

中国工程建设协会标准

建筑结构抗倒塌设计标准

Standard for anti-collapse design of building structures

(征求意见稿)

中国计划出版社

中国工程建设协会标准

建筑结构抗倒塌设计标准

Standard for anti-collapse design of building structures

CECS 392-202×

主编单位:清华大学

中国建筑科学研究院

批准单位: 中国工程建设标准化协会

施行日期: 202X 年 XX 月 XX 日

中国计划出版社

202X 北 京

前言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发 2018 年第一批协会标准制定、修订计划的通知》 (建标协字〔2018〕015 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,修订了《建筑结构抗倒塌设计 规范》CECS 392:2014。

本标准共分 8 章,主要内容包括: 总则,术语和符号,基本规定,建筑结构抗连续倒塌设 计,建筑结构抗地震倒塌设计,建筑结构抗火灾倒塌设计,建筑结构抗爆炸倒塌设计,建筑结 构建造阶段及加固、改造阶段抗倒塌设计。

本标准修订的主要内容是:

- 1. 将本标准名称由《建筑结构抗倒塌设计规范》修改为《建筑结构抗倒塌设计标准》;
- "术语和符号(第2章)"新增"灾害相关型方法"、"拉结构件法"、"拆除构件法"等术语的解释说明;
- 3. "建筑结构抗连续倒塌设计(第4章)"一般规定部分,新增建筑结构抗连续倒塌设计的性能目标(第4.1.5条)和各种设计方法的适用性说明(第4.1.6条);概念设计部分,新增混凝土装配整体式的构造措施(第4.2.8条);混凝土结构规定部分,新增考虑压拱效应对水平构件承载力的提升(第4.6.4条和对应附录A),填充墙(第4.6.5条)和楼板(第4.6.6条)对抗连续倒塌的贡献;并新增钢结构及组合结构(第4.7节)、空间结构(第4.8节)的抗连续倒塌设计相关措施;
- 4. "建筑结构抗地震倒塌设计(第5章)"地震作用部分,新增极罕遇地震时程分析加速度时程最大值(第5.2.1条);抗地震倒塌计算部分,修改可采用的计算分析方法(第5.3.1条);并新增地震倒塌判别准则(第5.4节);
- 5. "建筑结构抗爆炸连续倒塌设计(第7章)"为新增章节;
- 新增附录H"构件模型和性能点",包括材料本构模型的选取、构件性能点的取值和计算,以及构件损伤等级的评定;
- 7. 新增附录 K"弹塑性时程分析推荐地震动"。

本标准由中国工程建设标准化协会混凝土结构专业委员会归口管理,由清华大学具体技术 内容的解释。在执行过程中,请各单位结合工程实践,认真总结经验,并将意见和建议寄至清 华大学土木工程系(地址:北京市海淀区清华大学土木工程系,邮政编码:100084)。

主编单位:清华大学

中国建筑科学研究院

参编单位:同济大学

哈尔滨工业大学

北京工业大学

天津大学

西南交通大学

重庆大学

湖南大学

东南大学

上海交通大学

西安建筑科技大学

广西大学

河海大学

合肥工业大学

兰州理工大学

华中科技大学

北京市建筑设计研究院有限公司

中国建筑设计研究院有限公司

中冶建筑研究总院有限公司

中国建筑西南设计研究院有限公司

华东建筑设计研究院有限公司

奥雅纳工程咨询有限公司

华通设计顾问工程有限公司

中国地震局工程力学研究所

广州容柏生建筑结构设计事务所

主要起草人:陆新征 罗开海 李易

主要审查人:XXXXXXX

1	总 则]	1
2	术语和	和符号	2
	2.1	术语	2
	2.2	符号	3
3	基本	规定	6
4	建筑约	结构抗连续倒塌设计	8
	4.1	一般规定	8
	4.2	概念设计	
	4.3	拉结构件法	15
	4.4	拆除构件法	23
	4.5	局部加强法	
	4.6	混凝土结构规定	
	4.7	钢结构及组合结构规定	
	4.8	空间结构规定	47
5	建筑约	结构抗地震倒塌设计	
	5.1	一般规定	
	5.2	地震作用	
	5.3	抗地震倒塌计算	
	5.4	地震倒塌判别	54
	5.5	钢筋混凝土结构抗地震倒塌措施	55
	5.6	砌体结构抗地震倒塌措施	
6	房屋到	建筑抗火灾倒塌设计	60
	6.1	一般规定	60
	6.2	火灾作用	62
	6.3	结构计算	64
	6.4	拆除构件法	65
	6.5	受火全过程分析法	66
	6.6	提高抗火灾倒塌能力措施	67
7	建筑约	结构抗爆炸连续倒塌设计	69
	7.1	一般规定	69
	7.2	建筑结构抗爆炸连续倒塌设防标准	69
	7.3	概念设计与构造措施	70
	7.4	防爆炸连续倒塌设计	71
8	房屋到	建筑结构建造阶段及加固、改造阶段抗倒塌设计	75
	8.1	一般规定	75
	8.2	结构建造施工阶段防倒塌设计	76
	8.3	结构加固、改造施工阶段防倒塌设计	80
附	录A	混凝土结构压拱效应计算	
附	录B	静力弹塑性分析法	
附	录C	等效线性化方法	

目录

C.1 适用范围	
C.2 计算方法	
附录 D 基于增量动力分析法的倒塌易损性分析方法	
附录 E 构件截面温度分布	
附录 F 火场温度	
附录 G 高温下钢和混凝土的强度和弹性模量	90
附录 I 火灾作用下混凝土和钢筋的应力、应变	93
附录 J 房屋建筑外围护结构抗爆炸倒塌设计	94
附录 H 构件模型和构件性能点	96
H.1 材料本构模型	96
H.2 构件性能点	
H.3 构件损伤等级	
附录 K 弹塑性时程分析推荐地震动	
本标准用词说明	
引用标准名录	

1.0.1 为在建筑结构抗倒塌设计中贯彻执行国家有关建筑工程法律法规,有效控制建筑结构连续倒塌,减少人员伤亡及经济损失,制定本标准。

【说明】建筑结构倒塌破坏可能造成严重的人员伤亡和经济损失,我国技术标准一直关注建筑 结构的抗倒塌设计。现行国家标准《工程结构设计可靠性统一标准》GB50153 规定,"当发生 爆炸、撞击、人为错误等偶然事件时,结构能保持必需的整体稳固性,不出现与起因不相称的 破坏后果,防止出现结构的连续倒塌"。现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 规定,"允许主要承重结构因出现设计规定的偶然事件而局部破坏,但其剩余部分具有在一段 时间内不发生连续倒塌的可靠度"。现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 规定了建筑 结构"小震不坏,中震可修,大震不倒"的抗震设防目标,以及实现设防目标的抗震设计方法。 现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 规定了混凝土结构防连续倒塌设计原则。现 行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 规定,"安全等级为一级的高层建筑 结构应满足抗连续倒塌概念设计要求,有特殊要求时,可采用拆除构件方法进行抗连续倒塌设 计"。本标准以现行国家、行业标准有关建筑结构抗倒塌设计的规定为基础,对现行规范规程 中尚无规定、但工程设计中确实需要的建筑结构抗倒塌设计内容,做了补充;对现行规范规程 中建筑结构抗倒塌设计的原则规定,进行了具体延伸,提高了可操作性,便于在工程设计中应 用。

1.0.2 本标准适用于遭遇地震、火灾以及爆炸等偶然事件时建筑结构的抗倒塌设计。

【说明】正常设计、正常施工、正常使用的建筑结构在规定的竖向荷载作用下极少发生倒塌, 但在发生偶然事件时可能发生倒塌。有些偶然事件是可防或/及可抗的,如撞击、爆炸、地震、 火灾,以及人为错误等;有些偶然事件是几乎不可防、不可抗的,如泥石流、山体滑坡等自然 灾害。本标准建筑结构抗倒塌设计针对的是可防或/及可抗的偶然事件,不针对几乎不可防、 不可抗的偶然事件。

1.0.3 建筑结构抗倒塌设计,除应符合本标准的规定外,尚应符合国家现行有关标准的规定。 【说明】建筑结构抗倒塌设计,除应符合本标准的规定外,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 偶然事件 accidental events

在建筑结构建造阶段、使用阶段、加固/改造阶段不一定发生,而一旦发生,可能引起建 筑结构严重破坏甚至倒塌的事件。

2.1.2 偶然作用 accidental action

在设计使用年限内不一定出现,而一旦出现其量值很大,且持续期很短的作用。

2.1.3 作用效应 effect of action

由作用引起的结构或结构构件的反应,如内力、变形等。

2.1.4 抗力 resistance

结构或结构构件承受作用效应的能力,如承载能力、弹塑性变形能力、耐火极限等。

2.1.5 倒塌 collapse

建筑结构倾倒和坍塌破坏的总称。倾倒为建筑结构从某一高度或整体向一侧倒伏的破坏形 式,坍塌为建筑结构局部或整体从其原有位置向下塌落的破坏形式。

2.1.6 连续倒塌 progressive collapse

由初始的局部破坏,从构件到构件扩展,最终导致一部分结构倒塌或整个结构倒塌。

2.1.7 结构的整体稳固性 structural integrity (structural robustness)

当发生爆炸、撞击、火灾或人为错误等偶然事件时,结构整体能保持稳固的能力。

2.1.8 失效 loss of load-carrying capacity

结构构件不能继续承载而退出工作。构件不能继续承载可包括:变形大于限值,材料压溃 或断裂,连接断裂,整体失稳等。

2.1.9 灾害相关型方法 threat-dependent method

考虑具体灾害对作用范围内结构构件的力学和物理场作用,对从初始局部失效至整体结构 连续倒塌的全过程进行分析的方法。

2.1.10 灾害无关型方法 threat-independent method

假设受灾害作用的构件完全破坏失效,对剩余结构系统的承载和变形能力进行检验和设计 的方法。

2.1.11 拉结构件法 tie force method

通过对结构构件之间的连接强度设计,增强结构的整体稳固性和备用荷载传递路径的能力, 提高结构抗连续倒塌的能力的设计方法。

2.1.12 拆除构件法 alternative path method 或 alternate path method

按一定规则撤去结构体系中某部分构件,验算剩余结构的抗倒塌能力的设计方法。

2.1.13 耐火极限 fire resistance duration

建筑构件按时间——温度标准曲线进行耐火试验,从受到火的作用时起,到失去承载能力 或完整性破坏或失去隔火作用时所经历的时间,单位为小时(*h*)。

2.1.14 火灾荷载 fire load

建筑内可燃物的数量。

2.1.15 冲击波 shock wave

空气冲击波的简称。武器爆炸的空气中形成的具有空气参数强间断面的纵波。

2.1.16 使用阶段 service period

建筑结构从交付使用到停止使用、设计基准期和设计使用年限三者中最长的时间段。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

F--拉力;

M——弯矩;

Gvk——竖向永久荷载标准值;

Qvk——竖向可变荷载标准值;

Rd——构件承载力设计值;

Sd——荷载(作用)组合的效应设计值;

V——剪力;

- p(t)——作用在剩余结构与被拆除构件上端的连接节点的动力荷载向量时程;
 - q--均布线荷载设计值;
 - △---梁板跨中许可的最大竖向挠度;
 - Δu_p ——结构弹塑性层间位移;
 - *ɛ*——应变;
 - θ——转角;
 - σ——正应力。

2.2.2 材料性能

- E——弹性模量;
- f---常温下钢材强度设计值;
- f。——常温下混凝土轴心抗压强度;
- fcr——高温下混凝土轴心抗压强度;
- fy——常温下钢材屈服强度。

2.2.3 几何参数

- A——截面面积;
- AFloor——竖向构件从属楼面面积;
- AsT——拉结钢筋的截面面积;
- L——水平构件的跨度。

2.2.4 计算系数

- Ad——动力放大系数;
- C——结构影响系数;
- Ω_s —一超屈系数;
- ψ_{f} ——楼面或屋面活荷载频遇值系数;
- ψq——楼面或屋面活荷载准永久值系数;
- β, β,——分别为梁机制和悬索机制弹塑性内力修正系数;
 - γ——层抗震能力系数;
 - γ0——结构重要性系数;

Φ---构件稳定性系数。

2.2.5 其它

T——温度;

m——模板支架立杆的数量;

t——时间。

3 基本规定

3.0.1 建筑结构可在其下列三个阶段进行抗倒塌设计:建造阶段,使用阶段,加固、改造阶段。
【说明】建筑结构的全寿命周期包括建造和使用两个阶段。有些建筑结构在使用阶段需要加固和/或改造。加固、改造时与建造阶段时为防倒塌设计,与使用阶段抗倒塌设计差别较大。因此,本标准将加固、改造作为一个阶段从使用阶段中分出。

3.0.2 为避免发生偶然事件时建筑结构倒塌破坏,应采取措施防止建筑结构遭受偶然事件或减小偶然事件对建筑结构的影响,同时应通过抗倒塌设计,使建筑结构具有抗倒塌能力。【说明】为避免建筑结构在偶然事件影响下倒塌破坏,应以"防"为主、"防""抗"结合。

3.0.3 影响建筑结构整体稳固性的偶然作用类型可按下列形式划分:

- 1 由自然或者一般人类活动引起的危险;
- 2 蓄意破坏和恐怖袭击等故意的或人为制造的危险;
- 3 错误和疏忽;
- 4 其他引起结构连续倒塌的作用。

【说明】本条与《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018【附录 B.1.3】一致。

3.0.4 可采取下述措施防止建筑结构遭受偶然事件或减小偶然事件对建筑结构的影响:避让, 渲泄,隔离,控制。

【说明】"避让"是指避免建筑结构遭受偶然事件的影响。例如:建筑选址避开地震断裂带、 地质灾害(泥石流、塌方、滑坡、滚石等)影响区域等。避让是避免建筑结构倒塌的最有效方 法。"渲泄"是指释放偶然事件的影响,将偶然事件对建筑结构的影响减到最小。例如:轻质 隔断可以减小爆炸对框架结构的冲击力。"隔离"是指将建筑结构与可能的爆炸、撞击等偶然 事件隔离开,避免建筑结构直接遭受爆炸、撞击等偶然事件的袭击。例如:在建筑的外围设置 防撞桩、沟壑,避免汽车炸弹靠近建筑;设置隔震垫以减小地震作用;布置隔离层、防火墙阻 绝火灾蔓延。"控制"是指减小偶然事件产生的荷载或作用,减小偶然事件的影响范围。例如: 限制建筑物内可燃物、易爆物的总量,将可燃物、易爆物放置在可控位置。 **3.0.5** 建筑结构抗倒塌设计可包括下述内容:概念设计,构件内力计算及构件承载力计算,构 件变形能力计算,采取抗倒塌措施,结构抗倒塌计算,结构倒塌判别等。

3.0.6 在建筑结构的抗连续倒塌设计和计算中:当可能发生的偶然作用类型较多时,可采用灾害无关型方法,或分别对具体偶然作用采用灾害相关型方法;当可能发生的偶然作用类型单一时, 宜采用灾害相关型方法,也可采用灾害无关型的方法。

4 建筑结构抗连续倒塌设计

4.1 一般规定

4.1.1 建筑结构抗连续倒塌设计前应分析结构各种潜在的危险源,结构选址优先考虑避让。对于结构附近可能有危险源或结构使用中存在危险源的情况,设计中应考虑采取相应的防控措施,避免或控制偶然事件的发生,或减轻偶然作用的强度。

4.1.2 本章节适用于偶然事件造成局部小范围结构构件失效后的建筑结构抗连续倒塌设计。发生偶然事件时,经抗连续倒塌设计的建筑结构局部破坏或个别构件失效不应导致整个结构倒塌。

【说明】本条规定了建筑结构抗连续倒塌设计的总体目标,明确了本规范规定的抗连续倒塌设计和《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018 附录 B 中规定的整体稳固性设计具有相同的概念。

4.1.3 结构抗连续倒塌设计应按以下原则执行:

应区分与结构整体稳固性有关的偶然作用的类型,当几个偶然作用同时出现或相继出现
 时,应考虑这些偶然作用的联合影响和后续影响;

2 灾害无关型的建筑结构抗连续倒塌设计和计算可按本章的相关规定执行;

3 地震、火灾、爆炸作用下和房屋建筑结构建造、加固、改造阶段的灾害相关型抗连续倒 塌设计和计算可分别采用本标准 5~8 章中的方法。

【说明】本条第1款明确提高结构系统自身的整体稳固性能够提升建筑结构在各种偶然作用 下的抗连续倒塌能力。整体稳固性是建筑结构自身的受力性能,包括局部构件破坏失效后整体 结构系统抵抗内力重分布的替代传力路径、节点和构件的冗余承载力和变形能力、构造措施的 连续性和整体性等。各种偶然作用具有不同的力学特点,一定程度上能够影响建筑结构的连续 倒塌后果,考虑偶然作用的联合影响和后续影响有利于提高建筑结构在各种偶然作用下的抗连 续倒塌性能。本条第2款定义了本章节适用的范围。灾害无关型方法假设受灾害作用的构件完 全破坏失效,对剩余结构系统的承载和变形能力进行检验和设计。灾害相关型方法考虑具体灾 害对作用范围内结构构件的力学和物理场作用,对从初始局部失效至整体结构连续倒塌的全过

4.1.4 建筑结构抗连续倒塌设计可采用概念设计、拉结构件法、拆除构件法和局部加强法。

【说明】本条规定了建筑结构抗连续倒塌的设计方法。概念设计以定性为主,其中有些定性设 计需通过定量计算予以实现。钢筋混凝土结构抗连续倒塌的拉结构件法是设置竖向、水平通长 钢筋,并采取有效的连接锚固措施,将结构连成一个整体。拆除构件法是建筑结构抗连续倒塌 最常用的设计方法,美国有关标准称之为 Alternate Path Method (替换路径法,改变传力路径 法,简称 AP 法),我国现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 及现行行业标准《高 层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 称之为拆除构件法。拆除构件法首先从结构计算模型中移 除按一定规则选定的一根受力构件,模拟结构构件瞬时失效,然后对剩余结构在规定的荷载作 用下进行力学计算,由剩余结构构件的内力或变形,根据规定的接受准则,判别是否导致其他 构件失效或是否导致结构发生连续倒塌。需要说明的是,通常分析中选取一根受力构件进行拆 除分析,并不是认为灾害造成的初始破坏仅造成单根构件的破坏,而是该方法是一种简单、经 济、有效的方法来检验和提高结构系统的整体稳固性,而从而显著降低结构系统在各类灾害作 用下的连续倒塌风险。当工程中灾害作用相对明确,能够确定初始破坏构件的范围和程度时, 可以增加自定义的拆除构件工况,不受本规范规定的拆除构件位置和数量的限制。对于在偶然 事件影响下不允许失效的结构构件,可采用局部加强法进行设计,通过提高该构件承受水平荷 载的能力,避免其在发生偶然事件时失效。

4.1.5 建筑结构抗连续倒塌设计时,应根据可接受的破坏程度,采用不同的性能目标。建筑结构抗连续倒塌设计的性能目标可按表 4.1.5 分为两个等级。

性能目标	可接受的破坏程度		
目标 1	不允许初始局部破坏以外的其他构件丧失承载力,防止剩余结构 的后继倒塌		
目标 2	允许初始局部破坏以外的、有限的其他构件发生后继破坏。其中,		

表 4.1.5 抗连续倒塌设计性能目标

初始局部破坏发生在结构边缘时,其他构件破坏引起的楼面后继
倒塌面积不得大于 70m ² 和 15%楼面总面积的较小值; 初始局部
破坏发生在结构内部时,其他构件破坏引起的楼面后继倒塌面积
不得大于 140m ² 和 30%楼面总面积的较小值。对于大跨钢屋盖结
构,超过倒塌临界位移的节点所包围的倒塌面积,不应超过屋盖
面积的 30%。

【说明】 防连续倒塌的目标是控制初始破坏的蔓延范围不至过大,因此目标2更符合连续倒塌的初衷。但是考虑到破坏蔓延计算的复杂性,近期国内外标准及工程实践很多时候采用目标 1 开展防连续倒塌设计。

4.1.6 建筑结构抗连续倒塌设计时,应根据性能目标和结构的规则程度,采用不同的设计计算 方法,各种设计计算方法适用性可参考表 4.1.6。

\backslash	结构类型及	目标 1	目标 1	目标 2	目标 2
	性能目标	+	+	+	+
设计	计算方法	规则结构	不规则结构	规则结构	不规则结构
拆除	非线性动力	\checkmark	\checkmark	\checkmark	\checkmark
构	非线性静力	\checkmark	×	\checkmark	×
件 法	线性静力	\checkmark	×	\checkmark	×
:	拉结构件法	\checkmark	×	\checkmark	×
抵	抗特定荷载法	\checkmark	\checkmark	\checkmark	\checkmark

表 4.1.6 抗连续倒塌设计计算方法的适用性

【说明】建筑结构抗连续倒塌设计时,应根据性能目标和结构的规则程度,采用不同的设计计 算方法。表 4.1.6 明确了建筑结构抗连续倒塌设计时,各种设计计算方法的适用性。非线性动 力拆除构件法适用于所有性能目标和不同规则程度的结构抗连续倒塌计算;采用非线性静力或 线性静力拆除构件法,对规则结构可通过动力放大系数(可参考本标准第 4.4.10 条),来放大 楼面的重力荷载,考虑构件瞬间失效产生的动力效应。标准中给出动力放大系数主要根据规则 结构分析得到,对不规则结构的抗连续倒塌设计分析目前尚无充分依据;拉结构件法,主要用 于验算整体结构的冗余承载力和连续性,其计算模型基于规则结构,因此仅适用于规则结构的 抗连续倒塌设计;抵抗特定荷载法,一般用于验算结构底层周边柱、墙体直接承受偶然作用的 能力,适用于所有性能目标和不同规则程度结构的抗连续倒塌验算。

4.1.7 建筑结构抗连续倒塌计算模型的计算简图、几何尺寸、计算参数、边界条件等,应根据 结构实际情况确定。

【说明】宏观规定了建筑结构抗连续倒塌的计算模型。

4.1.8 抗连续倒塌设计的建筑结构构件截面承载力计算时,材料强度可按下列规定取值:

 材料强度宜取强度标准值,在有充分依据时,可以取实测材料强度的平均值。必要时(如 爆炸工况)尚应考虑材料性能在动力作用或大变形下的强化和脆性,并取相应的强度特征值。

2 当性能目标为目标 1,正截面承载力计算时钢筋强度可取其屈服强度标准值的 1.25 倍。 【说明】本条规定了建筑结构构件截面承载力计算时的材料强度取值。本条第 2 款的规定参考 了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 及现行行业标准《高层建筑混凝土结 构技术规程》JGJ 3-2010 的规定。GB50010-2010 的 3.6.3 条规定: "当进行偶然作用下结构防 连续倒塌的验算时,.....在抗力函数的计算中,混凝土强度取强度标准值 *f*_{ck};普通钢筋强度 取极限强度标准值 *f*_{stk}......"。JGJ 3-2010 的 3.12.5 条规定,"结构抗连续倒塌设计时:构件 截面承载力计算时,混凝土强度可取标准值;钢材强度,正截面承载力验算时,可取标准值的 1.25 倍,受剪承载力验算时可取标准值。"

4.2 概念设计

4.2.1 建筑结构抗连续倒塌概念设计应符合下列规定:

1 结构应具有整体稳固性;

2 结构应具有承受偶然作用的能力和传递偶然作用的途径;

3 结构关键受力部位应具有较多的冗余约束及备用传力途径;

4 预期可能大变形的结构构件应具有良好的变形能力;

5 可能遭受爆炸作用的结构构件,应具有一定的反向荷载承载能力;

6 连接的承载力应不小于被连接构件的承载力,连接应具有允许构件大变形的能力。

【说明】本条规定了各类建筑结构抗连续倒塌设计都应满足的概念设计的一般要求,本节下列 各条分别补充规定了房屋建筑钢筋混凝土结构、民用建筑钢结构、大跨钢屋盖建筑结构以及砌 体结构抗连续倒塌概念设计的特殊要求。

4.2.2 房屋建筑钢筋混凝土结构抗连续倒塌概念设计尚应符合下列规定:

1 结构构件应避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土压溃先于钢筋屈服、钢筋锚固失效先
 于钢筋屈服;

2 框架结构梁柱应刚接连接;

3 宜采用现浇混凝土楼、屋盖;采用装配整体式楼、屋盖或装配式楼、屋盖时,应采取 措施确保楼、屋盖的整体性;

4 采用无梁楼盖时,可设置柱帽、托板,加宽柱上板带暗梁的宽度,加大暗梁纵向钢筋 截面面积、加强暗梁纵向钢筋的连续性和锚固、加强暗梁箍筋对纵向钢筋的约束,高风险区域 的板柱节点设计应适当考虑弯剪组合受力的影响。

【说明】钢筋混凝土建筑结构抗连续倒塌概念设计,除应符合本标准第4.2.1条的规定外,尚应 符合本条规定。试验表明无梁楼盖在冲剪后的承载和变形能力对结构系统抗连续倒塌性能影响 显著,该承载和变形能力主要取决于穿过板柱节点区的连续钢筋数量以及节点区钢筋构造。柱 帽和托板可以增加节点的冲剪承载力,同时增大的节点区可以约束更多的板内纵向钢筋,在冲 剪后的大变形受力状态提供更大承载力。暗梁纵筋可以增加穿过板柱节点区的连续钢筋数量, 暗梁箍筋可以增强小变形下的节点抗冲剪强度以及大变形下对纵向钢筋的约束,有效增强板柱 节点在冲剪前后不同阶段变形的承载和变形能力。试验和理论研究发现板柱节点的抗剪承载力 随弯矩的增加显著下降,灾害作用导致部分柱构件失效时,周边板柱节点在弯剪作用下极易发 生后继弯剪破坏,引发连续倒塌的传播,设计时应对高风险区域的板柱节点考虑弯剪受力的影 响。

4.2.3 民用建筑钢结构抗连续倒塌概念设计尚应符合下列规定:

1 框架梁柱宜刚接;

2 宜采用承载力和变形能力强的连接方式;

3 应避免构件失效引起其他构件失效或整体结构失稳;

4 非空间轻型钢结构的平面外稳定性不应低于其平面内稳定性。

【说明】调查表明,焊缝拉断、整个构件失稳和整体结构失稳是造成钢结构坍塌的主要原因。 钢结构抗连续倒塌设计应重视这三个问题。

4.2.4 钢框架梁与柱的刚性连接应符合下列规定:

1 钢框架柱失效时,与该框架柱相连的框架梁应能提供跨越失效柱的连续拉结路径,梁
 与柱的连接应具有足够的抵抗拉力的能力。

2 梁与柱的连接应具有足够的转动能力,以及足够的受扭承载力和绕弱轴的受弯承载力。

3 梁端应具有足够的转动能力。

【说明】研究表明,钢框架构件一般能够满足倒塌受力模式下构件抗力及变形的需求,梁柱连 接的承载能力和变形能力是决定钢框架抗倒塌能力的关键。本条对钢框架梁柱刚性连接的要求 进行了规定。第1款,能够提供连续拉结路径的连接,意味其具有使跨越失效柱的水平构件从 弯曲模式转变为悬索机制,从而实现拉结模式传力的能力。梁柱连接抵抗的轴拉力指由悬索机 制产生的沿梁变形后轴线切向的拉力。梁与柱栓焊混合连接的刚性连接,可以有效阻断或延缓 连接的连续破坏,使拉结能力充分发展。第2款,足够大的韧性是指在框架柱失效情况下,连 接不发生整体断裂或局部断裂后仍能维持足够大的承载能力。第3款,框架柱失效的情况下, 梁端可能进入塑性,发生比较大的塑性转角,梁端的转动能力应大于由于框架柱失效引起的梁 端转角。

4.2.5 大跨钢屋盖建筑结构抗连续倒塌概念设计尚应符合下列规定:

1 屋盖结构应具有明确的内力重分布途径。

2 下部支承结构应有较多的冗余度及备用传力途径。

3 对于桁架结构:应加强桁架跨中弦杆与端跨腹杆,避免其先于其他杆件失效;应采取 措施确保结构的整体稳固性,如:设置联系次桁架,采用连续檩条,檩条两端刚接。

4 对于索结构:应加强拉索的强度,拉索端应可靠锚固,避免拉索及索端锚固失效;应采 取措施确保结构的整体稳固性,如:张弦结构中托架或纵向连系桁架具有足够大的刚度及承载 能力,撑杆的间距不过大,采用两端为刚接的连续檩条或两端为刚接的单跨檩条,加强水平支 承体系。弦支穹顶结构中,增大上层网壳外层环杆的刚度。

5对于网格结构, 宜适当提高与支座相连杆件及跨中弦杆的强度。

【说明】大跨钢屋盖建筑的屋盖结构类型很多,且与房屋建筑结构有较大差异。本条第1款针 对屋盖结构,屋盖结构应有内力重分布能力,1根杆件失效后,其内力应由其他杆件承担。本 条第2款针对下部支承结构,支承结构应有冗余度及备用传力途径,1根竖向构件失效不应导 至结构连续倒塌。本条第3、4、5款分别规定了几种常见大跨钢屋盖建筑结构抗连续倒塌的概 念设计要求。桁架弦杆失效会形成所谓的"转动铰"受力模式,使桁架局部丧失抗弯能力。弦 杆破坏将显著影响内力重分布,因此需要适当加强跨中的弦杆;腹杆失效会形成所谓的"滑移 面"受力模式,使桁架局部丧失抗剪承载能力,因此需要加强剪力最大位置(跨端)的腹杆: 水平支撑和檩条等桁架平面外杆件将单榀桁架拉结在一起、发挥空间作用。檩条与桁架刚性连 接对改变屋面荷载的跨越方向并遏制屋架的平面外倒塌是非常有效的。对于索结构,钢索及其 锚固失效,或支承屋盖的柱失效,都有可能引起索结构连续倒塌,因此,保证钢索及索端的可 靠锚固、是索结构抗连续倒塌的重要措施。较大的托架(或连系桁架)刚度对钢梁或桁架的独 立承载是非常有利的,充分的约束支撑作用可使钢梁或桁架继续发挥拱的受力机制,避免出现 过大的截面弯矩而倒塌破坏: 同桁架结构一样, 发挥檩条的抗弯能力对遏制或阳断结构发生连 续倒塌是有效的,檩条可以在索结构平面体系丧失承载能力时改变屋面荷载的传递路径并继续 承载。对于网架与网壳结构,柱周围和柱网轴线等主要传力路径上的杆件破坏更容易影响结构 的内力重分布,特别是对于容易发生失稳的受压构件。另外,对于由强度控制的大跨钢屋盖结 构(如桁架或多层网架),下弦或下层构件的悬索效应对抵抗连续倒塌是有利的,因此应重视 下弦等下层结构构件的可靠连接;对于由稳定控制的大跨钢屋盖结构,特别是单层网壳结构, 设置局部多层(网壳顶部、主肋、网格过渡区域、支座附近等位置)来提高结构的整体刚度对 抵抗连续倒塌是有益的。

4.2.6 房屋建筑砌体结构抗连续倒塌概念设计尚应符合下列规定:

1 应设置钢筋混凝土圈梁和构造柱、芯柱,或采用约束砌体、配筋砌体。

2 刚性方案砌体结构的下列部位应采用现浇楼、屋盖和楼梯。

1) 易遭受撞击影响的墙体附近;

2) 存有可爆炸物房间的楼(屋)面板和附近的楼梯。

【说明】装配式楼、屋盖和楼梯的整体性一般比现浇楼、屋盖和楼梯要差,因此对结构刚度提 出更高的要求。

4.2.7 对于砌体结构易遭受撞击、爆炸的墙体,可在墙体内设置暗框架。暗框架梁可在各层楼面位置,可为钢梁或钢筋混凝土梁,梁的截面承载力设计值应大于墙体承受的上层楼面重力荷载和墙体重力荷载效应组合的设计值。暗框架柱可在墙体端部及中部,可为钢柱、钢筋混凝土柱,或钢—混凝土组合柱,柱的竖向承载力设计值之和,应大于该墙体承受的上层楼面的重力荷载组合的效应设计值。砌体结构墙体中增设的暗框架梁与该楼层的圈梁之间应有可靠拉结。

【说明】墙体内设置暗框架,目的是提高墙体的整体稳固性及抗倒塌能力。暗柱的位置可与构造柱位置相同,墙体较长时应在墙体中部增设柱。美国 19 世纪 20-30 年代建造的一些高层砌体结构,在砌体内设置了钢柱等。增设的梁、柱与圈梁之间的可靠拉结,可以提高增设的梁、柱与圈梁、构造柱的整体性,共同抵抗偶然作用的影响。

4.2.8 对于高层混凝土装配整体式结构,框架结构首层柱宜采用现浇混凝土,顶层宜采用现浇 楼盖结构。

【说明】高层装配整体式框架结构首层往往由于建筑功能的需要,不太规则,不适合采用预制 构件,建议采用现浇结构;顶层采用现浇楼盖结构是为了保证结构的整体性。

4.3 拉结构件法

4.3.1 建筑结构采用拉结构件法进行抗连续倒塌设计时,应包括下列内容:

- 1 周边水平构件拉结(图 4.3.1a)设计;
- 2 内部水平构件拉结(图 4.3.1b)设计;
- 3 内部水平构件对周边竖向构件拉结(图 4.3.1c)设计;
- 4 竖向构件竖向拉结(图 4.3.1d)设计;

5 应每层进行拉结设计,计算构件所需的拉结力(或弯矩),根据拉结力(或弯矩)进行 配筋或钢构件截面计算。



图 4.3.1 构件拉结示意图

【说明】拉结构件法通过对结构构件之间的连接强度设计,增强结构的整体稳固性和备用荷载 传递路径的能力,提高结构抗连续倒塌的能力。

4.3.2 采用梁机制或悬索机制进行水平构件拉结设计时,应符合下列规定:

1 对存在悬索机制的水平构件, 应采用悬索机制对水平构件进行拉结设计;

2 对悬臂构件等不存在悬索机制的水平构件,还应采用梁机制进行补充设计。



(c) 梁机制(角部悬臂水平构件)

图 4.3.2 水平构件拉结设计的梁机制和悬索机制

注:图中,q为按准永久组合的作用在水平构件上的均布线荷载设计值,FT为水平构件的拉结

力, M_b为水平构件的端弯矩, L_i、L_j为水平构件的跨度。

【说明】水平构件可以通过梁机制和悬索机制跨越失效的竖向构件,但是特殊部位的水平构件, 如与结构边缘垂直布置的水平构件、角部和悬挑区域的水平构件,只能通过梁机制跨越失效的 竖向构件。悬索机制要求结构传力构造的连续性,如钢筋混凝土结构的钢筋连续布置,可以提 升结构系统的整体性和连续性,因此可以按照悬索机制对周边和内部水平构件进行基本的拉结 验算。对特殊部位的水平构件可按梁机制进行补充计算,提升替代传力路径的结构冗余度。

4.3.3 采用梁机制进行水平构件拉结设计时,梁端截面的受弯承载力应满足下式要求:

$$M \ge M_{bi}$$
 (*i*=1,2,3,4) (4.3.3-1)

$$M_{\rm bi} = \beta_{\rm b} q L_i^2 \quad (i = 1, 2, 3, 4) \tag{4.3.3-2}$$

式中: M——梁端截面的受弯承载力;

*M*_{bi}——按梁机制计算得到的第 *i* 梁的梁端弯矩;

q——按准永久组合的作用在水平构件上的均布线荷载设计值;

 L_i ——第 *i* 根梁的跨度;

β。——梁机制弹塑性内力修正系数,钢筋混凝土构件和钢构件可分别按本标准第4.3.5 条和第4.3.6条的规定取值。



【说明】采用受均布荷载的悬臂梁计算模型进行梁机制计算,考虑动力放大系数 2.0 和弹塑性 内力修正系数β₆。

4.3.4 采用悬索机制进行水平构件拉结设计时,所需拉结力应按下列规定确定:

1 可采用图 4.3.4 所示计算简图计算所需的拉结力。



(a) 双向悬索机制

(b) 单向悬索机制

图 4.3.4 悬索机制拉结力计算简图

2 所需的拉结力可按下式计算:

$$\begin{cases} F_{T1} = F_{T2} = \frac{\beta_c (L_1 + L_2)^2 q}{4\Delta} \\ F_{T3} = F_{T4} = \frac{\beta_c (L_3 + L_4)^2 q}{4\Delta} \end{cases}$$
(4.3.4)

式中: FTi--水平构件的拉结力;

q——按准永久组合的作用在水平构件上的均布线荷载设计值;

Li--第 i 根水平构件的跨度;

△——梁板跨中许可的最大竖向挠度,取内力重分布区域最短向梁板跨度的1/5;

3 当水平构件上作用较大的集中力时, 需进行专门分析确定拉结力。

4 悬索机制周边水平构件所需的拉结力,不应小于同方向相邻内部水平构件所需的拉结力。

【说明】采用图 4.3.4-1 的模型进行悬索机制计算, 按如下分析获得:

当梁 1 和梁 2 受均布荷载 q 作用时,曲线悬索的最大竖向位移发生在(L1+L2)/2 处,如图 4.3.4-1a 所示。取图 4.3.4-1b 所示的对称子结构进行分析,可以得到拉结力 F1 和 F2 和荷载的关系:

$$F_1 = F_2 = \frac{(L_1 + L_2)^2 q}{8\Delta}$$
(4.3.4-1)

通过动力放大系数(取 2.0)和弹塑性修正系数β_c,考虑倒塌过程中的弹塑性动力效应对内 力的影响,于是得到拉结力计算公式(4.3.4)。



图 4.3.4-1 悬索机制水平构件拉结力计算分析模型

4.3.5 采用拉结构件法进行房屋建筑钢筋混凝土结构抗连续倒塌设计时,结构构件的弹塑性内力修正系数可按下列规定取值:

1 梁机制时,位于中部的钢筋混凝土梁的β。可取 0.67,其他部位钢筋混凝土梁的β。可取 1.0;

2 悬索机制时,钢筋混凝土梁的β。可取 1.0。

【说明】内力修正系数考虑了结构的塑性变形耗能对抗连续倒塌的贡献。对于中部的钢筋混凝 土梁,可适当降低内力需求,取为 0.67,该计算是基于第 4.4.10 条中相同理论得到的经验值。 其他部位(如悬挑构件)因为超静定次数较少,取为 1.0。根据悬索机制动力效应的理论和计 算研究,对悬索机制的弹塑性内力修正系数进了调整,相关说明和文献见第 4.4.10 条的条文说 明。如果不考虑钢筋或钢材断裂、梁机制下结构的耗能,悬索机制下结构的非线性动力放大系 数为 2.0。试验中大变形下钢筋或钢材断裂即便发生部分断裂,构件轴向受力的储备依然很大, 结构能够在悬链线机制下达到较大抗力,而梁机制耗能对结构抗倒塌有贡献,同时忽略两者总 体是偏于保守的。考虑到设计荷载中考虑了动力放大系数 2.0,因此这里的*β*.可取 1.0。

4.3.6 采用拉结构件法进行民用建筑钢结构抗连续倒塌设计时,构件弹塑性内力修正系数可按 下列规定取值:

1 梁机制时,刚性连接的钢框架梁的β。可取 0.67,半刚性连接和铰接连接的钢框架梁的β。可取 1.0。

2 悬索机制时,钢框架梁的β。可取 1.0。

【说明】修正系数 ß. 及 ß. 的取值原因同本标准 第 4.3.5 条。

4.3.7 内部水平构件对周边竖向构件的拉结设计,应符合下列规定:

1 角柱应在两个方向拉结,其他位置的周边竖向构件应在一个方向拉结(图 4.3.1c);

2 所需的拉结力应取下列三者的较大值:按本标准第 4.3.3 条计算梁机制所需拉结力,第 4.3.4 条计算悬索机制所需拉结力的 2.0 倍,本层楼面永久荷载标准值与可变荷载准永久值之和 在该竖向构件产生的轴压力的 3%(钢筋混凝土构件)或 1%(钢构件)。

【说明】建筑结构的周边区域的传力路径较少,因此适当提高对周边竖向构件的拉结要求,以 提高其安全性。

4.3.8 每一根竖向结构构件应从基础到结构顶部进行竖向拉结设计,竖向拉结力可按下式计算(图 4.3.8):

式中: F_{T,i}——第 i 层竖向构件的竖向拉结力;

Gvk,i-1——第 i-1 层竖向永久荷载标准值;

 ψ_q ——可变荷载的准永久值系数;

Qvk,i-1——第 i-1 层竖向可变荷载标准值;

AFloor,i-1——该竖向构件第 i-1 层从属楼面面积。



图 4.3.8 竖向拉结设计示意图

【说明】个别构件失效后,破坏区域以上按受压进行设计的竖向构件可能变为受拉构件,导致破坏沿竖向传播,本条通过对其竖向拉结进行设计防止发生这类破坏。

4.3.9 框架结构在移除单个柱子后,底层柱的竖向承载力须满足:

$$N_c \ge \sum_{i=1}^n A_t S_{v,i} \tag{4.3.9-1}$$

各柱附属面积At可按如下公式确定:

1 角柱

$$A_t = 0.5 l_G l_B \tag{4.3.9-2}$$

2 主梁侧边柱

$$A_t = 0.75 l_G l_B \tag{4.3.9-3}$$

3 次梁侧边柱

$$A_t = l_G l_B \tag{4.3.9-4}$$

4 内部柱

$$A_t = 1.5 l_G l_B \tag{4.3.9-5}$$

式中: Nc--底层柱的竖向承载力;

n——层数;

Sv,i——第 i 层连续倒塌工况下的重力荷载效应组合,应按<mark>第 4.4.9 条</mark>规定计算;

At——附属面积;

lg——主梁跨度;

lB——次梁跨度。



图 4.3.9 底层柱分类

【说明】对于如图 4.3.9-1 (a) 所示的 4 层建筑,在底层边柱破坏之后,由其承担的上部四层 重力荷载将会重分配到相邻的柱 A、柱 B 和柱 C,可能导致这三个柱子在较大的竖向荷载作用 下出现破坏。研究结果表明,若是去柱位置上部楼层数较多,底层柱可能因为轴力较大而出现 失稳破坏。因此,底层柱的竖向承载力设计要考虑到可能的荷载重分配。在发生柱子失效后, 各类型底层柱可能出现的最大附属面积如图 4.3.9-1 (b) 所示。



图 4.3.9-1 底层柱荷载重分配

参考文献:

Bao Y, Main J A, Noh S Y. Evaluation of structural robustness against column loss: Methodology and application to RC frame buildings. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(8): 04017066.

4.4 拆除构件法

4.4.1 采用拆除构件法进行建筑结构抗连续倒塌设计时,应逐个拆除被选择的构件,对拆除构件后的剩余结构进行抗连续倒塌计算,根据剩余结构构件的内力、变形和破坏,按本标准第
4.4.15 条或第 4.4.16 条的规定判别结构是否满足抗连续倒塌设计要求,调整不满足本标准第
4.4.15 条或第 4.4.16 条规定的结构构件,并重新进行抗连续倒塌计算。

【说明】本节内容参考美国国防部《建筑抗连续倒塌设计》2010版 (DoD: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, 2010 UFC 4-023-03)与《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 的规定编写,两者规定不同时,除个别情况外,采用JGJ3-2010的规定。采用拆除构件法进行 建筑结构抗连续倒塌设计时。每拆除一根结构构件,应进行抗连续倒塌计算,并对结构是否可 能发生连续倒塌作出判别。若可能发生,则应调整结构,并重新进行抗连续倒塌计算,直至结构符合抗连续倒塌设计要求。

4.4.2 房屋建筑可选择下列构件作为被拆除构件:

1角柱、周边靠近边长中间的柱、内部柱;被拆除柱所在的楼层可为:底层以及柱截面尺 寸改变的楼层;

2 拉结构件法判别竖向拉结力不满足要求的竖向构件;

3 不符合耐火极限要求的构件;

4 工程经验判断有可能直接遭受偶然事件袭击的构件,以及拆除后可能导致剩余结构不 安全的构件。

【说明】对于房屋建筑,一般选择框架柱作为被拆除构件,也可选择剪力墙作为被拆除构件。 首层角柱、周边柱比较容易直接遭到撞击、爆炸等偶然事件的袭击,可作为拆除的重点构件。

4.4.3 大跨钢屋盖建筑结构可选择下列构件作为被拆除构件:

1 下部支承结构的角柱及中间柱;

2 支座附近的杆件;

3 屋盖结构中的拉索,如:单向张弦结构中的中间榀索,双向张弦结构中的边索;弦支穹 顶中靠近支座的环向索与径向索;索穹顶中环索与靠近支座的斜索及脊索。

4 空间网格结构中,被拆除构件可通过敏感性分析方法确定。对于网壳结构,可选取特征值屈曲分析一阶模态最大响应位置。

5 工程经验判断需要拆除的其他结构构件。

【说明】索穹顶的环索为关键构件,且环索数量很少,不同类型的索穹顶结构,有可能是外环 索、也有可能是中环索为其最重要构件,所以均列为被拆除构件。外斜索和外脊索在不同类型 的索穹顶结构中,是仅次于环索的关键构件。空间网格结构中,敏感性分析方法可用来确定敏 感性杆件或节点的分布。可采用杆件应力作为杆件敏感性分析指标,可采用节点竖向位移或竖 向刚度变化的作为节点敏感性分析指标。敏感性指标较高的杆件或节点可判定为敏感性构件。 分布于荷载传递路径上,能有效减缓或抑制连续倒塌传播的杆件可判定为重要性构件,可参考 第4.2.5 节对重要性构件进行局部加强。研究结果表明,网壳结构敏感性杆件分布与特征值屈 曲分析一阶模态最大响应位置基本吻合。

4.4.4 拆除构件后的剩余结构可采用下列 3 种方法之一进行抗连续倒塌计算:线性静力方法、 非线性静力方法和非线性动力方法。

【说明】可根据结构的规则性,选择合适的方法进行剩余结构抗连续倒塌计算。建筑形体、构件布置比较规则的结构,可采用线性静力分析方法。

4.4.5 采用线性静力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时,结构计算模型及结构计算应符合下列规定:

1 采用3维计算模型;

2 采用线弹性材料;

3 计入 P-⊿ 效应;

4 在拆除构件的剩余结构上一次静力施加楼面重力荷载以及水平荷载,进行结构的力学 计算。

4.4.6 采用非线性静力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时,结构计算模型及结构计算应符合下列规定:

1 采用3维计算模型;

2 构件力-变形关系应考虑材料非线性;

3 计入 P-A 效应等几何非线性影响;

4 在拆除构件的剩余结构上分步施加楼面重力荷载以及水平荷载进行结构的力学计算, 荷载由 0 至最终值的加载步不应少于 10 步。

4.4.7 采用非线性动力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时,结构计算模型及结构计算应符合下列规定:

1 采用3维计算模型;

- 2 构件力-变形关系应考虑材料非线性;
- 3 计入 P-Δ 效应等几何非线性影响;

4 结构的阻尼模型可采用瑞雷阻尼模型,当采用其它阻尼模型时,应有依据;

5 时程分析的积分步长不宜大于 0.005s。

4.4.8 采用线性静力方法、非线性静力方法以及非线性动力方法进行结构抗连续倒塌计算时,剩余结构荷载组合的效应设计值可按下式确定:

$$S_{d} = S_{V} + S_{L} \tag{4.4.8}$$

式中: S_d——剩余结构荷载组合的效应设计值;

Sv——剩余结构重力荷载组合的效应设计值,可分别按本标准<mark>第4.4.9条</mark>和第4.4.11条的规定计算;

SL——剩余结构水平荷载的效应设计值,可按本标准 第4.4.13条的规定计算。

【说明】采用线性静力方法等进行建筑抗连续倒塌计算时,建立拆除构件后的剩余结构的计算模型进行结构计算,作用在剩余结构上的荷载包括重力荷载和水平荷载两类,结构的荷载效应为重力荷载效应与水平荷载效应之组合。

4.4.9 采用线性静力方法及非线性静力方法进行结构抗连续倒塌计算时,剩余结构重力荷载组合的效应设计值可按下列规定确定:

$$S_{V}=S_{V1}+S_{V2}+S_{V3}$$
 (4.4.9-1)

$$S_{V1} = A_d(S_{Gk} + \Psi_q S_{Qk} \overrightarrow{u} \gamma_S S_{Sk})$$

$$(4.4.9-2)$$

$$S_{\rm V2} = S_{\rm Gk} + \Psi_{\rm q} S_{\rm Qk} \tag{4.4.9-3}$$

$$S_{\rm V3} = S_{\rm Gk} + \Psi_{\rm q} S_{\rm Qk} \not\equiv \gamma_{\rm S} S_{\rm Sk} \tag{4.4.9-4}$$

式中: *S*v1——与被拆除柱的柱列相连的跨、且在被拆除柱所在层以上层的楼面重力荷载组合的效应设计值;

*S*_{v2}——与被拆除柱的柱列相连的跨、且在被拆除柱所在层以下层的楼面重力荷载组合的效应设计值;

Sv3——与被拆除柱的柱列不相连各跨楼面重力荷载组合的效应设计值;

SGk——楼面永久荷载标准值的效应;

Sok——楼面活荷载标准值的效应;

Ssk——雪荷载标准值的效应;

Ψq——楼面活荷载准永久值系数,可取 0.5;

ys——雪荷载分项系数,轻型钢结构的屋盖可取 1.0,其他结构的屋盖可取 0.2;

Ad——动力放大系数,可按本标准<mark>第4.4.10条</mark>的规定采用。

【说明】当构件瞬间失效时,结构几何构成发生突变而振动,从而产生惯性力,同时,部分构 件屈服,因此,结构连续倒塌实质上是一个结构材料进入非线性的动力过程。采用线性静力方 法及非线性静力方法进行结构抗连续倒塌计算时,通过动力放大系数、放大楼面的重力荷载, 考虑构件瞬间失效产生的动力效应。研究结果表明,失效柱以上、该柱列梁柱节点的动力放大 效应最大且基本相同,距失效柱越远的柱列,动力效应越小、且趋于没有动力效应。因此,可 将剩余结构分为2个区域。与被拆除柱的柱列相连、且在被拆除柱以上的楼层,为动力放大区 域,即这些楼层的楼面重力荷载乘以平均动力放大系数予以放大;其它部位的楼层为非动力放 大区域,楼面的重力荷载无需放大。

轻型钢结构屋盖积雪引起坍塌的案例较多,原因大致有4个:规范关于雪荷载的取值偏低, 轻型钢结构的分项系数偏低,杆件整体失稳和结构整体失稳,设计和施工质量问题。轻型钢结 构抗连续倒塌分析时,雪荷载取满载。

2010 UFC 4-023-03 规定,楼面永久荷载分项系数取 1.2,楼面活荷载分项系数 y_Q取 0.5。本条按 JGJ3-2010 规定,楼面永久荷载分项系数取 1.0;考虑到楼面活荷载不会满布,楼面活荷载准永久值系数取 0.5。

4.4.10 采用线性静力方法及非线性静力方法进行结构抗连续倒塌计算时,动力放大系数 *A*_d 可 按下列规定采用:

1 采用线性静力方法计算时,可取 2.0;

2 采用非线性静力方法计算梁机制下的连续倒塌效应时,钢结构可取 1.35,钢筋混凝土框架结构可取 1.22,剪力墙结构可取 2.0,框架-剪力墙结构可取 1.75。当结构的延性系数已知时也可按 $A_d = 1.0 + 0.5/(\mu - 0.5)$ 计算,其中 μ 为钢结构或者混凝土结构的延性系数(位移或者转角);

3 采用非线性静力方法计算悬链线机制下的连续倒塌效应时,可取 2.0。

【说明】动力放大系数的取值根据采用的等位移或等力准则、线性静力或非线性静力分析方法 有所不同。美国规范 UFC 4-023-03 基于个别规则框架算例结果给出了两种准则下线性静力和 非线性静力动力放大系数经验值,其有效性有待检验。特别是对线弹性分析,基于等位移准则 得到的动力放大系数并没有明确的物理意义,在我国工程实践中应用也存在困难。我国工程设 计习惯采用计算承载力、验算变形的方法进行设计,因此本规范根据我国情况给出了简化的取 值建议。

采用线性静力方法计算时,动力放大系数计算公式与构件承载力修正系数有关,钢梁的修 正系数与梁高、梁柱的连接方式有关,混凝土梁的修正系数与受拉钢筋及受压钢筋配筋率、截 面平均剪应力与混凝土圆柱体强度开方之比等因素有关。计算结果,动力放大系数在2.0上下。 为简化计算,采用线性静力方法计算时动力放大系数取2.0。

采用非线性静力方法计算时,已经考虑了材料非线性、构件屈服,动力放大系数小于线性静力方法。在梁机制时,采用 UFC 4-023-03 的计算公式,取梁的允许塑性转角与屈服转角之比为 2.0,得到本条规定的动力放大系数。理论研究表明,对于理想弹塑性系统,结构非线性静力分析的动力放大系数理论解为 $A_d = 1.0 + 0.5/(\mu - 0.5)$,在延性较小时比美国规范保守,但是如果结构延性较大,采用该公式计算可以得到更为合理、经济的设计结果。在悬链线机制时,试验和理论分析表明当此阶段的结构抗力曲线为原点指向型时(忽略结构受弯贡献和钢筋

断裂),动力放大系数的理论解为2,此时偏于安全的取2。

参考文献:

Li Y, Lu XZ, Guan H, Ye LP. Progressive collapse resistance demand of RC frames under catenary mechanism. ACI Structural Journal, 2014, 111(5): 1225-1234.

4.4.11 采用非线性动力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时,剩余结构重力荷载组合的效应设计值可按下式计算:

$$S_{V}=S_{VS}+S_{VD}$$
 (4.4.11-1)

$$S_{VS} = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} \not\equiv \gamma_S S_{Sk}$$

$$(4.4.11-2)$$

式中: Svs——未拆除构件的原结构重力荷载设计值的效应;

Svp——拆除构件时剩余结构动力荷载向量设计值的效应,动力荷载向量可按本标准<mark>第</mark> 4.4.12条的规定计算。

【说明】采用非线性动力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时,由于考虑了构件瞬间失效时的动力效应,因此,楼面重力荷载无须放大。重力荷载产生的效应包括原结构重力荷载产生的静效应以及构件瞬间失效剩余结构产生的动效应。

4.4.12 采用非线性动力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时,剩余结构作用的动力荷载向量时 程可按下列规定确定:

- 1 作用点为剩余结构与被拆除构件上端的连接节点;
- 2 作用方向与原结构重力荷载产生的被拆除构件上端内力设计值向量的方向相反;
- 3 荷载向量时程(图 4.4.12)可按下式确定:

$$\boldsymbol{p}(t) = \begin{cases} \boldsymbol{p}_{g} t / t_{1} & 0 \le t \le t_{1} \\ \boldsymbol{p}_{g} & t_{1} \le t \le t_{2} \end{cases}$$
(4.4.12)

式中: *p*(*t*)——作用在剩余结构与被拆除构件上端的连接节点的动力荷载向量时程;

 p_{g} ——原结构重力荷载产生的被拆除构件上端结构整体坐标下的内力向量;

t——时间;

 t_1 —一被拆除构件的失效时间,即动力荷载向量由 0 增至 p_g 的时间,不大于 0.1 T_1 , T_1 为剩余结构的基本周期;

t2——动力荷载向量时程作用时间,可通过试算确定。



图 4.4.12 动力荷载向量时程

4.4.13 采用线性静力方法、非线性静力方法或非线性动力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时, 水平荷载的效应设计值可按下式确定:

$$S_{\rm L} = \Psi_{\rm L} S_{\rm Lk} \tag{4.4.13}$$

式中: SL——水平荷载设计值的效应;

SLk——水平荷载标准值的效应,水平荷载按本标准第4.4.14条的规定采用;

ΨL——水平荷载组合值系数,取0.2。

【说明】施加水平荷载的目的,是检验构件失效的情况下结构的整体稳定。美国国防部 2005 UFC4-023-03 采用的水平荷载为 0.2W, JGJ3-2010 规定的水平荷载也为 0.2W, W 为风荷载标 准值。2010 UFC4-023-03 采用 0.002 *P* 作为水平荷载作用在楼面, *P* 为楼面的永久荷载与 活荷载之和; 2010 UFC4-023-03 同时规定,每拆除 1 个竖向构件,要在建筑的每个立面分别 施加水平荷载、进行抗倒塌计算。例如,矩形平面建筑,拆除 1 个竖向构件,需要在 4 个立面 分别施加水平力,进行 4 次计算。JGJ3-2010 采用 2005 UFC4-023-03 的规定,水平荷载为 0.2W。 本标准的规定与 JGJ3-2010 的规定一致。

4.4.14 建筑结构抗连续倒塌计算时,作用在建筑结构上的水平荷载标准值可取风荷载标准值。

4.4.15 采用线性静力方法进行建筑结构抗连续倒塌计算时,剩余结构构件的承载力满足下式规定时,应认为该建筑结构符合抗连续倒塌设计要求:
式中: Sd——剩余结构构件组合的内力设计值,可按本标准第4.4.8条的规定计算;

Rd——剩余结构构件的承载力设计值,应按有关规范计算,其中材料强度应按本标准 第4.1.8条的规定取值。

【说明】线性静力分析采用构件的承载力作为倒塌判定准则。剩余结构构件的承载力若不满足 式(4.4.15),则应重新设计该构件,提高其承载力,并进行抗连续倒塌计算。

4.4.16 采用非线性静力方法或非线性动力方法进行房屋建筑结构抗连续倒塌计算时,剩余结构 构件的变形和破坏应满足下列要求:

 1 当抗连续倒塌设计性能目标为目标1时,被拆除构件的紧邻构件损伤等级不超过6级, 其他构件不超过4级。

2 当抗连续倒塌设计性能目标为目标 2 时,当初始局部破坏发生在结构边缘时,损伤等级超过 6 级的构件所支撑面积不得大于 70m² 和 15%楼面总面积的较小值;当初始局部破坏发生在结构内部时,损伤等级超过 6 级的构件所支撑面积不得大于 140m² 和 30%楼面总面积的较小值。

混凝土构件的损伤等级可按<mark>附录 H表 H.3.1-2</mark>确定,钢梁、钢柱、钢支撑构件的损伤等级可按<mark>附录 H表 H.3.3</mark>确定。

【说明】房屋建筑采用非线性静力方法或非线性动力方法进行抗连续倒塌计算时,采用剩余结构的变形和破坏参数,作为倒塌判定准则。根据抗连续倒塌设计的性能目标的不同,对剩余结构构件的变形限值进行区分。对于性能目标为1的建筑结构抗连续倒塌设计,剩余结构构件的损伤等级,对于被拆除构件的紧邻构件不应大于6级,其它构件不应大于4级。骨架线的性能点取值可按附录H"构件模型和构件性能点"确定。

4.5 局部加强法

4.5.1 对于需要特别加强的结构构件,可在其表面施加威胁荷载,进行该构件的承载力设计。

30

【说明】局部加强法通过提高构件的承载力,抵抗爆炸、撞击在该构件表面产生的附加侧向荷载。附加侧向荷载的大小,可以通过爆炸、撞击的危险性分析得到,也可参考国内外有关规范、规程确定。爆炸荷载可参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 或《民用建筑防爆设计规范》确定,撞击荷载可参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 确定。我国现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 规定的构件表面附加均布侧向荷载为80kN/m²,英国规范规定的表面附加侧向荷载为34kN/m²,丹麦规范将该构件重力荷载组合的内力设计值提高20%进行截面承载力设计。

4.6 混凝土结构规定

4.6.1 采用拉结构件法设计时,贯通中柱的钢筋混凝土梁的拉结钢筋应符合下列要求:

1 拉结钢筋的截面面积应满足下式要求:

$$A_{\rm sT} \ge F_{\rm T} \,/(1.25 \, f_{\rm vk}) \tag{4.6.1}$$

式中: AsT——拉结钢筋的截面面积;

FT——拉结力,可按本标准^{第4.3.4条}的规定计算;

fyk——拉结钢筋屈服强度标准值。

2 采用现浇钢筋混凝土楼(屋)盖时,梁及梁两侧楼板有效宽度范围内贯通的水平钢筋 可作为拉结钢筋(图 4.6.1),楼板有效宽度可按本标准^{第 4.6.2 条}的规定确定。

3 配置的拉结钢筋不应少于本标准<mark>第4.6.3条</mark>规定的拉结钢筋的构造要求。



【说明】根据承载力要求配置的水平钢筋、符合本标准第 4.6.3 条规定的贯通和锚固要求时,

可作为拉结钢筋。当根据承载力要求配置的水平钢筋的截面面积不足时,应增配水平钢筋,使 其满足拉结钢筋截面面积的要求。

4.6.2 配置拉结钢筋的楼板有效宽度可按表 4.6.2 所列情况中的最小值取用。

T形、I形截面 倒L形截面 情况 肋形梁(板) 独立梁 肋形梁(板) 按计算跨度 lo 考虑 $l_0/3$ $l_0/3$ 1 $l_0/6$ 按梁(肋)净距 sn考虑 2 $b + s_n$ $b + s_n/2$ 按翼缘高度 h' 考虑 $b + 12h'_{\rm f}$ 3 b $b + 5h'_{c}$

表 4.6.2 楼板有效宽度

注: 1 表中 b 为梁的腹板厚度;

2 肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时,可不考虑表中情况3的规定;

3 加腋的 T 形、I 形和倒 L 形截面,当受压区加腋的高度 h_h 不小于 h'_f 且加腋的长度 b_h 不大于 3 h_h

时,其翼缘计算宽度可按表中情况3的规定分别增加2b_h(T形、I形截面)和b_h(倒L形截面);

4 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时,其计算宽度应取腹板 宽度 b。

【说明】本条规定与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010的规定一致。

4.6.3 抗连续倒塌设计的房屋建筑钢筋混凝土结构,其拉结钢筋的构造措施应符合下列规定:

1 周边梁应配置不少于 4 根连续贯通的拉结钢筋,其截面面积不应小于 1/6 支座负弯矩钢筋面积和 1/4 跨中正弯矩钢筋面积的较大者;其它梁应配置不少于 4 根连续贯通的拉结钢筋, 其截面面积不应小于 1/10 支座负弯矩钢筋面积和 1/6 跨中正弯矩钢筋面积的较大者。

2 梁内连续贯通中柱的拉结钢筋应置于梁截面角部,箍筋弯钩不应小于 135 度。

3 梁内连续贯通中柱的拉结钢筋应锚固于端部竖向构件内,其锚固长度应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010关于受拉钢筋基本锚固长度的规定。

4 楼板内宜适当配置贯通的拉结钢筋。

5 较原结构需新增的梁内拉结钢筋宜布置在框架梁 1/2 梁高位置,或通过弯折钢筋等构造 细节,避免新增拉结钢筋对原结构梁柱节点区"强柱弱梁"设计的影响,如图 4.6.3 所示。



图 4.6.3 梁内拉结钢筋布置

【说明】本条规定参考了国外相关规范及我国工程实际应用的构造规定。

4.6.4 采用拆除构件法设计时,若框架梁两端约束较强,可按<mark>附录 A</mark>考虑压拱效应对水平构件 承载力的提升。

4.6.5 考虑框架中填充墙对结构连续倒塌贡献时,应符合下列规定:

1 能提供可靠竖向抗力的墙体,可考虑其抗连续倒塌贡献。

2 小变形阶段,可考虑填充墙对框架峰值承载力的贡献,不应再同时考虑梁的压拱贡献。
悬链线阶段不宜考虑填充墙贡献。

3 对于永久性的全填充墙,采用拆除构件设计法时,可采用图 4.6.5 的单根等效斜压杆模型预测其对梁机制抗力的贡献。



图 4.6.5 填充墙单根等效斜压杆计算模型

每一斜压杆的承载力分量 V可按照下式计算:

$$V = \phi_1 R \cos \theta \tag{4.6.5-1}$$

$$R = 2\sqrt{2tLf_{\star}\cos\theta} \tag{4.6.5-2}$$

式中: R——填充墙对角斜压杆承载力;

φ,──折减系数,可取 0.8;

ft——砌体直接抗拉强度;

t---填充墙厚度;

L---填充墙长度;

θ——压杆的角度。

fi可以按照下式计算:

$$f_{\rm t} = 0.25\phi_2\sqrt{f_{\rm m}'}$$
 (4.6.5-3)

式中: f'm-一砌体抗压强度;

*φ*₂ ——强度折减系数,可取 0.65。

f'm可按照我国现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003-2011 的 3.2 条规定取值。

4 开洞填充墙框架,若开洞超过墙体面积的 50%,不考虑填充墙对抗连续倒塌承载力的影响。若开洞不超过墙体面积的 50%,可采用全填充墙情况的分析结果乘以开洞折减系数 Ropen, Ropen 可按下式确定:

$$Ropen = 0.55e^{-50\left(\frac{A_o}{A}\right)} - 0.45\left(\frac{A_o}{A}\right)^{1.12} + 0.45, \quad A_o \le 0.5A \tag{4.6.5-4}$$

式中: A0——为单片墙体的开洞面积;

A——单片墙体的面积。

【说明】试验中发现有填充墙存在时梁的压拱效应不能有效发挥,所以填充墙和梁压拱效应的 贡献在设计时可考虑其一。全填充墙框架的连续倒塌试验表明填充墙破坏之后的多数情况承载 力迅速下降,呈现脆性破坏。因此,本次修订建议仅关注填充墙框架在梁机制时的抗力。对于 全填充墙框架,填充墙对抗连续倒塌承载力的贡献可通过将填充墙等效为斜撑杆模型进行计算, 开洞填充墙情况采用折减的方式。 4.6.6 现浇混凝土楼板的抗连续倒塌贡献,可按以下方式确定:

1 现浇板对梁的加强作用可按"T"形梁或倒"L"形梁考虑,楼板有效宽度可按本标准 第 4.6.2 条的规定确定。

2 采用拆除构件法设计时,板拉膜作用的承载力可采用图 4.6.6 模型计算。板在失效处集 中荷载作用下的承载力可按照下式计算:

拆除边柱的情况下:

$$P_{us} = R_{sACK}^{tm} + R_{sBDK}^{tm} \tag{4.6.6-1}$$

拆除中柱的情况下:

$$P_{us} = R_{sGHK}^{tm} + R_{sHIK}^{tm} + R_{sIJK}^{tm} + R_{sGJK}^{tm}$$
(4.6.6-2)

式中: Pus-一板总的承载力;

$$R_{sACK}^{tm}$$
、 R_{sBDK}^{tm} 、 R_{sGHK}^{tm} 、 R_{sHIK}^{tm} 、 R_{sIJK}^{tm} 、 R_{sGJK}^{tm} ——板各区域承载力。

$$R_{sBDK}^{tm} = F_{x2} l_y \frac{v}{\sqrt{v^2 + l_{x2}^2}}$$
(4.6.6-4)

$$R_{sGHK}^{tm} = \left(F_{x1}l_{x1} + F_{y2}l_{x2}\right)\frac{v}{\sqrt{v^2 + l_{y1}^2}}$$
(4.6.6-5)

$$R_{SHIK}^{tm} = \left(F_{x2}l_{y1} + F_{x4}l_{y2}\right)\frac{v}{\sqrt{v^2 + l_{x2}^2}}$$
(4.6.6-6)

$$R_{SIJK}^{tm} = \left(F_{y3}l_{x1} + F_{y4}l_{x2}\right)\frac{v}{\sqrt{v^2 + l_{y2}^2}}$$
(4.6.6-7)

$$R_{sGJK}^{tm} = \left(F_{x1}l_{y1} + F_{x3}l_{y2}\right)\frac{v}{\sqrt{v^2 + l_{x1}^2}}$$
(4.6.6-8)

式中: F_{xi}、F_{yi} ——第 i 块板沿 X 轴、Y 轴的单位板宽的钢筋屈服承载力;

lxi、lyi——第 i 块板沿 X 轴、Y 轴的边长;

ly——所研究区域板沿Y轴的总长度;

v——K点的竖向位移,可取内力重分布区域最短向板跨度的1/5。

Fxi、Fyi可以按照下式计算:

$$F_{xi} = f_{s,y} A_{s,yi} \tag{4.6.6-9}$$

$$F_{yi} = f_{s,y} A_{s,xi}$$
(4.6.6-10)

式中: f_{s,y}——板钢筋受拉屈服强度;

A_{s,xi}、A_{s,yi}——沿X轴、Y轴单位长度板受拉钢筋面积。



(b)拆除中柱

图 4.6.6 板拉膜机制计算模型

4.6.7 装配式混凝土节点的构造要求如下:

1 应满足我国现行的《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1-2014、《预制预应力混凝土装配 整体式框架结构技术规程》JGJ 224-2010、《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107-2016 相关规定。

2 对于后浇整体式混凝土结构,节点区采用 90°弯钩锚固、机械套筒连接和 U 型筋-预制
 键槽的连接形式可以按照现浇节点形式进行抗连续倒塌计算。

3 对全装配式混凝土结构的节点连接,在梁机制下应保证连接界面的受弯承载力不低于所 连接构件的端部受弯承载力,在悬链线机制下应保证连接界面的轴向受力承载力不低于所连接 构件的轴拉承载力。

4 采用预应力连接时,节点核心区混凝土和柱接缝灌浆层的抗剪承载力应高于梁机制下预 应力钢筋传递产生的水平剪力。 4.6.8 预应力混凝土结构抗连续倒塌设计要求如下:

1 预应力筋控制应力不宜大于 0.7 倍极限强度标准值。

2 在拆除角柱工况下, 预应力混凝土结构可参照普通钢筋混凝土结构设计(见4.3.3节)。

3 在三面有梁(边柱去除)及四面有梁(中柱去除)工况下,预应力筋采用无粘结直线型 布置时,对于每一个两跨连续梁,预应力筋在失效柱处竖向抗力的大小可按照下式计算:

$$P_{p} = 2 \left(2\psi E_{p} A_{p} \frac{\sqrt{l_{1}^{2} + \delta^{2}} - l_{n}}{L_{T}} + \sigma_{con} A_{p} \right) \sin \theta$$

$$(4.6.8)$$

式中: Pp——预应力筋在失效柱处的竖向抗力;

*E*_p——预应力筋弹性模量;

*l*_n——梁的净跨;

 ψ ——变形修正系数,可取 ψ =1000/ l_n ;

Ap——预应力筋截面面积;

 σ_{con} ——张拉控制应力;

L_T——预应力筋总长;

 θ ——梁轴线与水平方向夹角;

 δ ——中柱竖向位移。

4.7 钢结构及组合结构规定

4.7.1 采用拉结构件法设计时, 钢框架梁的拉弯强度应符合下式要求:

$$\frac{F_{\rm T}}{A_{\rm n}} + \frac{A_{\rm dl}\beta_{\rm b}qL^2}{2\gamma_{\rm x}W_{\rm nx}} \le \Omega_{\rm s}f_{\rm y} \tag{4.7.1}$$

式中: FT——按本标准^{第4.3.4}条确定的钢框架梁所需的拉结力,角部梁取 FT为 0;

An——钢框架梁有效截面面积;

q——钢框架梁上均布线荷载设计值;

L——钢框架梁的跨度;

Wnx——钢框架梁绕强轴弯曲的净截面模量;

yx——钢框架梁与绕强轴弯曲的截面模量相应的截面塑性发展系数;

fy——钢材屈服强度;

Ω。——超屈系数,可取 1.2;

Ad1——不考虑非线性影响的动力放大系数,取 2.0;

β。——梁机制构件弹塑性内力修正系数,可按本标准第4.3.6条的规定取值。

【说明】对于钢框架的内部梁及边梁(不包括角部的梁),当支承梁的框架柱失效后,主要由 悬索机制抵抗作用在梁上的竖向荷载,但同时存在弯矩,梁内拉力与弯矩并存,按拉弯构件校 核梁的强度。若不考虑失效框架柱支承节点左右梁的正弯矩贡献,内部的梁及边梁的需求弯矩 取跨度为 2L 的简支梁的跨中弯矩,即 $M=A_{d1}\beta_{bq}L^{2}/2$ 。对于钢框架的角部梁,角柱失效时不存 在悬索机制,只有梁机制,公式(4.3.12)中的悬索机制拉力项 F_{T} 取为 0,悬臂梁的固端弯矩 按悬臂长度为 L 进行计算,即 $M=A_{d1}\beta_{bq}L^{2}/2$ 。

4.7.2 钢框架柱竖向拉结设计时, 其轴心受拉强度应符合下式规定:

$$\frac{F_{\rm T}}{A_{\rm n}} \le \Omega_{\rm s} f_{\rm y} \tag{4.7.2}$$

式中: FT—一按本标准^{第 4.3.8}条确定的钢框架柱所需的竖向拉结力;

An——钢框架柱有效截面面积;

Ω₈——超屈系数,可取 1.2。

【说明】当某根框架柱失效后,其正上方的框架柱将以受拉的方式承担下层的楼面荷载,故按 受拉构件校核框架柱的强度。

4.7.3 对于配置了组合楼板的钢框架结构,其抗连续倒塌承载力应满足下列规定:

$$\omega \ge S_{v1} \tag{4.7.3}$$

式中: ω——由抗弯机制计算得到的单位面积楼板上的竖向承载力,可按照<mark>第 4.7.4 条</mark>规定采用;

Sv1——连续倒塌工况下的单层楼板重力荷载效应组合,应按<mark>第4.4.9条</mark>规定计算。

38

4.7.4 钢框架结构在移除单个柱子后,由抗弯机制(图 4.7.4)提供的单位面积楼板上的竖向承载力ω可按下列公式确定:



1 四面有梁的柱失效

$$\omega = \frac{3\left(m_{sx}l_y + m_{sx}l_y + 0.5M_x + 0.5M_x\right)}{l_x^2 l_y} + \frac{3\left(m_{sy}l_x + m_{sy}l_x + 0.5M_y + 0.5M_y\right)}{l_x l_y^2}$$
(4.7.4-1)

2 三面有梁的柱失效

$$\omega = \frac{3\left(m_{sx}l_y + m_{sx}l_y + M_x + M_x'\right)}{l_x^2 l_y} + \frac{3\left(m_{sy}l_x + m_{sy}l_x + 0.5M_y'\right)}{l_x l_y^2}$$
(4.7.4-2)

3 角柱失效

$$\omega = \frac{6\left(m_{sx}l_y + M_x'\right)}{l_x^2 l_y} + \frac{6\left(m_{sy}l_x + M_y'\right)}{l_x l_y^2}$$
(4.7.4-3)

式中: *l_x*——x 方向梁跨度;

ly---y方向梁跨度;

msx——垂直于 x 方向的单位宽度组合楼板的正弯矩设计值;

m′sx——垂直于 x 方向的单位宽度组合楼板的负弯矩设计值;

msy-一垂直于 y 方向的单位宽度组合楼板的正弯矩设计值;

m′_{sy}——垂直于 y 方向的单位宽度组合楼板的负弯矩设计值;

M_x——x 方向梁的正弯矩设计值;

M′ x——x 方向梁的负弯矩设计值;

My——y方向梁的正弯矩设计值;

M',——y方向梁的负弯矩设计值;

4*m*_{sx}, *m*′_{sx}, *m*_{sy}, *m*′_{sy}应按照《组合楼板设计与施工规范》CECS 273-2010 计算。当 组合楼板为压型钢板组合楼板时,不考虑压型钢板组合楼板弱边(垂直与压型钢板肋)方向的 正负弯矩。

5 *M_x*, *M'_x*, *M_y*, *M'_y*应按照《钢结构设计标准》GB 50017-2017 对组合梁的规定进行 计算。

【说明】近年来的试验研究(文献[1-3])表明,组合楼板可以极大提高钢框架结构的抗连续倒 塌承载力。因此,在评价带组合楼板的钢框架结构的抗倒塌承载力时,需要考虑组合楼板的贡 献。根据已有的组合楼板连续倒塌试验结果(文献[4-7]),按照 4.7.4 计算得到的抗连续倒塌 承载力与对应试验得到的极限承载力之比均落在[0.58,0.76]范围之内。因此,根据 4.7.4 条计 算得到的抗连续倒塌承载力较为合理。此条未考虑楼板的受拉薄膜作用和梁系统悬链线作用的 贡献,这是因为二者受水平边界条件约束和钢材延性的影响很大,不能保证结构大变形阶段一 定会出现较强的受拉薄膜作用和悬链线作用。并且,在现有的组合楼盖系统的连续倒塌试验(文 献[6,7])中,相对于前期小变形阶段,后期大变形阶段的抗连续倒塌承载力并没有明显提高。 综上,采用抗弯机制计算组合楼盖系统的抗连续倒塌承载力是比较合理的选择。

参考文献:

[1] Yang B, Tan K H. Behavior of composite beam-column joints in a middle-column-removal scenario: experimental tests. Journal of Structural Engineering, 2013, 140(2): 04013045.

[2] Wang W, Wang J, Sun X, et al. Slab effect of composite subassemblies under a column removal scenario. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 129: 141-155.

[3] Wang J, Wang W, Lehman D, et al. Effects of different steel-concrete composite slabs on rigid steel beam-column connection under a column removal scenario. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 153: 55-70.

[4] Johnson E S, Meissner J E, Fahnestock L A. Experimental behavior of a half-scale steel concrete composite floor system subjected to column removal scenarios. Journal of Structural Engineering, 2015, 142(2): 04015133.

[5] Hadjioannou M, Donahue S, Williamson E B, et al. Large-scale experimental tests of composite steel floor systems subjected to column loss scenarios. Journal of Structural Engineering, 2017, 144(2): 04017184.

[6] Fu Q N, Tan K H, Zhou X H, et al. Three-dimensional composite floor systems under column-removal scenarios[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(10): 04018196.

[7] Wang J, Wang W, Bao Y, et al. Full-scale test of a steel moment-resisting frame with composite floor under a penultimate edge column removal scenario. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162: 105717.



4.7.5 对于需要布置支撑的钢框架结构, 宜在角柱相邻跨内布置支撑(图 4.7.5)。

图 4.7.5 支撑布置位置

【说明】研究表明,支撑可以显著提高其所在位置处的抗连续倒塌能力。相较于其他位置,角 柱相邻跨的水平拉结程度较弱。因此, 宜将支撑布置在角柱相邻跨, 以提高其抗连续倒塌承载 力。

参考文献:

Main J A, Liu J. Robustness of prototype steel frame buildings against column loss: Assessment and comparisons[C]//Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession. 2013: 43-54.

4.7.6 梁柱刚接节点构造宜符合下列规定:

1 梁柱刚接连接宜选用全螺栓连接或栓焊连接,不宜选用全焊连接。

2 全螺栓连接和栓焊连接的腹板螺栓宜沿梁高分散布置,不宜集中布置在梁腹板中心位

置。





【说明】文献[1]的试验结果表明, 栓焊混合连接(梁翼缘焊接, 梁腹板螺栓连接) 节点在翼

缘断裂后可充分发展截面轴力,后期可通过悬索机制提供更高的承载力,比全焊连接节点表现 出更为富余的后期强度储备。文献[2-4]的试验结果表明,除了梁腹板采用螺栓连接之外,若是 在梁下翼缘处或梁上下翼缘处也用螺栓连接代替焊接,梁的传力截面可在大变形下保持更高的 完整性,使得梁柱节点的后期悬索机制得到更充分的发展。

依据文献[5]的试验结果,在图 4.7.6 所示的两种腹板螺栓布置方式中,腹板螺栓沿梁高度 分散布置更利于后期梁截面发展更多的轴向拉力,从而提高梁柱节点后期强度储备。 参考文献:

[1] 王伟, 李玲, 陈以一, 等. 圆钢管柱-H 形梁外环板式节点抗连续性倒塌性能试验研究. 建筑结构学报, 2014, 35(7): 26-33.

[2] Qin X, Wang W, Chen Y, et al. Experimental study of through diaphragm connection types under a column removal scenario. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 112: 293-304.

[3] Qin X, Wang W, Chen Y, et al. A special reinforcing technique to improve resistance of beam-to-tubular column connections for progressive collapse prevention. Engineering Structures, 2016, 117: 26-39.

[4] 王伟, 秦希. 提升抗连续倒塌能力的钢框架梁柱刚性节点设计理念与方法. 建筑结构学报, 2016, 37(6): 123-130.

[5] 王伟,李玲,陈以一. 方钢管柱-H 形梁栓焊混合连接节点抗连续性倒塌性能试验研究. 建筑结构学报, 2014, 35(4): 92-99.

4.7.7 对于需要考虑抗连续倒塌性能的梁柱刚接节点,可按图 4.7.7 所示的四种节点设计:



图 4.7.7 梁柱刚接节点抗连续倒塌性能提升方案

梁柱连接采用改进型全螺栓连接节点时,梁翼缘应采用高强螺栓连接;开螺栓孔
 处下隔板、下盖板和梁下翼缘截面应与未开孔处梁翼缘等强设计;且应符合下列规定:

$$F_{\mathbf{y}} \cdot \mathbf{n}_{\mathbf{b}} \cdot \mathbf{m}_{\mathbf{b}} \ge b_{\mathbf{b}} \cdot t_{\mathbf{b}} \cdot f \tag{4.7.7-1}$$

$$\frac{F_{\rm ti}}{N_{\rm ti}} < \frac{F_{\rm c}}{N_c^{b}} \tag{4.7.7-2}$$

$$b_{i} > \frac{f_{c}^{b}}{f} \cdot \frac{t}{t_{0}} \cdot d \cdot m_{b} \cdot (n_{b} - i + 1) + d_{0} \cdot m_{b}$$
(4.7.7-3)

$$f_{v}^{b} \cdot \frac{\pi \cdot d^{2}}{4} > f_{c}^{b} \cdot d \cdot t \qquad (4.7.7-4)$$

式中: F_v一螺栓抗剪承载力 (kN);

n_b一梁下翼缘或下隔板连接的螺栓排数;

m_b一梁下翼缘或下隔板连接的螺栓列数;

 $b_{\rm b}$ 一梁下翼缘最小宽度(mm);

 $t_{\rm h}$ 一梁下翼缘厚度(mm);

*F_u*一各板件在第i排螺栓孔位置所受拉力(kN),下隔板各排螺栓孔由中柱至梁翼缘依次编号为第1,2…,n排,梁下翼缘各排螺栓孔由梁翼缘至中柱依次编号为第1,
2…,n排,下盖板各排螺栓孔依次编号为第n,…2,1,1,2…,n排;

N_{ii}一各板件在第 i 排螺栓孔位置的受拉承载力设计值;

F。一各排螺栓孔壁局部承受的压力(kN);

 N_c^b 一各排螺栓孔壁局部承压承载力设计值 (kN);

 b_i 一第 i 排螺栓孔位置最小截面宽度(mm);

 f_{c}^{b} 一螺栓承压强度设计值 (MPa);

 f_{x}^{b} 一同型号承压型高强螺栓抗剪强度 (MPa);

t一不同受力方向中一个受力方向承压构件厚度的较小值(mm);

 t_0 一板件厚度(mm);

d-螺栓直径(mm);

 d_0 一螺栓孔直径(mm)。

2 梁柱连接采用下翼缘增强型栓焊节点时,梁下翼缘宜采用普通螺栓或不施加预紧 力的高强螺栓连接;开螺栓孔处下隔板、下盖板和梁下翼缘截面应与未开孔处梁翼缘等 强设计;梁下翼缘与下隔板应对接焊接;下盖板上的螺栓孔宜采用沿梁轴向的长圆孔, 且长圆孔的长度宜为螺栓直径的两倍;应符合本规范公式(4.7.7-1)(4.7.7-2)(4.7.7-3) (4.7.7-4),且应符合下列要求:

$$b_{\rm i} > b_{\rm b} + d_0 \cdot m_{\rm b} \tag{4.7.7-5}$$

3 梁柱连接采用钢绞线改进型节点时,钢绞线应按照与梁轴向受拉等强设计,且钢 绞线应在梁横截面上对称布置;钢绞线锚固节点距柱壁的距离 ls 宜等于梁截面高度的 3 倍;钢绞线内可不预先张拉预应力,但应保证钢绞线张紧;柱壁钢绞线孔直径宜较钢绞 线公称直径大 2~4mm。

4 梁柱连接采用骨形节点时,应按照《钢结构设计标准》GB 50017-2017 设计。 【说明】图 4.7.7 给出了四种提升梁柱节点抗连续倒塌性能的方案,可供设计者参考。其中:

1 改进型全螺栓连接提高抗连续倒塌性能的关键是使下翼缘连接位置螺栓孔壁局部承压塑性 变形的发生先于板件的受拉屈曲,从而达到避免或推迟下翼缘断裂的目标(文献[1-3]),这取 决于梁下翼缘、下盖板、下隔板以及高强螺栓之间的强度关系;公式(4.7.7-1)保证梁下翼缘 螺栓群受剪承载力设计值不小于梁下翼缘受拉承载力设计值;公式(4.7.7-2)与公式(4.7.7-3) 保证各排螺栓孔位置所受拉力与其受拉承载力设计值的比值小于各排螺栓孔壁所受压力与各 个螺栓孔壁局部承压承载力设计值之和的比值;公式(4.7.7-4)保证螺杆受剪承载力大于螺栓 孔壁局部承压承载力。

2 下翼缘增强型栓焊节点是通过使梁下翼缘与下隔板在焊接位置断裂后,梁下翼缘通过螺栓连接继续传递拉力,下翼缘连接位置螺栓孔壁局部承压塑性变形先于板件的受拉屈服,从而使梁的传力截面在大变形下保持更高的完整性,使得梁柱节点的后期悬索机制得到更充分的发展(文献[2-4]),这取决于梁下翼缘、下盖板、下隔板以及螺栓之间的强度关系;公式(4.7.7-1)保证梁下翼缘螺栓群受剪承载力设计值不小于梁下翼缘受拉承载力设计值;公式(4.7.7-2)与公式(4.7.7-3)保证各排螺栓孔位置所受拉力与其受拉承载力设计值的比值小于各排螺栓孔壁

44

所受压力与各个螺栓孔壁局部承压承载力设计值之和的比值;公式(4.7.7-4)保证螺杆受剪承载力大于螺栓孔壁局部承压承载力;公式(4.7.7-5)保证螺栓孔位置各截面宽度不小于其他未 受螺栓孔削弱的截面宽度,使下翼缘断裂发生在焊缝附近。

3 翼缘削弱型和翼缘增强型是通过增强梁柱节点的转动能力来提升梁柱节点大变形时的拉结力。

4 钢绞线增强型没有改善梁柱节点的转动能力,而是在梁柱节点失效后利用钢绞线来提升大变 形时的拉结力。

参考文献:

[1] Qin X , Wang W , Chen Y , et al. Experimental study of through diaphragm connection types under a column removal scenario. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 112(9):293-304.

[2] Qin X, Wang W, Chen Y, et al. A special reinforcing technique to improve resistance of beam-to-tubular column connections for progressive collapse prevention. Engineering Structures, 2016, 117: 26-39.

[3] 王伟, 秦希. 提升抗连续倒塌能力的钢框架梁柱刚性节点设计理念与方法. 建筑结构学报, 2016, 37(6): 123-130.

[4] Wei Wang, Xi Qin, Yiyi Chen. Details of H-beam-to-RHS column joints with through diaphragm for progressive collapse prevention. Advances in Structural Engineering, 2015,18(10): 1723-1736.

4.7.8 采用组合楼板的钢框架结构宜满足下列构造要求:

1 组合梁宜采用完全抗剪连接组合梁。

2 组合楼板配筋宜通长布置;在组合楼板配筋断开处,其搭接长度应满足《混凝土结构 设计规范》GB 50010-2010 的规定。

3 如图 4.7.9 所示, 压型钢板在中间梁处宜保持连续。



图 4.7.8 压型钢板在中间梁处的布置

【说明】试验表明,在梁柱节点断裂后,梁的轴力可通过栓钉传递到相邻的组合楼板,则组合 梁采用完全抗剪连接可保证此传力路径更为可靠。此外,试验表明,梁柱连接的断裂早于组合 楼板的断裂,因此楼板与梁之间的螺栓连接可避免钢梁坠落造成潜在伤害。 在钢梁断裂后, 组合楼板可通过发展薄膜拉力为后期提供更多的抗连续倒塌承载力储备,因此,保持楼板内配 筋和压型钢板连续可使得薄膜拉力的传力路径保持完整。图 4.7.8 中的"中间梁"代表垂直于压 型钢板强边方向的内部梁(如图 4.7.8-1 所示),此命名方式与《组合楼板设计与施工规范》 CECS 273-2010 一致。



图 4.7.8-1 内部梁示意图

4.7.9 钢结构抗连续倒塌节点可采用反向槽钢连接和顶底腹板角钢连接,当反向槽钢连接被设计为半刚性连接时,应使用外伸端板。





【说明】连续倒塌设计中节点应具备良好的延性性能,推荐采用反向槽钢连接和顶底腹板角钢 连接的连接形式。对于反向槽钢连接构造设计,反向槽钢连接可以被设计为半刚性连接。由于 使用平端板无法使节点达到半刚性状态,因此在设计时应使用外伸端板;端板厚度、槽钢截面 翼缘宽度、槽钢截面腹板高度、端板是否外伸等多种因素均对反向槽钢连接的弯矩-转角性能 有影响。其中,反向槽钢是最重要的组件。由于端板直接与槽钢腹板相连,减小反向槽钢截面 的腹板高度可以提高连接的转动刚度,但会降低连接的转动能力。在反向槽钢翼缘/腹板交界 处产生裂缝是反向槽钢节点主要的失效模式,因此可以通过提高腹板厚度的方法提高其抗弯能 力。改变反向槽钢的其他尺寸对连接的抗弯性能影响不大。此外,腹板厚度还可以提高螺栓拔 出的阻力。由于热轧槽钢的腹板厚度小于翼缘厚度,因此可以考虑将方形/矩形截面钢管切开 的方式获得翼缘与腹板厚度相同的槽钢。端板沿宽度方向的断裂是另一种失效模式,趋向于在 槽钢翼缘宽度较小时发生。该失效模式属于脆性破坏,应尽可能避免。可使用基于组件模型对 反向槽钢连接的力学性能进行分析。在选择组件有效宽度划分时,可参照端板连接组件有效宽 度的划分方法。

对于顶底腹板角钢连接构造设计,对于顶底腹板角钢连接节点,梁的跨高比对其转动能力 有明显影响。

4.8 空间结构规定

4.8.1 在评估大跨空间结构抗连续倒塌性能时,可采用拆除构件法,依次选取被拆除构件,基于结构的倒塌临界荷载、倒塌临界位移、应变能变化等指标,判断结构的抗连续倒塌性能。

4.8.2 大跨空间结构抗连续倒塌的结构计算模型及计算除应符合本章<mark>第4.4.5</mark>~第4.4.7条的规定 外,尚应符合下列规定:

1 结构计算模型应包括钢屋盖结构和下部支承结构;

2 张弦梁结构、弦支穹顶结构等索结构应采用非线性动力方法进行抗连续倒塌计算,且 应计入大变形。

【说明】下部支承结构为大跨钢屋盖建筑结构的一部分,对于上部屋盖钢结构的抗连续倒塌能 力十分重要,且下部支承结构有可能受到撞击、爆炸等偶然事件的袭击,因此,结构计算模型 应包括下部支承结构。张弦梁结构和弦支穹顶结构的变形能力大,考虑大变形的非线性动力分 析方法可以获得更合理的结果。 **4.8.3** 大跨空间结构连续倒塌的判别标准,可按屋盖结构超过倒塌临界位移的节点所包围的面积确定。若构件破坏引起屋盖坍塌,超过倒塌临界位移的面积为 30%以上,则判定结构发生连续倒塌。空间结构弹塑性倒塌临界位移与短向跨度比值可参考表 4.8.3 确定。

结构类型		弹塑性临界位移与短向跨度比值
格构式拱结构		1/150
立体桁架结构		1/60
单层网壳结构		1/150
网架结构	对称式倒塌破坏	1/120
	非对称式倒塌破坏	1/100

表 4.8.3 空间结构弹塑性倒塌临界位移与短向跨度比值

【说明】大跨钢屋盖采用剩余结构的竖向变形,作为倒塌判定准则。《空间网格结构技术规程》 JGJ7 中,网架最大挠度取 L/250,单层网壳最大挠度取 L/400,判定倒塌时应提高倒塌临界位 移限值,且刚性和柔性空间结构有所区别。倒塌面积取 30%,与<mark>第 4.4.16 条</mark>规定的楼面倒塌面 积一致。

4.8.4 可采用下列措施,提升空间结构的抗连续倒塌能力。

1 单层网壳结构连续倒塌破坏主要由动态失稳传播引起,可采用局部加强法避免失稳传播。
 如:将主肋位置改为双层结构,对网壳顶部、网格过渡区域及支座附近杆件进行加强等。

2 对网架结构中跨中上弦杆及支座附近腹杆进行加强。

3 对立体桁架结构,可设置侧向交叉支撑并对支座附近腹杆进行加强。

4 对格构式拱结构中的弦杆和腹杆进行加强,如:跨中上弦杆,桁架梁 1/4 跨度处的斜腹杆及桁架柱斜腹杆等。

5 建筑结构抗地震倒塌设计

5.1 一般规定

5.1.1 极罕遇地震抗倒塌设计、地震倒塌风险分析和其它必要情况下,可按本章进行抗地震倒塌设计。

【5.1.1】 按国家现行有关标准进行抗震设计的建筑结构,应能达到罕遇地震作用下不发生倒塌的抗震设防 目标。第五代地震区划图给出了极罕遇地震相关规定,本章的规定是对国家现行标准的补充。

5.1.2 抗震设防的建筑结构应按国家现行有关标准进行抗震设计,并建议采用下列设计原则:

- 1 避开发震主断裂带;
- 2 避开地质灾害影响区域;
- 3 采取有效的抗震、隔震措施;
- 4 采用消能减震装置;
- 5 减小结构自重及非结构构件的重量。

【5.1.2】 地震及地震引发的地质灾害是不可避免的自然灾害,建筑选址避开发震主断裂带及地质灾害影响 区域,可以有效避免地震引起的建筑倒塌。隔震可以减小主体结构的地震作用,消能减震可以减小地震作 用输入到结构构件上的能量。减小结构自重及非结构构件的重量,可以减小结构的地震作用,减轻非结构 构件的破坏。

5.1.3 抗震设防的建筑结构在地震作用下其结构构件应有合理的屈服次序。

【5.1.3】 地震作用下结构构件合理的屈服次序对于结构抗地震倒塌十分重要,所谓"合理的屈服次序"是 指先屈服的构件应为消能构件,比其他构件具有更大的弹塑性变形能力和消能能力,且重要性程度相对较 低的构件,该类构件屈服不致引起结构倒塌。一般而言,首先屈服的构件应为弯曲破坏的水平构件及消能 构件,然后是支撑杆件、普通竖向构件,最后才是关键竖向构件。

5.1.4 非结构构件的布置及其与主体结构之间的连接构造,不应影响地震作用下主体结构预期的屈服消能机制。

【5.1.4】 如钢筋混凝土框架结构的窗间墙采用砌体墙,且砌体墙与主体结构连接不当时,框架柱在窗高范 围内易发生极短柱的剪切破坏,不能形成预期的弯曲屈服消能机制;装配式混凝土建筑中部分非结构构件 与主体结构均采用普通钢筋混凝土预制,且连接未采用合理的构造措施,会改变主体结构屈服消能机制。

5.2 地震作用

5.2.1 罕遇地震和极罕遇地震时程分析所用地震加速度时程的最大值,可按表 5.2.1 确定。计算 罕遇地震作用时,场地特征周期应增加 0.05s,计算极罕遇地震作用时,场地特征周期应增加 0.1s。

表 5.2.1 时程分析所用地震加速度时程的最大值(cm/s²)

地震影响	6度	7度	8度	9度
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620
极罕遇地震	160	320 (460)	600 (840)	1080

注: 括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

【5.2.1】 第五代区划图提出了极罕遇地震的概念,为符合新一代区划图要求,本标准提供极罕遇地震的计算方法,与《建筑隔震设计标准》取值一致。

5.2.2 采用弹塑性时程分析时,地震动输入应符合下列规定:

应选用不少于3组符合建筑场地类别和设计地震分组的地震加速度时程曲线,其中实际强震记录的数量不应少于总数的2/3; 宜采用不少于7组加速度时程曲线;

2 所选用的地震加速度时程曲线的平均地震影响系数曲线与设计用的地震影响系数曲线 在统计意义上相符:

3 地震加速度时程曲线应为完整的地震动过程,其有效持时不应少于结构一阶周期的5 倍:

4 必要时应考虑近场效应,可参考 5.2.3 条确定;

5 实际强震记录宜从<mark>附录 K</mark>中选取。

【5.2.2】本条规定了弹塑性时程分析采用的地震加速度时程曲线的要求。附录 K 中代表性记录按以下筛选原则确定:

1. 以匹配规范设计谱为主要依据,对场地条件、原始记录加速度峰值、速度峰值进行限定,按照加速度峰值进行调幅,分周期段匹配。

2. 设防烈度7度, 罕遇地震对应的不同场地类别和设计地震分组的设计谱作为依据。

3. 以PEER 数据库为数据源,参考已有文献 Vs30 与我国场地条件之间的转换关系,根据场地条件筛选记录, 不考虑震级、震中距等地震参数。

 初步筛选记录中 | 类场地、 || 类场地、 || 类场地峰值加速度不小于 0.1g,峰值速度不小于 12.5cm/s,由 于Ⅳ类场地地震动记录较少,不考虑峰值加速度和峰值速度的限制。

5. 每类场地和每个特征周期对应的设计谱,分成三个匹配周期段,筛选出三组记录匹配各个周期段,即共9组记录。匹配周期段分别为: 0.1s~1.0s、1.0s~3.0s、3.0s~6.0s。各组记录中加速度峰值较大的水平方向记录参与谱匹配,另一水平方向记录不参与谱匹配。

6. 同一地震事件中选用的地震动记录不超过2组。

7. 记录特征周期与设计谱特征周期尽量接近。

5.2.3 对处于发震断裂两侧 10km 以内的结构, 抗震弹塑性分析时应计入近断层效应的影响。 若输入为非脉冲型地震动,将地震动加速度时程峰值乘以增大系数 1.5;若输入为脉冲型地震动,不需将地震动峰值进行放大。多遇地震对应的特征周期取值不小于 0.75s, 罕遇地震和极 罕遇地震对应的特征周期取值不小于 0.80s。

【5.2.3】近断层场地范围的限定与国标《建筑抗震设计规范》(GB 50011)中规定的 10km 衔接。采用 1.5 的增大系数是与国标《建筑抗震设计规范》(GB 50011)中规定衔接, 1.5 的增大系数可以提高结构的初始 设计强度,使结构更容易满足抗震变形验算的要求。无研究表明近断层效应对地震加速度时程峰值有增大 作用,因此进行结构分析时仍应采用符合场地环境的脉冲型地震动强度。非脉冲型地震动的破坏能力较脉 冲型地震动小,因此在近断层场地使用非脉冲型地震动进行分析时,采用了增大地震动加速度峰值的方式。 特征周期取值是考虑到近断层效应对反应谱的形状有影响。

5.2.4 采用弹塑性分析进行抗震设计时,地震动输入应符合以下规定:

1 一般情况下, 宜采用双向或三向地震动输入;

28度及8度以上烈度时,结构中存在转换结构、跨度超过20米的大跨度结构或悬臂长 度超过4米时,以及9度时的高层建筑,应计算竖向地震作用;

3 当采用多向地震动输入时,各方向地震加速度峰值比例可按水平主方向:水平次方向: 竖向=1:0.85:0.65 进行调整。

4 地震波调幅原则应符合设计规范要求。

【5.2.4】 研究表明,单向地震动输入计算得到的结构损伤和倒塌概率可能和多向输入有较大差别且偏于不 安全,因此,建议采用双向或三向地震动输入,以更加符合实际情况。

5.2.5 采用倒塌易损性分析法进行建筑结构抗地震倒塌计算时,应选用不少于 20 组符合建筑场 地类别和设计地震分组的实际地震加速度时程记录,其原始地震记录峰值加速度不应小于 0.1g, 峰值速度不应小于 12.5cm / s, 同一地震事件中选用的地震记录数不宜超过 2 组; 当采用多向 输入时,各方向地震动输入比例宜采用原始记录的比例关系。

【5.2.5】 倒塌易损性分析法采用结构的倒塌概率判别结构是否满足抗地震倒塌要求,因此,采用比弹塑性 时程分析法更多的加速度时程记录进行抗倒塌计算,且地震记录应为比较强烈的地震地面运动。

5.3 抗地震倒塌计算

5.3.1 建筑结构抗地震倒塌计算,可采用静力弹塑性分析法(<mark>附录 B</mark>)、等效线性化法(<mark>附录 C</mark>), 弹塑性时程分析法和基于增量动力分析方法的倒塌易损性分析法(参见<mark>附录 D</mark>)。

5.3.2 建筑结构抗地震倒塌计算时宜采用三维计算模型。计算模型应符合结构的实际受力状态, 构件的材料、尺寸、配筋等应与结构实际情况一致。必要时,宜包括结构的地下部分、基础和 地基。应考虑重力二阶效应和大变形的影响,不宜采用刚性楼板假定。

【5.3.2】 本条为对抗地震倒塌计算的建筑结构的计算模型要求。非结构构件对于结构地震倒塌有影响,但 目前尚无合理可用的计算模型及计算参数。

5.3.3 计算地震作用时,建筑的重力荷载代表值应符合相关规范要求。

【5.3.3】 本条规定与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定一致。

5.3.4 建筑结构抗地震倒塌计算时,材料强度宜取标准值,有依据时,可取平均值。

【5.3.4】 本条规定了建筑结构抗地震倒塌计算时的材料强度取值。

5.3.5 倒塌分析所用阻尼比应符合下列规定:

1 结构的阻尼模型可采用瑞雷阻尼模型。当采用其它阻尼模型时,应有依据;

2 结构阻尼比可取 5%;

【5.3.5】 小震下弹性不同阻尼模型结果对比分析验证其合理性。阻尼模型的选取, 隔震结构和消能减震结构阻尼比参考相关国标的规定。

5.3.6 当楼梯、填充墙或其它非结构构件会显著影响结构动力响应时,应考虑其不利影响。

【5.3.6】特别是对于框架和框剪结构,当楼梯、填充墙或其它非结构构件会显著影响结构动力响应时,应 考虑其不利影响。

5.3.7 计算模型应符合下列要求:

1 预期在地震作用下可能屈服的结构构件模型应采用弹塑性模型; 预期不屈服的结构构件可采用线弹性模型, 但应该检查计算结果是否满足预期假定。

2 框架梁、柱构件宜采用弹塑性纤维梁单元,纤维材料本构模型可参考本标准附录 H1.1、

H1.2、H1.3条规定。钢结构梁、柱、连接单元的骨架曲线可按照图 5.3.7-2 确定。塑性铰位置 明确的构件也可采用设置集中塑性铰的梁单元。设置集中塑性铰的钢筋混凝土梁单元和钢框架 构件及梁柱连接单元的骨架线可按照图 5.3.7-1 和 5.3.7-2 确定。骨架线上各关键点参数可参考 本标准附录 H2.2 和 H2.5 条取值。



图 5.3.7-2 钢框架构件及梁柱连接单元骨架线

3 剪力墙构件宜采用分层壳单元,规则墙体也可采用墙单元(如多垂直杆单元或弹塑性 纤维单元)。

4 跨高比大于 5 的混凝土连梁或钢连梁可采用梁单元;跨高比不大于 5 的混凝土连梁和 钢连梁可采用设置集中塑性铰的梁单元、非线性弹簧单元或分层壳单元。梁单元或非线性弹簧 单元骨架线参数可参考附录 H2.4 条确定。

5 屈曲约束支撑可采用桁架杆单元或非线性弹簧单元,可采用双线性力-位移关系模型; 粘滞阻尼器可采用弹簧-阻尼元件串联单元; 软钢阻尼器和隔震支座可采用非线性弹簧单元。 减/隔震结构中消能减震构件弹塑性模型应有相应依据。

6 楼板宜采用弹塑性楼板模型。

【5.3.7】 设置集中塑性铰的钢筋混凝土梁单元的卸载刚度参数 ak 应根据骨架线实际情况选取, 无充足依据时可按建议值 0.4 选取。

53

5.4 地震倒塌判别

5.4.1 满足以下条件时,应认为其在设定地震作用下不发生倒塌:

1 罕遇地震下防倒塌变形验算及构件损伤等级满足现行规范要求;

2 极罕遇地震下关键构件的损伤等级未超过6级。结构竖向变形量不影响结构安全使用 空间或冲击到下部楼层构件。钢筋混凝土构件的损伤等级可按本标准附录 H3.1条和 H3.2条的 规定确定,钢构件的损伤等级可按本标准附录 H3.3条和 H3.4条的规定确定。

【5.4.1】 本条规定了地震影响下建筑结构不发生倒塌的条件。

5.4.2 抗地震倒塌风险分析时,若结构的倒塌概率不大于表 5.4.2 规定的可接受最大地震倒塌概率,可认为其满足地震抗倒塌要求。

表 5.4.2 结构可接受最大地震倒塌概率(%)

地震影响	丙类建筑	乙类建筑
罕遇地震	5	1
极罕遇地震	10	5

注: 倒塌概率可按本标准附录 D 的方法计算。

【5.4.2】 倒塌易损性分析法采用结构倒塌概率判别房屋建筑是否满足地震抗倒塌要求。表 5.4.2 规定的可 接受最大地震倒塌概率是通过震害分析及大量计算得到的。经统计的建筑结构 9 个,均为丙类建筑。其按 照条文 5.4.2 统计结果如下(罕遇地震以及极罕遇地震的 PGA 根据条文 5.2.1 确定):

1. 4个8度设防建筑在罕遇地震和极罕遇地震下倒塌数量均为0,因此倒塌概率0。

- 5个7.5度设防建筑中,有4个在罕遇地震以及极罕遇地震下倒塌数量均为1, 概率为4.5%; 有1个在 罕遇地震下倒塌数量为1, 概率4.5%, 在极罕遇地震下倒塌数量为2, 概率为9%。
- 3. 根据上述统计结果,根据条文 5.4.2 中的判定,上述结构均满足地震抗倒塌要求。

5.4.3 建筑结构抗地震倒塌时程分析出现下列情况之一时,可认为其在地震作用下发生倒塌:

1 地震动输入结束后,在重力荷载代表值作用下,结构位移呈增大趋势或位移时程曲线 呈发散趋势:

2 任一楼层的层间位移角峰值的包络值大于 0.045;

3 结构竖向变形量影响结构安全使用空间或冲击到下部楼层构件。

【5.4.3】 本条规定了地震影响下建筑结构发生倒塌的判别标准。本条第1款采用地震后结构的稳定性作为 判别参数。地震加速度时程曲线输入结束后,结构进入自由振动,若结构位移呈增大趋势,表明结构丧失 稳定,不满足抗倒塌要求。本条第2款采用弹塑性时程分析的层间位移角峰值作为判别参数,主要参考 TBI (Tall Buildings Initiative) 指南 Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings 中 6.7 小节 Unacceptable Response 关于层间位移角峰值的规定。本条第3款采用结构竖向变形量作为判别准则,结构震 后竖向变形过大或者对下部楼层构件造成冲击使其破坏则认为其不满足抗倒塌要求。

5.5 钢筋混凝土结构抗地震倒塌措施

5.5.1 除底层、裙房顶面的上一主楼楼层、设备层及加强层的上一楼层、顶层、出屋面小建筑 出屋面的第一层外,楼层的侧向刚度不宜小于相邻下一层侧向刚度较多,楼层层间受剪承载力 不宜小于相邻下一层层间受剪承载力较多。

【5.5.1】 现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 规定,除顶层及出屋面小建筑外,局部收进 的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%时,为坚向不规则。楼层收进可能导致楼层侧向刚度及层间受剪承载 力减小。地震震害表明,楼层的侧向刚度及层间受剪承载力上层小、下层大,且相差过多,也会发生严重 震害。据此,本条规定,楼层的侧向刚度及层间受剪承载力不宜小于相邻下一层的侧向刚度及层间受剪承 载力较多。楼层的侧向刚度及层间受剪承载力可按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的 规定计算。

5.5.2 结构的楼梯构件与主体结构之间宜采取分离措施。如不采取分离措施,应采取措施加强楼梯间结构构件。

【5.5.2】 震害及相关分析表明,结构的楼梯与主体结构整浇时,楼梯构件对其周边的柱、梁影响较大,往 往使与楼梯相连的框架柱成为薄弱构件,在地震中破坏时,导致楼梯不能发挥疏散功能。

5.5.3 框架结构柱在重力荷载组合设计值下轴压比不宜超过 0.75。对于抗震等级为二、三、四级的框架结构底层柱,其纵向钢筋的最小总配筋率宜较现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011 的规定值增大 0.1%,其箍筋加密区的最小配箍特征值宜较现行国家标准《建筑抗震设计规范》 设计规范》GB 50011 的规定值增大 0.02。

【5.5.3】 研究表明,二、三、四级的框架结构的抗震能力低于一级框架结构的抗震能力,宜适当提高二、 三、四级框架结构底层柱的承载能力和弹塑性变形能力。框架结构底层柱箍筋加密区范围包括:底层柱上 端,底层柱刚性地面上、下各 500 mm,底层柱柱根以上 1/3 柱净高,二级框架角柱的全高。

5.5.4 钢筋混凝土框架结构的两个主轴方向可设置少量钢筋混凝土剪力墙、防屈曲支撑或钢支 撑,成为少墙框架结构或少支撑框架结构,剪力墙或支撑平面内宜对称布置,沿高度宜均匀布 置,不应造成结构平面不规则和竖向不规则。

【5.5.4】 设置少量剪力墙、防屈曲支撑或钢支撑的钢筋混凝土框架结构,可称为少墙框架结构或少支撑框

架结构。钢筋混凝土框架结构的刚度小、抗震防线单一,通过设置剪力墙或支撑,提高结构的抗侧刚度和 楼层受剪承载力,控制结构的侧向变形,使结构具有多道抗震防线,从而提高结构的抗地震倒塌能力。

5.5.5 设置少量剪力墙或少量普通钢支撑的钢筋混凝土框架结构,其框架构件截面组合的内力 设计值,宜分别取无剪力墙和有剪力墙、无支撑和有支撑的内力设计值包络值;当采用防屈曲 钢支撑时,框架构件截面组合的内力设计值可按有支撑的结构确定。

【5.5.5】 设置少量剪力墙或普通钢支撑后,结构刚度增大,有可能增大地震作用,从而增大构件内力;也 有可能由于剪力墙或普通钢支撑参与受力,框架构件的内力比没有剪力墙或没有普通钢支撑时的内力小。 为了保证结构安全,取无剪力墙和有剪力墙、无支撑和有支撑的内力设计值的包络值。当采用防屈曲钢支 撑时,支撑无论在弹性还是在弹塑性阶段均能与框架协同工作,故框架构件截面组合的内力设计值可按有 支撑的结构确定。

5.5.6 少墙框架结构应符合下列规定:

1 在规定的水平力作用下,结构底截面剪力墙所承担的地震倾覆力矩不宜大于结构总地 震倾覆力矩的 50%且不宜小于结构总地震倾覆力矩的 30%;

2 可结合楼、电梯间或管井设置剪力墙;

3 可与柱相连接,成为柱的翼墙;

4 遭受多遇地震动影响时,框架和剪力墙应为弹性;遭受罕遇地震动影响时,剪力墙应 先于框架梁、柱屈服。

5.5.7 少墙框架结构的剪力墙宜符合下列规定:

1 剪力墙的截面厚度不宜大于 180 mm;

2 剪力墙的截面长度不宜大于 1200 mm, 当截面较长时, 可设置竖缝形成带竖缝墙;

3 根据组合的内力设计值配置剪力墙的竖向钢筋和横向钢筋;当组合的剪力设计值大于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的剪压比限值对应的剪力设计值时,可按GB 50011 规定的剪压比限值对应的剪力设计值配置横向钢筋;

4 剪力墙两端设置构造边缘构件,构造边缘构件沿墙肢的长度可为 200 mm,配置 4 根直 径不小于 14 mm 的竖向钢筋以及直径不小于 8 mm、间距不大于 150 mm 的箍筋。 【5.5.6、5.5.7】 条文规定了少墙框架结构的设计概念以及少墙框架结构中剪力墙的设计要求。 5.5.8 设置钢支撑的钢筋混凝土框架结构宜符合下列规定:

1 可采用交叉钢支撑、人字钢支撑、V字钢支撑形式,支撑宜采用屈曲约束支撑;

2 普通钢支撑杆件宽厚比或径厚比分别不宜大于 $12\sqrt{235/f_v}$ 或 $17\sqrt{235/f_v}$;

3 支撑斜杆与水平线夹角宜为 30°~55°;

4 钢筋混凝土框架结构如设置普通钢支撑,其楼层弹性侧向刚度增量不宜大于 40%;, 如设置屈曲约束支撑,其楼层弹性侧向刚度增量不限;

5 在规定的水平力作用下,如设置普通钢支撑,结构底截面钢支撑框架所承担的地震倾 覆力矩不宜大于结构总地震倾覆力矩的 50%且不宜小于结构总地震倾覆力矩的 30%;如设置 屈曲约束支撑,上述限值可不考虑;

6 遭受多遇地震动影响时,框架和支撑应为弹性;遭受罕遇地震动影响时,支撑斜杆应 先于框架梁、柱屈服。

【5.5.8】本条规定了设置钢支撑的混凝土框架结构的设计概念及支撑的设计要求。设置钢支撑可提高混凝 土框架的抗侧刚度与承载力,但由于普通钢支撑在地震反复力作用下会受压屈曲,对结构抵抗中大震不利, 因此,普通钢支撑设置的数量宜适当。通过限制普通钢支撑占结构弹性侧向总刚度的比例及与占结构地震 倾覆力矩的分担率控制支撑的数量。条件容许的情况下,可在支撑两端点布置竖向钢柱,平衡普通钢支撑 对梁产生的竖向剪力,钢柱截面面积超过3倍支撑截面面积时,可以有效地降低支撑轴力对梁的影响。屈 曲约束支撑因不屈曲只屈服,且延性好消能能力强,对混凝土结构可起到消能减震作用,对混凝土框架结 构抗震有利,因此宜优先采用屈曲约束钢支撑,且对设置普通支撑的要求不适用于屈曲约束支撑。

5.5.9 局部预应力混凝土结构抗地震倒塌设计,应充分考虑预应力结构部分的刚度增强,与相邻非预应力结构的连接构件设计应考虑刚度突变影响。

【5.5.9】建筑结构中,局部大跨、大悬臂、承受局部重载或局部抗裂度要求高的部分采用了预应力混凝土 技术,称为局部预应力结构。

5.6 砌体结构抗地震倒塌措施

5.6.1 砌体房屋建筑楼层承重墙体的面积宜符合下列规定:

1 横墙承重体系的每层横墙截面积、纵墙承重体系的每层纵墙截面积,与该层及以上各楼层建筑面积之和的比值,7、8、9度时分别不宜低于1.2%、1.7%、2.0%,另一个方向层墙体的截面积比值不宜低于1.2%、1.7%、2.0%;

2 纵横墙混合承重体系的每层纵墙和横墙截面积之和与该层及以上各楼层建筑面积之和

的比值, 7、8、9度时分别不宜低于 1.2%、1.7%、2.0%。

5.6.2 多层砌体房屋抗震横墙的间距不宜大于表 5.6.2 规定的抗震横墙最大间距。

房屋层数	最大间距
3	13
4	11
5	9.5
6	8

表 5.6.2 多层砌体房屋抗震横墙最大间距(m)

5.6.3 层抗震能力系数不应小于 1.5。层抗震能力系数可按下式计算:

$$\gamma = \frac{V_{\rm dE}}{V}$$

式中: y——层抗震能力系数;

*V*_{dE}——层间全部横向或纵向墙体抗震受剪承载力之和,每片墙体的抗震受剪承载力可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定计算;

V——层剪力设计值。

【5.6.3】墙体的受剪承载力除以承载力抗震调整系数 γ_{RE},得到墙体的抗震受剪承载力,可按国家标准《建 筑抗震设计规范》GB 50011 中 7.2.7 条的规定计算

5.6.4 多层砖砌体房屋应根据层抗震能力系数按表 5.6.4 的规定设置钢筋混凝土构造柱。

层抗震能力系数	设置部位	
		间距不大于 12m;
	楼梯、电梯间四角,楼梯斜梯段上	单元横墙与外纵墙交接处;
>5.0	下对应的墙体处;	楼梯间对应的另一侧内横墙与外
	外墙四角和对应转角;	纵墙交接处
20.20	错层部位横墙与外纵墙交接处;	隔开间横墙(轴线)与外墙交接处;
2.0~3.0	大房间内外交接处;	山墙与内纵墙交接处
2.0	较大洞口两侧	内墙(轴线)与外墙交接处;
<2.0		内墙的局部较小墙垛处;

表 5.6.4 多层砖砌体房屋构造柱设置要求

		内纵墙与横墙(轴线)交接处

【5.6.4】 砖砌体房屋设置钢筋混凝土构造柱, 是抗地震倒塌的有效措施。

5.6.5 多层砖砌体房屋应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定设置圈梁。

【5.6.5】 砖砌体房屋设置圈梁,与构造柱一起,有效地提高了结构的整体稳固性,提高了结构的抗地震倒 塌能力。

5.6.6 多层砖砌体房屋的楼(屋)盖宜采用现浇或装配整体式钢筋混凝土楼(屋)面板。

5.6.7 窗间墙宽度宜大于窗下墙高度,且不宜小于1.2m。

6 房屋建筑抗火灾倒塌设计

6.1 一般规定

6.1.1 按照现行国家、行业标准需要进行抗倒塌设计的建筑结构、或者重要性较高的建筑结构、 或者火灾风险较大的建筑结构、或者人员密集的公共建筑结构应进行抗火灾倒塌设计。

【说明】本条给出了需要进行抗火灾倒塌设计的建筑结构类型。由于火灾是引起建筑结构倒塌 的主要因素之一,因此按照现行国家、行业标准进行抗倒塌设计的建筑结构应进行抗火灾倒塌 设计。另外,对于重要性高的建筑,结构倒塌引起的后果较为严重,应进行抗火灾倒塌设计。 当建筑的火灾风险较大时,火灾有可能引起建筑结构的倒塌,这时也应该进行建筑结构的抗火 灾倒塌设计。人员密集的公共建筑结构一旦倒塌,造成的后果较为严重,应进行建筑结构的抗 火灾倒塌设计。

6.1.2 房屋建筑抗火灾倒塌设计的目标为,在火灾作用下当建筑发生局部破坏时,结构不致发 生整体倒塌。

【说明】房屋建筑应首先满足现行国家标准《建筑设计防火规范》GB50016的防火设计规定, 以保障建筑中各结构构件具有规定的耐火极限要求。对于需要进行抗火灾倒塌设计的房屋建筑, 可按本章规定进行设计,火灾下可以允许较少结构构件的破坏,但不允许结构整体倒塌。

6.1.3 房屋建筑抗火灾倒塌可采用下列 2 中方法进行计算,安全等级为一级的建筑结构宜采用 方法 2:

1 不考虑火灾作用过程的拆除构件法,简称拆除构件法;

2 考虑火灾作用过程的受火全过程分析法,简称受火全过程分析方法。

【说明】由于建筑物内可燃物的分布和数量比较复杂,而且建筑结构火灾下的危险性与结构形 式有关,目前尚难提供火灾作用大小的具体标准,主要根据建筑物重要性采取适当的抗火灾倒 塌计算方法与判别标准。拆除构件法是通过移除或削弱受局部火灾影响的构件,设计剩余结构 使其避免局部破坏后内力重分布引起的后续倒塌破坏。受火全过程分析方法是考虑火灾作用的 全过程,进行结构的高温和荷载的耦合计算,获得结构在火灾作用下的变形和破坏情况。方法 1 和方法 2 均为整体结构计算与判别,其中方法 2 是较为精确的方法,适合重要性高的建筑。 安全等级为一级的建筑抗倒塌的能力要求更高,应采用受火全过程分析方法。根据《建筑结构 可靠性设计统一标准》GB50068-2018,安全等级为一级的建筑结构一旦发生破坏,对人的生 命、经济、社会或环境影响很大,宜采用火全过程分析方法。

上一版中的简化构件法实质上是结构抗火设计方法,与结构抗火灾倒塌有一定的区别,本版中 将其删除,保留了拆除构件法和受火全过程分析方法。

6.1.4 建筑结构防火灾引起的连续倒塌可采取下列措施:

- 1 限制建筑物内的火灾荷载。
- 2 设置自动灭火系统设施。
- 3 提高关键构件的耐火极限。
- 4 根据火灾作用设计相关构件和连接的承载力。
- 5 采用抗火灾倒塌能力较强的建筑结构形式。

【说明】本条给出了防火灾引起的结构倒塌的一些具体措施。火灾作用与建筑中可燃物的总量 有关,可燃物越多,火灾作用越大,火灾燃烧时间越长,火灾升温越高。设置火灾自动报警和 自动喷水灭火系统设施可以减小火灾发生的概率。根据火灾作用设计相关构件和连接的耐火极 限及防火保护措施,可以有效提高构件和连接的抗火灾倒塌能力。有些建筑结构冗余度较高, 抗倒塌能力较强,应予推荐。

6.1.5 在抗倒塌计算中,当受火结构节点对结构受力性能有较大影响时,应对升温和降温时的 节点承载力进行验算。

【说明】火灾作用下建筑结构的变形较大,梁可以形成悬链线机制承载,悬链线机制下梁端将 受拉力。为了确保火灾作用下发生大变形条件时建筑结构不会倒塌,需要验算节点高温下的抗 拉承载力。此外,在火灾降温过程中由于梁的收缩,梁中将产生更大的拉力,因此还需进行节点 在火灾降温时的抗拉承载力验算。目前升温和降温阶段的抗火计算比较麻烦,特别是降温阶段 更难,因为要考虑降温阶段本构关系。目前,节点计算尚没有简化计算公式,一般采用有限元 方法。

6.2 火灾作用

6.2.1 房屋建筑抗火灾倒塌计算应根据采用的方法确定下列因素:

1 火灾温度场。

- 2 火灾持续时间。
- 3 火灾作用范围。
- 4 构件截面温度分布。
- 5 构件的荷载、温度效应。
- 6 混凝土高温爆裂范围和程度。
- 7 火灾降温过程。

【说明】 火灾温度场、火灾持续时间和火灾作用范围是确定建筑火灾的主要参数。火灾温度 场确定后,需根据试验或传热计算确定火灾下结构构件的温度场分布。火灾下,建筑结构的荷 载总体不变,结构构件的抗力随火灾温度升高逐渐降低,当结构构件的抗力小于荷载效应时, 结构发生破坏或倒塌。高温下混凝土(特别是高强混凝土)会发生爆裂,导致构件截面减小, 温度增高,因此,需要考虑混凝土的高温爆裂。在火灾降温阶段,结构构件遇冷收缩产生较大 拉力也会使结构发生破坏甚至倒塌,因此,还应验算火灾降温阶段建筑结构的安全性。火灾的 火场温度曲线可按<mark>附录 F</mark>确定;对于大空间及实际建筑,考虑实际火灾荷载大小及分布,用 CFD 模型模拟的升降温曲线更准确可靠。

6.2.2 一般房屋建筑的火灾温度场可选用标准升温曲线,也可根据火灾荷载分布和建筑通风情况通过计算确定;对于单室空间大于 3000m³的大空间建筑,火灾场的烟气温度宜采用《建筑钢结构防火技术规范》GB51249的大空间建筑的火灾升温曲线,也可通过计算确定。

【说明】确定建筑火灾温度场一般有经验模型、区域模型、场模型等方法,利用这些模型确定 建筑火灾温度场需要火灾作用、建筑空间大小及通风情况。为了使用方便,有些规范对建筑火 灾进行简化,给出了简化模型或者标准升温曲线。具体应用时,可根据实际情况综合确定。 一般建筑室内空间较小,火灾会发生轰燃现象,轰燃后火灾场空气温度会迅速上升,达到1000℃ 左右的最高温度,这类火灾称为小室火灾。而机场、车站、会展中心等大空间建筑,单体空间 较大,火灾不会发生轰燃现象,火灾的热烟气温度的升温远比小室火灾缓慢,达到的最高温度

62

也比小室火灾最高温度低。

6.2.3 火灾的发展过程以及持续时间可以根据以下方法确定:

1 火灾的升温过程采用标准火灾升温曲线时,火灾延续时间参考《建筑设计防火规范》 GB50016 规定中对柱以及承重墙的要求。

2 根据火灾荷载及燃烧速率,基于相关的火灾燃烧模型确定;

3 对于大跨悬索结构、超高层以及倒塌后会造成特别严重的灾害的建筑,其火灾延续时间应在以上计算的基础上增加1h。

【说明】对于一般的建筑结构,其耐火时间可采用《建筑设计防火规范》GB50016 的耐火极限规定。对于大跨悬索结构,结构的冗余度比较低,火灾下结构非常容易倒塌。超高层建筑结构如果发生火灾导致的倒塌,将会造成较大的损失。有些建筑如果因火灾发生倒塌后将会造成特别严重的次生灾害。对于上述三种情况的建筑结构,其耐火时间宜适当增大,故本条规定可增加 1h。另外,当进行受火全过程分析时,由于建筑重要性高,可根据建筑实际火灾作用大小及分布、可燃物的特性等因素,并考虑一定的可靠度后,采用可靠的火灾模拟软件及或其他可靠方法确定建筑火灾。

本次修改中只针对火灾下依靠关键构件承载的建筑结构及超高层建筑结构提高了火灾下不发生倒塌的时间要求。

6.2.4 房屋建筑的火灾作用范围可按下列方法确定:

1 建筑的一个防火分区;

2 防火分区之间以防火卷帘分隔时,应考虑水平火灾蔓延的影响;

3 当建筑的外墙的层间为玻璃幕墙时,应考虑层间火灾蔓延的影响。

【说明】原则上,建筑火灾局限于一个防火分区之内。实际上,有些情况下防火分区的水平分 割及竖向分割不是十分可靠,无法将火灾限制于某个防火分区之内。火灾案例表明,在较大火 灾作用下,当防火分区之间存在大量防火卷帘分割时,其阻隔火灾的能力不十分可靠,可能导 致火灾在防火分区之间蔓延,这时应该考虑火灾在水平方向跨越防火分区蔓延。当建筑的幕墙 为玻璃幕墙时,幕墙的耐火极限较低,对火灾竖向蔓延的阻隔作用较弱,容易导致建筑层间的 火灾蔓延,这是应该考虑火灾在竖向跨越防火分区蔓延。

6.2.5 结构构件截面温度分布可按下述方法确定:

1 可根据各区域的火灾温度一时间关系和构件几何参数、材料特性,按本标准<mark>附录 I</mark>的 规定计算;

2 可采用传热计算得到。

【说明】结构构件截面的温度场计算是在给定的火灾温度一时间关系条件下构件的传热计算, 需要考虑对流和辐射传热,传热计算需要的参数可按<mark>附录 I</mark>采用。

6.3 结构计算

6.3.1 应根据结构布置、受力特征和火灾作用、房屋建筑的重要性和复杂性,选择合适的方法 计算火灾下结构构件内力。采用有限元方法时,应考虑材料非线性、几何非线性。

【说明】火灾下建筑结构变形较大,材料弹性模量和应力一应变关系均随温度变化而变化,故 采用有限元方法分析时应考虑材料非线性和几何非线性。

6.3.2 房屋建筑火灾作用下抗倒塌计算时,荷载效应组合可按偶然设计状况的作用效应组合, 采用下列两式中的较不利设计表达式:

$$S_{\rm d} = \gamma_0 (\gamma_{\rm G} S_{\rm Gk} + \gamma_{\rm T} S_{\rm Tk} + \psi_{\rm f} S_{\rm Qk})$$
(6.3.2-1)

$$S_{d} = \gamma_{0} (\gamma_{G} S_{Gk} + \gamma_{T} S_{Tk} + \psi_{q} S_{Qk} + \gamma_{w} S_{wk})$$
(6.3.2-2)

式中: Sd——荷载(作用)效应组合的设计值;

SGk——永久荷载效应标准值;

STk——火灾下结构的温度效应标准值;

Sok——楼面或屋面活荷载效应标准值;

Swk——风荷载效应标准值;

 γ_0 —结构重要性系数;对于耐火等级为一级的建筑, $\gamma_0=1.1$;对于其他建筑, $\gamma_0=1.0$; γ_G ——永久荷载分项系数,一般可取 $\gamma_G=1.0$;当永久荷载有利时,取 $\gamma_G=0.9$;

γ_T——温度作用分项系数,取 γ_T =1.0;

*γ*w——风荷载分项系数,取 *γ*w =0.4;

ψ_f——楼面或屋面活荷载频遇值系数, 按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值;

ψq——楼面或屋面活荷载准永久值系数,按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取值。

【说明】本条规定取自《建筑钢结构防火技术规范》(GB51249-2017)。

6.3.3 计算受火构件的内力和刚度时,可采用本标准附录 G 规定的高温下钢和混凝土的强度和 弹性模量,以及附录 I 规定的火灾作用下混凝土和钢筋的应力、应变。

【说明】受火构件的承载能力可通过非线性计算获得,非线性计算一般需要高温下材料强度、 弹性模量及应力、应变等。

6.4 拆除构件法

6.4.1 房屋建筑拆除构件法抗火灾倒塌计算与判别宜符合下列规定:

1 根据构件截面温度分布和构件内力值,对受火区域内的构件进行失效判定;

2 应拆除达到目标抗火时间时抗力小于内力值的受火构件;

3 对于抗力仍大于内力值的受火构件,在对剩余结构进行分析时应降低其承载力和刚度。

【说明】本条给出了拆除构件法在火灾条件下的应用方法。
6.4.2 拆除或削弱火灾作用区域内的构件后,剩余结构构件的承载力应符合本标准第 4.4.15 条的规定。计算剩余结构构件的承载力时,非受火区构件材料强度可按本标准 第 4.1.8 条的规定取值,受火区构件材料强度可按本标准 附录 G 的规定取值。

【说明】局部火灾条件下,受火构件材料特性取高温下的值,非受火构件的材料特性取常温下的值。

6.4.3 对于需要提高抗火安全储备的关键构件,其耐火极限时间可比本章第6.2.3条第1款规定的火灾持续时间提高1h进行防火设计。

【说明】需要提高抗火安全储备的结构构件,一般为重要构件或关键构件,其火灾下失效可能引起结构局部倒塌或整体连续倒塌。本条规定了关键构件的耐火极限时间的确定方法。

6.5 受火全过程分析法

6.5.1 采用受火全过程分析法进行房屋建筑抗火灾倒塌计算与判别时,应考虑以下因素:构件 截面温度场分布,高温对材料强度和刚度的削弱,材料热膨胀,几何非线性。并宜考虑以下因 素:混凝土高温瞬态热应变和热徐变,混凝土高温剥落,火灾蔓延、升降温过程中的材料本构 关系,升降温过程构件内部和表面的应力差。对于钢结构,应考虑建筑结构整体及构件的初始 几何缺陷等因素的影响。

【说明】受火全过程分析方法是一种较为精确地分析方法,需要考虑影响火灾下建筑结构力学 行为的各种因素。几何非线性与建筑结构的整体稳定性和局部稳定性密切相关,影响建筑结构 的抗倒塌能力,需要考虑。材料热膨胀效应能使建筑结构产生温度内力,特别是压力更容易使 结构发生失稳破坏。根据《钢结构设计标准》GB50017 中 5.1.7 条采取直接分析法进行钢结构 分析和设计时应考虑钢结构整体及构件的初始几何缺陷等因素的影响,受火全过程分析方法可 据此考虑上述因素的影响,具体计算参考《钢结构设计标准》GB50017 第 5.2 节初始缺陷的说 明。

66

6.5.2 房屋建筑的火灾场景应考虑火灾蔓延特性,选择最不利的火灾场景。

6.5.3 采用受火全过程分析法时,应首先进行建筑结构设计或防火保护设计,然后进行建筑结构的受火全过程分析;若结构在设定的受火时间内发生倒塌,应修改建筑结构设计或防火保护设计,重新进行受火全过程分析,直至建筑结构在设定的受火时间内不发生倒塌。

6.5.4 受火全过程分析可采用非线性静力分析法和非线性动力分析法。在受火全过程分析过程中,当从结构中拆除失效构件时,应将其承担的荷载分配到相邻构件。剩余结构的荷载计算方法可采用本标准**第4章**的规定。

6.6 提高抗火灾倒塌能力措施

6.6.1 对于抗火灾倒塌能力不足的房屋建筑,可采取下列两类方法提高其抗火灾倒塌能力:

1 提高受火构件的耐火极限;

2 提高火灾下受火构件和连接的承载力。

6.6.2 对于钢筋混凝土和砌体墙柱类等受火灾影响的构件,可采取下列措施提高其抗火灾倒塌能力:

1 增设与构件脱离的隔火层或防火板;

2 增设防火涂层,优选厚涂型防火涂料;

3 增大构件截面尺寸;

4 增大构件钢筋保护层厚度。

【说明】本条给出了提高钢筋混凝土和砌体墙柱类构件耐火能力的措施。本条 1、2 款是增大耐火极限的措施,3 款是延长构件丧失承载力时间的措施。对于钢筋混凝土结构构件,可采取增大构件截面尺寸、增加混凝土保护层厚度等措施。常用于钢结构的厚涂型防火涂料性能比较稳定,应予推荐采用。

6.6.3 对于钢柱等受火灾影响的构件,可采取下列措施提高其抗火灾倒塌能力:

- 1 增设与构件脱离的隔火层或防火板;
- 2 设置防火的混凝土面层;
- 3 增加防火保护涂层厚度;
- 4 采用钢一混凝土组合构件。

【说明】本条给出了提高钢柱这类构件耐火能力的措施。另外,钢一混凝土组合构件的耐火能力高于钢构件, 宜采用。

6.6.4 对于混凝土梁板等受火灾影响的构件,可采取下列措施提高其抗火灾倒塌能力:

1 对于失效后不会造成连续倒塌的情况,可采取本标准<mark>第6.6.2条</mark>规定的措施;

2 对于失效后造成其他构件连续破坏的情况,应采取延长其耐火极限的措施。

7 建筑结构抗爆炸连续倒塌设计

7.1 一般规定

7.1.1 结构防爆炸连续倒塌设计应保证在爆炸作用下不因结构关键构件失效而发生结构连续倒塌。

【说明】结构关键构件失效是指失效后可能引发结构严重破坏的结构构件。

7.1.2 结构防爆炸连续倒塌设计应根据建筑的抗爆设防类别,确定设计爆炸威胁和防连续倒塌 设防标准。

7.1.3 结构防爆炸连续倒塌设计应进行概念设计并采取合理的构造措施,保证结构的整体性、 延性和冗余度。

7.1.4 结构防爆炸连续倒塌设计应根据建筑的抗爆设防类别,选择合适的分析方法。

7.2 建筑结构抗爆炸连续倒塌设防标准

7.2.1 建筑抗爆设防类别分为甲、乙、丙、丁四类:

- 1 甲类建筑: 社会影响重大、爆炸危害性严重或爆炸后功能不能中断的建筑;
- 2 乙类建筑: 社会影响较大、爆炸危害性较严重或爆炸后功能需快速恢复的建筑;
- 3 丙类建筑:除甲、乙、丁类以外的建筑;
- 4 丁类建筑: 社会影响小、爆炸危害性低的建筑。

【说明】本条与《民用建筑防爆设计规范》中根据建筑的重要性等级确定抗爆设防类别一致。

7.2.2 设计爆炸威胁,包括爆炸荷载的当量和爆炸位置,应根据建筑所在地社会环境、爆炸物 管控制度、建筑及周边环境、建筑功能布局、防爆减爆措施等情况,通过爆炸风险评估确定。 【说明】爆炸风险评估可参考《民用建筑防爆设计规范》中建筑爆炸风险评估的相关规定;根据爆炸发生位置,分为室外爆炸荷载和室内爆炸荷载,可根据《民用建筑防爆设计规范》相关规定采用不同的确定方法,爆炸荷载的当量计算可参考《民用建筑防爆设计规范》相关规定。

7.2.3 设计爆炸威胁下,甲类建筑结构构件可发生轻微破坏,但不影响建筑的使用;乙类建筑 主要结构构件可发生轻微破坏,次要结构构件和非结构构件可发生中等破坏,建筑可经快速恢 复后继续使用;丙类建筑主要结构构件可发生中等破坏,次要结构构件和非结构构件可发生严 重破坏,建筑经大修后可继续使用;丁类建筑可发生不可修复的破坏。

【说明】7.2.3条给出了不同设防分类所对应的结构整体与构件破坏程度。本条内容基本与《民 用建筑防爆设计规范》表 3.2.4 一致。

抗爆设防类	774 5/7 10/ 14- 144 4/4	构件允许破坏程度						
别	建巩登冲性能	主要结构构件	次要结构构件	非结构部件				
甲类	不影响使用		轻微破坏					
乙类	可快速修复并继续使用	轻微破坏	中等破坏					
丙类	经大修后可继续使用	中等破坏	严重硕	皮坏				
丁类	不可修复	严重破坏	完全破坏					

表 3.2.4 建筑抗爆设防要求

注: 构件破坏程度:

1 轻微破坏:无明显破损;

- 2 中等破坏:未失效,永久变形较小或可修复;
- 3严重破坏:未失效,永久变形较大或可大修;

4 完全破坏: 失效。

7.3 概念设计与构造措施

7.3.1 结构防爆炸连续倒塌概念设计应符合下列要求:

- 1 采取措施减少爆炸作用,或避免结构关键构件直接遭受爆炸作用;
- 2 采用合理的结构布置,避免出现薄弱部位;

3 提高建筑重要结构部位的冗余度,增加可替代传力路径;

4 合理划分结构区域,控制结构破坏范围;

5 节点和连接不先于被连接构部件发生破坏;

6 梁柱节点具有足够的梁端转动变形能力;

7 结构关键构件具有反向承载能力。

7.3.2 结构防爆炸连续倒塌设计应采取以下构造措施:

 1 混凝土结构梁柱节点域梁下部配置受拉纵筋。所有纵筋连续贯通,并与相连接的构件 有可靠的连接或锚固;

2 钢框架结构梁柱节点采用刚性或半刚性连接。

【说明】7.3.2.1 混凝土结构梁柱节点域构造措施有利于柱失效后产生悬链线效应; 7.3.2.2 钢框架结构梁柱节点采用刚性连接确保其承载力,提高钢框架的抗倒塌能力。

7.4 防爆炸连续倒塌设计

7.4.1 甲类建筑的结构防连续倒塌设计,应采用爆炸全过程拆除构件法进行结构分析,必要时 可采用直接动力法进行校核;乙类建筑的结构防连续倒塌设计,应采用拆除构件法进行结构分 析,必要时可采用爆炸全过程拆除构件法或直接动力法进行校核;丙类建筑可仅进行结构防连 续倒塌的概念设计;丁类建筑可不进行结构防连续倒塌设计。

【说明】甲、乙类建筑的结构防连续倒塌设计,应首先进行概念设计并采取合理的构造措施, 再进行防连续倒塌分析。

7.4.2 采用爆炸全过程拆除构件法时,应考虑移除构件相邻构件的初始条件和初始损伤,采用 非线性动力法进行分析。

【说明】(1)爆炸荷载同时作用在移除构件及其相邻构件上,结构分析中应考虑相邻构件的初始条件和初始损伤;(2)相邻构件的初始条件包括初始速度和初始位移,初始损伤包括损伤区域及程度。

7.4.3 采用爆炸全过程拆除构件法应按下列步骤进行:

1建立结构的数值模型;

2对结构施加按 7.4.5 条确定的荷载,分析结构的响应;

3确定需移除的结构关键构件,按 7.2.2 条确定设计爆炸威胁,计算作用于移除构件相邻 构件的爆炸荷载;

4确定相邻构件的初始条件和初始损伤;

5移除结构关键构件,对相邻构件施加初始条件和初始损伤;

6 对剩余结构进行非线性动力分析;

7 判断剩余结构损伤程度;

8 评估分析结果。

【说明】根据相邻构件可能的破坏模式确定损伤区域,可通过修正损伤区域的材料参数施加初 始损伤。本条的爆炸全过程拆除构件法参考《民用建筑防爆设计规范》附录 G 中改进的非线 性动力分析方法,通过考虑爆炸荷载作用下结构构件的非零初始条件和初始损伤,对非线性动 力分析方法进行改进。在考虑结构和材料的非线性特征以及结构移除关键构件后的动力效应的 同时,考虑了爆炸荷载的效应的不利影响。此方法与直接动力法相比,更为方便实用;与拆除 构件法相比,分析结果更加可靠、准确。

7.4.4 采用爆炸全过程拆除构件法时,相邻构件的初始条件可采用等效单自由度体系法确定,初始损伤可采用压力-冲量图法确定。

【说明】构件的等效单自由度体系应根据位移等效和自振频率等效的原则确定,具体可参考《民 用建筑防爆设计规范》中的相关规定。构件的最大位移可采用压力-冲量图中的等位移线表示, 进而确定初始损伤,具体可参考《民用建筑防爆设计规范》中"压力-冲量图法"的相关规定。

7.4.5 采用拆除构件法或爆炸全过程拆除构件法时,荷载组合的设计值应按下式计算:

$$L_{c} = A_{d} \{ \gamma_{G} G_{k} + \psi_{QL} Q_{Lk} + MAX (\psi_{QR} Q_{Rk}, \psi_{QS} S_{k}) \} + 0.002 \Sigma P$$
(7.4.5)

式中: L_c——荷载组合的设计值;

γ_G——永久荷载的分项系数,按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 规定采用;

 ψ_{QL} ——楼面可变荷载频遇值系数,按现行《建筑结构荷载规范》GB50009规定采用; ψ_{QR} ——屋面可变荷载频遇值系数,按现行《建筑结构荷载规范》GB50009规定采用; ψ_{QS} ——雪荷载准永久值系数,按现行《建筑结构荷载规范》GB50009规定采用;

Gk ——永久荷载标准值;

Q_{Lk} ——楼面可变荷载标准值;

Q_{Rk}——屋面可变荷载标准值;

S_k——雪荷载标准值;

*A*_d——动力放大系数,对拆除构件相连跨、且位于拆除构件以上楼层的构件,可按本标准第 4.4.10 条的规定采用,对于其它构件取 1.0;当采用非线性动力法和改进拆除构件法时,取 1.0;

 ΣP —一楼面的永久荷载与可变荷载之和。

【说明】(1) 对剩余结构施加 0.002 Σ*P* 的水平荷载是为了检验结构的整体稳定性; (2) 对竖向荷载的放大是考虑构件失效产生的动力效应。

7.4.6 采用直接动力法时,结构分析应符合下列要求:

1 采用材料的动态本构模型;

2 结构的阻尼模型可采用瑞雷阻尼模型,当采用其它阻尼模型时,应有依据;混凝土结构 阻尼比可取 0.05,钢结构可取 0.03;

3 考虑爆炸冲击波的传播。

7.4.7 采用直接动力法可按下列步骤进行:

1 假定结构为刚体,建立炸药、空气和刚体结构的数值模型;

2 模拟爆炸冲击波的传播过程,确定作用于刚体结构的爆炸荷载;

3 建立结构的数值模型,对结构施加按 7.4.8 条确定的荷载;

4 对结构施加爆炸荷载进行动力分析;

5 判断结构损伤程度;

6 评估分析结果。

【说明】直接动力法也可直接建立炸药、空气、结构的数值模型,通过模拟爆炸波的传播及对结构的作用,对结构进行动力分析。

7.4.8 采用直接动力法时,永久荷载和可变荷载组合的设计值应按下式计算:

$$L_{\rm c} = \gamma_G G_{\rm k} + \psi_{\rm QL} Q_{\rm Lk} + MAX(\psi_{\rm QR} Q_{\rm Rk}, \psi_{\rm QS} S_{\rm k})$$
(7.4.8)

7.4.9 房屋建筑防爆炸连续倒塌分析应满足以下要求:

1 采用线性静力法进行拆除构件法分析时,剩余结构构件的承载力应符合<mark>第 4.4.15 条</mark>的 要求;

2 采用非线性静力法或非线性动力法进行拆除构件法或爆炸全过程拆除构件法分析时, 剩余结构构件的变形和破坏应符合 4.4.16 条的要求;

3 采用直接动力法进行结构分析时,变形限值应符合 4.4.16 条的要求。

7.4.10 结构防爆炸连续倒塌分析结果不满足要求时,可采取下列措施进行设计:

- 1 提高建筑的防护安全距离、设置防爆墙等,降低爆炸荷载或其效应;
- 2 增加结构替代传力路径,提高结构冗余度;
- 3 优化结构布置或增强连接性能等,提高结构整体性;
- 4 提高结构关键构件抗爆性能,避免构件失效。

8 房屋建筑结构建造阶段及加固、改造阶段抗倒塌设计

8.1 一般规定

8.1.1 房屋建筑结构建造阶段及加固、改造阶段,其主体结构构件和临时设施结构构件的承载 力应符合下式规定:

$$\gamma_0 S_d \le R_d \tag{8.1.1}$$

式中: Sd——荷载组合的效应设计值或标准值;

Rd——结构构件的承载力设计值或标准值;

 γ_0 ——重要性系数,建造、加固/改造阶段不应小于 1.0。

【说明】本条规定了房屋建筑结构建造阶段及加固、改造阶段结构构件承载力的基本要求。

8.1.2 房屋建筑结构加固、改造前,应认真研究加固、改造的施工次序,避免因某一构件拆除 或增加荷载引起整体结构连续倒塌。房屋建筑结构加固、改造阶段的抗连续倒塌计算,可采用 本标准<mark>第4章</mark>规定的有关方法。

8.1.3 房屋建筑结构加固、改造阶段,应采取下列防倒塌措施:

1 房屋建筑中的可燃物宜全部移出,当不能全部移出时,除应按相关规定设置临时消防设施外,尚宜按本标准**第6章**的规定进行抗火灾倒塌判别。

2 房屋建筑中的可爆物应全部移出或彻底清除。

【说明】本条第1款是防火灾倒塌的技术措施,第2款为防爆炸倒塌的技术措施,可爆物包括 可爆的气体、液体和粉尘等。

8.1.4 房屋建筑结构在建造时需考虑多种灾害设计工况时,在针对某一灾害荷载进行加固、改造后,应校核结构性能仍满足其他灾害设计工况的设计要求。

【说明】在对房屋建筑结构进行加固、改造时,应考虑抗连续倒塌、抗地震倒塌、抗火倒塌的 协调,应注意各单一灾害下设计结果不能相互矛盾。

75

8.2 结构建造施工阶段防倒塌设计

8.2.1 房屋建筑主体结构建造施工阶段,非完整主体结构和临时设施结构的防倒塌设计应符合下列规定:

1 对于现浇钢筋混凝土结构,应对非完整主体结构与模板支撑体系组成的施工时变结构进 行防倒塌设计;

2 对于钢结构,应对钢结构安装过程的非完整主体结构、胎模架等临时设施结构进行防倒 塌设计。

8.2.2 房屋建筑主体结构建造施工阶段的模板支撑体系、胎模架等临时设施结构应为超静定结构且有比较多的冗余度,并宜与周边的永久结构刚性连接;独立临时设施结构的高度、长度与 其宽度的比值均不宜大于 3,否则应采取措施,设置临时刚性拉结点。

8.2.3 拆除临时设施结构应遵循"先支后拆、后支先拆"的原则。

【说明】本条基于安全的因素,在临时设施结构支设过程中,一般先支设主要受力构件,后支 设次要附属构件;在拆除过程中,一般对次要附属构件先拆除、主要受力构件后拆除。

8.2.4 模板支撑体系防倾覆设计应符合下列规定:

1 应分别对模板支撑整体结构和以梁板为边界的子结构进行防倾覆设计。

2 模板支撑体系防倾覆设计采用的荷载应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》 GB50666 的有关规定。

3 模板支撑体系的防倾覆设计应包括整体抗倾覆和模板支架立杆抗倾覆,应分别符合本标准第8.2.5条和第8.2.6条的规定。

4 模板支撑体系的支撑系统应经过设计计算,应具有足够大的承载力和稳定性。

8.2.5 模板支撑体系的整体抗倾覆应符合下列规定:

$$M_{\rm R} \ge 1.4M_{\rm S}$$
 (8.2.5-1)

$$M_{\rm s} = (l_1 Q_{\rm lk} + l_{\rm w} Q_{\rm wk}) \tag{8.2.5-2}$$

$$M_{\rm R} = l_{\rm G}G_{\rm k} \tag{8.2.5-3}$$

式中: MR---抗倾覆承载力;

Ms——整体倾覆力矩设计值;

11——施工活动诱导荷载作用点至模板支架立杆作用点之间的间距;

Q1k——施工活动诱导荷载标准值;

- lw——风荷载作用点至模板支架立杆作用点之间的间距;
- Qwk——风荷载标准值;
- lg——模板及其支架自重作用点至模板支架立杆作用点之间的间距;
- G_k——模板及其支架自重标准值,取作用于模板支撑体系、胎模架等临时设施上的所有结构、设施等自重之和。

8.2.6 模板支撑体系的模板支架立杆抗倾覆应符合下列规定:

$$\sigma = N / (\gamma_0 \Phi A) \le [f] \tag{8.2.6-1}$$

$$N = N_1 + N_2 \tag{8.2.6-2}$$

$$N_1 = 1.35G_k + 1.4Q_{2k} \tag{8.2.6-3}$$

$$N_2 = M_{\rm s} l_{\rm b} \,/\, \sum l_{\rm i}^2 \tag{8.2.6-4}$$

- 式中: *σ*——模板支架立杆的正应力;
 - N——模板支架立杆承担的总轴压力设计值;
 - N1——竖向荷载作用下立杆的轴压力设计值;
 - N2——倾覆力矩作用下模板支架立杆的轴压力设计值;
 - Φ ——构件稳定性系数;
 - A——模板支架立杆的设计有效承载截面面积;
 - [f]——模板支架立杆的材料强度设计值;
 - G_k——模板及其自重标准值,取作用于模板支撑体系、胎模架等临时设施上的所有结构、 设施等自重之和;

Q2k——施工活荷载标准值;

*M*_s——倾覆力矩;

m——模板支架系统沿宽度方向的立杆的数量;

h---倾覆支点立杆至模板支架立杆中心主轴之间的距离;

li——第i根立杆至模板支架立杆中心主轴之间的距离。

8.2.7 房屋建筑主体结构建造施工阶段的防坍塌设计应满足下列规定:

1 非完整主体结构应具有必要的承载能力、刚度和变形能力;

2 非完整主体结构应避免因部分结构或结构构件的破坏导致整个结构发生坍塌;

3 对非完整主体结构可能出现的薄弱构件,应采取有效措施予以加强;

4 模板支撑体系以梁板为边界的子结构局部坍塌荷载的动力系数不应小于 1.5。

8.2.8 房屋建筑结构建造施工阶段防坍塌设计的结构分析模型应符合下列规定:

1 对于钢筋混凝土结构,应选择施工时变结构分析方法分析非完整结构、模板支架的最大 荷载效应;

2 对于钢结构,应选择非完整结构的最不利构形,按常用结构分析方法进行计算。

8.2.9 房屋建筑结构建造施工阶段防坍塌设计采用的荷载效应组合的设计值应按下式确定:

$$S_{\rm d} = 1.3S_{\rm MGk} + 1.5S_{\rm Q2k} \tag{8.2.9}$$

式中: S_d——荷载效应组合的设计值;

SMGK——模板及其支架自重效应标准值,取作用于模板支撑体系、胎模架等临时设施上的所有结构、设施等自重效应标准值之和;

So2k——施工活荷载效应标准值。

【说明】与现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068、《混凝土结构工程施工规范》GB50666的规定一致。

8.2.10 现浇钢筋混凝土结构施工阶段时变结构分析,可采用以下假定:

1 基础为刚性;

- 2 支撑为刚性;
- 3 楼板刚度相同。

【说明】如配置三层连续模板支撑,按照 Grundy 和 Kabaila 于 1963 年提出的简化分析方法,可按图 8.2.10 进行简化分析计算。



图8.2.10 三层连续支模时模板支撑临时结构体系的简化分析计算

(注:图中数字为对应楼层或支撑在该阶段承担的最大施工静荷载系数)

楼板承受的最大静荷载出现在浇注第5层楼板时,第3层楼板承担的静荷载系数(2.03),此 时第3层板上的支撑承担的静荷载系数(1.03),而支撑承受的最大静荷载出现在浇注第3层 楼板时的第1层支撑上(3.0),此时第一层楼地面承担楼板静荷载系数(3.0)。荷载系数是指 某结构构件承担的荷载与楼板自重(包括模板支架)之比。

8.2.11 房屋建筑建造施工阶段应采取下列防坍塌措施:

1 现浇混凝土模板支撑体系应以立杆计算长度控制纵横向连系杆,扫地杆和立杆顶部应设置纵、横向连系杆。

2 纵、横向连系杆应与侧向永久结构应刚性拉结,并应合理设置剪刀撑体系。模板支撑内 宜每隔3至5根立杆设置垂直支撑,模板支撑立杆的下端、上端应设置水平剪刀撑,模板高支 撑的中间应增设水平剪刀撑。

8.3 结构加固、改造施工阶段防倒塌设计

8.3.1 对结构体系和构件布置进行加固、改造施工时,特别是改造结构之间形式不匹配的结构体系时,应采取有效的防倒塌措施。

【说明】国内外一些坍塌事故分析表明,结构体系和构件布置是结构安全最重要的保证,也是 最容易被忽视的项目。结构体系中,各种结构之间不匹配是典型的结构体系问题。下列结构体 系可认为结构之间的形式不匹配: 混凝土框架结构采用砌筑的条形基础,具有较大推力拱形屋 面或楼面放置在抗侧力较差的柱或砌筑墙体上,重屋盖或楼盖放置在刚度或抗力较差的柱或墙 体上,在同一结构单元中使用不同的结构形式,上部结构与基础的形式不匹配,基础的形式与 地基情况不匹配。

8.3.2 对下列类型的结构进行加固、改造时,应特别重视加固、改造施工阶段的防倒塌设计:

- 1 跨度较大的屋面、楼面或构件;
- 2 按平面构件设计的高度较大的结构或构件;
- 3 悬挑较大的结构或构件;
- 4 基础埋置较浅的高层建筑混凝土结构;
- 5 预应力结构或构件。

【说明】对本条第1款结构类型,应注意跨度较大的楼面或构件设置的楼层情况。对第2款结构类型,应注意结构或构件平面外稳定;对第3、4款结构类型,应注意结构倾覆问题。

8.3.3 房屋建筑结构加固、改造施工阶段结构的安全性等级应符合下列规定:

- 1 非完整永久结构的安全性等级不应低于原设计的结构安全性等级。
- 2 为实施加固、改造而布设的临时结构, 宜按二级安全性等级进行设计。

【说明】改造过程中结构不发生倒塌,且改造完成后的永久结构的安全性不会降低。

8.3.4 房屋建筑结构加固、改造施工阶段防倒塌设计应符合下列规定:

 需要拆除与加固结构构件的改造活动,应根据结构可靠性检测鉴定报告,按拆除和加固 过程中引起结构几何形态、外部作用荷载变化较大的典型几何构形进行分析设计。

2 房屋建筑改造宜遵守先加固、后拆除多余杆件的施工顺序。当必须先拆除构件、后加固时,必须考虑拆除作业活动影响,确保拆除过程和拆除后加固前的剩余结构不发生倒塌。

8.3.5 高宽比大于3的临时支撑结构宜与周边既有结构可靠连接。

8.3.6 临时支撑结构可采用下列措施减小坍塌可能:

1 控制可燃物的堆放,提高构件的耐火极限等,有效控制火灾作用的影响范围和程度;

2 加强构件间连接或结构间锚固件的承载力和抵抗变形的能力。

附录 A 混凝土结构压拱效应计算

A.0.1 采用拆除构件法设计时,当框架梁两端约束较强,可以简化为固定边界时,两跨混凝土 框架梁在失效处集中荷载下的压拱承载力可以按照下式计算:

$$P = \frac{2(M_1 + M_2 - N\delta)}{\beta l}$$
(A.0.1-1)

$$\delta = 0.00050l^2 / h \tag{A.0.1-2}$$

式中: *δ*——压拱峰值承载力对应的峰值位移, 单位: m;

*M*₁、*M*₂——框架梁端的弯矩;

N——压拱效应导致的梁内轴力;

l——两跨混凝土框架梁的总长,单位:m;

 β ——一跨框架梁的净跨与l的比值。

h——梁高,单位:m。

*M*₁、*M*₂和*N*的可以按照下式计算:

$$M_1 = 0.85 f'_c \beta_1 c' b (0.5h - 0.5\beta_1 c') + C'_s (0.5h - d') + T'(0.5h - d')$$
(A.0.1-3)

$$M_2 = 0.85 f'_c \beta_1 cb (0.5h - 0.5\beta_1 c) + C_s (0.5h - d') + T(0.5h - d')$$
(A.0.1-4)

$$N = C_{\rm c} + C_{\rm s} - T = 0.85 f_{\rm c}' \beta_1 cb + C_{\rm s} - T \tag{A.0.1-5}$$

其中, c'和 c 分别采用式(A.0.1-6)、式(A.0.1-7 计算)

$$c' = \frac{h}{2} - \frac{\delta}{4} - \frac{\beta l^2}{4\delta} (\varepsilon + \frac{2t}{l}) + \frac{T' - T - C'_{\rm s} + C_{\rm s}}{1.7 f'_{\rm c} \beta_{\rm l} b}$$
(A.0.1-6)

$$c = \frac{h}{2} - \frac{\delta}{4} - \frac{\beta l^2}{4\delta} (\varepsilon + \frac{2t}{l}) - \frac{T' - T - C'_s + C_s}{1.7 f'_c \beta_l b}$$
(A.0.1-7)

式中: c'---1截面的混凝土相对受压区高度;

c---2截面的混凝土相对受压区高度;

h——梁高;

b——梁宽;

 ε ——构件的轴向压缩变形;

t——支座的水平位移;

- T'---1 截面上部钢筋拉力;
- C'---1截面下部钢筋压力;
- T——2截面下部钢筋拉力;
- C_s——2截面上部钢筋压力;
- f'_{c} ——混凝土圆柱体强度平均值,当混凝土强度低于 C50 时,可取为 0.79 倍 $f_{cu,k}$, $f_{cu,k}$ 为立方体抗压强度标准值;
- C。——2 截面混凝土受压区合压力;
- β_1 ——混凝土相对受压区高度系数;
- d'——混凝土保护层的厚度;

各参数说明如图 A.0.1 所示。





图 A.0.1 压拱机制计算模型

附录 B 静力弹塑性分析法

B.0.1 符合下列条件的房屋建筑结构可采用静力弹塑性分析法进行抗地震倒塌计算:

1 标准设防类建筑;

2 高度不超过 100m;

3 水平力作用下结构侧移曲线以剪切型为主或以弯剪型为主;

4 结构平面有明确的两个正交的主轴;

5 结构构件在平面内的布置基本对称、均匀,为扭转规则结构。

B.0.2 可按下述步骤进行建筑结构静力弹塑性分析:

1 按本标准 5.3 节的规定建立结构计算模型;

2 对结构进行静力推覆分析,得到基底剪力—顶点位移关系曲线和层剪力—层间位移关系 曲线,以及各基底剪力对应的材料应变、构件变形、结构塑性铰分布等;

3 采用能力谱法或目标位移法确定结构在地震作用下的顶点位移、层间位移、材料应变、 构件变形、结构塑性铰分布等;

4 按本标准第 5.4.1 条的规定对结构进行抗地震倒塌判别。

B.0.3 建筑结构静力推覆分析的水平力沿建筑结构高度的分布形式,可采用计算中保持不变的 分布形式,也可采用计算中变化的分布形式。

B.0.4 采用能力谱法时,地震需求谱曲线可由现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50010 规定的地震影响系数曲线变换得到。

84

附录 C 等效线性化方法

C.1 适用范围

C.1.1 罕遇地震动影响下多层钢筋混凝土结构、钢结构的弹塑性峰值地震响应及其构件的承载 力需求和延性需求可采用等效线性化方法计算。

C.1.2 采用等效线性化方法计算的结构应主要由弯曲型或弯剪型构件组成。

C.2 计算方法

C.2.1 罕遇地震动影响下结构响应计算的等效线性化方法可按以下步骤进行:

1 合理选择结构的预期损坏部位,并初步估计罕遇地震动下结构各预期损坏部位的延性系数。

2 罕遇地震动影响下预期损坏部位的延性系数µ可按下式确定:

$$\mu = \frac{\Delta_{\rm t}}{\Delta_{\rm y}} > 1.0 \tag{C.2.1}$$

式中: A---罕遇地震动影响下预期损坏部位的总变形;

△_v——预期损坏部位的屈服变形。

3 根据结构各个预期损坏部位的延性系数μ,可按本附录 C.2.2 第 3 款的方法确定相应预 期损坏部位的等效刚度 ke 和等效阻尼比ζe,并可按本附录 C.2.3 确定整体结构各阶模态的等效 阻尼比ζm,建立整体结构的等效线性化模型。

4 采用振型分解反应谱方法计算结构的等效线性化模型的地震响应,并计算各个构件的延 性系数。若计算所得延性系数与本条第1款所取预期损坏部位的延性系数相差较大时,应进行 迭代计算,直至前后两次迭代计算的延性系数相近为止。

5 可采用本标准<mark>第 5.4.1 条</mark>的规定,对结构进行罕遇地震动影响下的抗倒塌判别。

C.2.2 结构的等效线性化模型应符合下列要求:

 结构的计算模型应与弹性分析所采用的计算模型相一致,合理考虑核心区及节点域刚度、 楼板和非结构构件的影响。除楼板及预期不屈服的构件可取弹性模型外,其余构件均应取等效 线性化模型。 2 钢构件的骨架线可简化为双折线型,钢筋混凝土构件的骨架线可简化为三折线型。承受 较大轴力的钢筋混凝土构件的骨架线应反映轴力对构件抗弯承载力的影响。

3 构件的等效刚度 ke 与附加等效阻尼比 ζe 可按下式计算:

$$k_{\rm e} = \frac{k_{\rm y}}{\mu} \tag{C.2.2-1}$$

$$\zeta_{\rm e} = \kappa \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \zeta_0 \tag{C.2.2-2}$$

式中: ky——构件骨架线上屈服点所对应的割线刚度;

μ——构件的延性系数;

ω——结构的初始阻尼比;

κ——修正系数,可按下式计算:

$$\kappa = 0.3 \mu^{1/4}$$
 (C.2.2-2)

4 对于采用三折线型骨架线的钢筋混凝土构件,当构件变形大于开裂变形、且小于屈服变 形时,构件的等效刚度 k_e应在初始刚度(未开裂刚度)和屈服刚度 k_y之间线性插值,且附加 等效阻尼比ζe取为零。

C.2.3 整体结构各阶模态所对应的等效阻尼比可按下式计算:

$$\zeta_{\rm m} = \frac{\sum_{i} E_{\rm S0m,i} \cdot \zeta_{\rm e,i}}{\sum_{i} E_{\rm S0m,i}} + \zeta_0 \tag{C.2.3}$$

式中: *ζ*_m——结构第 *m* 阶模态的等效阻尼比;

 $\zeta_{e,i}$ ——第*i*单元的附加等效阻尼比;

Esom,i——等效线性化结构模型按第 m 阶振型变形时第 i 单元的弹性应变能;

ω——结构的初始阻尼比,钢筋混凝土结构可取 0.05,钢结构可取 0.02。

C.2.4 采用振型分解反应谱法计算时,地震影响系数曲线可按现行国家标准《建筑抗震设计规 范》GB50011的规定采用,阻尼比应按本附录第 C.2.3 条规定的结构等效阻尼比取值。

附录 D 基于增量动力分析法的倒塌易损性分析方法

D.0.1 当需要确定不同强度地震动影响下结构的倒塌风险时,可采用基于增量动力分析(IDA) 法的倒塌易损性分析方法进行计算。

D.0.2 基于增量动力分析法的倒塌易损性分析方法可按下述步骤进行:

1 按本标准 5.3 节的规定建立结构的弹塑性计算模型。

2 按本标准 5.2 节的规定选定一组地震动记录,计总地震动数量为 N_{total};选择合适的地震动强度指标 IM (可采用 PGA、PGV 或 S_a(T₁)),对该组地震动记录归一化。

3 对结构进行某一强度地震作用下的弹塑性时程分析,采用本标准第 5.4.3 条的规定进行结构地震倒塌判别。记在该强度地震动影响下发生倒塌破坏的地震动数为 N_{collapse},按下式计算 到该强度地震作用下结构的倒塌概率 P_{collapse}:

$$P_{\text{collapse}} = N_{\text{collapse}} / N_{\text{total}}$$
(D.0.2-1)

4 改变地震动强度,重复3款,得到结构在不同强度的地震作用下的倒塌概率;以地震动强度为横坐标,以结构倒塌概率为纵坐标,用对数正态分布拟合得到地震动强度连续变化下的 倒塌概率曲线,即结构倒塌易损性曲线(图 D.0.2)。





5 根据结构倒塌易损性曲线,判别结构的抗倒塌能力以及在不同强度地震作用下的倒塌风险。

附录 E 构件截面温度分布

E.0.1 钢筋混凝土构件截面的火灾温度分布可按现行中国工程建设协会标准《火灾后工程结构 鉴定标准》T/CECS 252-2019 的规定确定。

E.0.2 高温下混凝土的有关物理参数可按下列规定采用:

1 硅质骨料混凝土的导热系数可按式(E.0.2-1)计算确定:

$$\lambda_{\rm c} = 2 - 0.24 \frac{T}{120} + 0.012 (\frac{T}{120})^2 \qquad 20 \,{}^{\circ}{\rm C} \le T \le 1200 \,{}^{\circ}{\rm C}$$
(E.0.2-1)

式中: λ_c ——温度为*T*时混凝土的导热系数[W/(m.°C)];

T——混凝土的温度(℃)。

2 钙质骨料混凝土的导热系数可按下式计算确定:

$$\lambda_{\rm c} = 1.6 - 0.16 \frac{T}{120} + 0.008 (\frac{T}{120})^2 \qquad 20 \,{}^{\circ}{\rm C} \le T \le 1200 \,{}^{\circ}{\rm C} \tag{E.0.2-2}$$

3 混凝土的比热容可按下式计算确定:

$$C_{\rm c} = 900 + 80 \frac{T}{120} - 4(\frac{T}{120})^2$$
 20 °C $\leq T \leq 1200$ °C (E.0.2-3)

式中: C_c —温度为T时混凝土的比热容[J/(kg.°C)]。

E.0.3 计算钢构件截面的火灾温度分布时,高温下钢材的物理参数可采用表 E.0.3 的数值。

参数名称	符号	数值	单位
热膨胀系数	α_{s}	1.4×10 ⁻⁵	m/(m.ºC)
导热系数	$\lambda_{_{s}}$	45	W/(m.ºC)
比热容	C _s	600	J/(kg.ºC)
密度	$ ho_s$	7850	kg/m ³
泊松比	\mathcal{U}_s	0.3	_

表 E.0.3 高温下钢材的物理参数 kg/m3(kg.°C)

附录 F 火场温度

F.0.1 建筑火灾的火场温度可按下列方法确定:

1 按现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978.1 规定的标准升温曲线计算确定:

$$T = 345 \lg(8t+1) + 20 \tag{F.0.1-1}$$

式中:*T*——室内平均温度 (℃);

t——火灾作用时间 (min)。

- 2 按 ISO 834-1: 1999 规定的标准升降温曲线计算确定:
- 升温段(*t*≤*t*_h): 采用公式(F.0.1-1);

降温段 $(t > t_h)$:

$$T = \begin{cases} T_{\rm h} -10.417(t-t_{\rm h}) & t_{\rm h} \le 30 \,\text{min} \,. \\ T_{\rm h} -4.167(3-\frac{t_{\rm h}}{60})(t-t_{\rm h}) & 30 \,\text{min} \,. < t_{\rm h} \le 120 \,\text{min} \,. \\ T_{\rm h} -4.167(t-t_{\rm h}) & t_{\rm h} \ge 120 \,\text{min} \,. \end{cases}$$
(F.0.1-2)

式中: th--升降温临界时间(min);

 T_h ——升降温临界温度(℃)。

F.0.2 当能准确确定建筑室内有关参数时,在 *t* 时刻室内火灾的平均温度 *T*g 可按现行国家标准 《建筑钢结构防火技术规范》GB51249-2017 规定的公式迭代计算:

$$T_{\rm g} = \frac{985488D\eta - 0.2268 \times (\frac{T_{\rm g}^{'} + 273}{100})^4 + 10472\eta + 0.95\alpha T_1}{0.521\eta c_{\rm g} + 0.95\alpha}$$
(F.0.2)

式中: Tg'——本次迭代前室内平均温度 (℃);

D——热释放速率系数;

η——建筑室内的通风系数;

α——对流、辐射换热系数之和[(W/m².°C)];

*c*g——烟气比热容[(J/kg.°C)];

*T*1——壁面内表面温度(℃)。

附录 G 高温下钢和混凝土的强度和弹性模量

G.0.1 高温下普通结构钢的弹性模量可按下式计算:

$$E_{\rm T} = \chi_{\rm T} E \tag{G.0.1-1}$$

$$\chi_{T} = \begin{cases} \frac{7T_{s} - 4780}{6T_{s} - 4760}, 20^{\circ}C \leq T_{s} < 600^{\circ}C\\ \frac{1000 - T_{s}}{6T_{s} - 2800}, 600^{\circ}C \leq T_{s} < 1000^{\circ}C \end{cases}$$
(G.0.1-2)

式中: Ts--温度(°C);

 $E_{\rm T}$ ——温度为 $T_{\rm s}$ 时普通结构钢的弹性模量(MPa);

E——常温下普通结构钢的弹性模量,应按照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 取值;
 *χ*_T——高温下普通结构钢的弹性模量折减系数。

G.0.2 高温下普通结构钢的屈服强度可按下式计算:

$$f_{\rm yT} = \eta_{\rm T} f_{\rm y} \tag{G.0.2-1}$$

$$\eta_{\rm sT} = \begin{cases} 1.0 & 20^{\circ}{\rm C} \le T_{\rm s} \le 300^{\circ}{\rm C} \\ 1.24 \times 10^{-8} T_{\rm s}^3 - 2.096 \times 10^{-5} T_{\rm s}^2 & \\ + 9.228 \times 10^{-3} T_{\rm s} - 0.2168 & 300^{\circ}{\rm C} < T_{\rm s} < 800^{\circ}{\rm C} \\ 0.5 - T_{\rm s} / 2000 & 800^{\circ}{\rm C} \le T_{\rm s} \le 1000^{\circ}{\rm C} \end{cases}$$
(G.0.2-2)

$$f_{\rm y} = \gamma_{\rm R} f \tag{G.0.2-3}$$

式中: fyr——温度为 Ts时普通结构钢的屈服强度(MPa);

fy——常温下普通结构钢的屈服强度(MPa);

f——常温下普通结构钢的强度设计值(MPa);

𝑘──钢材的分项系数, 取𝑘 =1.1;

 η_{T} ——高温下普通结构钢屈服强度折减系数。

G.0.3 高温下耐火钢的弹性模量和屈服强度可分别按式(G.0.1-1)和式(G.0.2-1)确定,其中, 弹性模量折减系数 χ_T 和屈服强度折减系数 η_T 可分别按式(G.0.3-1)和式(G.0.3-2)确定:

$$\chi_{sT} = \begin{cases} 1 - \frac{T_s - 20}{2520} & 20^{\circ}\text{C} \le T_s < 650^{\circ}\text{C} \\ 0.75 - \frac{7(T_s - 650)}{2500} & 650^{\circ}\text{C} \le T_s < 900^{\circ}\text{C} \\ 0.5 - 0.0005T_s & 900^{\circ}\text{C} \le T_s \le 1000^{\circ}\text{C} \\ 0.5 - 0.0005T_s & 900^{\circ}\text{C} \le T_s \le 1000^{\circ}\text{C} \\ \eta_{sT} = \begin{cases} \frac{6(T_s - 768)}{5(T_s - 918)} & 20^{\circ}\text{C} \le T_s < 700^{\circ}\text{C} \\ \frac{1000 - T_s}{8(T_s - 600)} & 700^{\circ}\text{C} \le T_s \le 1000^{\circ}\text{C} \end{cases}$$
(G.0.3-2)

G.0.4 高温下普通混凝土的轴心抗压强度、弹性模量应按下式确定:

$$f_{\rm cT} = \eta_{\rm cT} f_{\rm c} \tag{G.0.4-1}$$

$$E_{\rm cT} = 1.5 f_{\rm cT} / \varepsilon_{\rm c0,T} \tag{G.0.4-2}$$

式中: f_c---温度为 T_c时混凝土的轴心抗压强度设计值 (N/mm²);

fc——常温下混凝土的轴心抗压强度设计值(N/mm²),应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定取值;

η_{cr}——高温下混凝土的轴心抗压强度折减系数,按表 G.0.4 取值;其他温度下的值,可采用线 性插值方法确定;

 E_{cT} ——高温下混凝土的弹性模量 (N/mm²);

*ε*_{c0,T}——高温下混凝土应力为*f*_{cT}时的应变,按表 G.0.4 取值;其他温度下的值,可采用线性插值方法确定。

										U			1
$T_{\rm c}$ (°C)	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$\eta_{ m cT}$	1.00	1.00	0.95	0.85	0.75	0.60	0.45	0.30	0.15	0.08	0.04	0.01	0
$\epsilon_{c0,T}$ (×10 ⁻³)	2.5	4.0	5.5	7.0	10.0	15.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	-

表 G.0.4 高温下普通混凝土的轴心抗压强度折减系数 η_{cT} 及应力为 f_{cT} 时的应变 ε_{c0,T}

G.0.5 高温下轻骨料混凝土的轴心抗压强度和弹性模量可按本标准式(G.0.4)计算。其中,高温 下轻骨料混凝土的轴心抗压强度折减系数 η_{cT} 及应力为 f_{cT} 时的应变 ε_{c0,T} 应按表 G.0.5 确定;其 他温度下的值,可采用线性插值方法确定。

表 G.0.5 高温下轻骨料混凝土的轴心抗压强度折减系数 η cr 及应力为 f cr 时的应变 ε co, r

<i>T</i> _c (℃)	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$\eta_{ m cT}$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.88	0.76	0.64	0.52	0.40	0.28	0.16	0.04	0

$\epsilon_{c0,T}$ (×10 ⁻³)	2.5	4.0	5.5	7.0	10.0	15.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	
--	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	--

附录Ⅰ火灾作用下混凝土和钢筋的应力、应变

I.0.1 火灾作用下混凝土和钢筋的总应变可分别采用以下表达式:

混凝土:

$$\varepsilon^{c} = \varepsilon^{c}_{\sigma} + \varepsilon^{c}_{th} + \varepsilon^{c}_{cr} + \varepsilon^{c}_{tr} \tag{I.0.1-1}$$

钢筋:

$$\varepsilon^{s} = \varepsilon^{s}_{\sigma} + \varepsilon^{s}_{th} + \varepsilon^{s}_{cr} \tag{I.0.1-2}$$

式中: ɛ°, ɛ°——分别为火灾作用下混凝土和钢筋的总应变;

ε^c_σ, ε^s_σ——分别为火灾作用下混凝土和钢筋的力学应变;

ε^c_{th}, ε^s_{th}——分别为火灾作用下混凝土和钢筋的自由热膨胀应变;

ε^ccr, ε^scr——分别为火灾作用下混凝土和钢筋的热徐变;

 ε_{tr} ——火灾作用下混凝土的瞬态热应变。

I.0.2 火灾作用下混凝土应力-热徐变关系可采用以下表达式:

$$\varepsilon_{cr}^{c} = \frac{\sigma}{f_{c}^{T}} \sqrt{\frac{t}{t_{0}}} \left(e^{\frac{6T}{1000}} - 1 \right) \times 60 \times 10^{-6}$$
(I.0.2)

式中: *σ*——混凝土压应力;

*f*_c^T——温度 T 时混凝土受压应力—应变曲线的峰值应力;
 t——时间(min);
 *t*₀——恒定参数, 120min。

I.0.3 火灾作用下混凝土应力-瞬态热应变关系可采用以下表达式:

$$\varepsilon_{tr} = \frac{\sigma}{f_c^T} \left[72 \left(\frac{T}{1000} \right)^2 - \left(\frac{T}{1000} \right) \right] \times 10^{-3}$$
(I.0.3)

附录 J 房屋建筑外围护结构抗爆炸倒塌设计

J.0.1 经防护措施保护的房屋建筑外围护结构在遭受爆炸时,不应发生大量碎片飞溅而导致人员伤亡及重大财产损失。

【说明】房屋建筑围护结构可分为透明和不透明两种类型:不透明围护结构包括墙、屋面、地板、顶棚等;透明围护结构包括窗户、天窗、阳台门、玻璃隔断等。按是否与室外空气直接接触,又可分为:外围护结构和内围护结构。在不特别加以指明的情况下,围护结构通常指外围护结构,包括外墙、屋面、窗户、阳台门、外门,以及不采暖楼梯间的隔墙和户门等。

J.0.2 有抗爆炸倒塌设计要求的房屋建筑外围护墙应符合下列规定:

1 应具有抵抗爆炸动力作用的能力,防止爆炸冲击荷载传给主体结构。

2 应配置水平和竖向通长分布钢筋。竖向分布钢筋配筋率不应小于 0.05%,钢筋间距不 应大于 1200mm,墙端部 400mm 长度内应加强。水平分布钢筋配筋率不应小于 0.025%,墙的 顶部和底部 400mm 高度内均应加强;采用钢筋混凝土水平现浇带时,其间距不应大于 1200mm。

3 对既有建筑不符合上述规定的砌体墙不应用作有抗爆防护要求的外围护墙。

J.0.3 有抗爆炸倒塌设计要求的房屋建筑的外围护墙的窗户、玻璃幕墙、天窗等安装玻璃的外围护结构应符合下列规定:

1 遭受爆炸作用时,不得发生倒塌破坏。

2 外围护墙的窗户、玻璃幕墙、天窗等应采用夹层玻璃或中空玻璃,夹层玻璃的厚度不应小于 6mm (由两块厚度为 3mm 的退火玻璃和最小厚度为 0.75mm 的 PVB 粘结而成),中空玻璃的内侧玻璃板应采用厚度不小于 6mm 的夹层玻璃。

3 宜根据碎片伤害和整片玻璃伤害风险大小,确定是否使用缆索阻挡系统。

4 玻璃的支撑结构应有足够的强度,支撑结构的破坏不应先于玻璃破坏,支撑结构不应 发生倒塌破坏。

5 玻璃的支撑结构或固定结构应与周围结构有可靠的连接,不得发生脱落或滑出。

J.0.4 对可能遭受爆炸作用的既有建筑的外围护墙,应采取加固措施,必要时可采用碎片阻挡 膜等措施,使其具有抗爆炸倒塌能力。

J.0.5 既有玻璃幕墙可采用碎片阻挡膜进行防护,应评估玻璃碎片和整片玻璃高速脱离造成伤

94

害的威胁程度,必要时应采用钢索网系统防止整片玻璃高速脱离。

J.0.6 外围护墙玻璃窗的改造应符合下列规定:

1 可采用碎片阻挡膜进行防护,防护膜应能将爆炸冲击波荷载传递到玻璃框上,应避免整块玻璃沿防护膜的边缘出现断裂破坏。

2 玻璃框、支承玻璃框的墙体应具有足够的强度抵抗压力波。

附录 H 构件模型和构件性能点

H.1 材料本构模型

H.1.1 混凝土材料本构模型应符合下列规定:

1 非约束混凝土受压,受拉曲线可采用《混凝土结构设计规范》(GB50010)的相关规定。

2 箍筋约束核心区混凝土单轴本构关系中的受压卸载曲线、受压再加载曲线和受拉曲线可 采用《混凝土结构设计规范》(GB50010)的相关规定,受压骨架曲线可采用图 H.1.1-1 约束混 凝土模型。





$$\sigma = \frac{f_{\rm cc} xr}{r - 1 + x^r} \tag{H.1.1-1}$$

$$f_{cc} = f_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_l}{f_{co}}} - 2\frac{f_l}{f_{co}}\right)$$
(H.1.1-2)

$$x = \frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_{cc}} \tag{H.1.1-3}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{H.1.1-4}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$$
(H.1.1-5)

$$E_{\rm sec} = f_{\rm cc} / \varepsilon_{\rm cc} \tag{H.1.1-6}$$

式中:σ——约束混凝土轴向受压应力;

ε——约束混凝土轴向受压应变;

fc——约束混凝土单轴受压峰值应力;

fco----素混凝土单轴受压峰值应力;

fi----有效约束应力,可按式(H.1.1-7)~(H.1.1-9)确定;

 ε_{cc} —约束混凝土单轴受压峰值应力对应的轴向受压应变;

 ε_{co} —素混凝土单轴受压峰值应力对应的轴向受压应变;

Ec——混凝土的初始弹性模量;

Esec——约束混凝土对应于峰值应力点的割线模量;

对于圆形截面,径向的有效约束应力fi:

$$f_l = 0.5k_{\rm e}\rho_{\rm s}f_{\rm vh}$$
 (H.1.1-7)

对于矩形截面, x 方向和 y 方向的有效应力 f_{1x} 和 f_{1y} :

$$f_{lx} = k_{\rm e} \rho_{\rm x} f_{\rm yh} \tag{H.1.1-8}$$

$$f_{ly} = k_{\rm e} \rho_{\rm y} f_{\rm yh}$$
 (H.1.1-9)

式中: ke——有效约束系数,可按式(H.1.1-10)计算;

 ρ_x ——矩形截面 x 方向体积配箍率;

 ρ_y ——矩形截面y方向体积配箍率;

 $\rho_{\rm s}$ ——体积配箍率;

fyh----箍筋屈服强度。

有效约束系数 ke可按式(H.1.1-10)计算:

$$k_{\rm e} = \frac{A_{\rm e}}{A_{\rm c}(1 - \rho_{\rm cc})} \tag{H.1.1-10}$$

式中: Ae——有效混凝土核心面积, 按式(H.1.1-11)和(H.1.1-13)计算;

Ac——核心区混凝土面积,按式(H.1.1-12)和(H.1.1-14)计算;

ρ...-纵筋面积与核心区混凝土面积的比值。

有效混凝土核心面积 Ae和核心区混凝土面积 Ac可按式(H.1.1-11)~(H.1.1-14)确定: 对于圆形截面:

$$A_{e} = \frac{\pi}{4} (d_{s} - \frac{s}{2})^{2}$$
(H.1.1-11)

$$A_{c} = \frac{\pi}{4} d_{s}^{2}$$
(H.1.1-12)

对于矩形截面:

$$A_e = [BD - \sum_{i=1}^{n} \frac{W_i^2}{6}](1 - \frac{s}{2B})(1 - \frac{s}{2D})$$
(H.1.1-13)

$$A_c = B'D'$$
 (H.1.1-14)

式中: s'——箍筋垂直净间距;

ds——箍筋所围圆形的净直径加上箍筋直径;

B'——矩形截面约束混凝土核心宽度;

D'——矩形截面约束混凝土核心高度;

Wi----纵筋净间距。

H.1.2 钢筋的本构模型宜符合下列规定:

1 普通钢筋和预应力筋单调加载的应力-应变本构关系曲线按图 H.1.2-1 确定,必要时,可 采用实测曲线确定钢筋的本构关系。



图 H.1.2-1 钢筋单调受拉应力-应变曲线

图中:

$$\sigma_{s} = \begin{cases} E_{s}\varepsilon_{s} & \varepsilon_{s} \leq \varepsilon_{y} \\ f_{ym} & \varepsilon_{y} < \varepsilon_{s} \leq k_{1}\varepsilon_{y} \\ f_{ym} + \frac{(\varepsilon_{s} - k_{1}\varepsilon_{y})(f_{stm} - f_{ym})}{(k_{2}\varepsilon_{y} - k_{1}\varepsilon_{y})} & k_{1}\varepsilon_{y} < \varepsilon_{s} \leq k_{2}\varepsilon_{y} \\ 0 & \varepsilon_{s} > k_{2}\varepsilon_{y} \end{cases}$$
(H.1.2-1)

$$\sigma_{p} = \begin{cases} E_{s}\varepsilon_{p} & \varepsilon_{p} \leq \varepsilon_{py} \\ f_{pym} + \frac{\left(\varepsilon_{p} - \varepsilon_{py}\right)\left(f_{ptm} - f_{pym}\right)}{\left(k_{2}\varepsilon_{py} - \varepsilon_{py}\right)} & \varepsilon_{py} < \varepsilon_{p} \leq k_{2}\varepsilon_{py} \\ 0 & \varepsilon_{p} > k_{2}\varepsilon_{py} \end{cases}$$
(H.1.2-2)

式中: Es——钢筋和预应力筋的弹性模量;

σs——钢筋应力;

εs——钢筋应变;

fym——钢筋的屈服强度平均值;

 ε_y ——钢筋的屈服应变,可取 f_{ym}/E_s ;

 $k_1 \varepsilon_y$ ——钢筋硬化起点应变,在没有实验依据时,可取 0.01;

 $k_{2}\varepsilon_{y}$ ——钢筋峰值应变,在没有实验依据时,可取总伸长率 δ_{gt} ;

 $K \longrightarrow \overline{\psi}(k_{2}\varepsilon_{y} - k_{1}\varepsilon_{y}), \overline{\psi}(k_{2}\varepsilon_{y} - k_{1}\varepsilon_{y}), \overline{\psi}(k_{2}\varepsilon_{y} - k_{1}\varepsilon_{y}), \overline{\psi}(k_{2}\varepsilon_{y} - \varepsilon_{y}), \overline{\psi}(k_{2}\varepsilon_{y}), \overline{\psi}$

σ_p——预应力筋应力;

ε_p——预应力筋应变;

fpym----预应力筋的屈服强度平均值;

 ε_{py} —预应力筋的屈服应变,可取 f_{pym}/E_s ;

 $k_{2}\varepsilon_{py}$ ——预应力筋峰值应变,在没有实验依据时,可取总伸长率 δ_{gt} ;

钢筋反复加载的应力-应变本构关系曲线可按图 H.1.2-2 确定。必要时,可采用实测曲线确定钢筋的反复加载本构关系。



图 H.1.2-2 钢筋反复拉压应力-应变曲线

图中:

$$\sigma = E_s \left(\varepsilon_s - \varepsilon_a\right) - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a}\right)^p \left[E_s \left(\varepsilon_b - \varepsilon_a\right) - \sigma_b\right]$$
(H.1.2-3)

$$p = \frac{(E_s - k)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s(\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b}$$
(H.1.2-4)

式中: $k \longrightarrow$ 等效硬化直线的斜率,钢筋为 $(f_{stm} - f_{ym})/(k_2\varepsilon_y - k_1\varepsilon_y)$,预应力筋为 $(f_{ptm} - f_{pym})/(k_2\varepsilon_{py} - \varepsilon_{py});$

εα——再加载路径起点对应的应变

••• ••• 再加载路径终点对应的应力和应变,如再加载方向钢筋未曾屈服过,则••• •• 取钢筋初始屈服点的应力应变。如再加载方向钢筋已经屈服过,则取该方向 钢筋历史最大应变。

2 钢构件本构模型宜采用随动强化滞回模型或混合强化滞回模型;当钢构件单轴应力应变 关系有强化段时,屈服后强化刚度可取初始刚度的1%,或根据试验确定;对分析中出现严重 失效行为的构件,应考虑构件的局部屈曲和断裂效应。当采用纤维模型时,考虑局部屈曲的钢 材本构模型可参考图 H.1.2-3 确定。





图中:

$$\sigma_{\rm lb} = \begin{cases} 1.01(-f_{\rm y}), & (-\varepsilon_{\rm y}) > \varepsilon_{\rm lb} > k_{\rm s1}(-\varepsilon_{\rm y}) \\ k_{\rm s4}(-f_{\rm y}) + \frac{E_{\rm s}(1-k_{\rm s4})}{(-\varepsilon_{\rm y})(k_{\rm s2}-k_{\rm s1})^2} (\varepsilon_{\rm lb} - k_{\rm s2}(-\varepsilon_{\rm y}))^2, k_{\rm s1}(-\varepsilon_{\rm y}) \ge \varepsilon_{\rm lb} > k_{\rm s2}(-\varepsilon_{\rm y}) \\ k_{\rm s4}(-f_{\rm y}), & \varepsilon_{\rm lb} \le k_{\rm s2}(-\varepsilon_{\rm y}) \end{cases}$$
(H.1.2-5)

$$\tau_{\rm re} = -0.004$$
 (H.1.2-6)

对于H型钢截面:

1

$$\gamma_{\rm spm} = -0.062\,\alpha_{\rm w} - 0.56\,\alpha_{\rm f} + 0.98 \tag{H.1.2-8}$$

$$\tau_{\rm lb} = -0.0046\alpha_{\rm w}^2 - 0.57\alpha_{\rm f}^2 - 0.0005 \tag{H.1.2-9}$$

$$\alpha_{\rm w} = [(D_{\rm w} - 2t_{\rm f})/t_{\rm w}]^2 \varepsilon_{\rm y}$$
(H.1.2-10)

$$\alpha_{\rm f} = (B_{\rm f} / t_{\rm f})^2 \varepsilon_{\rm y} \tag{H.1.2-11}$$

对于矩形截面:

$$\varepsilon_{\rm lb} = [(8.7/\alpha) - 1.2] \times (-\varepsilon_{\rm v}) \tag{H.1.2-12}$$

$$\gamma_{\rm spm} = -0.079\,\alpha + 0.81 \tag{H.1.2-13}$$

$$\tau_{\rm lb} = -0.014 \alpha^2 - 0.005 \tag{H.1.2-14}$$
$$\alpha = (B/t)^2 \varepsilon_{\rm y} \tag{H.1.2-15}$$

对于圆形截面:

$$\varepsilon_{\rm lb} = 0.205 \,\alpha^{-1.39} \times (-\varepsilon_{\rm v})$$
 (H.1.2-16)

$$\gamma_{\rm spm} = 3.37 \,\alpha^{-0.07} - 3.576 \tag{H.1.2-17}$$

$$\tau_{\rm lb} = -0.12\alpha^{-0.48} + 0.011 \tag{H.1.2-18}$$

$$\alpha = (D/t)\varepsilon_{\rm v} \tag{H.1.2-19}$$

式中: Es——钢材的弹性模量;

ε_y——钢材屈服应变;

ειь——钢材受压屈曲应变;

fy——钢材的屈服应力;

σιь——钢材受压屈服应力;

ks1——硬化起点应变与 εy 的比值;

ks2——受拉峰值应变与 εy 的比值;

ks3——受拉极限应变与 εy 的比值;

k_{s4}——受拉峰值应力与fy的比值;

上述参数可按照实际试验结果进行取值。

D_w——H型钢截面腹板高度;

D——圆形截面直径;

Bf——H型钢截面翼缘宽度;

B——矩形截面宽;

tw——腹板厚度,

tf-----翼缘厚度,

t——矩形或圆形截面钢板厚度。

H.1.3 对于圆钢管及方钢管混凝土,其弹塑性力学模型应考虑钢管约束对混凝土轴心抗压强度 和受压变形的影响; 1 圆钢管混凝土内核心混凝土单调受压的应力-应变关系, 宜按下列公式确定:

$$y = 2x - x^2$$
 (x≤1) (H.1.3-1)

$$y = \begin{cases} 1 + q \cdot (x^{0.1\xi} - 1) & (\xi \ge 1.12) \\ \frac{x}{\beta \cdot (x - 1)^2 + x} & (\xi < 1.12) \end{cases}$$
(H.1.3-2)

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \tag{H.1.3-3}$$

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_0} \tag{H.1.3-4}$$

$$\sigma_{o} = [1 + (-0.054\xi^{2} + 0.4\xi) \cdot (\frac{24}{f_{c}})^{0.45}] \cdot f_{c}^{'}$$
(H.1.3-5)

$$\varepsilon_{o} = \varepsilon_{cc} + [1400 + 800(\frac{f_{c}}{24} - 1)] \cdot \xi^{0.2}$$
 (µε) (H.1.3-6)

$$\varepsilon_{\rm cc} = 1300 + 12.5 f_{\rm c}$$
 (µ ϵ) (H.1.3-7)

$$q = \frac{\xi^{0.745}}{2+\xi} \tag{H.1.3-8}$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} \cdot f_c^{2} \cdot 3.51 \times 10^{-4}$$
(H.1.3-9)

$$\alpha_{\rm s} = A_{\rm s} / A_{\rm c} \tag{H.1.3-10}$$

$$\xi = \frac{A_{\rm s} \cdot f_{\rm y}}{A_{\rm c} \cdot f_{\rm ck}} = \alpha_{\rm s} \cdot \frac{f_{\rm y}}{f_{\rm ck}} \tag{H.1.3-11}$$

- 式中: αs——钢管混凝土截面含钢率;
 - ζ——约束效应系数;
 - f_____混凝土圆柱体抗压强度,可按表H.1.3换算;
 - fck——混凝土轴心抗压强度标准值;
 - fy——钢管的屈服强度;
 - As——钢管的横截面面积;
 - Ac——核心混凝土的横截面面积。

表 H.1.3 混凝土轴压强度不同表示值间的近似对应关系

强度等级	C30	C40	C50	C60	C70	C80
$f_{\rm c}$, (N/mm ²)	24	33	41	51	60	70

2 方钢管混凝土内核心混凝土单调受压的应力-应变关系宜按下列公式确定:

$$y = 2x - x^2$$
 (x≤1) (H.1.3-12)

$$y = \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^{\eta} + x}$$
 (x>1) (H.1.3-13)

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \tag{H.1.3-14}$$

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_0} \tag{H.1.3-15}$$

$$\sigma_{\rm o} = [1 + (-0.0135 \cdot \xi^2 + 0.1 \cdot \xi) \cdot (\frac{24}{f_{\rm c}})^{0.45}] \cdot f_{\rm c}^{'}$$
(H.1.3-16)

$$\varepsilon_{\rm o} = \varepsilon_{\rm cc} + [1330 + 760 \cdot (\frac{f_{\rm c}^{'}}{24} - 1)] \cdot \xi^{0.2}$$
 (µ ε) (H.1.3-17)

$$\varepsilon_{\rm cc} = 1300 + 12.5 \cdot f_{\rm c}$$
 (µ ε) (H.1.3-18)

$$\eta = 1.6 + 1.5/x$$
 (H.1.3-19)

$$\beta = \begin{cases} \frac{(f_{c}^{'})^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \le 3.0) \\ \frac{(f_{c}^{'})^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi} \cdot (\xi-2)^{2}} & (\xi > 3.0) \end{cases}$$
(H.1.3-20)

式中: *č*——约束效应系数;

 f_{c} ——混凝土圆柱体抗压强度,可按表H.1.3换算;

3 圆(方)钢管混凝土内核心混凝土单调受拉的应力-应变关系宜按下列公式确定:

$$y = \begin{cases} 1.2x - 0.2x^{6} & (x \le 1) \\ \frac{x}{0.31\sigma_{p}^{2} \cdot (x-1)^{1.7} + x} & (x > 1) \end{cases}$$
(H.1.3-21)

$$x = \frac{\varepsilon_{\rm c}}{\varepsilon_{\rm p}} \tag{H.1.3-22}$$

$$y = \frac{\sigma_{\rm c}}{\sigma_{\rm p}} \tag{H.1.3-23}$$

$$\sigma_{\rm p}=0.26(1.25\,f_{\rm c}^{-})^{2/3}$$
 (H.1.3-24)

$$\varepsilon_{\rm p}=43.1\,\sigma_{\rm p}$$
 (H.1.3-25)

式中: Ep---峰值拉应力时的应变;

 σ_p ——峰值拉应力;

4 圆钢管混凝土内核心混凝土反复荷载作用下的应力-应变关系(图 H.1.3-1)宜按下列公式 确定:

1) 受压卸载、再加载路径宜按下列公式确定:

$$\varepsilon_{\rm B} = \frac{\sigma_{\rm o} \cdot \varepsilon_{\rm A} - \sigma_{\rm A} \cdot \varepsilon_{\rm I}}{\sigma_{\rm o} + \sigma_{\rm A}} \tag{H.1.3-26}$$

$$\varepsilon_1 = 0.5\varepsilon_0 \tag{H.1.3-27}$$

$$\sigma_{\rm C} = \frac{0.75\sigma_{\rm o}}{0.75\varepsilon_{\rm I} + \varepsilon_{\rm B}} \cdot (\varepsilon_{\rm A} - \varepsilon_{\rm B}) \tag{H.1.3-28}$$

$$\varepsilon_{\rm D} = \frac{D_1 \cdot \varepsilon_{\rm A} - D_2 \cdot \varepsilon_{\rm B} - \sigma_{\rm C}}{D_1 - D_2} \tag{H.1.3-29}$$

$$\sigma_{\rm D} = D_2 \cdot (\varepsilon_{\rm D} - \varepsilon_{\rm B}) \tag{H.1.3-30}$$

$$D_{1} = \frac{3\sigma_{o} + \sigma_{C}}{3\varepsilon_{1} + \varepsilon_{A}}$$
(H.1.3-31)

$$D_2 = \frac{0.2\sigma_0}{0.2\varepsilon_1 + \varepsilon_B} \tag{H.1.3-32}$$

式中: ɛ_B——卸载至应力为零时的残余应变;

 $\sigma_{\rm C}$ ——再加载过程中C点应力;

ε_D——卸载过程中D点应力;

 $\sigma_{\rm D}$ ——卸载过程中C点应力。

2) 受拉卸载、再加载路径宜按下列公式确定:

$$\varepsilon_{\rm H} = \varepsilon_{\rm G} \cdot \left(0.1 + \frac{0.9\varepsilon_{\rm o}}{\varepsilon_{\rm o} + |\varepsilon_{\rm G}|} \right) \tag{H.1.3-33}$$

$$\sigma_{\rm con} = 0.3\sigma_{\rm W} \cdot \left(2 + \frac{|\varepsilon_{\rm H}|/\varepsilon_{\rm o} - 4}{|\varepsilon_{\rm H}|/\varepsilon_{\rm o} + 2}\right) \tag{H.1.3-34}$$

$$\sigma_{w} = \sigma_{o} \quad \varepsilon_{h} \le \varepsilon_{o}$$
 按G - I - J加卸载
 $\sigma_{w} = \sigma_{A} \quad \varepsilon_{h} > \varepsilon_{o}$ 按G - I'-C - E加卸载 (H.1.3-35)

$$\sigma = \sigma_{\rm con} \left(1 - \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{\rm H} + \varepsilon} \right) \qquad (\varepsilon_{\rm H} \le \varepsilon < 0) \tag{H.1.3-36}$$

$$\sigma = \sigma_{con} \cdot (1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}) + \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0 + \varepsilon} \cdot \sigma_o \quad 0 \le \varepsilon < \varepsilon_o \quad \text{ if G - I - J m in it }$$

$$\sigma = \sigma_{con} \cdot (1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_A}) + \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_A + \varepsilon} \cdot \sigma_C \quad 0 \le \varepsilon < \varepsilon_A \quad \text{ if G - I - C - E m in it }$$
(H.1.3-37)

式中: ε_н——开始产生裂面效应的起始点H的应变;

 σ_{con} ——再加载过程中应变为零点I或I'的应力;

ε_h——历史最大压应变。



图 H.1.3-1 混凝土应力-应变滞回关系曲线示意图

5 钢管在单调荷载作用下的应力-应变关系宜按下列公式确定:

$$\sigma = \begin{cases} E_{s}\varepsilon_{s} & |\varepsilon| \le \varepsilon_{y} \\ f_{y} + k(\varepsilon - \varepsilon_{y}) & |\varepsilon| > \varepsilon_{y} \end{cases}$$
(H.1.3-38)

式中: E_s——钢管的弹性模量;

fy——钢管的屈服强度;

 ε_v ——钢管的屈服应变;

k——钢管强化段斜率。

6 钢管在反复荷载作用下的应力-应变关系宜按下列公式确定:

$$E_{\rm b} = \begin{cases} \frac{f_{\rm y} - |\sigma_{\rm d}|}{|\varepsilon_{\rm d} + \varepsilon_{\rm y}|} & 1.65\varepsilon_{\rm y} < |\varepsilon_{\rm d}| \le 6.11\varepsilon_{\rm y} \\ 0.1E_{\rm s} & |\varepsilon_{\rm d}| > 6.11\varepsilon_{\rm y} \end{cases}$$
(H.1.3-39)

式中: E_b——软化段de和d'e'的模量;

E.——钢管的弹性模量;

 σ_{d} ——软化段起始点d和d'点的应力,d点和d'点分别位于ab和a'b'平行的直线上;

 ε_a ——软化段起始点d和d'点的应变;

 ε_{v} ——钢管的屈服应变。



图 H.1.3-2 钢管应力-应变滞回关系曲线示意图

【H.1.3】 对于圆钢管混凝土内核心混凝土在反复荷载作用下的应力-应变关系,受压卸载、再加载路径中, 当压应变小于等于 $0.55\varepsilon_0$ 时按弹性刚度加卸载;当应变大于 $0.55\varepsilon_0$ 时,按"焦点法"计算加卸载路径,卸载 至 $\sigma=0$ 时的残余应变为 ε_B 。自骨架线上卸载沿 D-B 进行,如卸载超过 B 点后再加载时,再加载线将沿折 线 B-C-E 进行,E 为骨架线上应变等于 $1.15\varepsilon_A$ 时对应的点。对于卸载至 B 点后再反向加载,当应变历史上 出现的最大拉应变 $\varepsilon \leq \varepsilon_p$,即受拉混凝土尚未发生开裂时,则应力应变将沿直线 BF 发展,F(ε_p , σ_p)为骨 架线上峰值拉应力的对应点;当应变历史上出现的最大拉应变 $\varepsilon > \varepsilon_p$ 时,则应力应变将沿直线 BG 发展,G(ε_G , σ_G)为骨架线上最大拉应变的对应点。

当拉应变 ε 小于等于 ε_p时按弹性刚度加卸载;当拉应变 ε 大于 ε_p时,采用曲线方程来描述卸载、再加载路径。设自下降段上 G 点卸载,考虑裂面效应,卸载首先按直线卸至 H 点,H 点为开始产生裂面效应的起始点。如果历史最大压应变小于峰值压应变,按 G-I-J 进行卸载和再加载;如果历史最大压应变大于峰值压应变,按 G-I'-C-E 进行卸载和再加载。如在 GI 曲线上任一点卸载,则卸载路径为卸载点和 G 点的连线。

对于钢管在反复荷载作用下的应力-应变关系,当应变小于等于屈服应变 Ey 时,按弹性刚度 Es 加卸载; 如果钢材在进入强化段 ab 前卸载,则不考虑包辛格(Bauschinger)效应;反之,如果钢材在强化段 ab 卸载,则需考虑包辛格(Bauschinger)效应。

H.2 构件性能点

H.2.1 压弯破坏的钢筋混凝土框架柱,其弯矩-转角(*M*-θ)模型的骨架线可采用图 H.2.1 所示的 四折线,骨架线的有关参数可按下列规定确定,或由试验确定,或由经过试验验证的计算确定;



图 H.2.1 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的弯矩-转角(M-0)模型骨架线

1 峰值点 C 的弯矩 *M*_p为构件的正截面受弯承载力,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算,计算时,材料强度按本规范第 5.3.4 条的规定采用;

2 名义屈服点 B 的弯矩 My 可取为 0.8Mp;

3 性能点 CP(即极限点 D)的弯矩 Mu 可取为 0.85Mp;

4 失效点 E 的弯矩 Mr 可取为 0.75Mp;

5 名义屈服点 B 的转角 θ_y 可取为 $2M_ph/EI_0$; EI_0 为构件的弹性抗弯刚度, h 为截面高度; **6** IO、C、LS、CP、E 点的转角 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 可参考表 H.2.1 确定;

	抗震等级	轴压比	$ heta_{ m p}/ m rad$	θ10/rad	$\theta_{\rm LS}/{\rm rad}$	$ heta_{u}/rad$	$ heta_{ m r}$ /rad	
--	------	-----	-----------------------	---------	-----------------------------	-----------------	---------------------	--

表 H.2.1 压弯破坏钢筋混凝土框架柱转角 θ_p 、 θ_{IO} 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 取值

	≪0.3	1.8%	1.2%	2.4%	3.2%	3.6%				
-	(0.3, 0.9)	线性插值								
	0.9	1.0%	0.7%	1.7%	2.4%	3.1%				
	≤0.3	1.8%	1.2%	2.2%	2.9%	3.3%				
二	(0.3, 1.05)	线性插值								
	1.05	1.0%	0.7%	1.5%	2.1%	2.6%				
三、四	≤0.3	1.8%	1.2%	2.1%	2.7%	3.0%				
	(0.3, 1.05)									
	1.05	1.0%	0.7%	1.4%	1.9%	2.4%				

【H.2.1】对于柱构件,相对于广东地标《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》,除名义屈服点外的各性能点 θιo、θp、θLs、θu和θr所对应的弹塑性位移角限值,对低轴压比的工况取值偏低。本次修改适当调高钢筋混凝土柱压弯破坏构件各性能点 θιo、θp、θLs、θu和θr所对应的弹塑性位移角限值。

H.2.2 钢筋混凝土框架梁,其弯矩-转角(*M*-θ)模型的骨架线的有关参数可按表 H.2.2 确定,或由试验确定,或由经过试验验证的计算确定;

1 峰值点 C 的弯矩 *M*_p为构件的正截面受弯承载力,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算,计算时材料强度按本规范第 5.3.4 条的规定采用;

2 名义屈服点 B 的弯矩 My 可取为 0.9Mp;

3 性能点 CP (即极限点 D) 的弯矩 M_u 可取为 $0.9M_p$;

4 失效点 E 的弯矩 M_r 可取为 0.85M_p;

5 名义屈服点 B 的转角 θ_y 可取为 5 M_ph/EI_0 ; EI_0 为构件的弹性抗弯刚度, h 为截面高度。 **6** B、IO、C、LS、CP、E 点的转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 可参考表 H.2.2 确定;

骨架线参数	转角/rad
$ heta_{ m y}$	$5M_{ m p}h/EI_0$
$ heta_{ m IO}$	$0.5 (\theta_{\rm y} + \theta_{\rm p})$

表 H.2.2 钢筋混凝土框架梁转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 取值

$ heta_{ m p}$	0.015
θ_{LS}	$0.5 (\theta_{\rm p} + \theta_{\rm u})$
$ heta_{ m u}$	0.03
$ heta_{ m r}$	0.04

【H.2.2】对于梁构件,经过与广东地标《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》的算例对比,适当增加性能点 θ_y ,取为 5 M_ph/EI_0 ;适当增加性能点 θ_p ,取为 0.015;对 θ_r ,根据构件的实验结果,适当降低为 0.04。

H.2.3 压弯破坏的钢筋混凝土剪力墙,其弯矩-转角(*M*-θ)模型的骨架线的有关参数可按下述 规定确定,或由试验确定,或由经过试验验证的计算确定;

1 峰值点 C 的弯矩 *M*_p为构件的正截面受弯承载力,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算,计算时材料强度按本规范第 5.3.4 条的规定采用;

2 名义屈服点 B 的弯矩 My 可取为 0.8Mp;

3 极限点 CP 的弯矩 M_u 可取为 0.85M_p;

4 失效点 E 的弯矩 Mr 可取为 0.75Mp;

5 性能点 IO、LS 的弯矩值可按对应转角线性插值计算;

6 B、IO、C、LS、CP、E 点的转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 可参考表 H2.3 确定;

骨架线参数	转角/rad
$ heta_{ m y}$	0.25%
$ heta_{ m IO}$	0.50%
$ heta_{ m p}$	0.80%
$ heta_{ ext{LS}}$	1.00%
$ heta_{\mathrm{u}}$	1.30%
$\theta_{\rm r}$	1.50%

表 H.2.3 压弯破坏钢筋混凝土剪力墙转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 取值

【H.2.3】本条中的骨架曲线特征点及各状态对应的转角是清华大学基于大量 RC 剪力墙试验数据统计分析 得到的。试验数据包括 87 个 RC 压弯破坏的剪力墙试件,剪力墙试件符合《建筑抗震设计规范》 (GB50011-2010)规定的抗震构造要求,试件剪跨比在 1.5~2.8 之间。骨架线上各特征点及性能点对应的转 角统计分析时,假定试验样本满足对数正态分布,表中给出的值为对数正态分布的中值(即概率函数值为 50%对应的转角)。 1 名义屈服点转角 θ_v ,对应状态为边缘纵筋屈服;

- 2 性能点 θ_{IO} ,对应损伤状态为混凝土墙出现多条受弯裂缝;
- 3 峰值点转角 θ_p, 对应的损伤状态为受压侧保护层开始剥落, 但尚未露出纵筋;
- 4 性能点 θ_{LS} ,对应的损伤状态为保护层剥落明显,纵筋裸露;
- 5 性能点 θ_u ,对应的损伤状态为钢筋受压屈曲,边缘构件约束混凝土开始压溃;
- 6 性能点 θr, 对应的状态为承载力下降至峰值荷载的 75%或者试件失效。

经过与广东地标《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》的算例对比,适当降低性能点 θ_y ,取为0.25%。

H.2.4 钢筋混凝土连梁,其骨架线的有关参数可按下列方法确定,或由试验确定,或由经过试 验验证的计算确定:

1 当钢筋混凝土连梁跨高比>5 时:

(1) 峰值点 C 的弯矩 *M*_p为构件的正截面受弯承载力,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算,计算时材料强度按本规范第 5.3.4 条的规定采用;

- (2) 名义屈服点 B 的弯矩 My 可取为 0.9Mp;
- (3) 性能点 CP (即极限点 D) 的弯矩 M_u 可取为 0.9M_p;
- (4) 失效点 E 的弯矩 Mr 可取为 0.75Mp;

(5) B、IO、C、LS、CP、E 点的相对变形(Δ/L)y、(Δ/L)IO、(Δ/L)p、(Δ/L)LS、(Δ/L)u和(Δ/L)r 可参考表 H.2.4-1 确定;

表 H.2.4-1	跨高比>5钢筋混凝土连梁两端相对变形(Δ/L)v	$(\Delta/L)_{ION}$	$(\Delta/L)_{\rm px}$	$(\Delta/L)_{\rm LS}$	(<i>Δ/L</i>) _u 和($(\Delta/L)_{I}$	r取值
			()	\ /r	· /	· /- / ·		

骨架线参数	相对转动相对变形/rad
(<i>Δ</i> / <i>L</i>) _y	1/1000
(<i>Д</i> / <i>L</i>)ю	$0.5 (\theta_{\rm y} + \theta_{\rm p})$
(<i>Δ</i> / <i>L</i>) _p	$2M_{\rm p}h/EI_0$
$(\Delta/L)_{\rm LS}$	0.01
(<i>Δ</i> / <i>L</i>) _u	0.025
(<i>Δ</i> / <i>L</i>)r	0.04

2 当钢筋混凝土连梁跨高比≤5 时:

(1) 峰值点 C 的剪力 V_p为构件的斜截面受剪承载力,可按现行国家标准《混凝土结构设 计规范》GB50010 的规定计算,计算时材料强度按本规范第 5.3.4 条的规定采用;

- (2) 名义屈服点 B 的剪力 Vy 可取为 0.8Vp;
- (3) 性能点 CP (即极限点 D) 的剪力 V_u可取为 0.5V_p;
- (4) 失效点 E 的剪力 Vr 可取为 0.3Vp;

(5) B、IO、C、LS、CP、E 点的相对位移(Δ/L)y、(Δ/L)IO、(Δ/L)p、(Δ/L)LS、(Δ/L)u和(Δ/L)r 可参考表 H.2.4-2 确定;

表 H.2.4-2 跨高比≤5 钢筋混凝土连梁两端相对变形(Δ/L)y、(Δ/L)IO、(Δ/L)p、(Δ/L)LS、(Δ/L)u和(Δ/L)r 取值

骨架线参数	相对转动相对变形/rad
(<i>Δ</i> / <i>L</i>)y	1/1000
$(\Delta/L)_{\rm IO}$	$0.5 [(\Delta/L)_y + (\Delta/L)_p]$
(<i>Δ</i> / <i>L</i>) _p	$25V_{\rm p}/EA_0$
$(\Delta/L)_{\rm LS}$	0.01
(<i>Δ</i> / <i>L</i>) _u	0.016
$(\Delta L)_{\rm r}$	0.024



图 H.2.4 钢筋混凝土连梁的相对变形角计算示意图

相对转角根据图H.2.4进行计算。其中, ⊿为地震作用下钢筋混凝土连梁的两端相对变形, L为 连梁长度;

【H.2.4】 对于表 H.2.4-1 和 H.2.4-2 数据(Δ/L)y, 取为 1/1000, 和《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)弹性层间位移相协调,其它数据参考 ASCE-41,待进一步完善。

H.2.5 钢框架梁、柱构件及连接单元的弯矩-转角(*M-θ*)关系曲线的骨架线参数可按以下方法确定,或由试验确定。



图 H.2.5.1 钢框架构件及梁柱连接单元的弯矩-转角关系曲线的骨架线

1 转折点处的转角 Δ_y 、 Δ_C 、 Δ_E 以及其对应弯矩 M_B 、 M_C 、 M_E 可参照表 H.2.5-1 确定;

2 名义屈服点 B 处的转角变形 △y 可取为:

对于梁: $\Delta_y = ZF_y l_b/6EI_b$

对于柱: $\Delta_y = (1 - P/P_y) ZF_y l_c/6EI_c$

对于刚性节点,可通过力学分析计算其 M_B 与刚度,据此计算屈服点 B 处的转角变形,在简化分析中,可在框架模型中通过修改相连梁的刚度为 $EI_{b,adjust}$,来考虑刚性节点的影响,此时节点名义屈服点 B 处的转角变形 $\Delta_y = ZF_y l_b/6EI_{b adjusted}$,式中参数均为相连钢梁参数。

对于半刚性节点: ⊿_v=0.5%

其中 Z 为塑性截面模量, F_y 为预期的材料屈服强度, l_b 为梁长, I_b 为梁截面惯性矩, l_c 为 柱长, I_c 为柱截面惯性矩, P 为柱轴力, P_y 为柱轴向屈服承载力, E 为材料弹性模量, $I_{b adjusted}$ 为调整后梁截面惯性矩, $EI_{b,adjust}=1/(1/EI_b+0.06/(M_Bl_b^2))$

3 表 H.2.5-1 中 M_B 可取为:

对于梁: $M_B=ZF_y$

对于柱: $M_B=1.18(1-P/P_y)ZF_y \leq ZF_y$

对于节点域: *M*_B=0.55*F*_yd_ct_p

其中 d_c为柱子截面高度, t_p为节点域厚度。

对于刚性节点,可根据力学分析计算 M_B,在简化分析中,使用相连梁截面参数进行代替。 对于半刚性节点,根据不同的极限状态,可根据力学分析计算其在不同极限状态下的 M_B,

113

具体如下:

A. 翼缘角钢连接节点, M_B 取下列四种极限状态(各极限状态参照表H.2.5-1)对应承载力 最小值: (1) $M_B=d_bF_{ve}A_bN_b$, 其中 A_b 为螺栓净截面面积, d_b 为梁高, F_{ve} 为螺栓抗剪强度, N_b 为梁截面上下翼缘各自连接的螺栓个数; (2) $M_B=P_{CE}(d_b+t_a)$, 其中 P_{CE} 为角钢受拉屈服承载力, t_a 为角钢厚度。(3) $M_B=(F_{te}A_bN_{bc})(d_b+t_a)$, 其中 F_{te} 为螺栓受拉强度, N_{bc} 为上下角钢分别与柱翼 缘连接螺栓个数; (4) $M_B=0.25(d_b+t_a)(wt_a^2F_{ye})/(b_a-0.5t_a)$, 其中 w为角钢长度, b_a 为与柱相连的 螺栓距离相近梁翼缘外侧的距离, F_{ye} 为角钢的屈服强度。



图 H.2.5.2 翼缘角钢连接节点示意图

B. 翼缘 T 型钢连接节点, *M*_B 取下列四种极限状态(各极限状态参照表 H.2.5-1))对应承载 力最小值:(1) *M*_B=*d*_b*F*_{ve}*A*_b*N*_b,其中 *A*_b 为螺栓净截面面积,*d*_b 为梁高,*F*_{ve} 为螺栓抗剪强度,*N*_b 为梁截面上下翼缘各自连接的螺栓个数;(2) *M*_B=(*F*_{te}*A*_b*N*_{bc})(*d*_b+2*b*_t+*t*_s),其中 *F*_{te} 为螺栓受拉强度, *N*_{bc} 为上下 T 型钢分别与柱翼缘连接螺栓个数,*t*_s 为 T 型钢腹板厚度。(3) *M*_B=*P*_{CE}(*d*_b+*t*_s),其中 *P*_{CE} 为 T 型钢抗拉承载力;(4) *M*_B=0.5(*d*_b+*t*_s)(*wtf*²*F*_{ye})/(*b*_t-*k*₁),其中 *w* 为 T 型钢梁宽方向长度, *b*_t 为与柱相连的螺栓距离相近 T 型钢腹板中心线的距离,*t*_f 为 T 型钢翼缘的厚度,*F*_{ye} 为角钢的 屈服强度,*k*₁ 为 T 型钢腹板中心线到与翼缘连接的过渡圆弧边缘的距离。



图 H.2.5.3 翼缘 T 型钢连接节点示意图

C. 翼缘螺栓连接节点, M_B 取下列两种极限状态(各极限状态参照表H.2.5-1)对应承载力 最小值: (1) $M_B = d_b F_{ve} A_b N_b$, 其中 A_b 为螺栓净截面面积, d_b 为梁高, F_{ve} 为螺栓抗剪强度, N_b 为梁截面上下翼缘各自连接的螺栓个数; (2) $M_B = A_t F_t (d_b + t_p)$, A_t 为焊缝有效截面积, F_t 为焊缝 强度, t_p 为盖板厚度。



图 H.2.5.4 翼缘螺栓连接节点示意图

D. 螺栓端板连接, M_B 取下列三种极限状态(各极限状态参照表H.2.5-1)对应承载力最小值: (1)缺少。(2) $M_B = \Sigma M_{bi}$, M_{bi} 为最外侧螺栓屈服时,各排螺栓对截面形心弯矩的贡献值。 (3) $M_B = ZF_t$,其中 Z 为焊缝截面惯性矩, F_t 为焊缝抗拉强度设计值。





上述未提到的半刚性节点形式的 MB 可通过力学分析后进行计算。

表 H.2.5-1 钢框架梁、柱构件及连接单元 Δ_B 、 Δ_C 、 Δ_E 、 M_B 、 M_C 和 M_E 取值

			转角/ <u>/</u> y		弯矩/M _B			
钢构件类型			$\overline{\Delta}_{B}$	$\overline{\Delta}_{c}$	$\overline{\Delta}_{\scriptscriptstyle E}$	<i>М</i> _в	<i>Ш</i> с	\overline{M}_{E}
	$\frac{b_f}{2t_j}$	$\frac{1}{f} \le \frac{9}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \pm \frac{h}{t_w} \le \frac{72}{\sqrt{F_y/235}}$	1	10	12	1	1.27	0.6
梁 (H 截面)	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \mathbb{E}_t^{\mathbb{Q}} \frac{h}{t_w} \ge \frac{110}{\sqrt{F_y/235}}$		5	7	1	1.12	0.2
	其他			根据翼缘宽厚比(]	第1项)和腹板 并取较4	(高厚比)值	(第2项)进行线	生插值,
	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{9}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	1	10	12	1	1.27	0.6
		$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \vec{x}_t \frac{h}{t_w} \ge \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1	5	7	1	1.12	0.2
柱 (H		其他	分别根据翼缘宽厚比(第1项)和腹板高厚比(第2项)进行线 并取较小值					生插值,
截面)	$0.2 \le \frac{P}{P_{CL}} \le 0.5$	$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{9}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1	$12 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}}$	$18 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}}$	1	$1.33 - 0.55 \frac{P}{P_{CL}}$	0.2
		$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \ \vec{x} \frac{h}{t_w} \ge \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1	2	2.5	1	1.03	0.2
		其他	分别	根据翼缘宽厚比(第1项)和腹板 并取较小	高厚比 卜值	(第2项)进行线	生插值,
柱		$\frac{b_f}{t_f} \le \frac{19}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	1	10	12	1	1.27	0.6
在 (方 管截 面)	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{b_f}{t_f} \ge \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \bar{\mathfrak{g}} \bar{\mathfrak{f}} \frac{h}{t_w} \ge \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1	5	7	1	1.12	0.2
		其他	分别	根据翼缘宽厚比(第1项)和腹板 并取较4	高厚比 卜值	(第2项)进行线	生插值,

		$\frac{b_f}{t_f} \le \frac{19}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1	$12 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}}$	$18 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}}$	1	$1.33-0.55\frac{P}{P_{CL}}$	0.2
	$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$\frac{b_f}{t_f} \ge \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \overline{\mathfrak{gl}} \frac{h}{t_w} \ge \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1	2	2.5	1	1.03	0.2
		其他	分别	根据翼缘宽厚比(第1项)和腹板 并取较小	高厚比 「值	(第2项)进行线	生插值,
柱节 点域			1	13	13	1	1.72	1
	全焊节点		1	$1 + \frac{0.041}{\Delta_y}$	$1 + \frac{0.054}{\Delta_y}$	1	$1 + \frac{0.0012}{\Delta_y}$	0.2
刚性	栓焊节点		1	$+\frac{0.021-0.000012d}{\Delta_y}$	$\frac{1}{+}\frac{0.05 - 0.000024d}{\Delta_y}$	1	$ \begin{array}{c} 1 \\ + \ 0.03 \\ \times \frac{0.021 - 0.000012d}{\Delta_y} \end{array} $	0.2
見	翼缘 削弱型 栓焊节点		1	$+\frac{0.05-0.000012d}{\Delta_{y}}$	$\frac{1}{1} + \frac{0.07 - 0.000012d}{\Delta_y}$	1	$ \times \frac{1}{\frac{0.03}{\Delta_y}} \times \frac{0.05 - 0.000012d}{\Delta_y} $	0.2
	翼缘角钢 连接节点	螺栓剪切破坏 (极限状态 1)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.041}{\Delta_y}$	$\frac{0.053}{\Delta_y}$	1	1.216	0.2
		水平角钢受拉破坏 (极限状态 2)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.017}{\Delta_y}$	$\frac{0.023}{\Delta_y}$	1	1.072	0.8
		螺栓受拉破坏 (极限状态 3)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.021}{\Delta_y}$	$\frac{0.030}{\Delta_y}$	1	1.096	1
		角钢受弯破坏 (极限状态 4)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.047}{\Delta_y}$	$\frac{0.089}{\Delta_y}$	1	1.252	0.2
	翼缘T型钢	螺栓剪切破坏 (极限状态1)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.041}{\Delta_y}$	$\frac{0.053}{\Delta_y}$	1	1.216	0.2
半		螺栓受拉破坏 (极限状态 2)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.021}{\Delta_y}$	$\frac{0.029}{\Delta_y}$	1	1.096	0.8
, 刚性	连接节点	T型钢受拉破坏 (极限状态 3)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.017}{\Delta_y}$	$\frac{0.023}{\Delta_y}$	1	1.072	0.8
見		T型钢受弯破坏 (极限状态 4)	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.047}{\Delta_y}$	$\frac{0.089}{\Delta_y}$	1	1.252	0.2
	翼缘螺栓	螺栓剪切破坏	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.035}{\Delta_y}$	$\frac{0.035}{\Delta_y}$	1	1.18	0.8
	连接节点	焊接处破坏	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.017}{\Delta_y}$	$\frac{0.023}{\Delta_y}$	1	1.072	0.8
		端板屈服	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.047}{\Delta_y}$	$\frac{0.047}{\Delta_y}$	1	1.252	0.8
	螺栓端板 连接节点	螺栓屈服	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.023}{\Delta_y}$	$\frac{0.029}{\Delta_y}$	1	1.108	0.8
		焊接处破坏	$\frac{0.005}{\Delta_y}$	$\frac{0.017}{\Delta_y}$	$\frac{0.023}{\Delta_y}$	1	1.072	0.8

注: $\overline{\Delta}_B$ 、 $\overline{\Delta}_C$ 、 $\overline{\Delta}_E$ 分别为 Δ_B 、 Δ_C 、 Δ_E 除以 Δ_y 的相对量;

 \overline{M}_B 、 \overline{M}_C 、 \overline{M}_E 分别为 M_B 、 M_C 、 M_E 除以 M_B 的相对量;

bf-----翼缘宽度;

- tf----翼缘厚度;
- *h*——截面高度;
- tw----腹板厚度;
- Fy——材料屈服强度;
- PCL——柱受压承载力。
- d——相连梁的高度。

4 钢框架梁、柱及其连接的关键性能点各转角 Δ_{IO} 、 Δ_K 、 Δ_{LS} 和 Δ_{CP} 可参照表 H.2.5-2 确定。

钢构件类刑											
		钠构件类型	$\overline{\Delta}$ 10	$\overline{\Delta}_{K}$	$\overline{\Delta}_{LS}$	$\overline{\Delta}_{\mathit{CP}}$					
梁	$\frac{b}{2i}$	$\frac{f}{t_f} \le \frac{9}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{72}{\sqrt{F_y/235}}$	2.00	6.00	10	12					
(H 裁	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\geq \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \vec{x} \frac{h}{t_w} \geq \frac{110}{\sqrt{F_y/235}}$	1.25	2.63	4	5					
截 面)		其他	分别根据翼线	象宽厚比(第1 进行线性插值	项)和腹板高厚 [,并取较小值	€比(第2项)					
		$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{9}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	2.00	6.00	10	12					
	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \bar{\mathrm{g}}_{k}^{\rm x} \frac{h}{t_w} \ge \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1.25	2.63	4	5					
柱 (其他	分别根据翼线	喙宽厚比(第1 进行线性插值	项)和腹板高厚 [,并取较小值	E比(第2项)					
H 截 面)	$0.2 \le \frac{p}{P_{CL}} \le 0.5$	$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{9}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \square \frac{h}{t_w} \le \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1.25	$(8.125 - 11.7 \frac{P}{P_{CL}})$	$(15 - 23.3 \frac{P}{P_{CL}})$	$(18 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}})$					
		$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \bar{x}_t^{k} \frac{h}{t_w} \ge \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1.25	1.38	1.5	1.8					
		其他	分别根据翼线	象宽厚比(第1 进行线性插值	项)和腹板高厚 ,并取较小值	E比(第2项)					
<u>+</u> }-	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{b_f}{t_f} \le \frac{19}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	2.00	6.00	10	12					
在 (方 管 截 面)		$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{b_f}{t_f} \ge \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \mathrm{gl} \frac{h}{t_w} \ge \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1.25	2.63	4
		其他		喙宽厚比(第1 进行线性插值	项)和腹板高厚 [,并取较小值	E比(第2项)					
	$0.2 \le \frac{P}{P_{CL}} \le 0.5$	$\frac{b_f}{t_f} \le \frac{19}{\sqrt{\frac{F_y}{235}}} \boxplus \frac{h}{t_w} \le \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1.25	$(8.125 - 11.7 \frac{P}{P_{CL}})$	$(15 - 23.3 \frac{P}{P_{CL}})$	$(18 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}})$					

表 H.2.5-2 钢框架梁、柱构件及连接单元 ΔIO、ΔK、ΔLS 和 ΔCP 取值

		$\frac{b_f}{t_f} \ge \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \overline{p} \overline{\xi} \frac{h}{t_w} \ge \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1.25	1.38	1.5	1.8
		其他	分别根据翼线	₿宽厚比(第1 进行线性插值	项)和腹板高厚 [,并取较小值	E比(第2项)
柱节点域			2.00	7.00	12	12
न्म	全焊节点		$1 + \frac{0.02}{\Delta_y}$	$1 + \frac{0.031}{\Delta_y}$	$1 + \frac{0.041}{\Delta_y}$	$1 + \frac{0.054}{\Delta_y}$
	栓焊节点		$+\frac{0.01-0.000006d}{\Delta_y}$	$+\frac{0.024-0.000012d}{\Delta_{y}}$	$\frac{1}{+}\frac{0.0375-0.000018d}{\Delta_y}$	$+\frac{0.05-0.000024d}{\Delta_{y}}$
点	翼缘 削弱型 栓焊节点		$\frac{1}{1 + \frac{0.025 - 0.000006d}{\Delta_y}}$	$+\frac{0.039-0.0000075d}{\Delta_y}$	$+\frac{0.0525-0.000009d}{\Delta_y}$	$\frac{1}{+} \frac{0.07 - 0.000012d}{\Delta_y}$
		螺栓剪切破坏 (极限状态 1)	$\frac{0.013}{\Delta_y}$	$\frac{0.024}{\Delta_y}$	$\frac{0.035}{\Delta_y}$	$\frac{0.045}{\Delta_y}$
	翼缘角钢	水平角钢受拉破坏 (极限状态 2)	$\frac{0.008}{\Delta_y}$	$\frac{0.0115}{\Delta_y}$	$\frac{0.015}{\Delta_y}$	$\frac{0.020}{\Delta_y}$
	连接节点	螺栓受拉破坏 (极限状态 3)	$\frac{0.01}{\Delta_y}$	$\frac{0.0175}{\Delta_y}$	$\frac{0.025}{\Delta_y}$	$\frac{0.025}{\Delta_y}$
		角钢受弯破坏 (极限状态 4)	$\frac{0.015}{\Delta_y}$	$\frac{0.0275}{\Delta_y}$	$\frac{0.04}{\Delta_y}$	$\frac{0.075}{\Delta_y}$
		螺栓剪切破坏 (极限状态 1)	$\frac{0.013}{\Delta_y}$	$\frac{0.024}{\Delta_y}$	$\frac{0.035}{\Delta_y}$	$\frac{0.045}{\Delta_y}$
半	翼缘 T 型	螺栓受拉破坏 (极限状态 2)	$\frac{0.01}{\Delta_y}$	$\frac{0.0175}{\Delta_y}$	$\frac{0.025}{\Delta_y}$	$\frac{0.025}{\Delta_y}$
	钢连接 节点	T型钢受拉破坏 (极限状态3)	$\frac{0.008}{\Delta_y}$	$\frac{0.0115}{\Delta_y}$	$\frac{0.015}{\Delta_y}$	$\frac{0.02}{\Delta_y}$
T 点		T型钢受弯破坏 (极限状态 4)	$\frac{0.015}{\Delta_y}$	$\frac{0.0275}{\Delta_y}$	$\frac{0.04}{\Delta_y}$	$\frac{0.075}{\Delta_y}$
	翼缘螺栓	翼缘连接板破坏 或螺栓剪切破坏	$\frac{0.013}{\Delta_y}$	$\frac{0.019}{\Delta_y}$	$\frac{0.025}{\Delta_y}$	$\frac{0.03}{\Delta_y}$
	连接节点	焊接处破坏 或净截面板件受拉破坏	$\frac{0.008}{\Delta_y}$	$\frac{0.0115}{\Delta_y}$	$\frac{0.015}{\Delta_y}$	比(第2項) 比(第2項) 12 $1+\frac{0.054}{\Delta_y}$ $\frac{1}{+}\frac{0.05-0.000024d}{\Delta_y}$ $\frac{0.045}{\Delta_y}$ $\frac{0.025}{\Delta_y}$ $\frac{0.025}{\Delta_y}$ $\frac{0.025}{\Delta_y}$ $\frac{0.025}{\Delta_y}$ $\frac{0.025}{\Delta_y}$ $\frac{0.025}{\Delta_y}$ $\frac{0.02}{\Delta_y}$ $\frac{0.02}{\Delta_y}$ $\frac{0.02}{\Delta_y}$
		端板屈服	$\frac{0.015}{\Delta_y}$	$\frac{0.0275}{\Delta_y}$	$\frac{0.04}{\Delta_y}$	$\frac{0.04}{\Delta_y}$
	螺栓端板 连接节点	螺栓屈服	$\frac{0.013}{\Delta_y}$	$\frac{0.019}{\Delta_y}$	$\frac{0.025}{\Delta_y}$	$\frac{0.025}{\Delta_y}$
		焊接处破坏	$\frac{0.008}{\Delta_y}$	$\frac{0.014}{\Delta_y}$	$\frac{0.02}{\Delta_y}$	$\frac{0.02}{\Delta_y}$

注: $\overline{\Delta}_{IO}$ 、 $\overline{\Delta}_{K}$ 、 $\overline{\Delta}_{LS}$ 、 $\overline{\Delta}_{CP}$ 分别为 Δ_{IO} 、 Δ_{K} 、 Δ_{LS} 、 Δ_{CP} 除以 Δ_{y} 的相对量; d为相连梁的高度。

H.2.6 钢支撑的轴向力-位移(N-Δ)关系曲线的骨架线参数可按以下方法确定,或由试验确定。

1 钢支撑受拉和受压宜分别采用不同的骨架线参数;

2 钢支撑的骨架线关键性能点 B、C、E 参数取值可参照表 H.2.6-1 与表 H.2.6-2 确定,或 由试验确定; **3** 钢支撑关键性能点 IO、K、LS、CP 的各位移 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS}和 Δ_{CP} 可按照表 H.2.6-3 与 表 H.2.6-4 确定,或由试验确定。



图 H.2.6 钢支撑轴力-轴向变形关系曲线的骨架线

表 H.2.6-1	钢支撑受拉骨架线参数
-----------	------------

		轴向位移/ <i>Δ</i> τ		轴向拉力/Nr		
钢文译尖型	$\overline{\Delta}_{\scriptscriptstyle B}$	$\overline{\Delta}_{c}$	$\overline{\Delta}_{\scriptscriptstyle E}$	<i>N</i> _в	\overline{N} c	\overline{N} $_{\scriptscriptstyle E}$
H 截面、工字截面	1	11	14	1	1.3	0.6
矩形或圆形钢管	1	9	10	1	1.24	0.6

注:

 $\overline{\Delta}_{B}$ 、 $\overline{\Delta}_{C}$ 、 $\overline{\Delta}_{E}$ 分别为 Δ_{B} 、 Δ_{C} 、 Δ_{E} 除以 Δ_{T} 的相对量;

 \overline{N}_B 、 \overline{N}_C 、 \overline{N}_E 分别为 N_B 、 N_C 、 N_E 除以 N_T 的相对量;

Nr——支撑截面受拉屈服轴力;

 $\Delta_T - N_T$ 作用下构件的轴向弹性受拉位移。

钢支撑类型	轴向位移/ΔP	轴向压力/NP
-------	---------	---------

		$\overline{\Delta}_{\scriptscriptstyle B}$	$\overline{\Delta}_{C}$	$\overline{\Delta}_{E}$	<i>N</i> в	<i>N</i> с	\overline{N} e
长细比	H截面、工字截面	1	1.5	11	1	1	0.3
$\frac{Kl}{i} \ge 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	矩形或圆形钢管	1	1.5	10	1	1	0.3
长细比	H截面、工字截面	1	2	9	1	1	0.5
$\frac{Kl}{i} \le 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	矩形或圆形钢管	1	2	8	1	1	0.5
长细比2.1 $\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{\kappa_l}{i} < 4.2\sqrt{\frac{E}{F_y}}$				线性	插值		

注: $\overline{\Delta}_B$ 、 $\overline{\Delta}_C$ 、 $\overline{\Delta}_E$ 分别为 Δ_B 、 Δ_C 、 Δ_E 除以 Δ_P 的相对量;

 \overline{N}_{B} 、 \overline{N}_{C} 、 \overline{N}_{E} 分别为 N_{B} 、 N_{C} 、 N_{E} 除以 N_{P} 的相对量;

Np——支撑受压承载力(取受拉屈服承载力与受压稳定承载力较小值)。

- Δ_P —— N_P 压力作用下构件的弹性受压位移;
- K——支撑计算长度系数;
- l——支撑净长度;
- i——回转半径;
- E——钢材弹性模量;
- Fy——钢材屈服强度。

齿供米利	————————————————————————————————————						
构什失至	$\overline{\Delta}$ 10	$\overline{\Delta}_{K}$	$\overline{\Delta}_{LS}$	$\overline{\Delta}_{\it CP}$			
H 截面、工字截面	1.5	6.25	11	14			
矩形或圆形钢管	1.5	4.75	8	10			

表 H.2.6-3 钢支撑受拉 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS}和 Δ_{CP}取值

注: $\overline{\Delta}_{IO}$ 、 $\overline{\Delta}_{K}$ 、 $\overline{\Delta}_{LS}$ 、 $\overline{\Delta}_{CP}$ 分别为 Δ_{IO} 、 Δ_{K} 、 Δ_{LS} 、 Δ_{CP} 除以 Δ_{T} 的相对量;

	轴向位移/ <u>/</u> P				
构件关型		$\overline{\Delta}$ 10	$\overline{\Delta}_{K}$	$\overline{\Delta}_{LS}$	$\overline{\Delta}_{CP}$
长细比	H 截面、工字截面	1.5	5.25	9	11

表 H.2.6-4 钢支撑受压 Δ_{IO} 、 Δ_K 、 Δ_{LS} 和 Δ_{CP} 取值

$\frac{Kl}{i} \ge 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ 矩形或圆形钢管		1.5	4.75	8	10
长细比 <i>Kl E</i>	H截面、工字截面	1.5	4.75	8	9
$\overline{i} \leq 2.1 \sqrt{F_y}$	矩形或圆形钢管	1.5	4.25	7	8
长细比		线性	插值		

注: $\overline{\Delta}_{IO}$ 、 $\overline{\Delta}_{K}$ 、 $\overline{\Delta}_{LS}$ 、 $\overline{\Delta}_{CP}$ 分别为 Δ_{IO} 、 Δ_{K} 、 Δ_{LS} 、 Δ_{CP} 除以 Δ_{P} 的相对量;

H.3 构件损伤等级

H.3.1 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的损伤等级可根据抗地震倒塌计算得到的钢筋和混凝 土的应变按表 H.3.1-1 确定,或可根据抗地震倒塌计算得到的构件最大转角按表 H.3.1-2 和图 H.3.1 确定。

表 H.3.1-1 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件基于应变的地震损伤等级判别标准

损坏	坦打印座		判别	判别标准			
等级	坝小住皮	核心混凝土	钢筋	钢材(受压)	钢材(受拉)		
1级	无损坏	$ \varepsilon_3 \leq \varepsilon_p $	且 εı≤εу	€1 ≤ <i>€</i> y	€1≤€у		
2级	轻微损坏	$ \varepsilon_3 \leq \varepsilon_p $	且 ε _y <ε1≤0.5 k1 ε _y	$\varepsilon_{y} < \varepsilon_{1} \le 0.5 \varepsilon_{1b} - \varepsilon_{y} $	$\varepsilon_{ m y} < \varepsilon_1 \leq 0.5 \ k_{ m s1} \ \varepsilon_{ m y}$		
3级	轻度损坏	$ \varepsilon_{\mathrm{p}} < \varepsilon_{\mathrm{3}} \leq 1.5 \varepsilon_{\mathrm{p}} $	或 0.5 k₁ ε _y <ε₁≤k₁ ε _y	$0.5 \varepsilon_{1b}-\varepsilon_y <\varepsilon_1\leq \varepsilon_{1b} $	$0.5 k_{\rm s1} \varepsilon_{\rm y} < \varepsilon_1 \leq k_{\rm s1} \varepsilon_{\rm y}$		
4级	中度损坏	$1.5 \varepsilon_{p} \leq \varepsilon_{3} \leq 2.0 \varepsilon_{p} $	或 k1 εy<ε1≤0.5 k2 εy	$ \varepsilon_{1b} < \varepsilon_1 \leq 0.5 \varepsilon_{1b} + \varepsilon_{re} $	$k_{ m s1} arepsilon_{ m y} < arepsilon_1 \leq 0.5 k_{ m s2} arepsilon_{ m y}$		
5级	比较严重损坏	$2.0 \varepsilon_{p} \leq \varepsilon_{3} \leq \varepsilon_{cu} $	或 0.5 k₂ εy<ε1≤0.8k₂ εy	$0.5 \varepsilon_{1b}+\varepsilon_{re} <\varepsilon_{1}\leq \varepsilon_{re} $	$0.5 k_{s2} \varepsilon_y < \varepsilon_1 \leq k_{s2} \varepsilon_y$		
6级	严重损坏	$ \mathcal{E}_3 \ge \mathcal{E}_{cu} $	或 ε1> 0.8 k2 εy	或 ɛ1> ɛre	$\varepsilon_1 > k_{s2} \varepsilon_y$		

注: ε₁——主拉应变;

€3——主压应变;

ε_p——约束混凝土单轴受压峰值应变;

*ε*_{cu}—约束混凝土单轴受压极限应变,应采用合适的约束混凝土应力-应变模型确定其峰值压应变和极限压应变;

εy——钢筋或钢材的屈服应变,钢筋的本构模型参数可参考 H.1.2.1 条,钢材的本构模型 参数可参考 H.1.2.2 条。

损伤等级	损坏程度	判别标准
1级	无损坏	$ heta{\leqslant} heta_{ ext{y}}$
2 级	轻微损坏	$\theta_{y} < \theta \leq \theta_{IO}$
3级	轻度损坏	$ heta_{ m IO} \leq \! heta \leq \! heta_{ m P}$
4级	中度损坏	$\theta_{\rm P} \!\! < \!\! \theta \! \le \! \theta_{\rm LS}$
5级	比较严重损坏	$\theta_{\rm LS} < \theta \leqslant \theta_{\rm u}$
6级	严重损坏	$\theta \!\!>\!\! heta_{\mathrm{u}}$

表 H.3.1-2 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件基于转角的地震损伤等级判别标准

注: θ为地震作用下压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的最大转角;

θy、θιo、θp、θLs和θu分别为压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的名义屈服点 B 的转角、性能点 IO 的转角、峰值点 C 的转角、性能点 LS 的转角和性能点 CP(即极限点)的转角,可按本标准第 H.2.1 至第 H.2.4 条的规定确定。



图 H.3.1 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件地震损伤等级与其转角的关系

【H.3.1】根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 的规定,钢筋混凝土结构构件应符合强剪 弱弯的设计要求,因此,本条仅规定了压弯破坏的钢筋混凝土结构构件损伤等级判别标准。现行行业标准 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 将混凝土结构构件的地震损坏程度分为无损坏、轻微损坏、轻 度损坏、中度损坏、比较严重损坏 5 个等级,为适应抗地震倒塌计算,本标准增加了损伤等级 6 级"严重损 坏",规定了6个损伤等级的判别标准。

H.3.2 斜截面破坏的钢筋混凝土结构构件弹塑性计算得到的内力大于其斜截面承载力,则认为 其损伤等级达到6级。斜截面承载力按照材料标准值计算。

H.3.3 钢梁、钢柱与钢支撑的损伤等级及判别标准分为6级,如表H.3.3。

损伤等级	损坏程度	判别标准
1级	无损坏	⊿≤⊿y
2级	轻微损坏	⊿ _y <⊿≤⊿ _{IO}
3级	轻度损坏	$\Delta_{IO} \leq \Delta \leq \Delta_K$
4级	中度损坏	$\Delta_{\rm K} \leq \Delta \leq \Delta_{\rm LS}$
5级	比较严重损坏	$\Delta_{\rm LS} < \Delta \leq \Delta_{\rm CP}$
6级	严重损坏	$\Delta > \Delta_{\rm CP}$

表 H.3.3 钢构件基于变形的地震损伤等级判别标准

注: △为地震作用下钢结构构件的最大变形(转角或轴向位移);

Δ_y、Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS}和Δ_{CP}分别为钢结构构件的名义屈服点 B 的变形、性能点 IO 的变形、 性能点 IO 和 LS 变形的平均值、性能点 LS 的变形和性能点 CP(即极限点)的变形,可按本 标准第 H.2.5 条和第 H.2.6 条的规定确定。

H.3.4 钢支撑的损伤等级评定时, 宜分别根据最大受拉位移和最大受压位移进行评定, 并取二 者较严重的结果。钢支撑关键性能点的各位移 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS}和 Δ_{CP}可按本标准第 H.2.6 条的规 定确定, 或由试验确定。

附录 K 弹塑性时程分析推荐地震动

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	954	Northridge-01	Big Tujunga, Angeles Nat F	1994	6.69	352
2	PEER	1642	Sierra Madre	Cogswell Dam - Right Abutment	1991	5.61	155
3	PEER	4842	Chuetsu-oki	Joetsu Uragawaraku Kamabucchi	2007	6.8	EW

表 K-1 Ⅰ类场地 Tg=0.25 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s



表 K-2 Ⅰ类场地 Tg=0.25 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	143	Tabas, Iran	Tabas	1978	7.35	Т
2	PEER	3925	Tottori, Japan	OKYH07	2000	6.61	NS
3	PEER	5815	Iwate	Yuzawa	2008	6.9	EW



表 K-3 Ⅰ类场地 Tg=0.25 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	2703	Chi-Chi, Taiwan-04	CHY028	1999	6.2	Е
2	PEER	3954	Tottori, Japan	SMNH10	2000	6.61	EW
3	PEER	5818	Iwate	Kurihara City	2008	6.9	EW



表 K-4 【 类场地 Tg=0.30 s,0.1	s≪结构周期 T<1.0 s
---------------------------	----------------

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	952	Northridge-01	Beverly Hills - 12520 Mulhol	1994	6.69	35
2	PEER	4229	Niigata, Japan	NIGH12	2004	6.63	NS
3	PEER	5478	Iwate	AKT023	2008	6.9	NS



表 K-5 Ⅰ类场地 Tg=0.30 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	143	Tabas, Iran	Tabas	1978	7.35	Т
2	PEER	1633	Manjil, Iran	Abbar	1990	7.37	L
3	PEER	5818	Iwate	Kurihara City	2008	6.9	EW





表 K-6 Ⅰ类场地 Tg=0.30 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	143	Tabas, Iran	Tabas	1978	7.35	Т
2	PEER	1633	Manjil, Iran	Abbar	1990	7.37	L
3	PEER	5775	Iwate	Tamati Ono	2008	6.9	NS



表 K-7 Ⅰ类场地 Tg=0.35 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	80	San Fernando	Pasadena - Old Seismo Lab	1971	6.61	270
2	PEER	763	Loma Prieta	Gilroy - Gavilan Coll.	1989	6.93	67
3	PEER	5809	Iwate	Minase Yuzawa	2008	6.9	NS





Ⅰ类场地 Tg=0.35 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s 表 K-8

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	143	Tabas, Iran	Tabas	1978	7.35	Т
2	PEER	587	New Zealand-02	Matahina Dam	1987	6.6	83
3	PEER	1511	Chi-Chi, Taiwan	TCU076	1999	7.62	N



表 K-9 Ⅰ类场地 Tg=0.35 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	143	Tabas, Iran	Tabas	1978	7.35	Т
2	PEER	1161	Kocaeli, Turkey	Gebze	1999	7.51	0
3	PEER	1521	Chi-Chi, Taiwan	TCU089	1999	7.62	Е





表 K-10 Ⅰ 类场地 Tg=0.40 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	1012	Northridge-01	LA 00	1994	6.69	270
2	PEER	3750	Cape Mendocino	Loleta Fire Station	1992	7.01	270
3	PEER	4054	Bam, Iran	Mohammad Abad-e-Madkoon	2003	6.6	L





表 K-11 Ⅰ 类场地 Tg=0.40 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	1091	Northridge-01	Vasquez Rocks Park	1994	6.69	0
2	PEER	1511	Chi-Chi, Taiwan	TCU076	1999	7.62	76
3	PEER	3750	Cape Mendocino	Loleta Fire Station	1992	7.01	270

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-12 Ⅰ 类场地 Tg=0.40 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	1511	Chi-Chi, Taiwan	TCU076	1999	7.62	N
2	PEER	3925	Tottori, Japan	OKYH07	2000	6.61	NS
3	PEER	5775	Iwate	Tamati Ono	2008	6.9	NS



表 K-13 Ⅱ类场地 Tg=0.40 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	985	Northridge-01	LA - Baldwin Hills	1994	6.69	90
2	PEER	3561	Taiwan SMART1(5)	SMART1 M02	1981	5.9	EW
3	PEER	4143	Parkfield-02, CA	PARKFIELD - UPSAR 07	2004	6	360

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-14 Ⅱ类场地 Tg=0.40 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	802	Loma Prieta	Saratoga - Aloha Ave	1989	6.93	0
2	PEER	5619	Iwate	IWT011	2008	6.9	EW
3	PEER	6013	El Mayor-Cucapah	El Centro - Meadows Union School	2010	7.2	90



表 K-15 Ⅱ类场地 Tg=0.40 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	802	Loma Prieta	Saratoga - Aloha Ave	1989	6.93	0
2	PEER	6013	El Mayor-Cucapah	El Centro - Meadows Union School	2010	7.2	90
3	PEER	6897	Darfield, New Zealand	DSLC	2010	7	W

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-16 Ⅱ类场地 Tg=0.45 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	850	Landers	Desert Hot Springs	1992	7.28	0
2	PEER	4139	Parkfield-02, CA	PARKFIELD - UPSAR 02	2004	6	90
3	PEER	4860	Chuetsu-oki	Sanjo Shinbori	2007	6.8	NS



表 K-17 Ⅱ类场地 Tg=0.45 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	4860	Chuetsu-oki	Sanjo Shinbori	2007	6.8	NS
2	PEER	5813	Iwate	Mizusawaku Interior O ganecho	2008	6.9	NS
3	PEER	8124	Christchurch, New Zealand	Riccarton High School	2011	6.2	W

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-18 II 类场地 Tg=0.45 s, 3.0 s 冬结构周期 T < 6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	800	Loma Prieta	Salinas - John & Work	1989	6.93	250
2	PEER	855	Landers	Fort Irwin	1992	7.28	90
3	PEER	5783	Iwate	Semine Kurihara City	2008	6.9	NS



表 K-19 Ⅱ类场地 Tg=0.50 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	855	Landers	Fort Irwin	1992	7.28	90
2	PEER	4111	Parkfield-02, CA	Parkfield - Fault Zone 7	2004	6	360
3	PEER	4866	Chuetsu-oki	Kawanishi Izumozaki	2007	6.8	NS





表 K-20 Ⅱ类场地 Tg=0.50 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	564	Kalamata, Greece-01	Kalamata (bsmt)	1986	6.2	WE
2	PEER	578	Taiwan SMART1(45)	SMART1 O02	1986	7.3	NS
3	PEER	3503	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU122	1999	6.3	Е



表 K-21 Ⅱ类场地 Tg=0.50 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	187	Imperial Valley-06	Parachute Test Site	1979	6.53	315
2	PEER	1486	Chi-Chi, Taiwan	TCU046	1999	7.62	Е
3	PEER	1605	Duzce, Turkey	Duzce	1999	7.14	270





表 K-22 Ⅲ类场地 Tg=0.50 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	786	Loma Prieta	Palo Alto - 1900 Embarc.	1989	6.93	55
2	PEER	1115	Kobe, Japan	Sakai	1995	6.9	0
3	PEER	5969	El Mayor-Cucapah	Bonds Corner	2010	7.2	90



表 K-23 Ⅲ类场地 Tg=0.50 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	176	Imperial Valley-06	El Centro Array #13	1979	6.53	230
2	PEER	1141	Dinar, Turkey	Dinar	1995	6.4	90
3	PEER	5859	El Mayor-Cucapah	Westmorland Fire Sta	2010	7.2	90





表 K-24 Ⅲ类场地 Tg=0.50 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	176	Imperial Valley-06	El Centro Array #13	1979	6.53	230
2	PEER	1115	Kobe, Japan	Sakai	1995	6.9	0
3	PEER	5859	El Mayor-Cucapah	Westmorland Fire Sta	2010	7.2	90



表 K-25 Ⅲ类场地 Tg=0.60 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	169	Imperial Valley-06	Delta	1979	6.53	352
2	PEER	996	Northridge-01	LA - N Faring Rd	1994	6.69	0
3	PEER	5823	El Mayor-Cucapah	Chihuahua	2010	7.2	0



表 K-26 Ⅲ类场地 Tg=0.60 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	175	Imperial Valley-06	El Centro Array #12	1979	6.53	140
2	PEER	4883	Chuetsu-oki	Niigata Nishi Kaba District	2007	6.8	EW
3	PEER	5838	El Mayor-Cucapah	El Centro - Meloland Geotechnic	2010	7.2	360




表 K-27 Ⅲ类场地 Tg=0.60 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	175	Imperial Valley-06	El Centro Array #12	1979	6.53	140
2	PEER	2752	Chi-Chi, Taiwan-04	CHY101	1999	6.2	Е
3	PEER	5838	El Mayor-Cucapah	El Centro - Meloland Geotechnic	2010	7.2	360

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-28 Ⅲ类场地 Tg=0.70 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	642	Whittier Narrows-01	LA - W 70th St	1987	5.99	0
2	PEER	1304	Chi-Chi, Taiwan	HWA059	1999	7.62	Е
3	PEER	5975	El Mayor-Cucapah	Calexico Fire Station	2010	7.2	90



表 K-29 Ⅲ类场地 Tg=0.70 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	3317	Chi-Chi, Taiwan-06	CHY101	1999	6.3	Ν
2	PEER	4855	Chuetsu-oki	Sanjo	2007	6.8	NS
3	PEER	8090	Christchurch, New Zealand	Hulverstone Drive Pumping Station	2011	6.2	W

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-30 Ⅲ类场地 Tg=0.70 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	4855	Chuetsu-oki	Sanjo	2007	6.8	NS
2	PEER	5823	El Mayor-Cucapah	Chihuahua	2010	7.2	0
3	PEER	8090	Christchurch, New Zealand	Hulverstone Drive Pumping Station	2011	6.2	W



表 K-31 Ⅲ类场地 Tg=0.70 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	2976	Chi-Chi, Taiwan-05	CHY078	1999	6.2	Ν
2	PEER	5519	Iwate	AOM024	2008	6.9	EW
3	PEER	6959	Darfield, New Zealand	Christchurch Resthaven	2010	7	Е

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-32 Ⅲ类场地 Tg=0.70 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	2976	Chi-Chi, Taiwan-05	CHY078	1999	6.2	Ν
2	PEER	4915	Chuetsu-oki	AKT015	2007	6.8	EW
3	PEER	5519	Iwate	AOM024	2008	6.9	EW



表 K-33 Ⅲ类场地 Tg=0.70 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	1147	Kocaeli, Turkey	Ambarli	1999	7.51	0
2	PEER	2473	Chi-Chi, Taiwan-03	CHY047	1999	6.2	N
3	PEER	6959	Darfield, New Zealand	Christchurch Resthaven	2010	7	Е

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-34	III类场地	Tg=0.80 s,	0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	759	Loma Prieta	Foster City - APEEL 1	1989	6.93	90
2	PEER	1228	Chi-Chi, Taiwan	CHY076	1999	7.62	N
3	PEER	4204	Niigata, Japan	NIG014	2004	6.63	NS



表 K-35 Ⅲ类场地 Tg=0.80 s, 1.0 s≤结构周期 T<3.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	1212	Chi-Chi, Taiwan	СНУ054	1999	7.62	N
2	PEER	4204	Niigata, Japan	NIG014	2004	6.63	NS
3	PEER	5300	Chuetsu-oki	SIT008	2007	6.8	NS



表 K-36 Ⅳ类场地 Tg=0.80 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	1212	Chi-Chi, Taiwan	CHY054	1999	7.62	N
2	PEER	4204	Niigata, Japan	NIG014	2004	6.63	NS
3	PEER	5665	Iwate	MYG006	2008	6.9	NS



表 K-37 Ⅳ类场地 Tg=0.95 s, 0.1 s≤结构周期 T<1.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	5390	Chuetsu-oki	TYM002	2007	6.8	NS
2	PEER	5744	Iwate	YMT001	2008	6.9	EW
3	PEER	6162	Tottori, Japan	FKI003	2000	6.61	NS

Comparison of design spectrum and individual spectrum



表 K-38	IV类场地	Tg=0.95 s,	1.0 s≤结构周期 T<3.0 s
--------	-------	------------	--------------------

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	4151	Niigata, Japan	FKS020	2004	6.63	NS
2	PEER	5334	Chuetsu-oki	SZOH35	2007	6.8	EW
3	PEER	5744	Iwate	YMT001	2008	6.9	EW



表 K-39 Ⅳ类场地 Tg=0.95 s, 3.0 s≤结构周期 T<6.0 s

编号	记录 来源	RSN	地震事件	台站名称	发生 时间	震级	主方 向
1	PEER	1357	Chi-Chi, Taiwan	KAU011	1999	7.62	Е
2	PEER	5260	Chuetsu-oki	NIG014	2007	6.8	NS
3	PEER	5594	Iwate	HKD161	2008	6.9	NS





本标准用词说明

- 1 为便于在执行本标准条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:
 - 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";
 - 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标准中指定应按其它有关标准、规范执行时,写法为"应符合……的规定"或"应按……执行"。 非必须按所指定的标准、规范执行时,写法为"可参照……的规定执行"。

引用标准名录

- 1. 《工程结构设计可靠性统一标准》GB 50153
- 2. 《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068
- 3. 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4. 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 5. 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 6. 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 7. 《民用建筑防爆设计规范》CECS 2017
- 8. 《砌体结构设计规范》GB 50003
- 9. 《装配式混凝土结构技术规程》JGJ1
- 10. 《预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程》JGJ 224
- 11. 《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107
- 12. 《组合楼板设计与施工规范》CECS 273
- 13. 《钢结构设计标准》GB 50017
- 14. 《空间网格结构技术规程》JGJ7
- 15. 《建筑隔震设计标准》GB 2018
- 16. 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 17. 《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249
- 18. 《混凝土结构工程施工规范》GB 50666
- 19. 《火灾后工程结构鉴定标准》T/CECS 252
- 20. 《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978.1
- 21. 《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJT 15-151