5.2 摩擦材料应具有稳定的摩擦系数，并应满足摩擦型耗能装置预压力作用下的强度要求。

3.5.3 选用钢材作为摩擦材料时，摩擦面的摩擦系数可根据现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 确定，其它摩擦材料的摩擦系数可根据摩擦材料和对偶材料的组合试验数据得到。

3.5.4 选用聚合物类摩擦材料作为摩擦材料时，性能应符合现行国家标准《汽车用制动器衬片》GB 5763 的规定。

3.5.5 自复位耗能构件采用速度型（例如黏滞型或黏弹性型）耗能元件时，耗能元件性能应符合现行行业标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 的规定，黏滞及黏弹性材料性能要求应符合现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定，钢材质量指标应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 中碳素结构钢或低合金钢的规定。

4 结构设计

4.1 一般规定

4.1.1 本章适用于自复位钢框架结构，包含自复位抗弯钢框架结构、自复位支撑钢框架结构、自复位钢边框模块复合钢框架结构和自复位摇摆模块复合钢框架结构。

4.1.2 按本规程进行抗震设计的自复位钢框架结构，其房屋最大适用高度应符合表 4.1.2 的规定。

表 4.1.2 自复位钢框架结构适用的最大高度 (m)

抗震设防烈度	6/7 (0.1g)	7 (0.15g)	8 (0.2g)	8 (0.3g)	9 (0.4g)
最大高度	36	28	28	20	16

条文说明: 4.1.2 本条规定的自复位钢框架结构最大适用高度是根据国内外工程实践, 以及采用非线性动力时程分析方法得到的自复位钢框架结构在不同水准地震作用下的结构响应, 综合考虑设计、施工及造价等因素来确定的。既有研究表明 (Qiu C X, Zhu S. High-mode effects on seismic performance of multi-story self-centering braced steel frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 119: 133-143.) , 自复位钢框架会随着高度的增加而产生愈发明显的高阶效应, 从而导致上部层间位移角的放大。另一方面, 目前大部分既有研究对象集中于 3 层-9 层之间, 更高楼层的自复位钢框架研究尚没有充分的数据支撑。如果自复位钢框架结构的高度超限, 需要专门研究和论证。

4.1.3 自复位钢框架结构的抗震等级应按表 4.1.3 确定, 并应符合相应的计算和构造措施要求。

表 4.1.3 自复位钢框架的抗震等级

抗震设防烈度	6/7 (0.1g)	7 (0.15g)	8 (0.2g)	8 (0.3g)	9 (0.4g)
抗震等级	四	四	三	三	二

条文说明: 4.1.3 自复位钢框架结构具有较高的损伤控制与变形恢复能力, 与传统钢框架相比, 地震造成的损伤有限, 结构更加安全, 但为便于设计, 本规程对自复位钢框架结构的抗震等级要求与传统钢框架的抗震等级基本保持一致。

4.1.4 按本规程进行抗震设计的自复位钢框架结构, 除有特殊要求外, 其基本的设防目标是: 当遭受低于本地区设防烈度的多遇地震时, 主体结构不受损坏; 当

遭受相当于本地区设防烈度的设防地震时，主体结构损坏轻微且集中于耗能构件，基本没有残余变形，无需修复或稍加修复可继续使用；当遭受高于本地区设防烈度的罕遇地震时，主体结构损坏可控且集中于耗能构件，残余变形较小，经修复或更换后可继续使用。

条文说明：4.1.4 自复位钢框架集成了钢结构震后复位技术与损伤控制技术，具有延性高、耗能稳定、变形能力强等优点，遭受罕遇地震作用后，结构损伤可控且残余变形较低，易修复。因此，将结构的震后残余变形归入性能目标。对于采用自复位钢框架作为抗侧体系的建筑，遭遇本地区的多遇地震、设防地震、和罕遇地震影响时，按照高于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的基本抗震设防目标进行设计。

4.1.5 自复位钢框架结构在多遇地震下应保持弹性，在罕遇地震下层间位移角限值应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关要求。

4.1.6 自复位钢框架结构的抗震韧性评价应符合现行国家标准《建筑抗震韧性评价标准》GB/T 38591 的相关规定。

条文说明：4.1.6 《建筑抗震韧性评价标准》GB/T 38591-2020 规定了建筑抗震韧性评价的要求、建筑损伤状态判定。建筑修复费用计算、建筑修复时间计算、人员伤亡计算、建筑抗震韧性等级评价，适用于包括钢结构建筑在内的新建和既有建筑的抗震韧性评价。

4.1.7 自复位钢框架结构可采取使用下列自复位耗能构件（节点）的技术措施，有可靠依据时，也可采用其他技术措施：

1 自复位耗能支撑。框架梁柱连接可以采用刚性连接、半刚性连接或铰接连接。支撑形式宜采用中心支撑。

2 自复位耗能梁柱节点，主要适用于 6 层及以下的钢框架结构。节点形式宜为刚性节点；如采用半刚性节点应满足现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 对于结构整体刚度的要求。

3 内嵌式自复位耗能模块，主要适用于 6 层及以下的钢框架体系房屋结构。

条文说明：4.1.7 自复位耗能支撑既可以单独承担抗侧作用，也可以与主框架共同承担抗侧，形成双重抗侧体系，两种方案与传统中心支撑钢框架相比均能

够有效地降低结构的震后残余变形。考虑到经济性与安装便捷性，自复位耗能梁柱节点更加适用于抗弯钢框架，考虑到抗弯钢框架的刚度特性，自复位耗能梁柱节点适用于6层及以下的低多层轻钢房屋。内嵌式自复位耗能模块需要与框架主梁固接，同时需要框架主梁具备充足的抗弯刚度，因此其更适用于分层装配式钢框架体系。

4.1.8 自复位钢框架允许设计为半自复位体系，即结构在拟静力卸载的情况下允许产生一定的残余变形。

4.2 结构体系与布置

4.2.1 自复位钢框架结构总体布置原则应符合下列规定：

1 在框架体系的两个主轴方向可采用不同的结构体系，结构两个主轴方向的水平自振特性宜接近。

2 宜使结构各层的抗侧力刚度中心与水平作用合力中心接近重合，同时各层接近在同一竖直线上。

3 在设置自复位耗能支撑或内嵌式自复位耗能模块的结构中，自复位耗能构件宜沿竖向连续布置。如不满足连续布置条件，自复位耗能构件宜布置在层间相对位移或相对速度较大的楼层或位置，且不应使结构出现薄弱层或薄弱构件。

条文说明：4.2.1 目前大部分前沿研究聚焦于简化2D模型在单向地震动输入下的响应，因此韧性措施与韧性结构构件在现阶段的工程应用建议仅局限于平、立面规则的结构体系。

4.2.2 自复位抗弯钢框架结构布置应符合下列规定：

1 自复位抗弯钢框架结构平面布置宜采用矩形、多边形等规则平面。结构纵向柱距不宜超过9m。

2 正交方向平面内自复位梁柱节点数量不宜小于节点总数的30%；可在单一抗侧平面框架中布置不少于30%的自复位梁柱节点，自复位梁柱节点应尽量均匀布置，也可在该抗侧方向布置不少于30%的完全自复位抗侧框架。

条文说明：4.2.2 自复位钢框架允许设计为半自复位体系，因此自复位节点可以与其他刚性节点共同抗侧。研究表明，即使在自复位抗弯钢框架中仅部

分数量的节点采用自复位节点，其余节点采用刚性节点，整体结构在地震作用后最终的残余变形仍然保持在低水平。

4.2.3 自复位支撑钢框架结构布置应符合下列规定：

- 1 自复位支撑钢框架在两个方向宜对称布置。
- 2 自复位支撑钢框架中自复位支撑的布置宜采用人字支撑或单斜杆支撑，也可水平布置。

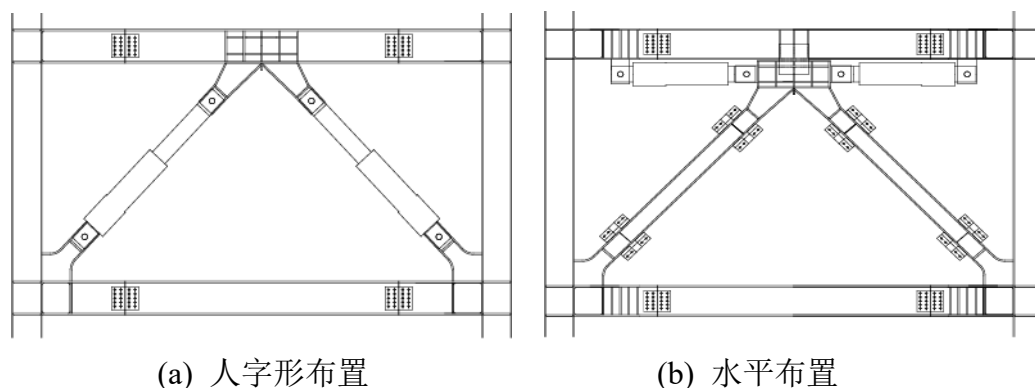


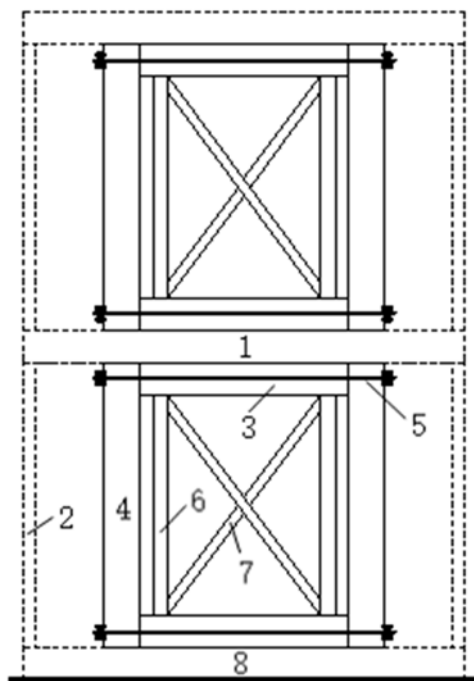
图 4.2.3 自复位支撑布置形式

3 自复位支撑采用人字支撑或成对布置的单斜杆支撑形式时，支撑与柱的夹角宜在 35° ~ 55° 之间。

4 自复位支撑钢框架中同时使用自复位支撑和传统耗能支撑时，支撑跨自下而上宜采用相同类型的支撑构件。

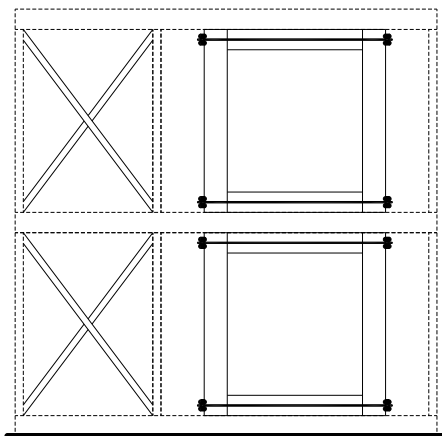
4.2.4 自复位耗能模块钢框架结构布置应符合下列规定：

- 1 自复位耗能模块钢框架结构平面布置宜采用矩形、多边形等规则平面。
- 2 布置自复位耗能模块时，应提前为预应力张拉锚具预留空间，内部竖向边缘构件外侧与框架柱内侧间距不应小于 0.5m。
- 2 自复位耗能模块自下而上宜采用相同类型的耗能构件，相邻楼层不宜布置不同类型的耗能构件。
- 3 自复位耗能模块宜采用复位框架与耗能构件的一体化设计，当有特殊需求时，可采用分离式设计。



1——框架梁；2——框架柱；3——模块梁；4——模块柱；5——钢绞线；
6——摇摆柱；7——扁钢支撑；8——基础

(a) 一体式设计



(b) 分离式设计

图 4.2.4 自复位耗能模块钢框架结构布置

5 各楼层抗侧框架正交方向每个方向布置自复位耗能模块的数量均不应少于 2 个，且宜均匀布置。

4.2.5 自复位摇摆模块钢框架结构布置应符合下列规定：

1 自复位摇摆模块钢框架结构平面布置宜采用矩形、多边形等规则平面。结构纵向柱距不宜超过 9m。

2 自复位摇摆模块应对称布置，且应隔跨布置。典型结构布置如图 4.2.5

所示：

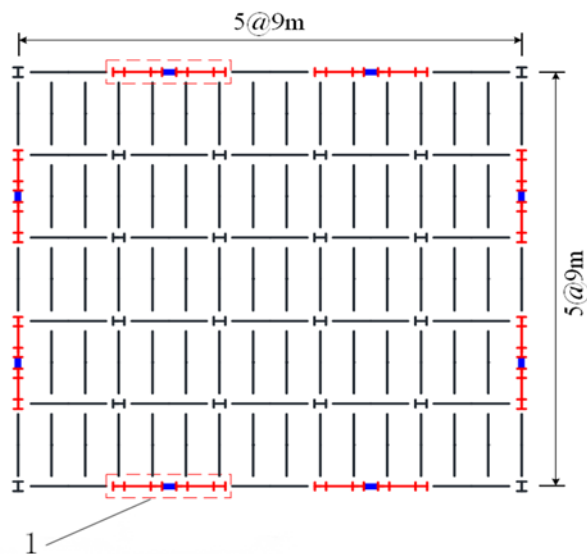
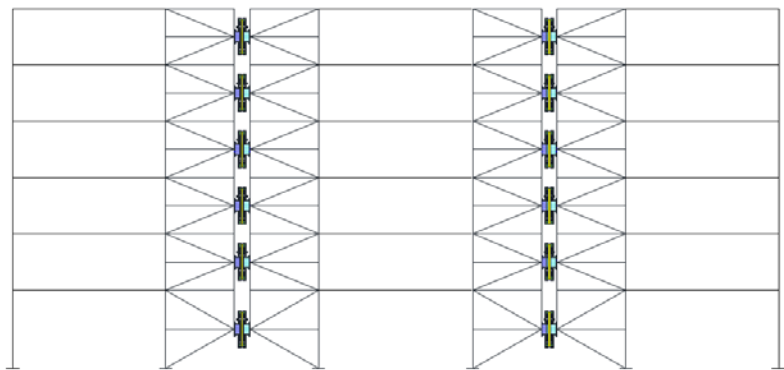


图 4.2.5 自复位摇摆模块钢框架结构布置示例图
(a) 平面布置图



(b) 立面布置图
1——自复位消能摇摆模块

4.3 结构分析

4.3.1 自复位钢框架结构在多遇地震下宜采用弹性分析方法，包括底部剪力法、振型分解反应谱法以及弹性时程分析法，在设防或罕遇地震下应采用弹塑性分析方法，宜采用静力弹塑性分析方法或弹塑性动力时程分析法。

条文说明：4.3.1 自复位钢框架在遭遇本地区的多遇地震、设防地震、和罕遇地震影响时具有不同的设防目标，针对各性能目标应分别进行分析、调整。底部剪力法、振型分解反应谱法及时程分析法应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中的相关规定。

4.3.2 当采用基于位移的抗震设计方法对自复位钢框架结构进行设计时,可参照附录 A 进行设计分析。

4.3.3 计算地震作用时,建筑的重力荷载代表值应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数应根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011 等相关规定确定。

4.3.4 自复位钢框架结构的作用和作用组合应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《工程结构通用规范》GB 55001 的有关规定,并采用最不利作用组合进行内力分析。

条文说明:4.3.4 对自复位钢框架结构进行持久设计状况和短暂设计状况下的验算时,荷载和地震作用的取值及其组合均应按国家现行相关标准执行。

4.3.5 自复位钢框架结构宜按空间结构进行整体分析。平面规则的框架结构可在两主轴方向分别按平面结构进行分析,且应正确计算抗侧跨所负担的竖向力与水平力,并合理考虑二阶效应。

4.3.6 自复位钢框架结构采用弹塑性分析方法时,应根据各构件的实际力学行为确定结构非线性分析模型,当无法精确建立自复位抗侧构件滞回行为时可简化为理想旗帜型曲线,但应保证其刚度与耗能能力不超过构件实际能力。

4.3.7 自复位钢框架结构额外布置消能减震阻尼器时,结构的总阻尼比应为主体结构阻尼比和消能器附加给主体结构的阻尼比总和,结构的阻尼比应根据主体结构处于线性或非线性状态分别确定。

4.3.8 自复位钢框架结构额外布置消能减震阻尼器时,结构的总刚度应为主体结构刚度和消能器结构的有效刚度之和。

4.3.9 自复位钢框架结构额外布置消能减震阻尼器时,结构的地震作用效应计算,应采用下列方法:

1 当自复位钢框架结构处于弹性工作状态,且消能器处于线性工作状态时,可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法。

2 当自复位钢框架结构处于弹性工作状态,且消能器处于非线性工作状态时,可将消能器进行等效线性化,采用附加有效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法、弹性时程分析法也可采用弹塑性时程分析法。

3 当自复位钢框架结构进入弹塑性状态时,应采用静力弹塑性分析方法或

弹塑性时程分析方法。

4.3.10 自复位钢框架结构在进行罕遇地震作用下的抗震变形验算时，薄弱层的弹塑性层间位移应符合国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关要求，残余层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_r / h_{ws} \leq 0.005 \quad (4.3.10)$$

式中： $\Delta u_r / h$ ——残余层间位移角；

h_{ws} ——薄弱楼层的层高。

条文说明：4.3.10 McCormick 经过震后广泛调研发现，当结构的残余层间位移角超过 0.5%时，居住者会感到明显不适，门窗关紧会有困难，且结构很可能面临拆除，因此目前通常将 0.5%作为震后残余层间位移角限值，详见“McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, Nakashima M. Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. Proc. 14th World Conf. Earthquake Engineering, Seismological Press of China, Beijing, 2008”。

5 构件和节点设计

5.1 一般规定

5.1.1 自复位耗能构件的设计使用年限不宜小于建筑物的设计使用年限,当自复位耗能构件设计使用年限小于建筑物的设计使用年限时,应在自复位耗能构件到达使用年限时进行重新检测,评估是否可继续使用或更换。

条文说明:5.1.1 自复位耗能构件的长期性能与耐久性目前尚缺乏充分的研究数据,应在结构维护阶段予以检测与评估。

5.1.2 自复位耗能构件的外观应符合下列规定:

- 1 自复位耗能构件外表应光滑,无明显缺陷。
- 2 需要考虑防腐、除锈和防火时,应外涂防腐、防锈漆、防火涂料或进行相应处理,但不能影响自复位耗能支撑的正常工作。

5.1.3 自复位耗能构件分为复位功能部分和耗能功能部分,复位功能部分是指主要提供结构消除残余变形、恢复初始位置能力的部分,该部分宜采用预应力拉索或拉杆、高强钢环簧、高强钢碟簧、形状记忆合金等复位元件,耗能功能部分是指主要提供控制结构峰值变形所需耗能能力的部分,该部分宜采用摩擦和金属耗能元件,必要时也可采用黏弹性阻尼器和黏滞阻尼器。

5.1.4 自复位耗能构件的基本力学性能应符合下列规定:

- 1 自复位耗能构件中非复位功能部分及非耗能功能部分的材料应达到设计强度要求,相应的设计承载力应按自复位耗能构件中复位功能部分和耗能功能部分的 1.5 倍极限承载力选取,应保证自复位耗能构件中的所有部分在罕遇地震作用下都能正常工作。

- 2 自复位耗能构件与周边构件的连接设计承载力不应低于自复位耗能构件极限承载力的 1.2 倍,应保证连接在罕遇地震作用下处于弹性工作状态,且不应出现滑移或拔出等破坏。

- 3 自复位耗能构件应具有良好的抗疲劳、抗老化性能,其工作环境应满足现行国家标准《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定,不满足时应做保温、除湿等相应处理。

- 4 自复位耗能构件在所要求的性能检测试验工况下,试验滞回曲线应平

滑、无异常；疲劳加载工况下单圈滞回曲线的峰值荷载不应低于最大峰值荷载的 90%。

5 在地震作用下，自复位耗能构件达到轴向极限设计位移前不应发生屈服、整体失稳或局部失稳。

5.1.5 复位构件应施加预紧力，复位构件的预变形不宜大于其最大可恢复弹性变形的 50%。

条文说明：5.1.5 自复位构件需要保证充分的可恢复变形能力，复位构件在地震下需保持弹性状态。过大的预变形虽然可以提高自复位耗能构件的消压承载力，即“屈服承载力”，但剩余的变形能力会受到较大限制，因此复位构件的预变形不宜大于其最大可恢复弹性变形的 50%。

5.2 自复位支撑设计

5.2.1 在风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下，自复位支撑最大轴力设计值 N 应符合以下公式要求：

$$N \leq 0.9 F_{yb} \quad (5.2.1-1)$$

$$F_{yb} = P_0 + F_0 \quad (5.2.1-2)$$

式中：

N — 风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下自复位耗能支撑最大轴力设计值；

F_{yb} — 自复位支撑屈服承载力设计值；

P_0 — 自复位支撑复位元件初始预紧力；

F_0 — 自复位支撑耗能元件提供的初始力。

条文说明：5.2.1 在风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下，自复位耗能支撑不应发生消压，从而使整体结构保持在弹性状态。考虑到 10% 的自复位耗能支撑性能不确定性误差，最大轴力设计值 N 应符合本条文要求。

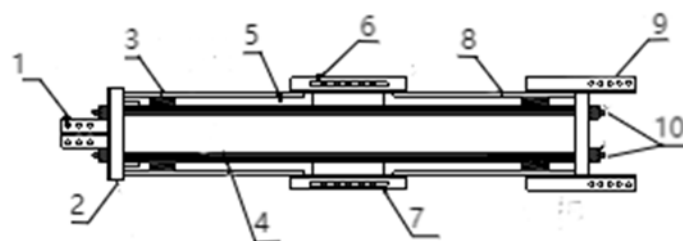
5.2.2 自复位支撑轴向极限设计位移 Δ_u 不应小于框架结构层间位移角为 2% 时对应的支撑轴向变形，需考虑近断层脉冲效应的情况下宜按框架结构层间位移角为 3% 时对应的支撑轴向变形进行设计。

条文说明：5.2.2 不同类型的自复位支撑在达到轴向极限设计位移 Δ_u 后均会产生不同程度的破坏，同时可能对周边构件产生破坏。例如采用预应力拉索或拉杆复位元件的自复位支撑在达到轴向极限设计位移后预应力拉索或拉杆会发生屈服，从而丧失部分复位功能；采用预应力环簧或碟簧复位元件的自复位支撑在达到轴向极限设计位移后环簧或碟簧压紧，产生自锁响应，承载力急剧上升，最后导致支撑其他部分或者周边节点板、框架梁、框架柱等的破坏。根据《建筑抗震设计规范》GB 50011，罕遇地震下钢结构的最大层间位移角不大于2%。近期研究发现，近断层地震动会产生较为明显的脉冲效应，从而会导致层间位移角的增大，因此支撑轴向极限设计位移建议增大50%。

5.2.3 自复位支撑的初始轴向刚度宜按布置中心支撑斜杆时初始轴向刚度相等的原则进行等效设计，且中心支撑斜杆的长细比应满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的要求。

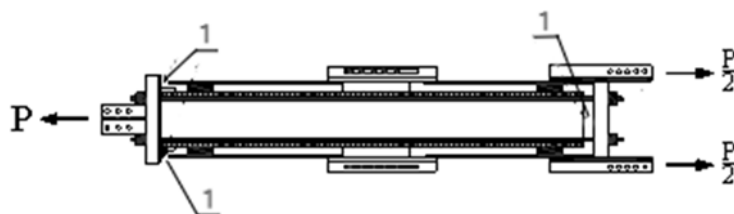
条文说明：5.2.3 自复位支撑应保证多遇地震下结构性能与布置传统中心支撑斜杆时一致。

5.2.4 自复位支撑宜采用预应力拉索或拉杆复位元件及摩擦耗能元件（图 5.2.4）。



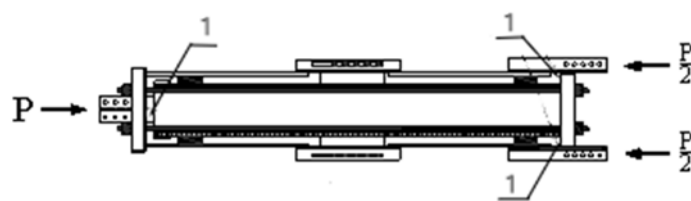
1——连接板；2——端板；3——导向元件；4——预拉杆；5——内套管
6——螺栓槽；7——摩擦构件；8——外套管；9——连接板；10——锚具

(a) 自复位摩擦耗能支撑构造



1——间隙

(b) 支撑受拉



1——间隙

(c) 支撑受压

图 5.2.4 预应力拉索或拉杆型自复位摩擦耗能支撑

5.2.5 自复位支撑根据需要可采用金属耗能元件或黏弹性阻尼器替代摩擦耗能元件。

5.2.6 自复位支撑套管端部与端板表面均须打磨平整，保证充分接触。

条文说明:5.2.6 在自复位支撑处于消压前阶段时,支撑不会产生显著变形,套管与端板的接触程度和方式会影响支撑的初始刚度、是否发生端板扭转等,一旦接触存在空隙或其他问题可能会造成初始刚度过小、部分复位元件受力集中等消极影响。自由变形阶段的自复位支撑通过套管的相对位移带动端板,端板的位移使得复位元件产生变形并提供复位能力,这一阶段需要保证套管与端板的充分接触使得合力存在于中轴线,防止产生构件偏移。内、外套管本身的长度一致性、表面的平整度以及端板的平整度都会影响其接触程度和方式,例如 Zhou 等人发现在模拟时使得内外套管存在 1mm 的长度差反而更能使初始刚度的模拟值与试验值接近,在 Erochko 等人的研究论文中也提及了同样的现象。所以,需要尽量确保内、外套管的长度一致、套管与端板的接触面都尽量平整,以确保初始刚度和后续的变形、受力都得到更好保障。更为详细的说明和现象探究见“Huang X, Eatherton M R, Zhou Z. Initial stiffness of self-centering systems and application to self-centering-beam moment-frames[J]. Engineering Structures, 2020, 203: 109890.”。

5.2.7 自复位支撑的初始轴向刚度宜采用实际产品测试数据，在缺乏数据的情况下可以按简化经验公式计算：

$$K_b = \frac{F_{yb}}{C} \quad (5.2.7)$$

式中：

K_b — 自复位支撑的初始轴向刚度；

C —自复位支撑的消压前位移，建议取 1.5~2.0 mm。

条文说明：5.2.7 自复位支撑的初始轴向刚度会受到加工精度、装配误差、材料性能等多种因素的影响，在试验或设计时较难通过精确的计算方法直接得到。对现有的较为经典的自复位支撑试验、研究论文进行统计，不同构造的自复位支撑的消压前变形集中于较小的取值范围内，如表 1 所示。根据统计结果，自复位支撑的消压前变形大致处于 0.9 mm~2.5 mm 之间，平均变形量为 1.8mm，考虑到一般施工中可能加工、装配质量存在差异，因此推荐的自复位支撑消压前位移可以较为保守，即为 1.5~2.0 mm。详见“Ping Y, Fang C, Chen Y, et al. Seismic robustness of self - centering braced frames suffering tendon failure[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2021, 50(6): 1671-1691.”

表 1 自复位支撑消压前变形统计

<u>支撑类型</u>	<u>预测/测量刚度</u>	<u>消压前变形</u>
<u>自复位支撑-1（单核）^{Christopoulos 2008}</u>	<u>/</u>	<u>2.34 mm</u>
<u>自复位支撑-2（单核）^{Erochko 2015a}</u>	<u>2073/750 kN/mm</u>	<u>2.27 mm</u>
<u>自复位支撑-3（双核）^{Erochko 2015b}</u>	<u>1496/230 kN/mm</u>	<u>1.70 mm</u>
<u>自复位支撑-4（双核）^{Chou 2014}</u>	<u>1200/980 kN/mm</u>	<u>0.92 mm</u>
<u>自复位支撑-5（自复位 BRB）^{Chou 2016}</u>	<u>596/585 kN/mm</u>	<u>1.10 mm</u>
<u>自复位支撑-6（自复位 BRB）^{Zhou 2015}</u>	<u>/</u>	<u>1.83 mm</u>
<u>自复位支撑-7（自复位 BRB）^{Miller 2012}</u>	<u>/</u>	<u>1.98 mm</u>

Christopoulos C, Tremblay R, Kim HJ, Lacerte M. Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation. Journal of Structural Engineering. 2008;134(1):96-107.

Erochko J, Christopoulos C, Tremblay R. Design, testing, and detailed component modeling of a high-capacity self-centering energy-dissipative brace. Journal of Structural Engineering. 2015a; 141(8): 04014193.

Erochko J, Christopoulos C, Tremblay R. Design and testing of an enhanced-elongation telescoping self-centering energy-dissipative brace. Journal of Structural Engineering. 2015b;141(6):04014163.

Chou C C, Chung P T. Development of cross-anchored dual-core self-centering braces for seismic resistancF. Journal of Constructional Steel Research. 2014;101:19-32.

Chou C C, Tsai W J, Chung P T. Development and validation tests of a dual-core self-centering sandwiched buckling-restrained brace (SC-SBRB) for seismic resistancF. Engineering Structures. 2016;121:30-41.

Zhou Z, Xie Q, Lei XC, He XT, Meng SP. Experimental investigation of the hysteretic performance of dual-tube self-centering buckling-restrained braces with composite tendons. Journal of Composites for Construction. 2015;19(6):04015011.

Miller DJ, Fahnestock LA, Eatherton MR. Development and experimental validation of a nickel-titanium shape memory alloy self-centering buckling-restrained braceF. Engineering Structures. 2012; 40:288-298.

5.2.8 为保证自复位支撑的残余变形得到有效控制，同时保证充分的耗能能力，复位元件的初始预张力应满足：

$$3F_f \geq F_p \geq 0.75F_f \quad (5.2.8)$$

式中：

F_p —复位元件的初始预张力；

F_f —摩擦耗能装置的最大静摩擦力。

条文说明：5.2.8 本条文保证支撑自复位能力与耗能能力的适当平衡，并允许采用“半自复位型”支撑。

5.2.9 自复位支撑在地震作用下不应发生整体失稳，支撑的内、外套管设计均应符合下列要求：

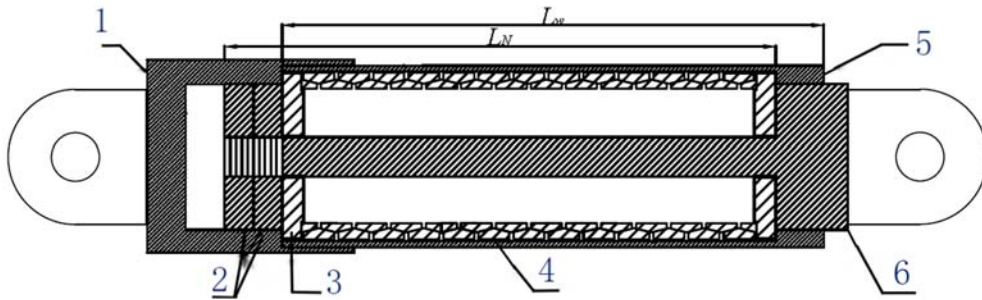
$$\frac{\pi^2 E_t I_t}{l_t^2} \geq 1.5 F_{c \max} \text{ 且 } A_t f_{yt} \geq 1.5 F_{c \max} \quad (5.2.9-1)$$

$$F_{c \max} = F_f + n \sigma_u A_p \quad (5.2.9-2)$$

式中：

E_t —套管钢材的弹性模量；
 T_t —套管的弱轴惯性矩；
 l_t —套管的长度；
 I_t —套管的截面惯性矩；
 A_t —套管的截面积；
 f_{yt} —套管钢材的屈服强度；
 F_{cmax} —支撑受压时的最大承载力；
 n_{PT} —预应力拉索或拉杆的根数；
 σ_u —预应力拉索或拉杆的断裂应力；
 A_p —预应力拉索或拉杆的单根截面面积。

5.2.10 包含高强钢环簧复位元件的自复位耗能支撑核心装置宜采用图 5.2.10 所示形式，该装置包括高强钢环簧组、垫片、内杆、上部外筒和下部外筒。需要对高强钢环簧组施加一定的预紧力以保证足够的消压刚度与强度。



1——上部外筒；2——螺母；3——垫片；4——环簧组；5——下部外筒
6——内杆

图 5.2.10 高强钢环簧自复位支撑的核心装置

5.2.11 高强钢环簧组自复位支撑核心装置的设计屈服承载力 F_y 即为环簧组预紧力 P_0 ，并应符合以下公式要求：

$$0.5F_{RU} > F_y = P_0 \geq 0.3F_{RU} \quad (5.2.11)$$

式中： F_{RU} —环簧组完全压紧状态下的承载力。

条文说明：5.2.11 对于高强钢环簧而言，过大的预变形会导致剩余变形能力降低，且过大的预变形会导致摩擦面润滑剂的缺失，因此最大预变形不宜高于

最大变形能力的 50%，详见“*Hill, K. F. (1995). The utility of ring springs in seismic isolation systems. PhD Thesis, University of Canterbury*”。本条文增添了最小预变形不宜低于最大变形能力 30% 的要求，从而保证充分的消压承载力，并防止长期荷载下预紧力的松弛。

5.2.12 核心装置的内杆以及外部套筒轴向受拉或受压屈服承载力不应小于 $1.5F_{Ru}$ 。

5.2.13 外部套筒应对高强钢环簧组进行有效约束，外部套筒与环簧组外环外侧的缝隙距离宜为外环直径的 2%。

条文说明：5.2.13 高强钢环簧组当环簧数量过多或高度过大时可产生侧向失稳，因此需要对高强钢环簧组进行有效约束，同时约束与环簧组应保持一定的缝隙距离从而保证外环的自由径向膨胀或内环的自由径向收缩。研究发现，缝隙距离采用为外环直径的 2% 可在提供有效约束的同时保证环簧组的自由径向变形。详见“*Wang W, Fang C, Zhao Y, Sause R, Hu S, Ricles J (2019). Self-centering friction spring dampers for seismic resilient F. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 48(9), 1045-1065*”。

5.2.14 高强钢环簧组设计可采用环簧组并联的方式以提升核心装置的承载能力。

条文说明：5.2.14 高强钢环簧组可以通过增加环簧串联数量来增加变形能力，但无法通过增加环簧串联数量来提升承载力。因此，可以采用环簧组并联的方式以提升核心装置的承载能力，如图 2 所示。

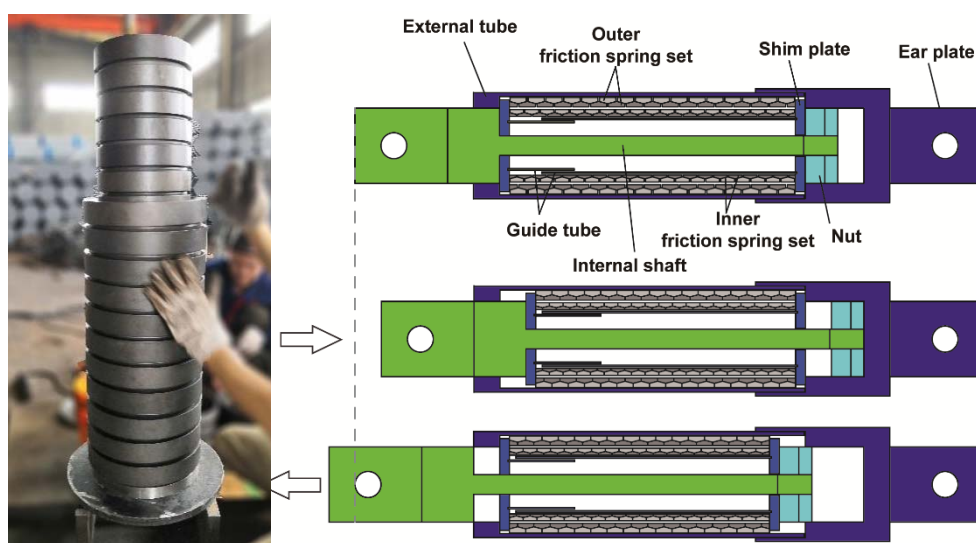
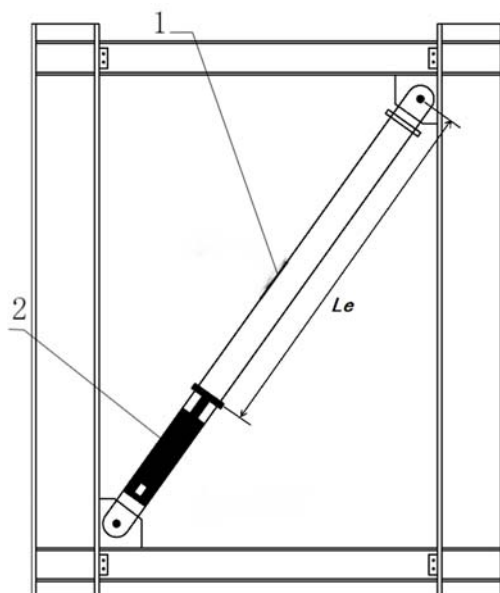


图2 环簧组并联方式

5.2.15 高强钢环簧组自复位支撑可由 5.2.10 所述的核心装置以及支撑延长段组成，如图 5.2.15 所示，延长段宜采用钢管形式，并应通过焊接、法兰连接等方式与核心装置形成有效刚性连接。



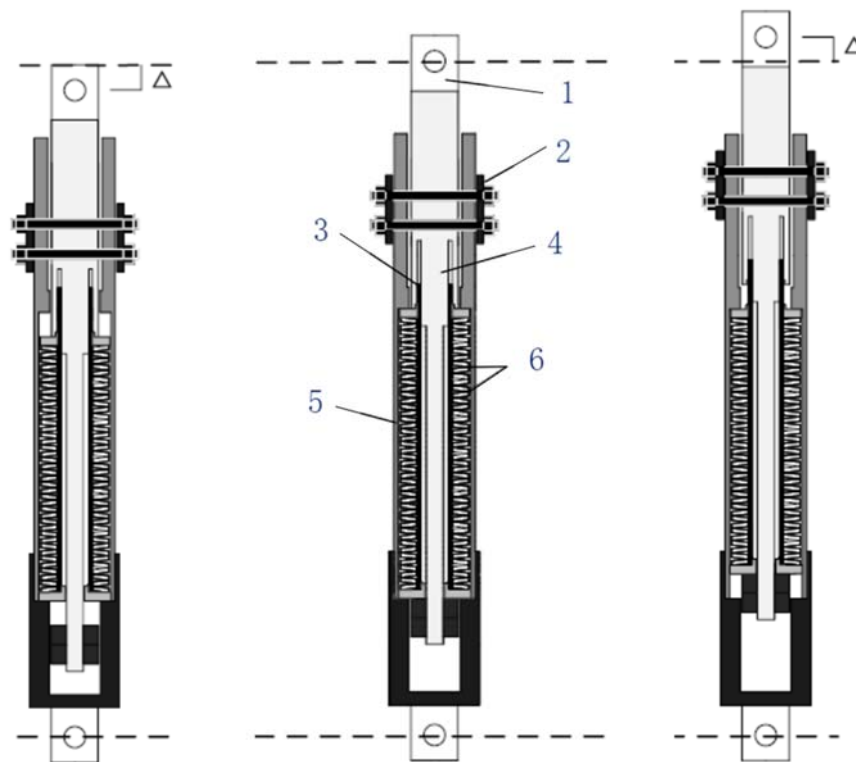
1——延长段；2——核心装置

图 5.2.15 高强钢环簧组支撑示意图

5.2.16 支撑延长段的整体屈曲与局部屈曲承载力应按《钢结构设计标准》GB50017 验算，有效计算长度可取支撑延长段长度（ L_e ）的 2 倍。

条文说明：5.2.16 支撑延长段通常为钢管构件，存在整体屈曲与局部屈曲的可能。对于整体屈曲而言，由于核心装置可能无法提供有效的转动约束与侧向约束，因此其有效计算长度可保守取支撑延长段长度的 2 倍。对于局部屈曲而言，支撑延长段构件还应满足《钢结构设计标准》GB 50017 中对于板件宽厚比或径厚比的要求。

5.2.17 包含高强钢碟簧复位元件的自复位支撑核心装置宜采用图 5.2.17 所示形式，包括轴杆（杆头、杆头套筒、杆）、上垫片、下垫片、上外筒、下外筒、下耳板、摩擦元件、高强钢碟簧组以及紧固螺母。其中碟簧组中心贯穿一根导向管，两者间隙宜为 2mm。



(a) 受压状态

(b) 不受力状态

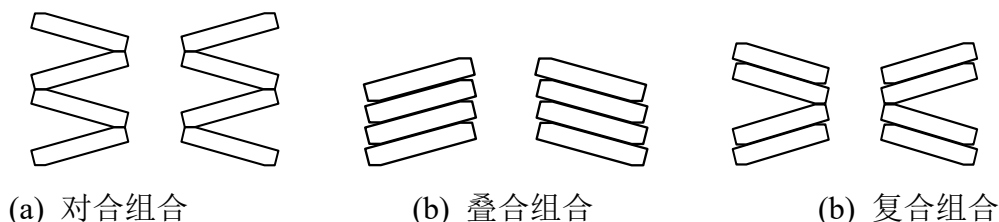
(c) 受拉状态

1——耳板；2——摩擦板；3——导向管；4——轴杆；5——上外筒；6——碟簧

图 5.2.17 高强钢碟簧自复位支撑的核心装置

条文说明: 5.2.17 位于中央的轴杆通过上下垫片实现对预压碟簧组的压缩; 摩擦板通过穿心高强螺栓与轴杆的杆头相连并紧紧贴在上外筒上部, 并通过螺栓的预紧力提供摩擦装置所需要的正压力。同时阻尼器所有连接均采用细牙螺纹连接, 以达到方便拆装的目的。

5.2.18 高强钢碟簧组合形式可为叠合组合、对合组合和复合组合, 如图 5.2.18 所示。其中碟簧叠合组合数不宜超过 5 片。



(a) 对合组合

(b) 叠合组合

(c) 复合组合

图 5.2.18 高强钢碟簧组合方式

条文说明: 5.2.18 杨琼等学者对碟簧组的叠合数对碟簧组力学性能的影响

进行了研究。研究表明，碟簧组的碟簧叠合数决定了碟簧组的耗能能力，碟簧组在多次加载中，承载力与刚度不退化，较为稳定。在叠合数小于等于 5 时，碟簧组的加载曲线呈现良好的线性关系，而当叠合数大于 5 时，碟簧组加载曲线的非线性情况明显，具体如图 3 所示。详见“杨琼, 郭阳照, 付航等.阵列碟簧柱支座竖向隔震性能试验研究[J]. 建筑结构, 2017 47(s2): 330-335”。

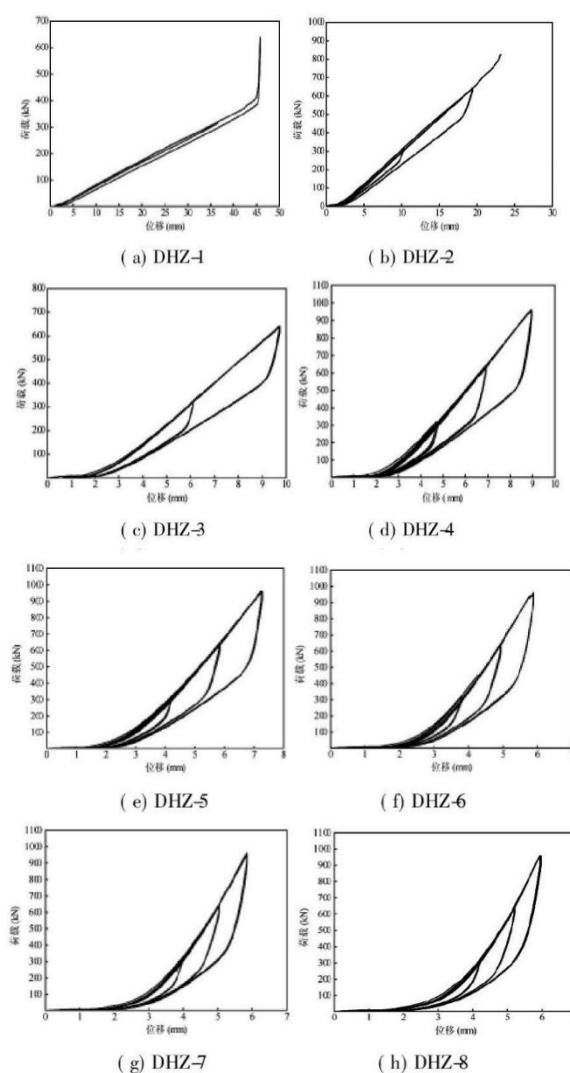


图3 杨琼等碟簧力学性能试验结果曲线

5.2.19 高强钢碟簧组自复位支撑核心装置的设计屈服承载力 F_y 为碟簧组预紧力 P_0 与摩擦耗能装置的最大静摩擦力 F_f 之和，其中 P_0 应符合以下公式要求：

$$0.5F_{RU} > P_0 \geq 0.3F_{RU} \quad (5.2.19)$$

式中： F_{RU} ——碟簧组完全压紧状态下的承载力

5.2.20 高强钢环簧组或碟簧组自复位支撑核心装置的初始轴向刚度宜采用实际产品测试数据，在缺乏数据的情况下可以按简化经验公式计算：

$$K_b = \frac{F_y}{C} \tag{5.2.20}$$

式中：

- K_b —自复位支撑核心装置的初始轴向刚度；
- C —自复位支撑核心装置的消压前位移，采用单组高强钢环簧时建议取 1.2 mm，采用并联高强钢环簧或采用高强钢碟簧时建议取 0.7 mm。

条文说明：5.2.20 Wang 等学者研究发现，采用并联高强钢环簧组或碟簧组自复位支撑核心装置消压前初始轴向变形一般在 0.7 mm 之内，采用单组高强钢环簧组自复位支撑核心装置消压前初始轴向变形一般在 1.2 mm 之内，在缺乏试验数据的情况下可以分别采用 $C = 1.2\text{ mm}$ 和 $C = 0.7\text{ mm}$ 进行保守计算。详见 “Wang W, Fang C, Zhao Y, Sause R, Hu S, Ricles J (2019). Self-centering friction spring dampers for seismic resilient. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(9), 1045-1065 ” 以及 “Wang W, Fang C, Shen D, Zhang R, Ding J, Wu H. (2021). Performance assessment of disc spring-based self-centering braces for seismic hazard mitigation. *Engineering Structures*, 242, 112527 ”。

表 2 高强钢环簧组自复位支撑核心装置试验结果-单组环簧

试件	测试轮	屈服强度	初始刚度 K_i	消压前位移
		F_y (kN)	(kN/mm)	(mm)
S0	<u>1st</u>	<u>89.2</u>	<u>81.1</u>	<u>1.10</u>
	<u>2nd</u>	<u>88.9</u>	<u>79.9</u>	<u>1.11</u>
	<u>3rd</u>	<u>88.4</u>	<u>76.8</u>	<u>1.15</u>
S1	<u>1st</u>	<u>98.9</u>	<u>84.7</u>	<u>1.17</u>
	<u>2nd</u>	<u>88.2</u>	<u>81.2</u>	<u>1.09</u>

	<u>3rd</u>	<u>86.8</u>	<u>80.1</u>	<u>1.08</u>
	<u>1st</u>	<u>114.1</u>	<u>94.7</u>	<u>1.20</u>
<u>S2</u>	<u>2nd</u>	<u>101.3</u>	<u>91.3</u>	<u>1.11</u>
	<u>3rd</u>	<u>101.0</u>	<u>91.0</u>	<u>1.11</u>

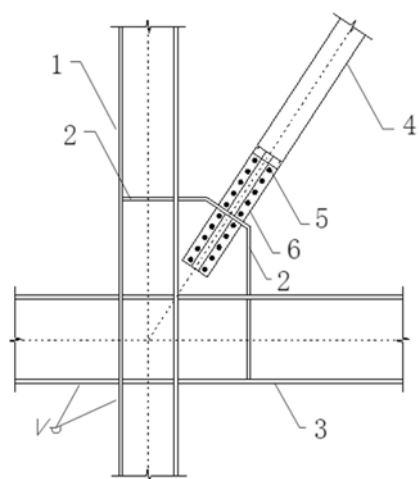
表3 高强钢环簧组自复位支撑核心装置试验结果-并联环簧

试件	测试轮	屈服强度 F_y (kN)	初始刚度 K_i (kN/mm)	消压前位 移(mm)
	<u>1st</u>	<u>119.9</u>	<u>214.44</u>	<u>0.56</u>
<u>NS</u>	<u>2nd</u>	<u>118.5</u>	<u>210.93</u>	<u>0.56</u>
	<u>3rd</u>	<u>118.9</u>	<u>224.90</u>	<u>0.53</u>
	<u>1st</u>	<u>142.1</u>	<u>208.14</u>	<u>0.68</u>
<u>S15</u>	<u>2nd</u>	<u>130.2</u>	<u>210.53</u>	<u>0.62</u>
	<u>3rd</u>	<u>128.6</u>	<u>225.91</u>	<u>0.57</u>
	<u>1st</u>	<u>148.7</u>	<u>244.18</u>	<u>0.61</u>
<u>S25</u>	<u>2nd</u>	<u>145.7</u>	<u>231.88</u>	<u>0.63</u>
	<u>3rd</u>	<u>144.7</u>	<u>238.28</u>	<u>0.61</u>

表4 高强钢碟簧组自复位支撑核心装置试验结果

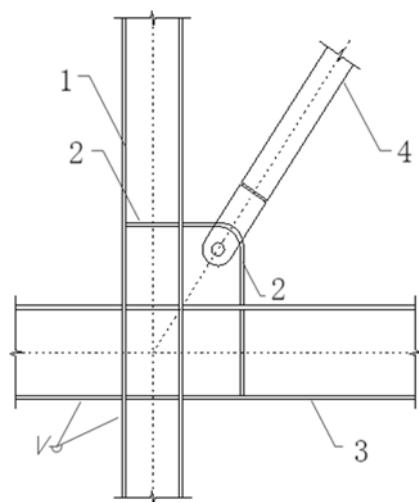
试件	屈服强度 F_y (kN)	初始刚度-静 摩擦 K_{i-s} (kN/mm)	初始刚度-动 摩擦 K_{i-k} (kN/mm)	消压前位 移-静摩擦 (mm)	消压前位 移-动摩擦 (mm)
<u>NF-I</u>	<u>87.7</u>	<u>219.5</u>	<u>219.5</u>	<u>0.40</u>	<u>0.40</u>
<u>SF-I</u>	<u>122.3</u>	<u>552.7</u>	<u>309.4</u>	<u>0.22</u>	<u>0.40</u>
<u>MF-I</u>	<u>143.2</u>	<u>541.7</u>	<u>301.2</u>	<u>0.26</u>	<u>0.48</u>
<u>LF-I</u>	<u>172.9</u>	<u>562.1</u>	<u>331.9</u>	<u>0.31</u>	<u>0.52</u>
<u>LF-C45</u>	<u>202.7</u>	<u>554.3</u>	<u>325.5</u>	<u>0.37</u>	<u>0.62</u>
<u>LF-C90</u>	<u>186.9</u>	<u>545.8</u>	<u>336.8</u>	<u>0.34</u>	<u>0.55</u>

5.2.21 自复位支撑与框架梁柱连接可采用图 5.2.21 的方法。



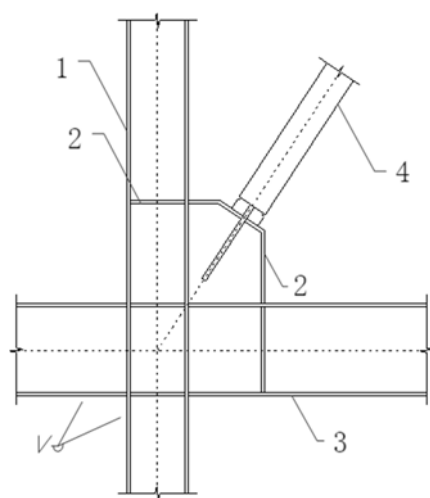
1——钢柱；2——加劲肋；3——钢梁；4——自复位耗能支撑；
5——高强螺栓；6——连接板；

(a) 连接方法一



1——钢柱；2——加劲肋；3——钢梁；4——自复位耗能支撑；

(b) 连接方法二



1——钢柱；2——加劲肋；3——钢梁；4——自复位耗能支撑；

(c) 连接方法三

图 5.2.21 自复位支撑与梁柱典型连接方法

5.3 自复位节点设计

5.3.1 在风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下，自复位节点最大弯矩设计值应符合以下公式要求：

$$M \leq 0.9M_{yc} \quad (5.3.1)$$

式中：

M —风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下自复位耗能节点最大弯矩设计值；

M_{yc} —自复位节点屈服弯矩设计值。

条文说明：5.3.1 在风荷载或多遇地震荷载与其它静力荷载组合下，自复位节点中的核心装置不应发生消压，从而使整体结构保持在弹性状态。考虑到10%的核心装置性能不确定性误差，最大弯矩设计值应符合本条文要求。

5.3.2 自复位节点的极限设计转角 θ_u 不应小于2%，需考虑近断层脉冲效应的情況下不宜小于3%。

条文说明：5.3.2 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011-2017，罕遇地震下结构的最大层间位移角不大于2%。近期研究发现，近断层地震动会产生较为明显的脉冲效应，从而会导致层间位移角的增大，因此自复位节点极限设计转角建议增大50%。

5.3.3 自复位钢框架结构的自复位节点宜采用结构柱外侧放置耗能复位装置的方式，耗能复位装置不宜对周边节点及构件的安装与受力产生影响。

条文说明：5.3.3 目前在自复位梁柱节点方面研究较为普遍的是采用预应力拉索和拉杆的方案，即在传统的钢框架上采用预应力张拉，配合预设耗能段，通过梁柱节点张合达到“旗帜形”节点滞回特性，如图4所示。基于预应力张拉的施力策略可使结构具有优秀的自复位性能，但也随之造成施工与锚固要求高、预压梁局部屈服与屈曲、变形空间有限、预应力损失、通长钢索空间阻碍以及整体

结构变形不协调等问题；考虑到其施工难度较大，且由于额外预应力的施加，PT方案在轻钢结构以及既有结构加固升级方面的应用受到了一定限制。因此，自复位节点宜采用结构柱外侧放置耗能复位装置的方式，耗能复位装置不对周边节点及构件的安装与受力产生影响。

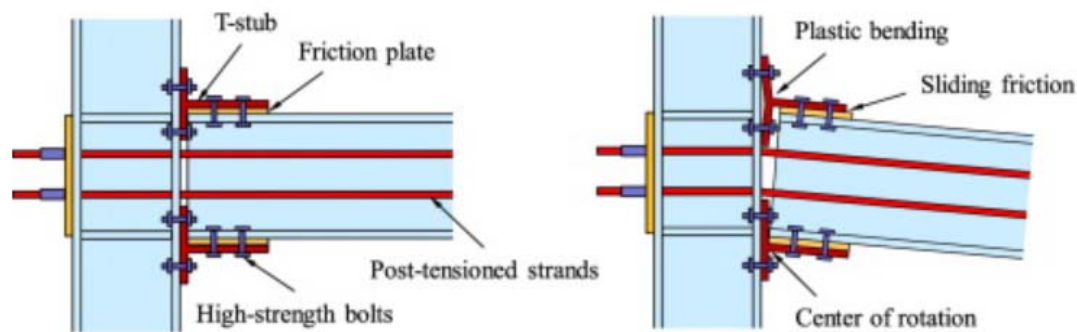
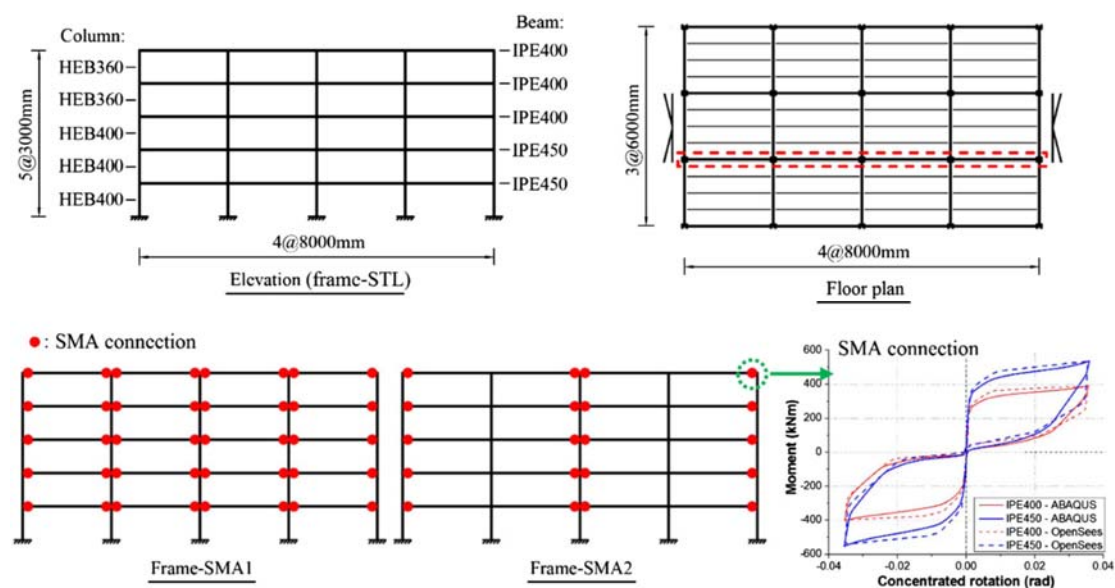


图4 基于预应力张拉的自复位梁柱节点

5.3.4 自复位节点可以与传统刚性节点在框架中搭配使用。

条文说明：5.3.4 Fang 等人研究表明，即使在自复位抗弯钢框架中仅一半数量的节点采用自复位节点，而另一半数量的节点采用刚性节点，整体结构在地震作用后最终的残余变形仍然保持在低水平，如图5所示。这意味着半自复位节点设计策略仍然可以保持很好的结构可恢复性能。详见“Fang C, Wang W*, Ricles J, Yang X, Zhong Q, Sause R, Chen Y. (2018). Application of an Innovative SMA Ring Spring System for Self-Centering Steel Frames Subject to Seismic Conditions. Journal of Structural Engineering ASCE, 144(8): 04018114”。



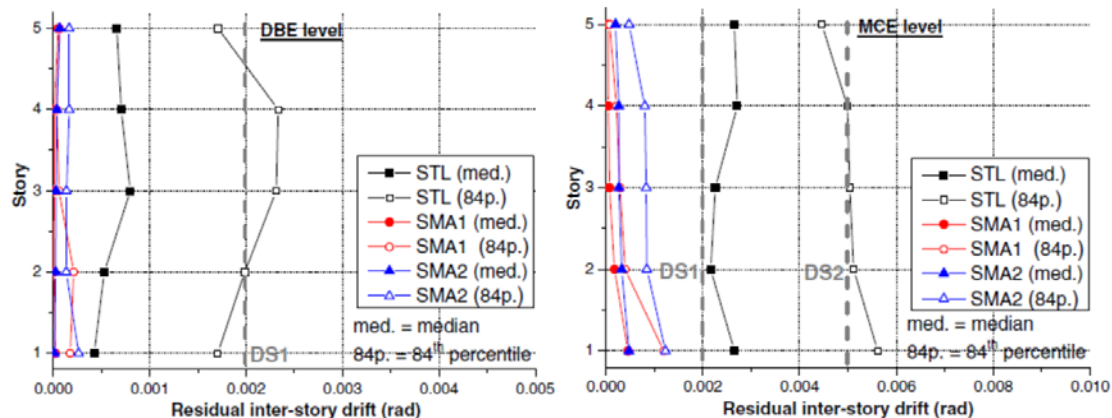
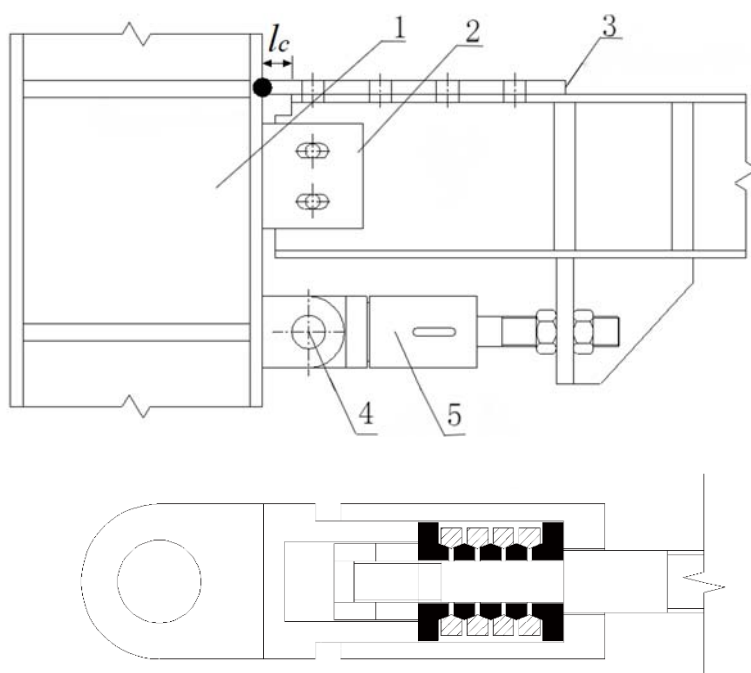


图5 基于半自复位特性设计的抗弯钢框架力学行为

5.3.5 对于室内空间平整度要求较低、结构柱完整性要求高的情况，自复位节点宜采用如图 5.3.5 的非对称布置方式，节点包括上盖板、抗剪板、采用高强钢环簧组的耗能复位装置、销轴等部分。节点的转动中心为上盖板，耗能复位装置与转动中心形成力臂。节点在受逆时针和顺时针弯矩时核心装置分别受拉与受压，但高强钢环簧组始终受压。



1——旋转中心柱；2——节点板梁；3——上盖板厚度 t_{cp} ；4——销轴
5——自复位阻尼器

(a) 节点构造

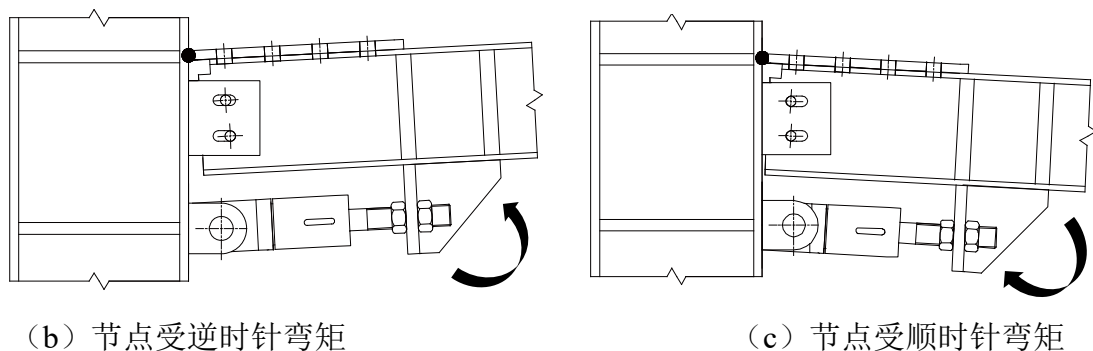


图 5.3.5 非对称自复位节点构造

5.3.6 盖板与柱翼缘应采用全熔透焊接，并应保证充分的转动能力，盖板设计应满足以下条件：

$$4.0 > l_c / t_{cp} > 2.5 \quad (5.3.6)$$

式中：

l_c — 盖板与梁端部翼缘的留空长度，扣除焊缝所占空间；

t_{cp} — 盖板厚度。

条文说明：5.3.6 盖板作为非对称节点的转动中心应保证充分的转动能力，Fang 等人研究发现：当 l_c/t_{cp} 小于 2.5 时会导致盖板靠近柱翼缘的部位局部应力极剧增加，并增加焊缝疲劳断裂的风险；当 l_c/t_{cp} 过大会使梁上翼缘与腹板切除部分过多，且并不会进一步显著降低盖板的应力水平，如图 6 所示。详见“Fang C, Wang W*, Feng W. (2019). Experimental and numerical studies on self-centring beam-to-column connections free from frame expansion. Engineering Structures, 198, 109526”。

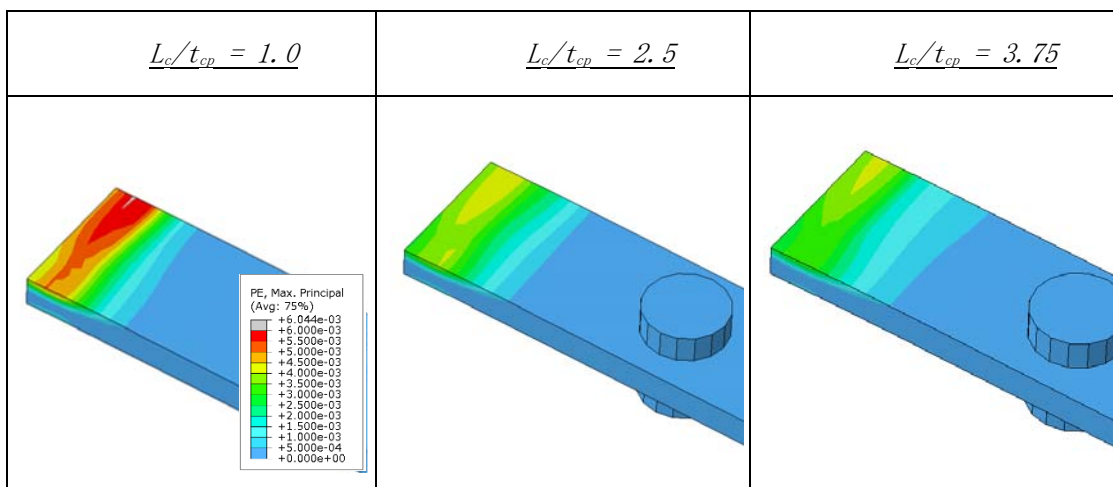


图6 l_c/t_{cp} 对盖板应力分布的影响规律

5.3.7 盖板与梁翼缘应采用摩擦型高强螺栓连接，并应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 中的有关规定。

5.3.8 抗剪板与梁腹板宜采用承压型高强螺栓连接，允许在设防与罕遇地震下产生滑移。

条文说明：5.3.8 Wang 等人研究表明，抗剪板与梁腹板采用承压型高强螺栓连接可以提供较为稳定的耗能，对节点力学性能没有明显的不利影响，如图7所示，因此允许抗剪板与梁腹板在大震下产生滑移。详见：“Wang W, Fang C*, Feng W, Ricles J, Sause R, Chen YY. (2020). SMA-based low-damage solution for self-centering steel and composite beam-to-column connections. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 146(6): 04020092”。

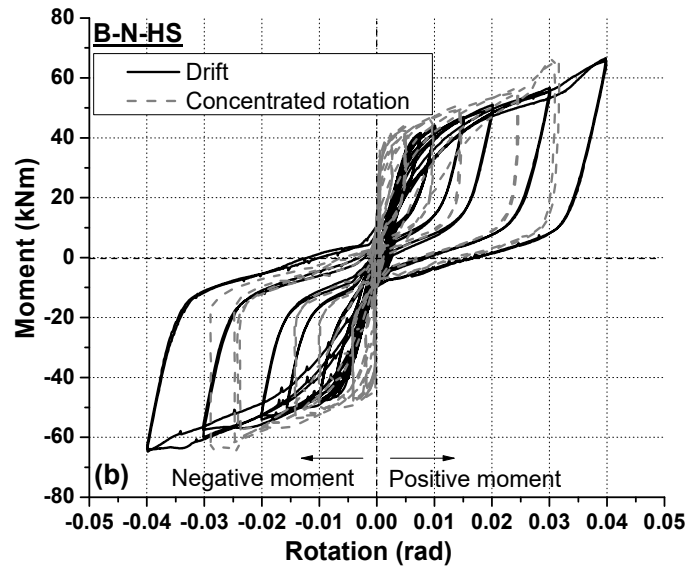


图7 采用承压型高强螺栓连接的自复位耗能节点弯矩转角滞回曲线

5.3.9 抗剪板应设置长圆孔，孔槽宽度 d_0 应比螺栓公称直径 d 大 2.0~3.0mm；腹板螺栓边缘至孔槽边缘距离 d_h 不应小于自复位节点极限转角所对应的位移量。

5.3.10 销轴连接应符合现行国家标准《销轴》GB/T 882 中的有关规定。

5.3.11 节点的弯矩由不同的部分分别贡献，可由下式表达：

$$M_n = \sum F_{D,i} l_{D,i} + F_F l_F + F_C l_C + M_{cp} \quad (5.3.11-1)$$

$$M_s = \sum F_{D,i} l_{D,i} + F_F l_F + \sum F_{r,j} l_{r,j} + M_{cp} \quad (5.3.11-2)$$

式中：

M_n —受逆时针弯矩作用下的节点弯矩；

M_s —受顺时针弯矩作用下的节点弯矩；

$F_{D,i}$ —第 i 个核心装置的轴力；

F_F —抗剪板与钢梁腹板之间摩擦力的合力；

F_C —混凝土楼板提供的压力；

F_{rj} —第 j 根钢筋提供的拉力；

M_{cp} —盖板的局部弯矩；

$l_{D,i}, l_F, l_C, l_{rj}$ —力臂，如图 5.3.11 所示。

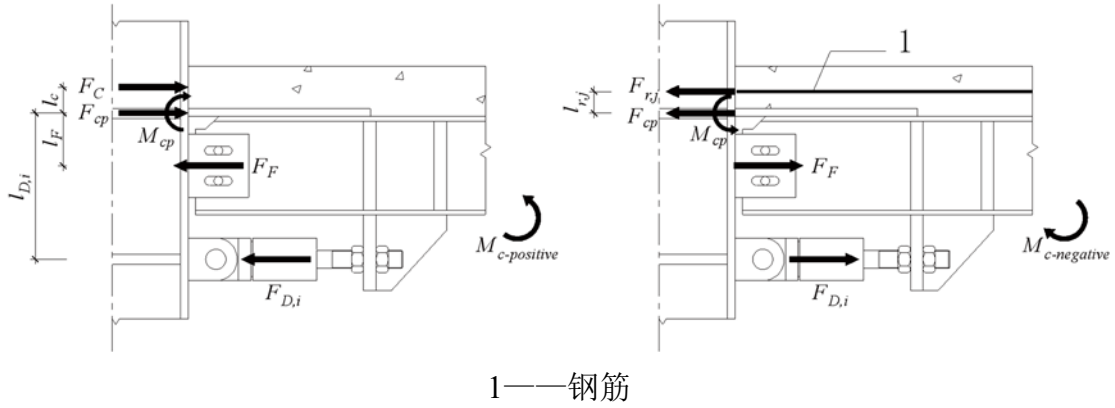


图 5.3.11 非对称自复位节点受力示意图

5.3.12 对于纯钢节点或不考虑楼板组合效应节点，其屈服弯矩可由以下简化公式确定：

$$M_y = \sum F_{D-de,i} l_{D,i} + F_F l_F \quad (5.3.12)$$

式中： $F_{D-de,i}$ ——第 i 个核心装置消压状态对应的轴力。

条文说明：5.3.12 纯钢节点或不考虑楼板组合效应节点在屈服状态下盖板的弯矩对整体节点的弯矩贡献可忽略不计。

5.3.13 对于考虑楼板组合效应的节点，其屈服弯矩可由以下简化公式确定：

$$\text{受逆时针弯矩：} M_y = \sum F_{D-de,i} (l_{D,i} + 0.5D_s) + F_F (l_F + 0.5D_s) \quad (5.3.13-1)$$

$$\text{受顺时针弯矩：} M_y = \sum F_{D-de,i} (l_{D,i} + 0.1D_s) + F_F (l_F + 0.1D_s) \quad (5.3.13-2)$$

式中： D_s —楼板厚度。

条文说明：5.3.13 对于考虑楼板组合效应的节点，Wang 等人研究表明：当

节点受逆时针弯矩作用时，转动中心可以假设在楼板高度的中心，当节点受顺时针弯矩作用时，转动中心可以假设在距离上翼缘面 10% 的楼板高度。采用上述简化方法与实际试验结果吻合较好。详见：“Wang W, Fang C*, Feng W, Ricles J, Sause R, Chen YY. (2020). SMA-based low-damage solution for self-centering steel and composite beam-to-column connections. Journal of Structural Engineering ASCE, 146(6): 04020092 ”。

5.3.14 单个核心装置中高强钢环簧的对数 n 可由以下公式确定：

$$\text{纯钢节点： } n \geq \frac{\theta_u l_{D,i}}{\delta_r} \quad (5.3.14-1)$$

$$\text{组合节点： } n \geq \frac{\theta_u (l_{D,i} + 0.5D_s)}{\delta_r} \quad (5.3.14-2)$$

式中： δ_r —去除预紧力后一对环簧所能提供的最大压缩变形。

5.3.15 单个核心装置的极限轴向承载力 $F_{Du,i}$ 需满足以下要求：

$$\sum F_{Du,i} l_{D,i} > \Omega M_{pl,b} - F_F l_F \quad (5.3.15)$$

式中： Ω —强化系数，取 1.2。

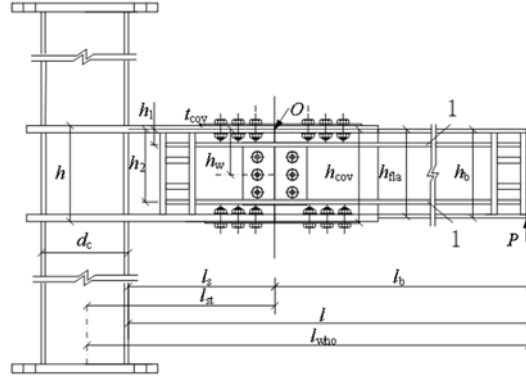
条文说明：5.3.15 强化系数取 1.2 用于考虑钢梁钢材的强化特性，从而保障钢梁塑性铰完全形成时核心装置不发生破坏。

5.3.16 上盖板截面面积 A_{cp} 可由以下公式确定：

$$A_{cp} f_d = F_F + \sum F_{Du,i} \quad (5.3.16)$$

式中： f_d —上盖板材料设计强度。

5.3.17 对于室内空间平整度要求较高、有震后局部全装配化修复需求的情况，自复位节点宜采用如图 5.3.17 的耗能复位装置外移的 PT 方案，节点包括外伸悬臂梁、上下盖板、抗剪板、预应力拉索、锚固部件等部分。节点设置变截面梁段，强化截面位于外伸悬臂梁和梁的连接域。节点转动中心为受压侧强化梁段截面翼缘，受拉侧拉索与转动中心形成力臂。



1——钢绞线

图 5.3.17 PT 方案自复位节点构造

5.3.18 对于纯钢节点或不考虑楼板组合效应节点，其屈服弯矩 M_y 可由以下简化公式确定：

$$M_y = M_w + M_{cov} + M_{cab} \quad (5.3.18-1)$$

$$M_w = F_w h_w \quad (5.3.18-2)$$

$$M_{cov} = k_{cov} f_{y,cov} A_{cov} h_{cov} \quad (5.3.18-3)$$

$$k_{cov} = 0.7 + 2.2 \left(\frac{A_{cov} f_{y,cov} / l_b}{A_{fla} f_{y,fla} / l_s} \right) \quad (5.3.18-4)$$

$$M_{cab} = \sum P_{t0,i} h_i \quad (5.3.18-5)$$

式中：

M_w —抗剪板提供的承载弯矩；

M_{cov} —上下盖板提供的承载弯矩；

M_{cab} —预应力拉索提供的承载弯矩；

F_w —抗剪板处高强螺栓产生的摩擦力的合力；

k_{cov} —上下盖板屈服合力等效系数；

$f_{y,cov}$ —盖板材料屈服强度；

$f_{y,fla}$ —梁翼缘材料屈服强度；

A_{cov} —狗骨削弱盖板削弱段截面面积；

A_{fla} —梁非加强部分翼缘截面面积；

l_b —变截面梁总长度，如图 5.3.17 所示；

l_s —外伸悬臂梁长度，如图 5.3.17 所示；

$P_{t0,i}$ —第 i 根拉索的初始索力值；

h_w, h_{cov}, h_i —力臂，如图 5.3.18 所示。

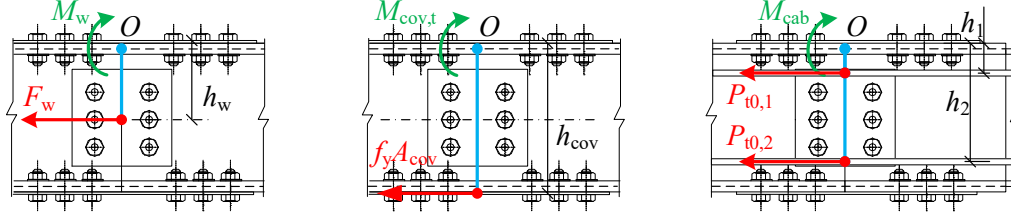


图 5.3.18 PT 方案自复位节点受力示意图

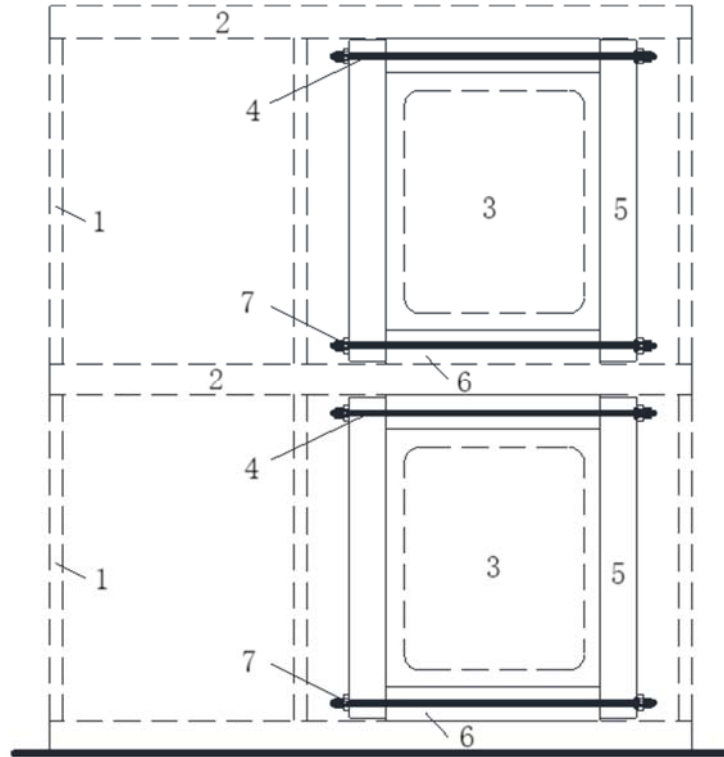
条文说明：5.3.18 由于截面拼接处存在接触挤压的情况，节点转动过程中实际转动中心与理想转动中心可能存在差异，进而造成盖板对应力臂的波动。该情况主要由盖板与梁翼缘之间的强度关系决定，故引入调整系数 k_{cov} 以简化计算。

5.3.19 对于 PT 方案自复位节点，应满足以下结构要求：为平衡节点耗能与自复位需求，建议承载力分配关系满足 $0.05 < M_{cov} / M_{y0} < 0.4$ ， $0.3 < M_{cab} / M_{y0} < 0.7$ ，

$0.9 < M_y / M_{y0} < 1.1$ ，其中 M_{y0} 为梁未加强部分截面边缘纤维屈服的抵抗弯矩；外伸悬臂梁及变截面梁加强部分的截面惯性矩应比梁未加强部分高 70%；预应力拉索初始索力值宜低于拉索破断力的 50%；总初始索力不应使梁未加强部分的初始轴压比大于 0.3；对于盖板、螺栓、螺栓孔等设计要求，应与 5.3.5 所述非对称自复位节点保持一致。

5.4 自复位钢边框模块设计

5.4.1 自复位钢边框模块由工厂模块化预制，含子构件加工与模块拼装。结构施工过程中，自复位钢边框模块通过与上下梁固接嵌入结构框架内，如图（5.4.1）所示。自复位模块既可独立抗侧，也可与框架内其他侧向受力构件共同抗侧。



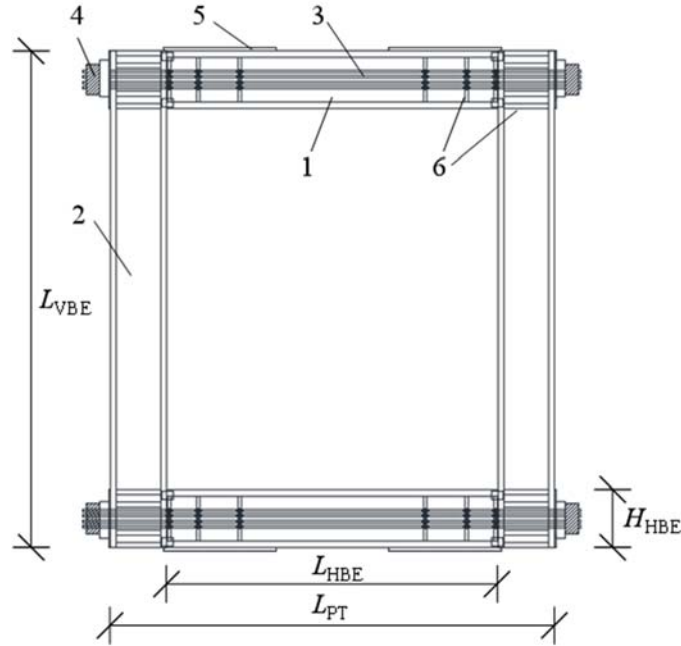
1——分层柱；2——贯通梁；3——耗能构件；4——预应力钢绞线；
5——竖向边缘构件；6——水平边缘构件；7——锚具

图 5.4.1 自复位模块示意图

5.4.2 自复位钢边框模块分为复位功能部分和耗能功能部分。复位功能部分采用预应力钢边框，复位元件宜采用预应力钢绞线或拉杆。耗能功能部分可采用摩擦元件、金属耗能元件、黏弹性阻尼器、黏滞阻尼器等常规耗能元件。耗能功能部分既可独立布置于预应力钢边框之外，也可布置于自复位模块内部。

条文说明: 5.4.2 内嵌式自复位模块的耗能功能部分的设计要求与常规钢框架的耗能构件基本无异，但若布置于自复位模块内部，建议采用扁钢支撑、开缝钢板墙、角部阻尼器等易于安装的形式。

5.4.3 预应力钢边框（如图 5.4.3 所示）由水平边缘构件、竖向边缘构件、预应力钢绞线（或拉杆）及锚具组成。自复位钢边框水平边缘构件、竖向边缘构件宜采用 H 型钢，靠近连接区域的竖向边缘构件、水平边缘构件局部宜布置横向加劲肋。钢绞线需沿水平边缘构件轴线对称布置，两端分别锚固在两竖向边缘构件翼缘外侧，通过施加预紧力，将水平边缘构件和竖向边缘构件组装成一体。



1——水平边缘构件；2——竖向边缘构件；3——钢绞线；4——锚具；
5——垫板；6——加劲肋

图 5.4.3 预应力钢边框示意图

5.4.4 预应力钢边框宜工厂预制，应保证加工与拼装的精确度。

条文说明：5.4.4 Huang 等人研究表明，预应力框架的加工误差（如水平边缘构件端部的不平整、边缘构件长度的不对称等）会对预应力框架的初始刚度产生显著影响。详见：“Huang X, Eatherton M, Zhou, Z. (2020). Initial stiffness of self-centering systems and application to self-centering- beam moment-frames. *Engineering Structures*, 203: 109890.1-109890.14”。

5.4.5 预应力钢边框的滞回曲线可采用双折线模型（图 5.4.5），其初始刚度为：

$$k_0 = \frac{24E}{H_e^2} \frac{I_{HBE} I_{VBE}}{L_{HBE} I_{VBE} + H_e I_{HBE}} \quad (5.4.5-1)$$

间隙张开后刚度（二阶刚度）为：

$$k_r = \frac{2H_{HBE}^2}{H_e^2} \frac{k_{PT} k_{HBE}}{k_{PT} + k_{HBE}} \quad (5.4.5-2)$$

间隙张开承载力（伪屈服承载力）为：

$$F_d = \frac{2H_{HBE} T_0}{H_e} \quad (5.4.5-3)$$

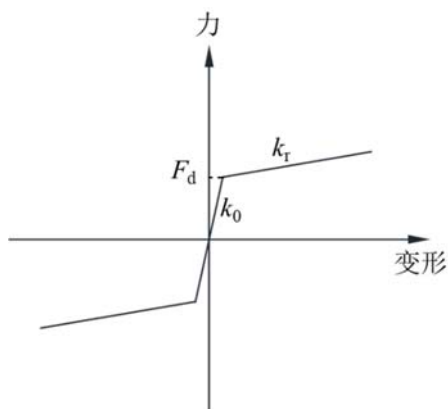


图 5.4.5 预应力钢边框的滞回曲线

式中：

E —钢材的弹性模量；

H_e —上、下水平边缘构件轴线之间的距离；

I_{HBE} —水平边缘构件的截面惯性矩；

I_{VBE} —竖向边缘构件的截面惯性矩；

L_{HBE} —水平边缘构件的净长；

H_{HBE} —水平边缘构件的截面高度；

k_{PT} —钢绞线的轴向刚度，可由式（F.6.6-4）计算；

k_{HBE} —水平边缘构件的轴向刚度，可由式（F.6.6-5）计算；

T_0 —钢绞线总预紧力。

$$k_{PT} = \frac{E_{PT} A_{PT}}{L_{PT}} \quad (5.4.5-4)$$

式中：

E_{PT} —钢绞线的弹性模量；

A_{PT} —钢绞线总截面积；

L_{PT} —钢绞线长度。

$$k_{HBE} = \frac{EA_{HBE}}{L_{HBE}} \quad (5.4.5-5)$$

式中： A_{HBE} —水平边缘构件截面积。

5.4.6 钢绞线的伸长量 Δ_{PT} （如图 5.4.6 所示）可按式确定：

$$\Delta_{PT} = H_{HBE} \theta_r \quad (5.4.6)$$

式中： θ_r —水平边缘构件与竖向边缘构件之间的相对转角。

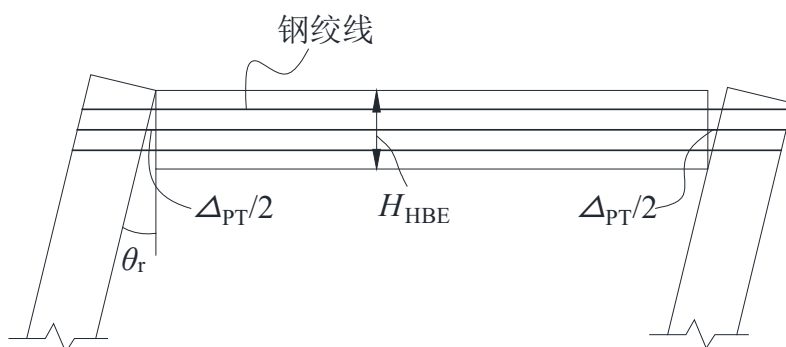


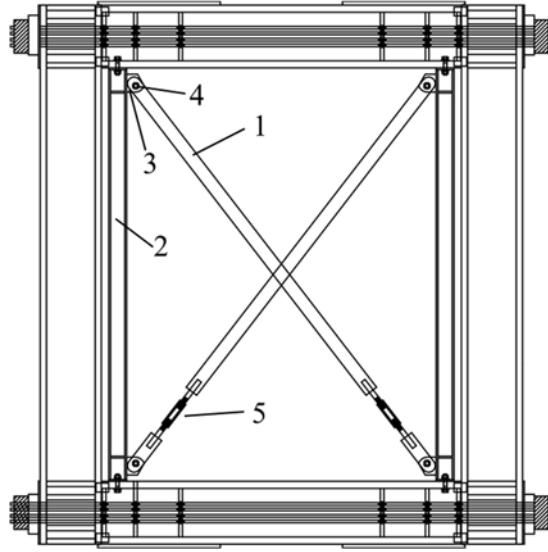
图 5.4.6 预应力钢边框变形图

条文说明：5.4.6 根据预应力节点的状态（闭合或张开），预应力钢边框的工作状态可分为两个阶段（分别与图 F.6.6 中初始刚度和间隙张开后刚度对应）。预应力节点间隙张开前，预应力钢边框的变形主要表现为：水平边缘构件和竖向边缘构件的弯曲变形，在这一阶段钢绞线长度不发生变化，其内力保持在初始预紧力水平。预应力节点间隙张开后，预应力钢边框的变形主要表现为：竖向边缘构件绕水平边缘构件端部的旋转、钢绞线的伸长（如图 5.4.6 所示），在这一阶段可根据竖向边缘构件与水平边缘构件之间的相对转角计算钢绞线的伸长量。

5.4.7 预应力钢绞线的总轴力 T_{PT} 可按照下式计算：

$$T_{PT} = T_0 + k_{PT} \Delta_{PT} \quad (5.4.7)$$

5.4.8 自复位扁钢支撑模块（如图 5.4.8 所示）由预应力钢边框、扁钢支撑、铰接柱组成。



1——扁钢支撑；2——铰接柱；3——耳板；4——螺栓连接；5——花篮螺栓

图 5.4.8 自复位扁钢支撑模块示意图

5.4.9 自复位扁钢支撑模块的初始刚度和屈服承载力由预应力钢边框与扁钢支撑共同提供（图 5.4.9）。扁钢支撑提供的初始刚度为：

$$k_b = \frac{EA_b \cos^2 \theta}{L_b} \quad (5.4.9-1)$$

扁钢支撑提供的屈服承载力为：

$$F_{by} = A_b f_{y,b} \cos \theta \quad (5.4.9-2)$$

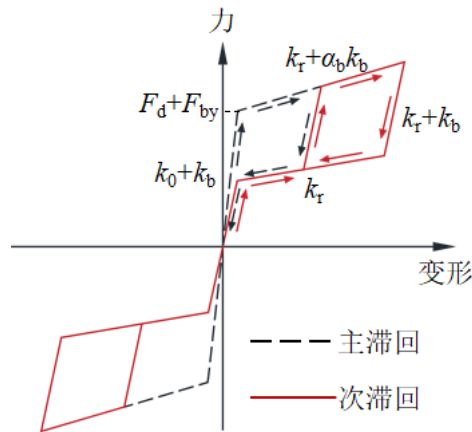


图 5.4.9 自复位扁钢支撑模块力-变形关系

式中及图中：

A_b —支撑截面面积；

θ —支撑轴线与水平面的夹角；

L_b —支撑长度（两端螺栓孔之间的距离）；

$f_{y,b}$ —支撑所用钢材的屈服强度；

α_b —支撑所用钢材的屈服后刚度比。

条文说明:5.4.9 扁钢支撑长细比大,受压极易屈曲,故仅考虑其抗拉能力,而忽略其抗压能力。当扁钢支撑为受压状态时,其内力保持为0,在力-变形曲线中表现出“滑移”特征。此外,扁钢支撑具有塑性累积的特点,其长度会随塑性变形的增大而变长,故在再加载过程中,当扁钢支撑受拉变形达到累积的塑性变形后才能进一步伸长而提供抗拉强度和刚度,在力-变形曲线中表现为“再加载沿卸载路径”的特征。详见:“王伟,陈以一,余亚超,等.(2012). 分层装配式支撑钢结构工业化建筑体系抗震性能试验研究. 建筑结构, 042(010): 48-52.”、“Wang W, Du X, Zhang Y, Chen Y. (2017). Experimental investigation of beam-through steel frames with self-centering modular panels. Journal of Structural Engineering, 143(5): 04017006.”。

5.4.10 自复位钢边框扁钢支撑模块中铰接柱轴向承载力应满足下式:

$$A_c f_{y,c} \geq A_b f_{y,b} \sin \theta \quad (5.4.10)$$

式中:

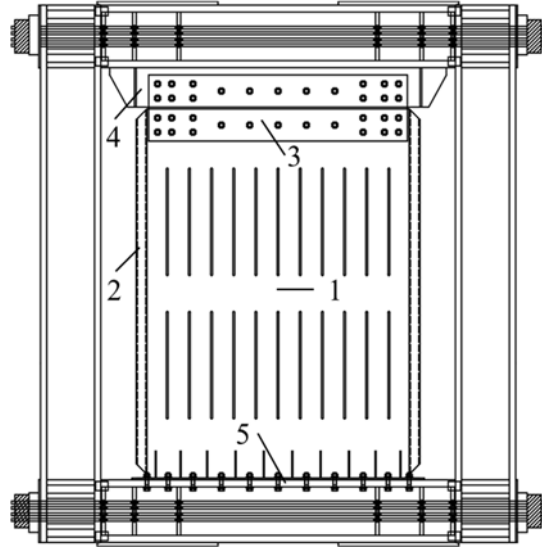
A_c —铰接柱截面面积;

$f_{y,c}$ —铰接柱所用钢材的屈服强度。

5.4.11 扁钢支撑应交叉对称布置,双向支撑的截面和倾角应相同。

5.4.12 扁钢支撑应适当施加预紧力保证张紧状态提供初始刚度,并应在承载力计算时扣除。

5.4.13 自复位开缝钢板墙模块(图 5.4.13)由预应力钢边框、开缝钢板墙及其连接组成。



1——开缝钢板墙；2——边缘加劲肋；3——盖板连接；4——鱼尾板；
5——端板连接

图 5.4.13 自复位开缝钢板墙模块示意图

条文说明：5.4.13 开缝钢板墙（含边缘加劲肋）的尺寸、防火与防腐、制作与安装、质量验收，均应满足现行国家行业标准《钢板剪力墙技术规程》JGJ/T 380 的要求。

5.4.14 自复位开缝钢板墙模块的滞回曲线可采用旗帜形模型（图 5.4.14），为预应力钢边框滞回曲线与开缝钢板墙滞回曲线的叠加。开缝钢板墙提供的初始刚度为：

$$k_w = \frac{1}{\frac{1.2(H_w - mh)}{GL_w t_w} + \frac{1.2h}{Gbt_w} \cdot \frac{m}{n} + \left(1 + \frac{b}{h}\right)^3 \frac{h^3}{Et_w b^3} \cdot \frac{m}{n}} \quad (5.4.14-1)$$

屈服承载力为：

$$F_{wy} = \psi \frac{2nW_{pw} f_{y,w}}{h} \quad (5.4.14-2)$$

卸载刚度为：

$$k_{u,sw} = k_{sw} \times \mu^{-\beta} \quad (5.4.14-3)$$

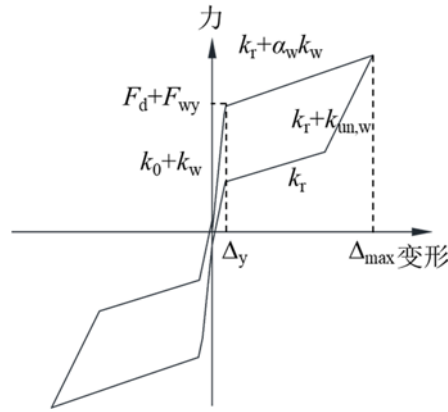


图 5.4.14 自复位开缝钢板墙模块的滞回曲线

式中及图中：

G — 钢材的剪切模量；

H_w 、 L_w 和 t_w — 钢板墙的高度、宽度和厚度；

b 和 h — 缝间小柱的宽度和高度；

m — 竖缝排数，一般为 2~3 道；

n — 每排缝间小柱的数量；

Ψ — 钢材超强系数，取值 1.15；

α_w — 开缝钢板墙屈服后刚度折减系数，建议取值 1/30-1/50；

μ — 需求延性系数，可由式 (5.4.14-4) 计算；

β — 卸载刚度系数，建议取值 0.2；

$f_{y,w}$ — 钢板墙材料的屈服强度。

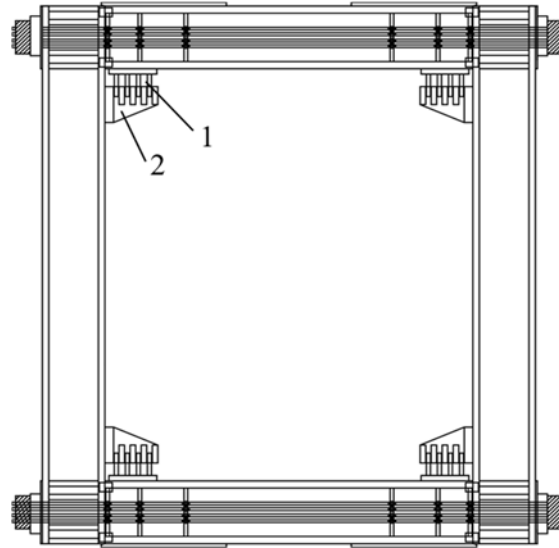
$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = \frac{[\theta] H_w}{\Delta_y} \quad (5.4.14-4)$$

式中：

$\Delta_{\max}$ — 开缝钢板墙经历的最大水平变形；

Δ_y 一开缝钢板墙的屈服位移（水平变形）。

5.4.15 自复位角部阻尼器模块（图 5.4.15）可由预应力钢边框、舌板组和牛腿组成。



1——舌板组；2——牛腿

图 5.4.15 自复位角部阻尼器模块示意图

5.4.16 舌板组由多块舌板及端板组成。单块舌板可采用等厚不等宽的变截面，正视图如图 5.4.16 所示。

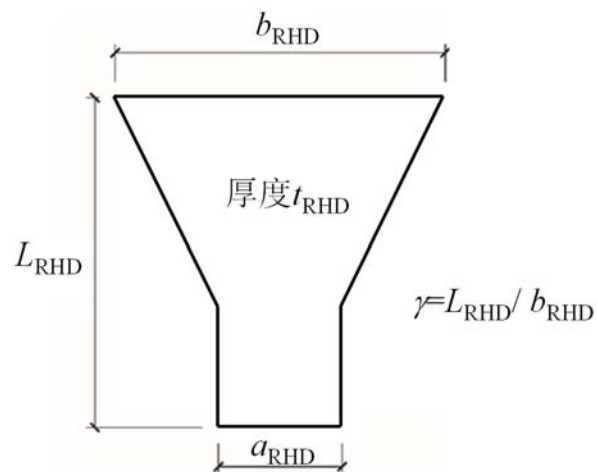


图 5.4.16 舌板正视图

图中：

a_{RHD} ——舌板自由端宽度；

b_{RHD} ——舌板固定端（与端板连接）宽度；

L_{RHD} ——舌板长度；

t_{RHD} ——舌板厚度；

γ ——舌板长宽比，按式（5.4.16）计算。

$$\gamma = \frac{L_{\text{RHD}}}{b_{\text{RHD}}} \quad (5.4.16)$$

条文说明：5.4.16 当自复位角部阻尼器采用该条文介绍以外的形状时，对舌板初始刚度、全截面屈服承载力的计算不应再采用条文5.4.17和5.4.18。舌板初始刚度应采用结构力学求得，舌板全截面屈服承载力应取舌板最不利截面求得。

5.4.17 舌板组各舌板插入对应牛腿槽位。牛腿应具有足够大刚度，以忽略其变形。

条文说明：5.4.17 在自复位模块发生变形时，牛腿随竖向边缘构件转动，舌板自由端受牛腿槽位的约束产生水平位移。在这一过程中，要求牛腿的刚度足够大，从而使角部阻尼器的变形及耗能集中于舌板。

5.4.18 单块舌板的初始刚度可按下式计算：

$$k_{\text{RHD0}} = \frac{Et_{\text{RHD}}^3}{6\gamma L_{\text{RHD}}^2 - 2\gamma^3 a_{\text{RHD}}^2} \quad (5.4.18)$$

5.4.19 单块舌板的全截面屈服承载力可按下式计算：

$$F_{\text{RHD-u}} = \frac{t_{\text{RHD}}^2 f_{y,\text{RHD}}}{4\gamma} \quad (5.4.19)$$

式中： $f_{y,\text{RHD}}$ ——舌板所用钢材的屈服强度。

5.4.20 自复位角部阻尼器模块的滞回曲线可采用旗帜形模型（图 5.4.20）。自复位角部阻尼器模块的初始刚度为：

$$k_{0\text{RHD}} = \frac{1}{\Delta_{\text{VBE}} + \Delta_{\text{HBE}} + \Delta_{\text{RHD}}} \quad (5.4.20-1)$$

角部阻尼器提供的屈服承载力为：

$$F_{\text{RHDy}} = \frac{4n_{\text{RHD}}F_{\text{RHD-u}}d}{H_e} \quad (5.4.20-2)$$

角部阻尼器提供的卸载刚度为：

$$k_{\text{un,RHD}} = \frac{n_{\text{RHD}}k_{\text{RHD0}}(4d^2 + H_{\text{HBE}}^2)}{H_e^2} \quad (5.4.20-3)$$

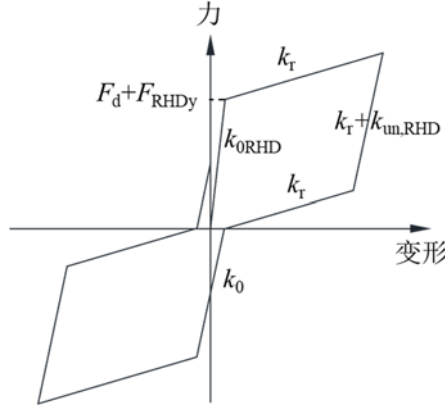


图 5.4.20 自复位角部阻尼器模块的滞回曲线

式中：

d 一舌板自由端到水平边缘构件轴线的距离，按式(5.4.20-4)计算；

Δ_{VBE} 、 Δ_{HBE} 和 Δ_{RHD} 一竖向边缘构件、水平边缘构件、角部阻尼器的图乘结果，分别按式(5.4.20-5)、式(5.4.20-6)、式(5.4.20-7)计算；

n_{RHD} 一舌板组中舌板的数量。

$$d = H_{\text{HBE}} / 2 + L_{\text{RHD}} + t_d \quad (5.4.20-4)$$

式中： t_d —舌板组端板厚度。

$$\Delta_{\text{VBE}} = \frac{1}{3EI_{\text{VBE}}} \left(\frac{H_e^3}{8} - \frac{3}{2} H_e d^2 X_1 + d^3 X_1 + d^3 X_1^2 \right) \quad (5.4.20-5)$$

$$\Delta_{\text{HBE}} = \frac{1}{EI_{\text{HBE}}} \left[\frac{H_e^2 L_{\text{HBE}}}{24} + H_e d e \left(\frac{e}{L_{\text{HBE}}} - 1 \right) X_1 + d^2 e X_1^2 \right] \quad (5.4.20-6)$$

$$\Delta_{\text{RHD}} = \frac{X_1}{nk_{\text{RHD0}}} \quad (5.4.20-7)$$

式中：

e —舌板组中心到竖向边缘构件翼缘的距离；

X_I —基本未知力向量解，按式(5.4.20-8)计算。

$$X_I = \frac{\frac{d^2(3H_e - 2d)}{12I_{VBE}} + \frac{deH_e\left(1 - \frac{e}{L_{HBE}}\right)}{2I_{HBE}}}{\frac{d^3}{3I_{VBE}} + \frac{d^2e}{I_{HBE}} + \frac{E}{nk_{RHD0}}} \quad (5.4.20-8)$$

5.4.21 舌板组和水平边缘构件、牛腿和竖向边缘构件的连接承载力设计值，应大于舌板组所有舌板的全截面屈服承载力之和。

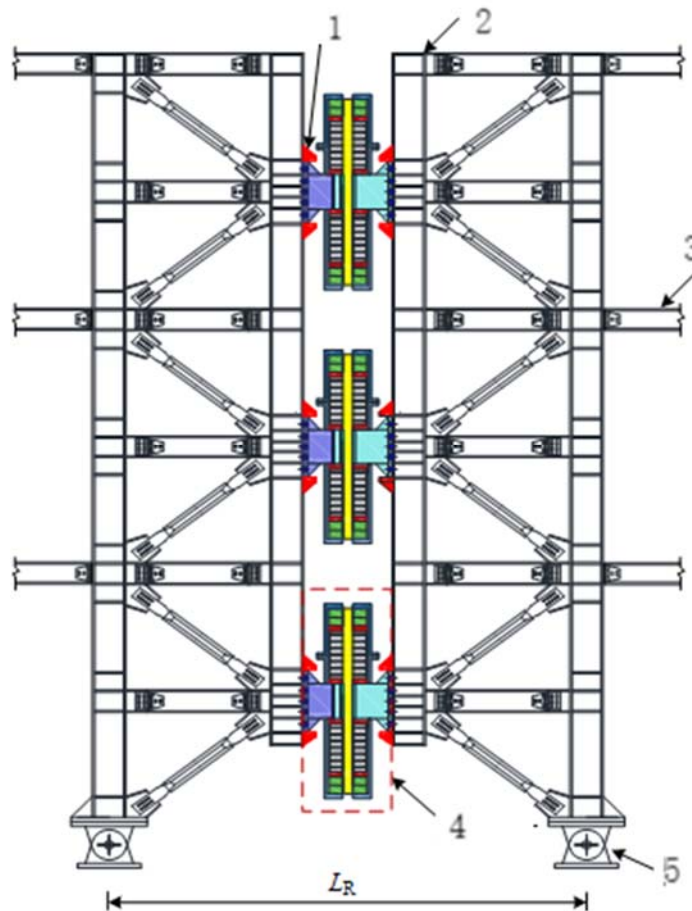
5.4.22 初始状态下，舌板自由端到牛腿槽位上沿的距离，即可拔出长度 $[d_{out}]$ ，以及舌板固定端到牛腿槽位上沿的距离，即可插入长度 $[d_{in}]$ 应满足下式：

$$\min\{[d_{out}], [d_{in}]\} \geq [\theta]e \quad (5.4.22)$$

条文说明：5.4.22 角部阻尼器在变形过程中，牛腿与舌板之间会产生竖向相对位移，为了保证舌板组端板不与牛腿发生碰撞、舌板自由端始终处于牛腿槽内，故需要对舌板已插入（可拔出）长度、未插入（可插入）长度的最小值进行限制。

5.5 自复位摇摆模块设计

5.5.1 自复位摇摆模块由工厂模块化预制，含子构件加工与模块拼装。结构施工过程中，自复位摇摆模块通过铰接连杆与相邻框架连接，如图 5.5.1 所示。自复位摇摆模块既可独立抗侧，也可与框架内其他侧向受力构件共同抗侧。



1——抗剪键；2——摇摆核心；3——框架梁；
4——剪切型自复位消能环簧阻尼器；5——铰接基座

图 5.5.1 自复位摇摆模块构造示意图

5.5.2 自复位摇摆模块包含两个摇摆核心和若干布置在两个摇摆核心中间的剪切型自复位消能环簧阻尼器。

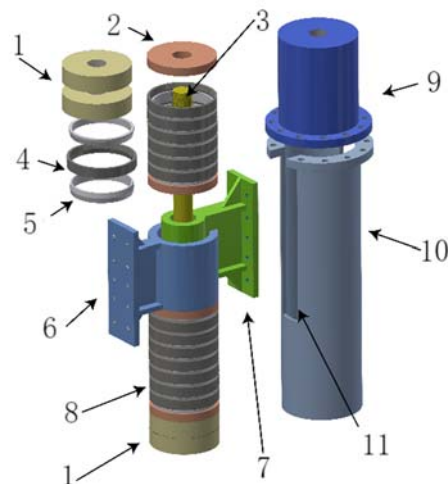
条文说明: 5.5.2 考虑到建筑空间布置, 建议每层布置一个剪切型自复位消能环簧阻尼器。

5.5.3 两个摇摆核心为底部铰接的单跨支撑钢框架。摇摆核心中梁、柱构件应采用 H 形钢, 支撑可采用普通钢支撑。

条文说明: 5.5.3 摇摆核心的设计要求与普通钢框架的设计基本无异。摇摆核心构件应在剪切阻尼器发生顶紧前保持弹性。详见: “Hu, S., Wang, W., Qu, B., & Alam, M. S. (2020). Development and validation test of a novel Self-centering Energy-absorbing Dual Rocking Core (SEDRC) system for seismic resilience.

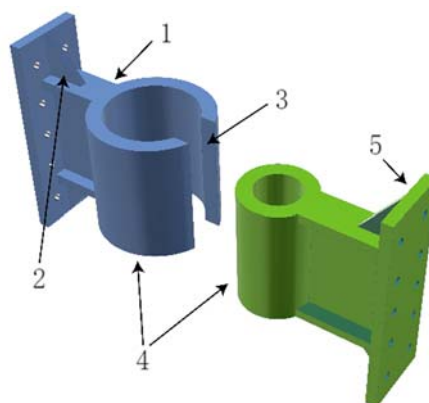
5.5.4 布置在两个摇摆核心中间的剪切型自复位消能环簧阻尼器应沿结构高度方向连续布置，阻尼器与摇摆核心宜通过高强螺栓连接。

5.5.5 包含高强钢环簧复位元件的剪切型自复位消能环簧阻尼器宜采用图 5.5.5 所示形式。应对高强钢环簧组施加一定的预紧力以保证足够的消压刚度与强度。



1——螺母；2——端板；3——内杆；4——外环；5——内环；6——剪切连接件 A；7——剪切连接件 B；8——环簧组；9——外筒 A；10——外筒 B；
11——滑槽

(a) 阻尼器



1——连接短梁；2——加劲肋；3——滑槽；4——圆管；5——端板；
(b) 剪切件

图 5.5.5 剪切型自复位消能环簧阻尼器构造示意图

5.5.6 剪切型自复位消能环簧阻尼器的设计屈服承载力 F_y 即为环簧组预紧力 P_0 ，并应符合本规程式 5.2.11 要求。

5.5.7 应保证剪切型自复位消能环簧阻尼器内杆受拉承载力不应低于 $1.5F_{RU}$ 。

5.5.8 剪切件的高度不应小于单个环簧组的高度，剪切件端板到圆管中心轴距离不应大于 1 倍的外环直径。

5.5.9 应对剪切件刚度进行验算，在阻尼器内力达到 $1.5F_{RU}$ 时，剪切件的剪切和弯曲变形不得超过 $0.001L_R$ ， L_R 为摇摆模块铰接基座水平距离。

条文说明：5.5.8 和 5.5.9 根据 “Hu, S., Wang, W., Qu, B., & Alam, M. S. (2020). Development and validation test of a novel Self-centering Energy-absorbing Dual Rocking Core (SEDRC) system for seismic resilience. Engineering Structures, 211, 110424”，剪切件应具有较大的剪切和抗弯刚度，使阻尼器变形集中在内杆和环簧组中，从而达到预期自复位和耗能能力。

5.5.10 在阻尼器内力达到 $1.5F_{RU}$ 时，剪切件应保持弹性。

5.5.11 外筒只作为维护部件，不承受荷载。外部套筒需对高强钢环簧组进行有效约束，外筒与环簧组外环外侧的缝隙距离建议为外环直径的 2%。

5.5.12 剪切阻尼器与摇摆核心端板螺栓连接节点抗剪承载力不应小于 $2F_{RU}$ 。

条文说明：5.5.12 在地震过程中，需要保证阻尼器与摇摆核心之间具备可靠连接。

5.5.13 如图 5.5.1 所示，应在端板连接节点上、下部设置抗剪键，防止端板节点发生滑移。

5.5.14 剪切阻尼器中环簧组预紧力 P_0 应满足下式要求：

$$P_0 \geq \frac{M_{ov,n}}{n_d L_R} \quad (5.5.14-1)$$

式中：

$M_{ov,n}$ —结构的倾覆弯矩，可由式 5.5.14-2 求得；

n_d —剪切阻尼器的个数；

L_R —自复位摇摆模块的跨度。

$$M_{ov,n} = \sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i \quad (5.5.14-2)$$

式中：

n_s —结构楼层数；

F_i —每个自复位摇摆模块承担的侧向地震作用力；

h_i —楼层标高。

5.5.15 剪切阻尼器中环簧组可压缩变形 u_b 应满足下式要求：

$$u_b = L_R \theta_b \quad (5.5.15)$$

式中：

θ_b —剪切阻尼器顶紧时对应的结构位移。

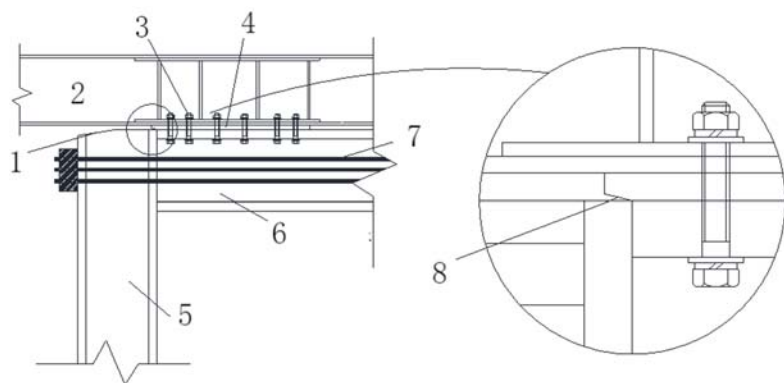
条文说明：5.5.15 根据“Hu, S., Wang, W., Alam, M. S., & Qu, B. (2021). Performance-based design of self-centering energy-absorbing dual rocking core system. Journal of Constructional Steel Research, 181, 106630”， θ_b 可以根据需要任意取值，但为了保证结构在强震下具备优越的自复位性能， θ_b 取值建议不小于2.5%。

5.6 连接设计

5.6.1 自复位支撑与结构的连接宜采用销轴连接，销轴连接设计应满足现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的相关规定。

5.6.2 自复位钢边框模块水平边缘构件与框架梁宜采用高强螺栓连接，并采用垫板或竖向边缘构件顶斜切口的方式（如图 5.6.2 所示）。

条文说明：5.6.1 自复位钢边框模块水平边缘构件与框架梁采用的高强螺栓连接承载力应大于自复位钢边框模块最大变形时的承载力。连接处采用垫板或竖向边缘构件顶斜切口的方式是为了自复位模块正常工作过程中防止水平边缘构件与框架梁发生碰撞。



1——斜切口；2——框架梁；3——高强螺栓；4——垫板；5——竖向边缘构件
6——水平边缘构件；7——钢绞线；8——斜切口

图 5.6.2 内嵌式自复位模块与框架梁连接构造示意图

5.6.3 垫板厚度可按以下公式验算：

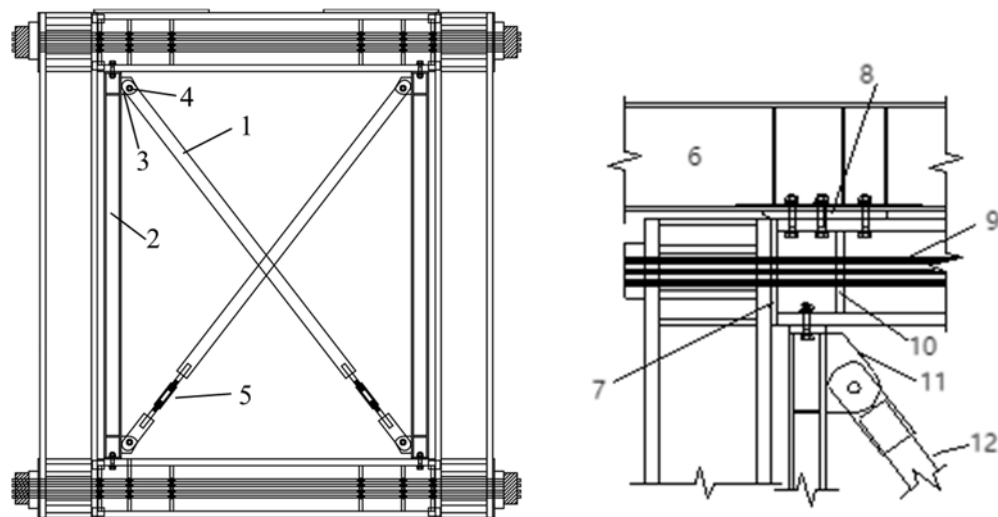
$$t_{\text{end}} \geq [\theta] H_{\text{VBE}} \quad (5.6.3)$$

式中：

$[\theta]$ 一结构层间位移角限值，应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的相关规定；

H_{VBE} 一竖向边缘构件的截面高度。

5.6.4 自复位扁钢支撑模块的铰接柱与水平边缘构件宜采用高强螺栓连接，扁钢支撑与铰接柱端部耳板宜采用高强螺栓连接，扁钢支撑可通过花篮螺栓张紧。



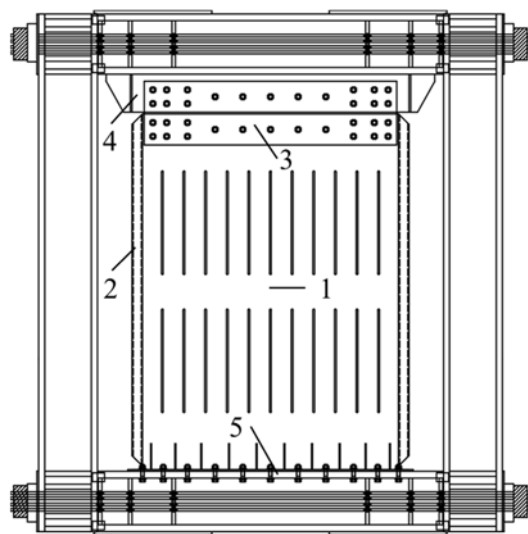
1——扁钢支撑；2——铰接柱；3——耳板；4——螺栓连接；5——花篮螺栓
6——框架梁；7——端板；8——填充板；9——钢绞线；10——横向加劲肋
11——耳板；12——支撑

图 5.6.4 自复位扁钢支撑模块内部连接示意图

5.6.5 扁钢支撑中花篮螺栓承载力设计值应大于扁钢支撑的全截面屈服承载力。

5.6.6 扁钢支撑与铰接柱耳板之间的高强螺栓连接，其承载力设计值应大于扁钢支撑的全截面屈服承载力。

5.6.7 自复位开缝钢板墙模块中开缝钢板墙上部与水平边缘构件的鱼尾板宜采用盖板连接的形式，开缝钢板墙下部与水平边缘构件宜采用端板连接的形式，开缝钢板墙上、下部连接均宜采用高强螺栓作为紧固件。



1——开缝钢板墙；2——边缘加劲肋；3——盖板连接；4——鱼尾板
5——端板连接

图 5.6.7 自复位开缝钢板墙模块示意图

条文说明：5.6.7 开缝钢板墙上部与鱼尾板之间的盖板连接应满足现行国家行业标准《钢板剪力墙技术规程》JGJ/T 380 的要求。开缝钢板墙下部与水平边缘构件采用高强摩擦型螺栓的端板连接，连接的承载力设计值不应小于开缝钢板墙的极限受剪承载力。端板与开缝钢板之间布置面外加劲肋。

5.6.8 自复位角部阻尼器模块中舌板组和水平边缘构件、牛腿和竖向边缘构件均宜采用高强螺栓端板连接。

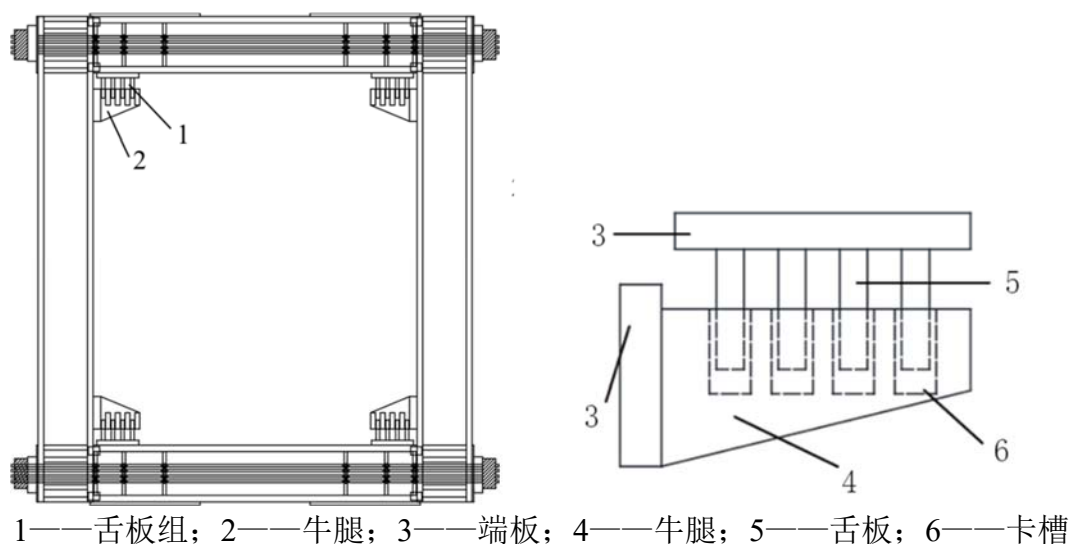


图 5.6.8 自复位角部阻尼器模块示意图

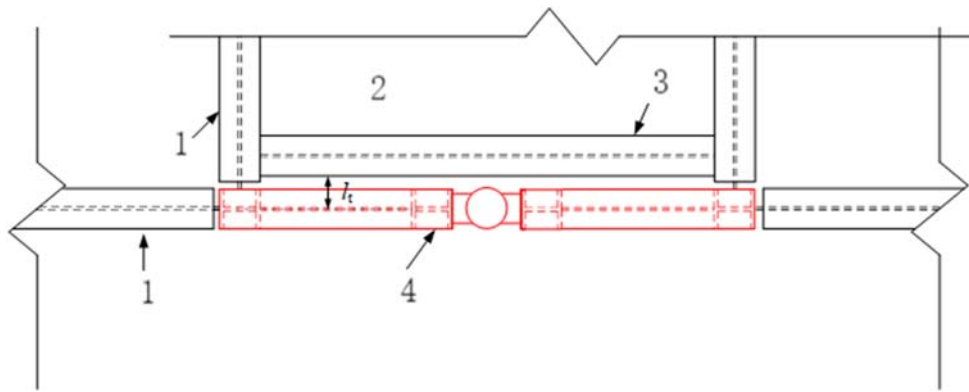
5.6.9 自复位摇摆模块应与基础铰接，铰接基座设计应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 相关规定。

条文说明：5.6.9 根据“Hu, S., Wang, W., Qu, B., & Alam, M. S. (2020). Development and validation test of a novel Self-centering Energy-absorbing Dual Rocking Core (SEDRC) system for seismic resilience. Engineering Structures, 211, 110424”，自复位摇摆模块应与基础连接应放松转动约束，以保证摇摆核心在侧向力作用下绕基座作刚体转动。自复位摇摆模块与基础的连接应采用销轴连接。

5.6.10 自复位摇摆模块应与相邻框架梁铰接，铰接节点设计应符合国家标准《钢结构设计标准》GB50017 相关规定。

5.6.11 自复位摇摆模块与楼板连接可采用图 5.6.11 所示的典型构造形式，并应符合下列规定：

1. 应设置托梁将楼板与自复位摇摆模块分离，托梁设计应符合中华人民共和国国家标准《钢结构设计标准》GB50017 相关规定。
2. 托梁到自复位摇摆模块梁中心线距离不应大于高强钢环簧外径。



1——框架梁；2——楼板；3——托梁；4——自复位消能摇摆模块

图 5.6.11 自复位摇摆模块与楼板连接构造示意图

6 施工与安装

6.1 一般规定

6.1.1 自复位钢框架结构工程施工单位应具备相应的钢结构工程施工资质，施工现场质量管理应有相应的施工技术标准、质量管理体系、质量控制及检验制度，施工现场应有经项目技术负责人审批的施工组织设计、施工方案等技术文件。

6.1.2 自复位钢框架结构施工前应制定施工组织设计，施工组织设计的内容应符合现行国家标准《建筑工程施工组织设计规范》GB/T 50502 的规定。

6.1.3 自复位钢框架结构施工前应制定施工方案，钢框架部分加工、施工流程应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的规定，复位消能部件加工和施工流程应符合现行国家行业标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 的规定。

6.1.4 吊装用吊具应按现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 有关规定进行设计、验算或试验检验。

6.1.5 自复位钢框架结构施工过程中应采取安全措施，并应符合现行国家行业标准《建筑机械使用安全技术规程》JG J33 和《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ 46 等的有关规定。

6.1.6 未经设计允许不得对任何钢部件进行切割、开洞。

6.1.7 自复位耗能阻尼构件（自复位支撑、自复位节点中阻尼器、自复位摇摆模块中阻尼器）和自复位钢边框模块应在工厂中实现整体加工与预拼装，在施工现场直接与钢框架进行组装。

6.2 施工与安装流程

6.2.1 自复位钢框架结构的主要施工流程为：

- 1 在工厂完成钢构件和复位消能构件的加工；
- 2 完成建筑基础的施工；
- 3 自下而上拼装结构，各楼层内部按照先抗侧框架、后重力框架的顺序进行

拼装；

4 楼板吊装就位，并将楼板和钢梁有效连接。

6.2.2 钢构件和复位消能构件应按吊装顺序预先编号，吊装时应严格按编号顺序起吊；吊装就位后，应及时采取临时固定连接，连接稳固后方可松开吊具。

6.2.3 自复位钢边框模块的吊装应满足按现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 中对钢板剪力墙吊装的有关规定。

6.2.4 自复位钢边框模块的吊装就位后，应首先与下部框架梁采取临时固定连接，继而用可调斜撑作为临时固定，并应进行垂直度调整，最后与上部框架梁连接并进行最终紧固。

6.2.5 自复位支撑、自复位摇摆模块阻尼器支撑和自复位钢边框模块中预应力筋的加工与张拉应在工厂中完成，且应符合现行国家行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的有关规定。

6.2.6 预压弹簧式自复位支撑和阻尼器应在工厂进行预压和拼装，校验加压设备用的试验机或测力设备测力示值的不确定度不应大于 1%，预压力施加宜采用 5% 超张拉。

6.2.7 三层及以下自复位摇摆模块可在现场拼装后整体吊装，三层以上模块可逐层向上吊装拼接，安装施工过程应符合现行国家行业标准《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80 和《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33 的有关规定。

7 质量验收和维护

7.1 质量验收

7.1.1 自复位钢框架结构施工质量验收应在施工单位自检基础上,按照检验批、分项工程、分部(子分部)工程根据现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB50205 和现行国家行业标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 的规定进行验收。自复位钢框架结构分部(子分部)工程中分项工程划分应按照现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的规定执行。自复位钢框架结构分项工程应由一个或若干检验批组成,各分项工程检验批应按现行国家标准进行划分,并应经监理确认。

7.1.2 自复位钢框架结构的子分部工程可划分为钢框架结构分项工程、自复位耗能构件分项工程。各分项工程可根据与生产和施工方式相一致且便于控制施工质量的原则,按进场批次、工作班、楼层、结构缝或施工段划分为若干检验批。

7.1.3 分项工程合格质量标准应符合下列规定:

- 1 分项工程所含的各检验批均应满足本标准质量要求;
- 2 分项工程所含的各检验批质量验收记录应完整。

7.1.4 分项工程检验批验收合格应符合下列规定:

- 1 主控项目必须符合本规范合格质量标准的要求;
- 2 一般项目其检验结果应有 80%及以上的检查点(值)符合本规范合格质量标准的要求且最大值(最小值)不应超过其允许偏差值的 1.2 倍;

7.1.5 检验批、分项工程的质量验收记录应符合《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的规定。

7.1.6 自复位钢框架结构的工程验收程序和组织应按现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的有关规定执行。

7.1.7 当钢结构工程施工质量不符合本标准的规定时,应按下列规定进行处理:

- 1 经返修或更换构(配)件的检验批,应重新进行验收;
- 2 经法定的检测单位检测鉴定能够达到设计要求的检验批应予以验收;

3 经法定的检测单位检测鉴定达不到设计要求,但经原设计单位核算认可能够满足结构安全和使用功能的检验批,可予以验收;

4 经返修或加固处理的分项、分部工程,仍能满足结构安全和使用功能要求时,可按处理技术方案和协商文件进行验收;

5 通过返修或加固处理仍不能满足安全使用要求的分部工程,严禁验收。

7.2 维护

7.2.1 自复位钢框架结构应根据结构安全性等级、类型及使用环境,建立全寿命周期内的结构使用、维护管理制度。

7.2.2 自复位钢框架结构维护应遵守预防为主、防治结合的原则,应进行日常维护、定期检测与鉴定。

7.2.3 自复位消能构件的检查根据检查时间或时机可分为定期检查和应急检查,根据检查方法可分为目测检查和抽样检验。

7.2.4 自复位消能构件应根据其类型、使用期间的具体情况、设计使用年限和设计文件要求等进行定期检查。在正常使用情况下一般 10 年或二次装修时应进行目测检查,在达到设计使用年限时应进行抽样检验消能部件在遭遇地震、强风、火灾等灾害后应进行抽样检验。

7.2.5 自复位耗能构件目测检查时,应观察消能器、支撑及连接构件等的外观、变形及其他问题。目测检查内容及维护方法应符合表 7.2.5 的规定。

表 7.2.5 自复位耗能构件目测检查内容及维护方法

序号	检查内容	维护方法
1	环簧阻尼器、碟簧阻尼器中弹簧间隙分布不均匀	更换自复位耗能构件
2	摩擦阻尼器材料磨损、脱落,接触面施加压力的装置产生 松弛	更换相关材料和压力 装置
3	自复位耗能模块内部开缝剪力墙、舌板、支撑等金属阻尼 器产生明显的累积损伤和变形	更换内部金属阻尼器
4	自复位耗能模块预应力筋出现松弛	更换自复位耗能模块

5	自复位耗能构件涂装的金属表面外露、锈蚀或损伤，防腐或防火涂装层出现裂纹、起皮、剥落、老化等	重新涂装
6	自复位耗能构件产生弯曲、局部变形	更换自复位耗能构件
7	自复位耗能构件周围存在可能限制构件正常工作的障碍物	及时清除

7.2.6 自复位耗能构件抽样检验时，应在结构中抽取在役的典型构件，对其基本性能进行原位测试或实验室测试，测试内容应能反映其在使用期间可能发生的性能参数变化，并应能推定可否达到预定的使用年限。

7.2.7 室内使用环境下铁基形状记忆合金材料可不采取防腐措施。

7.2.8 镍钛形状记忆合金材料可不采取防腐措施。

附录 A 自复位钢框架结构性能化设计与评估方法

A.1.1 自复位钢框架结构基于位移的弹塑性分析可选用如图 5.2.5 所示的简化旗帜形恢复力模型。

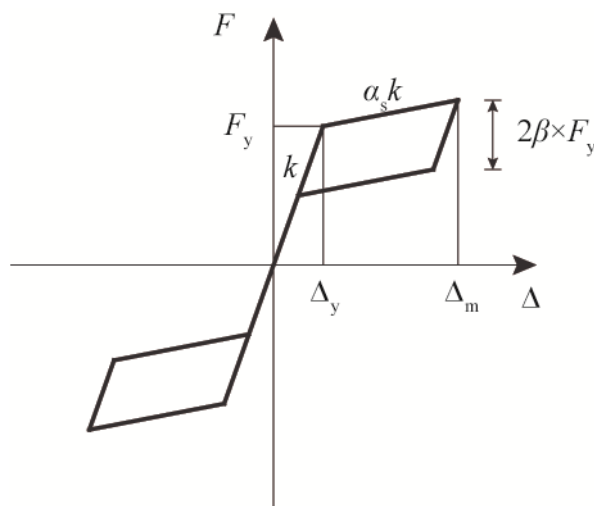


图 A.1.1 旗帜形恢复力模型

图中：

F_y —结构屈服承载力；

Δ_y —结构屈服位移或起滑位移；

Δ_m —结构的最大位移；

k —结构的初始刚度；

α_s —结构的屈服后刚度比，不宜小于 1%；

β —结构的耗能比，不宜大于 0.75，不宜小于 0.25；

条文说明：A.1.1 适当的结构屈服后刚度比 α_s 可以防止结构薄弱层的产生，尤其在二阶效应比较显著的情况下结构屈服后刚度不足会导致“等效负刚度”的产生，增加结构倒塌风险。结构的耗能比 β 与结构整体耗能能力密切相关， β 越小，结构复位能力越强，耗能能力则越低。Fang 等人研究发现，结构耗能能力降低会导致峰值层间位移角与楼面加速度的放大，从而引起更加严重的结构性与非结构性损伤。另一方面，保证结构在动力激励下可控的残余变形并不代表结构需要具备完全的静力自复位特征，“半自复位”行为同样可以保证结构在动力安定过程中残余变形保持在低水平，半自复位特征同时可以保证结构充分的耗能，从而减

轻结构性与非结构损伤。因此，建议 β 不宜大于0.75，不宜小于0.25。详见“Fang C, Zhong Q, Wang W, Hu S, Qiu C. Peak and residual responses of steel moment-resisting and braced frames under pulse-like near-fault earthquakes. *Engineering Structures* 2018;177:579-597”。

A.1.2 采用图 A.1.1 恢复力模型进行结构分析时等效阻尼比 ζ_{eq} 按下列规定计算

$$\zeta_{eq} = \frac{2(\Delta_m - \Delta_y)\Delta_y / \beta}{\pi \left[\Delta_y / \beta + \Delta_y + \alpha_s(1 + 1/\beta)(\Delta_m - \Delta_y) \right] \Delta_m} \quad (A.1.2-1)$$

建筑结构的等效粘滞阻尼比 ζ 为：

$$\zeta = \zeta_0 + \zeta_{eq} \quad (A.1.2-2)$$

式中： ζ_0 ——钢框架阻尼比。

条文说明：公式 A.1.2-1 是依据 Jacobsen 根据结构滞回特性提出的阻尼比近似估计方法，利用理想旗帜型曲线（图 8）进行得到的，设计人员在计算滞回曲线包络面积时，应保守偏小计算，当结构的滞回特性与理想旗帜型曲线存在较大差异时，应按下式进行重新计算与调整 ζ_{eq} 。

$$\zeta_{eq} = \frac{A_{area}}{4\pi A_{strain}} \quad (1)$$

式中：

A_{area} —滞回曲线往复一圈的耗能，即所包围的面积；

A_{strain} —最大应变能，为峰值位移对应三角形面积，如图 8 所示。

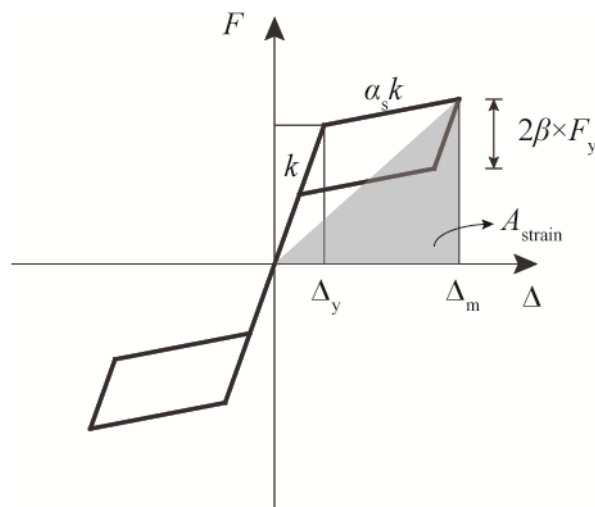


图8 旗帜形滞回曲线与等效阻尼比

A.1.3 多自由度体系转化为等效单自由度体系，采用基于位移的设计方法，体系一阶振动位移模式应按式计算：

当 $n \leq 4$ 时

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (\text{A.1.3-1})$$

当 $n > 4$ 时

$$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (\text{A.1.3-2})$$

式中：n——结构层数；

δ_i ——第 i 层的振型向量；

H_i ——第 i 层相对地面的高度；

H_n ——顶层相对地面的高度。

条文说明：A.1.3 Priestley 指出对于性能化设计的框架结构其变形模式应符合式 A.1.3-2。详见“M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky - Displacement Based Seismic Design of Structures (2007)”。

A.1.4 多自由度体系转化为等效单自由度体系时，过程基于下式进行：

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_n}{\delta_n} \right) \quad (\text{A.1.4-1})$$

$$\Delta_m = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (\text{A.1.4-2})$$

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_m \quad (\text{A.1.4-3})$$

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (\text{A.1.4-4})$$

式中：

Δ_i ——第 i 层的设计位移；

Δ_n —顶层的设计位移，基于本规程 4.3.10 条薄弱层的弹塑性层间位移和本规程 A.1.3 条第一振动位移模式确定；
 δ_i —第 i 层的振型向量；
 δ_n —顶层的振型向量；
 Δ_m —等效单自由度体系的等效弹塑性设计目标位移；
 m_e —等效单自由度体系的等效质量；
 H_e —等效单自由度体系的等效高度；
 m_i —第 i 层的质量。

条文说明：A.1.4 采用基于位移的设计方法，需要将多自由度体系转换为等效单自由度体系，过程遵循三个原则：(1) 地震力下多自由度体系振动位移模式保持不变；(2) 多自由度体系与等效单自由度体系基底剪力相同；(3) 地震力在两种体系上所做的功相同，即结构体系吸收的总能量相同。

A.1.5 将地震影响系数曲线转化为罕遇地震位移谱，依照下式进行：

$$D = \alpha \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (\text{A.1.5})$$

式中：

D —水平地震谱位移；
 α —水平地震响应系数；
 T —结构自振周期。

条文说明：A.1.5 地震影响系数曲线及附加阻尼后的地震影响系数曲线根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 确定。

A.1.6 根据等效单自由度体系的等效弹塑性设计目标位移 Δ_m 和本规程 A.1.5 条确定的罕遇地震位移谱，由下式确定结构塑性设计的总水平地震作用标准值：

$$V_y = K_e \Delta_m \left[\frac{1}{1 + \alpha(u_m/u_y - 1)} \right] \quad (\text{A.1.6-1})$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (\text{A.1.6-2})$$

式中：

V_y —结构塑性设计的总水平地震作用标准值；

- Δ_m —等效单自由度体系的等效弹塑性设计目标位移；
- K_e —等效单自由度体系的等效刚度；
- T_e —等效单自由度体系的等效周期，为本规程 A.1.5 条确定的罕遇地震的位移谱中与 Δ_m 对应的周期值；
- m_e —等效单自由度体系的等效质量。

A.1.7 根据国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011，由结构设计的总水平地震作用标准值 F_{Ek} 确定各层水平地震作用标准值。

条文说明：A.1.7 当结构“高阶效应”明显时，可通过侧向力分布模式调整结构的侧向力分布，实现结构较均匀的层间位移角分布。详见“Zhang R, Wang W, Alam M S. Performance-based seismic design of full and partial self-centering steel braced frames using modified lateral force distribution [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 196: 107438.”

A.1.8 根据本规程 A1.1-A1.7 基于位移的静力弹塑性设计方法设计的结构或已有结构进行结构抗震验算时，可通过下式对峰值响应和残余变形响应进行快速评估：

1 峰值响应验算：

$$IDR_{FF-m} = 1 + \left[(R-1)^{2/3} (1-\alpha_s)^9 \right] / \left[185 (T^2 e^{-1/3T}) \zeta^{3/5} \beta^{3/5} \right] \quad (A.1.8-1)$$

$$IDR_{NF-m} = 1 + \left[(R-1)^{6/5} (1-\alpha_s)^4 \right] / \left[17 T^{8/5} \zeta^{1/3} \beta^{1/3} \right] \quad (A.1.8-2)$$

$$R = m_e \alpha / F_{Ek} \quad (A.1.8-3)$$

$$\mu = IDR \cdot R \quad (A.1.8-4)$$

$$\Delta_m = \mu \cdot \Delta_y \quad (A.1.8-5)$$

式中：

IDR_{FF-m} —结构在远场地震动下 IDR 响应均值；

IDR_{NF-m} —结构在近场地震动下 IDR 响应均值；

R —结构强度折减系数；

μ —结构延性系数。

2 残余位移响应验算：

$$RDR_{FF-m, \beta=0.75} = 0.66\alpha_s^2 - 0.18\alpha_s + 0.04 \quad (A.1.8-6)$$

$$RDR_{FF-m, \beta=1.0} = 28.82\alpha_s^2 - 5.85\alpha_s + 0.44 \quad (A.1.8-7)$$

$$RDR_{NF-m, \beta=0.75} = 4.96\alpha_s^2 - 0.89\alpha_s + 0.07 \quad (A.1.8-8)$$

$$RDR_{NF-m, \beta=1.0} = 36.59\alpha_s^2 - 7.55\alpha_s + 0.57 \quad (A.1.8-9)$$

$$\Delta_r = RDR \cdot (\Delta_m - \Delta_y) \quad (A.1.8-10)$$

式中：

$RDR_{FF-m, \beta=0.75}$ —结构在远场地震动下 $\beta=0.75$ 时 RDR 响应均值；

$RDR_{FF-m, \beta=1.0}$ —结构在远场地震动下 $\beta=1.0$ 时 RDR 响应均值；

$RDR_{NF-m, \beta=0.75}$ —结构在近场地震动下 $\beta=0.75$ 时 RDR 响应均值；

$RDR_{NF-m, \beta=1.0}$ —结构在近场地震动下 $\beta=1.0$ 时 RDR 响应均值。

Δ_r —等效单自由度体系的残余变形；

以上计算 $\beta \leq 0.5$ 时 $RDR=0$ ，其他 β 值时可采用线性差值。

条文说明：A1.8 IDR 为非弹性位移比，其定义为弹塑性体系峰值响应与相应弹性体系峰值响应之比，根据几何关系也可表示为弹塑性体系延性系数与强度折减系数之比；RDR 为残余变形比，其定义为结构残余变形与结构最大非弹性变形之比，即结构残余变形与结构峰值变形和屈服变形的差值之比。采用静力弹塑性分析法时应对完成设计的结构或已有结构进行模态分析，获得结构基本周期和振型向量，采用一阶模态进行推覆分析（Pushover），并对推覆曲线进行双线性化获得结构滞回特性，如图9所示。

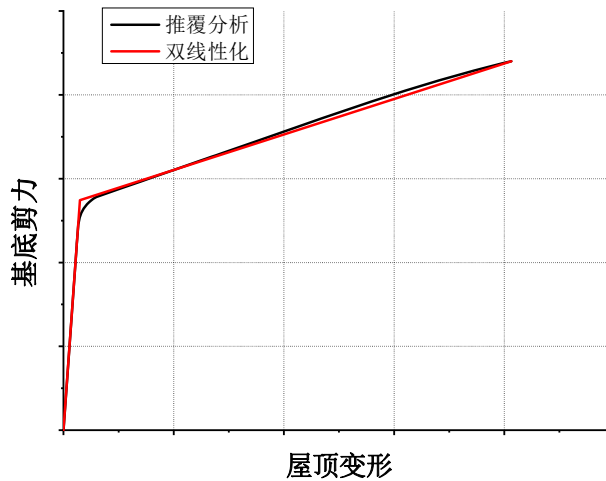


图9 推覆分析

等效单自由度体系变形可通过下式转化为结构屋顶变形：

$$\underline{\Delta_{\text{roof}}} = \gamma \underline{\Delta_s} \quad (2)$$

$$\gamma = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (3)$$

式中：

Δ_{roof} — 结构屋顶变形；

Δ_s — 等效单自由度体系变形；

γ — 振型参与系数；

$\{\phi\}$ — 振型向量；

$[M]$ — 质量矩阵。

静力弹塑性分析法中的 IDR 与 RDR 预测公式是采用 40 条近场地震动和 44 条远场地震动通过单自由度谱分析拟合得到的经验公式。

附录 B 基本元件设计

B.1 高强钢环簧设计

B.1.1 高强钢环簧组内外环摩擦系数 f_{μ} 不宜大于 0.2。

条文说明: B1.1 高强钢环簧组作为复位元件通常不会受到理想的均匀受压作用, 实际情况下可能会产生偏心、受压不均匀等状况, 从而影响复位能力。摩擦过大会阻碍自复位能力, 甚至会产生卡死、震颤等现象, 因此设定内外环摩擦系数 f_{μ} 不宜大于 0.2。

B.1.2 未施加预紧力的高强钢环簧组的滞回曲线可采用三角形模型 (图

B.1.2), 环簧组加载刚度为:

$$K = \frac{2\pi E \tan(\beta + \rho) \tan \beta}{n \left(\frac{D_{01}}{A_1} + \frac{D_{02}}{A_2} \right)} \quad (\text{B.1.2-1})$$

环簧组卸载刚度

$$K' = \frac{2\pi E \tan(\beta - \rho) \tan \beta}{n \left(\frac{D_{01}}{A_1} + \frac{D_{02}}{A_2} \right)} \quad (\text{B.1.2-2})$$

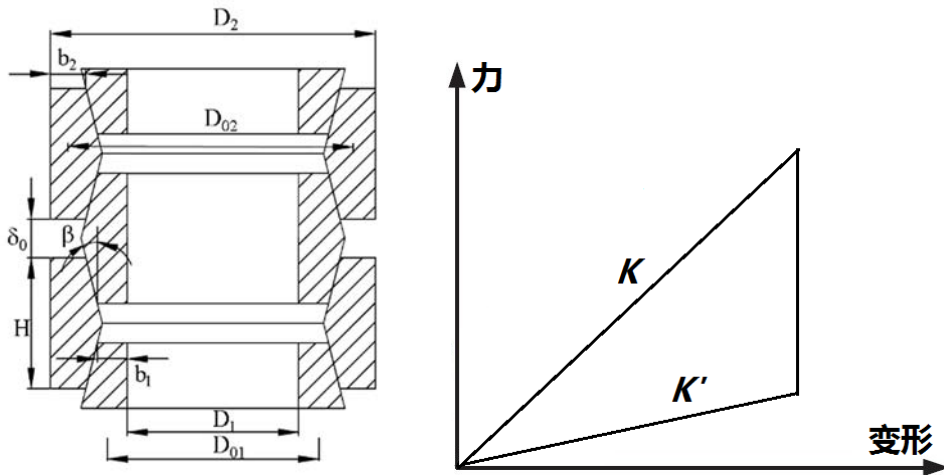


图 B1.2 高强钢环簧组的几何构成与滞回曲线

式中及图中:

$$A_1 \text{ — 内环横截面截面积 } A_1 = b_1 H + \frac{H^2}{4} \tan \beta ;$$

A_2 —外环横截面截面积 $A_2=b_2H+\frac{H^2}{4}\tan\beta$;

β —环簧锥度角如图所示;

ρ —摩擦角 $\tan\rho=f_\mu$;

D_1 —内环内径;

D_2 —外环外径;

b_1 —内环外沿最窄处宽度;

b_2 —外环外沿最窄处宽度;

H —单个内环或外环高度;

δ_0 —相邻两内环或外环间距离;

f_μ —摩擦系数;

μ —泊松比;

n —内环和外环间接触对数;

D_{01} —内圆环截面中心直径 $D_{01}=D_1+b_1+\frac{H}{4}\tan\beta$;

D_{02} —外圆环截面中心直径 $D_{02}=D_2-b_2-\frac{H}{4}\tan\beta$ 。

B.2 高强钢碟簧设计

B.2.1 复位功能部分采用碟簧型复位元件时，碟簧材料性能应符合现行国家标准《碟形弹簧》GB/T 1972 中的规定。

B.2.2 碟形弹簧根据厚度分为无支撑面碟簧和有支撑面碟簧（图 B2.2）

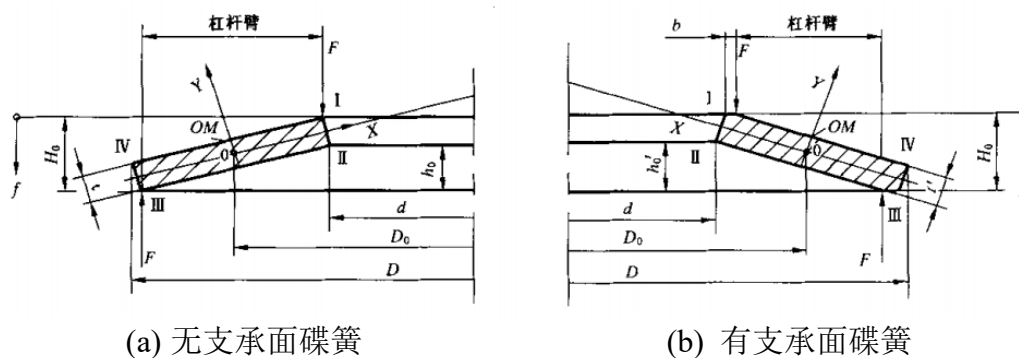


图 B2.2 高强钢碟簧构造示意图

图中:

H_0 —单个碟簧的自由高度;

h_0 —无支撑面碟簧压平变形量的计算值 $h_0 = H_0 - t$;

h_0' —有支撑面碟簧压平变形量的计算值 $h_0' = H_0 - t'$;

D —碟簧外径;

d —碟簧内径;

t —碟簧厚度;

t' —有支撑面碟簧减薄厚度;

D_0 —碟簧截面中心直径;

b —支撑面宽度。

碟簧负荷为:

$$F = \frac{4E}{1-\mu^2} \cdot \frac{t^4}{K_1 D^2} \cdot K_4^2 \cdot \frac{f}{t} \left[K_4^2 \left(\frac{h_0}{t} - \frac{f}{t} \right) \left(\frac{h_0}{t} - \frac{f}{2t} \right) + 1 \right] \quad (\text{B.2.2-1})$$

$$F_c = F_{(f=h_0)} = \frac{4E}{1-\mu^2} \cdot \frac{h_0 t^3}{K_1 D^2} \cdot K_4^2 \quad (\text{B.2.2-2})$$

其中计算系数:

$$K_1 = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{[(C-1)/C]^2}{(C+1)/(C-1) - 2/\ln C} \quad (\text{B.2.2-3})$$

$$K_2 = \frac{6}{\pi} \cdot \frac{(C-1)/\ln C - 1}{\ln C} \quad (\text{B.2.2-4})$$

$$K_3 = \frac{3}{\pi} \cdot \frac{C-1}{\ln C} \quad (\text{B.2.2-5})$$

$$C = \frac{D}{d} \quad (\text{B.2.2-6})$$

$$K_4 = \sqrt{-\frac{C_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{C_1}{2}\right)^2 + C_2}} \quad (\text{B.2.2-7})$$

$$C_1 = \frac{(t'/t)^2}{\left((5/8) \cdot (H_0/t) - t'/t + 3/4\right) \left[(5/8) \cdot (H_0/t) - t'/t + 3/8\right]} \quad (\text{B.2.2-8})$$

$$C_2 = \frac{C_1}{(t'/t)^3} \left[\frac{5}{32} \left(\frac{H_0}{t} - 1 \right)^2 + 1 \right] \quad (\text{B.2.2-9})$$

无支承面碟簧参数 $K_4=1$ ；有支承面碟簧参数 K_4 按式 (B.2.2-7) 计算，同时在式 (B.2.2-1) (B.2.2-2) 以及式 (B.2.2-10) 至 (B.2.2-15) 中用 t' 代替 t ，以 h_0' 代替 h_0 。

碟簧刚度公式：

$$K = \frac{4E}{1-\mu^2} \cdot \frac{t^3}{K_1 D^2} \cdot K_4^2 \left\{ K_4^2 \left[\left(\frac{h_0}{t} \right)^2 - 3 \cdot \frac{h_0}{t} \cdot \frac{f}{t} + \frac{3}{2} \left(\frac{f}{t} \right)^2 \right] + 1 \right\} \quad (\text{B.2.2-10})$$

计算应力：

$$\sigma_I = -\frac{4E}{1-\mu^2} \frac{t^2}{K_1 D^2} \frac{f}{t} K_4 \left[K_4 K_2 \left(\frac{h_0}{t} - \frac{f}{2t} \right) + K_3 \right] \quad (\text{B.2.2-11})$$

$$\sigma_{II} = -\frac{4E}{1-\mu^2} \frac{t^2}{K_1 D^2} \frac{f}{t} K_4 \left[K_4 K_2 \left(\frac{h_0}{t} - \frac{f}{2t} \right) - K_3 \right] \quad (\text{B.2.2-12})$$

$$\sigma_{III} = -\frac{4E}{1-\mu^2} \frac{t^2}{K_1 D^2} \frac{f}{t} \frac{1}{C} K_4 \left[K_4 (K_2 - 2K_3) \left(\frac{h_0}{t} - \frac{f}{2t} \right) - K_3 \right] \quad (\text{B.2.2-13})$$

$$\sigma_{IV} = -\frac{4E}{1-\mu^2} \frac{t^2}{K_1 D^2} \frac{f}{t} \frac{1}{C} K_4 \left[K_4 (K_2 - 2K_3) \left(\frac{h_0}{t} - \frac{f}{2t} \right) + K_3 \right] \quad (\text{B.2.2-14})$$

$$\sigma_{OM} = \frac{4E}{1-\mu^2} \cdot \frac{t^2}{K_1 D^2} \cdot \frac{f}{t} \cdot \frac{3}{\pi} K_4 \quad (\text{B.2.2-15})$$

式中：

F — 单片碟簧的负荷；

f — 单片碟簧的变形量；

F_c — 压平时的碟簧负荷计算值；

K — 单片碟簧的刚度；

σ_I — 碟簧 I 处应力；

σ_{II} — 碟簧 II 处应力；

σ_{III} — 碟簧 III 处应力；

σ_{IV} — 碟簧 IV 处应力；

σ_{OM} —碟簧 OM 处应力;

$K_1, K_2, K_3, K_4, C_1, C_2$ —计算系数;

C —直径比

条文说明: B2.2 计算应力为正值时为拉应力, 负值为压应力。

锐角矩形截面的碟簧, 采用(B2.2-1)式计算碟簧负荷时, 对于 $E=206000$ N/mm^2 和 $\mu=0.3$ 的钢, 其计算值与精确理论值比约高出 8%-9%, 这将补偿因位置 I 和 III 处的杠杆臂的缩短而造成的实际碟簧负荷的增大。

$D/t > 40$ 的超薄碟簧, 按(B2.2-1)式计算结果数值偏大, 应考虑圆锥母线的弯曲。 $D/d < 1.8$ 的超小直径比的碟簧, 必须考虑沿半径方向杠杆臂的缩短, 其计算方法应特殊考虑。

B.2.3 组合碟簧

叠合组合碟簧由 n 个同方向同规格的碟簧组成, 在不计摩擦力时:

$$F_z = n \cdot F \quad (B.2.3-1)$$

$$f_z = f \quad (B.2.3-2)$$

$$H_z = H_0 + (n-1) \cdot t \quad (B.2.3-3)$$

对合组合碟簧由 i 个相向同规格的碟簧组成, 在不计摩擦力时:

$$F_z = F \quad (B.2.3-4)$$

$$f_z = i \cdot f \quad (B.2.3-5)$$

$$H_z = i \cdot H_0 \quad (B.2.3-6)$$

复合组合碟簧在不计摩擦力时:

$$F_z = n \cdot F \quad (B.2.3-7)$$

$$f_z = i \cdot f \quad (B.2.3-8)$$

$$H_z = i \cdot [H_0 + (n-1) \cdot t] \quad (B.2.3-9)$$

式中:

H_z —组合碟簧的自由高度;

f_z —不考虑摩擦力时叠合组合碟簧或对合组合碟簧的变

形量；

F_z —与变形量 f_z 对应的组合碟簧负荷；

B.2.4 考虑摩擦力影响时的碟簧应符合现行国家标准《碟形弹簧》GB/T 1972 中的规定。

B.3 摩擦元件设计

自复位耗能构件采用摩擦型耗能元件时应符合下列规定：

B.3.1 摩擦型耗能元件的性能主要由预紧力和摩擦片的动摩擦系数确定，摩擦型耗能元件在正常使用过程中预紧力变化不宜超过初始值的 10%。

B.3.2 摩擦型耗能元件预紧螺栓宜采用高强度螺栓摩擦型连接，高强度螺栓的数量 n 可由下式确定，且不少于 2 个：

$$n \geq \frac{1.2F_{dmax}}{0.9n_f \mu P} \quad (B.3.2-1)$$

式中：

n_f —传力摩擦面数；

μ —摩擦面的抗滑移系数，取值应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 中的规定；

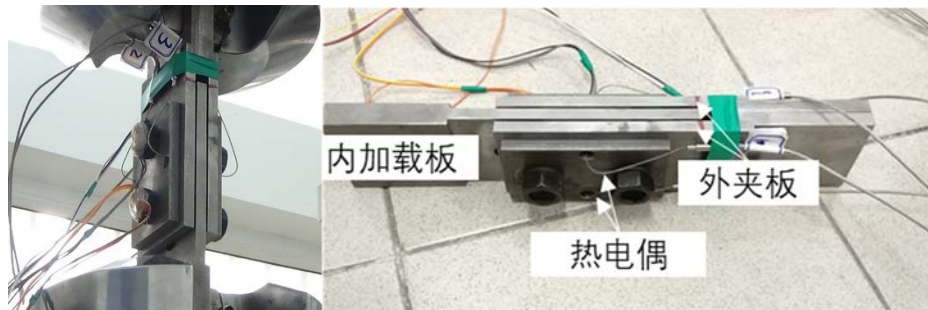
P —每个高强度螺栓的预紧力，取值应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 中的规定；

F_{dmax} —摩擦型耗能元件的最大摩擦力。

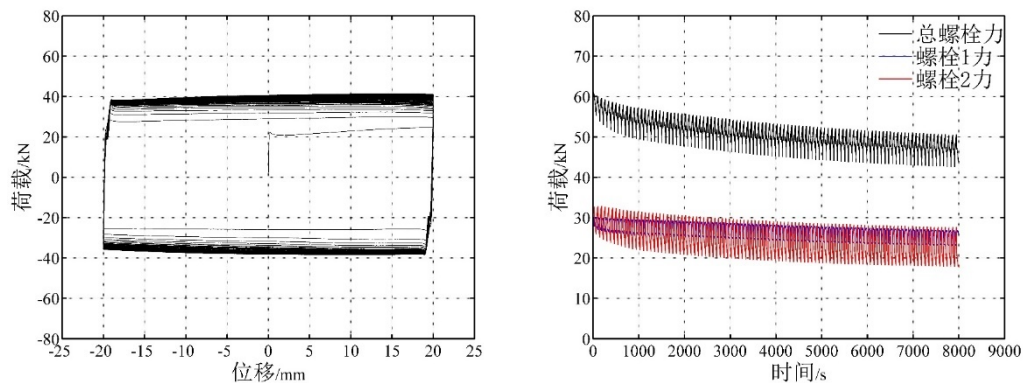
B.3.3 摩擦型耗能元件上应开设用于安置预紧螺栓的单列或多列孔槽（图 B3.3）。垂直内力方向，孔槽宽度 d_0 应比螺栓公称直径 d 大 1.5~2.0mm；顺内力方向，预紧螺栓中心至孔槽边缘距离 d_h 不应小于自复位耗能支撑的轴向极限设计位移 Δ_u 。预紧螺栓的中心间距 d_c 不应小于 $3d_0$ 且不应大于 $8d_0$ 或 $12t$ （取两者的较小值）。

图 B3.3 螺栓的孔槽及布置示意图

条文说明: B.3.3 试验表明: 摩擦耗能元件在往复加载过程中存在两个相互“补偿”的作用, 1) 摩擦力产生热量, 且随着试验的进行, 摩擦片磨损, 进而增大了摩擦系数, 实际动摩擦系数随试验的进行可不断增大, 2) 螺栓预紧力由于反复荷载作用一直呈现缓慢下降状态, 导致摩擦力下降。这两个相反的作用导致最终的荷载位移曲线基本保持稳定。试验发现, 螺栓内力变化在 10% 之内对整体荷载位移响应影响较小。详见 “Fang C, Wang W*, Shen DY. (2021). Development and experimental study of disc spring-based self-centering devices for seismic resiliencF. Journal of Structural Engineering ASCE, 147(7), 04021094”。

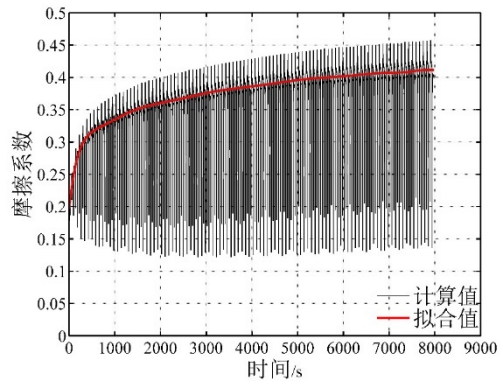
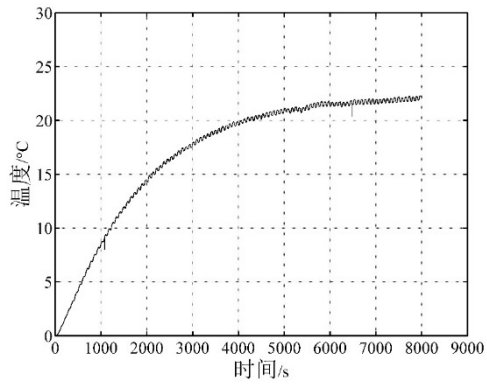


(a) 摩擦耗能元件试验装置



(b) 荷载-位移曲线

(c) 螺栓内力-时间曲线



(d) 温度-时间曲线

(e) 摩擦系数-时间曲线

图10 摩擦耗能元件的基本力学性能

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

1. 《漆膜附着力测定法》GB 1720
2. 《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB 8923
3. 《色漆和清漆、漆膜的划格试验》GB 9286
4. 《建筑构件防火喷涂材料性能试验方法》GB 9978
5. 《蒸压加气混凝土板》GB 15762
6. 《建筑结构荷载规范》GB 50009
7. 《混凝土结构设计规范》GB 50010
8. 《建筑抗震设计规范》GB 50011
9. 《建筑设计防火规范》GB 50016
10. 《钢结构设计标准》GB 50017
11. 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018
12. 《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068
13. 《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205
14. 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
15. 《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300
16. 《混凝土结构加固设计规范》GB 50367
17. 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB51022
18. 《紧固件 验收检查》GB/T 90.1
19. 《普通螺纹 基本尺寸》GB/T 196
20. 《金属材料室温拉伸试验方法》GB/T 228
21. 《碳素结构钢》GB/T 700
22. 《标准件用碳素钢热轧圆钢》GB/T 715
23. 《气焊、手工电弧焊及气体保护焊焊缝坡口的基本形式与尺寸》GB/T 985
24. 《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228
25. 《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229
26. 《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230
27. 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231
28. 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591

29. 《连续热镀锌钢板及钢带》GB/T 2518
30. 《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1
31. 《紧固件公差》GB/T 3103.1
32. 《紧固件公差 平垫圈》GB/T 3103.3
33. 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632
34. 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副 技术条件》GB/T 3633
35. 《氩气》GB/T 4842
36. 《自攻螺钉》GB/T 5282~5285
37. 《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293
38. 《紧固件表面缺陷 螺栓、螺钉》GB/T 5779.1
39. 《紧固件表面缺陷 螺母》GB/T 5779.2
40. 《六角头螺栓 C 级》GB/T 5780
41. 《六角头螺栓》GB/T 5782
42. 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110
43. 《纸面石膏板》GB/T 9775
44. 《胶合板、普通胶合板通用技术条件》GB/T 9846.4
45. 《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045
46. 《电弧螺栓焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
47. 《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结构分级》GB/T 11345
48. 《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB/T 12470
49. 《抽芯铆钉》GB/T 12615~8
50. 《彩色涂层钢板及钢带》GB/T 12754
51. 《建筑用压型钢板》GB/T 12755
52. 《熔化焊用钢丝》GB/T 14957
53. 《连续热镀铝锌合金镀层钢板及钢带》GB/T 14978
54. 《自钻自攻螺钉》GB/T 15856.1~15856.4, GB/T 3098.11
55. 《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493
56. 《建筑用金属面绝热夹芯板》GB/T 23932
57. 《焊接用二氧化碳》HG/T 2537

- 58. 《纸面石膏板能耗等级定额》JC 523
- 59. 《钢丝网架水泥聚苯乙烯夹芯板》JC 623
- 60. 《玻璃纤维增强水泥轻质多孔隔墙条板（GRC）》JC 666
- 61. 《纤维水泥平板》JC/T 412.1
- 62. 《纤维增强硅酸钙板》JC/T 564
- 63. 《维纶纤维增强水泥平板》JC/T 671
- 64. 《门式刚架轻型房屋钢构件》JG 144
- 65. 《混凝土用膨胀型、扩孔型建筑锚栓》JG 160
- 66. 《钢结构超声波探伤及质量分级法》JG/T 203
- 67. 《轻骨料混凝土结构设计规程》JGJ 12
- 68. 《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81
- 69. 《轻型钢结构住宅技术规程》JGJ 209
- 70. 《定向刨花板》LY 1580
- 71. 《建筑抗震设计规程》DGJ 08-9
- 72. 《建筑钢结构防火技术规程》DG/TJ 08-008
- 73. 《轻型钢结构制作及安装验收规程》DG/TJ 08-010
- 74. 《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》DG/TJ 08-015
- 75. 《高层建筑钢结构设计规程》DG/TJ 08-32
- 76. 《钢结构制作与安装规程》DG/TJ 08-216
- 77. 《多高层钢结构住宅技术标准》DG/TJ 08-2029