



T/ CECS xxx-20xx

中国工程建设标准化协会标准

延性桁框结构技术规程

Technical specification for Special Truss

Moment Frames (STMF)

(征求意见稿)

中国工程建设标准化协会标准

延性桁框结构技术规程

Technical specification for Special Truss

Moment Frames (STMF)

T/CECS xxx-20xx

主编单位：中国建筑科学研究院有限公司

中建一局集团建设发展有限公司

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：20XX 年 XX 月 XX 日

前 言

根据中国工程建设标准化协会《2021 年第一批协会标准制订、修订计划》的通知》（建标协字（2021）11 号）的要求，编制组经深入调查研究，认真总结实践经验，参考国内外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，制定本规程。

本规程共分 6 章，主要内容包括：总则、术语和符号、基本设计规定、结构计算分析、构件设计与构造要求、制作安装与涂装。

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。

本规程由中国工程建设标准化协会抗震专业委员会归口管理，由中国建筑科学研究院有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中，如有意见或建议，请反馈给中国建筑科学研究院有限公司（地址：北京市朝阳区北三环东路 30 号；邮编：100013）。

主编单位：中国建筑科学研究院有限公司

中建一局集团建设发展有限公司

参编单位：

主要起草人：

主要审查人：

目录

1	总则	4
2	术语和符号	5
2.1	术语	5
2.2	符号	5
3	基本设计规定	7
3.1	设计原则	7
3.2	材料选用	9
3.3	适用范围	10
3.4	结构变形要求	11
3.5	结构形式	12
4	结构计算分析	15
4.1	基本原则与分析模型	15
4.2	弹性分析	16
4.3	弹塑性时程分析与性能化设计	16
4.4	荷载和荷载组合的效应	17
4.5	增层改造中采用延性桁架结构	18
5	构件设计与构造要求	19
5.1	延性消能段设置	19
5.2	构件验算	21
5.3	构造要求	24
5.4	连接设计	28
6	制作 安装与涂装	30
6.1	钢构件的制作	30
6.2	钢构件安装	31
6.3	防腐涂装	31
6.4	防火涂装	32

Contents

1	General Provisions	4
2	Terms and Symbols	5
2.1	Terms	5
2.2	Symbols	5
3	Basic Requirements	7
3.1	General Requirements	7
3.2	Material Selection	9
3.3	Applicable Scope	10
3.4	Structure Deformation Requirements	11
3.5	Structural System	12
4	Structural Analysis	15
4.1	Principles and Analysis Models	15
4.2	Elasticity Analysis	16
4.3	Elastic-Plastic Analysis and Performance-Based Design	16
4.4	Effects of Loads and Load Combinations	17
4.5	STMF Structure in Storey-adding Reconstruction	18
5	Component Design and Construction Requirements	19
5.1	Special Segment Arrangement	19
5.2	Calculation of Member Bearing Capacity	21
5.3	Construction Requirements	24
5.4	Connection Design	28
6	Fabrication, Installation and Coating	30
6.1	Component Fabrication	30
6.2	Component Installation	31
6.3	Antirust Coating	31
6.4	Fire Resistance Coating	32

1 总则

1.1.1 为在延性桁框结构的设计、制作、安装及验收中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、安全适用、经济合理、确保质量，制定本规程。

按本规程进行抗震设计的建筑，其基本的抗震设防目标是：当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需修理可继续使用；当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时，可能发生损坏，但经一般性修理仍可继续使用；当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。使用功能或其他方面有专门要求的建筑，当采用抗震性能化设计时，具有更具体或更高的抗震设防目标。

1.1.2 本规程适用于抗震设防烈度 7 度及以上的地区工业与民用建筑。

说明：延性桁框结构的延性及耗能能力强，适用于有较高抗震设防要求的地区。对于六度及以下地区，可选用普通钢框架结构。

1.1.3 延性桁框结构的设计、制作、安装与验收除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 延性桁框结构 special truss moment frame

带有延性耗能段桁梁的延性钢框架结构。

2.1.2 延性消能段 special segment

延性桁框结构中，用于耗散地震能量而特别设计的高延性桁架区段。

2.1.3 非延性段 Non-special segment

延性桁框结构中，除延性消能段以外的结构构件，晚于延性消能段进入塑性状态。

2.1.4 空腹式消能段 Vierendeel special segment

在桁架的消能段内，由无斜腹杆的节间组成的延性消能段。

2.1.5 弱 X 斜腹杆式消能段 special segment with weak-X-diagonal members

采用“X”型布置的细长斜腹杆节间的延性消能段。

2.1.6 塑性转动能力 plastic rotation capacity

受弯构件承受弯曲荷载，并进入塑性状态后，在承载力不发生退化前所能达到的最大塑性转角。

2.1.7 非消能段效应增大系数 amplifying factor for non-special segment

为确保屈服机制的形成，通过在设计中对非消能段荷载效应进行放大所乘的系数。

2.2 符号

γ_0 ——结构重要性系数。

R_d ——结构构件承载力设计值。

R_k ——结构构件承载力标准值。

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数。

$\theta_{p,ss}$ ——弦杆上的塑性转角需求值

$[\theta_{p,ss}]$ ——弦杆塑性转动能力的限值

L ——桁架跨度；

L_s ——延性消能段的长度；

θ_p ——结构罕遇地震作用下最大的弹塑性层间位移角

V_l ——延性消能段的受剪承载力

P_{nt} ——弦杆的受拉屈服承载力

P_{nc} ——弦杆的受压屈服承载力

S_{web} 、 S_{chord} 、 S_{col} ——分别为为腹杆、弦杆和柱的荷载效应设计值

$S_{web,com}$ 、 $S_{chord,com}$ 、 $S_{col,com}$ ——为腹杆、弦杆、柱的荷载效应计算值。

S_p ——组合截面填板间距；

N_j ——弱 X 斜腹杆端部的连接承载力设计值；

η_y ——钢材超强系数

λ ——延性桁框结构延性消能段弦杆及其区域内竖腹杆宽厚比

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.1 延性桁框结构应采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，采用分项系数的设计表达式进行设计。

3.1.2 延性桁框结构的安全等级和设计使用年限应符合现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 和《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 的规定。

3.1.3 结构构件按承载力极限状态设计时，持久设计状况、短暂设计状况应满足下列公式要求：

$$\text{不考虑地震作用时,} \quad \gamma_0 S_d \leq R \quad (3.1.4-1)$$

$$\text{多遇地震作用时,} \quad S_E \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.1.4-2)$$

式中，

γ_0 ——结构重要性系数。对安全等级为一级的结构构件不小于 1.1，对安全等级为二级的结构构件不小于 1.0。

S_d ——不考虑地震组合时，荷载效应组合的设计值。

S_E ——考虑地震组合时，荷载和地震作用效应组合的设计值。

R_d ——结构构件承载力设计值。

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定取值。

3.1.4 延性桁框结构的填充墙、隔墙等非结构构件宜采用轻质板材，并与主体结构可靠连接。

3.1.5 延性桁框结构设计文件应注明延性消能段区域，并明确延性消能段所采用的材料及构造要求。

3.1.6 延性桁框结构中的延性消能段应先于非延性段屈服。

说明：延性桁框结构中，延性消能段作为其主要耗能部件，应先于非延性段屈服，以达到耗散地震能量，提高结构延性的作用。

3.1.7 延性桁框结构应根据设防分类、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按表 3.1.7 确定。

表 3.1.7 延性桁框结构建筑的抗震等级

建筑高度	烈度		
	7	8	9
≤50m	四	三	二
>50m	三	二	一
注： 1. 高度接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度和场地、地基条件确定抗震等级； 2. 一般情况下，构件的抗震等级应与结构相同；当某个部位各构件的承载力均满足 2 倍地震作用组合下的内力要求时，构件抗震等级应允许按降低一度确定。			

3.1.8 楼盖结构应具有事宜的舒适度。楼盖结构的竖向振动频率不宜小于 3HZ，竖向振动加速度峰值不应大于表 3.1.8 的限值。

表 3.1.8 楼盖竖向振动加速度限值

人员活动环境	峰值加速度限值 (m/s^2)	
	竖向自振频率不大于 2HZ	竖向自振频率不小于 5HZ
住宅、办公	0.07	0.05
商场及室内连廊	0.22	0.15
注：楼盖结构竖向频率为 2HZ~4HZ，峰值加速度限值可按线性插值选取。		

3.1.9 在既有结构顶部，采用延性桁框结构体系进行增层改造时，既有结构部分的鉴定与加固设计应符合《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB50021 的相关规定。新增延性桁框结构的抗震等级宜按 3.1.7 条，按增层后的房屋高度直接确定。

3.2 材料选用

3.2.1 延性桁框结构，当消能段置于桁架跨中时，延性消能段的弦杆和弱 X 斜腹杆消能段中的弱 X 斜杆宜采用 Q235 钢材或其他延性更好的钢材；当消能段置于桁架端部时，特殊设计的位移型阻尼器，其耗能材料宜采用 Q235 钢材或其他延性更好的钢材。其他构件的钢材选择，应符合《钢结构设计标准》GB 50017 相关要求。

3.2.2 延性消能段使用的钢材，应满足以下规定：

- 1 钢材屈服强度实测值与屈服强度标准值比值不应大于 1.30；
- 2 钢材屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
- 3 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
- 4 钢材应满足屈服强度实测值不高于上一级钢材屈服强度规定值的条件；
- 5 钢材工作温度时的夏比冲击韧性不应低于 27J。

说明：考虑到我国 Q235 钢材超强系数往往较高，而过高的超强系数将导致延性消能段无法先于非消能段进入屈服状态，对结构延性不利。参考《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 附录 E 中给出的 Q235 钢材超强系数 1.25，适当提高到 1.30 作为延性消能段钢材的性能要求。

3.2.3 非延性段结构的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格保证。对焊接承重结构，尚应具有碳当量和冷弯试验合格的保证。承重结构钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85, 伸长率不应小于 20%。

3.2.4 钢材的强度设计值和物理性能指标，应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定采用。

3.2.5 焊接材料、紧固件的选择及强度设计指标，应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定采用。本规程中关键焊缝所使用的填充金属，应进行夏比冲击韧性检验，在其工作温度下，夏比冲击韧性不应低于 27J；且在 20 摄氏度下，夏比冲击韧性不应低于 47J。

说明：《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 中对关键焊缝（Critical Weld）的要求是 20 摄氏度下冲击韧性不小于 54J，对标我国规范中冲击韧性 47J 的焊材。

3.2.6 焊钉的材料应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。

3.2.7 结构设计图纸和材料订货文件中，应注明钢材的钢号、质量等级、交货状态以及连接材料的型号(或钢号)。

3.2.8 采用钢管混凝土柱时，填充的混凝土强度等级不宜低于 C30。对 Q235 钢管柱，宜填充 C30 或 C40 级的混凝土；对 Q355 钢管柱，宜填充 C40 或 C50 级的混凝土。楼板混凝土的强度等级不宜低于 C30。混凝土、钢筋的材料力学性能、强度标准值应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

3.3 适用范围

3.3.1 延性桁架结构的高度应符合：抗震设防 7 度地区，结构高度不大于 70m；抗震设防烈度 8 度区，结构高度不大于 40m；抗震设防烈度 9 度区，结构高度不大于 30m。当建筑高度超过以上限值时，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

说明：

延性桁架结构的延性及耗能能力较好，但其跨度往往较大，考虑到国内相关

工程经验较少，对延性桁架结构的应用高度进行限制。鉴于延性桁架结构的特性与框架结构相似，参照《高层民用建筑钢结构设计规程》表 3.2.2 中相关规定，并对 9 度钢框架结构的楼层适用高度进行了适当降低（原 50m）；

若超出了此适用高度范围，允许通过性能化设计等方法进行专项论证分析。

3.3.2 延性桁架结构的高宽比 7 度时不宜大于 6.5；8 度时不宜大于 6.0；9 度时不宜大于 5.5。

说明：延性桁架结构主要以大跨度多层结构为主，参考《建筑抗震设计标准》GB50011 相关规定。

3.3.3 既有建筑改造中，当采用延性桁架结构作为新增楼层结构时，新增结构不宜超过 2 层，新增总高度不宜超过 15m，并宜进行专项论证。

说明：增层改造项目中，顶部新增结构受“鞭端效应”影响，地震作用更显著，考虑到加固改造经济性考虑，新增楼层不宜过多，新增高度不宜过大。

3.4 结构变形要求

3.4.1 计算桁架、梁的挠度时，可考虑楼板的组合作用。受弯构件的挠度容许值不宜大于下表规定的值。

构件类别		挠度允许值	
		[v T]	[v Q]
楼层梁	桁架及主梁	L/400	L/500
	次梁及楼梯梁	L/250	L/300
	抹灰顶棚的次梁	L/250	L/350
楼板		L/150	/

注：L 为构件跨度；[v T]为全部荷载标准值产生的挠度（起拱度应减去拱度）的容许值；[v Q]为可变荷载标准值产生的挠度允许值。

说明：参考《钢结构设计标准》GB50017 和《交错桁架钢结构设计规程》JGJ/T 329, 确定相关变形现值。

3.4.2 延性桁框结构中桁架可预先起拱，起拱值根据计算需要确定，可为恒载加1/2活载标准值组合下桁架产生的挠度。

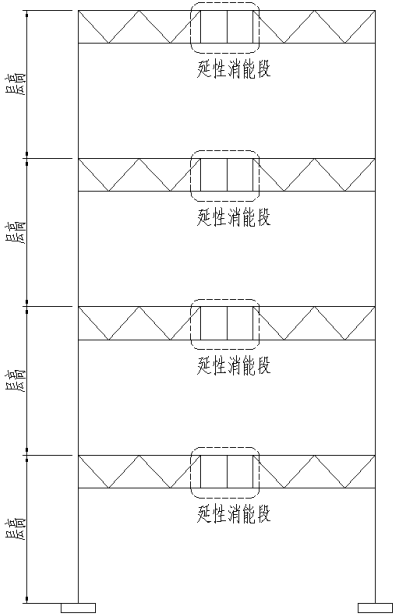
3.4.3 延性桁框结构在风荷载作用下的层间位移不宜大于 $h/250$ ， h 为层高。

3.4.4 延性桁框结构在地震作用下的层间位移应满足下表的值，还应符合其他现行有关规范要求的位移限值。

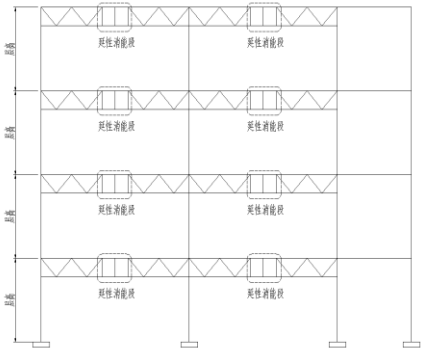
地震工况	层间位移限值
多遇地震	$h/250$
罕遇地震	$h/50$

3.5 结构形式

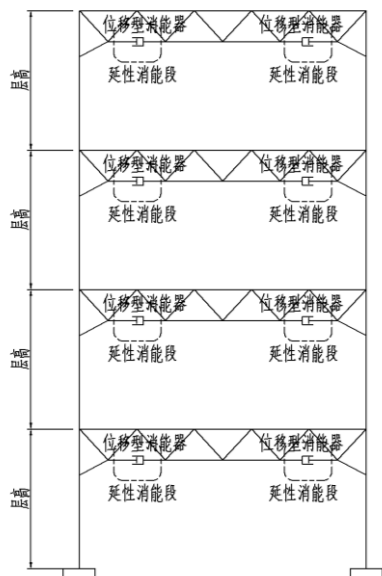
3.5.1 延性桁框结构按跨数可分为单跨（3.5.1a）和多跨（3.5.1b）。延性耗能段可设置在桁架跨中（3.5.1a），也可设置在桁架端部（3.5.1c）。设置在桁架端部的延性耗能段宜选择位移型消能器作为其主要耗能构件。设置在桁架跨中的延性耗能段，可采用空腹式消能段（3.5.1a），也可采用弱 X 斜腹杆式消能段（3.5.1d）。



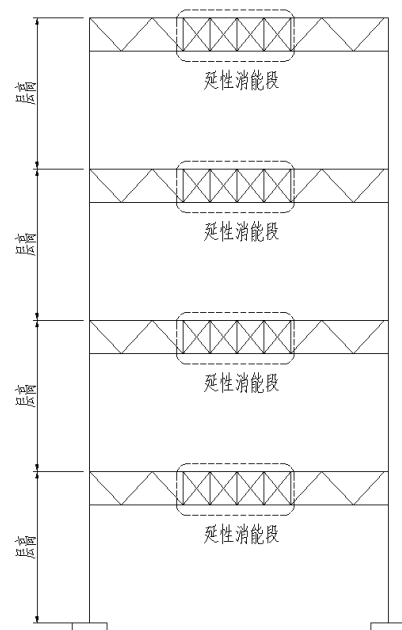
3.5.1a 单跨延性桁框结构 在跨中设置空腹桁架延性耗能段



3.5.1b 多跨延性桁框结构

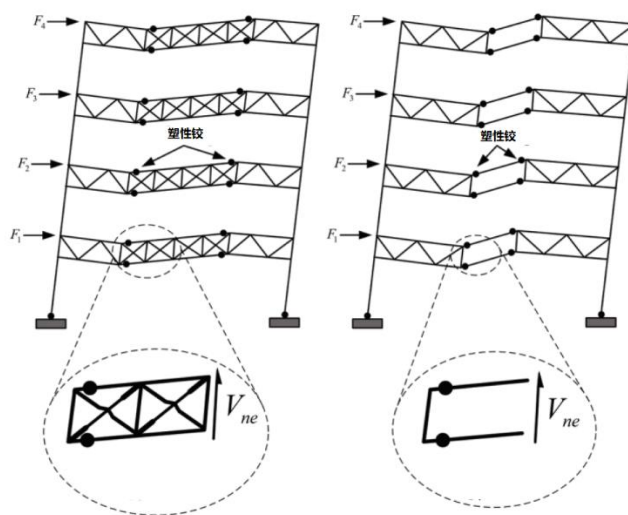


3. 5. 1c 延性耗能段在桁架端部的延性桁框结构



3. 5. 1d 弱 X 斜腹杆耗能段延性桁框结构

说明：延性桁框结构屈服机制如下图所示，空腹式延性耗能段塑性铰首先出现在延性耗能段上下弦杆处；弱 X 斜腹杆式耗能段塑性铰首先出现在弱 X 斜腹杆处，之后陆续在延性耗能段上下弦杆处出现塑性铰。



3.5.2 结构平面布置上，可在两个主受力方向上均采用延性桁架结构；也可在仅在某一方向上采用延性桁架结构，应使结构各层的抗侧力刚度中心与水平作用合力中心接近。楼、电梯间可设置局部框架，局部框架应根据实际情况确保抗侧力体系清晰、明确。

3.5.3 延性桁架结构的平面、立面布置宜规则，应符合现行《高层民用钢结构技术规程》JGJ99 的相关规定。

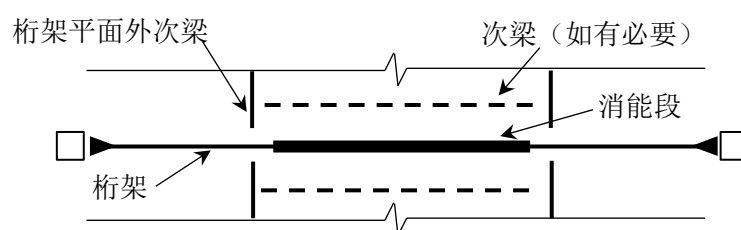
3.5.4 延性桁架结构的柱脚宜按刚接柱脚设计，当确需采用铰接柱脚时，宜进行专项论证。

3.5.5 延性消能段位于跨中的延性桁架结构，桁架跨度不宜大于 20m，桁架的高度不宜大于 1.8m。

说明：参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 相关规定。

3.5.6 当消能段布置在跨中时，不宜使消能段承担过大的竖向荷载，同时桁架平面外的次梁不应布置在消能段内。

说明：参考 AISC/SEI 341-22 E4.4a 相关说明。当采用空腹桁架形式时，桁架的竖向承载力有限，不论采用空腹桁架式，还是“X”弱腹杆式，当过多的竖向荷载施加在消能段内时，竖向荷载在桁架弦杆上的轴力会影响消能段弦杆的弯曲塑性变形能力。



4 结构计算分析

4.1 基本原则与分析模型

4.1.1 延性桁框结构应进行考虑竖向荷载、风荷载、地震作用以及其他应考虑的相关荷载作用下的结构计算。竖向荷载、风荷载和多遇地震作用下，结构内力和变形可采用弹性方法计算。罕遇地震作用下的弹塑性变形应采用弹塑性时程分析方法计算。

4.1.2 多遇地震下的弹性计算以及罕遇地震下的弹塑性分析计算，在分析计算时应计入重力二阶效应。

说明：延性桁框结构应属于有侧移框架体系，在分析计算设计时应考虑二阶效应。

4.1.3 延性桁框结构使用反应谱法进行多遇地震下的计算分析时，应考虑非承重填充墙体的刚度影响并对周期予以折减。

4.1.4 延性桁框结构当非承重墙为填充轻质砌块、填充轻质墙板或外挂墙板时，自振周期折减系数可为 0.9~1.0。

说明：填充墙两端与框架柱，填充墙顶端与框架梁之间宜留出不小于 20mm 的间隙。

4.1.5 延性桁框结构在多遇地震作用计算时，阻尼比可取 0.04，在罕遇地震作用下可取 0.05。

说明：参考《建筑抗震设计规范》GB50011 与《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 中钢结构阻尼比相关规定确定。

4.1.6 延性桁框结构的计算分析，还应符合现行《钢结构设计标准》GB50017、《建筑抗震设计规范》GB50011 和其他有关规范的规定。

说明：延性桁框结构刚重比、位移比等验算指标与其他钢结构无明显差异，验算要求与其他钢结构一致，在此不再赘述。

4.2 弹性分析

4.2.1 延性桁架结构，当延性消能段设置在桁架端部时，延性消能段内屈曲约束支撑与柱和桁架下弦杆宜为铰接。

4.2.2 对于体型复杂、结构布置复杂的延性桁架结构，应至少采用两个不同的结构分析软件进行整体计算。对结构分析软件的分析结果，应进行分析判断，确认其合理、有效后，方可作为工程设计依据。

4.3 弹塑性分析与性能化设计

4.3.1 延性桁架结构的性能化设计，应按照《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的相关内容设计验算。当建筑要求达到中震下正常使用性能要求，宜选择跨中设置弱 X 腹杆延性消能段的延性桁架结构，或桁架端部设置延性消能段的延性桁架结构，并宜按照《基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则》RISN-TG 046 验算结构变形、楼面加速度等相关指标。

说明：依据《建设工程抗震管理条例》（中华人民共和国国务院令 第 744 号）当建筑属于“位于高烈度设防地区、地震重点监视防御区的新建学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等，应当按照国家有关规定采用隔震减震等技术，保证发生本区域设防地震时能够满足正常使用要求”，跨中设置弱 X 腹杆延性消能段的延性桁架结构，和桁架端部设置延性消能段的延性桁架结构均属于采用了减隔震技术，但跨中设置空腹桁架延性消能段的延性桁架结构，由于没有专设的耗能装置（构件），仅通过上下弦杆屈服耗能，《建设工程抗震管理条例》规定的“两区八类建筑”不建议采用此种结构形式。

4.3.2 钢柱、非延性段桁架杆件可采用二折线模型，其滞回模型可不考虑刚度退化。延性消能段桁架杆件应根据需要考虑刚度退化，当延性消能段塑性发展较小的时候，也可采用二折线模型。桁架端部延性消能段中的位移型消能器根据消能器特性选择对应的恢复力模型。

4.3.3 弹塑性分析计算时，应按现行标准《建筑抗震设计标准》GB50011 计算。

4.4 荷载和荷载组合的效应

4.4.1 延性桁架结构的荷载标准值、荷载分项系数、荷载效应组合、组合值系数应满足现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 和《建筑抗震设计标准》GB50011 的规定。

4.4.2 按承载力极限状态设计时，应采用荷载效应的基本组合，荷载和材料强度均采用设计值，结构承载力应包含构件和连接的强度、结构和构件的稳定性。按正常使用极限状态设计应采用荷载效应的标准组合，采用荷载标准值、组合值和变形容许值进行计算。

4.4.3 延性桁架结构按多遇地震或设防地震进行变形验算时，可不计入与风荷载效应相关的组合；罕遇地震进行变形验算时，不计入风荷载的效应，竖向荷载宜取重力荷载代表值。

说明：参考《建筑抗震设计标准》GB50011 地震作用效应和其他荷载效应的基本组合中，可不考虑风荷载参与组合。参考《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99，延性桁架结构罕遇地震变形验算时，可不考虑风荷载与罕遇地震作用的组合效应。

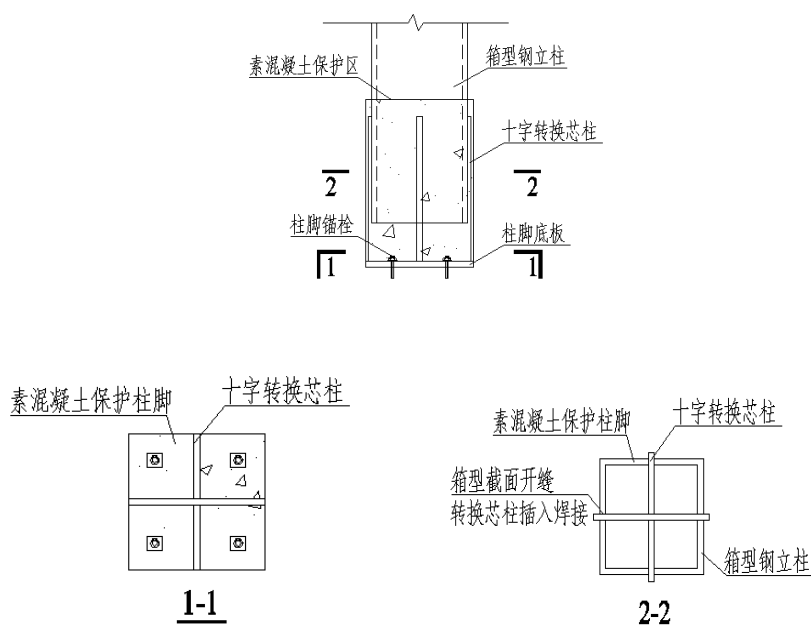
4.4.4 延性桁框结构的地震作用计算尚应符合现行《建筑抗震设计标准》GB50011 的相关要求。

4.5 增层改造中采用延性桁框结构

4.5.1 既有建筑改造中，当采用延性桁框结构作为新增楼层结构时，宜选用性能化设计方法，依据结构实际情况，减少对原结构的影响。

4.5.2 既有建筑改造中，当采用延性桁框结构作为新增楼层结构时，延性桁框结构柱脚可采用铰接柱脚。

说明：既有建筑顶部增层改造中，新增结构柱脚与既有结构柱顶往往连接困难，采用铰接柱脚能够简化新增结构柱脚做法，提高结构可靠度。可采用十字芯柱转换柱脚做法，避免既有柱顶截面限制柱脚锚栓排布的问题。



4.5.3 既有建筑改造中，新增的延性桁框结构楼层，其层间变形限值应满足本规程 3.4.4 条要求。

5 构件设计与构造要求

5.1 延性消能段设置

5.1.1 延性桁架结构的延性消能段布置在跨中时，桁架节点宜设计为刚性节点，其消能段及相邻非消能段的一个节间处的桁架弦杆宜满足本规范有关规定。延性桁架结构的延性消能段布置在桁架端部时，桁架两端应对称地设置延性消能段，延性消能段中的位移型阻尼器与柱端和桁架端宜采用销轴连接。

说明：此处《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 基础上，补充了延性消能段位于桁架端部的规定。当延性消能段位于跨中时，桁架变形模式为剪切型，塑性变形集中于消能段弦杆；当延性消能段位于桁架端部时，桁架变形模式为“弯曲型”，变形会集中在两侧的下弦杆上。

5.1.2 当延性消能段位于桁架跨中时，消能段的总长度宜为 0.1~0.5 倍的桁架跨度。消能段单个节间的跨高比宜在 0.67~1.5 之间。延性消能段的几何布置应验算弦杆塑性转动能力，以保正在罕遇地震作用下，延性消能段桁架弦杆的变形不超过弦杆的塑性变形能力。

说明：本条的规定基于《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 E4.4a。当消能段置于跨中时，延性消能段的消能主要依托消能段桁架的弦杆的塑性弯曲变形实现。当延性消能段占桁架跨度越小，延性消能段弦杆的塑性弯曲变形越大，下限值用于控制桁架弦杆的塑性变形不至于过大，上限值是基于实际设计时的经验数值。

5.1.3 消能段弦杆的塑性转动能力初步校核可按式进行：

$$\theta_{p,ss} \leq [\theta_{p,ss}] \quad (5.1.1-1)$$

$$\theta_{p,ss} = \frac{L}{L_s} \theta_p \quad (5.1.1-2)$$

式中， $\theta_{p,ss}$ ——弦杆上的塑性转角需求值；

$[\theta_{p,ss}]$ ——弦杆塑性转动能力的限值，当符合《钢结构设计标准》

GB50017 中 S1 截面的要求，及本规范的相关构造要求时，该值不应超过

8 倍的塑性屈服转动变形；当转动需求值 $\theta_{p,ss}$ 超过该限值时，可通过试验研究确定弦杆截面的塑性转动能力。

L ——桁架跨度；

L_s ——延性消能段的长度；

θ_p ——结构罕遇地震作用下最大的弹塑性层间位移角，可取所结构弹塑性层间位移角限值；

说明：延性桁架结构，延性消能段的几何布置会极大影响截面的塑性转动需求，当延性消能段相对桁架跨度短时，对弦杆截面塑性转动需求较高，延性消能段弦杆截面的塑性转动能力取决于截面的宽厚比、截面的加劲肋布置以及消能段形成塑性铰处的面外约束条件。但因为钢材的塑性变形能力限制，本条旨在通过塑性转动截面的校核，来确定结构延性消能段布置的合理性。

式 5.1.1-2 源自 Chao 所做的研究，其基本假定是假设延性桁架结构的柱底和消能段的四角形成塑性铰，其余位置保持刚体状态的塑性机构，

5.1.4 当延性消能段布置在桁架跨中时，延性消能段每个节间应全部采用空腹式或全部采用弱 X 腹杆式，延性消能段布置形式不应混用。

说明：本条的规定参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 E4.4a。空腹式延性消能段与弱 X 腹杆式延性消能段耗能机制不尽相同，不宜混用。

5.1.5 当延性消能段布置在桁架跨中，且消能段采用弱 X 斜腹杆式节间时，可采用热轧扁钢作为斜腹杆，也可采用圆钢棒、方钢棒等其他形式。弱 X 斜腹杆的交叉处应可靠连接，连接强度应能满足 0.25 倍的斜腹杆净截面轴心抗拉承载力标准值，消能段内的斜向构件不应使用螺栓连接。弱 X 斜腹杆在计算时，计算长度取斜腹杆轴线长度的 1/2。

说明：本条的规定参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 E4.4a。热轧扁钢的规格应参考《热轧钢棒尺寸、外形、重量及允许偏差》GB/T 702

5.2 构件验算

5.2.1 延性消能段弦杆的受弯承载力，应符合下列公式的规定：

$$\frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq f \quad (5.2.1)$$

M —— 消能段弦杆的弯矩设计值；

W —— 消能段弦杆的截面模量；

N —— 消能段弦杆的轴力设计值；

A —— 消能段弦杆的截面面积；

f —— 消能钢材的强度设计值，当为地震组合时，应考虑构件抗震承载力调整系数。

5.2.2 延性消能段的受剪承载力，应符合下式的规定：

$$V \leq \phi V_l \quad (5.2.2)$$

V —— 延性消能段弦杆的剪力设计值；

ϕ —— 系数，取 0.9；

V_l —— 延性消能段的受剪承载力，按 5.2.4 计算。

5.2.3 延性消能段弦杆的全塑性受弯承载力按下式计算：

$$M_p = f_y W_p \quad (5.2.3)$$

5.2.4 延性消能段弦杆的受剪承载力按下式计算：

$$V_l = 0.58 A_w f_y \quad (5.2.4)$$

A_w —— 杆件腹板截面面积，对于 H 型截面取腹板截面面积，对于箱型截面取剪力方向两侧壁截面面积。

5.2.5 验算地震作用组合工况时，延性桁架结构非延性消能段部分的内力应按下列规定调整：

1 腹杆的效应（铰接时仅轴力，当腹杆刚接时，应同时考虑弯矩、剪力）设计值：

$$S_{web} = \eta_{bweb} \frac{M_p}{M} S_{web, com} \quad (5.2.5-1)$$

2 弦杆的轴力、弯矩、剪力设计值：

$$S_{\text{chord}} = \eta_{\text{bchord}} \frac{M_p}{M} S_{\text{chord, com}} \quad (5.2.5-2)$$

3 柱的轴力、弯矩、剪力设计值：

$$S_{\text{col}} = \eta_{\text{bcol}} \frac{M_p}{M} S_{\text{col, com}} \quad (5.2.5-3)$$

式中，

S_{web} 、 S_{chord} 、 S_{col} ——分别为为腹杆构件、弦杆构件和柱构件的荷载效应设计值；

η_{bweb} 、 η_{bchord} ——桁架腹杆、弦杆构件的内力值增大系数，其值在一级时不小于 1.3；二级时不小于 1.2；三级时不小于 1.1；四级时不小于 1.0；

η_{bcol} ——柱构件的内力值增大值系数，其值在一级时不小于 1.35，二级时不小于 1.25；三级时不小于 1.1；四级时不小于 1.0；

M ——为延性消能段弦杆的弯矩设计值；

$S_{\text{web, com}}$ 、 $S_{\text{chord, com}}$ 、 $S_{\text{col, com}}$ ——为腹杆构件、弦杆构件、柱构件的荷载效应计算值。

说明：现有的延性桁框结构（STMF）相关研究中，使用的是计算设计期望剪力 V_{ne} ，取隔离体施加 V_{ne} 的方式进行非延性消能段部分的设计，这给 STMF 的推广和使用带来了困难（繁杂在隔离体的建模、荷载效应的组合与最后的整体模型计算包络）。我国规范的抗震措施以构件层级的内力放大为传统，本条的内容参考了《高层民用钢结构建筑设计规程》中，偏心支撑框架的抗震措施，辅以我国规范抗震等级要求，通过 M_p/M 作为内力调整系数，将计算得到的内力设计值调整到消能段进入塑性状态时的内力状态，再通过内力增大系数，考虑消能段进入塑性后的应变硬化的影响。改为此方式后，更便于当前的电算软件作相应的适配，更具实操性，同时也保证了 STMF 的设计意图。

5.2.6 延性消能段在设置时，如有斜向构件的存在，应满足下式：

$$\frac{\eta_{\text{bweb}}(P_{\text{nt}} + 0.3P_{\text{nc}})}{\frac{\alpha \eta_{\text{bchord}} M_p}{L_s} + 0.036EIL_s^3} \leq 3 \quad (5.2.6)$$

式中，

P_{nt} ——弦杆的受拉屈服承载力，按 Af_y 计算；

P_{nc} —— 弦杆的受压屈服承载力，按 $\phi A f_y$ 计算；

α —— 与截面形式有关的参数，当为箱型截面或箱型组合截面时，取 3.75；
当为其他截面形式时，取 3.60；

L —— 桁架跨度；

L_s —— 延性消能段的长度；

I —— 延性消能段截面的绕主轴弯曲的惯性矩。

说明：该条款参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22, 5b，要求弦杆至少能够承担 25%的竖向剪力作用，以确保不发生结构垮塌，这个校核仍然保留，但其基础是来自于消能段 V_{ne} 的计算公式。但需要作适当调整。

《Seismic behavior of special truss moment frame with double hollow structural sections as chord members》这篇文献中给出了 V_{ne} 的计算对比，341-05 的 V_{ne} 计算公式为（1）式，341-10~22 的计算公式为（2）式，这是 α 变化的依据。

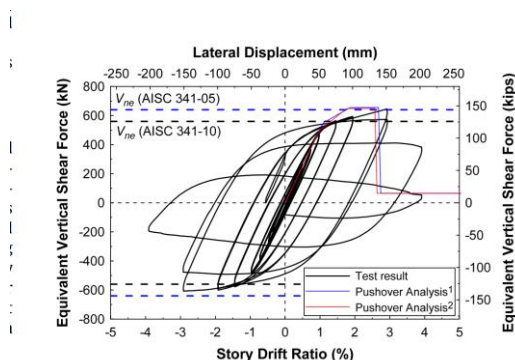


Fig. 12. Equivalent shear force (V_{ne}) versus story drift ratio. Notes: ¹ Results from pushover analysis using plastic hinge model from component test results. ² Results from pushover analysis using plastic hinge model from the recommended values in Table 3.

$$V_{ne} = \frac{3.75R_y M_{nc}}{L_s} + 0.075EI \frac{(L - L_s)}{L_s^3} + R_y(P_{nt} + 0.3P_{nc}) \sin \alpha \quad (1)$$

$$V_{ne} = \frac{3.60R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036EI \frac{L}{L_s^3} + R_y(P_{nt} + 0.3P_{nc}) \sin \alpha \quad (2)$$

5.2.7 多跨延性桁架结构中未设置延性消能段的跨间，应满足现行规范中关于钢框架的相关计算规定。

5.3 构造要求

5.3.1 桁架截面宜采用 H 型截面、箱型截面或者型钢组合截面，如双槽钢、双钢管截面，当采用组合截面时，宜采用填板焊接组合方式，不宜采用直接拼焊接方式，也不宜采用螺栓连接方式。延性消能段的上下弦杆应采用相同的截面。

说明：参考《美国钢结构建筑抗震规范》AISC 341 -22, 5b，考虑到延性消能段将承受往复地震荷载，且弦杆端部塑性铰应尽可能同时出现以提高耗能能力，因此要求延性消能段的上下弦杆应采用相同的截面。

5.3.2 延性桁架结构的延性消能段弦杆宽厚比应满足下式要求：

$$\lambda \leq \lambda_0 \beta \omega \tag{5.3.2-1}$$

$$\omega = 0.5 + \frac{10-L/L_s}{8} \times 0.4 \tag{5.3.2-2}$$

式中，
λ——延性桁架结构延性消能段弦杆及延性消能段区域内的竖腹杆宽厚比；
λ₀——宽厚比初始值，按表 5.3.2 采用。
β——抗震等级折减系数，对一级，不高于 0.8，对二级和三级，不高于 0.9，对四级不高于 1.0；
ω——几何构造折减系数。
L——桁架跨度；
L_s——延性消能段的长度；

表 5.3.2 宽厚比初始值λ₀

截面类型	截面位置	宽厚比初始值λ ₀
工字形截面	翼缘 b/t	9ε _k
	腹板 h ₀ /t _w	65ε _k
箱型截面	壁板（腹板）间 翼缘 b ₀ /t	25ε _k
注：ε _k 为钢号修正系数，其值为 235 与钢材牌号中屈服点数值的		

比值的平方根。

说明：参考《钢结构设计标准》为了保证塑性铰在地震的各个水准下，能够正常发生塑性转动，且转动过程中，承载力不降低。一般要求在达到 8~15 倍的塑性屈服曲率。

从《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 中给出的高延性构件转动截面的限值来看，我国《钢结构设计标准》GB50017 给出的 S1 截面的要求比美钢抗规更宽松，按其公式给出的梁截面的翼缘宽厚比，若材料为 Q235，对梁截面 7.94，而我国钢标对应的为 9.0。因此，延性消能段弦杆及延性消能段区域内的竖腹杆的宽厚比限值，以《钢结构设计标准》GB50017 给出的 S1 截面宽厚比限值为基础（即宽厚比初始值 λ_0 ）进行折减，结合结构的抗震等级和几何构造，给出了折减方案。抗震等级与结构的设防烈度与高度有关，当抗震等级高时，折减系数小，即宽厚比要求更严格；几何构造相关的折减是来自于消能段长度与跨度的比值，由 STMF 的刚塑性分析模型可知，消能段弦杆的塑性转角与其结构层间位移角存在一个 L/L_s 的放大关系，参考 AISC341，给定了一个 0.1~0.5 的 L_s/L 的范围限定，因此基于该限定，消能段长，则消能段弦杆的塑性转动放大的少，折减的也少，当消能段短的时候，消能段塑性转角相对结构层间位移角放大的多，因此对宽厚比限值折减的也多。

需要注意的是，美钢抗规在其条文说明中指出，CHAPTER D D1.1，高延性构件意图设计为能够承担 0.03rad 的塑性转动，这个塑性转动对延性桁框结构还是偏低，但根据目前论文的实验结果，Behavior of Steel Double-Channel Built-Up Chords of Special Truss Moment Frames under Reversed Cyclic Bending 中的 C10X25 双槽钢截面，其翼缘宽厚比为 $2.89\text{inch}/0.436=6.63$ ，在合理设计构造和侧向约束的前提下，其塑性转动能力基本可以到 0.06rad。Cyclic Behavior of Steel Double-Channel Built-Up Components with a New Lateral-Torsional-Buckling Prevention Detail 这篇文献中用的 C200X27.9 (C8X18.75)，翼缘宽厚比为 $2.53/0.390=6.49$ ，其 C200-1 试件的塑性转动能力可达 0.1rad。

Cyclic Quasi-Static Testing of Hollow Structural Section Beam Members 单钢管截面，HSS254X101.6X6.4 (HSS10X4X.250)，翼缘宽厚比 b/t_{des} 为 14.2，腹板宽厚比约为 39.9，其表现不佳，其塑性转动能力仅为 0.03rad 左右，（当然和其未

设置侧向支撑也有一定关系)

当前我国钢标对箱型截面 S1 的宽厚比要求较美钢抗规低, 所以降低使用箱型截面时的宽厚比限值, 同时应该采取加劲肋、侧向支撑等, 更严格的限值。

5.3.3 当延性桁框采用刚接柱脚时, 柱底截面宽厚比限值应满足现行《钢结构设计标准》中 S1 级截面的要求。

说明: 在 STMF 的理想屈服机制中, 柱脚处同样也会产生塑性铰, 但此处塑性铰与结构层间位移角关系在刚塑性模型中相等, 因此不对其进行加强。

5.3.4 延性桁框结构非延性段中, 当采用热轧扁钢作为斜腹杆时, 其宽厚比限值不应超过 2.5。

说明: 参考自美国规范《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 5d 的相关要求

5.3.5 桁架腹杆、弦杆平面内和弦杆平面外的计算长度, 可按现行《钢结构设计标准》中桁架弦杆和单系腹杆的计算长度取值。对于弱 X 斜腹杆延性消能段中的斜腹杆, 应按照现行《钢结构设计标准》中, 交叉点相互连接的桁架交叉腹杆的长细比计算。

5.3.6 延性桁框结构中, 所有桁架构件的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

说明: 此条结合《钢结构设计标准》、《高层民用钢结构技术规程》、《建筑抗震设计规范》中对受压构件、偏心支撑框架支撑的要求确定。

5.3.7 延性桁框结构延性消能段端部的上下弦杆须有侧向支撑, 支撑轴力的设计值不应小于延性消能段翼缘轴向屈服承载力的 6%。

说明: 此条参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22, 把“轴向承载力设计值”替换为“轴向屈服承载力”以便与我国规范体系衔接。

其侧向支撑须至少提供的支撑力 F 按下式计算:

$$F = 0.06\eta_y f_y A_f$$

A_f 是消能段弦杆的截面积, f_y 是消能段弦杆的屈服强度, η_y 是消能段弦杆钢材

的超强系数，对 Q235 钢不宜小于 1.25，对 Q355 钢不宜小于 1.2。

5.3.8 延性桁架结构非延性消能段的上、下弦杆及弦杆与柱连接处须有侧向支撑，支撑轴向承载力设计值不小于非延性消能段弦杆截面轴向屈服承载力的 2%。

说明：参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341 中相关规定，延性桁架结构桁架末端与柱连接处应设置侧向支撑，侧向支撑轴向承载力设计值不小于非延性消能段弦杆截面轴向屈服承载力的 2%，即：

$$F = 0.02\eta_y f_y A$$

A_f 是桁架弦杆与柱连接处的截面面积， f_y 是桁架弦杆与柱连接处的屈服强度

5.3.9 延性消能段的侧向稳定支撑的间距不应大于按下式计算的值：

$$L_b \leq 0.086i_y E / (\eta_y f_y) \quad (5.3.9)$$

说明：参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 D1.2b，对高延性梁的稳定支撑间距要求。

5.3.10 非延性段侧向稳定支撑的间距不宜大于下式计算的值：

$$L_b \leq 0.17i_y E / (\eta_y f_y) \quad (5.3.10)$$

说明：参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 D1.2a，对中等延性梁的稳定支撑间距要求。

5.3.11 延性消能段上、下弦杆采用型钢组合截面时，填板间距应满足下式要求：

$$S_p \leq \min (40i, 0.04Ei_{\min}/f_y) \quad (5.3.11)$$

式中，

S_p ——填板间距；

i ——单肢截面回转半径，当组合截面为双角钢或双槽截面时，取一个角钢或一个槽钢对与填板平行的形心轴的回转半径；

$i_{\min}$ ——单肢截面绕其短轴的回转半径。

说明：参考《钢结构设计标准》GB50017 及《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 E4.5e 对组合截面填板间距的相关规定。

5.3.12 多跨延性桁架结构中未设置延性消能段的跨间，应满足现行规范中关于钢框架的相关构造要求。

5.3.13 延性消能段保护区域范围为：延性消能段范围内全部弦杆、竖腹杆及弱 X 斜腹杆，延性消能段上、下弦杆自消能段端部腹杆连接处外延 2 倍弦杆高度区域。延性消能段保护区域内构件宜满足以下规定：

- 1 在此区域内存在的开洞、点焊、为吊装构件设置的辅助构件、切削和未指定 2 的火焰切割等为加工和安装所设置的临时措施，应进行可靠地修补；
- 2 在此区域内，弦杆翼缘上不应设置栓钉或抗剪键；
- 3 在此区域内，允许弦杆与楼板压型钢板点焊连接；
- 4 在此区域内，弦杆翼缘上不允许设置直径超过 5.0mm 的螺栓孔；
- 5 建筑边缘为结构造型而设置的结构构件、幕墙、隔墙、水电管道或其他构件不得在该区域内用焊接、螺栓连接。

说明：参考《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22 E4.5f、D1.3、I2.1 1~5 及 I2.1 的相关构造要求内容。

5.4 连接设计

5.4.1 桁架空腹节间的竖腹杆与弦杆宜采用刚性连接。除空腹节间竖杆外，桁架的腹杆与弦杆的连接宜采用铰接。腹杆与斜杆可采用节点板连接。

5.4.2 桁架杆件拼接时，应采用等强拼接，并符合《高层民用钢结构技术规程》JGJ99 的相关要求。延性消能段弦杆的拼接位置不应设置在延性消能段区域及延性消能段相邻的一个节间内。

5.4.3 桁架弦杆与柱的连接宜采用刚接，当采用节点板形式进行连接时，节点板须校核其承载力应满足式 5.4.3 的要求。当桁架弦杆与柱连接为刚接时，柱宜设置加劲肋，其节点域应符合《钢结构设计标准》中梁柱节点域的相关规定。

$$\left(\frac{N}{N_y}\right)^2 + \frac{M}{M_p} + \frac{V}{V_y} \leq 1.0 \quad (5.4.3)$$

N、M、V——控制截面的轴力、弯矩、剪力设计值；

N_y ——截面的屈服轴力设计值， $N_y=Af$ ；

M_p ——截面的塑性弯矩设计值， $M_p=W_p f$

V_y ——截面的屈服剪力设计值， $V_y=Af_v$

W_p ——截面的塑性模量；

A ——节点板控制截面面积；

F ——节点板的抗（压）强度设计值；

F_v ——节点板的抗剪强度设计值

5.4.4 延性桁架结构的柱连接中，以下部分为关键焊缝，焊缝等级应为一级：

1 柱拼接处的坡口焊缝；

2 柱脚底板与柱的连接焊缝；

当柱脚采用铰接柱脚，且在罕遇地震作用下柱脚焊缝无拉应力时，可采用二级焊缝。

说明：美国钢结构建筑抗震规范《ANSI/AISC 341 e4.6a 相关要求

5.4.5 延性消能段弱 X 斜腹杆端部的连接承载力设计值 N_j ，应满足式 5.4.5 要求：

$$N_j \geq 1.2\eta_y f_y A \quad (5.4.5)$$

式中： N_j ——弱 X 斜腹杆端部的连接承载力设计值；

η_y ——钢材超强系数，对 Q235 钢不宜小于 1.25，对 Q355 钢不宜小于 1.2；

F_y ——是钢材的屈服强度；

A ——是弱 X 斜腹杆的截面面积。

6 制作 安装与涂装

6.1 钢构件的制作

6.1.1 延性消能段钢材原材及重要焊缝填料复验应进行见证取样，并依据本规程要求，对钢材超强系数及冲击韧性进行复验。

说明：延性桁架结构对延性消能段钢材原材的超强系数和焊接填料的冲击韧性有特殊要求，原材复试时应重点核查。

6.1.2 钢材原材抽样复验、焊接材料检查验收、钢结构的制作除应满足规范相关要求外，尚应满足现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和《钢结构工程施工规范》GB 50755 的规定执行。

6.1.3 延性消能段应全部在工厂加工制作完成，不得现场焊接拼装。

说明：延性桁架结构对延性消能段制作质量要求较高，在工厂内加工制作有利于保证加工质量。

6.1.4 钢结构所采用的钢材、辅材、连接和涂装材料应具有质量证明书，并应符合设计文件、本规范相关要求及国家现行有关标准的规定。

6.1.5 钢构件在制作前，应根据设计文件、施工详图的要求和制作单位的技术条件编制加工工艺文件，制定合理的工艺流程和建立质量保证体系。

6.1.6 钢构件的材料、焊接、紧固件连接、零件及部件加工、构件组装及加工应符合现行规范《钢结构施工规范》GB50755 中的相关规定。

6.2 钢构件安装

6.2.1 不宜在延性消能段保护区范围内设置吊耳，不应将弱 X 斜腹杆作为吊装受力点。

6.2.2 钢结构的运输与安装应按施工组织设计进行，运输与安装程序必须保证结构的稳定性和不导致永久性变形。

6.2.3 钢构件安装前，应对构件的外形尺寸，螺栓孔位置及直径、连接件位置、焊缝、摩擦面处理、防腐涂层等进行详细检查，对构件的变形、缺陷，应在地面进行矫正、修复，合格后方可安装。

6.2.4 当延性桁架结构采用临时支撑安装时，应考虑支撑对结构内力改变的影响；应对支撑下部结构进行验算，在拆除临时支撑时宜进行拆撑分析，编制施工方案。延性桁架结构安装应根据结构特点按照合理顺序进行，并应形成稳固的空间刚度单元，必要时应增加临时支承结构或临时措施。

6.2.5 钢结构安装过程中，现场进行制孔、焊接、组装、涂装等工序的施工应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。

6.2.6 延性桁架结构构件安装的要求，应符合现行《钢结构施工规范》GB50755 的要求。

6.3 防腐涂装

6.3.1 延性桁架结构应进行防腐设计。钢结构防腐设计应按结构构件的重要性、大气环境侵蚀性分类和防护层设计使用年限确定合理的防腐涂装设计方案。

6.3.2 设计时应应对构件的基材种类、表面除锈等级、涂层结构、涂层厚度、涂装方法、使用状况以及预期耐蚀寿命等综合考虑，提出合理的除锈方法和涂装要求。

6.3.3 钢结构防腐蚀涂料的配套方案，可根据环境腐蚀条件、防腐蚀设计年限、施工和维修条件等要求设计。修补和焊缝部位的底漆应能适应表面处理的条件。

6.3.4 涂装作业应符合现行国家标准《钢结构施工规范》GB50755 的相关规定。涂层质量及厚度的检查方法应按现行国家标准《钢结构施工验收规范》GB50205。延性桁架结构防腐涂料涂装的验收应按照现行国家标准《钢结构施工验收规范》GB50205 执行。

6.4 防火涂装

6.4.1 钢结构防火保护措施及其构造应根据工程实际，考虑结构类型、耐火极限要求、工作环境等因素，按照安全可靠、经济合理的原则确定。

6.4.2 建筑钢构件的设计耐火极限应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 中的有关规定。

6.4.3 当钢构件的耐火时间不能达到规定的设计耐火极限要求时，应进行防火保护设计，建筑钢结构应按现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 进行抗火性能验算。

6.4.4 在钢结构设计文件中，应注明结构的设计耐火等级，构件的设计耐火极限、所需要的防火保护措施及其防火保护材料的性能要求。

6.4.5 采用板材外包防火构造时，板材外包防火构造的耐火性能，应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的有关规定或通过试验确定。

6.4.6 防火涂料的涂装作业，应符合现行规范《钢结构施工规范》GB50755 中防火涂装的相关规定。

本规程用词说明

为便于在执行本规程条款时区别对待，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”。

引用标准名

本规程引用下列标准。其中，注日期的，仅对该日期对应的版本适用于本规程；不注日期的，其最新版适用于本规程。

《建筑抗震设计规范》GB 50011

《钢结构设计标准》GB50017

《高层民用钢结构技术规程》JGJ99

《交错桁架钢结构设计规程》JGJ/T329

《混凝土结构加固设计规范》GB50367

《钢结构加固设计标准》GB51367

《建筑设计防火规范》GB 50016

《钢结构施工规范》GB50755

《钢结构施工验收规范》GB50205

《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249

《美国钢结构建筑抗震规范》ANSI/AISC 341-22