

四川省工程建设地方标准

DB

DBXX/TXXXX-20XX

备案号：XXXXX-20XX

四川省建筑隔震减震工程设计标准

Design standard for seismic isolation and energy absorption building
engineering in Sichuan Province

(征求意见稿)

20XX-XX-XX 发布

20XX-XX-XX 实施

四川省住房和城乡建设厅

发布

前 言

本标准是根据《四川省住房和城乡建设厅关于下达 2022 年四川省工程建设地方标准制定修订计划（第二批）的通知》（川建标函〔2022〕2978 号）的要求，标准编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国内外先进标准，结合四川省的实际，并在广泛征求意见的基础上编制而成。

本标准的主要内容有：总则、术语和符号、基本规定、地震作用和结构抗震验算、隔震结构设计、消能减震结构设计、非结构构件、使用及维护、建筑物地震反应观测系统和隔震建筑监测系统及有关的附录。

本标准由四川省住房和城乡建设厅管理，由中国建筑西南设计研究院有限公司等编制单位负责技术内容的解释。本标准在实施的过程中，请各单位注意总结经验，如有意见和建议请反馈中国建筑西南设计研究院有限公司（地址：成都市天府大道北段 866 号，邮政编码：610042，电话：18113017108，邮箱：zhoudingsong@163.com）。

本标准主编单位：中国建筑西南设计研究院有限公司

本标准参编单位：
四川省建设工程消防和勘察设计技术中心
四川省建筑设计研究院有限公司
成都市建筑设计研究院有限公司
四川省建筑科学研究院有限公司
四川大学
西南交通大学
四川融海运通抗震科技有限责任公司
四川革震科技有限公司
中建西南院（四川）科技有限公司

本标准主要起草人员：
吴小宾 周定松 章一萍 史杨华 彭志楨
戴靠山 秦攀 肖承波 陈彬 张爱萍
李剑群 罗小龙 黄崇勇 熊耀清 潘毅
陈鹏 刘兢兢 张堃 朱果 涂雨
肖华宁 张远喜 李弢 王健泽 姜雪

本标准主要审查人员：

目 次

1 总则	1
2 术语与符号	2
2.1 术语	2
2.2 符号	4
3 基本规定	5
3.1 一般规定	5
3.2 正常使用建筑分类及性能目标	7
3.3 场地、地基与基础	9
3.4 耐久性及防火设计	13
4 地震作用和结构抗震验算	14
4.1 一般规定	14
4.2 地震作用	15
4.3 结构构件承载力验算	19
4.4 层间变形验算	21
4.5 楼面水平加速度验算	22
5 隔震结构设计	24
5.1 一般规定	24
5.2 隔震层设计	24
5.3 下部结构设计	28
5.4 上部结构设计	29
5.5 隔震支座的连接与隔离缝构造	31
6 消能减震结构设计	32
6.1 一般规定	32
6.2 消能部件设计及附加阻尼比	35
6.3 结构设计	37
6.4 消能部件的连接与构造	39
7 非结构构件	43
7.1 一般规定	43
7.2 非结构构件地震作用计算	44
7.3 非结构构件抗震承载力验算及变形要求	46

7.4 建筑非结构构件抗震措施	47
7.5 建筑附属机电设备和设备管线抗震措施	47
7.6 隔震层非结构构件构造措施	48
8 使用及维护	50
8.1 一般规定	50
8.2 隔震建筑的使用与维护	50
8.3 减震建筑使用与维护	51
9 建筑物地震反应观测系统和隔震建筑监测系统	53
9.1 建筑物地震反应观测系统	53
9.2 隔震建筑监测系统	53
附录 A 隔震支座力学分析模型和基本力学性能要求	54
附录 B 橡胶隔震支座规格及性能参数	57
附录 C 摩擦摆隔震支座规格及性能参数	59
附录 D 橡胶隔震支座连接设计	62
附录 E 消能器滞回曲线及本构方程	65
附录 F 消能器规格及性能参数	67
附录 G 屈曲约束支撑的连接节点承载力验算	75
附录 H 隔震工程专用标识	79
附录 I 减震工程专用标识	85
本标准用词说明	86
引用标准名录	87

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and symbols.....	2
2.1	Terms.....	2
2.2	Symbols	4
3	Basic Requirement	5
3.1	General Requirement.....	5
3.2	Classification of normal service building and performance objectives.....	7
3.3	Site, base and foundation.....	9
3.4	Durability and fire protection design.....	13
4	Earthquake action and seismic checking calculation for structures	14
4.1	General Requirement.....	14
4.2	Earthquake action	15
4.3	Checking for bearing capacity of structural members.....	19
4.4	Checking for interlayer deformation	21
4.5	Checking for floor horizontal acceleration.....	22
5	Seismic isolation design	24
5.1	General Requirement.....	24
5.2	Design of isolation layer.....	24
5.3	Substructure design	28
5.4	Superstructure design	29
5.5	Connection of seismic isolator and structure of isolation seam	31
6	Structure design of seismic energy dissipation.....	32
6.1	General Requirement.....	32
6.2	Design of energy dissipation components and additional damping ratio	35
6.3	Structural Design.....	37
6.4	Connection and construction of energy dissipating components	39
7	Non-structural members	43
7.1	General Requirement.....	43
7.2	Calculation for seismic action of non-structural components	44
7.3	Seismic bearing capacity verification and deformation requirements of non-structural members	46

7.4 Building seismic measures for non-structural members.....	47
7.5 Building seismic measures for auxiliary electromechanical equipment and equipment pipelines.....	47
7.6 Structural measures for non-structural components of isolation layer	48
8 Use and Maintenance	50
8.1 General Requirement.....	50
8.2 Use and maintenance of damping buildings.....	50
8.3 Use and maintenance of isolated buildings	51
9 Building earthquake response observation system and isolation building monitoring system	53
9.1 Earthquake Response observation System for buildings.....	53
9.2 Isolation building Monitoring System.....	53
Appendix A Mechanical Analysis model and basic mechanical properties of seismic isolator	54
Appendix B Specifications and Performance parameters of rubber seismic isolator	57
Appendix C Specifications and Performance Parameters of friction pendulum seismic isolator	59
Appendix D Connection Design of rubber isolation bearing	62
Appendix E Hysteretic curve and constitutive equation of energy dissipator	65
Appendix F Specifications and Performance Parameters of energy dissipators	67
Appendix G Checking calculation of the Joint bearing capacity of the buckling restraint bracing	75
Appendix H Special identification for isolation engineering	79
Appendix I Special Designation for shock absorption engineering	85
Explanation of wording in this code.....	86
List of quoted standards.....	87

1 总则

1.0.1 为贯彻执行国家和四川省的有关建筑工程抗震防灾的法规，实行以预防为主方针，使建筑采用隔震和消能减震技术后，在遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时能保持正常使用功能，减少社会影响和经济损失，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于四川省内高烈度设防地区或地震重点监视防御区的新建学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等建筑的抗震设计及维护。其它需要保证遭受相当于本地区设防地震时正常使用功能的新建建筑设计及维护，可参考本标准执行。

【1.0.2 条文说明】根据《建筑工程抗震管理条例》(国务院第 744 号令)，位于高烈度设防地区、地震重点监视防御区的新建学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等建筑应当按照国家有关规定采用隔震减震等技术，保证发生本区域设防地震时能够满足正常使用要求。本标准主要针对上述“两区八类”建筑实现设防地震下正常使用目标而制定，涵盖建筑设计全专业，包括建筑(含园林景观)、结构、机电设备等相关专业。其它需要保证遭受相当于本地区设防地震时正常使用功能要求的新建建筑设计，可参考本标准执行。既有的“两区八类”建筑进行抗震加固时，经充分论证后采用隔震减震技术时，也可参考本标准执行。

1.0.3 按本标准进行设计的建筑，其基本抗震设防目标是：当遭受相当于本地区设防烈度的地震影响时，建筑主体结构基本不受损坏或不需修理即可继续使用，隔震和消能减震部件正常工作，建筑非结构构件及其与主体结构的连接基本完好，附属机电设备及其与主体结构的连接满足正常使用要求；当遭受预期的罕遇地震时，隔震和消能减震部件正常工作，建筑结构可能发生损坏，但经一般性修理可快速恢复使用功能，非结构构件及其连接的损坏不致造成人员伤亡和危及主体结构安全，相连附属设备可能损坏经一般修理后仍可继续运行；特殊设防类建筑遭受极罕遇地震时，尚应确保其不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

1.0.4 建筑隔震和减震设计，除应符合本标准规定外，尚应符合国家和四川省现行有关标准的规定。

2 术语与符号

2.1 术语

2.1.1 保持正常使用功能要求 requirement to maintain normal use functionality

在遭受相当于本地区抗震设防烈度地震影响时保证结构和建筑非结构构件基本完好、建筑附属机电设备和仪器设备正常使用。

2.1.2 地震时正常使用建筑 normally used buildings in earthquakes

在遭受相当于本地区抗震设防烈度地震影响时能保持正常使用功能要求的新建学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等建筑。

2.1.3 结构构件 structural members

结构构件指主体结构构件，不包括隔震部件、减震部件等。

2.1.4 建筑非结构构件 architectural non-structural components

建筑中除承重骨架体系以外的固定构件和部件，主要包括非承重墙体，附着于楼屋面结构的构件、装饰构件和部件、固定于楼面的大型储物柜等。

2.1.5 建筑附属机电设备 architectural attached mechanical and electrical equipment

为建筑使用功能服务的附属机械、电气构件、部件和系统，主要包括电梯、照明和应急电源、通信设备，管道系统，供暖和空气调节系统，烟火监测和消防系统，公用天线等。

2.1.6 仪器设备 equipment facilities

除建筑附属机电设备外，为建筑特定使用功能直接服务的专门仪器设备及其系统，主要包括医疗设备、教学设备、信息系统等。

2.1.7 高烈度设防地区 high seismic precautionary intensity area

抗震设防烈度为8度及以上的地区。

2.1.8 地震重点监视防御区 key area for earthquake surveillance and protection

未来5至10年内存在发生破坏性地震危险或者受破坏性地震影响，可能造成严重的地震灾害损失的地区和城市。

2.1.9 结构抗震性能目标 seismic performance objectives of structure

对应于不同地震动水准的预期损坏状态或使用功能。

2.1.10 设防烈度 seismic precautionary intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。一般情况，取50年内超越概率10%的地震烈度。

2.1.11 极罕遇地震 very rare earthquake

在设计基准期内年超越概率为 1×10^{-4} 的地震动。

2.1.12 隔震建筑 seismically isolated building

为降低地震响应，在结构中设置隔震层而实现隔震功能的建筑，包括上部结构、隔震层、下部结构和基础。

2.1.13 隔震层 seismic isolation

隔震建筑设置在基础、底部或下部结构与上部结构之间的全部部件的总称，包括隔震支座、阻尼装置、抗风装置、限位装置、抗拉装置、附属装置及相关的支承或连接构件等。

2.1.14 隔震支座 seismic isolator

隔震层用于承载上部结构，并具有隔震变形能力的支座。

2.1.15 隔震部件 isolation component

由隔震支座、阻尼装置、抗风装置、限位装置、抗拉装置及相关的支承或连接构件组成

的部分。

2.1.16 底部剪力比 base shear ratio

设防地震作用下建筑结构隔震后与隔震前上部结构底部剪力之比值。

2.1.17 消能器 energy dissipation device

消能器是通过内部材料或构件的摩擦、弹塑性滞回变形或黏（弹）性滞回变形来耗散或吸收能量的装置。包括位移相关型消能器、速度相关型消能器和复合型消能器。

2.1.18 消能减震结构 energy dissipation structure

设置消能器的结构，消能减震结构包括主体结构和消能部件。

2.1.19 消能部件 energy dissipation part

由消能器和支撑或连接消能器构件组成的部分。

2.1.20 消能子结构 energy dissipation sub-structure

指与消能部件直接连接的主体结构单元，包括梁、柱、抗震墙及其节点。

2.1.21 位移相关型消能器 displacement dependent energy dissipation devices

耗能能力与消能器两端的相对位移相关的消能器，如金属消能器、摩擦消能器和屈曲约束支撑等。

2.1.22 速度相关型消能器 velocity dependent energy dissipation devices

耗能能力与消能器两端的相对速度有关的消能器，如黏滞消能器、黏弹性消能器等。

2.1.23 金属屈服型消能器 metal yield damper

由各种不同金属材料元件或构件制成，利用金属元件或构件屈服时产生的弹塑性滞回变形耗散能量的减震装置。

2.1.24 摩擦消能器 friction damper

由钢元件或构件、摩擦片和预压螺栓等组成，利用两个或两个以上元件或构件间相对位移时产生摩擦做功而耗散能量的减震装置。

2.1.25 屈曲约束支撑 buckling-restrained brace

由核心单元、外约束单元等组成，利用核心单元产生弹塑性滞回变形耗散能量的减震装置。

2.1.26 黏滞消能器 viscous fluid damper

由缸体、活塞、黏滞材料等部分组成，利用黏滞材料运动时产生黏滞阻尼耗散能量的减震装置。

2.1.27 黏滞阻尼墙 viscous damping wall

黏滞阻尼墙是一种由钢板在高黏度阻尼液（高分子聚合物）中运动而产生黏滞阻尼力的减震装置。

2.1.28 黏弹性消能器 viscous elastic damper

由黏弹性阻尼材料和约束钢板或圆（方形或矩形）钢筒约束层组成的减震装置。

2.1.29 复合减震墙板消能器 energy dissipation composite wallboard damper

由墙板、阻尼件等部分组成，利用墙板的相对运动，耗散地震输入结构中能量的减震装置。

2.1.30 附加阻尼比 additional damping ratio

消能减震结构往复运动时消能器附加给主体结构的有效阻尼比。

2.1.31 附加刚度 additional stiffness

消能减震结构往复运动时消能部件附加给主体结构的刚度。

2.1.32 消能器设计阻尼力 design force of energy dissipation device

消能器对应于设计位移或设计速度下的阻尼力。

2.1.33 消能器设计位移 design displacement of energy dissipation device

消能减震结构在罕遇地震作用下消能器达到的位移值。

2.1.34 消能器设计速度 design velocity of energy dissipation device

消能减震结构在罕遇地震作用下消能器达到的速度值。

2.1.35 消能器极限位移 ultimate displacement of energy dissipation device

消能器能达到的最大变形量，消能器的变形超过该值后认为消能器失去消能功能。

2.1.36 消能器极限速度 ultimate velocity of energy dissipation device

消能器能达到的最大速度值，消能器的速度超过该值后认为消能器失去消能功能。

2.1.37 弹性设计 elastic design

以弹性分析进行结构效应计算，结构构件设计取作用效应设计值，考虑承载力抗震调整系数，材料强度取设计值的设计方法。

2.1.38 不屈服设计 unyielding design

以弹性分析进行结构效应计算，结构构件设计取作用效应标准值，承载力抗震调整系数取1.0，材料强度取标准值的设计方法。

2.1.39 极限承载力设计 ultimate bearing capacity design

以弹性分析进行结构效应计算，结构构件设计取作用效应标准值，承载力抗震调整系数取1.0，材料强度取极限值的设计方法。混凝土极限强度可取立方强度标准值0.88倍，钢筋极限强度可取屈服强度标准值的1.25倍，钢材极限强度可取抗拉强度最小值。

2.2 符号

S ——结构构件内力组合的设计值；

R ——构件承载力设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

γ_G ——重力荷载分项系数；

γ_{Eh} ——水平向地震作用分项系数；

γ_{Ev} ——竖向地震作用分项系数；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Eh} ——水平地震作用标准值的效应；

S_{Ev} ——竖向地震作用标准值的效应；

R_k ——构件承载力标准值；

R_k^* ——考虑材料强度提高系数的构件承载力标准值。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 采用隔震减震技术的地震时正常使用建筑的抗震设防类别应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的有关规定确定。

3.1.2 采用隔震减震技术的地震时正常使用建筑应根据建筑抗震设防类别、设计地震动参数、场地条件、建筑结构类型和使用要求，确定合理的隔震或减震方案。

3.1.3 采用隔震减震技术的地震时正常使用建筑，应符合抗震概念设计的要求，应具有合理的建筑形体规则性，结构布置宜避免产生不规则项。

【3.1.3 条文说明】建筑形体和布置的规则合理性是确保建筑在设防地震下保持正常使用功能的重要前提。形体指建筑平面形状和立面、竖向剖面的变化。规则的建筑方案体现在体型（平面和立面的形状）简单，抗侧力体系的刚度和承载力上下变化连续、均匀，平面布置基本对称。本条对建筑设计方案提出要求，优先采用符合抗震概念设计方案。

3.1.4 采用隔震减震技术的地震时正常使用建筑的适用高度应符合下列规定：

1 结构适用的最大高度宜符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 和地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058 的规定的较小值，超过时应进行专项研究。

2 采用屈曲约束支撑（BRB）—钢筋混凝土框架组成抗侧力体系的结构时，当底层屈曲约束支撑框架按抗侧刚度分配的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%时，结构适用的最大高度可按表 3.1.4 取值：

表 3.1.4 屈曲约束支撑（BRB）—钢筋混凝土框架结构体系的适用最大高度（m）

设防烈度	6	7 (0.10g、0.15g)	8 (0.20g)	8 (0.30g)	9
适用高度（m）	95	85	70	62	12（3层）

注：隔震结构的高度是指下支墩的顶部至主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；当下支墩的顶部高于室外地面时，结构高度从室外地面起算。

【3.1.4 条文说明】地震时正常使用建筑的结构适用最大高度按本地区抗震设防烈度确定，对于平面和竖向均不规则的结构，适用最大高度一般减少 10%左右。

屈曲约束支撑（BRB）—钢筋混凝土框架结构中，BRB 支撑承担较大的水平力，但不及抗震墙，其适用最大高度不宜超过框架结构和框架-剪力墙结构二者适用最大高度的平均值。

3.1.5 设防地震下保持正常使用功能的建筑，各结构单元之间防震缝的宽度，应避免地震下碰撞或挤压产生破坏，并符合下列规定：

1 防震缝宽度应分别满足下列要求：

1) 防震缝宽度应确保相邻建筑在设防地震下不碰撞；

2) 钢筋混凝土框架结构（包括设置少量抗震墙的框架结构）房屋的防震缝宽度，当高度不超过 15m 时不应小于 100mm；高度超过 15m 时，6 度、7 度、8 度和 9 度分别每增加高度 4m、3m、2m 和 1m，宜加宽 20mm；

3) 钢筋混凝土框架-抗震墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款 2) 项规定数值的 70%，钢筋混凝土抗震墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款 2) 项规定数值的 50%；且均不宜小于 100mm；

4) 钢结构房屋需要设置防震缝时，缝宽应不小于相应钢筋混凝土结构房屋的 1.5 倍；

5) 防震缝两侧结构类型不同时，应按需要较宽防震缝的结构类型和较低结构高度确定

缝宽。

2 钢筋混凝土框架结构房屋，防震缝两侧结构层高相差较大时，两侧框架柱纵筋加强，箍筋全高加密。

注：1) 对于本条第 1 款第 2) 项，应计算设防地震作用下防震缝两侧结构单元可能碰撞位置处的最大水平位移，缝宽取两侧位移最大值之和；

2) 本条第 1 款第 5) 项中计算防震缝宽度的结构高度应取至防震缝两侧较低结构单元的顶面，包括有碰撞可能的结构或构件顶端、屋面女儿墙及构架。

【3.1.5 条文说明】历次大地震中相邻建筑碰撞破坏普遍。本条规定的单元之间防震缝宽度，是按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 6.1.4 条较本地区设防烈度提高一度的方式确定。当隔震减震建筑的底部剪力比不大于 0.5 时，防震缝宽度可按第 1 款第 2) 项设防烈度降低一度的要求确定，但仍需满足第 1 款第 1) 项的要求。

3.1.6 采用隔震减震技术的地震时正常使用建筑应进行设防地震下的结构承载力设计和变形验算，以及罕遇地震下的结构承载力和变形验算；对于减震建筑尚应进行多遇地震作用下不考虑附加阻尼有利作用的结构承载力和变形验算；对有重要设备或特殊功能的房间宜进行水平加速度验算。对于特殊设防类建筑，尚应对结构进行极罕遇地震作用下的变形验算。

3.1.7 设防地震作用下采用反应谱分析时主体结构可采用线弹性模型，采用时程分析时主体结构可采用线弹性模型或弹塑性模型；罕遇地震及极罕遇地震作用下主体结构应采用弹塑性模型进行分析。

【3.1.7 条文说明】隔震、减震结构验算设防地震作用下的变形，主体结构基本保持弹性，可根据采用的分析方法选取适当的主体结构模型，减隔震元件根据其工作特性选取适当的模型；罕遇地震作用下，允许结构进入损伤程度轻微到中度的弹塑性状态，采用弹塑性模型进行分析。

3.1.8 对特殊设防类和房屋高度超过 60m 的重点设防类建筑，宜采用不少于两个计算软件对地震作用计算结果进行比较分析。采用不同的计算软件进行计算分析时，各计算模型应保持一致，各软件基本计算结果应保证一定的相似性。

【3.1.8 条文说明】采用不同的计算软件进行计算分析时，各软件基本计算结果应保证一定的相似性，即：在弹性模型条件下，各软件计算所得的质量、周期相对误差不大于 5%；振型分解反应谱法所得的底部剪力，相对误差不大于 10%。

3.1.9 采用隔震减震技术的地震时正常使用建筑的抗震设计应考虑楼梯、看台等层间结构构件和填充墙等非结构构件对结构抗震性能的影响，并在计算分析和构造措施上予以体现。

【3.1.9 条文说明】填充墙对结构抗震性能的影响主要有以下三类：1) 填充墙上下不均匀，形成薄弱楼层；2) 填充墙平面布置不均匀，加剧结构扭转反应；3) 局部砌筑不到顶，形成短柱时或极短柱。设计中对此应有相应的处理措施：对于第一种情况，可采取增强底层刚度及承载力的方法进行设计；第二种情况可采取等效扭转法计入其影响；第三种情况可采取填充墙柔性连接消除其不利影响，或按短柱或极短柱的相关要求进行设计，考虑填充墙的约束作用，按实际情况验算该柱抗剪承载力、箍筋全高加密、必要时增加交叉斜向配筋等措施。

3.1.10 建筑场地为 III、IV 类时，对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，宜分别按抗震设防烈度 8 度(0.20g)和 9 度(0.40g)时各抗震设防类别建筑的要求采取抗震构造措施。

3.1.11 新技术新产品的装置作为隔震减震器件应用于工程时应进行专项论证，并符合现行相关标准中有关隔震减震器件性能的要求。

3.1.12 高烈度设防区、复杂结构可采用组合减隔震方式，符合下列规定：

1 组合减隔震方式应根据结构特性和抗震需求，在隔震基础上有针对性地布置使用消能器，充分发挥消能器性能。

2 组合减隔震设计应分别符合本标准有关隔震设计和减震设计的规定。

【3.1.12 条文说明】组合减隔震是指在隔震建筑的隔震层以外的楼层设置消能器，形成隔震

和减震共同作用的减隔震形式。

3.1.13 隔震装置和减震装置的设计参数应与产品型式检验、出厂检验和见证检验的结果相符，安装前应对相关检验报告进行审核验证。

【3.1.13 条文说明】隔震和减震装置应通过型式检验、出厂检验和见证检验。型式检验应满足相关产品要求，检验报告有效期应符合相关规定；出厂检验报告只针对项目的产品有效；见证检验应在几方责任主体共同见证下进行。

3.1.14 隔震减震建筑经历火灾高温环境，或遭遇不低于设防烈度的地震后，应对隔震层、消能部件、消能子结构等进行检查，对隔震装置和消能器进行必要的检测，以判定继续使用或更换。设计文件应注明使用期间建筑使用方或管理方对隔震减震装置的定期检查与维护要求。

3.2 正常使用建筑分类及性能目标

3.2.1 地震时正常使用建筑分为 I 类建筑和 II 类建筑，其分类应按照表 3.2.1 进行。

表 3.2.1 地震时正常使用建筑分类

分类	建筑
I 类	应急指挥中心；医院的主要建筑；应急避难场所建筑；广播电视建筑
II 类	学校建筑；幼儿园建筑；医院附属用房；养老机构建筑；儿童福利机构建筑

【3.2.1 条文说明】I 类建筑要求承担地震时抗震救灾功能，地震时正常使用的性能目标高于 II 类建筑。

医院的主要建筑：包括医技楼、急诊中心、门诊楼等严重影响震后医疗功能的建筑，以及具有外科手术室或急诊科的社区卫生服务中心；医院附属用房：包括病房楼、办公楼、食堂等建筑。学校建筑：包括小学、中学（含职业教育）、高等教育学校等的教学楼、食堂、宿舍及体育馆等人员密集建筑。养老机构建筑：包括养老院、老年活动中心、老年医养中心等以老年人为主进行生活或者开展活动的机构；养老机构与其他功能建筑合建时，当养老机构面积超过总建筑面积 50%，或养老机构建筑面积超过 1000 平方米，应比照“养老机构建筑”。

3.2.2 地震时正常使用建筑的抗震性能目标应不低于表 3.2.2-1、3.2.2-2 的规定。

表 3.2.2-1 I 类建筑的抗震性能目标

构件类型		设防地震	罕遇地震
结构 构件	关键构件	完好	轻微损坏
	普通竖向构件、 重要水平构件	完好或基本完好	轻微或轻度损坏
	普通水平构件	基本完好	轻度损坏
减震部件		正常工作	正常工作
隔震部件		正常工作	正常工作
建筑非结构构件		基本完好	轻度损坏
建筑附属机电设备		正常工作	轻度损坏
仪器设备		正常工作	轻度损坏
继续使用的要求		无需修理可继续使用	简单修理可继续使用

表 3.2.2-2 II 类建筑的抗震性能目标

构件类型		设防地震	罕遇地震
结构	关键构件	完好或基本完好	轻微或轻度损坏

构件	普通竖向构件、重要水平构件	基本完好或轻微损坏	轻度或中度损坏
	普通水平构件	轻微损坏	中度损坏
减震部件		正常工作	正常工作
隔震部件		正常工作	正常工作
建筑非结构构件		基本完好	中度损坏
建筑附属机电设备		正常工作	中度损坏
仪器设备		正常工作	中度损坏
继续使用的要求		无需修理可继续使用	适度修理可继续使用

【3.2.2 条文说明】结构构件根据功能、作用、位置及重要性等可分为关键构件、普通竖向构件、重要水平构件和普通水平构件。关键构件是指构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏，可由结构工程师根据工程实际情况分析确定；重要水平构件是指关键构件之外不宜提早屈服的水平构件，包括对结构整体性有较大影响的水平构件、承受较大集中荷载的楼面梁、承受竖向地震的悬臂梁，以及消能减震结构中消能子结构的框架梁等。普通竖向构件是指关键构件之外的竖向构件。普通水平构件包括一般的框架梁、跨高比大于 5 的抗震墙弱连梁等。

消能减震部件是指由消能器和连接消能器的构件组成的部分。隔震部件是指由隔震支座、阻尼装置、抗风装置、限位装置及相关的支承或连接构件组成的部分。

完好，即构件保持弹性状态；基本完好，即构件基本保持弹性状态；轻微损坏，即构件可能出现轻微的塑性变形，但不影响正常使用；轻度损坏，即构件达到屈服状态，但不出现明显的塑性变形；中度损坏，即构件出现明显的塑性变形，但控制在适度修理可继续使用的范围；正常工作，即隔震、减震部件、附属机电设备、功能性仪器设备正常运行，发挥设计预期的作用或功能。

建筑非结构构件、建筑附属机电设备及功能性仪器设备轻度损坏，即外观可能损坏而不影响使用功能和防火能力，安全玻璃可能产生裂缝但无坠落；中度损坏，即使用功能基本正常或可很快恢复，耐火时间减少 1/4，强化玻璃破碎，其他玻璃无坠落。

简单修理，即建筑修复费用与建造成本的比值小于 5%且修复时间小于 7 天；适度修理，即建筑修复费用与建造成本的比值小于 10%且修复时间小于 30 天。

3.2.3 地震时正常使用建筑的平面薄弱部位连接楼盖应按设防地震弹性、罕遇地震不屈服设计。

【3.2.3 条文说明】平面薄弱部位的连接楼板（见图 1），协调着两侧结构在地震作用下的变形，使其形成一个抗震单元。地震作用下连接板应力往往较大，一旦破坏，将导致两侧结构非一致变形增大、结构动力特性改变及抗震承载能力降低。钢筋混凝土梁柱构件抗震设计是基于延性耗能理念，但该理念不适用于连接板的设计。薄弱部位连接板的应力分析应采用弹性板，对于图 1a 确定楼板应力时宜采用时程分析法，此法不仅考虑连接两侧主体同相位的位移差，还计入了潜在相位差引起的错动，有关分析表明，时程分析法求得连接板的应力要高于反应谱法；对于图 1b 的情况，可采用反应谱方法确定楼板应力。

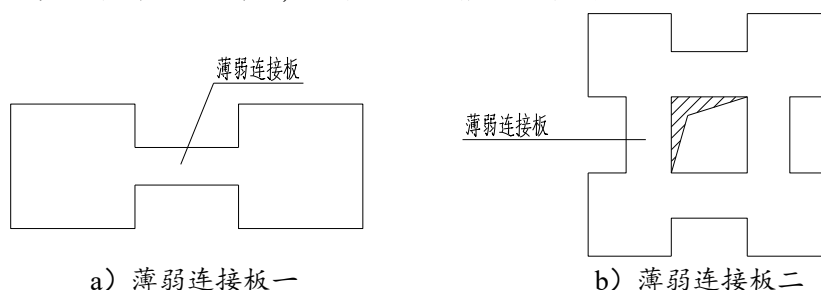


图 1 平面薄弱部位连接板

3.2.4 消能子结构抗震性能: I类建筑应按不低于设防地震下弹性、罕遇地震下不屈服设计; II类建筑应按不低于设防地震下不屈服、罕遇地震下极限承载力设计。

3.3 场地、地基与基础

3.3.1 建筑的场地宜选择对抗震有利地段, 宜避开不利地段; 当无法避开不利地段时, 应采取有效措施。

3.3.2 地震时正常使用建筑的地基应稳定可靠; 隔震建筑所在的场地宜为 I、II、III类, 当场地为IV类时, 应采取有效措施。

【3.3.2 条文说明】为保证隔震层在地震作用时提供设计预期的力学性能, 隔震层不同位置支座对应的地基与基础不能发生明显的局部变形。当地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时, 应采取相应的措施加强地基基础的整体性。

国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010(2016 年版)第 12.1.3 条要求: “2 建筑场地宜为I、II、III类, 并应选用稳定性较好的基础类型”, 其条文说明解释是国外对隔震工程的许多考察发现: 硬土地段较适合于隔震房屋; 软弱场地滤掉了地震波的中高频分量, 延长结构的周期将可能增大而不是减小其地震反应, 因此在IV类场地建造隔震房屋时, 应进行专门研究和专项审查。

3.3.3 建筑场地为山地和复杂地形时, 应符合下列规定:

- 1 应根据场地边坡稳定性评价和防治方案建议, 设置符合抗震设防要求的边坡工程。
- 2 边坡附近的建筑地基及基础应进行抗震稳定性设计; 建筑基础与边坡的边缘应留有足够的距离。

3.3.4 地下存在饱和砂土和饱和粉土时, 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定进行液化判别和地基处理, 尚应符合下列规定:

1 设防烈度 6 度时, 隔震建筑应按 7 度的要求进行液化判别和处理; 设防烈度 7~9 度时, 隔震建筑应按提高一个液化等级确定抗液化措施。

2 对特殊设防类建筑的地基抗液化措施应进行专门研究, 且不应低于重点设防类建筑的相应要求, 直至全部消除液化沉陷。

3.3.5 基础设计应满足设防烈度地震下, 不低于所支承构件的抗震承载力的性能目标验算要求。

【3.3.5 条文说明】基础支承的构件有关键构件、普通竖向构件之分: 当基础所支承的构件为关键构件时, 基础的承载力(抗弯、抗冲切、抗剪、局压等)应满足设防地震弹性设计的要求, 直接支承隔震支墩的基础尚应满足罕遇地震不屈服设计的要求等; 当基础所支承的构件为普通竖向构件时, 基础的承载力应满足设防地震不屈服设计的要求。

3.3.6 位于抗震有利地段的下列建筑可不进行天然地基的抗震承载力验算:

- 1 单层空旷房屋;
- 2 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架和框架-抗震墙房屋;
- 3 基础荷载与第 2 项相当的多层混凝土抗震墙房屋。

【3.3.6 条文说明】抗震有利地段由地勘报告给出评价。

3.3.7 设防地基和罕遇地震下天然地基抗震承载力应按下列公式计算:

$$f_{aE} = \zeta_{ma} f_a \quad (3.3.8)$$

式中: f_{aE} ——调整后的设防地基或罕遇地震地基抗震承载力;

ζ_{ma} ——设防地震或罕遇地震下地基抗震承载力调整系数, 应按表 3.3.7 采用;

f_a ——深宽修正后的地基承载力特征值，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 采用。

表 3.3.7 设防地震、罕遇地震下地基抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ζ_{ma}	
	设防地震下	罕遇地震下
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300$ 的黏性土和粉土	1.7	1.9
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $150\text{kPa} \leq f_{ak} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.5	1.9
稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} \leq f_{ak} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.3	1.7
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0	1.5

【3.3.7 条文说明】在天然地基抗震验算中，对地基土承载力特征值调整系数的规定，主要参考国内外资料和相关规范，考虑了地基土在有限次循环动力作用下强度一般较静强度提高和在地震作用下结构可靠度容许有一定程度降低这两个因素。根据试验，取各类土的动、静强度比表 1（《建筑抗震设计手册》，龚思礼）所示：

表 1 粘性土和软土地基抗震承载力（设防地震）提高系数

土的名称及状态	$\eta_R = \frac{R_d}{R_s}$	$\eta_K = \frac{K_s}{K_d}$	ζ_{ma}		
			$\eta_s = \eta_R \eta_K$	取值	
老粘性土	1.15	2.0/1.35	1.70	1.7	
一般粘性土	$q_k \geq 300\text{kPa}$	1.15	2.0/1.35	1.70	1.7
	$q_k < 300\text{kPa}$	0.95	1.8/1.35	1.27	1.3
新近沉积粘性土	0.85	2.0/1.35	1.26	1.2	
软土	0.85	1.8/1.35	1.13	1.1	

考虑到地震作用的偶然性与瞬时性，认为抗震设计采用的安全系数可比通常设计采用的安全系数略低。目前日本等国规范和我国行业规范，针对多遇地震安全系数 K_d 取 1.5。考虑到设防地震发生的概率较多遇地震要低得多，其安全系数也可适当减小，调整为 1.35。

另一方面，根据我国地基规范编制说明和勘察规范，除软土与粉细砂的安全系数取 1.8 外，其他类土地基承载力设计安全系数均不小于 2。

同时考虑土的动、静强度比和动、静安全系数比之后，地震作用下地基承载力比静承载力提向的调整系数可表示如下：

$$\zeta_{ma} = \frac{q_E}{q} = \frac{P_{ud} / K_b}{P_{us} / K_s} = \frac{P_{ud}}{P_{us}} \frac{K_s}{K_b} \approx \frac{R_d}{R_s} \frac{K_s}{K_b} = \eta_R \eta_K$$

式中 q_E 、 q ——地基土抗震和静力容许承载力；

P_{ud} 、 P_{us} ——地基土抗震和静力极限承载力；

K_d 、 K_s ——抗震设计和静力设计时容许承载力的安全系数；

η_R ——土的动力与静力极限承载力的比值，在数值上，可近似地取土的动力与静力强度之比 (R_d/R_s)；

η_K ——土的静力与抗震容许承载力安全系数的比值。

按上式得到的粘性土和软土地基抗震承载力 (设防地震) 提高系数列于表 1 中。设防地震地基抗震承载力调整系数可以较多遇地震适当增大，增大幅度约为 13~18%。偏于安全，而软土地基抗震承载力调整系数保持 1.0。

一般情况下，地基极限承载力可取修正后地基承载力特征值的 2 倍，罕遇地震下地基尚需留有适当的安全系数 1.05，故最大应力不超过 $2f_a/1.05=1.90f_a$ ，取为 $1.9f_a$ 。考虑到软弱地基的震害较一般的岩土地基要严重些，大震下其承载力多留些富裕度，取为 $1.5f_a$ 。

3.3.8 验算天然地基抗震承载力时，除应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 满足多遇地震下的要求外，尚应进行设防地震下的验算，符合下列要求：

$$p \leq f_{aE} \quad (3.3.8-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2f_{aE} \quad (3.3.8-2)$$

式中： p ——设防地震作用效应标准组合的基础底面平均压力；

p_{\max} ——设防地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压力。

3.3.9 位于 6 度~8 度抗震有利地段且承受竖向荷载为主的低承台桩基，当地面下无液化土层，且桩承台周围无淤泥、淤泥质土和地基承载力特征值不大于 100kPa 的填土时，下列建筑可不进行桩基抗震承载力验算：

- 1) 单层空旷房屋；
- 2) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的一般民用框架房屋和框架—抗震墙房屋；
- 3) 基础荷载与 2) 项相当的多层混凝土抗震墙房屋。

3.3.10 设防地基和罕遇地震下桩基的抗震承载力验算，其单桩承载力特征值可取不考虑地震作用时的 1.5 倍和 1.9 倍。

3.3.11 非液化土中低承台桩基除应按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 满足多遇地震下的要求外，尚应进行设防地震下的验算，符合下列要求：

1 轴心竖向力作用下

$$N_{EK} \leq 1.5R \quad (3.3.11-1)$$

偏心竖向力作用下，除满足上式外，尚应满足下式要求：

$$N_{EK\max} \leq 1.8R \quad (3.3.11-2)$$

式中： N_{EK} ——设防地震作用效应和荷载效应标准组合下，基桩或复合基桩的平均竖向力；

$N_{EK\max}$ ——设防地震作用效应和荷载效应标准组合下，基桩或复合基桩的最大竖向力；

R ——基桩或复合基桩竖向承载力特征值。

2 钢筋混凝土轴心受压桩应按式 3.3.11-3、3.3.11-4 验算设防地震组合作用下的桩身正截面受压承载力。

$$\psi_c f_c A_p \geq N_{DEK} / \gamma_{RE} \quad (3.3.13-3)$$

式中： f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值(kPa)，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 取值；

N_{DEK} ——相应于设防地震作用的基本组合时的单桩桩顶竖向力设计值(kN)；

A_p ——桩身横截面积(m²)；

ψ_c ——工作条件系数，非预应力预制桩取 0.75，预应力桩取 0.55~0.65，灌注桩取 0.6~0.8（水下灌注桩、长桩或混凝土强度等级高于 C35 时用低值）；

γ_{RE} ——抗震承载力调整系数，抗压取 0.80，抗拉取 0.85，抗剪取 0.85。

当桩顶以下 5 倍桩身直径范围内螺旋式箍筋间距不大于 100mm 且钢筋耐久性得到保证的灌注桩，桩身强度验算时可计入桩身纵向钢筋的抗压作用。

$$\psi_c f_c A_p + 0.9 f'_y A'_s \geq N_{DEK} / \gamma_{RE} \quad (3.3.13-4)$$

式中： f'_y ——纵向主筋抗压强度设计值；

A'_s ——纵向主筋截面面积。

3 钢筋混凝土轴心受拉桩应按式 3.3.11-5 验算设防地震组合作用下的桩身正截面受拉承载力。

$$f_y A_s + f_{py} A_{py} \geq N_{DEK} / \gamma_{RE} \quad (3.3.13-5)$$

式中： f_y 、 f_{py} 普通钢筋、预应力钢筋的抗拉强度设计值；

A_s 、 A_{py} 普通钢筋、预应力钢筋的截面面积。

4 尚应验算钢筋混凝土轴心受压桩的桩顶斜截面的受剪承载力。钢筋混凝土圆形受压桩斜截面受剪承载力按式 3.3.11-6 验算，受拉桩斜截面受剪承载力按式 3.3.11-7 验算。

$$0.49 f_t D^2 + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} D + 0.07 N_{DEK} \geq V_{DEK} / \gamma_{RE} \quad (3.3.11-6)$$

$$0.49 f_t D^2 + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} D - 0.2 N_{DEK} \geq V_{DEK} / \gamma_{RE} \quad (3.3.11-7)$$

式中： f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值；

s ——沿构件长度方向的箍筋间距；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

D ——桩身直径；

V_{EDK} ——相应于设防地震作用的基本组合时的单桩桩顶剪力设计值 (kN)。

对于式 3.3.11-6 中， N_{EDK} 当大于 $0.3f_c A_p$ 时，取 $0.3f_c A_p$ ；式 3.3.11-7 中左边小于 $0.8 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} D$ 时，应取等于 $0.8 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} D$ ，且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} D$ 不应小于 $0.317 f_t D^2$ 。

5 当承台周围的回填土夯实至干密度不小于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 对填土的要求时，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用；但不应计入承台底面与地基土间的摩擦力。

【3.3.11 条文说明】由于设防地震、罕遇地震发生的概率依次比多遇地震小得多，单桩抗力安全系数可低于多遇地震。将多遇地震、设防地震和罕遇地震的桩基抗力安全系数汇总于表 2：

表 2 不同作用组合作用下桩基竖向承载力安全系数

作用组合	群桩中单桩岩土抗力安全系数
------	---------------

	单桩岩土抗力 安全系数 K1	平均抗力安全系数 K2	最小抗力安全系数 K3
非抗震	2.0	2.0	2.0/1.2=1.67
多遇地震	2.0/1.25=1.6	2.0/1.25=1.6	1.6/1.2= 1.33
设防地震	1.35	1.35	1.35/1.2=1.13
罕遇地震	1.05	1.05	

由上表，设防地震下桩基竖向抗震承载力的允许增大系数可按 $2.0/1.35=1.48$ ，本标准取 1.5，即单桩的竖向抗震承载力特征值，可比非抗震设计时提高 50%；桩基水平抗震承载力的允许增大系数也参照此值确定。相应偏心力作用下允许的最大反力为 $1.2 \times 1.5R=1.8R$ 。

罕遇地震下桩基按安全系数 1.05，则此时桩基竖向抗震承载力允许增大系数为 $2.0/1.05=1.905$ ，本标准取 1.9。

圆形截面桩身斜截面受剪承载力验算公式，系按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中关于圆柱斜截面受剪承载力的规定所推导。矩形截面桩可按《混凝土结构设计规范》GB 50010 确定其承载力。高强预应力混凝土管桩（PHC），桩身截面承载力可由国标图集《预应力混凝土管桩》（10G409）根据管桩型号查取。

3.4 耐久性及防火设计

3.4.1 隔震装置和消能器的设计工作年限不宜低于主体结构的设计工作年限；当隔震装置或消能器无法满足要求时，应提出到达其设计工作年限时的检测和更换要求。设计文件中应明确隔震和减震部件的耐久性要求及相应措施。

【3.4.1 条文说明】橡胶隔震支座及橡胶材料的耐久性能要求应满足现行国家标准《橡胶支座第 3 部分:建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3 的相关要求。消能部件的混凝土部分的耐久性应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，钢构件的防护应满足现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

3.4.2 隔震支座的耐火等级应根据所在建筑楼层的耐火等级确定，其耐火极限时间不应低于所支承的上部结构竖向构件。隔震层所在位置无建筑使用功能时，可不进行防火处理。

3.4.3 承受竖向荷载作用、或虽然不承受竖向荷载作用但显著提高结构抗侧刚度的消能器及其连接件，应按主体结构的要求进行防火处理，不承受竖向荷载的消能器可不进行防火处理。

【3.4.3 条文说明】一般情况下布置于建筑中的消能器不承受建筑的竖向荷载，消能器在发生火灾后即使出现失效，也不会导致结构失去竖向承载能力，从而不需要进行防火处理。但对于屈曲约束支撑 BRB 等为主体结构提供较大抗侧刚度，改变了结构力学体系特点的装置，需要按主体结构竖向构件的要求进行防火处理。

4 地震作用和结构抗震验算

4.1 一般规定

4.1.1 建筑的地震作用，应符合下列规定：

1 一般情况下，应至少在结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

2 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15° 时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

3 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其它情况，可采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

4 以下情况应进行竖向地震作用计算：7、8 度设防的大跨度、长悬臂结构、转换结构、连体结构的连接体和 9 度设防结构，应计入竖向地震作用，其值不应小于 7 度（0.10g）、7 度（0.15g）、8 度（0.20g）、8 度（0.30g）、9 度对应结构、构件的重力荷载代表值的 5%、8%、10%、15%、20%。

5 对平面投影尺度很大的空间结构和超长结构，地震作用计算时应考虑地震动多向多点输入。

注：7 度、8 度设防的结构中跨度分别大于 24、16m 的楼盖，属于大跨度结构。7 度、8 度结构中跨度分别大于 4m、2m 悬臂，属于长悬臂结构。

【4.1.1 条文说明】对于竖向地震的计算要求，《抗震通规》、《混凝土通规》、《抗规》及《高规》都有相应规定，汇总情况见表 3。

表 3 相关规范对于竖向地震作用计算的规定

规范名称	条目	烈度/加速度	大跨度(m)	长悬臂(m)	转换结构(m)
抗通规	4.1.2	$\geq 0.20g \sim 0.30g$	≥ 24	≥ 2.0	-
		0.40g	≥ 18	≥ 1.5	-
			抗震设防烈度 9 度的高层建筑物、盛水构筑物、贮气罐、储气柜等		
抗规	5.1.1	$\geq 0.20g \sim 0.30g$	> 24	> 2.0	-
		0.40g	> 18	> 1.5	-
砼通规	4.3.6	$\geq 0.15g$	> 24	> 2.0	> 8.0
高规	10.5.3	6 度和 7 度(0.10g)抗震设计时，高位连体结构的连接体宜考虑竖向地震的影响			

平面投影尺度很大的空间结构和超长结构，指跨度大于 120m、或长度大于 300m、或悬臂大于 40m 的结构。多向多点输入，即同时考虑地震动输入的多维性及行波效应，当独立基础或支承结构下卧土层剖面地质条件相差较大时尚需考虑局部场地效应。

4.1.2 当建筑结构处于发震断层 10km 以内时，应计入近场效应对设计地震动参数的影响。

处于发震断裂两侧 10km 以内的结构，5km 以内地震动参数宜乘以不小于增大系数 1.25，5~10km 区间宜乘以不小于 1.15 的增大系数。

4.1.3 当工程结构处于条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石和强风化岩石的陡坡、河岸与边坡边缘等不利地段时，应考虑不利地段对水平设计地震参数的放大作用。放大系数应根据不利地段的具体情况确定，取值 1.1~1.6。

【4.1.3 条文说明】考虑局部突出地形对地震动参数的放大作用，对山区建筑的抗震计算十分必要。如图 2 所示，以突出地形的高差 H ，坡降角度 H/L ，以及场址距突出地形边缘的相对距离 L_1/H 为参数，归纳出各种地形的地震力放大作用表达式如下式：

$$\lambda = 1 + \xi\alpha \quad (4.1.3)$$

式中： λ ——局部突出地形顶部的地震影响系数的放大系数；

α ——局部突出地形地震动参数的增大幅度，按表 4 采用；

ξ ——附加调整系数，与建筑场地离突出台地边缘的距离 L_1 和相对高差 H 的比值有关。当 $L_1/H < 2.5$ 时， ξ 可取 1.0；当 $2.5 \leq L_1/H < 5$ 时， ξ 可取 0.6；当 $5 \leq L_1/H$ 时， ξ 可取 0.3。 L 、 L_1 均应按距离场地的最近点考虑。

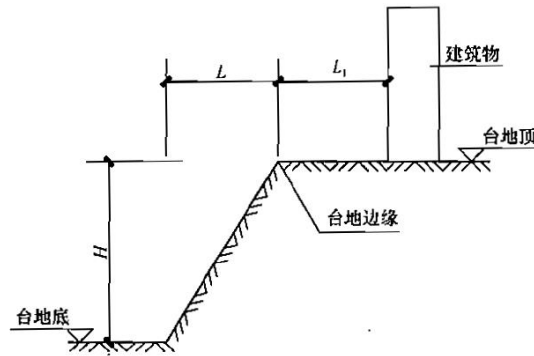


图 2 台地上的建筑

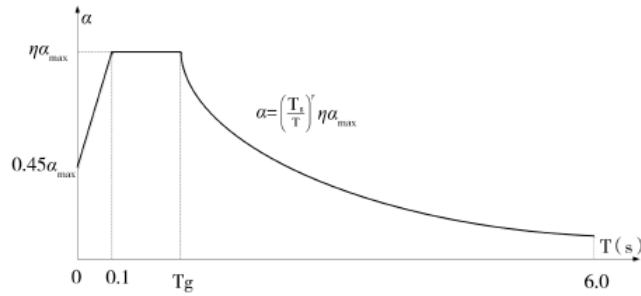
表 4 局部突出地形地震影响系数的增大幅度 α

突出地形的高度 H (m)	非岩质地层	$H < 5$	$5 \leq H < 15$	$15 \leq H < 25$	$H \geq 25$
	岩质地层	$H < 20$	$20 \leq H < 40$	$40 \leq H < 60$	$H \geq 60$
局部突出台地边缘的侧向平均坡降 (H/L)	$H/L < 0.3$	0	0.1	0.2	0.3
	$0.3 \leq H/L < 0.6$	0.1	0.2	0.3	0.4
	$0.6 \leq H/L < 1.0$	0.2	0.3	0.4	0.5
	$H/L \geq 1.0$	0.3	0.4	0.5	0.6

局部突出地形地震影响系数的增大幅度 α 存在取值为 0 的情况，但不能据此简单地将此类场地从抗震不利地段中划出，而应根据地形、地貌和地质等各种条件综合判断。局部突出地形顶部的地震影响系数的放大系数 λ 的计算值，小于 1.1 时取 1.1，大于 1.6 时取 1.6。本条要求放大的仅是水平向的地震影响系数最大值，竖向地震影响系数最大值不要求放大。

4.2 地震作用

4.2.1 结构地震影响系数曲线按图 4.2.1 确定，其水平地震影响系数最大值 α_{max} 应按表 4.2.1 采用。场地特征周期应按《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定执行，计算罕遇地震和极罕遇地震作用时，场地特征周期应分别增加 0.05s 和 0.10s。



α —地震影响系数; α_{\max} —地震影响系数最大值; η —阻尼调整系数;
 γ —曲线下降段的衰减指数; T_g —特征周期; T —结构自振周期

图4.2.1 地震影响系数曲线

表4.2.1 水平地震影响系数最大值 α_{\max}

地震影响	6度	7度	8度	9度
设防地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.90
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40
极罕遇地震	0.36	0.72 (1.00)	1.35 (2.00)	2.43

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。

1 当结构的阻尼比等于0.05时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按1.0采用，形状参数应符合下列规定：

- 1) 直线上升段，周期小于0.1s 的区段；
- 2) 水平段，自0.1s至特征周期区段，应取最大值 α_{\max} ；
- 3) 曲线下降段，自特征周期至6.0s区段，衰减指数应取0.9。

2 当结构的阻尼比不等于0.05时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合下列规定：

- 1) 曲线下降段的衰减指数应按下式确定：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (4.2.1-1)$$

式中： γ ——曲线下降段的衰减指数；
 ζ ——阻尼比，取结构振型阻尼比。

- 2) 阻尼调整系数，应按下式确定：

$$\eta = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (4.2.1-2)$$

式中： η ——阻尼调整系数，当小于0.55时，应取0.55。

3 隔震减震结构的附加阻尼比应采用时程分析方法计算。

4.2.2 进行结构时程分析时，应符合下列规定：

- 1 输入地震加速度峰值按表4.2.2采用；

表4.2.2 时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s²)

	6度	7度	8度	9度
设防地震	50	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620
极罕遇地震	160	320 (460)	600 (840)	1080

- 2 设防地震应取不少于7条地震波，罕遇地震应取不少于3条波，其中实际地震记录的数

量不应少于总数的2/3。实际地震记录应按建筑场地类别和设计地震分组选用，宜采用不少于1条四川省内实际地震记录。人工模拟地震动加速度时程曲线应考虑阻尼比和相位信息的影响。

3 时程分析中采用每条地震加速度时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于(复)振型分解反应谱法计算结果的65%；多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值宜接近100%，不应小于振型分解反应谱法计算结果的80%。多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符。

4 隔震上部结构设计采用分部设计法时，所选地震波进行时程分析得到的结构底部剪力应分别与隔震模型和非隔震模型的CQC反应谱法计算结果进行对比，满足本条第3款的要求。

5 对于消能减震结构，所选地震波应与考虑附加阻尼比及附加刚度的结构模型的CQC反应谱法计算结果对比，满足本条第3款的要求。

6 当取三组加速度时程输入时，计算结果取时程分析结果的包络值；当取七组及以上的时程输入时，计算结果取时程分析结果的平均值。

【4.2.2条文说明】四川省内实际地震记录可访问链接：四川省土木建筑学会网站 (<http://www.sctmxh.com/>)。

4.2.3 设计工作年限不等于50年的建筑，地震作用计算的相关参数应乘以表4.2.3的调整系数 γ ，见式4.2.3。

$$\alpha'_{\max} = \gamma \alpha_{\max} \quad (4.2.3)$$

式中： α'_{\max} ——设计工作年限不等于50年的地震影响系数最大值；

γ ——不同设计工作年限地震影响系数的调整系数。

表4.2.3 不同设计工作年限地震影响系数的调整系数

设计工作年限	30年	40年	50年	60年	75年	100年
设防地震	0.75	0.90	1.0	1.10	1.25	1.45
罕遇地震	0.70	0.85	1.0	1.05	1.15	1.30

【4.2.3条文说明】不同设计工作年限的设计地震作用取值参考《建筑抗震设计手册》(龚思礼, 建筑工业出版社)。表4.2.3的调整系数也可用于地震波峰值加速度、最小剪重比等参数的调整。设计工作年限介于表中数据的, 可按插值方法确定地震影响系数。

4.2.4 设防地震下, 建筑结构的水平地震剪力标准值应符合下列规定:

1 各楼层水平地震剪力标准值应满足:

$$V_{Eki} \geq \rho \lambda_s \sum_{j=1}^n G_j \quad (4.2.4-1)$$

式中： V_{Eki} ——第*i*层水平地震剪力标准值；

ρ ——调整系数(对隔震结构, ρ 为底部剪力比；对减震结构, ρ 取设防地震反应谱考虑消能器附加阻尼比后的调整系数 η , 见本标准式(4.2.1-2))；

λ_s ——设防地震最小地震剪力系数基准值, 应按本条第2款的规定取值；对竖向不规则结构的薄弱层, 尚应乘以不小于1.25的增大系数；

G_j ——第*j*层重力荷载代表值。

注： $\rho \lambda_s$ 的乘积不应小于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011中多遇地震的楼层最小剪力系数。

2 设防地震下，建筑结构的最小地震剪力系数基准值取值应符合下列规定：

1) 对扭转不规则或基本周期小于 3.5s 的结构，最小地震剪力系数不应小于表 4.2.4 的基准值；

2) 对基本周期大于 5.0s 的结构，最小地震剪力系数不应小于表 4.2.4 的基准值的 0.75 倍；

3) 对基本周期介于 3.5s 和 5s 之间的结构，最小地震剪力系数不应小于表 4.2.4 的基准值的 $(9.5-T_1)/6$ 倍 (T_1 为结构计算方向的基本周期)。

表 4.2.4 设防地震最小地震剪力系数基准值 λ_s

设防烈度	6 度	7 度	7 度 (0.15g)	8 度	8 度 (0.30g)	9 度
λ_s	0.024	0.046	0.068	0.090	0.136	0.180

注：1 对于竖向不规则结构的薄弱楼层，尚应再乘以不小于 1.25 的系数；

2 “扭转不规则”是指在具有偶然偏心的规定水平设防地震力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移（或层间位移）的最大值与平均值的比值大于 1.2。

【4.2.4 条文说明】本条依据现行国家规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 对抗震验算的最小水平地震剪力提出要求，将多遇地震下的最小地震剪力系数取值按设防地震与多遇地震的最大地震影响系数比值进行放大，见表 4.2.4。

以下问题需要注意：

1 当底部总剪力不满足要求，以上各楼层的剪力均需要调整，不能仅调整不满足的楼层。

2 满足最小地震剪力是结构后续抗震计算的前提，只有调整到符合最小剪力要求才能进行相应的地震倾覆力矩、构件内力、位移等的计算分析。

3 采用时程分析法时，其计算的总剪力也需符合最小地震剪力的要求。

4 采用场地地震安全性评价报告的参数进行计算时，也应遵守本条规定。

4.2.5 结构竖向地震作用标准值可采用时程分析方法或振型分解反应谱方法计算。时程分析的地震加速度最大值和反应谱分析时结构竖向地震影响系数最大值可按规定的水平输入最大值的 65% 采用，设计地震分组可按第一组采用。

4.2.6 房屋高度超过 80m 的设防地震下保持正常使用的建筑，宜采用不少于两种计算机软件对地震作用计算结果进行比较分析。

4.2.7 设防地震及罕遇地震下主体结构的固有阻尼比按表 4.2.7 取值。

表 4.2.7 设防地震及罕遇地震下主体结构的固有阻尼比取值

结构类型	混凝土结构	预应力混凝土结构	大跨度钢结构屋盖		
			屋盖支承于钢结构或直接落地	屋盖支承于钢筋（型钢）混凝土结构	
阻尼比	设防地震	0.05	0.03	0.02	0.025~0.035
	罕遇地震	0.06	0.04	0.02	0.025~0.035
结构类型	混合结构	钢结构			
		H≤50m	50m<H<200m	H≥200m	
阻尼比	设防地震	0.04	0.04	0.03	0.02
	罕遇地震	0.05	0.045	0.035	0.025

注：1 表中钢结构是指现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 8 章的钢结构体系；混合结构是指现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 第 11 章的结构体系；

2 表中预应力结构是指主要抗侧力结构为预应力结构，部分预应力结构可根据其在整体结构中的应变能占比确定；在框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构及板柱-剪力墙结构中，当仅采用预应力混凝土梁或板时，阻尼比应取 0.05；

3 大跨度钢屋盖支承于钢筋（型钢）混凝土结构的混合结构，也可采用等效应变能的方式确定其阻尼比。

4.2.8 计算设防地震作用采用的结构自振周期应根据填充墙体与主体结构之间的连接构造、自身刚度等因素综合考虑是否折减。一般情况下，减震建筑的结构周期折减系数见表 4.2.8，隔震结构取 1.0。

表 4.2.8 设防地震作用的减震结构周期折减系数表

柔性连接或刚度很小的轻质填充墙	非柔性连接的烧结空心砖、加气混凝土砌块、轻集料混凝土小型空心砌块、轻质墙板等填充墙	
	框架结构	框架—剪力墙结构、框架—核心筒结构、剪力墙结构等
1.0	0.8~0.9	0.85~0.95

注：支撑—框架结构体系中，底层支撑在规定水平地震力作用下总倾覆力矩占比大于等于 50% 时，可参照框架—剪力墙结构的情况。

【4.2.8 条文说明】由于填充墙刚度的影响，实际建筑物自振周期短于计算的周期。考虑到设防地震的层间位移角大于多遇地震，对于非柔性连接填充墙的结构，周期折减系数较多遇地震有所增大。刚度很小的轻质填充墙包括轻钢龙骨石膏板墙、秸秆墙、中空内模金属网水泥内隔墙等。

4.2.9 设防地震作用组合下复核构件承载力时，剪力墙连梁刚度折减系数不宜过小。连梁设计控制工况为竖向荷载作用和风荷载作用时，不宜折减。

【4.2.9 条文说明】设防地震作用下，连梁刚度折减系数可以较多遇地震适当减小，6 度区不宜小于 0.5、7 度不宜小于 0.5，8、9 度不宜小于 0.4。普通钢筋混凝土连梁耗能效果有限，刚度折减过多，导致损伤较为严重，使得灾后修复困难。必要时，可将这些部位的连梁设置为连梁阻尼器，将其作为耗能构件，增强结构在大震下的耗能能力，同时也可减轻连梁和主体结构的损伤。

4.2.10 空间结构（含大跨度钢屋盖）尚应符合以下要求：

- 1 设防烈度 7 度及以上时，应增加以竖向地震为主的地震作用效应组合。
- 2 应进行三向地震作用效应组合。三向地震作用峰值加速度比例按 1（水平向 1）：0.85（水平向 2）：0.65（竖向）或 1（竖向）：0.85（水平向 1）：0.65（水平向 2）确定。
- 3 应进行重力荷载与地震、风和温度效应的适当组合。风荷载组合系数取 0.2，温度作用组合系数取 0.2。

4.3 结构构件承载力验算

4.3.1 设防地震作用下，各类构件的抗震承载力应符合下列规定：

1 关键构件的抗震承载力应符合下式：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} \leq R / \gamma_{RE} \quad (4.3.1-1)$$

式中：S——结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值等；

R——构件承载力设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，除另有规定外，应按表 4.3.1-1 采用；

γ_G ——重力荷载分项系数，一般情况应采用 1.3，当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按表 4.3.1-2 采用；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应，计算地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取结构和构件自重标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数，应按表 4.3.1-3 采用；但有吊车时，尚应包括悬吊物重力标准值的效应；

S_{Ehk} ——设防地震下的水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk} ——设防地震下的竖向地震作用标准值的效应。

表 4.3.1-1 主体结构承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝	强度	0.75
	柱、支撑	稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的承重墙	受剪	0.90
	其它承重墙	受剪	1.00
	组合砖砌体抗震墙	偏压、大偏拉和受剪	0.90
	配筋砌块砌体抗震墙	偏压、大偏拉和受剪	0.85
	自承重墙	受剪	0.75
混凝土、钢—混凝土组合	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉、冲切	0.85
		局压	1.00
预埋件	拉、压、弯、剪	1.00	
木	受弯、受拉、受剪构件	受弯、受拉、受剪	0.90
	轴压和压弯构件	轴压和压弯	0.90
	木基结构板剪力墙	强度	0.80
	连接件	强度	0.85
竖向地震为主的地震组合内力起控制作用时			1.00

表 4.3.1-2 地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅计算水平地震作用	1.4	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.4
同时计算水平与竖向地震作用（水平地震为主）	1.4	0.5
同时计算水平与竖向地震作用（竖向地震为主）	0.5	1.4

表 4.3.1-3 可变荷载的组合值系数

可变荷载种类	组合值系数
雪荷载	0.5

屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况计算的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载计算的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其他民用建筑	0.5
起重机悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注：硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数应按实际情况采用。

2 普通竖向混凝土构件及重要水平混凝土构件的受剪承载力应符合本标准式（4.3.1-1）的规定，正截面承载力应符合式（4.3.1-2）、式（4.3.1-3）的规定；普通竖向钢构件及重要水平钢构件的受剪承载力和正截面承载力应符合式（4.3.1-2）、式（4.3.1-3）的规定。

$$S_{GE} + S_{Ehk} + 0.4S_{Evk} \leq R_k \quad (4.3.1-2)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk} + S_{Evk} \leq R_k \quad (4.3.1-3)$$

式中： R_k ——构件承载力标准值，按材料强度标准值计算。

3 普通水平混凝土构件的受剪承载力应符合本标准式（4.3.1-2）、式（4.3.1-3）的规定，正截面承载力应符合式（4.3.1-4）、式（4.3.1-5）的规定；普通水平钢构件的受剪承载力和正截面承载力应符合式（4.3.1-4）、式（4.3.1-5）的规定。

$$S_{GE} + S_{Ehk} + 0.4S_{Evk} \leq R_k^* \quad (4.3.1-4)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk} + S_{Evk} \leq R_k^* \quad (4.3.1-5)$$

式中： R_k^* ——构件承载力标准值，按材料强度标准值计算，对钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面可考虑将钢筋的强度标准值提高 25% 进行计算，对钢梁支座或节点边缘截面可考虑将钢材屈服强度标准值提高 25% 进行计算。

【4.3.1 条文说明】设防地震作用下允许钢筋混凝土梁支座或节点边缘截面、钢梁支座或节点边缘截面进入不影响正常使用的轻微塑性。

4.3.2 罕遇地震作用下，各类构件的抗震承载力应符合下列规定：

1 混凝土关键构件的受剪承载力应符合本标准式（4.3.1-1），正截面承载力应符合本标准式（4.3.1-2）、式（4.3.1-3）的规定；钢关键构件的受剪承载力和正截面承载力应符合本标准式（4.3.1-2）、式（4.3.1-3）的规定。

2 普通竖向构件及重要水平构件的受剪承载力和正截面承载力应符合本标准式（4.3.1-2）、式（4.3.1-3）的规定。

3 普通水平混凝土构件的受剪承载力应符合本标准式（4.3.1-2）、式（4.3.1-3）的规定，正截面承载力应符合式（4.3.1-4）、式（4.3.1-5）的规定；普通水平钢构件的受剪承载力和正截面承载力应符合式（4.3.1-4）、式（4.3.1-5）的规定。

4.4 层间变形验算

4.4.1 地震时正常使用建筑的最大层间位移角限值应符合下表 4.4.1-1 和 4.4.1-2 的规定：

表 4.4.1-1 I 类建筑在设防地震和罕遇地震下的弹塑性层间位移角限值

地震水平	设防地震	罕遇地震
钢筋混凝土框架	1/400	1/150
钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒结构	1/500	1/200
钢筋混凝土抗震墙、板-柱抗震墙、筒中筒、钢筋混凝土框支层框架	1/600	1/250
多、高层钢结构	1/250	1/100

表 4.4.1-2 II 类建筑在设防地震和罕遇地震下的弹塑性层间位移角限值

地震水平	设防地震	罕遇地震
钢筋混凝土框架	1/300	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒结构	1/400	1/150
钢筋混凝土抗震墙、板-柱抗震墙、筒中筒、钢筋混凝土框支层框架	1/500	1/200
多、高层钢结构	1/150	1/80

4.4.2 对于特殊设防类建筑，尚应进行极罕遇地震作用下结构弹塑性变形验算，弹塑性层间位移角应符合下表4.4.2的规定。

表 4.4.2 特殊设防类建筑在极罕遇地震下的弹塑性层间位移角限值

地震水平	极罕遇地震
钢筋混凝土框架	1/50
钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒结构	1/100
钢筋混凝土抗震墙、板-柱抗震墙、筒中筒、钢筋混凝土框支层框架	1/120
多、高层钢结构	1/50

4.5 楼面水平加速度验算

4.5.1 对有重要设备或特殊功能的房间，其在地震作用下的最大楼面水平加速度限值宜符合表 4.5.1 的规定。

表 4.5.1 地震时正常使用建筑的最大楼面水平加速度限值 (g)

地震水平	设防地震	罕遇地震
I 类建筑性能目标	0.25	0.45
II 类建筑性能目标	0.45	-

【4.5.1 条文说明】I 类建筑为在地震发生时和发生后建筑损坏将产生严重次生灾害或严重影响抗震救灾的建筑，因此对罕遇地震下的最大楼面水平加速度限值做了规定。最大楼面水平加速度可取结构各层质心处楼面绝对水平加速度响应时程的最大值。

最大楼面水平加速度限值系综合考虑地震烈度划分标准，以及建筑非结构构件、建筑附属机电设备和功能性仪器设备正常使用指标限值要求给出。按国内地震烈度划分标准，地震加速度 0.1g 时（地震烈度 VII 度标准），人皆惊惶从室内逃出，轻家具移动，书物用具掉落；地震加速度 0.2g 时（地震烈度 VIII 度标准），人感到走路困难，家具移动，部分翻倒。按照地震时正常使用要求，建筑非结构构件、建筑附属机电设备和功能性仪器设备指标限值取值参考现行国家标准《建筑抗震韧性评价标准》GB/T 38591，指标限值在楼面水平加速度为 0.25g 时，基本能保证常用建筑附属机电设备的正常使用；楼面水平加速度为 0.45g 时，基本能保证抗震性能良好的常用建筑附属机电设备正常使用。进一步结合中国地震局工程力学

研究所对医疗建筑及设备的试验结果，楼面水平加速度为 0.25g 时，基本能保证建筑内功能性仪器设备、药品柜及内部药品的正常使用。

4.5.2 当楼面水平加速度不满足 4.5.1 的规定时，可对建筑非结构构件、建筑附属机电设备和功能性仪器设备采取专门措施。

【4.5.2 条文说明】对建筑非结构构件、建筑附属机电设备和功能性仪器设备采取专门措施时，包括但不限于增设抗震支撑、增设隔震（振）装置、增强锚固措施，等等。

5 隔震结构设计

5.1 一般规定

5.1.1 有较高正常使用要求的建筑、位于高烈度设防地区的 I 类建筑宜采用隔震技术。

【5.1.1 条文说明】隔震建筑具有较好隔离地震的作用，其动力特性表现在上部结构以低阶平动为主，高振型影响很小，不但保护主体结构，对地震动加速度控制、保护非结构构件和机电设备也十分有效。因此，采用隔震技术后建筑在地震时保持正常使用功能更加可靠，推荐有较高正常使用要求的建筑、位于高烈度设防地区的 I 类建筑采用隔震技术。

5.1.2 隔震建筑方案阶段应进行可行性论证，充分考虑对建筑功能、外观和机电设备的影响。竖向和水平隔离缝布置应保证隔震上部结构的任意方向自由移动，发生地震时不应影响建筑使用。非结构构件及机电设备的布置应不妨碍隔震建筑在任意方向的自由移动，设备管线不应因拉扯和挤压而损坏。

5.1.3 隔震结构在设防地震下的两个方向的基本周期相差不宜超过较小值的 30%，两个平动周期的扭转分量应小于 10%。

5.1.4 在建筑设计工作年限内，隔震支座刚度、阻尼特性变化不应超过初期值的 $\pm 20\%$ ；橡胶支座的徐变量不应超过内部橡胶总厚度的 5%。隔震建筑的计算分析，应考虑支座材料性能由于工作环境恶劣导致变异情况，按最不利情况进行设计。

【5.1.4 条文说明】导致材料性能变异的因素包括老化、污染、温度、加载速率等，我省低温地区采用隔震支座时，应按不同工作温度下的支座力学性能可能的变化情况进行包络设计。

5.1.5 隔震建筑应进行专用标识设置，并纳入专项验收范围。标识应符合下列规定：

1 应在醒目位置（如：门厅入口处）标明此为隔震建筑、有关提示隔震层及隔离缝使用和维护的注意事项。

2 隔震装置标识应注明其功能、型号、规格、特殊性，及使用和维护过程中的注意事项。

3 隔离缝影响区域内可能存在人员活动时，应配合其他专用标识设置警示标识。

5.1.6 隔震支座出厂及见证检验应符合下列规定：

1 特殊设防类、重点设防类建筑，每种规格产品抽样数量应为 100%。

2 标准设防类建筑，每种规格产品抽样数量不应少于总数的 50%；有不合格试件时，应 100%检测。

3 每项工程抽样总数不应少于 20 件，每种规格的产品抽样数量不应少于 4 件，当产品少于 4 件时，应全部进行检验。

4 隔震层设置的阻尼装置等其他装置，应按照相关标准进行检验。

5 检验结果应符合国家、地方标准的相关规定，满足设计要求。

5.1.7 隔震支座的力学分析模型应符合本标准附录 A 的规定。

5.1.8 常用的橡胶隔震支座规格及性能参数可参考本标准附录 B；常用的摩擦摆隔震支座规格及性能参数可参考本标准附录 C。

5.1.9 隔震建筑设计尚应符合现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 的规定。

5.2 隔震层设计

5.2.1 隔震层位置可根据建筑功能及布局、结构特点、隔震效果、构造难易、经济性等因素，

选择基础隔震、地下室顶板隔震、层间隔震（大底盘裙房顶）和跨层隔震，如图 5.2.1。

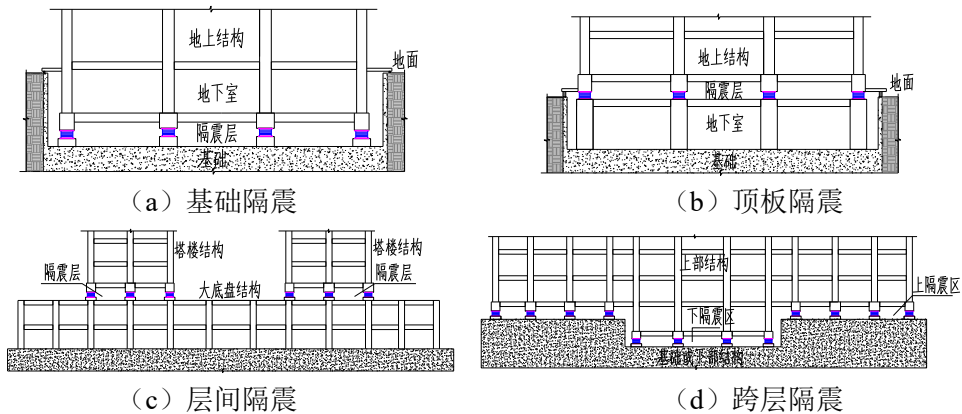


图 5.2.1 隔震层位置示意

5.2.2 隔震层净高不宜小于 1200mm。应在适当位置设置检修孔或通道方便人员进入，并满足人员出入及装置更换所需要的最小尺寸。

5.2.3 隔震装置、抗风装置及抗拔装置之间应预留安装、维修及更换空间。相邻隔震支座之间间距不宜小于 250mm。

5.2.4 隔震装置可采用铅芯橡胶支座 (LRB)、天然橡胶支座 (LNR)、弹性滑板支座 (ESB)、摩擦摆支座 (FPB/FPS)、高阻尼橡胶支座 (HDR) 等隔震支座。隔震橡胶支座和弹性滑板支座的外径不宜小于 300mm。

【5.2.4 条文说明】铅芯橡胶支座 (LRB)、天然橡胶支座 (LNR)、弹性滑板支座 (ESB)、摩擦摆支座 (FPB/FPS) 的力学模型和基本力学性能要求宜符合现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 附录 D 的规定。

5.2.5 同一隔震层采用多种类型、规格隔震装置时，应充分发挥各个隔震装置的抗侧刚度、承载力和水平变形能力，抗侧刚度较大的隔震装置宜布置于外侧，布置于建筑平面角部的隔震装置宜预留一定的变形能力。隔震装置的竖向变形应保持基本一致。橡胶类支座不宜与摩擦摆等钢支座在同一隔震层中混合使用。

5.2.6 隔震层刚度中心与质量中心宜重合，设防烈度地震作用下的偏心率不宜大于 3%。

5.2.7 隔震支座宜布置在相同标高位置；当隔震支座处于不同标高时，应采取可靠措施保证隔震装置共同工作。计算分析应反映高差的影响；罕遇地震下相邻隔震层间的位移角不应大于 1/1000。

5.2.8 隔震层采用摩擦摆隔震支座时，应考虑支座水平滑动时产生的竖向位移，及其对隔震层和结构产生的影响。

5.2.9 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向受力构件的平面位置相对应；不能相对应时，应采取可靠的结构转换措施。当采用钢筋混凝土转换梁时，设防烈度 7、8 度时其抗震等级按不低于一级，9 度按特一级采取抗震措施。

5.2.10 隔震装置可部分采用弹性滑板支座，但其数量不宜超过总数量的 20%。可根据需要采用滑动面上置式和滑动面下置式。

【5.2.10 条文说明】弹性滑板支座具有承载力大、位移大的特点，可布置于荷载较大的竖向构件下，如核心筒体、剪力墙或中柱等。弹性滑板支座数量过多，隔震层位移过大且复位困难。

5.2.11 位于高烈度地震区的隔震建筑，隔震层可设置阻尼装置作为减少隔震层支座位移和降低隔震支座拉应力的措施。阻尼装置的设置应符合下列规定：

- 1 阻尼装置宜布置在隔震层水平位移较大处，并避免对隔震层产生偏心作用。
- 2 阻尼装置的一端与隔震上层相连，另一端与隔震下层相连，其作用力宜始终保持水平。

3 阻尼装置与隔震层的连接宜设置在支墩处，并采用万向球铰节点。

4 与阻尼装置连接的支墩应按本标准第 5.2.18 条复核承载力，并计入罕遇地震下隔震支座水平位移后阻尼装置产生的偏心扭矩影响。

5.2.12 应进行隔震支座的长期作用压应力、罕遇地震作用下最大压应力和最大拉应力验算，符合下列规定：

1 隔震支座在重力荷载代表值作用下的竖向压应力，不应超过表 5.2.12-1 的规定；

注：对于橡胶隔震支座，当橡胶隔震支座的第二形状系数（有效直径与橡胶层总厚度之比）小于 5.0 时，应降低平均压应力限值：小于 5 不小于 4 时降低 20%，小于 4 不小于 3 时降低 40%。

表5.2.12-1 隔震支座在重力荷载值作用下的压应力限值（MPa）

支座类型	特殊设防类建筑	重点设防类建筑	标准设防类建筑
隔震橡胶支座	10	12	15
弹性滑板支座	12	15	20
摩擦摆隔震支座	20	25	30

2 橡胶隔震支座、弹性滑板隔震支座和摩擦摆支座在罕遇地震作用下的最大竖向压应力，不应超过表 5.2.12-2 所规定的限值。

3 橡胶隔震支座在罕遇地震下竖向拉应力不应超过表 5.2.12-3 所规定限值。且同一地震动加速度时程曲线作用下出现拉应力的支座数量不宜超过支座总数的 30%。弹性滑板隔震支座、摩擦摆隔震支座或其他不能承受竖向拉力的支座宜保持受压状态。

表 5.2.12-2 隔震支座在罕遇地震下的竖向压应力限值

支座类型	特殊设防类建筑	重点设防类建筑	标准设防类建筑
隔震橡胶支座	20	25	30
弹性滑板支座	25	30	40
摩擦摆隔震支座	40	50	60

表 5.2.12-3 橡胶隔震支座在罕遇地震下的拉应力限值

建筑类别	特殊设防类建筑	重点设防类建筑	标准设防类建筑
拉应力限值（MPa）	0	1.0	1.0

注：隔震支座验算罕遇地震作用下最大压应力和最小压应力（拉应力）时，应考虑三向地震作用产生的最不利轴力；其中水平和竖向地震作用产生的应力应取标准值。

【5.2.12条文说明】1 限制隔震支座重力荷载代表值下的竖向压应力，考虑的是保证支座在长期荷载作用的蠕变变形以及稳定性能，属于正常使用极限状态设计，不用考虑分项系数。也不需要考虑重要性系数，因为压应力限值已经区分了建筑的设防类别。

2 罕遇地震作用下，最大压应力和最小压应力（拉应力）的计算参照下列公式：

$$\text{最大压应力} = 1.0 \times \text{恒载} + 0.5 \times \text{活载} + 1.0 \times \text{罕遇水平地震作用产生的最大轴力} + 0.4 \times \text{竖向地震作用产生的轴力} \quad (5.2.4-1)$$

$$\text{最小压应力（拉应力）} = 1.0 \times \text{恒载} - 1.0 \times \text{罕遇水平地震作用产生的最大轴力} - 0.5 \times \text{竖向地震作用产生的轴力} \quad (5.2.4-2)$$

也可直接在重力荷载代表值下初始内力下，进行罕遇地震下的时程分析，采用3向地震动输入，竖向地震与水平主地震的分量比值不应小于0.65；位于近断层隔震结构采用速度脉冲型地震波分析时，该比值可适当提高，以反映近断层地震动特性。

5.2.13 应进行罕遇地震作用下隔震支座水平位移验算，符合下列规定：

1 除特殊规定外，在罕遇地震作用下隔震橡胶支座的水平位移限值不应大于其有效直径的 0.55 倍和支座内部各层橡胶总厚度 3.0 倍二者的较小值；

2 弹性滑板支座的水平位移最大值不应大于其产品水平极限位移的 0.75 倍；

3 摩擦摆支座的水平位移最大值不应大于其产品水平极限位移的 0.85 倍。

5.2.14 特殊设防类建筑尚应验算在极罕遇地震作用下的隔震支座水平位移，符合下列规定：隔震橡胶支座的水平位移限值可取支座内部各层橡胶总厚度 4.0 倍；弹性滑板支座和摩擦摆支座的水平位移限值可取产品水平极限位移。

5.2.15 应进行隔震层抗风验算，符合下列规定：

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \quad (5.2.15)$$

式中： V_{Rw} ——隔震层抗风承载力设计值（kN），由抗风装置和隔震支座的屈服力构成，

按屈服强度设计值确定；

γ_w ——风荷载分项系数，可取 1.5；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值（kN）。

5.2.16 应进行抗倾覆验算，符合下列规定：

1 抗倾覆验算包括结构整体抗倾覆验算和隔震支座拉压承载力验算。

2 隔震结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，并按上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩，抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于 1.1。

3 隔震支座在罕遇水平和竖向地震共同作用下，最大拉应力、压应力应符合本标准第 5.2.12 条的规定。

【5.2.16 条文说明】抗倾覆力矩的计算可计入隔震层抗拉装置的作用。

5.2.17 应进行隔震层恢复力验算，宜满足下式：

$$F_e \geq 1.2F_0 \quad (5.2.17)$$

式中： F_e ——隔震层在罕遇地震作用下的水平最大位移所对应的恢复力；

F_0 ——隔震层屈服力与摩阻力之和。

【5.2.17 条文说明】进行隔震层恢复力验算，使得隔震层在地震后基本恢复复位。恢复力越大，残余变形就越小。如图 3 所示。

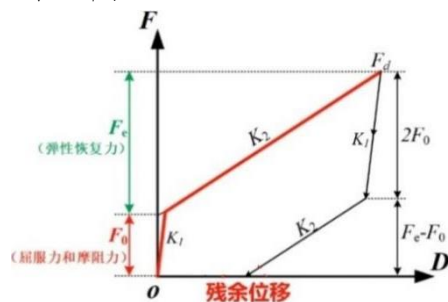


图 3 恢复力与残余位移关系图

5.2.18 隔震层与上、下结构的连接，应符合下列规定：

1 隔震层支墩、支柱及相连构件，应采用在罕遇地震作用下隔震支座底部的竖向力、水平力和弯矩、扭矩进行承载力验算，按抗剪弹性、抗弯不屈服进行设计。设置有阻尼装置、抗拉装置等的支墩、支柱及相连构件，应计入罕遇地震作用下各装置的设计内力及大变形下附加弯矩、扭矩。

2 与隔震支座相连的支墩、支柱及相连构件，应进行局部承压和必要的冲切验算，并根据需要设置网状钢筋。

3 支墩、支柱应有足够的刚度及稳定性，其截面最小尺寸不应小于支座法兰板尺寸；当支墩高度与其截面短边长度之比大于 1.5 时，应带入模型分析以考虑其影响。

5.2.19 隔震层顶板应有足够的面内刚度，不宜开大洞，并采用现浇梁板式楼盖，板厚不应小

于 160mm，采用双层双向通长配筋，且每层每方向的配筋率不小于 0.25%。

5.2.20 超长隔震结构应考虑温度及混凝土收缩对隔震支座变形的影响；设置后浇带时，宜采用梁、板水平钢筋在封闭前断开方式。

5.3 下部结构设计

5.3.1 下部结构中，直接支撑隔震塔楼的部分及其相邻一跨的相关构件，以及位于地面以上的隔震结构竖向投影向外延伸一跨范围内的竖向构件应按关键构件，符合按本标准第 4.3.1、4.3.2 条规定。

5.3.2 下部结构的最大层间位移角，除应符合本标准第 4.4.1、4.4.2 条规定外，尚应符合下列规定：

1 直接支撑隔震塔楼的部分及其相邻一跨的相关构件，其设防地震作用下弹性层间位移角限值应符合表 5.3.2-1 规定。

2 地面以上的下部结构在罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角限值应符合表 5.3.2-2 规定。

3 特殊设防类隔震建筑在极罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角应符合表 5.3.2-3 的规定。

表5.3.2-1 下部结构在设防地震作用下弹性层间位移角限值

下部结构类型	弹性层间位移角限值
钢筋混凝土框架结构	1/500
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/600
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/700
钢结构	1/300

表5.3.2-2 下部结构在罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

下部结构类型	弹塑性层间位移角限值
钢筋混凝土框架结构	1/150
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/200
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/250
钢结构	1/100

表5.3.2-3 下部结构在极罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

下部结构类型	弹塑性层间位移角限值
钢筋混凝土框架结构	1/60
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙、钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒	1/130
钢筋混凝土抗震墙、板柱-抗震墙结构	1/150
钢结构	1/60

5.3.3 下部结构的抗震措施除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定外，尚应符合下列规定：

1 隔震层在地下室顶板及以上时，隔震塔楼竖向投影向外延伸一跨范围内的隔震层及其以下的地面以上结构的抗震等级，抗震设防烈度 6、7 度时钢筋混凝土框架为二级、钢筋混凝土抗震墙为一级，抗震设防烈度 8、9 度时钢筋混凝土框架为一级、钢筋混凝土抗震墙为

一级：地下一层抗震等级与地面上一层相同，以下的各层结构的抗震等级可逐渐降低，但不得低于三级。

2 隔震层在地下室顶板以下时，隔震塔楼竖向投影向外延伸一跨范围内的隔震层及其下部一层结构的抗震等级同本条第 1 款，隔震层下部一层以下的各层结构的抗震等级可逐渐降低，但不得低于三级。

3 隔震塔楼竖向投影向外延伸一跨范围外的下部结构，抗震等级按抗震建筑采用。

5.4 上部结构设计

5.4.1 上部结构的以下构件或部位宜按关键构件，符合本标准第 4.3.1、4.3.2 条规定：隔震上层转换梁及框支柱、上部结构底层、框架-剪力墙结构及框架-核心筒结构底部加强区。

5.4.2 上部结构各楼层的水平地震剪力应满足本标准第 4.2.4 条的规定。

【5.4.2 条文说明】当隔震后地震剪力不满足原设防烈度的最小剪力系数要求时，可通过放大楼层地震剪力至满足最小剪力系数的要求。

5.4.3 上部结构抗震等级除应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定外，尚应符合下列规定：

1 底部剪力比大于 0.5 时，上部结构应按本地区设防烈度提高一度规定确定抗震等级；

2 底部剪力比不大于 0.5 时，上部结构可按本地区设防烈度确定抗震等级。

注：底部剪力比为设防地震作用下隔震后与隔震前上部结构的底部剪力之比值。

5.4.4 与竖向地震作用有关的抗震构造措施，应符合按本地区设防烈度提高一度的规定，不得降低。

注：与抵抗竖向地震作用有关的抗震构造措施，对钢筋混凝土结构，指墙、柱的轴压比规定；对钢结构，是指钢框架柱的长细比；对砌体结构，指外墙尽端墙体的最小尺寸和圈梁的有关规定。

5.4.5 上部结构抗震构造措施除应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3、《钢结构设计标准》GB 50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定外，尚应符合本标准第 5.4.6~5.4.8 条的有关规定。

5.4.6 钢筋混凝土柱考虑设防地震作用组合的轴压比应按式（5.4.6-1）计算，且不宜超过表 5.4.6-1 的规定；建造于 IV 类场地且较高的高层建筑，柱轴压比限值应适当减小。

$$\mu_N = \xi N / (f_c A) \quad (5.4.6-1)$$

$$\xi = (N_{GE} + 0.36N_E) / (N_{GE} + N_E) \quad (5.4.6-2)$$

式中： μ_N ——钢筋混凝土柱考虑设防烈度地震组合作用的轴压比；

ξ_N ——轴压比调整系数；

N ——钢筋混凝土柱考虑设防地震作用组合的轴压力设计值(N)；

N_{GE} ——钢筋混凝土柱在重力荷载代表值作用下的轴压力设计值(N)；

N_E ——钢筋混凝土柱在设防地震作用下的轴压力设计值(N)；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值(N/mm²)；

A ——钢筋混凝土柱全截面面积(mm²)。

表 5.4.6-1 钢筋混凝土框架柱轴压比限值

结构类型	抗震等级			
	一	二	三	四

框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架—抗震墙、板柱—抗震墙、 框架—核心筒及筒中筒	0.75	0.85	0.90	0.95
部分框支剪力墙	0.60	0.70	—	

注：1 表内限值适用于剪跨比大于 2，混凝土强度等级不大于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 且不小于 1.5 的柱，轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。

2 当混凝土强度等级为 C65~C70 时，轴压比限值应比表中数值降低 0.05；当混凝土强度等级为 C75~C80 时，轴压比限值应比表中数值降低 0.10；

3 沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于 200mm，间距不大于 100mm，直径不小于 12mm；或沿柱全高采用复合螺旋箍，螺旋间距不大于 100mm，箍筋肢距不大于 200mm，直径不小于 12mm；或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋螺旋净距不大于 80mm，筋肢不大于 200mm，直径不小于 10mm，轴压比限值均可增加 0.10；上述三种箍筋的最小配箍特征值均应按增大的轴压比由相关规范确定；

4 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8%，轴压比限值可增加 0.05，此项措施与注 3 的措施共同采用时轴压比限值可增加 0.15，但箍筋的体积配箍率仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定；

5 柱轴压比不应大于 1.05。

对于型钢混凝土柱，轴压比不宜大于表 5.4.5-2 的限值，轴压比可按下列式计算：

表 5.4.6-2 型钢混凝土框架柱轴压比限值

抗震等级	一	二	三
轴压比限值	0.70	0.80	0.90

注：1 框支层柱的轴压比限值应比表中数值降低 0.10；

2 剪跨比不大于 2 的柱其轴压比限值应比表中数值降低 0.05；

3 当采用 C60 以上混凝土时，轴压比限值宜比表中数值降低 0.05。

$$\mu_N = \xi N / (f_c A + f_a A_a) \quad (5.4.6-3)$$

式中： μ_N ——型钢混凝土柱考虑设防地震组合作用的轴压比；

ξ_N ——轴压比调整系数，按式 (5.4.6-2) 计算；

N ——型钢混凝土柱考虑设防地震作用组合的轴压力设计值(N)；

A_c ——扣除型钢后的混凝土截面面积(mm²)；

f_a ——型钢的抗压强度设计值(N/mm²)；

A_a ——型钢的截面面积(mm²)。

5.4.7 钢结构柱应符合下列规定：

1 柱长细比应符合下列规定：

$$\lambda_c \leq \beta_c \sqrt{235 / f_{ay}} \quad (5.4.7)$$

式中： λ_c ——柱的长细比；

β_c ——计算系数，一、二、三、四级时，分别取 50、70、90、110；

f_{ay} ——钢材屈服强度(MPa)。

2 上部结构底层不应采用偏心支撑，宜采用屈曲约束支撑或中心支撑。

5.4.8 隔震上层的抗震墙转换梁设计应符合下列规定：

1 梁上下纵向钢筋最小配筋率，一级和二级分别不应小于 0.6% 和 0.5%。

2 支座处距柱边 1.5 倍梁高范围内，以及抗震墙洞口处距洞口两侧 1.5 倍梁高范围内的箍筋应加密，箍筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 100mm。加密区含箍率不应小于 $1.3f_t/f_{yv}$ 。

3 转换梁的支座上部纵筋至少应有 50% 沿梁全长贯通，下部纵筋应全部直通到柱内；沿梁腹板高度应配置间距不大于 200mm、直径不小于 16 的腰筋。

5.5 隔震支座的连接与隔离缝构造

5.5.1 隔震支座与上、下结构的连接，应在隔震支座在达到极限破坏状态时仍然不发生破坏，符合下列规定：

1 橡胶隔震支座连接的承载力验算应符合本标准附录 D 的规定。

2 隔震层设置阻尼装置时，其连接件承载力不小于罕遇地震时阻尼装置最大出力的 1.2 倍，预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接，宜采用穿孔塞焊，相关构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中钢筋锚固的相关规定。

3 外露的预埋件及隔震支座外露的金属部件表面应按现行行业标准《建筑钢结构防腐蚀技术规程》JGJ/T 251 进行防腐处理。

5.5.2 隔离缝的构造，应符合下列规定：

1 上部结构与周围固定物之间应设置完全贯通的竖向隔离缝进行分离，上部结构与下部结构之间的结构构件、非结构构件应设置水平隔离缝进行分离。

2 竖向隔离缝宽度不应小于隔震支座在罕遇地震作用下最大水平位移的 1.2 倍，且不应小于 300mm。对相邻隔震结构之间的竖向隔离缝，缝宽取最大水平位移值之和，且不应小于 600mm。对特殊设防类，竖向隔离缝宽度尚不应小于隔震橡胶支座在极罕遇地震下最大水平位移。

3 水平隔离缝的缝高应不小于 20mm 和隔震支座最大竖向变形的较大值，并采用柔性材料填塞，进行密封处理。

5.5.3 隔震层电梯井应与上部结构连接，采用悬挂方式或底部设置隔震支座方式，周边与固定结构或非结构构件的距离满足竖向隔离缝宽度要求。采用悬挂方式时，电梯井底板与其下抗水板的净空不宜少于 250mm；采用底部设置隔震支座方式时，应预留隔震支座更换操作空间，电梯井底板与其下抗水板的净空不宜小于 800mm。

5.5.4 室外隔震沟盖板可采用隔震上部结构悬挑板方式或活动盖板方式。采用隔震上部结构悬挑板方式时，应采取措施避免其与相邻非隔震建筑物、构筑物和建筑地坪之间的碰撞；采用活动盖板方式，应预留足够的搁置长度，防止地震时掉落。

5.5.5 楼梯、电梯、自动扶梯、自动步道、台阶、坡道的隔震构造应符合本标准第 8.6 节的规定。

6 消能减震结构设计

6.1 一般规定

6.1.1 确定消能减震结构设计方案时，应考虑结构体系特性、结构控制参数等，根据地震作用下预期的结构变形或内力控制要求，进行消能器的选型。

【6.1.1 条文说明】建筑消能器可分为速度相关型、位移相关型和复合型三类。速度相关型消能器包括黏滞消能器和黏弹性消能器，利用与速度有关的黏性抵抗地震作用，从黏滞材料的运动中获得阻尼力，消能能力取决于消能器两端相对速度的大小，速度越大，提供的阻尼力越大，消能能力也越强。位移相关型消能器包括金属消能器和摩擦消能器，消能能力与消能器两端相对位移的大小有关，相对位移越大，消能能力越强。其中，金属消能器利用金属材料屈服时产生的弹塑性滞回变形耗散能量，从受力形式上可分为剪切型、弯曲线型等，剪切型刚度相对较大，而弯曲线型则可提供相对较大的阻尼；摩擦消能器一般由钢元件或构件、摩擦片和预压螺栓等组成，在地震作用下，钢元件或构件之间发生相对位移产生摩擦做功而耗散能量。复合型消能器是利用二种以上的消能原理或机制进行耗能的消能器，同时具有位移相关型消能器和速度相关型消能器的性能特征，但有时可能位移相关型消能器的特征比较明显，有时可能速度相关型消能器的特征比较明显，因此，对其性能的要求应根据其组合消能机理或机制具体确定。

屈曲约束支撑从工作原理上也可认为是位移相关型消能器，一般情况下，利用其可为结构提供较大侧向刚度的特点，根据需要将其设计为在特定地震水准作用下不屈服、仅提供侧向刚度的结构构件；在更高地震水准作用下能产生拉压屈服，利用屈服后滞回性能来耗散地震能量，并且不会发生失稳破坏。

金属消能器、摩擦消能器和黏弹性消能器能为主体结构提供附加刚度和附加阻尼，黏滞消能器只能为主体结构提供附加阻尼。因此，当结构只需要提供附加阻尼时，可考虑采用黏滞消能器；结构需要提供附加刚度和附加阻尼时，可考虑采用金属消能器、摩擦消能器和黏弹性消能器。一般情况下，结构对附加刚度的需求较大时，可采用金属消能器、摩擦消能器、屈曲约束支撑等。在工程实践中，可根据具体情况，同时采用两种或两种以上消能器，也可与隔震技术同时使用，以取得更好的效果。

6.1.2 消能器的布置应符合下列规定：

- 1 消能器的平面布置宜沿结构两个主轴方向分别设置，其布置尽可能地遵循“均匀、分散、对称、周边”的原则；
- 2 消能器的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀，避免结构出现薄弱部位或薄弱层；
- 3 消能器宜布置在结构层间相对变形或速度较大的位置；可采用辅助装置增加消能器两端的相对变形或相对速度；
- 4 消能器的最大间距应符合剪力墙最大间距的规定；
- 5 消能器不宜设置在大跨结构处；
- 6 外墙处的消能器宜设置在围护墙体内侧；当消能器与内墙处于同一平面时，应采取有效措施确保消能器及其支承构件在地震作用下的变形不受阻碍。

6.1.3 采用屈曲约束支撑（BRB）-钢筋混凝土框架组成抗侧力体系的结构时，尚应符合下列要求：

- 1 BRB 支撑宜上下连续布置，当无法连续布置时，可在邻跨延续布置。
- 2 BRB 支撑可采用人字支撑或 V 形支撑，也可采用单斜杆支撑，不应采用 K 形或 X 形。
- 3 BRB 支撑—钢筋混凝土框架结构的层间位移角限值，可按钢筋混凝土框架结构限值

取值。

4 BRB 支撑宜先于相连子结构的梁、柱、墙等构件进入屈服状态。

5 在计算 BRB 支撑的刚度时，应考虑相连节点板的影响。

6.1.4 消能器之间无大洞口的楼、屋盖的长宽比，不宜超过表 6.1.3 的规定；超过时，应计入楼盖平面内变形的影响。

表 6.1.4 消能器之间楼屋盖的长宽比

楼、屋盖类型	本地区设防烈度			
	6	7	8	9
现浇或叠合楼、屋盖	4	3	2	2
装配整体式楼、屋盖	3	2	2	不宜采用

注：1) 消能减震结构采用装配整体式楼、屋盖时，应采用配筋现浇面层加强，其现浇层（含叠合楼、屋盖）厚度不应小于 60mm。

2) 消能减震结构的底部剪力比不大于 0.5 时，减震部件之间楼屋盖的长宽比可按本表设防烈度降低一度的要求确定。

【6.1.4 条文说明】消能减震结构的楼（屋）盖宜满足平面内无限刚性的要求，否则应考虑楼（屋）盖平面内的变形影响，建立符合实际情况的力学分析模型。本条依据《建筑抗震设计规范》GB 0011-2010（2016 年版）第 6.1.6 条对重点设防类的剪力墙布置要求得到。

6.1.5 消能部件的布置宜使消能减震结构的设计参数符合下列规定：

1 采用位移相关型消能器时，各楼层的消能部件有效刚度与主体结构层间刚度比宜接近，各楼层的消能部件水平剪力与主体结构的层间剪力和层间位移的乘积之比的比值宜接近。

2 采用黏滞消能器时，各楼层的消能部件的最大阻尼力与主体结构的层间剪力与层间位移的乘积之比的比值宜接近。

3 采用黏弹性消能器时，各楼层的消能部件刚度与结构层间刚度的比值宜接近，各楼层的消能部件零位移时的阻尼力与主体结构的层间剪力与层间位移的乘积之比的比值宜接近。

4 消能减震结构布置消能部件的楼层中，在设防地震作用下，消能器的最大阻尼力在结构主轴和布置有斜交抗侧力构件方向上分量之和不宜大于楼层层间屈服剪力的 60%。

【6.1.5 条文说明】消能部件的布置应使结构形成均匀合理的受力体系，减少不规则性。消能器的布置以使结构平面两个主轴方向动力特性相近和竖向方向刚度均匀为原则。对于结构竖向存在薄弱层可优先在薄弱层布置，然后再考虑沿竖向每层或隔层或跨层布置。消能减震结构楼层中消能器的布置数量不能无限增加，当布置的消能器的数量较多时，消能器的最大阻尼力之和较大，使得该楼层的层剪力产生突变。

6.1.6 消能部件布置数量应符合在设防地震作用下所提供的有效附加阻尼比（或倾覆力矩）表 6.1.6 的最小限值规定。消能部件附加给结构的有效阻尼比超过 25%时，宜按 25%计算。

表 6.1.6 设防地震作用下消能部件提供的有效附加阻尼比（倾覆力矩）最小值（%）

结构类型	房屋高度 (m)	附加阻尼比 (%)		倾覆力矩
		除屈曲约束支撑 (BRB)、金属阻尼器以外	金属阻尼器、摩擦消能器	屈曲约束支撑 (BRB)
钢筋混凝土框架结构	/	3.0	1.2	有效附加阻尼比不作要求，但应符合在规定的设防地震
钢筋混凝土框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、剪力墙结	H≤60	2.0	0.9	
	60<H≤80	1.5	0.8	
	H>80	1.0	0.7	

构、筒中筒结构				水平力作用下，底层BRB支撑框架所承担的设防地震作用倾覆力矩不小于结构总地震倾覆力矩的35%
钢结构	H≤50	4.0	1.5	
	50<H<200	2.5	1.0	
	H≥200	1.5	0.6	

注：6度区的建筑及7度区不超过4层且房屋高度不超过18米的建筑，在满足设防地震作用下保持正常使用功能的前提下，消能部件提供的附加阻尼比可适当减少。

【6.1.6 条文说明】有效附加阻尼比应采用各抗侧力构件主方向的计算结果的较小值。表中钢筋混凝土结构附加阻尼比的要求也适用于对应的组合结构类型。

布置消能器楼层的数量，多层建筑不少于总层数的二分之一，高层建筑不少于三分之一，且在布置消能器的楼层中，消能器实际最大出力之和不低于楼层总剪力15%的楼层不少于一半。

6度区及7度区不超过4层的建筑，在满足设防地震作用下保持正常使用功能的前提下，消能器提供的附加阻尼比可适当减少，但不低于表6.1.5中规定值的80%。

屈服约束支撑（BRB）提供的附加阻尼比较小，耗能作用不明显，但设置BRB后明显提高结构抗侧刚度，通过分担地震剪力提高结构抗震能力，因此提出BRB支撑框架的最小承担剪力比例要求。设防地震下BRB进入屈服时，其刚度可采用割线刚度。采用BRB与其它消能器组合形成的混合减震方案，当BRB支撑框架的倾覆力矩满足本条时，除BRB以外的消能器为主体结构提供的附加阻尼比可不作要求。

6.1.7 当消能减震建筑的几部分连接较为薄弱时，消能减震部件宜在各部分均匀布置，并根据实际连接的可靠程度采取相应措施，必要时可按结构整体模型和分块模型计算的结果进行包络设计。

6.1.8 消能减震结构应采用符合实际情况的力学模型进行分析，模型应同时包括主体结构与消能部件。体型复杂、结构布置复杂的消能减震结构，应至少采用两个不同的结构分析软件进行整体计算。

【6.1.8 条文说明】消能器的力学模型是消能减震的分析基础，其模型的合理性至关重要，反应谱分析及时程分析中采用的等效模型应有可靠的依据。

采用麦克斯韦（Maxwell）模型模拟黏滞阻尼器力学行为时，计算软件通常要求输入一个阻尼器初始刚度k，这个刚度即表达了阻尼器由于黏滞介质的压缩性引起的动态刚度，在黏滞介质确定的情况下，其仅与阻尼器规格尺寸相关，输入参数一般通过k/C的倍数来控制，若比值过高将高估附加阻尼比。在消能器产品没有提供这个数值的情况下，建议取值k/C=500kN.m用于初步分析。

应对计算结果从力学概念和工程经验等方面加以分析判断，确认其合理性和可靠性。如实际工程结构采用刚性隔板假定时计算分析时，布置的连梁阻尼器的计算消能效果超过实际情况，高估了消能器的作用，应采用弹性楼板单元进行分析。

体型复杂、结构布置复杂的消能减震结构，受力情况复杂，采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算分析，可以相互比较验证，以保证分析结果的可靠性。两个软件计算结果应符合以下原则：计算所得的结构总质量、周期相对误差不宜大于5%。

6.1.9 消能减震结构应补充多遇地震作用下，在不考虑附加阻尼比的有利情况下的结构承载力和变形验算，并符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定。

【6.1.9 条文说明】为提高地震时保持正常使用建筑采用消能减震技术后的可靠性，提出此

条规定。多遇地震作用下的计算模型，应计入减震部件的附加刚度等，但不考虑附加阻尼比
的有利作用。

6.1.10 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的
水平地震作用和附加等效阻尼比，结构总应变能和消能器耗能应按地震输入方向与垂直方向
的分别计算。

6.1.11 常用的消能器可采用本标准附录 E 的滞回曲线及本构方程，部分常用消能器的规格
及性能参数可参考本标准附录 F。

6.2 消能部件设计及附加阻尼比

6.2.1 消能器选用应符合下列规定：

1 消能器的极限位移应大于消能器设计位移的 120%，速度相关型消能器极限速度应大
于消能器设计速度的 120%。

2 在温度或 50 年一遇标准风荷载作用下，摩擦消能器不应进入滑动状态，金属消能器
和屈曲约束支撑不应产生屈服。

3 采用黏弹性阻尼器，当工作环境温度变化较大时，应考虑阻尼器力学参数变化的影响，
按不利情况进行设计。

【6.2.1 条文说明】随着温度的增加，黏弹性材料从玻璃态区经历转变区逐渐进入高弹区，
黏弹性阻尼器附加刚度和附加阻尼比减小，减震效果相应减小，设防地震下宜按当地最高气
温下材料参数进行设计；罕遇地震下受结构进入弹塑性影响，减震效果随温度变化规律不明
确，宜进行多温度下的大震弹塑性变形验算。

6.2.2 消能部件设计应符合下列规定：

1 金属消能器、摩擦型消能器与斜撑、支墩（墙体）等支承构件组成消能部件时，消能
部件的恢复力模型参数应符合下式规定：

$$\Delta u_{py} / \Delta u_{sy} \leq 2/3 \quad (6.2.2-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能部件在水平方向的屈服位移或起滑位移； Δu_{sy} ——设置消能部件的主
体结构层间屈服位移。

注：金属消能器不含连梁阻尼器。

2 金属消能器和摩擦型消能器的支承构件沿消能器消能方向的刚度宜符合下式规定：

$$K_b \geq 3K_D \quad (6.2.2-2)$$

式中： K_b ——支承构件沿消能器消能方向的刚度（kN/m）；

K_D ——消能器的有效刚度。

3 黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度应符合下式规定：

$$t_v \geq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (6.2.2-3)$$

式中： t_v ——黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度；

Δu_{dmax} ——沿消能方向消能器的最大可能的位移；

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变。

4 速度相关型消能器与斜撑、支墩（墙体）等支承构件组成消能部件时，其支承构件沿
消能器消能方向的刚度应符合下式规定：

$$K_b \geq 6\pi C_D / T_1 \quad (6.2.2-4)$$

式中： K_b ——支承构件沿消能器消能方向的刚度（kN/m）；

C_D ——消能器的线性阻尼系数 [kN/(m·s)]

$$C_D = \frac{2^{\alpha+2}}{\pi} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{(1+\alpha)\Gamma(1+\alpha)} \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^{\alpha-1} U_0^{\alpha-1} C \quad (6.2.2-5)$$

T_1 ——消能减震结构的基本自振周期（s）；

U_0 ——阻尼器振幅（m）；

α ——速度相关型消能器的阻尼指数；

C ——速度相关型消能器的阻尼系数 [kN/(m/s) $^\alpha$]；

Γ ——伽玛函数。

【6.2.2 条文说明】上述公式中出现的 C_D 为线性阻尼系数，粘滞阻尼器或粘滞阻尼墙是非线性的，需要将其换算为线性阻尼系数才可。可通过耗能等效的原理将非线性的阻尼系数转换为等效的线性阻尼系数 C_D ，其换算公式见式 6.2.2-5，来自于日本的论文：笠井和彦；鈴木陽；大原 和之.減衰力が速度の指数乗に比例する粘性ダンパーをもつ制振構造の等価線形化手法[J].日本建築学会構造系論文集，2003，Vol.68(574):77-84。

6.2.3 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件附加给结构的有效刚度可用等效线性化方法确定。

6.2.4 消能部件附加给结构的有效阻尼比，可按下列两种方法计算：

1 方法 1

$$\zeta_d \geq \eta_1 \sum_{j=1}^n W_{c_j} / 4\pi W_s \quad (6.2.4-1)$$

式中： ζ_d ——消能减震结构的附加有效阻尼比；

W_{c_j} ——第 j 个消能器在结构预期层间位移 Δ_{ij} 下往复循环一周所消耗的能量；

W_s ——消能减震结构在水平地震作用下的总应变能；

n ——消能器的总个数；

η_1 ——有效阻尼比折减系数，一般取 0.7~0.8。

2 方法 2

$$\zeta_d = \zeta_d(t) = \eta_2 \left(\zeta_0 \times \frac{E_d(t)}{E_c(t)} \right)_{\max} \quad (6.2.4-2)$$

式中： ζ_0 ——消能减震主体结构的固有模态阻尼比；

$E_d(t)$ ——消能减震结构消能器累积耗能时程；

$E_c(t)$ ——消能减震主体结构固有模态阻尼累积耗能时程；

$\zeta_d(t)$ ——消能减震结构附加有效阻尼比时程的最大值，宜在输入时程峰值较大的有效持续时间段内选取，即在 $E_d(t)$ 时程增长激烈的时段内考察。

η_2 ——有效阻尼比折减系数，一般取 0.8~0.9。

【6.2.4 条文说明】方法 1（应变能法）确定结构等效阻尼比是基于单自由度体系稳态简谐振动得到的，而工程结构地震作用下是多自由度体系的非简谐振动，其理论基础与实际情况有一定的出入，这种方法得到的等效阻尼比将大大高估阻尼器的实际作用。方法 2（能量时程

对比法) 是基于结构各部分的耗能与其自身的阻尼呈线性关系, 根据结构固有阻尼比、结构固有阻尼比对应的耗能和消能器总耗能, 推算消能器附加给结构的阻尼比。该法较精确模拟消能器非线性特征, 由此得到的消能减震结构等效阻尼相对较为准确。当建筑结构以剪切变形为主, 且结构质量和刚度沿高度分布比较均匀时, 可用方法 1 计算附加阻尼比。其他类型的建筑结构建议同时采用方法 1 和方法 2 进行附加有效阻尼比的计算, 并取较小值。

考虑消能器在检测时容许有 10%~15% 的性能偏差, 同时施工中不可避免地存在位置偏差、间隙等缺陷, 为保证主体结构设计采用的附加阻尼比留有安全储备, 对计算的有效附加阻尼比时进行折减。

6.2.5 不计及扭转影响时, 消能减震结构在水平地震作用下的总应变能, 可按下式计算:

$$W_s = \sum F_i u_i / 2 \quad (6.2.5)$$

式中: F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值, 一般取相应于第一振型的水平地震作用即可(kN);
 u_i ——质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移 (m)。

6.2.6 消能器在水平地震作用下往复一周所消耗的能量, 可按下列公式计算:

1 速度线性相关型消能器:

$$W_{cj} = (2\pi^2 / T_1) \sum C_j \cos^2(\theta_j) \Delta u_j^2 \quad (6.2.6-1)$$

式中: T_1 ——消能减震结构的基本自振周期 (s);

C_j ——第 j 个消能器由试验确定的线性阻尼系数[kN/(m·s)];

θ_j ——第 j 个消能器的消能方向与水平面的夹角(°);

Δu_j ——第 j 个消能器两端的相对水平位移(m)。

当消能器的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时, 可取相应于消能减震结构基本自振周期的值。

2 非线性黏滞消能器:

$$W_{cj} = \lambda_1 F_{dj \max} \Delta u_j \quad (6.2.6-2)$$

式中: λ_1 ——阻尼指数的函数, 可按表 6.2.5 取值;

$F_{dj \max}$ ——第 j 个消能器在水平地震作用下的最大阻尼力。

表 6.2.5 λ_1 值

阻尼指数 α	值
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1	3.1

注: 其他阻尼指数对应的 λ_1 值可线性插值。

3 位移相关型和速度非线性相关型消能器:

$$W_{cj} = \sum A_j \quad (6.2.6-3)$$

式中: A_j ——第 j 个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的面积 (kN·m)。

6.2.7 采用振型分解反应谱分析时, 结构有效阻尼比可采用附加阻尼比的迭代方法计算。

6.3 结构设计

6.3.1 主体结构的构件承载力和变形除应符合本标准第 4.3、4.4 节的规定外, 尚应按现行国

家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定,进行多遇地震作用下不考虑附加阻尼有利作用的结构承载力和变形验算。

6.3.2 消能子结构的截面抗震承载力验算应符合下列规定:

1 消能子结构中的梁、柱、墙构件宜按重要构件设计, I 类正常使用建筑按设防地震下抗震承载力弹性、罕遇地震下抗剪不屈服及抗弯极限承载力设计; II 类正常使用建筑按设防地震下抗剪弹性和抗弯不屈服、罕遇地震下抗剪不屈服及抗弯极限承载力设计。

2 消能子结构中的节点承载力和梁、柱、墙截面设计应考虑消能器在极限位移或极限速度下的阻尼力作用,按极限承载力验算。

3 消能部件采用高强度螺栓或焊接连接时,消能子结构节点部位组合弯矩设计值应考虑消能部件端部的附加弯矩。

4 当消能器的轴心与结构构件的轴线有偏差时,结构构件应考虑附加弯矩或因偏心而引起的平面外弯曲的影响。

6.3.3 消能子结构下方至少一层的对应竖向构件宜按重要构件设计,符合本标准第 6.3.2 条第 1 款规定。

6.3.4 主体结构抗震等级除应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 的规定外,尚应符合下列规定:

1 当设防地震作用下的计算底部剪力比小于 0.5 时,第 II 类正常使用建筑结构的抗震措施可按本地区设防烈度确定。

2 消能子结构抗震构造措施宜提高一级,当抗震等级为特一级时不再提高。

【6.3.4 条文说明】采取减震技术后,根据减震的效果,以基底剪力的降低程度是否超过 50% 为界,可适当降低第 II 类正常使用建筑结构的抗震等级,即不再按提高 1 度确定抗震措施,但第 I 类正常使用建筑结构不宜降低。

甲、乙类 II 类正常使用建筑抗震措施的设防标准见表 5。

表 5 II 类正常使用建筑确定抗震措施的设防标准

隔震减震建筑底部剪力降低程度	本地区抗震设防烈度		甲、乙类建筑确定抗震措施的设防标准				
			I 类场地		II 类场地	III、IV 类场地	
			抗震措施	构造措施	抗震措施	抗震措施	构造措施
V/V ₀ ≥0.5	6 度	0.05g	7	6	7	7	7
	7 度	0.10g	8	7	8	8	8
		0.15g	8	7	8	8	8+
	8 度	0.20g	9	8	9	9	9
		0.30g	9	8	9	9	9+
9 度	0.40g	9+	9	9+	9+	9+	
V/V ₀ <0.5	6 度	0.05g	6	6	6	6	6
	7 度	0.10g	7	6	7	7	7
		0.15g	7	6	7	7	8
	8 度	0.20g	8	7	8	8	8
		0.30g	8	7	8	8	9
9 度	0.40g	9	8	9	9	9	

注: V 表示减隔震结构的基底剪力; V₀ 表示无减隔震措施结构的基底剪力。

表中“9+”可理解为“应符合比 9 度抗设防更高的要求”; “8+”可理解为“应符合比 8 度抗震设防更高的要求”。

6.3.5 与竖向地震作用有关的抗震构造措施,应符合按本地区设防烈度提高一度的规定,不

得降低。

6.3.6 消能子结构的抗震构造措施应符合下列规定：

1 消能子结构为混凝土梁、柱（含型钢混凝土）时，箍筋应沿构件全长加密，箍筋间距不大于 100mm，也不大于 6 倍纵筋直径；消能子结构为剪力墙时，其端部宜设约束边缘构件，箍筋最大间距和箍筋最小直径，不应低于国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中框架柱的规定；

2 消能子结构为钢构件时，钢梁、钢柱节点的构造措施应按国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 关于中心支撑的要求确定。

6.3.7 发震断层附近的消能减震建筑，结构的抗震构造措施尚应符合以下规定：

1 位于发震断层 5~10km 之间的建筑，竖向构件箍筋加密区最小配箍特征值宜增大 10%。

2 位于发震断层 5km 以内的建筑：竖向构件箍筋加密区最小配箍特征值应增大 20%，轴压比限值降低 0.05；框架梁端箍筋最小直径较国家现行标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《组合结构设计规范》JGJ 138 相应抗震等级规定增大 2mm。

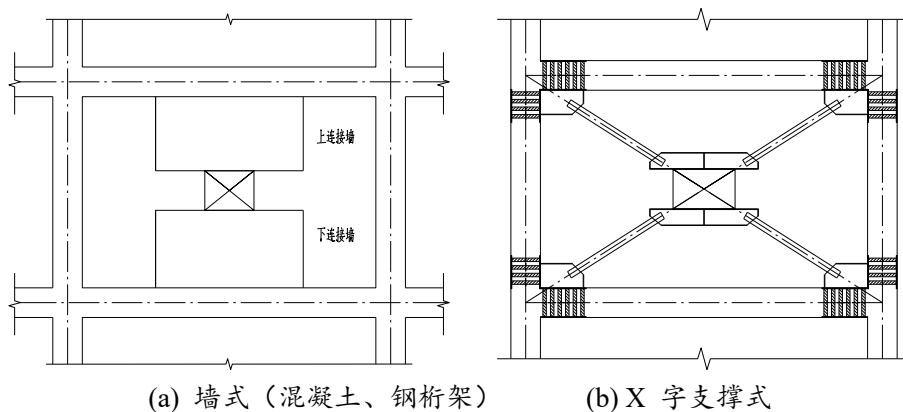
【6.3.7 条文说明】目前对于近断层地震动的认识还十分有限，其地震作用的取值有较大的不确定性，为确保结构的抗震性能，对减震结构潜在塑性较区的延性构造提出加强要求，以增强结构的耗能能力。

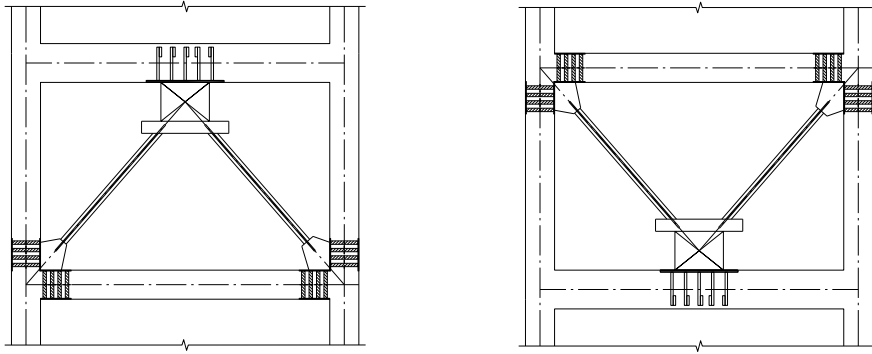
6.3.8 对消能减震结构中受力复杂的连接部位及节点，宜按应力分析的结果校核配筋设计。

6.4 消能部件的连接与构造

6.4.1 消能器与主体结构的连接型式应根据工程具体情况和消能器的类型合理选择，连接构件可采用支撑型、墙柱型、门架型和腋撑型等。

【6.4.1 条文说明】1 金属消能器、摩擦消能器的连接构件通常采用支撑型和墙型，如图 4。支撑型可根据需要采用 V 形或人字形布置，墙型可根据需要设置混凝土墙式和钢桁架墙式连接。采用混凝土墙式连接时，与消能器连接的锚板和锚筋预埋在悬臂墙中，消能器与预埋板之间采用焊接连接或摩擦型高强螺栓连接。

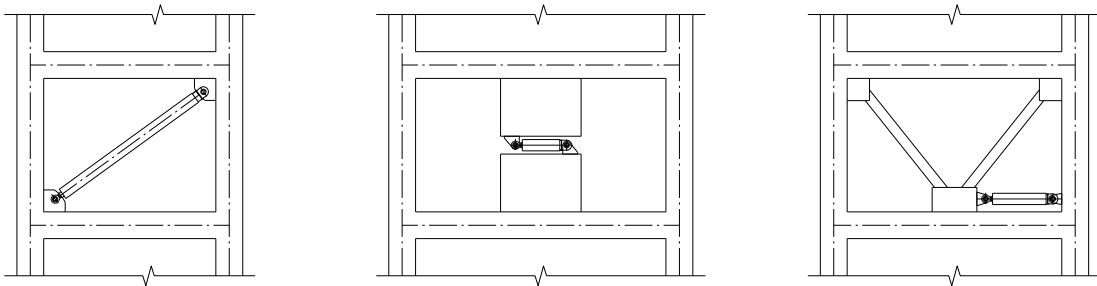




(c) 人字支撑式 (d) V字支撑式

图 4 金属消能器、摩擦消能器消能器常见布置型式

2 杆式黏滞消能器的连接构件有支撑型、墙型、剪切连接型等多种型式，如图 5。



(a) 支撑型

(b) 悬臂墙型

(c) 剪切连接型

图 5 黏滞消能器消能器常见布置型式

3 屈曲约束支撑的形心线与梁柱形心线三者宜相交于一点，如图 6。当与屈曲约束支撑相连的梁的侧向变形和扭转变形未受到有效限制时，应考虑梁的侧向刚度和扭转刚度对节点平面外受力及稳定性的影响。

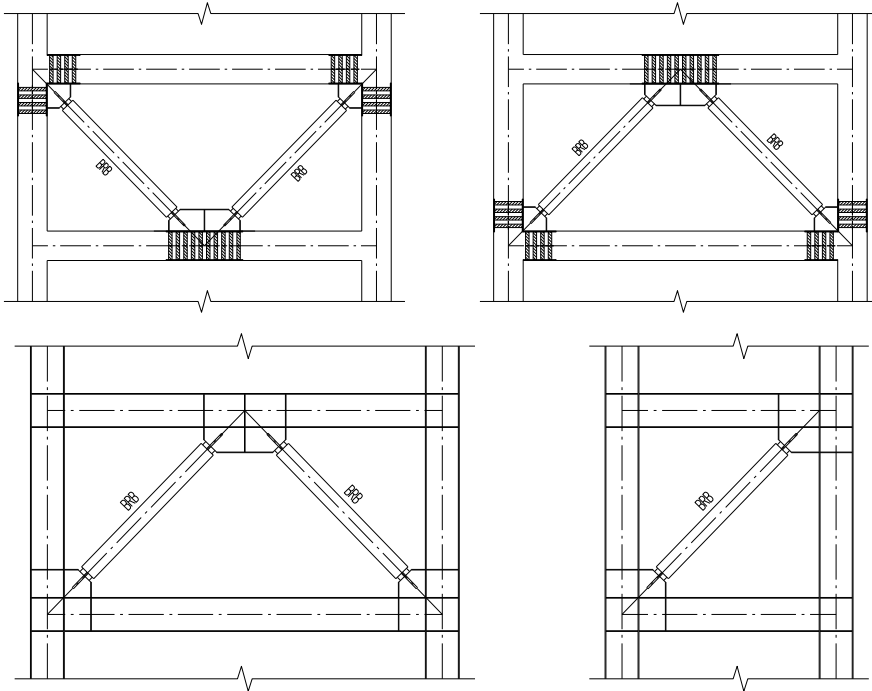


图 6 屈曲约束支撑与结构的连接示意

6.4.2 连接构件采用支撑型时，可采用单斜支撑布置、“V”字形和人字形等布置，不宜采用“K”

字形布置。

6.4.3 消能器与支撑、节点板、预埋件的连接可采用高强度螺栓、焊接或销轴。应优先采用能有效消除连接间隙的连接方式。高强度螺栓及焊接的计算、构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。销轴连接的缝隙不宜大于 0.1mm，超过时应考虑缝隙对消能器性能的影响。

【6.4.3 条文说明】销轴连接缝隙大于 0.1mm，将降低消能器的实际作用，且对销轴本身受力不利。

6.4.4 连接构件的设计除应符合本标准第 6.2.2 条规定外，尚应符合下列规定：

1 连接构件应按本标准第 6.4.7 条的消能器作用力进行截面设计。

2 支撑的计算长度应符合下列规定：

1) 采用单斜消能部件时,支撑计算长度应取支撑与消能器连接处到主体结构预埋连接板连接中心处的距离。

2) 采用人字形支撑时,支撑计算长度应取布置消能器水平梁平台底部到主体结构预埋连接板连接中心处的距离。

3) 采用柱型支撑时,支撑计算长度应取消能器上连接板或下连接板到主体结构梁底或顶面的距离。

3 钢支撑宜采用双轴对称截面,长细比、宽厚比应符合国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 中关于中心支撑的规定。

4 支墩(墙体)沿高度方向箍筋应加密。

5 连梁消能器伸入梁端锚固段型钢构件与混凝土的连接应满足《组合结构设计规范》JGJ 138 中型钢混凝土梁的规定。

【6.4.4 条文说明】支撑的计算长度取值遵循如下原则：计算支撑的轴向刚度时，计算长度取其净长。计算平面内、外失稳时，计算长度应取支撑与消能器的长度总和。

6.4.5 与消能器相连的节点板设计，应符合下列规定：

1 节点板应按本标准第 6.4.7 条的消能器作用力进行设计。

2 节点板设计时应验算节点板构件的截面、节点板与预埋板间高强度螺栓或焊缝的强度。

3 节点板在抗拉、抗剪作用下的强度应按本标准附录 B 公式(B.3.3-3)、(B.3.3-4)计算。

4 节点板在压力作用下的稳定性，应符合本标准附录 B 第 B.3.3 条第 3 款的规定。

5 屈曲约束支撑连接节点应能够承担 V 形、人字形支撑产生的竖向力差值。

【6.4.5 条文说明】节点板在最大阻尼力(考虑附加弯矩)作用下，除具有足够的承载力和刚度外，还应防止其发生面外失稳破坏，一般可采用增加节点板厚度或设置加劲肋的措施。

6.4.6 预埋件的设计除应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 的规定外，尚应符合下列规定：

1 与消能器相连的预埋件应按本标准第 6.4.7 条的消能器作用力进行设计。

2 消能器预埋件宜采用对拉锚固。

3 承担抗剪作用的预埋件，在剪力作用方向距离所埋置的混凝土构件边缘的距离不宜小于 200mm，并应进行抗冲切验算。

4 沿剪力方向锚筋排数不宜多于四排，当多于四排时，应充分考虑锚筋层数的折减或采取设置型钢抗剪键、预埋型钢等措施。

5 埋件应进行防火和防腐设计，符合相关现行相关标准的规定。埋件的防火等级不应低于被连接结构的防火等级。

【6.4.6 条文说明】预埋件反复荷载作用试验表明，弯剪、拉剪、压剪情况下锚筋的受剪承载力降低的平均值在 20%左右。对预埋件，规定取 γ_{RE} 等于 1.0。

预埋件中锚筋的布置不能太密集，否则影响锚固受力的效果。大于 4 排锚筋时，折减系

数不大于 0.70。锚筋预埋件的承载力有限，对于较大吨位的消能器，可以采用槽钢抗剪键、预埋型钢等措施，提高预埋件抗剪承载力，并可减小预埋件尺寸。

6.4.7 与消能器相连的支撑、支墩（墙体）、预埋件及节点板设计的作用力取值，应符合下列规定：

1 对位移相关型或速度相关型消能器，取在设计位移或设计速度下对应阻尼力的 1.2 倍。

2 对屈曲约束支撑（BRB），取其极限承载力的 1.2 倍。用作提高结构抗侧刚度的承载型屈曲约束支撑（BRB），当其在罕遇地震作用下仍然处于弹性状态时，可按屈曲约束支撑（BRB）的计算内力的 1.2 倍取值。

注：屈曲约束支撑（BRB）与主体结构连接的承载力验算可参考本标准附录 G。

6.4.8 消能器与主体结构的连接构造，尚应采取措施消除消能器平面外受力的不利影响。

【6.4.8 条文说明】消能部件平面外受力会降低其减震效率，进而影响主体结构的抗震性能。采取构造措施释放消能器平面外受力，与实际计算模型更为吻合，也能消除其平面外受力导致的安全隐患。

7 非结构构件

7.1 一般规定

7.1.1 设防地震下保持正常使用建筑中的非结构构件应进行抗震设计，包括非结构构件自身及与主体结构的连接的抗震能力验算和抗震构造处理。建筑非结构构件、建筑附属机电设备及管线的抗震设计应由相关专业的的设计人员完成；机电设备自身的抗震设计应由设备的生产厂家完成，按相关要求进行检查并提供合格证书。

【7.1.1 条文说明】建筑非结构构件指建筑中除承重骨架体系以外的固定构件和部件，主要包括非承重墙体，附着于楼面和屋面结构的构件、装饰构件和部件、固定于楼面的大型储物架等。非结构构件在抗震设计时往往容易被忽略，震害表明非结构构件地震时破坏是建筑震损的主要特征。非结构构件处理不好往往在地震时倒塌伤人，砸坏设备财产，破坏主体结构，震后建筑功能严重受损。

建筑附属机电设备指为现代建筑使用功能服务的附属机械、电气构件、部件和系统，主要包括电梯、照明和应急电源、广播电视设备、通信设备、管道系统、供暖和空气调节系统、烟火监测和消防系统等。建筑附属机电设备的抗震设计也往往容易被忽略，但附属机电设备直接影响着建筑的使用功能，同时，破坏时也容易导致次生灾害。本章明确建筑师、设备工程师和设备生产厂家的责任，以便严格执行抗震设计要求，切实提高房屋建筑的整体抗震防灾能力。

7.1.2 设防地震下保持正常使用建筑所选用的建筑非结构构件应能适应其所在位置的层间变形和楼面水平加速度，否则应采取专门措施。

7.1.3 非结构构件的抗震验算，应符合下列规定：

1 设防烈度不低于 8 度的非结构构件，应进行抗震承载力验算。8 度区非结构构件及其与建筑结构的连接可仅进行水平地震作用下的计算分析；9 度时宜计入竖向地震作用。

2 重点设防类建筑应按本地区设防地震确定其地震作用；特殊设防类建筑应按批准的地震安全性评价的结果且高于本地区设防地震作用的要求确定其地震作用。

3 非结构构件的地震作用应施加于其重心，水平地震力应沿任一水平方向。

7.1.4 非结构构件的地震作用，应根据其连接构造、所处部位的建筑高度和特征，分别采用等效侧力法、楼面反应谱法或时程分析法计算，符合下列规定：

1 非结构构件自身重力产生的地震作用可采用等效侧力法计算；由于支承点间相对位移对非结构构件产生强制变形时，应计入其影响。

2 建筑附属机电设备的重力超过所在楼层重力的 10% 时，宜采用楼面反应谱法。

3 现行相关标准规定应采用时程分析法补充计算的结构，其非结构构件的地震作用宜采用时程分析法。

7.1.5 出屋面的装饰构架、广告牌、幕墙、女儿墙、大型支架等建筑非结构构件自身较高或体型相对复杂时，宜参与整体结构分析。当采用简化方法单独计算时，对于高度不超过 100 米的建筑，可将该部分地震作用效应乘以不小于 3 的增大系数，增大部分可不往下传递，但与该突出部分相连的构件应予计入。

【7.1.5 条文说明】出屋面建筑非结构位于顶部，自身刚度较小，高振型影响显著，地震作用放大明显，震害表明极易受损，应特别注意加强。计算所取振型应包含这种局部突出结构的振动模态，必要时采用能够激发该高振型响应的地震波进行时程分析。装饰构架材料与主体结构不同时还需考虑阻尼比不同的影响。

7.1.6 吊顶尤其是大跨空间结构的吊顶，应采取可靠的拉结措施防止其坠落；柜体设备应采

取可靠的固定措施防止倾倒。

7.1.7 有特殊要求的建筑非结构构件、建筑附属机电设备和仪器设备应采取专门技术措施。

7.2 非结构构件地震作用计算

7.2.1 采用等效侧力法时，非结构构件的水平地震作用标准值可按下式计算：

$$F = \gamma \eta_f \zeta_1 \zeta_2 \rho \alpha_{\max} G \quad (7.2.1)$$

式中：F——沿最不利方向施加于非结构构件重心处的水平地震作用标准值；

G——非结构构件的重力，包括运行时有关的人员、容器和管道中的介质及储物柜中物品的重力；

α_{\max} ——设防地震下水平地震影响系数最大值；

ρ ——调整系数（对隔震结构， ρ 为底部剪力比；对减震结构， ρ 为考虑消能器附加阻尼比的反应谱阻尼调整系数 η ，见本标准公式（4.2.1-2）， $\rho\alpha_{\max}$ 的乘积不小于6度设防烈度对应设防地震的地震影响系数最大值）；

γ ——非结构构件功能系数，取值详表 7.2.5、7.2.6；

ζ_1 ——状态系数；对预制建筑构件、悬臂类构件、支承点低于质心的建筑附属设备和柔性体系宜取 2.0，其余情况可取 1.0；

ζ_2 ——位置系数，建筑的顶点宜取 2.0，底部宜取 1.0，沿高度线性分布；对要求采用时程分析法补充计算的结构，应按其计算结果调整；

η_f ——非结构构件类别系数，取值详表 7.2.5、7.2.6。

7.2.2 采用楼面反应谱法时，水平地震作用标准值可按下式计算：

$$F = \gamma \eta_f \beta_s G \quad (7.2.2)$$

式中： β_s ——非结构构件在设防地震下的楼面反应谱值。

【7.2.2 条文说明】楼面谱的获取应能正确反映结构计算分析模型（包含减、隔震结构单元）、设防烈度（采用中震加速度时程波）、场地条件、非结构构件与结构体系之间的周期比、质量比和阻尼，以及非结构构件在结构的支承位置、数量和连接方式。当非结构构件的材料与结构体系相同时，可直接利用一般的时程分析软件得到。当非结构构件的质量较大，或材料阻尼特性明显不同，或在不同楼层上有支点，此时，需采用随机振动法。这种方法可考虑非结构与主体结构的相互作用，包括“吸振效应”，计算结果更加可靠。采用随机振动法计算楼面谱需有专门的计算软件。

7.2.3 采用时程分析法时，非结构构件可采用单自由度，计算模型应能正确反映非结构构件的惯性质量，及与主体结构的连接刚度；时程分析所选用的地震波，应符合本标准第 4.2.2 条的规定。

7.2.4 施加于附属机电设备部件的竖向地震作用标准值，可采用下式计算：

$$F_v = \gamma \eta_f \zeta_1 \zeta_2 \alpha_{v\max} G \quad (7.2.4)$$

式中： F_v ——施加于机电设备部件重心处的竖向地震作用标准值；

$\alpha_{v\max}$ ——设防地震下竖向地震影响系数最大值。

7.2.5 建筑非结构构件的类别系数、功能级别及系数可按表 7.2.5 采用。

表 7.2.5 建筑非结构构件的类别系数、功能级别和系数

构件、部件名称		特殊设防类	重点设防类	标准设防类
---------	--	-------	-------	-------

		类别系数	功能级别	功能系数	功能级别	功能系数	功能级别	功能系数
非承重外墙	围护墙	1.0	一级	1.4	一级	1.4	二级	1.0
	玻璃幕墙	1.0	一级	1.4	一级	1.4	一级	1.4
非承重内墙	楼梯间隔墙	1.2	一级	1.4	一级	1.4	一级	1.4
	电梯间隔墙	1.2	一级	1.4	二级	1.0	三级	0.6
	天井隔墙	1.2	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	到顶防火隔墙	0.9	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	其它隔墙	0.6	二级	1.0	三级	0.6	三级	0.6
顶棚	防火顶棚	0.9	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	非防火顶棚	0.6	二级	1.0	二级	1.0	三级	0.6
连接	墙体连接件	1.2	一级	1.4	一级	1.4	二级	1.0
	饰面连接件	1.0	二级	1.0	二级	1.0	三级	0.6
	防火顶棚连接件	0.9	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	非防火顶棚连接件	0.6	二级	1.0	二级	1.0	三级	0.6
高于 2.4m 储物柜连接	货架(柜)文件柜	0.6	二级	1.0	二级	1.0	三级	0.6
	文物柜	1.0	一级	1.4	一级	1.4	二级	1.0
附属构件	女儿墙、小烟囱等	1.2	一级	1.4	二级	1.0	三级	0.6
	标志或广告牌等	1.2	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	挑檐、雨篷等	1.0	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0

注：存放重要文物柜的功能级别和类别系数应专门研究确定。

7.2.6 建筑附属设备构件的类别系数、功能级别及系数可按表 7.2.6 采用，对未明确列入表内的设备构、部件，可按相近设备的系数和级别采用。

表 7.2.6 建筑附属设备构件的类别系数、功能级别和系数

构件、部件名称	类别系数	特殊设防类		重点设防类		标准设防类	
		功能级别	功能系数	功能级别	功能系数	功能级别	功能系数
应急电源的主控系统、发电机、冷冻机等，烟火监测，燃气及其它气体系统和消防系统	1.0	一级	2.0	一级	1.4	一级	1.4
安保监视系统	1.0	一级	1.4	一级	1.4	二级	1.0
排烟口，送、排风口	1.0	一级	1.4	二级	1.0	三级	0.6
电器主管和主缆系统	1.0	一级	1.4	二级	1.0	三级	0.6
电机、变压器控制中心	1.0	一级	1.4	二级	1.0	三级	0.6
电梯的支承结构、导轨、支架、轿厢导向构件等	1.0	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0

支座	水箱、冷却塔	1.2	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	锅炉、压力容器支座	1.0	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	柜式设备支座	1.0	一级	1.4	二级	1.0	二级	1.0
	公共天线支座	1.2	一级	1.4	一级	1.4	二级	1.0
灯具	悬挂式或摇摆式	0.9	一级	1.4	二级	1.0	三级	0.6
	其他灯具	0.6	一级	1.4	二级	1.0	三级	0.6
管道	弹性支承	1.0	一级	1.4	二级	1.0		无要求
	刚性支承	0.6	二级	1.0	三级	0.6		无要求

7.2.7 非结构构件因支承点相对水平位移产生的内力，可按式计算：

$$F_d = K \cdot \Delta u \quad (7.2.8)$$

式中： F_d ——非结构构件因支承点相对水平位移产生的内力；

K ——非结构构件在位移方向的刚度，应根据其端部的实际连接方式，分别采用刚接、铰接、弹性连接或滑动连接等简化的力学模型；

Δu ——相邻支承点的相对水平位移。

【7.2.7 条文说明】支点的相对位移包括非结构构件上下端所在楼层的相对位移和防震缝两侧的相对位移，其方向包括构件平面内和平面外、管道轴线方向和垂直于轴线方向。

非结构构件支座间相对位移的取值，凡需验算层间位移者，除有关标准的规定外，一般按本标准规定的位移限值采用。

对设备支架，支座间相对位移的取值与使用要求有直接联系。例如，要求在设防烈度地震下保持使用功能(如管道不破碎等)，取设防烈度下的变形；要求在罕遇地震下不造成次生灾害，则取罕遇地震下的变形限值。

7.3 非结构构件抗震承载力验算及变形要求

7.3.1 I类建筑的重要非结构构件及其连接的抗震承载力应按式 7.3.1-1 进行验算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} \leq R / \gamma_{RE} \quad (7.3.1-1)$$

式中： R ——非结构构件和连接的承载力设计值，摩擦力不得作为抵抗地震作用的抗力；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，应采用 1.0。

【7.3.1 条文说明】本条对 I 类建筑的重要非结构构件提出的要求。重要非结构构件包括但不限于下列情况：位于医院的手术室、存放重要设备房间周边的填充墙等。

7.3.2 除本标准第 7.3.1 条外的非结构构件及其连接的抗震承载力应按式 7.3.2-1、7.3.2-2 进行验算：

$$S_{GE} + S_{Ehk} + 0.4S_{Evk} \leq R_k \quad (7.3.2-1)$$

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk} + S_{Evk} \leq R_k \quad (7.3.2-2)$$

式中： R_k ——非结构构件和连接的承载力标准值，摩擦力不得作为抵抗地震作用的抗力。

【7.3.2 条文说明】本条用于 7.3.1 条以外的非结构构件及其连接的抗震承载力验算。

7.3.3 非结构构件在地震作用下的变形不应超过其自身的变形能力，且应符合本标准对主体结构的层间位移要求。

7.4 建筑非结构构件抗震措施

7.4.1 围护墙、隔墙等填充墙体，应符合下列规定：

1 墙体与主体结构的连接应具有足够变形能力，宜采用柔性连接，以适应主体结构不同方向的层间变形需求。采用柔性连接时，墙体两侧与主体结构竖向构件应预留宽度不小于20mm的间隙，并采用柔性材料密封。

2 位于消能子结构内部的填充墙，应采用柔性连接。

3 墙体应与主体结构可靠拉结，防止发生外闪倒塌。

4 设置通窗等情况下，应避免填充墙对结构柱形成短柱影响。

【7.4.1 条文说明】填充墙与主体结构连接采用柔性连接，可降低结构地震作用和填充墙的受损程度，对于减震建筑可更有效发挥消能器作用。填充墙与框架柔性连接构造，通常是填充墙两端设置钢或混凝土边框，边框与相邻主体结构竖向构件间预留间隙，间隙大小由设防地震时层间侧移量确定；填充墙顶面设置钢或混凝土压顶，压顶与两端边框连接，与顶面主体结构预留10mm间隙。填充墙与主体结构的间隙可采用硅酮胶或其他弹性密封材料封缝。当由于房间使用功能不适宜采用柔性构造时（如医院有放射功能的房间），应合理考虑其对周边主体结构构件受力的影响，并加强其自身的变形能力。

7.4.2 女儿墙、外廊的栏板不宜采用砌体。

7.4.3 消能部件与填充墙体之间应采取合理的构造设计，符合下列规定：

1 支撑式消能部件宜外露或采用轻质包覆式隔墙。

2 支墩（墙体）式阻尼部件与填充墙之间应预留不小于50mm变形间隙，保证消能器在罕遇地震作用下与墙体不发生碰撞。预留间隙采用保温隔声的柔性材料填充，且应满足防火要求。

3 消能器部件位于外墙处时，宜另行设置于外墙内侧。

7.4.4 楼梯间及人流通道处的墙体和饰面，应符合下列规定：

1 楼梯间和人流通道处的墙体，应采用双面钢丝网砂浆面层加强。

2 楼梯踏步板底的饰面层，应与板底有可靠的粘结性能。

3 电梯井隔墙应采取的措施，避免地震时破坏导致电梯轿厢和配重运行导轨的变形。

7.4.5 建筑装饰构件，应符合下列规定：

1 建筑装饰龙骨构件及与主体结构的连接条件，应能承受顶棚、悬挂重物和有关机电设备的自重和地震引起的附加作用；

2 装饰面层应与龙骨构件可靠连接防止坠落，不得采用简单搁置方式。

3 玻璃等脆性材料的装饰面层应预留变形能力。

4 外墙面砖宜采用干挂方式。

7.4.6 防震缝两侧的建筑装饰构件应采取防止碰撞、坠落；若需要连接防震缝两侧主体结构，宜采用柔性或可滑动连接，并预留足够可变形范围。

7.4.7 存放重要物品的储物柜、货架等应采取拉结等加强整体性措施，防止地震时发生倾倒。

7.5 建筑附属机电设备和设备管线抗震措施

7.5.1 建筑附属机电设备不应设置在可能致使其发生功能障碍的部位；地震时需要连续工作的附属机电设备，应设置在建筑地震反应较小的部位。

7.5.2 管道、电缆、通风管和设备的洞口位置，应减少对主要承重结构构件的削弱。

7.5.3 设备管线穿越填充墙时，应避免集中设置造成对填充墙的削弱，如需集中设置，应对

集中布置设备管道墙体采取加强措施。

7.5.4 管道和设备与建筑结构的连接基座或支架，以及相关连接件和锚固件，应保证设防地震作用下设备正常工作，具有足够的刚度和强度。

7.5.5 减震建筑的给排水管道、供暖管道、空气调节水管道、通风风道、空气调节风道、电气管路等不宜穿过消能部件，并与消能部件预留不小于 50mm 间隙。

7.5.6 燃气管道不应穿越防震缝。

7.6 防震层非结构构件构造措施

7.6.1 室外出入口通道（包含台阶、无障碍坡道等）、与相邻建筑的通道处和与室外地面衔接处的竖向隔离缝，其盖板可采用悬臂式或两端搁置方式。盖板应具有保证正常使用的强度和刚度、满足与设防地震下建筑位移相适应的防垮塌搁置长度和任意方向自由移动范围。楼、地面的建筑面层不应应对竖向隔离缝盖板的移动产生阻碍。

【7.6.1 条文说明】室外出入口通道（包含台阶、无障碍坡道等）、与相邻建筑的通道对于人员疏散十分重要，所在的竖向隔离缝一般宽度较大，盖板应具有足够强度和刚度、搁置长度且能够自由移动，保证设防地震发生时能够正常使用。宜采用成品可复位盖板。

与竖向隔离缝盖板相接的建筑面层宜设置滑动层，方便地震时被盖板推离，不会阻碍盖板移动。防震建筑周围的竖向隔离缝可采用散水做法、防震沟兼雨水沟做法等形式。各种做法均应采取可靠措施防止雨水侵入防震层。

对水平隔离缝的封闭处理，宜采用柔性材料或者低强度脆性材料填充，对位于地下或屋面等处有防水要求的水平隔离缝，其防水材料应采用橡胶止水带、柔性防水卷材，金属防水薄板等柔性材料，并预留伸缩量。对竖向隔离缝的封闭处理，宜采用柔性材料覆盖，且均不应阻碍隔离缝发生自由水平位移。

7.6.2 竖向隔离缝和水平隔离缝处的栏杆、扶手和女儿墙应采取脱离措施，避免设防地震下发生碰撞、拉扯而破坏。

【7.6.2 条文说明】栏杆、扶手和女儿墙在竖向隔离缝和水平隔离缝处应断开或设置柔性段，断开方式应避免设防地震下发生碰撞，设置柔性段方式应预留足够变形长度，避免设防地震下发生拉扯而破坏。

7.6.3 外墙、屋面隔离缝处建筑保温、防火面层宜采用柔性连接，预留足够可变形长度，缝两端加强与建筑构件连接。

7.6.4 防震层设备管线的设置，应符合以下规定：

1 穿越防震层的设备管、线等应采用柔性连接或其他有效措施以适应防震层罕遇地震下的水平位移，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度；其中重要管道、污水管道、可能泄露有害介质或可燃介质的管道，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度的 1.4 倍。

2 设备管线宜采用悬挂于防震上层或支承于防震下层布置，与支承构件的连接宜采用柔性方式；适度集中后再行上下穿越。

3 设备管线靠近墙、柱等固定物时，应预留管道安装距离并不小于隔离缝宽度。

4 通风管竖向穿越防震层时，可采用楼板开洞方式，其四周按竖向隔离缝宽度预留，并采用柔性防火材料对洞口与管道间的缝隙进行封堵。

5 燃气管道穿越防震层时，应在室外设置阀门和切断阀，并宜设置地震感应器，地震感应器与切断阀连锁。

6 利用构件钢筋作避雷针时，应采取柔性导线连接防震层上部结构和下部结构钢筋，其预留的水平变形量不应小于隔离缝宽度的 1.4 倍。

7 各柔性管道特性和安装应满足现行行业标准《建筑防震柔性管道》JG/T 541 的要求。

当多根管道并行排布时，柔性管道间距不小于安装距离的 1.2 倍，避免管道之间相互碰撞。

【7.6.4 条文说明】柔性管道靠近墙或柱时，管道与支墩距离需满足如下标准：当地上管道不超过上支墩底标高或地下室不超过下支墩顶标高时，管道与支墩间的间距不受限制，满足最低安装要求，见图 7 (a)。当接至地上的管道超过上支墩底标高或接至地下室超过下支墩顶标高时管道与支墩之间的间距 d 大于应大于隔震层在罕遇地震下最大水平位移值的，见图 7 (b)。

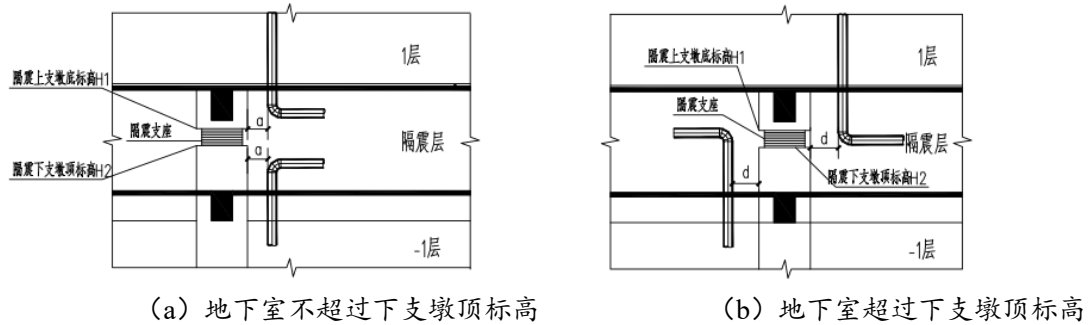


图 7 管道与支墩安装示意

北京、上海等城市对燃气管道要求为“地震情况下仍要保证燃气不发生泄漏、地震位移量要求考虑 360°的位移量”，除了根据管径来设置柔性连接，并在通过隔震层的燃气管道前后设置固定支架外，还在室外设置阀门和切断阀。同时设地震感应器，是为了万一在发生地震时，能在室外比较安全地迅速切断燃气，有利于保证用户的安全。本条主要是根据日本《燃气抗震设计》和国内实际做法规定的。

给水、消防系统、空调水等压力管道采用柔性连接系统时，宜采取增设阻尼等防冲击措施。

7.6.5 无建筑功能的隔震层，尚应符合如下规定：

1 隔震层应设置硬化地坪。

2 密闭的隔震层宜设置机械通风设施，通风换气量不小于 2 次/小时。宜装设二氧化碳传感器，信号纳入建筑物主体楼宇自控系统。

3 隔震层内应设置照明设施。人员检修出入口外部宜安装无关人员禁止进入标志灯，内部应安装出口标志灯。

4 隔震层内应预留集水坑，其数量不应少于两处，其间距不宜大于 200m；隔震层位于不同标高时，较低层和楼层低点应设置集水坑。集水坑应根据地下水位、隔震层渗水、进水风险等因素，设置排水泵系统或自干型集水坑。

7.6.6 有建筑功能的隔震层应进行防火设计，符合下列规定：

1 应设置消火栓系统。

2 隔震支座、消能器等装置进行防火保护的包覆物，耐火极限要求不应低于隔震层结构；防火措施不应妨碍隔震支座和消能器的变形。

3 防火包覆物的材质应防腐、防潮，其正常使用耐久性年限不宜低于 15 年。

【7.6.6 条文说明】研究表明，隔震支座的天然橡胶温度达到约 130°C~140°C 时开始软化，达到 200°C 左右开始分解，达到 250°C 上剧烈分解。根据日本《隔震建筑防火设计指南》，隔震橡胶支座温度在 150°C 以下时抗拉强度及抗压强度下降在 15% 以内，温度在 180°C 以上时抗拉强度及抗压强度迅速下降。目前国内外隔震支座耐火性能及防火保护的研究相对较少。增田直己等、吴波等研究无防火保护的隔震橡胶支座耐火极限仅为 90min，无防火保护的支座不能保证基本耐火性能。

8 使用及维护

8.1 一般规定

8.1.1 设计文件应注明隔震减震装置的使用及维护要求。

8.1.2 隔震减震建筑应设置专用标识，专用标识的安装应纳入隔震减震建筑专项验收范围，竣工验收后，专用标识应纳入物业维护和管理工作范围。隔震装置和消能器标识由生产厂商随产品提供，其他隔震减震专用标识应由建设单位委托制作，施工单位负责安装。更换隔震装置时，应同时更换相应标识。

8.1.3 隔震减震建筑不得自行随意改造、加建，改变使用功能，如无法避免应进行专项论证。

8.2 隔震建筑的使用与维护

8.2.1 隔震建筑的使用应符合如下规定：

1 隔震层各类产品到达使用年限后应及时替换。

2 隔震建筑后期景观园林设计，宜避让隔震建筑在地震下的移动范围，不可避免时应采用合理的构造，不影响隔震建筑运动。

3 天然气管道安装应符合本标准第 7.6.4 条规定。

4 设计无建筑功能的隔震层不得用于储物等其他使用功能，保持干净整洁。

5 隔震层不得自行增设隔墙、栏杆、楼梯、设备等。

8.2.2 隔震建筑的标识应符合下列规定：

1 标识内容应包括隔震装置的型号、规格、维护要求，以及隔离缝的维护要求，标识样式可参考本标准附录 H。

2 由于隔震建筑上部结构和下部结构在地震时会有相对错动，应在错动构造部位的临近墙面或地面设置疏散避让标识，提示疏散人员进行避让，提示无关物品不得侵占水平隔震间距。应设置明显疏散避让标识的部位如下：

1) 跨越建筑首层周圈隔震沟的人行出入口、隔震台阶和无障碍坡道部位。

2) 跨越隔震沟的地下车库连通口、地下车库地面出入口部位。

3) 建筑内部各楼层楼板上设置了竖向隔离缝盖板的部位（隔震与非隔震建筑贴临建设时）。

4) 隔震工程中的断开式楼梯、端部滑动支撑式楼梯的可移动部位。

5) 隔震工程中的悬挂式（或支撑式）楼梯间、悬挂式（或支撑式）电梯井、悬挂式（或支撑式）核心筒在楼板处的竖向隔离缝盖板部位。

6) 其他因隔震而可能产生相对位移的部位。

3 在隔震建筑周圈竖向隔震沟位置，如有人员和车辆出入口，宜在出入口部位设置地面隔震间距标识或标线，标明罕遇地震下时此处为建筑物的移动空间。

8.2.3 隔震建筑检修应符合下列规定：

1 隔震建筑除对建筑常规维护项目进行检验、检查外，还应对隔震建筑特有的项目进行检验、检查。检查项目可包括支座、阻尼器、隔离缝、柔性连接、连接构件、避雷装置等，符合表 8.2.3 规定。隔震建筑的维护检查可分为常规检查、定期检查、应急检查。

2 常规检查应每年进行 1 次，检查单位为隔震建筑使用或管理单位，或委托专业人员检查，可采用观察方式进行检查。设计无要求时为竣工验收后的定期检查应为竣工后的 3 年、5 年内、10 年，10 年以后每 10 年进行 1 次。除支座的水平变形和竖向压缩变形应使用仪器

测量外，其他新项目均可通过观察方式进行检查。检查由专业人员进行，并提供相关报告。

3 当发生可能对隔震层相关构件及装置造成损伤的地震或火灾等灾害后，应及时进行应急检查。

表 8.2.3 隔震建筑检查内容及维护处理方法

位置	检查项目		检查方法	维护方法
隔震层、建筑物外围	建筑物周边环境	净空范围障碍物	目测	清理移动范围内障碍物
	隔震沟、缝	障碍、硬质填充物	目测	清理硬质填充物
	隔震构件管线状况	障碍物	目测	清理移动障碍物
		可燃物	目测	清理可燃物
		排水条件	目测	排水设施完好
隔震构件	隔震支座	橡胶保护层变色、损伤	目测	清理异物、修复损伤
		钢材部位锈蚀、螺栓松动	目测	修复锈蚀、螺栓拧紧
设备管线、柔性连接	设备管线	柔性连接液体、气体泄露	目测	修复、更换
	电气线路	变形、裸露	目测	修复、更换

8.3 减震建筑使用与维护

8.3.1 消能部件子分部工程竣工验收前，应提交由设计、消能器厂家、施工等单位共同编写的使用维护手册；消能器的维护检查可分为常规检查、定期检查和应急检查，并满足下列要求：

1 常规检查应至少每一年进行一次，检查单位为减震建筑使用或管理单位，或委托专业人员检查；

2 定期检查应根据消能器类型、使用期间的具体情况、消能器设计工作年限和设计文件要求等进行，设计无要求时为竣工验收后的第 3 年、第 5 年、第 10 年，第 10 年以后每 10 年进行一次，定期检查由专业人员进行，并提供相关报告；

3 当发生地震、强风、火灾等可能会损伤消能器及其相关部件的灾害后，应及时进行应急检查，应急检查由专业人员进行，并提供相关报告。

8.3.2 减震建筑标识应明确消能器类型、使用过程中的注意事项、维护时间等，并置于显目位置，标识样式可参考本标准附录 I。

8.3.3 减震建筑除对建筑一般维护项目进行检验、检查外，还应对减震建筑特有的项目进行检验、检查，检查项目包括消能器、连接件及相关构造措施。检查及维护方法应符合表 8.3.3 的规定：

表 8.3.3 消能器检查内容及维护处理方法

检查项目	检查内容		检查方法	维护方法
消能器	黏滞消能器、黏滞阻尼墙	漏油、阻尼材料泄露、产生明显的损伤、变形	观察、尺量	更换消能器
	金属屈服型消能器	产生明显的损伤、变形	观察、尺量	更换消能器
	摩擦消能器	摩擦材料磨损、脱落，接触	观察、尺	更换相关材

		面施加压力的装置松弛，产生明显的损伤、变形；	量	料、压力装置，更换消能器
	屈曲约束支撑	芯材外露，产生明显的损伤、变形	观察、拉线、尺量	更换消能器
	黏弹性消能器	黏弹材料老化、龟裂、产生明显的损伤、变形	观察、尺量	更换消能器
消能器与主体结构或消能子结构连接部位		螺栓松动、焊缝损伤、焊缝开裂、销轴变形	观察、小锤敲击，卡尺测量	拧紧螺栓、补焊，更换销轴
消能器外露金属面、摩擦面；消能器、连接件表面涂装		黏滞消能器导杆、摩擦消能器外露摩擦面出现腐蚀、表面污垢硬化结斑结块；被涂装金属表面外露、锈蚀或损伤，防腐或防火涂装出现裂纹、起皮、剥落、老化等	观察	及时清除；重新涂装
消能器周围构造		限制、阻碍消能器正常工作的障碍物	观察	及时清除

9 建筑物地震反应观测系统和隔震建筑监测系统

9.1 建筑物地震反应观测系统

9.1.1 对于高度超过 80m 或高宽比大于 4 的隔震建筑、高度超过 120m 的减震建筑，应设置地震反应观测系统，建筑设计应预留观测仪器位置和线路。

9.1.2 建筑地震反应观测系统的观测点布置应符合下列规定：

1 对隔震建筑，应在建筑物基础顶、隔震支座上部、隔震支座下部、顶层布置，中间楼层宜间隔 3~4 层布置；

2 对减震建筑，应在建筑物基础顶、顶层位置处布置，且观测点位置不少于三处；

3 竖向观测点间距不应大于 40m。

9.1.3 地震反应观测系统的观测点应采取一定的保护措施并做定期检查，保证系统正常运行。

9.2 隔震建筑监测系统

9.2.1 特殊设防类及大型重点设防类隔震建筑应设置监测系统，其他隔震建筑宜设置监测系统。

9.2.2 监测系统施工前，应进行深化设计。建筑监测系统宜与建筑地震观测系统和机电智能化系统统筹设置。宜选用带有监测功能的减隔震装置组建监测系统。

9.2.3 监测系统至少包括以下内容：

1 传感器系统；

2 数据采集和处理系统；

3 数据管理系统；

4 建筑健康评价系统及报警系统。

【9.2.3 条文说明】在隔震建筑设置监测系统的同时，为了监控和记录地震来临时隔震层的行为，宜在隔震层设置划痕定位记录装置。

9.2.4 监测数据应保存在相对独立的物理储存空间中。对于特殊设防类和重点设防类建筑，其监测系统宜设置监测数据备份系统，监测数据存留时间不应小于 5 年；对于其他建筑，其监测数据存留时间不应小于 3 年。

9.2.5 监测系统应能够及时将监测过程中分析和判断的监测结果进行反馈，监测系统发出预警时，建筑管理或使用单位应及时进行检查，必要时由专业人员进行检查，根据实际情况采取处理措施并形成书面报告。

9.2.6 监测设备应布置在不易碰撞和损坏的位置，采取必要的保护措施。监测系统应进行定期检查，检查周期同隔震支座维护要求，由隔震建筑使用或管理单位进行。

附录 A 隔震支座力学分析模型和基本力学性能要求

A.0.1 天然橡胶隔震支座滞回模型(图 A.0.1), 环境温度为 23°C 下的水平刚度设计值可按下列式进行计算:

$$K_r \leq G_r \frac{A_r}{t_r} \quad (\text{A.0.1-1})$$

式中: K_r —天然橡胶隔震支座水平刚度设计值(N/mm²);
 G_r —橡胶剪切模量(MPa);
 A_r —叠层橡胶横截面面积(mm²), 不含橡胶层中间开孔面积;
 t_r —橡胶层总厚度(mm)。

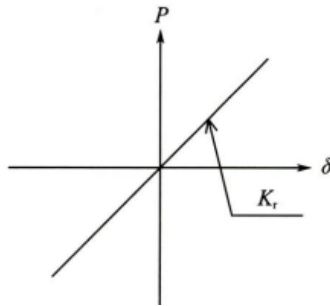


图 A.0.1 天然橡胶隔震支座滞回模型示意图

考虑温度修正的天然橡胶支座水平刚度设计值可按下列式进行调整:

$$K_r(t) = K_r(t_0) e^{\alpha_{tk}(t-t_0)} \quad (\text{A.0.1-2})$$

式中: t_0 —修正前温度(°C);
 t —修正后温度(°C);
 α_{tk} —温度修正系数, 由支座相关性试验确定。

A.0.2 铅芯橡胶支座滞回模型(图 A.0.2), 其主要力学性能参数设计值应按下列规定计算:

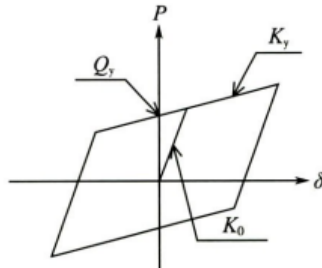


图 A.0.2 铅芯橡胶支座滞回模型示意图

1 环境温度为 23°C 时的屈服后水平刚度设计值可按下列公式确定:

$$K_y = C_{Ky} (K_r + K_p) \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$K_p = G_p \frac{A_p}{t_r} \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中: K_y —铅芯橡胶支座屈服后水平刚度设计值(N/mm);
 K_p —由铅芯部分提供的水平刚度(N/mm);
 A_p —铅芯横截面积(mm²);
 G_p —铅芯剪切模量(N/mm²);
 C_{Ky} —屈服后水平刚度调整系数, 可由支座试验确定。考虑温度修正的铅芯橡胶支座屈服后水平刚度设计值可按式(A.0.1-2)进行调整。

2 环境温度为 23°C 时的水平屈服剪力设计值可按下式确定:

$$Q_y = C_{Qy} \sigma_p A_p \quad (\text{A.0.2-3})$$

式中: Q_y —铅芯橡胶支座水平屈服剪力设计值(N);

σ_p —铅芯剪切屈服应力(MPa);

C_{Qy} —水平屈服剪力调整系数, 可由支座试验确定。

考虑温度修正的铅芯橡胶支座水平屈服剪力设计值可按下式进行调整:

$$Q_y(t) = Q_y(t_0) e^{\alpha_{tQ}(t-t_0)} \quad (\text{A.0.2-4})$$

式中: α_{tQ} —温度修正系数, 由支座相关性试验确定。

3 屈服前水平刚度设计值可按下式确定:

$$K_0 = \alpha K_y \quad (\text{A.0.2-5})$$

式中: K_0 —铅芯橡胶支座屈服前水平刚度设计值(N/mm);

α —屈服前水平刚度设计值与屈服后水平刚度设计值之比。

4 铅芯橡胶支座等效水平刚度和等效阻尼比可按下列公式确定:

$$K_{eq} = \frac{Q_y}{\gamma_h t_r} + K_y \quad (\text{A.0.2-6})$$

$$\zeta_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{Q_y \left[\gamma_h t_r - \frac{Q_y}{(\beta-1)K_y} \right]}{K_{eq} (\gamma_h t_r)^2} \quad (\text{A.0.2-7})$$

式中: K_{eq} —铅芯橡胶支座等效水平刚度(N/mm);

ζ_{eq} —铅芯橡胶支座等效阻尼比;

t_r —叠层橡胶支座水平剪切应变, 其数值为叠层橡胶支座水平位移与橡胶层总厚度之比。

A.0.3 弹性滑板支座滞回模型(图 A.0.3), 其主要力学性能参数设计值应按下列规定计算:

1 环境温度为 23°C 时的屈服前水平刚度设计值可按下式确定:

$$K_0 = G_r \frac{A_r}{t_r} \quad (\text{A.0.3-1})$$

式中: K_0 —弹性滑板支座屈服前水平刚度设计值(N/mm)。

考虑温度修正的弹性滑板支座屈服前水平刚度设计值可按公式(A.0.1-2)进行调整。

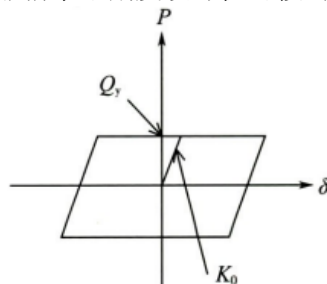


图 A.0.3 弹性滑板支座滞回模型示意图

2 水平屈服力设计值可按下式确定:

$$Q_y = \mu_s W \quad (\text{A.0.3-2})$$

式中: Q_y —弹性滑板支座水平屈服力设计值(N);

μ_s —滑移面摩擦系数, 可由支座试验确定;

W —支座承受的竖向荷载(N)。

3 弹性滑板支座等效水平刚度可按下式确定:

$$K_{eq} = \frac{Q_y}{\gamma_h t_r} \quad (\text{A.0.3-3})$$

式中： K_{eq} —弹性滑板支座等效水平刚度(N/mm)。

A.0.4 摩擦摆隔震支座滞回模型(图 A.0.4)，其主要力学性能参数设计值应按下列规定计算：

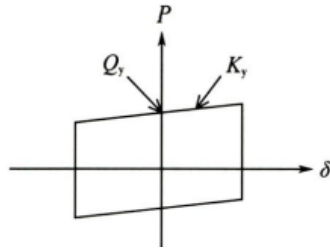


图 A.0.4 摩擦摆隔震支座滞回模型示意图

1 屈服后水平刚度设计值可按下式确定：

$$K_y = \frac{W}{R_s} \quad (\text{A.0.4-1})$$

式中： K_y —摩擦摆隔震支座屈服后水平刚度设计值(N/mm)；

R_s —摩擦摆隔震支座等效曲率半径(mm)。

2 水平屈服力设计值可按下式确定：

$$Q_y = \mu W \quad (\text{A.0.4-2})$$

式中： Q_y —摩擦摆隔震支座水平屈服力设计值(N)；

μ —摩擦面摩擦系数，可由支座试验确定。

附录 B 橡胶隔震支座规格及性能参数

建议的橡胶隔震支座规格及性能参数见表 B.0.1~B.0.4。

表 B.0.1 天然橡胶支座力学性能及规格尺寸表 ($S_2=5.4$, $G=0.392$)

类别	单位	LNR1 500	LNR1 400	LNR1 300	LNR1 200	LNR1 100	LNR1 000	LNR 900	LNR 800	LNR 700	LNR 600	LNR 500
有效直径 D	mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500
竖向刚度 K_v	kN/ mm	8400	7400	6300	5800	4600	3900	3400	2800	2600	2100	1700
等效水平刚度 K_h 100%	kN/ mm	2.96	2.42	2.14	1.97	1.81	1.67	1.51	1.33	1.14	0.98	0.81
橡胶层总厚度 Tr	mm	240	240	240	222	202	184	166	147	129	111	93
支座总高度 H	mm	454	450	450	418	390.5	352	318	273.5	246	208	187

表 B.0.2 天然橡胶支座力学性能及规格尺寸表 ($S_2=5.4$, $G=0.49$)

类别	单位	LNR1 500	LNR1 400	LNR1 300	LNR1 200	LNR1 100	LNR1 000	LNR 900	LNR 800	LNR 700	LNR 600	LNR 500
有效直径 D	mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500
竖向刚度 K_v	kN/ mm	8600	7600	6500	6000	4800	4100	3600	3000	2800	2200	1800
等效水平刚度 K_h 100%	kN/ mm	3.24	2.81	2.44	2.26	2.16	2.05	1.75	1.64	1.43	1.21	1.01
橡胶层总厚度 Tr	mm	240	240	240	222	202	184	166	147	129	111	93
支座总高度 H	mm	454	450	450	418	390.5	352	318	273.5	246	208	187

表 B.0.3 铅芯橡胶支座力学性能及规格尺寸表 ($S_2=5.4$, $G=0.392$)

类别	单位	LRB1 500	LRB1 400	LRB1 300	LRB1 200	LRB1 100	LRB1 000	LRB 900	LRB 800	LRB 700	LRB 600	LRB 500
有效直径 D	mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500
竖向刚度 K_v	kN/ mm	9000	7800	6600	6200	5400	4400	3800	3200	3000	2400	2100
等效水平刚度 K_h (100%)	kN/ mm	4.71	4.17	3.39	3.10	2.91	2.77	2.37	2.05	1.81	1.58	1.27
等效阻尼比 ζ (100%)	%	24	24	23	24	23	24	23	23	24	23	22
屈服前刚度 K_u	kN/ mm	38.48	31.46	27.82	25.61	23.53	21.71	19.63	17.29	14.43	13.13	10.92
屈服后刚度 K_d	kN/ mm	2.96	2.42	2.14	1.97	1.81	1.67	1.51	1.33	1.11	1.01	0.84
屈服力 Q_d	kN	420	420	300	250	227	203	141	106	90	63	40

橡胶层总厚度 Tr	mm	240	240	240	220.5	202	184	166	147	129	111	93
支座总高度 H	mm	454	450	450	418	390.5	352	318	273.5	246	208	187

表 B.0.4 铅芯橡胶支座力学性能及规格尺寸表 (S2=5.4, G=0.49)

类别	LRB	单位	LRB 1500	LRB 1400	LRB 1300	LRB 1200	LRB 1100	LRB 1000	LRB 900	LRB 800	LRB 700	LRB 600	LRB 500
有效直径 D	D	mm	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500
竖向刚度 Kv	Kv	kN/ mm	9200	8000	6800	6400	5600	4600	4000	3300	3100	2500	2250
等效水平刚 度 Kh (100%)	Kh	kN/ mm	4.90	4.47	3.63	3.34	3.23	3.10	2.65	2.32	2.09	1.78	1.44
等效阻尼比 $\zeta(100\%)$	ζ	%	21	23	21	21	21	22	21	21	23	22	21
屈服前刚度 Ku	Ku	kN/ mm	40.95	35.36	30.94	28.73	27.30	26.00	24.5 8	21.6 8	18.9 9	16.3 9	13.6 4
屈服后刚度 Kd	Kd	kN/ mm	3.15	2.72	2.38	2.21	2.10	2.00	1.89	1.67	1.46	1.26	1.05
屈服力 Qd	Qd	kN	420	420	300	250	227	203	141	106	90	63	40
橡胶层总厚 度 Tr	Tr	mm	240	240	240	222	202	184	166	147	129	111	93
支座总高度 H	H	mm	454	450	450	418	390.5	352	318	273. 5	246	208	187

附录 C 摩擦摆隔震支座规格及性能参数

C.0.1 建议的单主滑动摩擦面型摩擦摆隔震支座规格及性能参数可参照表 C.0.1 选取。

表 C.0.1 单主滑动摩擦面型摩擦摆隔震支座规格型号及性能参数表

设计竖向承载力/kN	规格型号	竖向刚度 (kN/mm)	动摩擦系数 下限值 (慢)	动摩擦系数 上限值 (快)	等效曲率半径/mm	设计水平位移/mm
2000	FPS-I-2000- 100	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-2000- 200	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-2000- 300	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
3000	FPS-I-3000- 100	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-3000- 200	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-3000- 300	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
4000	FPS-I-4000- 100	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-4000- 200	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-4000- 300	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
5000	FPS-I-5000- 100	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-5000- 200	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-5000- 300	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	2200/2500/3000	±300
6000	FPS-I-6000- 100	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-6000- 200	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-6000- 300	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
7000	FPS-I-7000- 100	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±100
	FPS-I-7000- 200	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±200
	FPS-I-7000- 300	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	2000/2500/3000	±300
8000	FPS-I-8000- 100	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±100
	FPS-I-8000- 200	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±200
	FPS-I-8000- 300	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±300
9000	FPS-I-9000- 100	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±100

	FPS-I-9000-200	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±200
	FPS-I-9000-300	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±300
10000	FPS-I-10000-100	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±100
	FPS-I-10000-200	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±200
	FPS-I-10000-300	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	2500/3000/4000	±300

注：FPS-I-2000-100，FPS 表示建筑摩擦摆隔震支座；I 表示支座结构类型，可选用 Ia 或 Ib；2000 表示设计竖向承载力，100 表示极限位移。慢摩擦系数是指在 4mm/s 下测试的结果，快摩擦系数是指在 150mm/s 下测试的结果；摩擦系数建议以 0.01 为增量进行取值。

C.0.2 建议的双主滑动摩擦面型摩擦摆隔震支座规格及性能参数可参照表 C.0.2 选取。

表 C.0.2 双主滑动摩擦面型摩擦摆隔震支座规格型号及性能参数表

竖向承载力/kN	规格型号	竖向刚度 (kN/mm)	动摩擦系数 下限值 (慢)	动摩擦系数 上限值 (快)	等效曲率半径/mm	设计水平位移 /mm
2000	FPS-II-2000-100	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-2000-200	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-2000-300	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-2000-400	1100~1700	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
3000	FPS-II-3000-100	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-3000-200	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-3000-300	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-3000-400	1700~2500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
4000	FPS-II-4000-100	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-4000-200	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-4000-300	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-4000-400	2200~3400	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
5000	FPS-II-5000-100	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-5000-200	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-5000-300	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-5000-400	2700~4200	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
6000	FPS-II-6000-100	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-6000-200	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-6000-300	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-6000-400	3300~5000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
7000	FPS-II-7000-100	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-7000-200	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-7000-300	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-7000-400	3800~5800	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
8000	FPS-II-8000-100	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-8000-200	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200

	FPS-II-8000-300	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-8000-400	4500~6500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
9000	FPS-II-9000-100	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-9000-200	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-9000-300	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-9000-400	4700~7500	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400
10000	FPS-II-10000-100	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±100
	FPS-II-10000-200	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±200
	FPS-II-10000-300	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±300
	FPS-II-10000-400	5200~8000	0.01~0.06	0.02~0.08	3000/4000/4500	±400

注：FPS-II-2000-100，FPS表示建筑摩擦摆隔震支座；II表示支座结构类型；2000表示设计竖向承载力，100表示极限位移。慢摩擦系数是指在4mm/s下测试的结果，快摩擦系数是指在150mm/s下测试的结果；摩擦系数建议以0.01为增量进行取值。

附录 D 橡胶隔震支座连接设计

D.0.1 隔震橡胶支座水平变形后，隔震支墩及连接部位的附加弯矩应按下列公式计算：

$$M = \frac{P\delta + Vh}{2} \quad (\text{D.0.1})$$

式中：M——隔震支墩及连接部位所受弯矩；

P——上部结构传递的竖向力；

δ ——支座的水平剪切变形；

V——支座所受水平剪力；

h——支座的总高度（含连接板）。

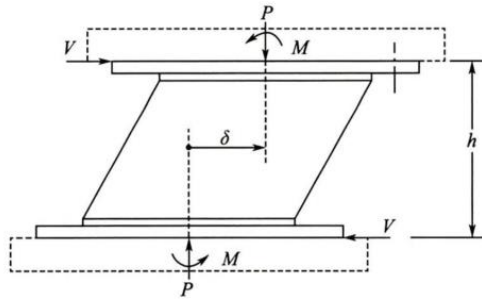


图 D.0.1 隔震支墩及连接部位变形

D.0.2 隔震支墩混凝土局部受压最大压应力应满足下列要求：

$$\sigma_c = P \frac{4(1 - \cos \theta)}{\left[\frac{\sin \theta (2 + \cos^2 \theta)}{3} - \theta \cos \theta - n P_g \pi \cos \theta \right] D_e^2} \leq 1.35 \beta_c \beta_1 f_{ck} \quad (\text{D.0.2})$$

式中： σ_D ——隔震支墩混凝土局部受压最大压应力值；

θ ——支墩混凝土受压区对应的圆心角的一半， $\theta = \arccos\left(\frac{r - X_n}{r}\right)$ ；

n——螺栓与混凝土的弹性模量比；

P_g ——螺栓配筋率，螺栓总面积与支墩有效混凝土柱截面直径的比值， $P_g = \frac{A_s}{\pi D_e^2 / 4}$ ；

D_e ——上下支墩有效混凝土柱截面直径， $D_e = D_o + 4t_f$ ， D_o 为隔震支座有效直径， t_f 为连接板厚度；

β_c ——混凝土强度影响系数：当混凝土强度等级不超过 D50 时，取 1.0；当混凝土强度等级为 D80 时，取 0.8；其间按线性内插法确定；

β_1 ——混凝土局部受压时的强度提高系数，取 $\sqrt{A_b/A_1}$ 和 1.6 二者的较小值，其中 A_1 表

示支墩截面面积， A_b 表示局部受压面积 $A_b = \pi r^2$ ；

f_{Dk} ——支墩混凝土轴心抗压强度标准值；

$$X_n = \left(0.5 + \frac{1 + 2nP_g \left(\frac{r_s}{r}\right)^2}{16(1 + nP_g) \frac{\delta}{D_e}} \right) D_e ;$$

X_n ——中性轴位置，此处

r_s ——螺栓布置的半径；

r——上下支墩有效混凝土柱截面半径， $r = D_e / 2$ 。

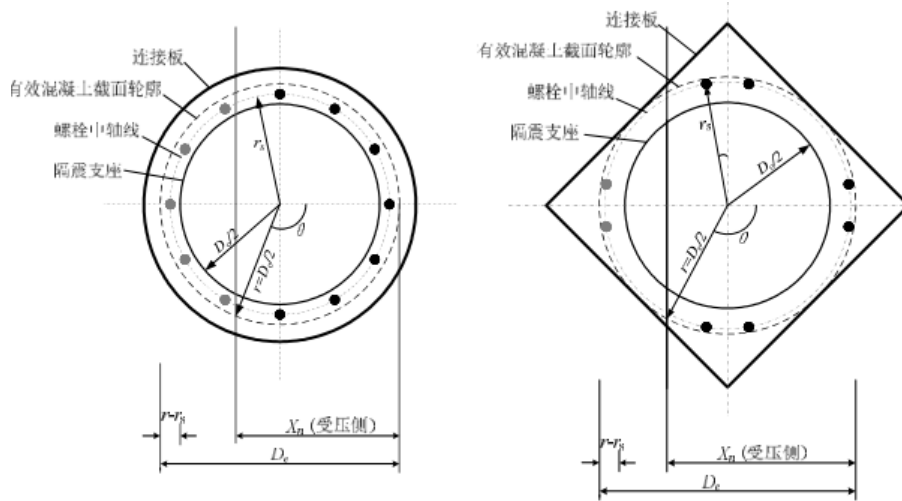


图 D.0.2 隔震支墩有效混凝土柱截面应力分布

D.0.3 隔震支座连接螺栓强度验算应符合下列规定：

$$\left(\frac{F_B}{A_b f_{yt}^b} \right)^2 + \left(\frac{V}{n_b A_b f_v^b} \right)^2 \leq 1 \quad (D.03-1)$$

$$F_B = \frac{M_r L_{\max}}{\sum L_i^2} + \frac{F_u}{n_b} \quad (D.03-2)$$

式中： F_B ——螺栓拉力；

A_b ——单个螺栓截面积；

f_{yt}^b ——螺栓抗拉设计强度；

n_b ——螺栓数量；

f_v^b ——螺栓抗剪设计强度；

M_r ——支座水平剪力产生的附加弯矩， $M_r = \frac{Vh}{2}$ ；

L_{\max} ——螺栓到中性轴的最大距离；

L_i ——螺栓到中性轴的距离，其中中性轴距离隔震支座中心为 $\frac{\delta}{2}$ ；

F_u ——支座提离力。

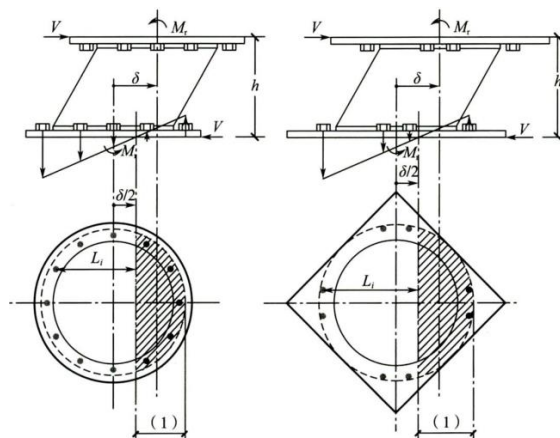


图 D.0.3 连接螺栓受力简图
1-受压区

D.0.4 隔震支座预埋件设计应满足下列要求:

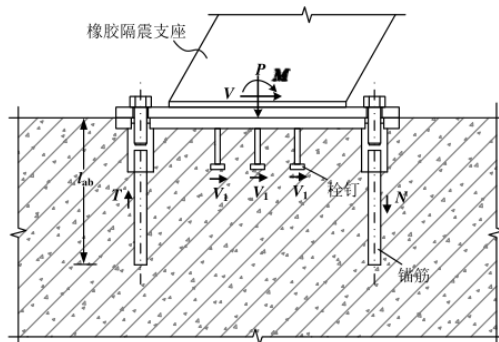


图 D.0.4 预埋件受力情况

1 与连接螺栓相连锚筋强度验算:

$$\sigma_B = \frac{F_B}{A_{ab}} \leq f_{yt}^{ab} \quad (D.0.4-1)$$

式中: σ_B ——与连接螺栓相连锚筋的受拉应力;

A_{ab} ——单个锚筋截面积;

f_{yt}^{ab} ——锚筋抗拉设计强度。

2 与连接螺栓相连锚筋的锚固长度要求:

$$l_{ab} = \alpha \frac{\sigma_B}{f_t} d_{ab}, \text{ 且不小于 } 250\text{mm} \quad (D.0.4-2)$$

式中: l_{ab} ——与螺栓相连锚筋的锚固长度;

α ——锚筋的外形系数, 光圆表面取 0.16, 带肋表面取 0.14;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

d_{ab} ——锚筋直径。

3 预埋板中部栓钉抗剪承载力设计值由下式确定:

$$V_1 = \frac{V}{n_{st}} \leq N_v^{st} = 0.43 A_{st} \sqrt{E_c f_c} \text{ 且 } V_1 \leq 0.7 A_{st} \gamma f_{st} \quad (D.0.4-3)$$

式中: V_1 ——单根栓钉所承受的剪力;

n_{st} ——栓钉数量;

N_v^{st} ——单根栓钉抗剪承载力设计值;

A_{st} ——单根栓钉截面积;

E_D ——混凝土的弹性模量;

f_D ——混凝土轴心抗压强度设计值;

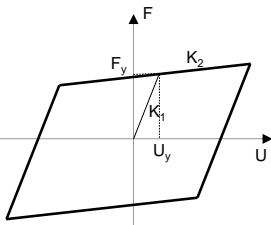
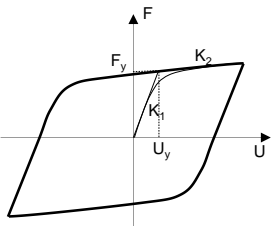
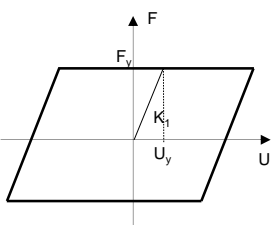
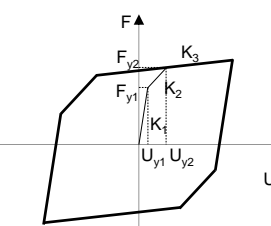
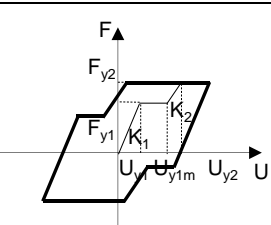
γ ——栓钉材料抗拉强度最小值与屈服强度之比;

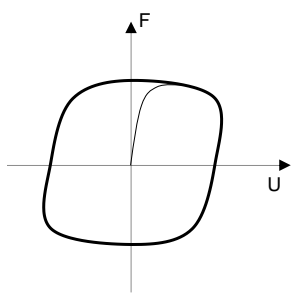
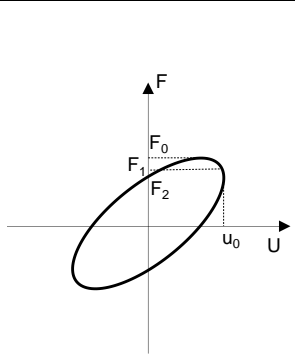
f_{st} ——栓钉抗拉强度设计值; 当栓钉材料性能等级为 4.6 级时, $f_{st}=215\text{N/mm}^2$, $\gamma=1.67$ 。

附录 E 消能器滞回曲线及本构方程

E.0.1 常见消能器滞回曲线及本构方程应符合表 E.0.1 的规定。

表 E.0.1 常见消能器滞回曲线及本构方程

消能器类型	滞回曲线	本构方程	符号说明
位移型消能器		双线性等强硬化模型： $F = \begin{cases} k_1 u, & (u \leq u_y) \\ F_y + k_2(u - u_y), & (u > u_y) \end{cases}$	k_1 、 k_2 分别为消能器屈服前刚度和屈服后刚度， F_y 、 u_y 分别为消能器屈服力和屈服位移
	Or 	Or Wen 模型： $F = k_2 u + (1 - \frac{k_2}{k_1}) F_y z$ $\dot{z} = [A - z ^n (\gamma + \text{sgn}(\dot{u}z)\beta)] \dot{u}$	z 为 wen 模型内部迟滞变量， A 、 γ 、 β 、 n 均为 wen 模型无量纲变量，控制滞回模型的行为， $\text{sgn}(\cdot)$ 为符号函数， \dot{u} 为消能器速度
摩擦消能器		理想弹塑性模型： $F = \begin{cases} k_1 u, & (u \leq u_y) \\ F_y, & (u > u_y) \end{cases}$	k_1 为消能器屈服前刚度， F_y 、 u_y 分别为消能器屈服力和屈服位移
双阶消能器 I		三折线等强硬化模型： $F = \begin{cases} k_1 u, & (u \leq u_{y1}) \\ F_{y1} + k_2(u - u_{y1}), & (u_{y1} < u \leq u_{y2}) \\ F_{y2} + k_3(u - u_{y2}), & (u > u_{y2}) \end{cases}$	k_1 、 k_2 分别为前两阶屈服前刚度， k_3 为屈服后刚度， F_{y1} 、 F_{y2} 、 u_{y1} 、 u_{y2} 分别为前两阶屈服力和屈服位移
双阶消能器 II		$F = \begin{cases} k_1 u, & (u \leq u_{y1}) \\ F_{y1}, & (u_{y1} < u \leq u_{y1m}) \\ F_{y1} + k_2(u - u_{y1m}), & (u_{y1m} < u \leq u_{y2}) \\ F_{y2}, & (u > u_{y2}) \end{cases}$	k_1 、 k_2 分别为两阶屈服刚度， F_{y1} 、 F_{y2} 、 u_{y1} 、 u_{y2} 分别为两阶屈服力和屈服位移， u_{y1m} 为一阶屈服极限位移

速度型消能器	黏滞消能器		<p>Maxwell 模型:</p> $F = C_d \operatorname{sgn}(\dot{u}) \dot{u} ^\alpha$	<p>C_d为黏滞阻尼系数, $\operatorname{sgn}(\cdot)$为符号函数, \dot{u}为消能器速度, α为速度指数</p>
	黏弹性消能器		<p>Kelvin 模型:</p> $F = \frac{F_1}{u_0} u + \frac{\eta_1 F_1}{\omega u_0} \dot{u}$	<p>u_0为黏弹性消能器最大位移, F_1为黏弹性消能器最大位移处的阻尼力, F_0为黏弹性消能器最大阻尼力, F_2为黏弹性消能器零位移处的阻尼力, η_1为损耗因子, ω为消能器运动圆频率</p>

附录 F 消能器规格及性能参数

建议的效能器规格及性能参数见表 F.0.1~F.0.8。

表 F.0.1 屈曲约束支撑（耗能芯材 Q235）

序号	屈服力 (KN)	规格型号	屈服前刚度 (KN/mm)	屈服位移 (mm)	屈服 后 刚度 比	轴线长度 (mm)	设计位移 (mm)
1	500	BRB-C×500×Dy	104.2	4.8	0.035	5500	20.9
2		BRB-C×500×Dy	89.3	5.6		6000	24.4
3		BRB-C×500×Dy	79.4	6.3		6500	27.5
4		BRB-C×500×Dy	73.5	6.8		7000	29.6
5		BRB-C×500×Dy	65.8	7.6		7500	33.1
6		BRB-C×500×Dy	61.7	8.1		8000	35.3
7	750	BRB-C×750×Dy	159.6	4.7	0.035	5500	20.5
8		BRB-C×750×Dy	136.4	5.5		6000	24.0
9		BRB-C×750×Dy	121.1	6.2		6500	27.0
10		BRB-C×750×Dy	108.7	6.9		7000	30.1
11		BRB-C×750×Dy	98.7	7.6		7500	33.1
12		BRB-C×750×Dy	92.6	8.1		8000	35.3
13	1000	BRB-C×1000×Dy	212.8	4.7	0.035	5500	20.5
14		BRB-C×1000×Dy	181.8	5.5		6000	24.0
15		BRB-C×1000×Dy	158.7	6.3		6500	27.5
16		BRB-C×1000×Dy	149.3	6.7		7000	29.2
17		BRB-C×1000×Dy	135.1	7.4		7500	32.2
18		BRB-C×1000×Dy	122.0	8.2		8000	35.7
19	1500	BRB-C×1500×Dy	312.5	4.8	0.035	5500	20.9
20		BRB-C×1500×Dy	272.7	5.5		6000	24.0
21		BRB-C×1500×Dy	238.1	6.3		6500	27.5
22		BRB-C×1500×Dy	223.9	6.7		7000	29.2
23		BRB-C×1500×Dy	197.4	7.6		7500	33.1
24		BRB-C×1500×Dy	180.7	8.3		8000	36.2
25	2000	BRB-C×2000×Dy	416.7	4.8	0.035	5500	20.9
26		BRB-C×2000×Dy	363.6	5.5		6000	24.0
27		BRB-C×2000×Dy	322.6	6.2		6500	27.0
28		BRB-C×2000×Dy	294.1	6.8		7000	29.6
29		BRB-C×2000×Dy	270.3	7.4		7500	32.2
30		BRB-C×2000×Dy	241.1	8.3		8000	36.2
31	2500	BRB-C×2500×Dy	520.8	4.8	0.035	5500	20.9
32		BRB-C×2500×Dy	454.5	5.5		6000	24.0
33		BRB-C×2500×Dy	403.2	6.2		6500	27.0
34		BRB-C×2500×Dy	367.6	6.8		7000	29.6

35		BRB-C×2500×Dy	333.3	7.5		7500	32.7
36		BRB-C×2500×Dy	304.9	8.2		8000	35.7
37	3000	BRB-C×3000×Dy	625.1	4.8	0.035	5500	20.9
38		BRB-C×3000×Dy	545.5	5.5		6000	24.0
39		BRB-C×3000×Dy	483.9	6.2		6500	27.0
40		BRB-C×3000×Dy	441.2	6.8		7000	29.6
41		BRB-C×3000×Dy	400.0	7.5		7500	32.7
42		BRB-C×3000×Dy	365.9	8.2		8000	35.7

注：BRB-C×500×4.8，BRB 表示屈曲约束支撑，C 表示钢套筒与砂浆（或混凝土）组合约束型，500 表示屈服承载力，4.8 表示屈服位移。

表 F.0.2 金属屈服型消能器

序号	规格型号	屈服力 (KN)	屈服前刚度 (KN/mm)	屈服位移(mm)	屈服后刚度比	设计位移 (mm)	建议耗能芯材
1	MYD-S×200×1.0	200	200.0	1.0	0.025	22	LY225
2					0.035	26	LY160
3					0.050	30	LY100
4	MYD-S×200×1.5	133.3	1.5	1.5	0.025	30	LY225
5					0.035	35	LY160
6					0.050	40	LY100
7	MYD-S×300×1.0	300	300.0	1.0	0.025	22	LY225
8					0.035	26	LY160
9					0.050	30	LY100
10	MYD-S×300×1.5	200.0	1.5	1.5	0.025	30	LY225
11					0.035	35	LY160
12					0.050	40	LY100
13	MYD-S×400×1.0	400	400.0	1.0	0.025	22	LY225
14					0.035	26	LY160
15					0.050	30	LY100
16	MYD-S×400×1.5	266.7	1.5	1.5	0.025	30	LY225
17					0.035	35	LY160
18					0.050	40	LY100
19	MYD-S×600×1.0	600	600.0	1.0	0.025	25	LY225
20					0.035	30	LY160
21					0.050	35	LY100
22	MYD-S×600×1.5	400.0	1.5	1.5	0.025	35	LY225
23					0.035	37	LY160
24					0.050	40	LY100
25	MYD-S×800×1.0	800	800.0	1.0	0.025	25	LY225
26					0.035	30	LY160
27					0.050	35	LY100
28	MYD-S×800×1.5	533.3	1.5	1.5	0.025	35	LY225
29					0.035	37	LY160
30					0.050	40	LY100

31	MYD-S×1000×1.0	1000	1000.0	1.0	0.025	25	LY225
32					0.035	30	LY160
33					0.050	35	LY100
34	MYD-S×1000×1.5		666.7	1.5	0.025	35	LY225
35					0.035	37	LY160
36					0.050	40	LY100
37	MYD-S×1200×1.0	1200	1200.0	1.0	0.025	25	LY225
38					0.035	30	LY160
39					0.050	35	LY100
40	MYD-S×1200×1.5		800.0	1.5	0.025	35	LY225
41					0.035	37	LY160
42					0.050	40	LY100

注：MYD-S×200×1.0，MYD表示金属屈服型耗能器，S表示由钢材加工而成，200表示屈服承载力，1.0表示屈服位移。

表 F.0.3 摩擦耗能器

序号	规格型号	起滑位移 (mm)	起滑摩擦力 (mm)	初始刚度 (KN/mm)	设计位移(mm)	极限位移 (mm)
1	FD-P-100×0.5	0.5	100	200	60	72
2	FD-P-200×0.5	0.5	200	400	60	72
3	FD-P-300×0.5	0.5	300	600	60	72
4	FD-P-400×0.6	0.6	400	667	60	72
5	FD-P-600×0.8	0.8	600	750	60	72
6	FD-P-800×1.0	1.0	800	800	60	72

注：FD-P-100×0.5，FD表示摩擦耗能器，P表示板式摩擦耗能器，100表示起滑摩擦力，0.5表示起滑位移。

表 F.0.4-1 黏滞耗能器

序号	规格型号	阻尼力 F/KN	阻尼系数 (KN/(mm/s) ^α)	阻尼指数 α	参考速度 (mm/s)
1	VFD-NL×F×U	68<F≤270	45	0.20 0.25 0.30	150~400
2			40		
3			35		
4			30		
5			25		
6	VFD-NL×F×U	95<F≤360	60	0.20 0.25 0.30	
7			55		
8			50		
9			45		
10			40		
11			35		
12	VFD-NL×F×U	130<F≤500	90	0.20 0.25 0.30	
13			85		
14			80		
15			75		
16			70		
17			65		

18			60		
19			55		
20			50		
21	VFD-NL×F×U	170<F≤700	120	0.20 0.25 0.30	
22			110		
23			100		
24			95		
25			90		
26			85		
27			80		
28			75		
29			70		
30			65		
31	VFD-NL×F×U	230<F≤900	150	0.20 0.25 0.30	
32			140		
33			130		
34			120		
35			110		
36			100		
37			95		
38			90		
39	85				
40	VFD-NL×F×U	270<F≤1000	180	0.20 0.25 0.30	150~400
41			170		
42			160		
43			150		
44			140		
45			130		
46			120		
47			110		
48			100		
49	VFD-NL×F×U	350<F≤1400	240	0.20 0.25 0.30	
50			220		
51			200		
52			190		
53			180		
54			170		
55			160		
56			150		
57			140		
58			130		
59	VFD-NL×F×U	430<F≤1800	300	0.20	
60			280	0.25	

61			260	0.30	
62			240		
63			220		
64			200		
65			190		
66			180		
67			170		
68			160		

注：VFD-NL×F×U，VFD表示黏滞消能器，NL表示非线性黏滞消能器，F表示最大阻尼力，U表示设计容许位移。设计时宜根据实际工程项目情况复核参考速度。

表 F.0.4-2 黏滞消能器

序号	最大阻尼力	阻尼系数 C	速度指数 α	参考速度	设计位移
	kN	kN/ (mm/s) ^a	/	mm/s	mm
1	150	55	0.2	100-500	≥30
2	150	50	0.2		≥30
3	150	45	0.2		≥30
4	150	45	0.25		≥30
5	150	35	0.25		≥30
6	150	30	0.25		≥30
7	150	30	0.3		≥30
8	150	25	0.3		≥30
9	150	20	0.3		≥30
10	200	80	0.2		≥30
11	200	70	0.2		≥30
12	200	60	0.2		≥30
13	200	60	0.25		≥30
14	200	50	0.25		≥30
15	200	42	0.25		≥30
16	200	50	0.3		≥30
17	200	40	0.3		≥30
18	200	31	0.3		≥30
19	300	120	0.2		≥30
20	300	100	0.2		≥30
21	300	85	0.2		≥30
22	300	90	0.25		≥30
23	300	75	0.25		≥30
24	300	63	0.25		≥30
25	300	70	0.3		≥30
26	300	55	0.3		≥30
27	300	45	0.3		≥30
28	400	155	0.2		≥30
29	400	135	0.2		≥30
30	400	115	0.2		≥30

31	400	125	0.25		≥30
32	400	100	0.25		≥30
33	400	85	0.25		≥30
34	400	100	0.3		≥30
35	400	80	0.3		≥30
36	400	62	0.3		≥30
37	500	195	0.2		≥30
38	500	170	0.2		≥30
39	500	145	0.2		≥30
40	500	155	0.25		≥30
41	500	130	0.25		≥30
42	500	105	0.25		≥30
43	500	120	0.3		≥30
44	500	100	0.3		≥30
45	500	80	0.3		≥30
46	600	235	0.2		≥30
47	600	200	0.2		≥30
48	600	175	0.2		≥30
49	600	180	0.25		≥30
50	600	155	0.25		≥30
51	600	130	0.25		≥30
52	600	150	0.3		≥30
53	600	120	0.3		≥30
54	600	95	0.3		≥30
55	700	270	0.2		≥30
56	700	240	0.2		≥30
57	700	205	0.2		≥30
58	700	210	0.25		≥30
59	700	180	0.25		≥30
60	700	150	0.25		≥30
61	700	165	0.3		≥30
62	700	135	0.3		≥30
63	700	110	0.3		≥30
64	800	310	0.2		≥30
65	800	270	0.2		≥30
66	800	230	0.2		≥30
67	800	250	0.25		≥30
68	800	205	0.25		≥30
69	800	170	0.25		≥30
70	800	190	0.3		≥30
71	800	160	0.3		≥30
72	800	125	0.3		≥30
82	1000	390	0.2		≥30

83	1000	340	0.2		≥30
84	1000	290	0.2		≥30
85	1000	310	0.25		≥30
86	1000	260	0.25		≥30
87	1000	210	0.25		≥30
88	1000	240	0.3		≥30
89	1000	195	0.3		≥30
90	1000	155	0.3		≥30

注：本表未给出黏滞消能器的速度，速度根据实际减隔震设计计算得到，本表不做限定。设计位移建议间隔15mm一个档位。

表 F.0.5 隔震层用黏滞阻尼器（VFD）

设计阻尼力 (kN)	阻尼系数 C [kN/(s/mm) ^α]	速度指数α	产品设计位移 (mm)
800	230/215/200	0.2	≤±660
1000	290/270/250		
1200	345/325/300		
1400	405/380/350		
1600	460/430/400		
2000	575/540/500		
800	170/155/140	0.25	≤±660
1000	210/195/175		
1200	255/235/215		
1400	295/270/250		
1600	340/310/285		
2000	420/390/355		
800	125/110/100	0.3	≤±660
1000	155/140/125		
1200	185/170/150		
1400	215/195/175		
1600	245/225/200		
2000	310/280/250		

注：本表未给出黏滞消能器的速度，速度根据实际减隔震设计计算得到，本表不做限定。

表 F.0.6 黏滞阻尼墙

序号	规格型号	阻尼系数 (KN/(mm/s) ^α)	阻尼指数 α	参考速度 (mm/s)
1	VFW-NL×F×U	22	0.45	150
2	VFW-NL×F×U	44	0.45	
3	VFW-NL×F×U	66	0.45	
4	VFW-NL×F×U	88	0.45	

5	VFW-NL×F×U	110	0.45	
6	VFW-NL×F×U	132	0.45	
7	VFW-NL×F×U	154	0.45	
8	VFW-NL×F×U	176	0.45	
9	VFW-NL×F×U	198	0.45	
10	VFW-NL×F×U	220	0.45	
11	VFW-NL×F×U	242	0.45	
12	VFW-NL×F×U	264	0.45	

注：VFW-NL×F×U，VFW 表示黏滞阻尼墙，NL 表示非线性黏滞阻尼墙，F 表示最大阻尼力，U 表示设计容许位移。设计时宜根据实际工程项目情况复核参考速度。

表 F.0.7 黏弹性消能器

序号	规格型号	设计阻尼力 (kN)	阻尼系数 (kN/(mm/s) α)	阻尼指数 α	储能刚度 (kN/mm)
1	VED-P×200×100	200	50	0.2	12.5
2	VED-P×400×100	400	100	0.2	25
3	VED-P×600×100	600	150	0.2	31.3
4	VED-P×800×100	800	200	0.2	37.5

注：VED-P×200×100，VED 表示黏弹性消能器，P 表示板式黏弹性消能器，200 表示设计阻尼力，100 表示表观剪应变设计值为 100%。储能刚度的参考加载频率为 1Hz，设计时可近似取该值为等效刚度值。

表 F.0.8 金属复合型阻尼器(MFD)

规格型号	屈服力 (kN)	屈服位移 (mm)	设计位移 (mm)	屈服后刚度比
MFD-100×1.0	100	1.0	≤70	0.014
MFD-200×1.0	200	1.0	≤70	0.014
MFD-300×1.0	300	1.0	≤70	0.014
MFD-400×1.0	400	1.0	≤70	0.014
MFD-500×1.0	500	1.0	≤70	0.014

注释：MFD-200×1.0，MFD 表示金属复合型阻尼器，200 表示屈服力，1.0 表示屈服位移。

表 F.0.9 复合减震墙板消能器

规格型号	屈服力 (kN)	屈服位移 (mm)	设计位移 (mm)	屈服后刚度比
EDW-38.3×2.85	38.3	2.85	≤70	0.03
EDW-47.5×2.85	47.5	2.85	≤70	0.03

注释：EDW-38.3×2.85，EDW 表示复合墙板消能器，38.3 表示屈服力，2.85 表示屈服位移。

附录 G 屈曲约束支撑的连接节点承载力验算

G.0.1 耗能型屈曲约束支撑与结构的连接节点设计的作用力，应取屈曲约束支撑极限承载力的 1.2 倍。用作提高结构抗侧刚度的承载型屈曲约束支撑，当其在罕遇地震作用下仍然处于弹性状态时，可按屈曲约束支撑（BRB）的计算内力的 1.2 倍取值。

G.0.2 当采用高强度螺栓连接时，螺栓数目 n 可由下式确定：

$$n \geq \frac{1.2N_{y\max}}{0.9n_f\mu P} \quad (\text{G.0.2-1})$$

式中： n_f ——螺栓连接的剪切面数量；

μ ——摩擦面的抗滑移系数，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定采用；

P ——每个高强螺栓的预拉力(kN)，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定采用。

$N_{y\max}$ ——屈曲约束支撑的极限承载力，可按下式计算：

$$N_{y\max} = \omega\eta_y f_y A_1 \quad (\text{G.0.2-2})$$

ω ——应变强化调整系数，可按表 F.0.2 采用；

η_y ——核心单元钢材的超强系数，可按表 F.0.2 采用，材性试验实测值不应超出表中数值 15%；

f_y ——核心单元钢材的屈服强度(N/mm²)；

A_1 ——核心单元工作段截面积(mm²)。

表 G.0.2 核心单元钢材的超强系数 η_y 及应变强化调整系数 ω

钢材牌号	η_y	ω
Q235	1.25	1.5
Q195	1.15	1.5
低屈服点钢 ($f_y \leq 160$ N/mm ²)	1.10	2.0

G.0.3 当采用焊接连接时，焊缝承载力设计值 N_f 应满足下式要求：

$$N_f \geq 1.2N_{y\max} \quad (\text{G.0.3})$$

G.0.4 在罕遇地震作用下，屈曲约束支撑与结构的连接节点板不应发生强度破坏与平面外屈曲破坏。节点板的强度及稳定验算应符合下列规定：

1 连接节点处板件在拉、剪作用下的强度应按下列公式计算：

$$\frac{1.2N_{y\max}}{\sum(\eta_i A_i)} \leq f; A_i = t l_i; \eta_i = \frac{1}{\sqrt{1+2\cos^2 \alpha_i}} \quad (\text{G.0.4-1})$$

式中： A_i ——第 i 段破坏面的截面积，当为螺栓连接时，应取净截面面积(mm²)；

l_i ——第 i 破坏段的长度，应取板件中最危险的破坏线长度(图 G.0.4-1)(mm)；

t ——节点板厚度；

f ——节点板屈服强度；

η_i ——第 i 段的拉剪折算系数；

α_i ——第 i 段破坏线与拉力轴线的夹角。

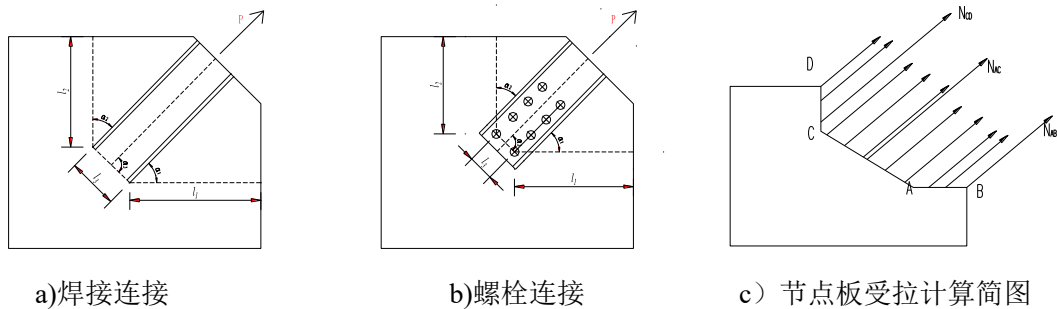


图 G.0.4-1 节点板的拉剪撕裂

2 节点板的强度除可按本标准第 G.0.4-2 计算外，也可采用有效宽度法按下式计算：

$$\sigma = \frac{1.2N_{y\max}}{b_e t} \leq f \quad (\text{G.0.4-2})$$

式中： b_e ——板件的有效宽度（图 G.0.4-2）（mm）；当用螺栓（或铆钉）连接时，应减去孔径，孔径应取比螺栓（或铆钉）标称尺寸大 4mm。

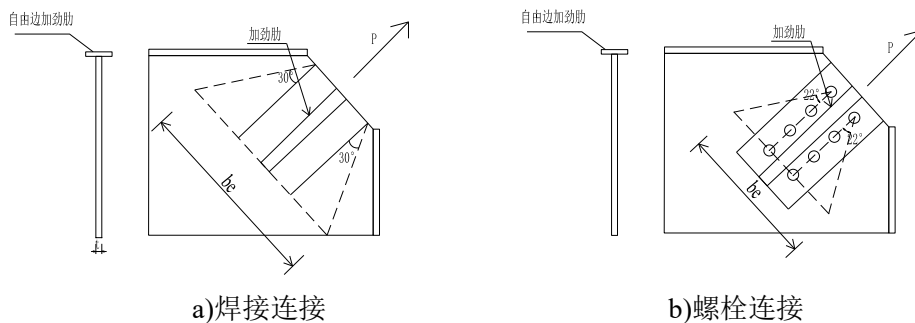


图 G.0.4-2 节点板有效宽度

3 对有竖腹杆相连的节点板，当 $c/t \leq 15\varepsilon_k$ 时（ $\varepsilon_k = \sqrt{235/f_y}$ ），可不计算稳定，否则应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 附录 G 进行稳定计算，在任何情况下， c/t 不得大于 $22\varepsilon_k$ ， c 为受压腹杆连接肢端面中点沿腹杆轴线方向至弦杆的净距离（图 G.0.4-3）。

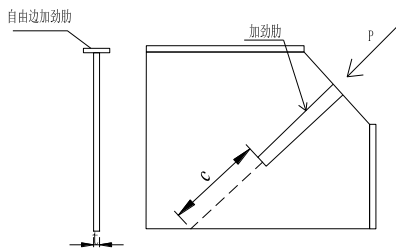


图 G.0.4-3 节点板的受压稳定

G.0.5 屈曲约束支撑与结构的连接节点板的内力分析可根据其受力特点及几何关系采用均匀力法或泛均匀力法，符合下列规定：

1 均匀力法

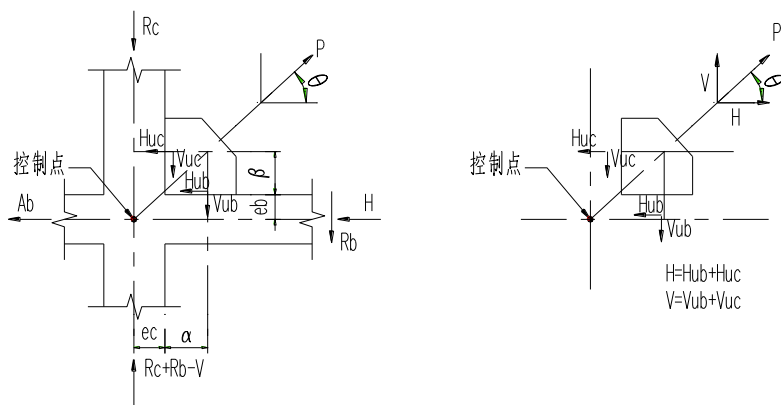


图 G.0.5-1 均力法中工作控制点及传力示意

当节点板尺寸满足式 G.0.5-1 的要求时 (图 G.0.5-1), 节点板与梁柱的连接处的承受剪力和轴力可按式 F.0.5-2 计算。

注: 图中 P 为支撑所受的轴力; θ 为 P 与梁中心线的夹角, 连接截面上不产生弯矩须满足下述平衡方程:

$$\tan \theta = \frac{e_b + \beta}{e_c + \alpha} \quad (\text{G.0.5-1})$$

式中: α —节点板在梁翼缘表面处的合力中心距梁端的理想水平长度;

β —节点板在柱翼缘表面处的合力中心距梁上翼缘的理想竖向长度;

e_b —梁的形心线距节点板表面的竖向距离;

e_c —柱的形心线距节点板表面的水平距离。

连接板与梁柱相交处的竖向力和水平力分别为:

$$V_{uc} = \frac{\beta}{\gamma} P \quad (\text{G.0.5-2a})$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{\gamma} P \quad (\text{G.0.5-2b})$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{\gamma} P \quad (\text{G.0.5-2c})$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{\gamma} P \quad (\text{G.0.5-2d})$$

$$\gamma = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (\text{G.0.5-2e})$$

式中: V_{uc} —连接板与梁相交处的竖向力;

H_{uc} —连接板与梁相交处的水平力;

V_{ub} —连接板与柱相交处的竖向力;

H_{ub} —连接板与柱相交处的水平力。

2 泛均匀力法

当节点板尺寸不满足式 G.0.5-1 的要求时 (图 G.0.5-1), 节点板与梁柱的连接处的承受剪力和轴力可按式 G.0.5-3 计算, 见图 G.0.5-2。

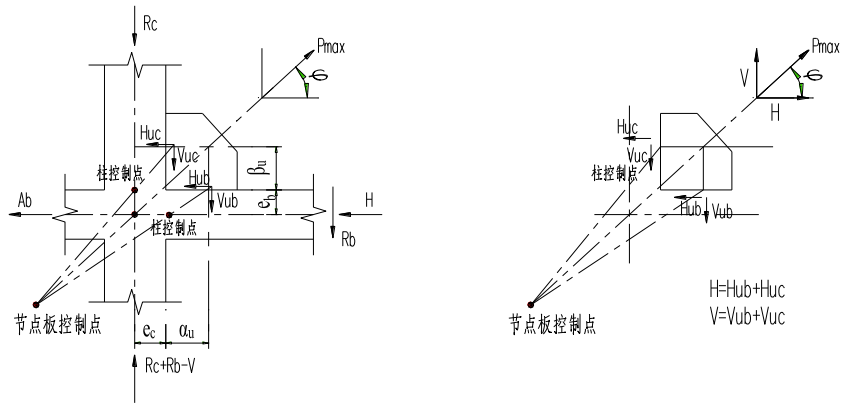


图 G.0.5-2 泛均力法中工作控制点及传力示意

$$H_{uc} = P_{\max} \frac{e_c \sin \varphi}{e_b + \beta_U} \quad (\text{G.0.5-3a})$$

$$V_{ub} = P_{\max} \frac{e_b [(e_b + \beta_U) \cos \varphi - e_c \sin \varphi]}{a_U (e_b + \beta_U)} \quad (\text{G.0.5-3b})$$

$$H_{ub} = P_{\max} \cos \varphi - H_{uc} \quad (\text{G.0.5-3c})$$

$$V_{uc} = P_{\max} \sin \varphi - V_{ub} \quad (\text{G.0.5-3d})$$

式中： V_{uc} —连接板与梁相交处的竖向力；
 H_{uc} —连接板与梁相交处的水平力；
 V_{ub} —连接板与柱相交处的竖向力；
 H_{ub} —连接板与柱相交处的水平力。

附录 H 隔震工程专用标识

H.0.1 新建、改建、扩建建筑隔震工程均应设置隔震工程专用标识。专用标识不应被遮挡、覆盖。工程设计文件中应对专用标识的设置提出明确要求。隔震工程专用标识的安装应纳入隔震专项验收范围。竣工验收后，建筑隔震工程专用标识应纳入隔震建筑全生命周期内的物业维护和管理范围。

H.0.2 隔震工程专用标识形式简明、图文并茂，设置于隔震建筑特定位置，为项目业主、施工方、使用者、物业管理及维护人员提供必要的隔震工程技术信息，避免使用中的不当行为影响隔震功能，促进隔震建筑的正常使用、合理维护，指导人员遇震时正确疏散。隔震装置（如隔震支座等）标识应由供应商随产品提供，其他隔震专用标识应由建设单位委托制作，施工单位负责安装。更换隔震装置时，应同时更换相应标识。

H.0.3 隔震工程专用标识分为如下两类：

1 隔震建筑工程主标识。

2 其他专用标识，包括隔震支座标识、隔离缝（隔震沟）标识、隔震楼层标识、穿越隔震层部位的可移动管线标识、隔震层检修口（吊装口）标识、疏散避让标识、地面隔震间距标识和智能监测支座标识等。

H.0.4 建筑隔震工程专用标识为正方形，采用标牌或标签形式，图形和文字信息应便于识读，图形部分为白底蓝图，文字信息部分为蓝底白字。

H.0.5 地面隔震沟在某些隐蔽部位可能被占压，可采用黄色警示标线予以标示，并设置禁止占压提示文字。

H.0.6 当确有必要时，可根据工程实际需要在标识中增设其他语言文字。

H.0.7 标识图样应符合下列规定：

1 隔震建筑工程主标识：

- 1) 尺寸可采用 600mm×600mm（宽×高）；
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125；
- 3) 中文标题可采用 85 号方正大黑简体，英文标题可采用 55 号方正黑体简体；
- 4) 中文说明文字可采用 35 号方正黑体简体；
- 5) 中文正文表头可采用 35 号方正黑体简体，中文表格正文可采用 45 号方正黑体简体。

体。

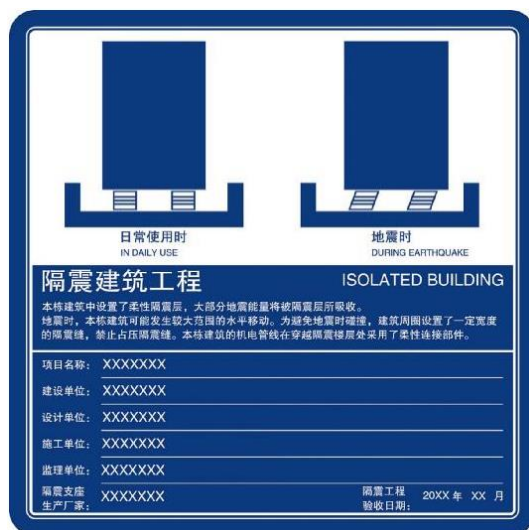


图 H.0.7-1 隔震建筑工程主标识

2 隔震支座标识:

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体, 中文正文表格文字可采用 15 号方正黑体简体。



图 H.0.7-2 隔震支座标识

3 隔离缝 (隔震沟) 标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。



图 H.0.7-3 隔离缝 (隔震沟) 标识

4 隔震层标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。



图 H.0.7-4 隔震层标识

5 隔震管线标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。



图 H.0.7-5 隔震管线标识

6 隔震层检修口标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。



图 H.0.7-6 隔震层检修口标识

7 隔震楼梯标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。



图 H.0.7-7 隔震楼梯标识

8 地面隔震间距标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。



图 H.0.7-8 地面隔震间距标识

9 疏散避让标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。



图 H.0.7-9 疏散避让标识

10 智能监测支座标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;
- 4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。

标识图案：待定

标识注意事项：禁止在隔震支座上涂抹腐蚀性物质，禁止在隔震支座周围摆放易燃、易爆物品，禁止触碰支座传感器及电路。

11 防火构造标识

- 1) 尺寸可采用 200mm×200mm (宽×高);
- 2) 颜色可采用深蓝色 C90 M70 Y0 K35 / R17 G57 B125;
- 3) 中文标题可采用 45 号方正大黑简体, 英文标题可采用 20 号方正黑体简体;

4) 中文注意事项可采用 20 号方正黑体简体。

标识图案：待定

标识注意事项：禁止在隔震支座上涂抹腐蚀性物质，禁止在隔震支座周围摆放易燃、易爆物品，禁止私自拆除防火构造。

附录 I 减震工程专用标识

I.0.1 新建、改建、扩建建筑减震工程均应设置减震工程专用标识。专用标识不应被遮挡、覆盖。工程设计文件中应对专用标识的设置提出明确要求。减震工程专用标识的安装应纳入减震专项验收范围。竣工验收后，建筑减震工程专用标识应纳入减震建筑全生命周期内的物业维护和管理工作范围。

I.0.2 减震装置（如阻尼器等）标识应由供应商随产品提供，其他减震专用标识应由建设单位委托制作，施工单位负责安装。更换减震装置时，应同时更换相应标识。

I.0.3 减震工程专用标识中，主标识应反映工程基本信息，包括减震工程标志、项目名称、建设单位、设计单位、施工单位、监理单位、主要减震装置的产品供应商、减震专项工程验收日期、减震元件标识等。

I.0.4 减震工程专用标识应采用耐久性好、易于清洁、不易腐蚀生锈变质的不燃或难燃材料制作，如铜、铝、不锈钢等。同一项目宜采用统一标识材料。

I.0.5 减震工程专用标识在安装前应由设计方确认内容正确，安装后应形成标识数量和样式清单，纳入减震专项工程验收资料，并提供给后续物业管理单位。

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：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

1) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

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

引用标准名录

- 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 《建筑抗震鉴定标准》 GB 50023
- 《橡胶支座 第1部分：隔震橡胶支座试验方法》 GB 20688.1
- 《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》 GB 20688.3
- 《橡胶支座 第5部分：建筑隔震弹性滑板支座》 GB 20688.5
- 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
- 《空间网格结构技术规程》 JGJ 7
- 《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ 99
- 《建筑抗震加固技术规程》 JGJ 116
- 《建筑隔震设计标准》 GB/T 51408-2021
- 《建筑消能减震技术规程》 JGJ297-2013
- 《建筑消能阻尼器》 JG/T 209
- 《工程结构通用规范》 GB 55001-2021
- 《建筑与市政工程抗震通用规范》 GB 55002-2021
- 《建筑与市政地基基础通用规范》 GB 55003-2021
- 《组合结构通用规范》 GB 55004-2021
- 《钢结构通用规范》 GB 55006-2021
- 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
- 《钢结构工程施工质量验收规范》 GB 50205
- 《建筑消能减震加固技术规程》 T/CECS 547-2018