

UDC

中华人民共和国国家标准

GB

P

GBxxxxx—202X

工业建筑抗震设计标准

Standard for design of industrial building

（征求意见稿）

《工业建筑抗震设计标准》编制组

2020年7月

关于《工业建筑抗震设计标准》GBxxxxx-202X 征求意见稿的说明

据中华人民共和国住房和城乡建设部2017年工程建设标准规范制修订计划，由中冶京诚工程技术有限公司会同有关设计、科研、高校和施工单位组成编制组，开展对国家标准《工业建筑抗震设计标准》GBxxxxx-202X的编制工作。期间，得到了各参编单位和个人的大力支持，在此表示衷心地感谢。

《工业建筑抗震设计标准》含11章正文和10个附录。正文为通常厂房抗震设计内容，厂房类型包括单层混凝土柱结构、多层混凝土结构、单层钢结构（含圆钢管混凝土柱结构）和多层钢结构；附录为本标准的扩展部分，吸收了近年来结构抗震的研究成果及其在工业建筑中的应用，包括大跨度料场封闭结构、巷道式货架、盒式结构、不锈钢结构、铝合金结构，部分填充钢-混凝土组合构件、隔震和消能减震结构、钢结构节点低周疲劳损伤断裂评判、工业建筑抗震性能化评价、防屈曲支撑。

请各设计单位注意，本“征求意见稿”仅供提出问题和意见之用，不得在设计中直接引用有关的内容。

本标准主编单位：中冶京诚工程技术有限公司

本标准参编单位：

顾问：

主要起草人：王立军 陈炯 余海群

主要审查人：

目 次

1	总则.....	0
2	术语、符号.....	2
2.1	术语.....	2
2.2	符号.....	2
3	抗震设计基本规定.....	4
4	地震作用和结构抗震验算.....	7
4.1	场地类别.....	7
4.2	重力荷载代表值、地震有效质量.....	7
4.3	水平地震作用计算.....	8
4.4	竖向地震作用计算.....	11
4.5	多维地震作用计算.....	11
4.6	截面抗震验算.....	12
4.7	弹塑性抗震验算.....	13
4.8	结构抗震变形验算.....	13
5	场地、地基和基础.....	15
5.1	一般规定.....	15
5.2	场地.....	15
5.3	天然地基、处理地基和基础.....	15
5.4	液化土和抗液化措施.....	16
5.5	桩基.....	17
5.6	基础短柱、杯口和锚栓抗震措施.....	18
6	混凝土结构基本要求.....	20
6.1	一般规定.....	20
6.2	结构性能系数.....	20
7	单层混凝土柱结构.....	22
7.1	一般规定.....	22
7.2	抗震验算（1）——结构地震作用计算.....	22
7.3	抗震验算（2）——结构构件、节点和连接件抗震承载力验算.....	24
7.4	构造措施（1）——支撑和构件.....	32
7.5	构造措施（2）——预埋件.....	38
8	多层混凝土结构.....	42
8.1	一般规定.....	42
8.2	抗震验算（1）——结构地震作用计算.....	43

8.3	抗震验算（2）——设备地震作用计算.....	44
8.4	抗震验算（3）——结构构件地震作用及效应的调整.....	45
9	钢结构基本要求.....	46
9.1	一般规定.....	46
9.2	结构性能系数和设计基本要求.....	47
10	单层钢结构.....	67
10.1	一般规定.....	67
10.2	抗震验算（1）——结构地震作用计算.....	68
10.3	抗震验算（2）——结构构件地震作用及效应的调整.....	69
10.4	抗震验算（3）——框架梁、柱及其连接节点.....	70
10.5	抗震验算（4）——柱间支撑的抗震设计.....	71
11	多层钢结构.....	77
11.1	一般规定.....	77
11.2	抗震验算（1）——结构地震作用计算.....	78
11.3	抗震验算（2）——结构地震作用及效应的调整.....	78
11.4	抗震验算（3）——结构杆件和节点抗震承载力验算.....	78
11.5	抗震验算（4）——连接抗震承载力验算.....	78
11.6	抗震验算（5）——支撑抗震设计.....	79
11.7	构造措施（1）.....	80
附录 A	大跨度料场封闭结构.....	81
附录 B	巷道式货架.....	84
附录 C	盒式结构.....	90
附录 D	不锈钢结构.....	97
附录 E	铝合金结构.....	98
附录 F	部分包覆钢-混凝土组合构件.....	100
附录 G	隔震和消能减震结构.....	107
附录 H	钢结构节点低周疲劳损伤断裂评判.....	122
附录 I	工业建筑抗震性能化评价.....	125
附录 J	屈曲约束支撑.....	138

总则

- 1.0.1 为贯彻执行地震工作以防为主的方针，减轻工业建筑的震害，制定本标准。
- 1.0.2 本标准适用于抗震设防烈度6度至9度地区的工业建筑的抗震设计。
- 1.0.3 按本标准设计的工业建筑，当遭受低于设防烈度的多遇地震影响时，一般不受损坏或不需修理仍可继续使用；当遭受设防烈度的地震影响时，可能损坏，经一般修理或不修理仍可继续使用；当遭受高于设防烈度的预估的罕遇地震影响时，不致倒塌或产生危及生命的严重破坏。
- 1.0.4 抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组采用《建筑抗震设计规范》GB50011中规定的参数。
- 1.0.5 工业建筑应根据其功能、用途和地震破坏可能产生的灾害和影响，分为下列四类：
- 甲类——特殊要求的建筑，如遇地震破坏会导致严重后果的建筑；
- 乙类——全国重点抗震城市、大型企业和地质条件较复杂的中、小型企业的生命线工程、地震时的救灾设施及震后可能产生严重次生灾害的建筑；
- 丙类——甲、乙、丁类以外的一般建筑；
- 丁类——次要的建筑，如遇地震破坏不易造成人员伤亡和较大经济损失的建筑。
- 工业建筑的抗震设防类别和抗震设防标准应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223确定。甲类建筑的确定，必须经国家规定的批准权限审批。
- 1.0.6 工业建筑的抗震设计应符合表1.0.6-1的要求。

工业建筑的抗震设计要求 表 1.0.6-1

序号	建筑抗震 设防类别	地震作用计算	抗震措施
1	甲类	按专门研究的地震动参数计算	应采取特殊抗震措施
2	乙类	按设防烈度计算	可按设防烈度提高一度（设防烈度为9度时适当加强）采取抗震措施；Ⅰ类场地时可不提高
3	丙类	按设防烈度计算	应按设防烈度采取抗震措施；Ⅰ类场地可降低一度采取抗震措施；但设防烈度为6度时可不降低
4	丁类	按设防烈度计算	对各类场地，可按设防烈度降低一度采取抗震措施；但设防烈度为6度时可不降低

1.0.7 烈度为8度和9度时，大、中型的通讯、交通、供水、供电、供气、消防等生命线工程的建筑，不应采用砌体承重结构。

1.0.8 工业建筑抗震设计，除执行本规范外，尚应符合国家现行的有关强制性规范的规定。

术语、符号

术语

2.1.1 性能系数

地震下结构的耗能能力以性能系数来度量，具体操作上以构件的性能系数来表示。本标准的性能系数1.0等同于“抗规”小震下的抗震性能。

2.1.2 重力荷载代表值

抗震设计时，在地震作用标准值的计算和结构构件作用效应的基本组合中，重力荷载代表值用以表达结构或构件永久荷载标准值与有关可变荷载的组合值之和，其组合值系数根据地震时的遇合概率确定。

2.1.3 有效地震质量

地震作用计算时，在地震作用方向产生惯性力的质量，一般为结构或构件的永久荷载标准值所对应的质量与有关可变荷载的组合值质量（可变荷载地震质量）之和，其组合值系数根据地震时的遇合概率确定。

2.1.4 插入式钢柱脚

钢柱依柱脚类型按规定深度插入混凝土杯口的一种刚接柱脚，分实腹式和格构式两种。

符号

2.2.1 作用和作用效应

a_i ——重力荷载代表值下的可变荷载的组合值系数；

b_i 、 c_i ——可变荷载对应的水平和竖向地震质量系数；

M_{Eh} ——水平地震有效质量；

M_{Ev} ——竖向地震有效质量；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Eh} ——水平地震标准值的效应；

S_{Ev} ——竖向地震标准值的效应；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应。

2.2.2 材料性能和抗力

S ——结构构件内力组合的设计值；

R ——结构构件承载力设计值；

$[\theta_e]$ ——层间弹性位移角限值。

2.2.3 几何参数

H_1 ——屋盖标高处的高度；

H_2 ——天窗标高处的高度；

D ——钢管直径；

t ——钢管壁厚；

A_f ——梁翼缘截面面积。

2.2.4 计算参数

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

q ——水平地震结构系数；

q_h ——竖向地震结构系数；

ψ_w ——风荷载组合值系数；

抗震设计基本规定

3.0.1 工业建筑结构抗震设计应与工艺设计配合，选择对抗震有利的建筑布置：

- 1 厂房的体型宜整齐简洁；
- 2 重型设备宜低位布置或独立设置支承结构；
- 3 锅炉和自备电站某些辅助设备，宜采用露天或半露天布置；
- 4 毗邻于主体结构的室内外小屋，不应阻碍主体结构的地震侧向位移。

3.0.2 体型复杂的结构，宜设置防震缝将其划分为比较规则、均匀的结构单元。在结构的纵横跨交接处，沿纵向结构的高度侧移刚度差异很大处，在与贴建于结构的砖房交接处以及需设伸缩缝或沉降缝处，均宜设置防震缝。

多层结构中当有穿越楼层且侧移刚度较大并有独立的大型设备时，可根据其设备的高度 H ，按第3.0.4条的要求确定其防震缝宽度（图3.0.2-1）。

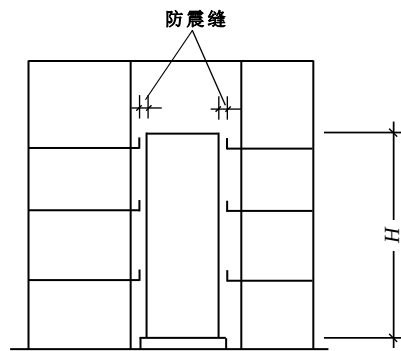


图3.0.2-1 厂房结构与独立设备间的防震缝

3.0.3 防震缝的设置，应符合下列要求：

- 1 防震缝两侧的上部结构应完全分开；
- 2 在防震缝处，结构宜采用双排（框、刚）架结构；
- 3 防震缝应同伸缩缝、沉降缝协调布置，并应符合防震缝的要求；

3.0.4 防震缝的宽度宜根据设防烈度、场地类别和结构高度，采用下列限值：

- 1 单层结构的纵横跨交接处宜采用100~150mm，其它部位可采用50~120mm；
- 2 多层结构当高度不超过15m时，可采用70mm；当高度超过15m时，烈度为6度、7度、8度、9度，相应每增加5m、4m、3m、2m时宜再加宽20mm，位于III、IV类场地上的结构，其防震缝宽度宜按上述规定适当加大。

3.0.5 车间扩建，且设有过渡跨时，防震缝应设在已有结构与过渡跨的交接处；过渡跨的屋盖（楼盖）应从新建结构的主体结构上挑出，不得与已有结构拉结（图3.0.5-1）。

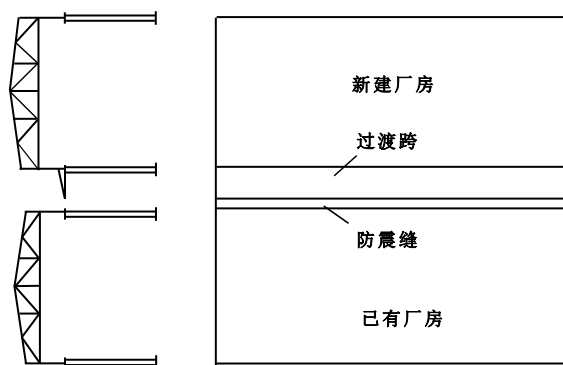


图3.0.5-1 新老厂房间设过渡跨示意图

3.0.6 运输机通廊、栈桥等构筑物的两端，均不宜与结构直接相连。可采用端头悬挑方案，在结构之间设防震缝脱开；有可靠根据时，此类构筑物可采用链杆或可动铰与结构连接。

3.0.7 楼层上的设备不应跨越防震缝布置。对于通长的设备如运输机、管线等必须穿越防震缝时，工艺设计中应有能适应地震时结构变形或防止断裂的措施。

3.0.8 体型复杂的结构不设防震缝时，应选用符合实际的结构计算模型，且对应力和变形集中的构件、连接节点等易损坏部位采取可靠措施。

3.0.9 框-排架结构中，单层排架的屋架（屋面梁）支座点的标高，宜与多层框架相应的楼层标高一致（图3.0.9-1）。

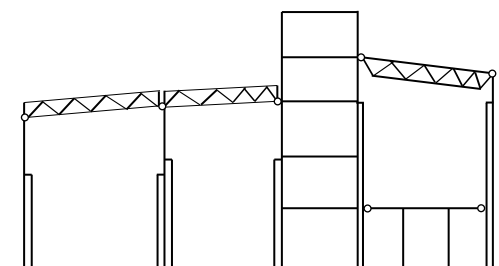


图3.0.9-1 框-排架结构示意图

3.0.10 结构的抗震设计，应符合下列要求。

1 基本原则

结构设计，应满足以下两种极限状态：

- 1) 承载能力极限状态：是相关倒塌或其他形式的结构失效状态，它危及人身安全；
- 2) 正常使用极限状态：与损坏相关的状态，超过此状态不能满足正常使用要求。

2 选用具有明确计算简图和合理地震作用传递途径的抗侧力体系；

3 保证结构的横向和纵向抗侧力体系均具有必要的抗震承载力和良好的变形与耗能能力；

4 沿结构高度宜具有合理的刚度和强度分布，避免因局部削弱或突变形成薄弱部位或薄弱层；对薄弱部位和薄弱层，应采取措施提高其抗震能力；

5 加强构件之间的连接，使构件节点的承载力不低于其连接构件的承载力，使预埋件的锚固承

载力不低于连接件的承载力；装配式结构的连接，应能保证结构的整体性；

6 非结构构件和建筑配件与其支承结构应有可靠的连接或锚固，避免其在地震时倒塌伤人或砸坏设备，并考虑其结构对地震反应的有利和不利影响，避免因设置不合理而导致主体结构的破坏；

7 地震时可能引起次生灾害的物件，如楼层上的设备、槽罐等均不应浮放，而应有可靠的固定或防倾滑措施，并进行抗震验算。

3.0.11 结构构件的抗震设计，应符合下列要求：

- 1 加强结构和构件的延性，避免出现脆性破坏；
- 2 对混凝土构件，应合理选择尺寸、配置纵筋和箍筋，避免剪切和粘结开裂破坏先于弯曲破坏；
- 3 对钢构件、铝合金构件和不锈钢构件，应合理控制尺寸，避免局部或整体失稳；
- 4 对多层框架结构，避免柱的破坏先于梁的破坏。

3.0.12 材料和施工质量的检查和验收，应符合现行国家有关标准的要求。

地震作用和结构抗震验算

场地类别

4.1.1 场地类别见《建筑抗震设计规范》GB50011。

重力荷载代表值、地震有效质量

4.2.1 计算地震作用时，结构的重力荷载代表值应按下列要求确定：

$$G_E = D_E + L_E \quad (4.2.1-1)$$

$$D_E = \sum D_k \quad (4.2.1-2)$$

$$L_E = \sum a_i L_k \quad (4.2.1-3)$$

式中： G_E ——重力荷载代表值；

D_E 、 L_E ——分别为恒载和可变荷载的重力荷载代表值；

D_k 、 L_k ——分别为恒载和可变荷载的标准值；

a_i ——重力荷载代表值下的可变荷载的组合值系数，可按表4.2.1-1的规定采用。

表4.2.1-1 重力荷载代表值下的可变荷载的组合值系数 a_i ，可变荷载对应的水平和竖向地震质量系数 b_i 、 c_i

可变荷载种类		a_i	b_i	c_i
雪荷载		0.5	0.5	0.5
屋面积灰荷载		0.5	0.5	0.5
屋面活荷载		不考虑	不考虑	不考虑
按实际情况考虑的楼面活荷载		1.0	1.0	1.0
按等效均布考虑的楼面活荷载	厂房楼面及工作平台	0.8	0.8	0.8
	电气控制室及辅助建筑	0.5	0.5	0.5
吊重	软钩吊车	1.0	0	1.0
	硬钩吊车		0.3	1.0
吊车桥架及小车自重		1.0	1.0	1.0
水箱		1.0	1.0	1.0

注：1 有依据时，水箱的 b_i 可取小于1.0的值。

4.2.2 抗震设计时，地震有效质量按下列要求确定：

1 水平地震有效质量

$$M_{Eh} = M_{DE} + M_{LEh} \quad (4.2.2-1)$$

$$M_{DE} = \sum M_{Dk} \quad (4.2.2-2)$$

$$M_{LEh} = \sum b_i M_{Lk} \quad (4.2.2-3)$$

式中： M_{Eh} ——水平地震有效质量；

M_{DE} 、 M_{LEh} ——分别为恒载和可变荷载对应的水平地震有效质量；

M_{Dk} 、 M_{Lk} ——分别为恒载和可变荷载对应的质量；

b_i ——可变荷载对应的水平地震质量系数，可按表4.2.1-1的规定采用。

2 竖向地震有效质量

$$M_{Ev} = M_{DE} + M_{LEv} \quad (4.2.2-4)$$

$$M_{DE} = \sum M_{Dk} \quad (4.2.2-5)$$

$$M_{LEv} = \sum c_i M_{Lk} \quad (4.2.2-6)$$

式中： M_{Ev} ——竖向地震有效质量；

M_{DE} 、 M_{LEv} ——分别为恒载和可变荷载对应的竖向地震有效质量；

M_{Dk} 、 M_{Lk} ——分别为恒载和可变荷载对应的质量；

c_i ——可变荷载对应的竖向地震质量系数，可按表4.2.1-1的规定采用。

水平地震作用计算

4.3.1 一般情况，可沿结构平面的两个主轴方向分别考虑水平地震作用，并分别进行抗震验算。质量和刚度明显不均匀和不对称的结构，应考虑水平地震作用的扭转影响。

4.3.2 抗震设计时，桥式吊车台数、布置及荷载应按实际情况采用；当按第4.3.4条平面计算模型进行抗震计算时，可按下列规定确定；

1 横向结构计算时：

1) 单层吊车：单跨取1台；多跨取2台，但不在同一跨内；

2) 双层吊车：单跨取上层或下层1台；多跨取2台，但不在同一跨内。

2 纵向结构计算时，每跨1台；

3 进行地震作用效应与其他荷载效应组合，确定吊车的重力荷载效应时，吊车的桥架自重、小车自重和吊重，不论软钩与硬钩吊车均取用标准值；此时，其荷载分项系数按对构件承载力有利或不利情况，分别采用1.0或1.3。

注：1 对设有多台重级工作制桥式吊车，且纵向柱距大于12m时，可根据实际情况，适当增加取用吊车的台数。

4.3.3 进行结构主要抗侧力体系的截面抗震验算时，其水平地震作用可采用振型分解反应谱法加以确定；对某些构件的抗震验算，可按本标准各章所规定的简化方法确定其地震作用。

4.3.4 不考虑扭转影响时，可采用平面计算模型，按下列规定计算结构的地震作用及其作用效应。

1 结构j振型i质点的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (4.3.4 - 1)$$

式中：F_{ji}——j振型i质点的水平地震作用标准值；

α_j——j振型自振周期T_j的地震影响系数，按《建筑抗震设计规范》GB50011多遇地震采用；

γ_j——j振型的参与系数；

X_{ji}——j振型i质点的相对位移；

G_i——集中于i质点的重力荷载代表值。

2 水平地震作用效应（弯矩、剪力、轴向力或变形）按下式确定：

$$S = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (4.3.4 - 2)$$

式中：S——水平地震作用效应；

S_j——j振型水平地震作用产生的作用效应，按结构力学方法确定；单层厂房排架和刚架以及多层厂房框架和框架-剪力墙结构，可取前3个振型；单-多层厂房框-排架结构，应取前5个振型。

4.3.5 采用轻型板材屋面（楼面）的结构，按空间结构计算其地震反应时，宜考虑屋盖（楼盖）的弹性变形；此时，需考虑扭转影响时，沿结构的横向和纵向的水平地震作用和作用效应按下列规定计算。

1 结构j振型i质点的水平地震作用标准值应按下列公式确定：

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_{ej} X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.3.5 - 1)$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{ej} Y_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.3.5 - 2)$$

式中：F_{xji}、F_{yji}——分别为j振型i质点的x方向和y方向的地震作用标准值；

γ_{ej}——弹性楼、屋盖厂房考虑扭转影响的j振型的参与系数，可按式(4.3.5-3)或式(4.3.5-4)采用；

X_{ji}、Y_{ji}——分别为j振型i质点在x和y方向的水平相对位移。

2 仅考虑x方向地震输入时，振型参与系数γ_{ej}可按下列公式计算：

$$\gamma_{ej} = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2) G_i} \quad (4.3.5 - 3)$$

仅考虑y方向地震输入时，振型参与系数γ_{ej}可按下列公式计算：

$$\gamma_{ej} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2) G_i} \quad (4.3.5 - 4)$$

3 水平地震作用效应按下列公式确定：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.3.5-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (4.3.5-6)$$

$$\lambda_T = \frac{T_k}{T_j}$$

式中：S——水平地震作用效应；

S_j 、 S_k ——分别为j和k振型水平地震作用产生的作用效应，按结构力学方法确定，宜取前25-30个振型；

ρ_{jk} ——j振型与k振型的偶联系数；

λ_T ——k振型与j振型的周期比。

4.3.6 采用现浇和装配整体式且有现浇面层的混凝土屋面（楼面），按空间结构计算其地震反应时，可不考虑屋盖（楼盖）的弹性变形；此时，需考虑扭转影响时，对屋盖（楼盖）可仅取两个沿结构横向和纵向正交的水平移动和一个转角共3个自由度进行地震作用计算。

1 j振型i层的水平地震作用应按下列公式确定：

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_{rj} X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.3.6-1)$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{rj} Y_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.3.6-2)$$

$$F_{tji} = \alpha_j \gamma_{rj} r_i^2 \varphi_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.3.6-3)$$

式中： F_{xji} 、 F_{yji} 、 F_{tji} ——分别为j振型i层的x方向、y方向和转角方向的地震作用标准值；

γ_{rj} ——刚性楼、屋盖厂房考虑扭转的j振型参与系数，可按式(4.2.8-4)或式(4.2.8-5)确定；

X_{ji} 、 Y_{ji} ——分别为j振型i层质心在x和y方向的水平相对位移；

r_i ——i层转动半径，可取i层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根；

φ_{ji} ——j振型i层的相对扭转角。

2 仅考虑x方向地震输入时，振型参与系数 γ_{rj} 可按式计算：

$$\gamma_{rj} = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + X_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i} \quad (4.3.6-4)$$

仅考虑y方向地震输入时，振型参与系数 γ_{rj} 可按式计算：

$$\gamma_{rj} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + X_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i} \quad (4.3.6-5)$$

3 水平地震作用效应按式(4.3.5-5)、式(4.3.5-6)确定。

4.3.7 在空间结构的地震作用计算中，屋盖（楼盖）折算刚度和墙体侧移刚度可按下列规定采用：

- 1 压型钢板等轻型有檩屋面，可不考虑板材的刚度，屋盖刚度为水平钢支撑系统的刚度；
- 2 轻型板材墙体以及与柱为柔性连接的混凝土墙板，应考虑其质量但不计及其侧移刚度。

竖向地震作用计算

4.4.1 竖向地震作用可采用振型分解反应谱法计算。

1 反应谱采用《建筑抗震设计规范》GB50011多遇地震下水平地震反应谱公式， $\alpha_{\max}$ 取水平地震影响系数的2/3，特征周期可均按设计第一组采用；

2 结构j振型i质点的竖向地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j Z_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (4.4.1-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum Z_{ji} G_i}{\sum Z_{ji}^2 G_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4.4.1-2)$$

式中： F_{ji} ——j振型i层的竖向地震作用标准值；

α_j ——j振型自振周期 T_j 的地震影响系数，按《建筑抗震设计规范》GB50011多遇地震采用；

γ_j ——j振型的参与系数；

Z_{ji} ——j振型i层质点的竖向相对位移；

G_i ——集中于i质点的重力荷载代表值；

3 竖向地震作用效应按下列公式确定：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.4.1-3)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (4.4.1-4)$$

4.4.2 烈度为8度及以上时，下列情况应考虑竖向地震作用：

1 跨度大于24m的屋盖和楼盖的桁架和梁、支承上述桁架和梁的托架和托梁、以及跨度大于24m的托架和托梁；

2 各种跨度的平板型网架；

3 长悬臂结构；

4 隔震结构。

4.4.3 以上竖向地震作用只由上述构件或结构本身及其连接节点承受，不传给支承它们的其他构件或结构。

多维地震作用计算

4.5.1 双向水平地震

双向水平地震作用效应，可按下列公式中的较大值确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (4.5.1-1)$$

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (4.5.1-2)$$

4.5.2 双向水平和竖向三向地震

可同时考虑两个水平方向和竖向的三向地震作用。考虑到三个方向结构反应一般不同时达到最大值，水平地震作用效应按第4.5.1条的方法进行组合，水平与竖向地震作用效应的组合可按组合值系数0.4考虑，采用第4.6.1条的方法进行计算。

截面抗震验算

4.6.1 结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，应按下列公式进行：

$$S = \gamma_G S_{GE} + q\gamma_{Eh} S_{Eh} + 0.4q_h\gamma_{Ev} S_{Ev} + \psi_w\gamma_w S_{wk} \quad (4.6.1-1)$$

$$S = \gamma_G S_{GE} + 0.4q\gamma_{Eh} S_{Eh} + q_h\gamma_{Ev} S_{Ev} + \psi_w\gamma_w S_{wk} \quad (4.6.1-2)$$

γ_G ——重力荷载分项系数，一般取1.3，当重力荷载有利时，取1.0；

γ_{Eh} ——水平地震分项系数，一般取1.4，当水平地震有利时，取1.0；

γ_{Ev} ——竖向地震分项系数，一般取1.4，当竖向地震有利时，取1.0；

q ——水平地震结构系数，按各章节规定选用；

q_h ——竖向地震结构系数，取2.5；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Eh} ——水平地震标准值的效应，尚应乘以相应的调整系数；

S_{Ev} ——竖向地震标准值的效应，尚应乘以相应的调整系数；

ψ_w ——风荷载组合值系数，一般取0，风荷载起控制作用时可取0.2；

γ_w ——风荷载分项系数，一般取1.5，当风荷载有利时，取0；

S_{wk} ——风荷载效应标准值。

4.6.2 地震作用效应与其他荷载效应的基本组合，可参照第4.6.1条进行。

4.6.3 结构构件的截面抗震验算，应符合下列设计表达式的要求：

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (4.6.3-1)$$

式中： S ——结构构件内力组合的设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，按《建筑抗震设计规范》GB50011采用；

R ——结构构件承载力设计值。

弹塑性抗震验算

4.7.1 一般规定

- 1 构件性能取材料性能的标准值，也可采用平均值；
- 2 计算模型考虑重力荷载；
- 3 地面参数按《建筑抗震设计规范》GB50011罕遇地震采用；

4.7.2 静力弹塑性方法（Pushover）

- 1 加载模型可采用倒三角形或一阶位移模态；
- 2 双向水平地震下的结构效应组合可采用第4.5.1条的方法；
- 3 静力弹塑性法不考虑竖向地震。

4.7.2 动力时程弹塑性方法

- 1 地震作用效应计算采用七条地震计算结果波的平均值；
- 2 进行双向水平和竖向三向地震作用下结构效应的计算时，地面加速度峰值的比例按1: 0.85: 0.65采用。

结构抗震变形验算

4.8.1 对有防腐要求的混凝土框架、框架—剪力墙和钢框架结构，宜进行多遇水平地震作用下结构的弹性变形验算。此时，结构的层间弹性位移应符合下式要求。

$$\Delta u_e \leq [\theta_e]h \quad (4.8.1-1)$$

式中： Δu_e ——多遇地震下结构所产生的层间弹性位移，可按结构力学方法计算。此时，荷载和使用的分项系数取1.0，混凝土和钢构件可按其弹性刚度；

$[\theta_e]$ ——层间弹性位移角限值，可按表4.7.1-1采用；

h ——层高。

层间弹性位移角限值

表4.8.1-1

结构类型	条件	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	有腐蚀要求	1/450
钢筋混凝土框架-剪力墙	有腐蚀要求	1/650
钢框架(包括钢框架-支撑)		1/200

4.8.2 下列混凝土结构，宜进行高于设防烈度的预估的罕遇地震作用下薄弱层(部位)的弹塑性变形验算：

- 1 8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时，竖向收进过大、或上部有重设备或储罐、料仓的框架结构、框

架—支撑结构及框—排架结构。

2 7~9度时，楼层屈服强度系数小于0.5的混凝土框架结构和混凝土框—排架结构；

3 甲类建筑和8度及以上的乙类建筑；

3 采用隔震和消能减震设计的结构。

结构薄弱层（部位）弹塑性变形的验算方法和要求，应按照《建筑抗震设计规范》GB50011的规定进行。

场地、地基和基础

一般规定

5.1.1 地基与基础的抗震设计，应符合下列要求：

- 1 同一结构单元不宜设置在性质截然不同的地基土上；
- 2 同一结构单元不宜部分采用天然地基、部分采用桩基；
- 3 同一结构单元不宜局部做地下室；同一结构单元基础形式宜相同；
- 4 地基有液化土、软弱粘性土、新近填土或严重不均匀的土层时，宜采取措施加强结构的整体性和刚度，使上部结构有必要的适应基础不均匀沉降及倾斜的能力。

注：1 同一结构单元是指用沉降缝分开的结构各独立部分。

场地

5.2.1 在场地详细勘察阶段，对于主厂房，测试土层剪切波速的钻孔数量不宜少于 2 个，测试数据变化较大时，可适量增加；对厂区中处于同一地质单元的其他附属厂房，测试土层剪切波速的钻孔数量可适当减少，抗震重点设防类厂房的钻孔数量不应少于 1 个，其他附属厂房可根据岩土类别和性状，再利用当地经验按《建筑抗震设计规范》GB 50011 估算各土层的剪切波速。

5.2.2 建筑场地选择原则、建筑场地覆盖层厚度确定原则、土层的等效剪切波速计算方法及建筑场地类别划分原则等，同《建筑抗震设计规范》GB 50011。

天然地基、处理地基和基础

5.3.1 下列建筑可不进行天然地基、处理地基及基础的抗震承载力验算：

- 1 本标准规定可不进行上部结构抗震验算的厂房。
- 2 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的下列厂房：
 - 1) 单层厂房；
 - 2) 不超过 8 层且高度在 24m 以下的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙厂房。

注：1 软弱黏性土层指 7 度、8 度、9 度时，地基承载力特征值分别小于 80kPa、100kPa 和 120kPa 的土层。

5.3.2 天然地基、复合地基抗震承载力验算时，应采用地震作用标准组合的效应，且地基抗震承载力应取地基承载力特征值乘以地基抗震承载力调整系数计算。

5.3.3 地基抗震承载力按下式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (5.3.3-1)$$

式中： f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，按《建筑抗震设计规范》GB 50011 采用；

f_a ——基础宽度和埋置深度修正后的地基承载力特征值或基础埋置深度修正后的处理地基承载力特征值，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 和现行行业标准

《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 采用。

5.3.4 验算天然地基和处理地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式要求：

$$p \leq f_{aE} \quad (5.3.4-1)$$

$$p_{\max} \leq 1.2f_{aE} \quad (5.3.4-2)$$

式中： p ——地震作用标准组合的基础底面平均压力；

$p_{\max}$ ——地震作用标准组合的基础边缘最大压力。

在地震作用下，基础底面的零应力区应符合下列规定：

- 1) 高宽比大于 4 的厂房及甲类和乙类厂房，基础底面不应出现零应力区；
- 2) 丙类和丁类且外形不规则的厂房，零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%；
- 3) 丙类和丁类且外形规则的厂房，零应力区面积不应超过基础底面面积的 25%。

5.3.5 验算天然地基和处理地基上基础的水平抗震承载力时，可考虑基础底面和地基土间的摩擦力。当基础周围回填土的材料、密实度及范围满足设计要求时，可考虑基础正面填土的水平抗力，水平抗力可取被动土压力值的 1/3。当基础底面摩擦力与基础正面填土的水平抗力不能满足水平地震作用要求时，可考虑混凝土刚性地坪的水平抗力作用。

5.3.6 提高天然地基和处理地基对地震作用的水平抗力时，宜选取下列加强措施：

- 1 加强基础（柱、墙）附近的混凝土刚性地坪；
- 2 基础底面以下局部换土和加强基础周围的回填土；
- 3 加大基础埋置深度或在基础底面下增设抗滑键；
- 4 加强基础拉梁。

5.3.7 基础的抗震承载力计算应按承载力抗震调整系数 γ_{RE} 进行调整。基础受弯、受冲切和受剪的承载力抗震调整系数分别取 0.75、0.85 和 0.85。

5.3.8 当基础底面出现零应力区时，应在基础底板顶面配置受弯钢筋。

5.3.9 框架独立基础有下列情况之一时，宜沿两个主轴方向设置拉梁：

- 1 一级框架和 IV 类场地的二级框架；
- 2 各柱基础底面在重力荷载代表值作用下的压应力差别较大；
- 3 基础埋置较深或各基础埋置深度差别较大；
- 4 地基主要受力层范围内存在软弱粘性土层、液化土层或严重不均匀土层。

5.3.10 基础周围回填土应采用性能较好的材料并分层夯实，压实系数不应小于 0.94。

液化土和抗液化措施

5.4.1 土的液化判别和液化等级划分方法同《建筑抗震设计规范》GB 50011。

5.4.2 地基的抗液化措施原则同《建筑抗震设计规范》GB 50011。丙类主厂房采用独立基础时，地基液化等级为轻微时宜采取部分消除地基液化沉陷的措施，地基液化等级为中等时应采取部分消

除液化沉陷措施，地基液化等级为严重时应采取全部消除液化沉陷的措施；乙类厂房地基液化等级为轻微时应采取部分消除液化沉陷措施，地基液化等级为中等和严重时应采取全部消除液化沉陷措施。

桩基

5.5.1 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，下列厂房可不进行桩基抗震承载力验算：

- 1 本标准规定可不进行上部结构抗震验算的厂房。
- 2 抗震设防烈度为 7 度和 8 度的单层厂房。
- 3 抗震设防烈度为 7 度和 8 度时，不超过 8 层且高度在 24m 以下的多层框架厂房和多层混凝土抗震墙厂房。

5.5.2 用于抗震设防烈度为 8 度及以上地区时，或抗震设防烈度为 7 度但桩身范围内存在中等、严重液化土层时，不宜采用预应力混凝土管桩（PC）和预应力混凝土空心方桩（PS），采用预应力高强混凝土管桩（PHC）和预应力混凝土空心方桩（PHS）时，不应采用 A 型桩。

5.5.3 非液化土中低承台桩基的抗震验算，当单桩承载力由岩土阻力控制时，应符合下列规定：

- 1 单桩的竖向抗震承载力特征值，可比非抗震设计时提高 25%。

单桩水平抗震计算时，承载力按表 5.5.3-1 选用：

表 5.4.3-1 单桩水平抗震承载力

上部结构性能系数 q	≤ 1.0	1.5	≥ 2.0
单桩水平抗震承载力	$1.25R_{ha}$	$1.25R_{ha}$	$0.625H_u$

注：1 R_{ha} 为非抗震设计时单桩水平承载力特征值，kN；

2 H_u 为非抗震设计时单桩水平极限承载力，kN；

3 表中当 $0.625H_u$ 小于 $1.25R_{ha}$ 时，单桩水平抗震承载力取 $1.25R_{ha}$ 。

2 当承台周围回填土的材料、密实度及范围满足设计要求时，可由承台正面填土与基桩共同承担水平地震作用，承台正面回填土的水平抗力可取被动土压力值的 1/3。不考虑承台底面与地基土之间的摩擦力。

5.5.4 存在液化土层的低承台桩基抗震验算同《建筑抗震设计规范》GB 50011。

5.5.5 基桩的桩身抗震承载力验算应符合下列规定：

- 1 基桩桩顶采用地震作用基本组合的轴向力和剪力设计值。
- 2 当承台所承受的水平地震作用由正面土体承担时，仅验算基桩轴心受压或轴心受拉承载力，抗震承载力调整系数 γ_{RE} 分别取 0.8 和 0.85。

3 当承台所承受的水平地震作用全部或部分由基桩承担时，应验算基桩的偏心受压或偏心受拉承载力，抗震承载力调整系数 γ_{RE} 分别取 0.8 和 0.85。桩身的地震作用基本组合的弯矩设计值宜采用 m 法计算。

4 当承台所承受的水平地震作用全部或部分由基桩承担时，应验算桩身的受剪承载力，抗震承载力调整系数 γ_{RE} 取 0.85。

5.5.6 桩基承台的抗震承载力验算应符合下列规定：

- 1 基桩竖向反力采用地震作用基本组合的反力设计值，不计承台及其上的土重。
- 2 上部结构柱（墙）对承台的竖向作用力采用地震作用基本组合的设计值。
- 3 应验算桩基承台的受弯、受剪和受冲切承载力，抗震承载力调整系数 γ_{RE} 分别取 0.75、0.85 和 0.85。

5.5.7 基桩和承台应符合下列抗震构造要求：

- 1 对于地震作用下的抗拔灌注桩，桩身应采用通长配筋，桩纵向钢筋在承台内的锚固长度不应小于抗震锚固长度 l_{aE} ，抗震等级同上部结构。
- 2 抗震设防烈度为 7 度（Ⅲ、Ⅳ类场地）、8 度和 9 度的灌注桩，桩身应通长配筋。
- 3 液化土和震陷软黏土中灌注桩的配筋范围，应为自桩顶至液化深度以下符合全部消除液化沉陷所要求的深度，其纵向钢筋应与桩顶部相同，箍筋应加大直径并加密。
- 4 灌注桩螺旋式箍筋的直径不应小于 6mm（7 度及以下）和 8mm（8 度及以上）。灌注桩桩顶以下 $5d$ （ d 为桩径）范围内，箍筋间距不应大于 100mm。
- 5 对于地震作用下的抗拔预应力混凝土管桩，端板应设置锚筋，填芯混凝土应采用不低于 C40 的补偿收缩混凝土，填芯中设置的插筋在承台内的锚固长度不应小于抗震锚固长度 l_{aE} 。
- 6 预应力混凝土管桩顶部应进行现浇混凝土填芯，填芯高度不应小于 6 倍管桩外径和 3m。
- 7 当地震作用下基桩出现拔力时，应在承台顶面配置受弯钢筋。
- 8 承台周围回填土应采用性能较好的材料并分层夯实，压实系数不应小于 0.94。
- 9 一柱一桩时应在承台两个主轴方向上设置拉梁；两桩承台应在其短向设置拉梁；柱下独立承台宜沿两个主轴方向设置拉梁；单层厂房纵向应在柱间支撑处设置拉梁；当承台上的短柱高度较大时，应在承台拉梁之上的短柱顶面增设拉梁。

基础短柱、杯口和锚栓抗震措施

5.6.1 基础和承台上的短柱满足《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的要求时，短柱顶面可作为上部结构柱的嵌固端。否则基础短柱应参与结构计算，嵌固端为基础或承台的顶面。

5.6.2 参与结构计算的短柱应进行抗震受剪承载力和偏心受压承载力验算，偏心受压承载力计算时可不考虑二阶效应。受剪承载力和偏心受压承载力的抗震调整系数分别取 0.85 和 0.8。

5.6.3 短柱配筋应符合下列要求：

- 1 短柱的全部纵向钢筋受拉承载力不应小于所有地脚锚栓的受拉承载力。
- 2 短柱参与结构计算时，垂直于地震作用方向的每一侧的纵向钢筋配筋率不应小于 0.2%。
- 2 纵向钢筋的直径不应小于 16mm，间距不应大于 200mm，短柱箍筋（拉筋）的肢距不应大

于纵向钢筋间距的 2 倍。

3 短柱的箍筋（拉筋）直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm；当抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，箍筋（拉筋）间距不应大于 150mm。

5.6.4 杯口配筋应符合下列要求：

1 杯口范围内的纵向钢筋同短柱纵向钢筋。

2 杯口壁内沿剪力作用方向的横向钢筋，单杯口且柱外轮廓高度截面不大于 1000mm 或双杯口时，可采用双肢箍形式；单杯口且柱截面高度大于 1000mm 时，宜采用四肢箍形式。

3 杯口壁内的横向钢筋直径同短柱箍筋，竖向间距不应大于 150mm。

5.6.5 基础和承台的地脚锚栓应符合下列要求：

1 地脚锚栓应采用 Q235B 或 Q355B 钢制作，地脚锚栓直径不应小于 M20。

2 根据基础或承台及锚栓直径的情况，地脚锚栓可采用直埋式直钩锚栓（ $\leq M39$ ）、平板锚板锚栓（ $\geq M42$ ）和加劲锚板锚栓（ $\geq M42$ ）。

3 直钩锚栓和平板锚板锚栓在基础或承台内的投影锚固长度不应小于 $20d$ （Q235）、 $25d$ （Q355）。加劲锚板锚栓的投影锚固长度不应小于 $12d$ （Q235）、 $15d$ （Q345）。

4 锚栓不应承受水平地震作用，应由柱脚底板与二次灌浆层之间的摩擦力或抗剪键承担。

5 锚栓应进行抗震受拉承载力验算，承载力抗震调整系数宜取 1.0。

混凝土结构基本要求

一般规定

混凝土结构包括单层混凝土柱结构、多层混凝土结构和单-多层混凝土结构。

6.1.1 单层混凝土柱结构

沿结构横向，柱上端与屋架（屋面梁）铰接、下端与基础固接；沿结构纵向各柱与基础铰接，各柱列应按规定设置柱间支撑。

有檩或无檩屋盖，均应按规定设有完整的屋盖支撑系统。

单层混凝土柱结构的抗震设计要求见第7章。

6.1.2 多层混凝土结构

1 现浇框架结构包括框架、支撑框架和框架—支撑结构。

2 现浇框架—剪力墙结构。

多层混凝土结构的抗震设计要求见第8章。

6.1.3 单-多层混凝土结构

框-排架结构，排架为6.1.1，框架为6.1.2。

单-多层混凝土结构的抗震设计要求参见第8、9章。

6.1.4 抗震结构的材料选用，应符合下列要求：

1 混凝土的强度等级，对框架梁、柱和节点不宜低于C30，对基础不宜低于C15，对其他各类构件不宜低于C20；对长期受热和受腐蚀的构件宜适当提高混凝土强度等级；

2 纵向受力普通钢筋和箍筋按《混凝土结构设计规范》GB50010的规定采用；

3 混凝土结构中的纵向受力钢筋，其检验所得的强度实测值应符合下列要求：

1) 抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25；

2) 屈服强度的实测值与钢筋标准中所规定的最小屈服点的比值，不应大于1.25。

4 结构施工中，主要受力钢筋不宜以比原设计强度等级高的钢筋代替；当需要替换时，应按照钢筋受拉承载力设计值相等的原则进行换算；

结构性能系数

6.2.1 混凝土结构可选择塑性结构或弹性结构进行设计，其性能系数 q 见表6.2.1-1。

表6.2.1-1 混凝土结构性能系数 q

结构类型		塑性结构	弹性结构
混凝土柱单层结构	柱	1.0	2.5
框架	梁、柱	1.0	2.5

结构类型		塑性结构	弹性结构
支撑框架	梁、柱	1.0	2.5
	支撑		2.0

注：1 框架-支撑结构作为双重抗侧力体系，框架部分的性能系数取表中的框架结构，

支撑框架部分的性能系数取表中的支撑框架。

采用弹性结构时，构件和节点抗震承载力验算及构造措施应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 及《建筑抗震设计规范》GB50011 抗震等级为四级的最低抗震设防要求。

采用塑性结构时，构件和节点抗震承载力验算及构造措施应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 及《建筑抗震设计规范》GB50011 的要求。

单层混凝土柱结构

一般规定

7.1.1 单层混凝土柱结构的抗震设计，应着重保证结构的空间整体性及水平地震作用传递路线的连续性；应合理设置屋盖支撑、柱间支撑，并保证各受力构件之间的连接强度。

7.1.2 单层混凝土柱结构采用塑性结构或弹性结构进行设计时，结构和杆件应采用相应的性能系数进行内力和配筋计算。

7.1.3 天窗的配置，应符合下列要求：

1 宜采用高度较小的天窗或采光屋面板等不突出屋面的天窗形式。

2 宜采用钢天窗架。

3 地震区不宜从厂房单元端部第一个开间开始设置天窗；烈度为8度和9度时，天窗宜从单元端部算起第三个开间开始设置，中间各跨可从第二个开间开始设置；否则，应加强洞口范围两端局部的屋架上弦支撑。

4 天窗端壁板与挡风板宜采用轻型板材，挡风架应采用钢结构。

7.1.4 屋盖结构材料的选用，应符合下列要求：

1 屋面宜采用压型钢板等轻型板材。

2 宜采用钢屋架。

3 宜采用钢托架。

7.1.5 柱子形式的选用，应符合下列要求：

1 不应采用薄壁开孔或预制腹板的工字形柱。

2 烈度为8度和9度时，宜采用矩形截面柱和斜腹杆双肢柱；截面高度为600~1200mm、轴压比在0.25以内时，可采用工字形截面柱。

3 工字形柱在柱底至地坪以上500mm范围内和阶形柱的上柱，宜采用矩形截面。

4 单层钢筋混凝土柱排架结构，不宜采用无端排架的山墙承重结构方案。

5 一般结构的山墙壁柱可采用混凝土柱，高大结构宜采用钢壁柱。

7.1.6 围护墙体的配置，应符合下列要求：

1 围护外墙宜采用轻型板材。

2 非承重内墙宜采用轻型隔断墙或轻骨架墙。

抗震验算（1）——结构地震作用计算

7.2.1 单层混凝土柱结构的抗震验算，应符合下列要求：

1 计算结构在水平地震影响下的地震作用和作用效应，可按沿厂房横向和纵向分别进行。

2 进行水平地震作用下结构构件和节点的承载力抗震验算。

7.2.2 结构在地震下的计算模型，应符合下列要求。

1 对各结构单元的横、纵向地震作用计算，宜采用空间结构计算模型，并考虑平-扭耦连的地震反应。

屋盖支撑按本章第7.4节的规定设置时，应采用考虑屋盖弹性变形的空间结构计算模型，进行考虑平-扭耦连的地震作用计算。

2 结构横向地震作用计算中可以忽略扭转影响的结构单元，可取较小的计算单元按平面模型进行计算。结构各横向排架刚度较均匀时，可按平面排架计算模型进行沿结构横向的地震作用计算。

因抽柱子而横向排架刚度不均匀的厂房可取横向计算单元进行计算。各横向排架相连的柱顶为等变位，采用平面模型计算沿结构横向的地震作用效应。

3 沿结构纵向的地震作用计算可按柱列取平面计算模型分别进行计算。各屋盖质量的一半分别集中于屋盖两侧的柱顶。

7.2.3 单层结构的横向计算单元，可按下列规定划分：

1 划分计算单元时，假定计算单元排架可独立变形，不受邻近计算单元排架的约束。

2 对各柱列柱距不等的结构，划分计算单元时，应使计算单元的每一柱列最少有一根柱子，以形成结构的排架。

7.2.4 双肢柱按双肢截面进行计算时，应考虑材料弹塑性变形的影响。此时，双肢柱刚度应乘以0.85的折减系数。

7.2.5 进行结构横向地震作用计算时，宜采用多质点体系，质点布置和质量集中应符合下列要求：

1 不进行天窗架的横向抗震验算时，天窗屋盖质量集中于屋盖横梁处。

2 排架柱自重和桥式吊车荷载，可按下列方法进行质量集中：

1) 柱子自重分到柱段的上下节点处；

2) 吊车梁自重及桥式吊车质量设于下一阶柱段的上节点处。

7.2.6 进行结构纵向地震作用计算时，各柱列纵向侧移刚度的确定，应符合下列要求：

1 对不设屋架（屋面梁）端部垂直支撑的厂房，柱列刚度可假设由柱和上、下柱间支撑共同提供，对交叉形支撑当斜杆的长细比不大于200时，可考虑压杆的协同工作。

2 设屋架端部垂直支撑时，在柱顶（不等高结构在支撑低跨屋盖的牛腿顶面）以上柱列的纵向刚度由屋架端部垂直支撑提供。

7.2.7 进行结构纵向地震作用计算时，质点布置和质量集中应符合第7.2.5条的要求。

7.2.8 单层结构中突出屋面的天窗架及其两侧垂直支撑的地震作用效应计算，应按下列规定进行：

1 将天窗架及其两侧垂直支撑作为结构的组成部分，纳入结构的计算模型，参与结构的横向（对天窗架）和纵向（对其垂直支撑）地震作用计算。

2 天窗横向抗震简化计算：

1) 结构横向抗震计算简图中, 带斜杆天窗架的横向刚度远大于排架刚度, 天窗部分的质量不必另设质点, 可以合并到屋盖处的质点中。其突出屋面天窗架的横向水平地震作用 F 值按式(7.2.8-1)计算。

$$F = \frac{m_2 H_2}{m_1 H_1 + m_2 H_2} F_0 \quad (7.2.8-1)$$

式中: m_2 、 H_2 ——天窗部分的质量和天窗标高处的高度;

m_1 、 H_1 ——屋盖的质量和屋盖标高处的高度;

F_0 ——该跨屋盖(含天窗)的横向水平地震作用设计值。

2) 烈度为9度或当天窗跨度大于9m时, 按式(7.2.8-1)计算的 F 值应乘以增大系数1.5。

7.2.9 烈度为8度和9度区的有檩屋盖单层厂房结构, 当结构跨度大于30m或端山墙壁柱传给屋盖横向支撑的水平地震作用较大时, 应进行纵向水平地震作用下屋架横向支撑的抗震验算。

7.2.10 进行单层厂房结构地震作用计算时, 应对结构的自振周期进行折减, 折减系数可取0.8。

抗震验算(2)——结构构件、节点和连接件抗震承载力验算

7.3.1 考虑地震作用效应组合的混凝土矩形和工字形柱的截面抗震验算, 应符合下列要求:

1 偏心受压或受拉柱, 其正截面受弯承载力、受剪截面条件、斜截面受剪承载力, 应按《混凝土结构设计规范》GB50010的规定计算。

排架柱考虑二阶效应的弯矩设计值按《混凝土结构设计规范》GB50010 B.0.4的规定计算。

2 应避免下柱柱间支撑开间的下节点处斜杆与柱的交点位于基础顶面以上, 以造成在纵向水平地震作用下交接节点至基础顶面之间柱段为偏心受力且受剪构件; 当设计无法避免时, 沿结构纵向, 排架柱应按《混凝土结构设计规范》GB50010的规定验算斜截面受剪承载力。

7.3.2 考虑地震作用效应组合的平腹杆双肢柱肢杆的截面抗震验算, 应符合下列要求:

1 肢杆正截面偏心受压或受拉的抗弯承载力, 应按《混凝土结构设计规范》GB50010的规定计算。

受压肢考虑二阶效应的弯矩设计值按《混凝土结构设计规范》GB50010 B.0.4的规定计算。此时, l_0 取 $1.0l_n$, h 、 h_0 、 A 均按单肢截面取值, M_0 、 N 均取压肢内力值。

2 受压和受拉肢的受剪截面条件, 应符合《混凝土结构设计规范》GB50010的规定。

3 压肢的斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

1) $\eta_c \leq 0.7$:

$$V_1' \leq [1.05f_t b h_0 / (\lambda + 1) + f_{yv} A_{sv} h_0 / s + 0.056N_1'] / \gamma_{RE} \quad (7.3.2-1)$$

2) $\eta_c > 0.7$:

$$V_1' \leq \left[\frac{0.5}{(\eta_c - 0.2)} 1.05f_t b h_0 / (\lambda + 1) + f_{yv} A_{sv} h_0 / s + \frac{0.5}{(\eta_c - 0.2)} 0.0168f_c b h \right] / \gamma_{RE} \quad (7.3.2-2)$$

式中： η_c ——轴压比， $\eta_c = N'_1 / f_c b h$ ；

V'_1 ——压肢考虑地震作用效应组合的剪力设计值；

λ ——剪跨比， $\lambda = l_n / (2h_0)$ ； λ 小于1.0时，取1.0； λ 大于3.0时，取3.0； l_n 为平腹杆之间的净距离；

N'_1 ——压肢轴向压力设计值；在式（7.3.2-1）中，当 N'_1 大于 $0.3f_c b h$ 时，取 N'_1 等于 $0.3f_c b h$ 。

4 拉肢的斜截面受剪承载力应按《混凝土结构设计规范》GB50010的规定计算。

7.3.3 考虑地震作用效应组合的平腹杆双肢柱的腹杆和肩梁的截面承载力抗震验算，应符合下列要求：

1 平腹杆正截面受弯承载力，应按对称双筋矩形截面计算，并应符合下式要求：

$$M_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} f_y A_s (h - a_s - a'_s) \quad (7.3.3 - 1)$$

式中： f_y ——纵向受力钢筋抗拉强度设计值，按《混凝土结构设计规范》GB50010采用；

A_s ——上部或下部纵向受力钢筋的截面面积；

h ——腹杆高度；

2 平腹杆斜截面受剪承载力应符合《混凝土结构设计规范》GB50010的要求。

3 肩梁的截面应根据梁下柱肢中心线至上柱相应边缘的距离 a_i 与肩梁截面的有效高度 h_0 的比例关系，分别按下列两种情况进行验算（图7.3.3-1）。

1) $a_i / h_0 \leq 1$ ，应按倒牛腿考虑：

当 N_i 均为压力时，可按下式计算肩梁下部纵向钢筋的截面面积 A_{si} （对中间柱，取用 A_{si} 的较大值）：

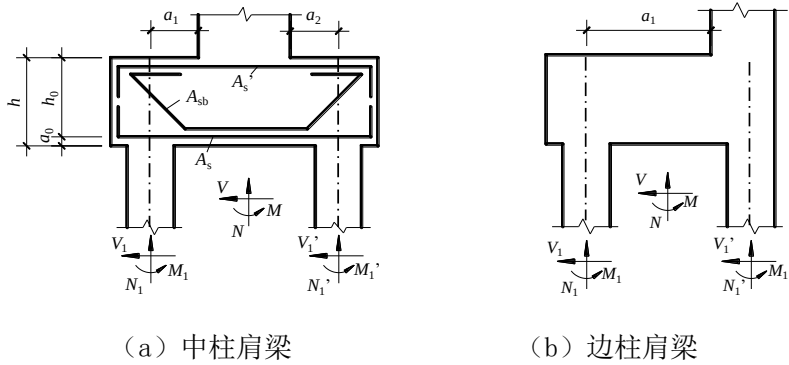


图7.3.3-1 平腹杆双肢柱肩梁计算简图

$$A_{si} \geq \gamma_{RE} \left(\frac{N_i a_i + M_i}{0.85 h_0 f_y} + 1.2 \frac{V_i}{f_y} \right) \quad (7.3.3 - 2)$$

式中： N_i 、 M_i 、 V_i ——作用在倒牛腿面上的力，当 M_i 使肩梁下部纵向钢筋 A_{si} 受压时，取 $M_i = 0$ ；当 V_i 使 A_{si} 受压时，取 $V_i = 0$ ；

h_0 ——肩梁截面的有效高度；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数。

当 N_i 中有拉力时，可按式(7.3.3-2)计算肩梁上部纵向钢筋的截面面积 A'_s 。此时，对使 A'_s 受压的 M_i 或 V_i 取其值等于零。

2) $a_i/h_0 > 1$, 可按梁考虑。

7.3.4 考虑地震作用效应组合的斜腹杆双肢柱肢杆和腹杆正截面受压或受拉的承载力抗震验算，应按《混凝土结构设计规范》GB50010的规定进行。

斜腹杆双肢柱肩梁承载力的抗震验算，应根据其 a_i/h_0 比例关系，分别确定按倒牛腿或梁考虑；但此时， $M_i = 0$ ， V_i 可根据斜腹杆的布置情况具体确定（图7.3.4-1）。

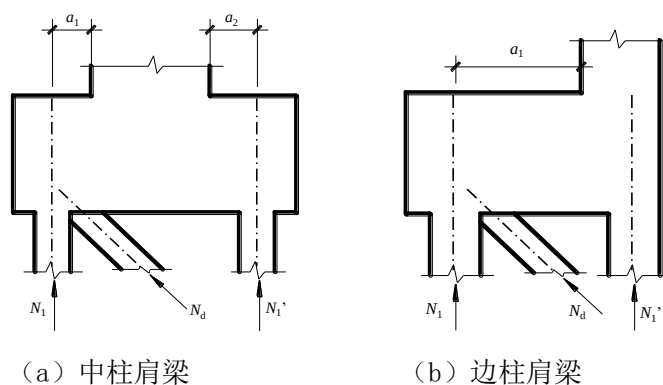


图7.3.4-1 斜腹杆双肢柱肩梁计算简图

7.3.5 带人孔上柱，在人孔处肢杆抗震验算的要求，与第7.3.2条对平腹杆双肢柱肢杆抗震验算的要求相同。

7.3.6 双肢柱肢杆及带人孔上柱人孔处肢杆的轴压比 $\eta_c = N/f_c b h$ ，不宜大于表7.3.6-1规定的限值。 N 为考虑地震作用效应组合的柱肢轴向压力设计值。

表7.3.6-1 柱肢的轴压比 η_c 限值

烈度	7度	8度	9度
人孔处柱肢	0.8	0.8	0.7
平腹杆双肢柱柱肢	0.9	0.8	0.7
斜腹杆双肢柱柱肢	0.95	0.9	0.8

7.3.7 不等高厂房结构中，支承低跨屋盖的柱牛腿的纵向受拉钢筋截面面积，应按式(7.3.7-1)确定（图7.3.7-1）。

$$A_s \geq \gamma_{RE} \left(\frac{N_G a}{0.85 h_0 f_y} + 1.2 \frac{N_E}{f_y} \right) \quad (7.3.7-1)$$

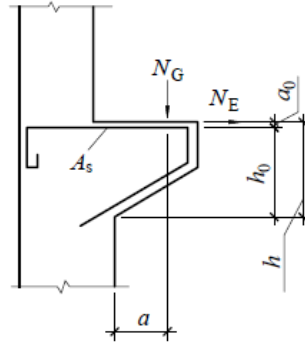


图7.3.7-1 柱牛腿计算简图

式中： A_s ——纵向水平受拉钢筋的截面面积；

N_G ——柱牛腿面上由重力荷载代表值产生的竖向压力设计值；

a ——重力作用点至下柱近侧边缘的距离，当小于 $0.3h_0$ 时采用 $0.3h_0$ ；

h_0 ——牛腿最大竖向截面的有效高度；

N_E ——柱牛腿面上考虑地震作用效应组合的水平拉力设计值，取 N_E 计算方向朝外的组合值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数。

7.3.8 钢支撑杆件的抗震验算，应符合本规范第10章单层钢结构对其支撑的要求。

7.3.9 考虑地震作用效应组合的受力预埋件抗震设计，应符合下列要求：

1 由预埋板和对称配置直锚筋组成的受力预埋件（图7.3.9-1）。

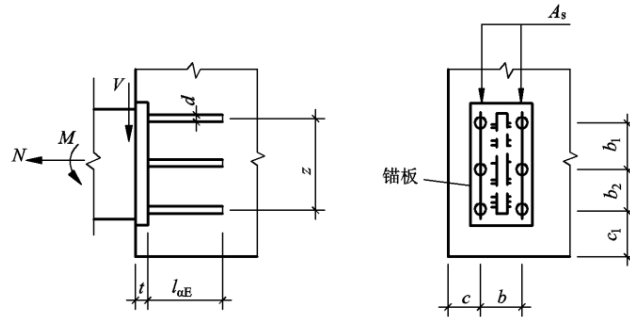


图7.3.9-1 由预埋板和直锚筋组成的预埋件

1) 当受剪力、法向拉力和弯矩共同作用时，其锚筋的总截面面积 A_s 应按式7.3.9-1和式

7.3.9-2计算，并取其较大值：

$$A_s \geq \gamma_{RE} \left(\frac{V}{0.8\zeta_r \zeta_v f_y} + \frac{N}{0.64\zeta_b f_y} + \frac{M}{1.04\zeta_r \zeta_b f_y z} \right) \quad (7.3.9-1)$$

$$A_s \geq \gamma_{RE} \left(\frac{N}{0.64\zeta_b f_y} + \frac{M}{0.32\zeta_r \zeta_b f_y z} \right) \quad (7.3.9-2)$$

$$\zeta_v = (4.0 - 0.8d) \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \quad (7.3.9-3)$$

$\zeta_v > 0.7$ 时，取 $\zeta_v = 0.7$

$$\zeta_b = 0.6 + 0.25 \frac{t}{d} \quad (7.3.9-4)$$

式中： ζ_r ——验算方向锚筋排数的影响系数，等间距配置，二、三和四排时可分别采用1.0、0.9和0.85；

ζ_v ——锚筋受剪承载力系数；

ζ_b ——预埋板弯曲变形的影响系数；

z ——外排锚筋中心线之间的距离；

d ——锚筋直径，mm；

t ——预埋板厚度，mm。

当采取措施防止预埋板弯曲变形，以及 $\zeta_b > 1$ 时，取 $\zeta_b = 1.0$ 。

2) 当受剪力、法向压力和弯矩共同作用时，其锚筋的总截面面积 A ，应按下列公式分别计算，并取用其较大值：

$$A_s \geq \gamma_{RE} \left(\frac{V - 0.3N}{0.8\zeta_r \zeta_v f_y} + \frac{M - 0.4N_z}{1.04\zeta_r \zeta_b f_y z} \right) \quad (7.3.9-5)$$

$$A_s \geq \gamma_{RE} \frac{M - 0.4N_z}{0.32\zeta_r \zeta_b f_y z} \quad (7.3.9-6)$$

式中： N ——法向压力设计值，取正值；当 $N > 0.5f_c A$ 时，取 $N = 0.5f_c A$ ，此处 A 为锚板的面积。

以上两式，各项分子小于零时，均应取等于零。

2 由预埋板和对称配置的直锚筋及弯折锚筋组成的受力预埋件（图7.3.9-2），承受剪力 V 时，其抗震设计应符合下列要求：

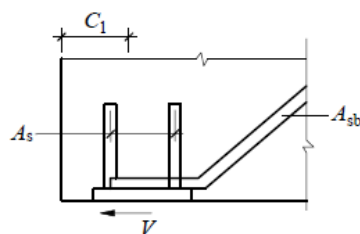


图7.3.9-2 由预埋板和弯折锚筋与直锚筋组成的预埋件

1) 直锚筋为构造配置时，弯折锚筋的截面面积 A_{sb} 应按下式计算：

$$A_{sb} \geq \gamma_{RE} \left(1.75 \frac{V}{f_y} \right) \quad (7.3.9-7)$$

2) 当直锚筋至构件边缘的距离 c_1 不小于6倍锚筋直径和70mm时，可考虑直锚筋与弯折锚筋共同受力；此时，直锚筋与弯折锚筋的截面面积 A_s 和 A_{sb} 可分别按下列公式计算：

$$A_s \geq \frac{\gamma_{RE}}{0.8\zeta_r \zeta_v f_y} \quad (7.3.9-8)$$

$$A_{sb} \geq \gamma_{RE} \left(1.75 \frac{V}{f_y} - 1.25 \zeta_v A_s \right) \quad (7.3.9-9)$$

式中： V_1 ——由直锚筋承担的剪力设计值。

V_1 宜采用 $(0.2 \sim 0.3)V$ ； $V_1 > 0.3V$ 时，取 $V_1 = 0.3V$ 。

3 由预埋板和对称配置的直锚筋及预埋抗剪钢板组成的受力预埋件，当承受剪力和法向压力时（如厂房柱顶在柱间支撑处的预埋件，图（7.3.9-3））；其抗震设计应符合下列要求：

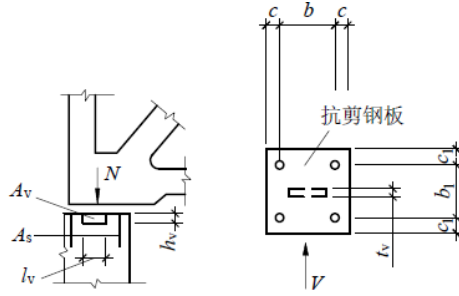


图7.3.9-3 柱顶预埋件

锚筋总截面面积 A_s 和抗剪钢板承压面积 A_v 按下式计算：

$$A_s \geq \frac{\gamma_{RE}(V_s - 0.3N)}{0.8 \zeta_r \zeta_v f_y} \quad (7.3.9-10)$$

$$A_v = \frac{\gamma_{RE} V_v}{0.56 f_y} \quad (7.3.9-11)$$

$$V_s + V_v = V \quad (7.3.9-12)$$

且

$$V_v \leq 0.3V \quad (7.3.9-13)$$

式中： A_s ——锚筋总截面面积；

A_v ——抗剪钢板承压面积， $A_v = h_v l_v$ ，此处， $h_v l_v$ 为抗剪钢板的高度和长度，抗剪钢板的高度 h_v 和厚度 t_v 应符合以下要求： $h_v \leq 4t$ 和50mm， $t_v \geq 65$ mm；

V ——剪力设计值；

V_s ——锚筋承担的剪力设计值；

V_v ——抗剪钢板垂直于版面承担的剪力设计值。

当 $V \leq 0.3N$ 时，锚筋及抗剪钢板的面积均可按构造确定。

7.3.10 柱间交叉支撑与柱连接端节点处预埋件的锚筋或锚固角钢的总截面面积 A_s ，应按下列公式计算(图7.3.10-1)：

$$A_s \geq \gamma_{RE} N \left(\frac{\cos \theta}{0.64 \zeta_b \psi f_y} + \frac{\sin \theta}{0.8 \zeta_r \zeta_v f_y} \right) \quad (7.3.10-1)$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{0.6e_0}{\zeta_r z}} \quad (7.3.10-2)$$

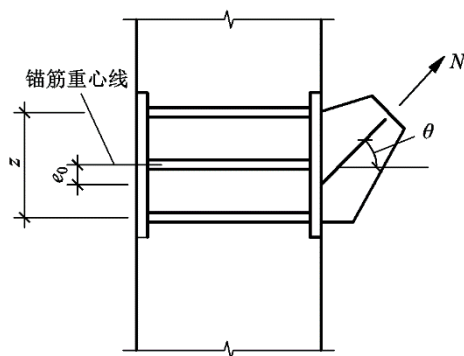


图7.3.10-1 柱间支撑端节点处预埋件

当锚筋为钢筋时， ζ_v 按式（7.3.9-3）计算。

当锚筋为角钢时

$$\zeta_v = 2.4 \sqrt{\frac{c}{2b}} \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \quad (7.3.10-3)$$

$\sqrt{\frac{c}{2b}} > 1$ 时，取 $\sqrt{\frac{c}{2b}} = 1.0$

$\zeta_v > 0.7$ 时，取 $\zeta_v = 0.7$

式中：N——预埋件承受的斜向拉力设计值，应采用按全截面抗拉设计强度计算的支撑斜杆轴向力；

θ ——斜向拉力与水平投影的夹角；

ζ_b ——预埋板弯曲变形的影响系数，按式6.4.9-4计算；当锚筋为角钢时，取 $\zeta_b = 1$ ；

ζ_r ——验算方向锚筋排数的影响系数，对锚筋和锚固角钢均可按本章第7.3.9条锚筋的规定采用；

ζ_v ——锚筋受剪承载力系数；

ψ ——偏心影响系数；

e_0 ——斜向拉力作用点对锚筋重心线的偏心距； $e_0 < 0.2z$ 时，取 $e_0 = 0.2z$ ；在式（7.3.10-2）中，不论偏心方向， e_0 均取正值；

z ——外排锚筋重心线之间的距离；

d ——锚筋直径，mm；

c ——垂直剪力方向角钢锚件中心至构件边缘的最小距离（图7.3.9-1）；

b ——角钢锚件的肢宽。

7.3.11 屋架（屋面梁）与柱顶连接节点承载力抗震验算，应符合下列要求。

1 采用螺栓连接时：

$$V \leq \frac{nN_v^b}{1.5\gamma_{re}} \quad (7.3.11-1)$$

$$N_v^b = \frac{\pi}{4} d^2 f_v^b \quad (7.3.11 - 2)$$

式中：1.5——内力增大系数；

V ——考虑地震作用效应组合由屋架端节点承受的水平剪力设计值，由排架分析确定；

n ——每榀屋架的连接螺栓个数，一般情况 $n=2$ ；

N_v^b ——单个螺栓受剪承载力设计值；

d ——螺栓杆直径；

f_v^b ——螺栓的抗剪强度设计值，应按《钢结构设计标准》GB50017中C级普通螺栓的规定值采用。

2 采用焊接连接时：

$$V \leq \frac{0.47}{\gamma_{RE}} h_f l_w f_f^w \quad (7.3.11 - 3)$$

式中： l_w ——连接焊缝计算长度，取每条焊缝实际长度减去10mm之和；

h_f ——角焊缝的焊脚尺寸；

f_f^w ——角焊缝的抗拉、抗剪、抗压强度设计值。

3 采用钢板铰时（图7.6.1-1）：

1）连接两层垫板的螺栓受剪承载力，可按式（7.3.11-1）和式（7.3.11-2）计算；

2）屋架与上层垫板连接焊缝的承载力，可按式（7.3.11-3）计算；

3）上层垫板的厚度，可按下式计算：

$$t \geq \gamma_{RE} \frac{4.5Va}{fb^2} \quad (7.3.11 - 4)$$

式中： t ——上层垫板的厚度；

a ——螺栓中心至屋架侧边的距离；

f ——上层垫板钢材的抗弯强度设计值，按《钢结构设计标准》GB50017采用；

b ——上层垫板平行于剪力作用方向的边长。

7.3.12 屋盖支撑系统与屋架采用螺栓连接、且承受斜向拉力时，螺栓的承载力应符合下列公式要求：

$$\gamma_{RE} = \left(\frac{N \sin \theta}{n N_v^b} \right)^2 + \left(\frac{N \cos \theta}{n N_t^b} \right)^2 \leq 1 \quad (7.3.12 - 1)$$

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \quad (7.3.12 - 2)$$

式中： N ——斜向拉力的计算值，应采用按全截面抗拉强度设计值计算的斜杆轴向力；

θ ——斜杆与螺栓杆轴方向的夹角；

n ——受力螺栓的个数；

N_v^b ——单个螺栓受剪承载力设计值，可按本章式（7.3.11-2）计算；

N_t^b ——单个螺栓受拉承载力设计值；

d_e ——螺栓在螺纹处的有效直径；

f_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值，应按《钢结构设计标准》GB50017对普通螺栓的规定值采用。

构造措施（1）——支撑和构件

7.4.1 有檩屋盖的支撑布置应符合表7.4.1-1的要求。

表7.4.1-1 有檩屋盖支撑布置

支撑名称		烈 度		
		6度和7度	8度	9度
屋架支撑	上弦横向支撑	厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及厂房单元长度大于66m的柱间支撑开间各设一道；天窗开洞范围的两端各增设局部的支撑一道	厂房单元端开间及厂房单元长度大于42m的柱间支撑开间各设一道； 天窗开洞范围的两端各增设局部的上弦横向支撑一道。
	下弦横向支撑，跨中垂直支撑	同非抗震设计		
	端部垂直支撑	屋架端部高度大于900mm时，厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道		
天窗架支撑	上弦横向支撑	厂房单元天窗的端开间各设一道	厂房单元天窗的端开间及每隔30m各设一道	厂房单元天窗的端开间及每隔18m各设一道
	两侧垂直支撑	厂房单元天窗的端开间及每隔36m各设一道		

7.4.2 柱间支撑的设置和构造，应符合下列要求：

1 一般情况下应在结构单元中部设置上、下柱间支撑，有吊车或烈度为8度和9度时，尚宜在结构单元两端增设上柱支撑。

2 不等高结构的高低跨所在柱列的柱间支撑的设置应符合下列要求：

(1) 保证高、低跨屋盖的纵向水平地震作用能直接传给柱间支撑；

(2) 保证高、低跨跨间内桥式吊车桥架质量引起的纵向水平地震作用（以及吊车的纵向水平荷载）能直接传给柱间支撑。

3 支撑杆件的长细比，不宜超过表7.4.2-1的规定。

表7.4.2-1 支撑杆件长细比

位 置	烈 度			
	6度	7度	8度	9度
上柱支撑	250	250	200	150
下柱支撑	200	200	150	150
屋盖垂直支撑	350	300	250	200

屋盖横向支撑	400	350	300	300
--------	-----	-----	-----	-----

4 下柱支撑的下节点位置和构造应符合下列要求：

(1) 烈度为6度和7度时，支撑下节点可设在紧靠室内地坪标高处的柱子上，但此时应考虑支撑内力对柱与基础的不利影响；

(2) 烈度为8度Ⅰ、Ⅱ类场地，支撑下节点宜设置在靠近基础顶面处，且宜在支撑下节点处增设柱底水平系杆；

(3) 烈度为8度Ⅲ、Ⅳ类场地和烈度为9度时，支撑下节点应设在基础上，或者设在连接两个基础的基础梁上。

5 交叉支撑钢杆件和连接的构造应符合本标准第10章钢结构厂房的有关规定。

7.4.3 柱间支撑的节点焊缝及柱内预埋件锚件的承载力应大于支撑杆件的承载力，一般情况可取杆件全截面抗拉强度设计值。柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件，烈度为8度Ⅲ、Ⅳ类场地和烈度为9度时，宜采用角钢加端板，其它情况可采用Ⅱ级变形钢筋加端板。

7.4.4 烈度为8度时跨度不小于18m的多跨结构中柱和烈度为9度时多跨结构各柱的柱顶，以及高低跨柱的低跨牛腿处，宜设置通长水平压杆；当梯形屋架支座处有通长水平系杆，可用该杆件代替该压杆。但在设有柱间支撑的节间，还应在柱顶设置水平压杆。

7.4.5 吊车梁是柱间支撑的重要组成部分，其与柱应有足够的连接强度。牛腿顶面的预埋钢板应整块设置，其柱间支撑节间附近的预埋件、连接螺栓和焊缝，所承担的水平剪力为：

厂房单元设三道上柱支撑时：

$$V=0.65N_1\cos\theta \quad (7.4.5-1)$$

厂房单元设一道上柱支撑时：

$$V=N_1\cos\theta \quad (7.4.5-2)$$

式中： N_1 ——下柱支撑考虑地震作用效应组合的斜向拉力；

θ ——斜杆与水平投影的夹角。

7.4.6 混凝土矩形和工字形截面实腹柱的抗震构造，应符合下列要求。

1 纵向受力钢筋的最小配筋百分率，应符合《混凝土结构设计规范》GB50010对混凝土构件静力设计的要求。

2 下列范围内柱的箍筋应加密：

- 1) 对柱顶区段，取柱顶以下500mm且不小于柱截面长边尺寸；
- 2) 对吊车梁区段，取牛腿面至吊车梁顶面以上300mm高度范围；对开设人孔的上柱，取牛腿面至人孔底部；
- 3) 对牛腿（柱肩）区段，取全高；
- 4) 对柱底区段，取基础顶面至室内地坪以上500mm；
- 5) 柱间支撑与柱连接节点和柱变位受平台、嵌砌内隔墙等约束的部位，取上、下各300mm；

- 6) 山墙壁柱的柱顶和其变截面的上、下范围各500mm。
- 3 加密区的箍筋间距不应大于100mm，最小箍筋直径应符合表7.4.6-1的规定。

表 7.4.6-1 加密区最小箍筋直径

加密区位置	烈度和场地类别		
	6度和7度Ⅰ、Ⅱ类场地	7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8度Ⅰ、Ⅱ类场地	8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度
一般柱顶、柱底	$\varphi 6$	$\varphi 8$	$\varphi 8$
吊车梁、牛腿、有支撑的柱底	$\varphi 8$	$\varphi 8$	$\varphi 10$
有支撑的柱顶、柱变位受约束的部位	$\varphi 8$	$\varphi 10$	$\varphi 10$

4 排架柱纵向受力钢筋(不含柱侧面的纵向构造钢筋)，在加密区长度内要求箍筋的肢距不宜大于250mm(烈度为8度和9度区)或300mm(烈度为6度和7度区)，且每隔一根纵向受力钢筋都宜有两个方向的约束；采用一部分拉筋时，拉筋宜紧靠纵向受力钢筋并勾住封闭箍筋。

7.4.7 柱侧向受约束且约束点至柱顶的长度 l 不大于柱截面边长的两倍(排架平面： $l \leq 2h$ ，垂直排架平面： $l \leq 2b$)时，柱顶预埋钢板和柱顶箍筋加密区的构造尚应符合下列要求。

1 柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度，宜取柱顶的截面高度 h ，但在任何情况下不得小于 $h/2$ 及300mm。

2 屋架的安装位置，宜减小在柱顶的偏心，其柱顶轴向力的偏心距应不大于 $h/4$ 。

3 柱顶轴向力在排架平面内的偏心距 e_0 在 $h/6 \sim h/4$ 范围内时，柱顶箍筋加密区宜配置四肢箍，其箍筋体积配筋率不宜小于下列规定：烈度为6度和7度时为0.8%，烈度为8度时为1.0%，烈度为9度时为1.2%。

7.4.8 平腹杆双肢柱各杆件的截面尺寸、配筋和节点构造，应符合下列要求：

1 双肢柱杆件布置和截面尺寸：

- 1) 节间距离的划分应尽量均匀，且肢杆长厚比 l_n/h_1 宜大于4，并小于10；
- 2) 腹杆与肢杆的劲度比 $I_b l_n / I_1 l_{1n}$ 应大于3；腹杆长厚比 l_{n1}/h_b 宜大于2；
- 3) 肩梁高度应大于肢杆厚度的2倍和不少于500mm，且能满足上柱和肢杆的纵向钢筋锚固长度要求；肩梁与肢杆的劲度比 $I l_n / I_1 l_{1n}$ 宜大于10；
- 4) 在柱肢段上设牛腿时，应设置与牛腿整体相连且截面高度与牛腿高度相同的平腹杆。

2 双肢柱杆件中纵向钢筋的配置，应符合下列要求：

- 1) 肢杆与腹杆中全部纵向受力钢筋的配筋率不应小于表7.4.8-1规定的数值：

表7.4.8-1 纵向钢筋最小配筋率(%)

烈度	9度	8度	7度	6度
----	----	----	----	----

肢杆、腹杆	0.7	0.6	0.5	0.5
-------	-----	-----	-----	-----

- 2) 肢杆中全部纵向受力钢筋的配筋率, 对 II, III 级钢筋不应大于 4%;
- 3) 烈度为 9 度, $l_n/h_1=3\sim 4$ 时, 肢杆的纵向受拉钢筋 (一侧纵筋) 的配筋率不宜大于表 7.4.8-2 的限值, 并应采用复合箍筋或短形螺旋复合箍筋;

表 7.4.8-2 纵向受拉钢筋配筋率限值 (%)

l_n/h_1	3	4
混凝土强度等级		
C30	1.20	1.40
C35	1.40	1.65

- 4) 肢杆纵向受力钢筋直径不宜小于 16mm, 并宜对称配置; 截面尺寸大于 400mm 时, 纵向受力钢筋的间距不宜大于 200mm; 双肢柱的两肢杆配筋宜相同。
- 纵向钢筋不宜在节点中切断, 钢筋接头宜尽量设置在肢节间的中部; 烈度为 8 度和 9 度时, 钢筋接头宜全部采用闪光对焊接头。

- 3 双肢柱的箍筋配置, 应符合下列要求:
- 1) 柱顶、吊车梁、牛腿和柱底区段的箍筋, 应符合第 7.4.6 条规定的加密要求。
- 2) 在节点全高及其上、下不小于肢杆截面高度范围内, 肢杆的箍筋应加密 (图 7.4.8-1)。

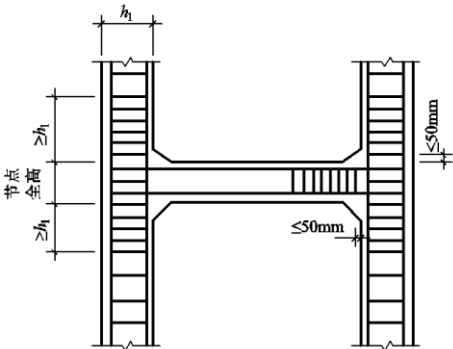


图 7.4.8-1 平腹杆双肢柱肢杆箍筋加密区

- 3) 腹杆的全长均应为箍筋加密区。
- 4) 加密区的箍筋间距: 肢杆和腹杆的箍筋间距均不应大于 100mm, 且第一个箍筋应设置在距杆件边缘不大于 50mm 处。
- 加密区的箍筋直径, 肢杆和腹杆均不应小于 8mm (烈度为 8 度和 9 度) 和 6mm (烈度为 6 度和 7 度)。

在柱肢箍筋加密长度内, 箍筋的最小体积配箍率应符合表 7.4.8-3 的规定。

表 7.4.8-3 柱肢箍筋加密区最小体积配箍率 (%)

烈 度	轴 压 比		
	<0.4	0.4~0.6	>0.6

9 度	0.6	0.8	1.0
8 度	0.5	0.7	0.9
7 度	0.4	0.6	0.8

5) 在箍筋加密区范围以外, 配箍率不宜小于加密区配箍率的一半; 箍筋间距不应大于 $10d$ (烈度为8度和9度时, d 为纵向钢筋直径) 和 $15d$ (烈度为6度和7度时), 且不应大于柱肢截面的高度。

4 肩梁的钢筋配置, 应符合下列要求:

- 1) 肩梁上、下水平纵向钢筋均不宜少于4 根, 其直径不宜小于 16mm ;
- 2) 肩梁的水平垂直箍筋的间距不宜大于 150mm ; 水平纵向钢筋一排多于5根时, 宜用四肢箍筋, 箍筋直径不应小于 8mm (烈度为8度和9度时) 和 6mm (烈度为6度和7度时)。

5 双肢柱腹杆的纵向钢筋在节点中的锚固, 应符合下列要求:

- 1) 伸入节点内的锚固长度应不小于 l_{aE} ; 此处, $l_{aE} = l_a + \Delta l_a$
 l_a 为静力设计时纵向受力钢筋的最小锚固长度, 应按《混凝土结构设计规范》GB50010 采用; Δl_a 为抗震时的附加锚固长度, 烈度为8度和9度时, 取 $\Delta l_a = 5d$, 烈度为6度和7度时不考虑;
- 2) 纵向钢筋应伸过节点中心线再弯折, 且应上部纵筋向下弯、下部纵筋向上弯; 弯折前的水平段锚固长度不应小于 $0.3l_{aE}$, 弯折后的垂直段长度不应小于 $10d$ 。

7.4.9 斜腹杆双肢柱各杆件的截面尺寸、配筋和节点构造, 应符合下列要求。

1 双肢柱的杆件布置和截面尺寸:

- 1) 节间距离的划分应尽量均匀, 肢杆长厚比 l_n/h_1 不宜大于10;
- 2) 斜腹杆与水平面的夹角宜取 45° 左右, 且不大于 60° ; 腹杆与肢杆的刚度比不宜大于 $1/10$, 腹杆厚 h_d 不宜小于 120mm ;
- 3) 肩梁的高度和刚度要求, 与第7.4.8条对平腹杆双肢柱的要求相同。

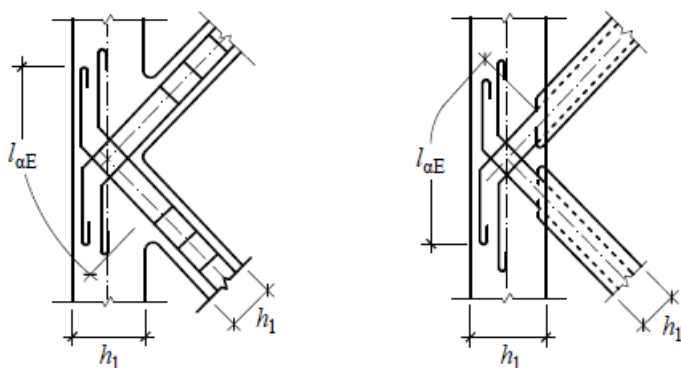
2 双肢柱肢杆中纵向钢筋的配置, 应符合下列要求:

- 1) 肢杆中全部纵向受力钢筋的配筋率, 不应小于表7.4.8-1对平腹杆双肢柱肢杆规定的最小配筋率值; 当采用II、III级钢筋时, 也不应大于4%;
- 2) 肢杆中纵向受力钢筋直径不宜小于 16mm , 并宜对称配置; 截面尺寸大于 400mm 时, 纵向受力钢筋的间距不宜大于 200mm ; 双肢柱的两肢杆配筋宜相同。

3 双肢柱的箍筋配置, 应符合下列要求:

- 1) 柱顶、吊车梁、牛腿和柱根区段的箍筋, 应符合本规范第7.4.6条规定的加密要求;
- 2) 在节点全高及其上、下不小于肢杆截面高度范围内, 肢杆的箍筋应加密; 加密区的箍筋间距不应大于 100mm , 直径不应小于 6mm , 箍筋的最小体积配箍率应符合表7.4.8-3的规定;

- 3) 在箍筋加密区范围以外, 配箍率不宜小于加密区配箍率的一半; 箍筋间距不应大于 $10d$ (烈度为8度和9度时) 和 $15d$ (烈度为6度和7度时), 且不应大于柱肢截面的高度。
- 4 肩梁钢筋的配置要求, 与第7.4.8条对平腹杆的要求相同。
- 5 双肢柱腹杆的纵向钢筋在节点中的锚固, 应符合下列要求 (图7.4.9-1):
- 1) 纵向钢筋应伸过节点中心线再弯折;
 - 2) 伸入节点的锚固长度应不小于 l_{aE} 。



(a) (b)

图7.4.9-1 斜腹杆纵筋在节点中的锚固

- 7.4.10 上柱开设人孔时, 其抗震构造应符合下列要求 (图7.4.10-1)。

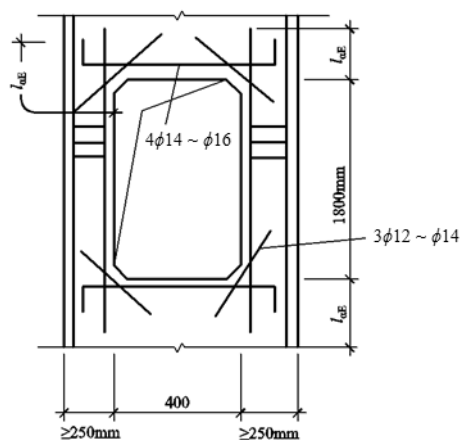


图7.4.10-1 上柱开人孔处的构造

- 1 人孔处柱肢的截面高度不应小于250mm。
- 2 在人孔上、下边应各配置 $4\phi 14 \sim 4\phi 16$ 水平的和 $3\phi 12 \sim 3\phi 14$ 斜向的加强钢筋, 水平筋伸过人孔的长度不应小于 l_{aE} 。
- 3 肢杆中纵向受力钢筋应对称配置; 其内侧的纵筋伸过洞口上、下的长度均应不小于 l_{aE} 。
- 4 沿洞口全高箍筋均应加密, 并符合本规范第7.4.6条对平腹杆双肢柱肢杆的箍筋加密要求。

构造措施（2）——预埋件

7.5.1 受力预埋件的预埋板和锚筋（锚固角钢）的材料和构造，应符合下列要求：

- 1 预埋板和锚固角钢，宜采用Q355钢；锚筋应采用Ⅰ级或Ⅱ级钢筋，不得采用冷加工钢筋。
- 2 预埋件的锚筋（锚固角钢）应放置在构件外层主筋的内侧。
- 3 锚筋预埋件的预埋板厚度应大于 $0.6d$ （ d 为锚筋直径）；角钢预埋件的预埋板厚度则应大于 $b/6$ （ b 为角钢肢宽）及1.4倍角钢厚度；受拉和受弯的预埋板厚度尚应大于 $1/8$ 锚筋间距。
- 4 一般情况，锚筋预埋件的受力直锚筋不宜少于4根，不宜多于4排，其直径不宜小于8mm，亦不宜大于25mm。对受剪预埋件的直锚筋，不宜少于2根；而受剪力大的预埋件，除锚筋外还应增设抗剪钢板。对带弯折钢筋的预埋件，弯折筋应沿剪力作用线的两侧对称布置，必须与直锚筋搭配使用时，可配置在直锚筋的一侧或两侧；弯折锚筋的弯起角度一般取 $15^\circ \sim 30^\circ$ ，且不应大于 45° ，其直径不宜大于18mm，并应符合受拉锚固长度要求。
- 5 预埋件的锚固角钢宜采用等边角钢，末端须加焊挡板，挡板每边比角钢肢宽10mm，比角钢厚1mm。
- 6 锚筋和锚固角钢的锚固长度应符合表7.5.1-1的规定，Ⅰ级钢筋须加末端弯钩；不能满足时，应采取有效的锚固措施。

表7.5.1-1 预埋钢筋的最小锚固长度 l_a

预埋件受力类型	锚固类型	混凝土强度等级			
		C15	C20	C25	≥C30
受拉、受弯	I 级钢筋	40 <i>d</i>	30 <i>d</i>	30 <i>d</i>	30 <i>d</i>
	II 级钢筋	—	40 <i>d</i>	35 <i>d</i>	30 <i>d</i>
	角钢	6.5 <i>b</i>	6 <i>b</i>		
受剪、压剪	钢筋	15 <i>d</i>			
	角钢	4 <i>b</i>			

注：1. 直径大于25mm的Ⅱ级钢筋，其锚固长度应按表中数值增加 $5d$ 采用；

2. d 为锚筋直径， b 为锚固角钢肢宽；

3. 不考虑抗震附加锚固长度。

7 预埋件的锚筋和锚固角钢的间距和至构件边缘的距离，应符合表7.5.1-2的规定（参见图7.5.1-1）；锚筋的最大间距不应大于300mm。锚筋应对称于力作用线均匀配置，受弯预埋件中部分锚筋可向受拉区适当集中。

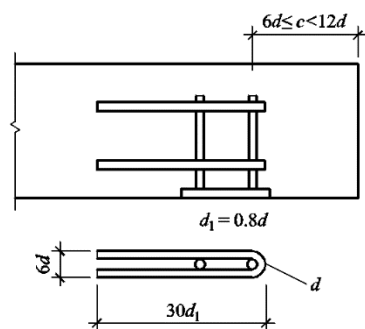


图7.5.1-1 锚固边排锚筋的附加构造钢筋

平行剪力方向的锚筋至构件边缘的距离 c_1 小于表7.5.1-2要求时,应对边排锚筋的抗剪承载力乘以折减系数 $\sqrt{c_1/(12d)}$ (钢筋锚筋)或 $\sqrt{c_1/(6d)}$ (锚固角钢)。如果不考虑折减,可按图7.5.1-1设置两根附加构造钢筋,把边排锚筋锚固在构件的深部。但是 c 值不宜小于 $6d$ (对于钢筋锚筋)或 $3.5b$ (对于锚固角钢)。

表7.5.1-2 锚固间距和至构件边缘的距离

项 目	受力类型	锚筋种类	
		钢 筋	角 钢
锚筋间距	平行剪力方向, b_1	$\geq 6d$ 及 $\geq 70\text{mm}$	$\geq 2.5b$ 或 120mm
	垂直剪力方向, b	$\geq 3d$ 及 $\geq 45\text{mm}$	—
	受拉、受弯 (b 、 b_1)	$\geq 3d$ 及 $\geq 45\text{mm}$	$\geq 2b$
锚筋中心至构件边缘的距离	平行剪力方向, c_1	$\geq 12d$ 及 $\geq 140\text{mm}$	$\geq 7b$
	垂直剪力方向, c	$\geq 3d$ 及 $\geq 45\text{mm}$	$\geq 2b$
	受拉、受弯 (c 、 c_1)	$\geq 3d$ 及 $\geq 45\text{mm}$	$\geq 2b$

8 在靠近预埋板的锚筋根部,宜设置一根封闭箍筋,其直径不小于 $\phi 10\text{mm}$ 。

7.5.2 预埋件锚筋 (锚固角钢) 与预埋板的焊接连接,应符合下列要求:

1 直锚筋与预埋板应采用T形焊,不得采用弯成 90° 角的U形、L形锚筋与预埋板搭接焊。锚筋直径不大于 20mm 时,宜采用压力埋弧焊,锚筋直径大于 20mm 时,宜采用穿孔塞焊。采用手工焊时,焊缝高度不宜小于 6mm 及 $0.5d$ (I级钢筋)或 $0.6d$ (II级钢筋)。

2 弯折钢筋一般采用搭接焊,但弯折点至焊缝端点的距离不宜小于 $2d$ 和 30mm 。

3 抗剪钢板与预埋板宜采用双面贴角焊缝,焊缝高度不宜小于 $0.5t_v$, t_v 为抗剪钢板厚度。

4 锚固角钢与预埋板宜采用双面贴角焊缝,焊缝高度不宜小于 6mm 和 t_1 减 $1\sim 2\text{mm}$, t_1 为角钢厚度。

7.5.3 柱顶、牛腿和柱间支撑处的预埋件构造,应符合下列要求:

1 柱顶预埋件的锚筋,烈度为8度时宜采用 $\phi 14$,烈度为9度时宜采用 $\phi 16$,有柱间支撑的柱子,柱顶预埋件还应增设抗剪钢板。

2 支承低跨屋盖的中柱牛腿 (柱肩梁) 的预埋板 (图7.5.3-1), 应与牛腿 (柱肩梁) 中按计

算承受水平拉力部分的纵向钢筋焊接，且焊接的钢筋，烈度为6度和7度时不应少于2φ 12，烈度为8度时不应少于2φ 14，烈度为9度时不应少于2φ 16。

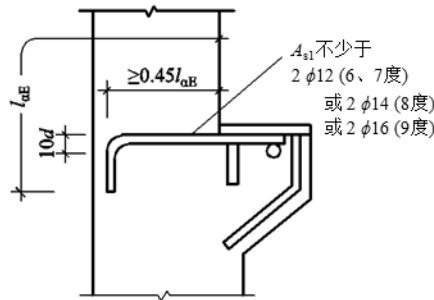


图7.5.3-1 高低跨牛腿处预埋件

- 3 柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚固件型式和构造，宜符合下列要求：
- 1) 烈度为8度Ⅲ、Ⅳ类场地和烈度为9度时，宜采用锚固角钢，其他情况可采用Ⅱ级钢筋，锚固角钢和锚筋的截面面积应由计算确定；
 - 2) 锚固角钢和锚筋的端部均宜设端板。

7.6 构造措施（3）——构件连接

7.6.1 屋架（屋面梁）与柱顶的连接，烈度为8度时宜采用螺栓，烈度为9度时宜采用钢板铰，也可采用螺栓；各种连接方式，应分别符合下列要求。

- 1 螺栓连接时，屋架（屋面梁）端部下应设支承垫板，其厚度不宜小于16mm。
- 2 螺栓连接的螺栓直径应按计算确定，但不宜小于φ 22，其锚固长度不应小于20倍螺栓直径，且螺栓外侧应有箍筋，螺栓应与柱顶预埋钢板底面焊接。屋架端部预埋件应与柱顶的支承垫板焊接，螺栓拧紧后应与垫圈点焊。

- 3 钢板铰的连接构造（图7.6.1-1），应符合下列要求：
- 屋架(屋面梁)端部下设两层支承垫板，每层垫板厚度宜取10mm和12mm（上薄下厚）；安装调整后，上、下垫板（板A和板B）应分别与屋架端部和柱顶预埋件焊接，两层垫板之间用螺栓连接，不得焊接；螺栓直径由计算确定，但不宜小于φ 22mm；垫板孔径宜取螺栓直径加1mm；螺栓中心至柱侧边的距离宜取40mm，螺栓拧紧后与其垫圈点焊。

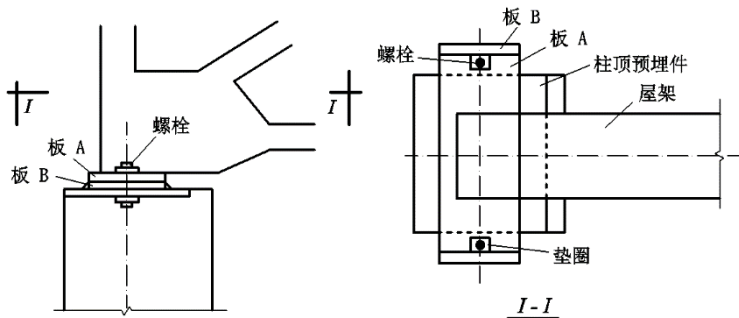


图7.6.1-1 屋架与柱顶钢板铰连接

7.6.2 山墙壁柱柱顶应与屋盖构件有可靠连接，并应符合下列要求：

1 烈度为6度、7度和8度Ⅰ、Ⅱ类场地且柱高不大于10m时，壁柱柱顶可仅与屋架上弦杆连接；其他情况宜与屋架上、下弦杆均有连接。

2 壁柱与屋架连接点的位置应设在屋架上、下弦横向支撑的节点处；不在支撑节点处时，应在支撑中附加撑杆或平行于屋架弦杆另设水平的钢横梁，该横梁分别与壁柱及屋架横向支撑在其节点处连接。

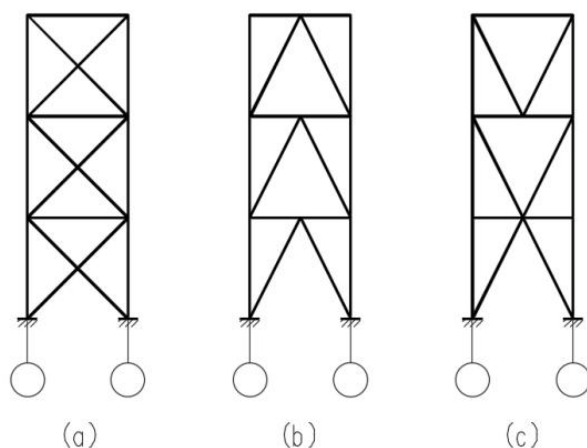
3 壁柱与屋架弦杆连接的连接件，宜采用弯折钢板。

多层混凝土结构

一般规定

8.1.1 支撑的型式，宜按下列要求选用（图8.1.1-1）：

- 1 一般情况，宜采用交叉形钢支撑；
- 2 当室内交通条件有要求时，可采用人字形或V形钢支撑。



（a）交叉形支撑 （b）人字形支撑 （c）V形支撑

图8.1.1-1 支撑形式

8.1.2 厂房的围护墙与隔墙，宜采用轻质墙体。

8.1.3 多层混凝土结构的平面和竖向布置，应符合下列规定：

- 1 在结构单元内抗侧力构件宜对称均匀布置，并宜沿结构全高设置，侧向刚度宜均匀，竖向抗侧力构件截面尺寸宜自下而上逐渐减小，并应避免抗侧力构件的侧移刚度和承载力突变。
- 2 质量较大的设备，宜布置在距刚度中心较近的部位上，在满足工艺要求的条件下，宜采用低位布置；
- 3 当结构单元的一端敞开，另一端有山墙时，其山墙与主体结构应采用柔性连接。
- 4 不宜采用长悬挑结构；
- 5 贮仓的平面尺寸宜与柱网尺寸协调一致。如生产需要设长仓时，宜在所有轴线处加中间横隔板（图8.1.3-1）。

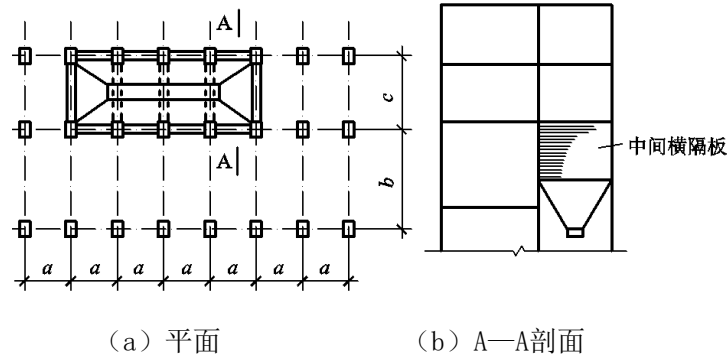


图8.1.3-1 长仓时设中间横隔板

8.1.4 框架—抗震墙结构中抗震墙的设置，宜符合下列要求：

- 1 抗震墙宜贯通结构全高；若不能贯通全高时，结构下部应竖向连续布置抗震墙并落地。
- 2 结构较长时，侧移刚度较大的纵向抗震墙不宜设置在结构的端开间；
- 3 抗震墙不宜开设大洞口，洞口宜上下对齐，且洞边距端柱不宜小于300mm；
- 4 抗震墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱，或与另一方向的抗震墙相连。

8.1.5 采用框架—抗震墙结构时，抗震墙底部加强部位的范围，宜符合下列规定：

- 1 底部加强部位的高度，应从地下室顶板算起；
- 2 结构高度大于24m时，底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的1/10中二者的较大值；结构高度不大于24m时，底部加强部位可取底部一层；
- 3 当结构计算嵌固端位于地下一层底板或以下时，底部加强部位尚应向下延伸到计算嵌固端。

8.1.6 楼梯间应符合下列要求：

- 1 宜设抗震墙，但不宜造成较大的扭转效应；
- 2 对于框架结构，楼梯间的布置不应导致结构平面特别不规则；
- 3 不应采用悬挑楼梯；
- 4 楼梯间构件与主体结构整体现浇时，应计入楼梯构件对地震作用及其效应的影响，并应进行楼梯构件的抗震承载力验算；
- 5 宜采取构造措施，减少楼梯构件对主体结构刚度的影响；
- 6 楼梯间两侧填充墙与柱之间应加强拉结。

8.1.7 乙类建筑以及高度大于24m的丙类建筑，采用单跨框架结构时，宜将水平地震性能系数提高50%进行抗震设计。

抗震验算（1）——结构地震作用计算

8.2.1 多层混凝土结构采用塑性结构或弹性结构进行设计时，结构和构件应采用相应的结构性能系数。

8.2.2 多层混凝土结构应按多质点空间结构体系计算地震作用，且应符合下列规定：

1 复杂多层混凝土结构进行多遇地震作用下的内力和变形分析时，应采用不少于两个不同的力学模型，并对其计算结果进行分析比较。

2 设有贮仓的框排架结构，贮仓设有横向和纵向竖壁时，贮料荷载应分配给纵向和横向竖壁上；当仅设有纵向竖壁（横向为梁）时，贮料荷载应仅分配给纵向竖壁上；

3 采用振型分解反应谱法计算时，振型数不宜少于12个，并应保证质量参与系数大于90%；

4 计算的结构自振周期应乘以0.8~0.9的周期调整系数，当没有围护结构及隔墙时，周期可不进行调整。

5 对有防腐蚀要求的框架和框架-抗震墙结构，尚宜按第4.7.1条的要求和规定，进行多遇水平地震作用下结构的弹性变形验算。

8.2.3 设有筒仓的框排架结构计算地震作用时，贮料重力荷载代表值可按下列公式确定：

$$G_{zeq} = \psi G_z \quad (8.2.3-1)$$

式中： G_{zeq} ——贮料重力荷载代表值；

ψ ——充盈系数，对单仓和双联仓，可取 0.9；对多联仓，可取 0.8；

G_z ——按筒仓实际容积计算的贮料荷载标准值。

抗震验算（2）——设备地震作用计算

8.3.1 本节适用于支承设备的多层混凝土结构设计，设备通过支座或裙座可靠连接于结构上。

8.3.2 设备按受力特性可分为刚性设备和柔性设备，主要设备类型见表8.3.2-1。

表8.3.2-1 设备类型

设备类型		常见设备
刚性设备	块式设备	储箱、柜式设备、变压器、泵、压缩机等设备（直接由设备梁支承）
柔性设备	立式设备	立式容器、塔型容器（直接由设备梁支承，属于高悬重心设备）
	卧式设备	卧式容器、卧式冷换设备（一般通过结构支座支承于设备梁上）
	构架式设备	空冷器等

注：1 刚性设备指自振周期小于等于0.1s的设备，柔性设备指自振周期大于0.1s的设备。

8.3.3 结构楼层支承柔性设备的重量不小于含设备的结构总重量的10%时，设备模型宜建入到主体结构模型中，设备应采用刚度和质量分布与实际相当的模型。

8.3.4 结构楼层支承刚性设备，或支承柔性设备的重量小于含设备的结构总重量的10%时，设备可不参与结构整体建模，只需要将设备及其操作介质重力荷载布置在设备梁上。

8.3.5 支承设备的梁及其连接应进行抗震设计。设备不参与结构整体建模时，支承设备的构件及其连接应计及设备水平地震作用产生的附加弯矩，该水平地震作用可按下式计算

$$F_{sk} = \alpha_{max} (1 + \frac{z}{H}) G_{eq} \quad (8.3.5-1)$$

式中： F_{sk} —设备重心处的水平地震力标准值；

α_{max} —水平地震影响系数最大值；

z —设备重心至地面的高度；

H —结构总高度；

G_{eq} —设备重力荷载代表值，应包含设备内介质或储料的重量。

8.3.6 当设备的刚度大，支承设备的框架按塑性结构进行设计时，非框架梁的设备梁地震作用内力设计值宜乘以增大系数2.5。

8.3.7 设备阻尼比应按相关设备抗震设计标准取值，当没有相关标准可依时，立式设备和空冷器等可取0.03，卧式设备可取0.05。

抗震验算（3）——结构构件地震作用及效应的调整

8.4.1 多层混凝土结构采用弹性结构进行设计时，结构构件地震作用及效应不调整。

8.4.2 多层混凝土结构采用塑性结构进行设计时，结构构件地震作用及效应按《建筑抗震设计规范》GB50011第6章进行调整。

8.4.3 支承设备的设备梁、框架梁及支承设备梁的框架梁，当按塑性结构进行设计时，构件地震作用效应宜乘以不小于2的增大系数，按弹性结构进行设计时，构件地震作用宜乘以不小于1.5的增大系数。

钢结构基本要求

一般规定

9.1.1 本章适用于钢结构及圆钢管混凝土柱结构（包括单层钢结构、多层钢结构、单一多层钢结构）的抗震设计。

单层钢结构及单层圆钢管混凝土柱结构的抗震设计要求见第10章。

多层钢结构的抗震设计要求见第11章。

单一多层钢结构的抗震设计要求参见第10、11章。

9.1.2 钢结构及其构件和连接，当按本章的规定进行设计时，尚应符合下列现行国家标准中与本标准不相抵触的其他要求：

- 1 《钢结构设计标准》GB 50017；
- 2 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018；
- 3 《建筑抗震设计规范》GB50011；
- 4 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022；
- 5 《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936；
- 6 《组合结构设计规范》JGJ 138。

9.1.3 钢结构及钢管混凝土柱的材料应符合下列规定：

1 钢材应符合下列要求：

- 1) 钢材的屈服强度与抗拉强度的实测值之比不应大于 0.85，塑性结构的塑性铰区、受拉型支撑杆件不宜大于 0.8；
- 2) 钢材的伸长率应大于 20%，且应有明显的屈服台阶；
- 3) 钢材应具有良好的焊接性和合格的冲击韧性，工作温度下的夏比冲击韧性不应低于 27J；
- 4) 钢材应采用等级不低于 B 级的 Q235 钢、Q345 钢和 Q345GJ 钢，其质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1951 和《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的规定；

塑性结构宜优先按《建筑结构用钢板》GB/T 19879 选用钢材；

- 5) 当有可靠依据时，也可采用其他钢种和钢号的钢材，其性能应符合本款 1)、2) 和 3) 的要求。

2 采用焊接连接的节点，当板厚不小于 40mm，且沿板厚方向承受拉力作用时，应对该部分钢材提出关于沿板厚方向受拉试件破坏后断面收缩率的附加要求，该值不得小于国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 规定的 Z15 级的限值。

3 钢结构构件关键性焊缝的填充金属应检验 V 形切口的冲击韧性，工作温度下的夏比冲击韧性不应低于 27J。

4 钢管混凝土柱应符合下列要求：

- 1) 钢管不宜选用输送流体用的螺旋焊管；焊接钢管应采用对接熔透焊缝，焊缝强度不应低于管材强度。
- 2) 混凝土可采用普通混凝土和自密实混凝土，其强度等级不应低于 C30。混凝土的抗压强度和弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 执行；当采用 C80 以上高强混凝土时，应有可靠的依据。

5 钢管混凝土柱采用埋入式柱脚时，钢管与底板的连接焊缝宜采用坡口全熔透焊缝，焊缝等级为二级；当采用非埋入式柱脚时，钢管与柱脚底板的连接应采用坡口全熔透焊缝，焊缝等级为一级。

结构性能系数和设计基本要求

9.2.1 钢结构应按本章规定调整地震作用效应，其层间变形应符合本标准第 4.8 节的规定。构件和连接的抗震承载力，除本章有专门说明或规定者外，均应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 等的有关公式和规定，但承载力设计值应按本标准第 4.6 节的规定除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} 进行弹性阶段的抗震设计。

9.2.2 钢结构应据平面、竖向的规则性、地震作用大小和结构延性需求等综合考虑，可据需采用塑性结构 PS1、PS2、弹性结构 ES1、ES2 或弹塑性结构 PES 进行抗震设计。

注：1 PS1,PS2,ES1,ES2,PES 为结构性能等级。

1 当框架、中心支撑框架、偏心支撑框架的梁柱截面等级、支撑等级的配置符合表 9.2.2-1 的要求时，除本章另有规定者外，可采用表中性能系数 q ，并按本标准第 4 章的规定进行抗震计算。

表9.2.2-1 钢结构性能系数 q

结构类型 结构类别		塑性结构		弹塑性结构	弹性结构	
		PS1	PS2	PES	ES1	ES2
框架	梁柱	S1	S2	S3	S4	S5
中心支撑框架	梁柱	S1	S2	S3	S4	S5
	支撑	BRB		B2-1、B2-2	B2-2、B3	B4
		B1	B2-1、B2-2			
偏心支撑框架	梁	S1	S1	—		
	柱	S1	S2			
	支撑	板件宽厚比同 B3 的要求				
性能系数 q		≤1.0	1.0	1.5	2.0	≥2.0

- 注：1 弹性结构ES2主要适用于高度小于18m的单层轻型刚架结构，一般可取 $q=2$ 进行抗震计算；
- 2 弹塑性结构 PES 适用于单层结构和高度小于 36m 的规则多层结构；
- 3 沿高度不规则的 PS2，应按 PS1 的要求确定梁柱截面等级；
- 4 沿高度不规则或高度超过 36m 的 ES1 单层结构，宜按 PES 的要求选用梁柱截面等级和支撑等级，但仍取 $q=2$

进行抗震计算；

5 PS1 一般可取 $q=1$ ，有足够经验时对规则结构也可取 $q=0.8$ 进行抗震计算；

6 截面板件宽厚比性能高的等级可代替性能低的等级，中心支撑性能高的等级可代替性能低的等级；

7 沿结构纵、横两个方向分别进行抗震计算时，可据该方向的结构类别取用不同的性能系数 q 。

2 框架梁柱的截面等级

1) 钢构件各截面等级的板件宽厚比不应大于表 9.2.2-2 所列限值。

表 9.2.2-2 框架梁柱截面等级及其板件宽厚比限值

构件	截面等级		S1	S2	S3	S4	S5
柱	H 形	翼缘 b/t	$9\varepsilon_k$	$11\varepsilon_k$	$13\varepsilon_k$	$15\varepsilon_k$	20
		腹板 h_0/t_w	$(33+13\alpha_0^{1.3})\varepsilon_k$	$(38+13\alpha_0^{1.4})\varepsilon_k$	$(42+18\alpha_0^{1.5})\varepsilon_k$	$(45+25\alpha_0^{5/3})\varepsilon_k$	250
	箱形	壁板、腹板 间翼缘 b/t	$30\varepsilon_k$	$35\varepsilon_k$	$42\varepsilon_k$	$45\varepsilon_k$	—
	圆管	径厚比 D/t	$50\varepsilon_k^2$	$70\varepsilon_k^2$	$90\varepsilon_k^2$	$100\varepsilon_k^2$	—
梁	工字形	翼缘 b/t	$9\varepsilon_k$	$11\varepsilon_k$	$13\varepsilon_k$	$15\varepsilon_k$	20
		腹板 h_0/t_w b_0/t_w	$65\varepsilon_k$	$72\varepsilon_k$	$93\varepsilon_k$	$124\varepsilon_k$	250
	箱形	壁板（腹板） 间翼缘 b_0/t	$25\varepsilon_k$	$32\varepsilon_k$	$37\varepsilon_k$	$42\varepsilon_k$	—

注：1 ε_k 为钢号修正系数，其值为 235 与钢材牌号中屈服点数值的比值的平方根；

2 箱形截面梁及单向受弯的箱形截面柱，其腹板限值可根据 H 形截面腹板采用；

3 $\alpha_0 = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / \sigma_{\max}$ ， $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\min}$ 分别为腹板计算边缘的最大压应力和另一边缘相应的应力，压应力为正；

4 S5 级板件宽厚比，当小于 S4 级限值经乘以 ε_σ ($\varepsilon_\sigma = \sqrt{f/\sigma_{\max}}$ ， f 为钢材强度设计值， $\sigma_{\max}$ 为板件最大的设计压应力) 修正的板件宽厚比时，可划归为 S4 级；

2) 钢管混凝土柱 L_0/D 不宜大于 20 (长细比不宜大于 80)。钢管径厚比 D/t 不应大于 $135\varepsilon_k^2$ ，套箍系数一般不大于 2.5。钢管混凝土柱各截面等级的套箍系数应符合表 9.2.2-3 的要求。

表 9.2.2-3 钢管混凝土柱截面等级及其套箍系数限值

构件	截面等级		S1	S2	S3	S4	S5
柱	钢管 混凝土	套箍系数 θ	>1.2	>1.0	≥ 1.0	≥ 0.5	—

3 型钢中心支撑应按表 9.2.2-4 的长细比和板件宽厚比要求确定其等级。

表 9.2.2-4 型钢中心支撑的等级

支撑等级			B1	B2		B3	B4
				B2-1	B2-2		
长细比			$\lambda \leq 33\varepsilon_k$	$33\varepsilon_k < \lambda \leq 65\varepsilon_k$	$130 < \lambda \leq 180$	$\lambda \leq 180$	型钢 $180 < \lambda \leq 400$; 张紧圆钢、钢索
板	H	翼缘 b/t	$8\varepsilon_k$	$9\varepsilon_k$		$10\varepsilon_k$	—

件 宽 厚 比	形	腹板 h_w/t_w	$30\varepsilon_k$		$35\varepsilon_k$	$42\varepsilon_k$	
	箱 形	壁板间翼 缘 B/t_w	$25\varepsilon_k$		$28\varepsilon_k$	$32\varepsilon_k$	
	角 钢	角钢肢宽 厚比	$8\varepsilon_k$		$9\varepsilon_k$	$10\varepsilon_k$	同 B3
	圆 管	径厚比 D/t	$40\varepsilon_k^2$		$56\varepsilon_k^2$	$72\varepsilon_k^2$	——

注：1 B1、B2 级支撑的杆件钢材宜符合《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的要求；

2 B2-1 是拉压型支撑，B2-2 是拉伸型支撑；

3 X 形布置的支撑，ES1 优先采用 B2-2 级支撑；

4 ES1 的支撑采用 V 或 Λ 形布置时，也可采用 B2-1 级支撑；采用 B3 级支撑时，其长细比不应大于 150。

4 钢管混凝土柱结构，当符合表 9.2.2-3 的要求时，可采用与钢结构相同的性能系数。

9.2.3 钢结构抗震分析的阻尼比，宜符合下列要求：

1 按本章的性能系数 q 进行弹性分析时，单层钢结构可取 0.05；多层钢结构、单一多层钢结构高度不大于 36m 时可取 0.05，大于 36m 时可取 0.04，大于 72m 时可取 0.03。

2 罕遇地震下进行弹塑性分析时，可取 0.05。

9.2.4 钢结构的地震作用效应分析，应符合下列规定：

1 当钢结构在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10% 时，应计入重力二阶效应，并按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的规定进行重力二阶效应的弹性分析。

2 中心支撑框架的支撑斜杆轴线应汇交于框架梁柱轴线上，支撑斜杆可按杆端铰接进行内力分析。当支撑斜杆轴线与梁柱轴线汇交点的偏心距不超过支撑斜杆截面最小尺寸时，也可按中心支撑框架分析，但应计入此偏心距产生的附加弯矩。

3 多层中心支撑框架进行内力分析时，框架部分按刚度分配算得的楼层地震剪力应乘以调整系数，达到任一层地震剪力不小于结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分计算的层地震剪力最大值的 1.8 倍中的较小值。

9.2.5 框架的梁柱弯矩比应符合下列规定：

1 PS1、PS2 框架，其节点左右梁端和上下柱端的塑性承载力，应符合下式的要求：

$$\Sigma W_{pc} \left(f_{yc} - \frac{N_{Ec}}{A_c} \right) \geq \Sigma (\eta W_{pb} + V_{ph} l_{ph}) \quad (9.2.5 - 1)$$

$$V_{ph} = (M_{phL} + M_{phR}) / L_h + V_{Gb} \quad (9.2.5 - 2)$$

式中： W_{pc} ——柱的塑性截面模量；

A_c ——柱的截面面积；

W_{pb} ——梁塑性铰位置的最小塑性截面模量；

f_{yc} 、 f_{yb} ——分别为柱、梁的名义屈服强度；

N_{Ec} ——地震组合下柱的轴向力设计值；

V_{ph} ——塑性铰位置的最大剪力；

M_{pbL} 、 M_{pbR} ——同跨梁的左端和右端塑性铰位置的塑性弯矩；

l_{ph} ——塑性铰至柱面的距离，等截面梁取0；端部翼缘削弱截面梁取塑性铰最小截面处到柱面的长度；端部加腋或扩大翼缘梁使塑性铰区外移至变截面处时，可取变截面到柱面的长度（图9.2.5-1）；

L_h ——同跨梁两端塑性铰之间的距离；

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值作用下塑性铰位置处的剪力值；

η ——超强系数，按现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879选用钢材时，宜取1.4；按现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591选用钢材时，宜取1.5。当钢材屈服强度有实测资料时，以实测数据计算， η 取1.1。

2 PS1、PS2 框架，其节点左右梁端和上下柱端的塑性承载力，当采用钢管混凝土柱时，应符合下式的要求：

$$\sum \gamma_m W_{sc} f_{sc} \geq \sum (\eta W_{pb} f_{yb} + V_{ph} l_{ph}) \quad (9.2.5-3)$$

$$V_{ph} = (M_{pbL} + M_{pbR}) / L_h + V_{Gb} \quad (9.2.5-4)$$

$$f_{sc} = (1.212 + B\theta + C\theta^2) f_c \quad (9.2.5-5)$$

$$\theta = \frac{A_s f}{A_c f_c} \quad (9.2.5-6)$$

式中： W_{sc} ——钢管混凝土柱的受弯截面模量，对于格构式钢管混凝土柱，为柱截面到最大受压肢外边缘的截面模量；

γ_m ——塑性发展系数，对实心圆形截面取1.2；格构式柱取1.0；

f_{sc} ——钢管混凝土抗压强度设计值；

f 、 f_c ——钢管混凝土柱中钢材和混凝土的抗压强度设计值；

A_s 、 A_c ——为钢管混凝土柱中钢管截面面积、管内混凝土面积；

θ ——钢管混凝土构件的套箍系数；

B 、 C ——截面形状对套箍效应的影响系数，见《钢管混凝土结构技术规范》GB50936。

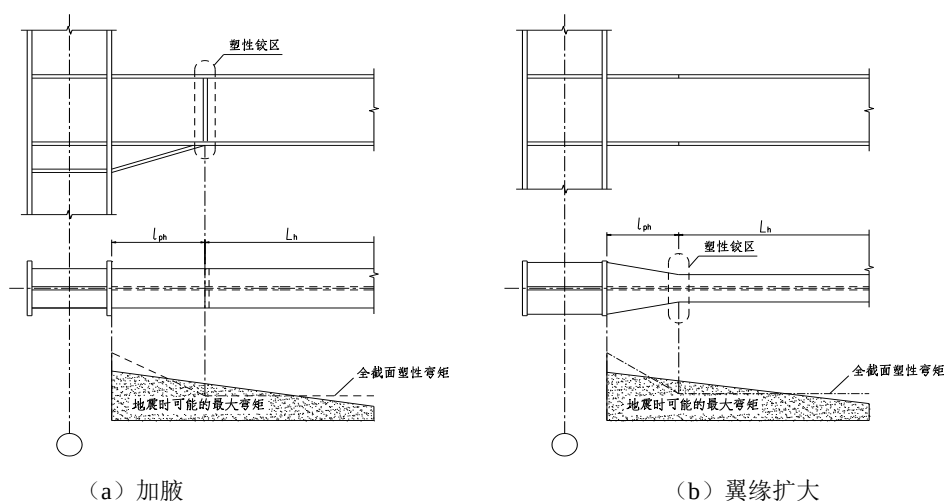


图 9.2.5-1 端部加腋梁和翼缘扩大梁的塑性铰位置

3 PES 框架，其梁柱弯矩比仍可采用本条第 1、2 款的要求进行验算，但可取超强系数 η 不小于 1.05。

4 当符合下列情况之一时，可免除本条第 1 款的要求：

- 1) 单层结构、多层结构的顶层；
- 2) PS1、PS2 框架，柱的轴压比均不超过 0.4；PES 框架柱的轴压比不超过 0.45；
- 3) 柱所在楼层沿验算方向的总抗剪承载力，大于其相邻上层柱总抗剪承载力的 1.25 倍；
- 4) 不符合本条第 1 款的柱，在验算方向的抗剪承载力总和小于该楼层柱抗剪承载力的 20%，且该楼层每一柱列不满足上式的框架柱在验算方向的抗剪承载力总和小于该柱列抗剪承载力总和的 1/3。

9.2.6 PS1、PS2 和 PES 的框架梁，应在其上下翼缘设置侧向支承。侧向支承可设置在梁端可能塑性铰区，也可沿梁全长均匀设置，其间距应符合下列要求：

1 当沿梁全长均布设置侧向支承时，支承的个数应符合下式要求：

Q235 钢：

$$\lambda_y \leq 170 + 20n \quad (9.2.6-1)$$

Q355 钢：

$$\lambda_y \leq 130 + 20N \quad (9.2.6-2)$$

式中：n——梁的侧向支承个数；

λ_y ——按梁全长计算的弯矩作用平面外的长细比。

2 当梁端可能塑性铰区设置侧向支承时，支承点的间距应符合下式要求：

Q235 钢：

$$\frac{l_1 h_b}{A_f} \leq 250, \text{ 且 } \frac{l_1}{j_y} \leq 65 \quad (9.2.6-3)$$

Q355 钢：

$$\frac{l_1 h_b}{A_f} \leq 200, \text{ 且 } \frac{l_1}{j_y} \leq 50 \quad (9.2.6-4)$$

式中： l_1 ——侧向支承点的间距；

j_y ——截面在弯矩作用平面外的回转半径；

A_f ——梁翼缘截面积；

h_b ——梁高。

3 侧向支撑杆的轴力设计值不应小于 $0.02A_f f$ ，支撑杆的轴向刚度不应低于 $5A_f f/l_1$ 。

PS1、PS2和PES的框架梁柱节点区的混凝土组合楼板，应在梁有效宽度范围内配置抗震附加钢筋。

9.2.7 框架节点域的抗震设计应符合下列要求：

1 节点域的受剪正则化宽厚比 $\lambda_{ps.n}$ 应按式计算，且不应大于表 9.2.7-1 所列的限值。

当 $h_c/h_b \geq 1.0$ 时：

$$\lambda_{ps.n} = \frac{h_b/t_w}{37\sqrt{5.34+4(h_b/h_c)^2\varepsilon_k}} \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (9.2.7-1)$$

当 $h_c/h_b < 1.0$ 时：

$$\lambda_{ps.n} = \frac{h_b/t_w}{37\sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2\varepsilon_k}} \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (9.2.7-2)$$

式中： h_c 、 h_b ——分别为节点域腹板的宽度和高度；

t_w ——节点域腹板的厚度。

表 9.2.7-1 节点域正则化宽厚比 $\lambda_{ps.n}$ 限值

结构类别	塑性结构		弹塑性结构	弹性结构	
	PS1	PS2	PES	ES1	ES2
$\lambda_{ps.n}$	0.4		0.6	0.8	1.2

2 H 形、箱形、十字形截面柱的节点域的横向加劲肋厚度，不应小于梁翼缘板的厚度。节点域抗震承载力应符合下列要求：

1) PS1、PS2 的节点域，应按式进行抗剪承载力验算：

$$\alpha_p \frac{M_{pbL} + M_{pbR}}{V_p} \leq \frac{4}{3} f_{yv} \quad (9.2.7-3)$$

式中： α_p ——节点域弯矩分布系数，边柱取 0.95，中柱取 0.85；

f_{yv} ——节点域钢材的抗剪屈服强度；

V_p ——节点域的体积，应按下列公式计算：

H 形截面柱：

$$V_p = h_{b1} h_{c1} t_w \quad (9.2.7-4)$$

箱形截面柱：

$$V_p = 1.8 h_{b1} h_{c1} t_w \quad (9.2.7-5)$$

圆钢管截面柱：

$$V_p = \frac{\pi}{2} h_{b1} h_{c1} t_w \quad (9.2.7-6)$$

十字形截面柱（图 9.2.7-1）：

$$V_p = \frac{\left(\frac{h_{b1}}{b}\right)^2 + 2.61 + \frac{bt_f}{h_{c1}t_w}}{\left(\frac{h_{b1}}{b}\right)^2 + 2.6} h_{b1} h_{c1} t_w \quad (9.2.7-7)$$

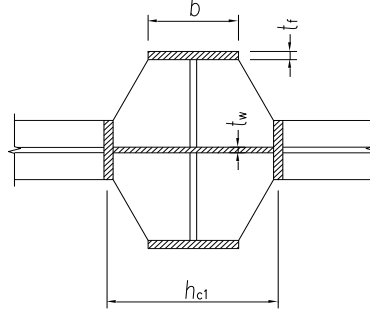


图 9.2.7-1 十字形截面柱

h_{c1} ——柱翼缘中心线之间的宽度和梁腹板高度；

h_{b1} ——梁翼缘中心线之间的距离；

d_c ——钢管中径；

t_c ——节点域钢管壁厚。

2) PES 和 ES1、ES2 的节点域承载力，应符合下列公式的要求：

$$\frac{M_{bL} + M_{bR}}{V_p} \leq \frac{f_{pc}}{\gamma_{RE}} \quad (9.2.7-8)$$

当 $\lambda_{ps.n} \leq 0.6$ 时：

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v \quad (9.2.7-9)$$

当 $0.6 < \lambda_{ps.n} \leq 0.8$ 时：

$$f_{ps} = \frac{1}{3} (7 - 5\lambda_{ps.n}) f_v \quad (9.2.7-10)$$

当 $0.8 < \lambda_{ps.n} \leq 1.2$ 时：

$$f_{ps} = [1 - 0.75 (\lambda_{ps.n} - 0.8)] f_v \quad (9.2.7-11)$$

当 $0.8 < \lambda_{ps.n} \leq 1.2$ ，但设置竖向加劲肋使节点域的抗剪临界应力大于抗剪屈服应力时：

$$f_{ps} = f_v \quad (9.2.7-12)$$

当轴压比 $N_E/N_{pc} > 0.4$ 时，节点域的抗剪承载力应乘以修正系数。当 $\lambda_{ps.n} \leq 0.8$ 时，修正系数可

取为 $\sqrt{1 - (N_E/N_{pc} > 0.4)^2}$ 。

式中： M_{bL} 、 M_{bR} ——分别为节点域左右两侧梁端按采用性能系数 q 得到的地震组合下的弯矩；

f_{ps} ——节点域的抗剪承载力；

f_v ——节点域钢材的抗剪强度设计值。

N_E 、 N_{pc} ——节点域处的地震组合轴力和柱轴向塑性承载力。

3 当 H 形截面柱节点域不满足本条 1、2 款的要求时，可采用加厚柱腹板、焊贴补强板和设置加劲肋等补强措施，并应符合下列要求：

- 1) 采用加厚节点域的柱腹板时, 加厚腹板的范围应伸出梁的上下翼缘之外不应小于 150mm;
- 2) 采用节点域焊贴补强板时, 补强板与柱加劲肋和翼缘可采用角焊缝连接, 与柱腹板采用塞焊连成整体, 塞焊点之间的距离不应大于较薄焊件厚度的 $21\epsilon_k$ 倍;
- 3) 节点域采用设置斜向加劲肋加强时 (图 9.2.7-2), 可按式计算其截面面积:

$$A_d \geq \frac{1}{\cos\theta} \left(\frac{M_L + M_R}{h_{b1}} - t_w h_{c1} f_{yv} \right) \frac{1}{f_{dy}} \quad (9.2.7-13)$$

式中: M_L 、 M_R ——对于 PS1、PS2, 分别为与节点域左右两侧的梁的全截面塑性弯矩; 对于 ES1、ES2 和 PES 为地震组合的计算弯矩;

A_d ——斜向加劲肋的总截面面积, 一般应双侧布置;

f_{dy} ——斜向加劲肋钢材的屈服强度;

θ ——斜向加劲肋的倾角。

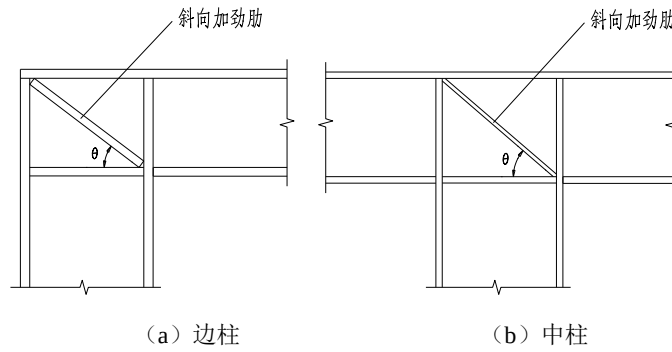


图 9.2.7-2 节点域的斜向加劲肋

- 4) ES2 的节点域, 也可采用设置竖向加劲肋加强, 使节点域腹板的临界应力不小于抗剪屈服强度, 其抗剪承载力可按式 9.2.7-12 取值。

9.2.8 钢管混凝土柱--钢梁外加强环板连接节点的极限抗剪承载力 V_{ju} 计算可按式进行:

当 $n_p \leq 0.5$ 时,

$$V_{ju} = \left[(1 + 0.1n_p) \cdot (0.11\theta_p + 0.20) f_{cp} A_{cp} + \frac{1.26 f_{yp} A_{vp}}{\sqrt{3}} \right] \cdot (1.1 - 0.1tg\beta_p) \quad (9.2.8-1)$$

当 $n_p > 0.5$ 时,

$$V_{ju} = \left[(1 + 0.1n_p) \cdot (0.11\theta_p + 0.20) f_{cp} A_{cp} + (1.167 - 0.333n_p) \frac{1.26 f_{yp} A_{vp}}{\sqrt{3}} \right] \cdot (1.1 - 0.1tg\beta_p) \quad (9.2.8-2)$$

式中: f_{cp} ——核心区钢管内混凝土抗压强度设计值;

θ_p ——钢管混凝土构件核心区套箍系数;

n_p ——钢管混凝土构件节点核心区轴压比;

f_{yp} ——核心区钢管材料屈服强度设计值;

A_{cp} ——节点核心区混凝土截面面积;

A_{vp} ——节点核心区钢管的剪切面积， $A_{vp} = 2A_{sp}/3.14$ ， A_{sp} 为核心区钢管截面面积；

β_p ——节点核心区对角线与水平线的夹角。

9.2.9 框架梁柱宜采用柱预留悬臂梁段拼接，也可采用梁与柱直接连接。梁柱刚性连接可采用焊接连接、高强度螺栓摩擦型连接、栓焊混合连接，其承载力设计应符合下列要求：

1 当框架梁端塑性铰区（或最大应力区）采用高强度螺栓摩擦型连接时，弹性设计弯矩不得小于 $0.6M_{pb}$ ，且梁翼缘螺栓开孔截面应符合下式要求：

$$A_f f_y \leq A_{fn} f_u \quad (9.2.9-1)$$

式中： A_f ——梁翼缘截面面积；

A_{fn} ——梁翼缘开孔截面净面积。

2 PS1、PS2和PES的梁柱刚性连接的极限承载力，应按下列公式进行验算：

中间楼层的连接：

$$M_{ju} \geq \eta_j M_{pc} \quad (9.2.9-2)$$

多层结构顶层和单层结构的连接：

$$M_{ju} \geq \eta_j \min (M_{ju}, M_{pc, N}) \quad (9.2.9-3)$$

$$V_{ju} \geq 1.2 (2M_{pb}/L_n) + V_{Gb} \quad (9.2.9-4)$$

式中： M_{ju} 、 V_{ju} ——梁柱刚性连接的极限受弯和受剪承载力；

M_{pb} ——梁的全截面塑性弯矩；

$M_{pc, N}$ ——考虑轴力影响的柱全截面塑性弯矩；

L_n ——梁的净跨；

η_j ——PS1、PS2 的梁柱刚性连接的连接系数，按表 9.2.9-1 采用；PES 的梁柱直接连接可取 1.2，梁端最大应力区拼接可取 1.10。

表 9.2.9-1 梁柱刚性连接、塑性铰区拼接的连接系数

钢材牌号		Q235	Q355	Q345GJ
梁柱对接	母材、连接板破坏	1.40	1.35	1.25
	高强度螺栓破坏	1.45	1.40	1.30
塑性铰区内的拼接 支撑的连接、拼接	母材、连接板破坏	1.25	1.20	1.10
	高强度螺栓破坏	1.30	1.25	1.15

3 ES1 的梁柱直接连接、梁端最大应力区内拼接，可取连接系数为 1.10 进行极限承载力验算，也可按设防烈度地震作用下的最大内力进行连接的弹性设计。

4 ES2 的梁柱刚性连接，可按设防烈度地震作用下的最大内力进行连接的弹性设计。

5 梁柱刚性连接的构造应符合下列要求：

1) 宜采用柱贯通型，必要时也可采用梁贯通型；

2) PS1、PS1 框架可据需采用梁端扩大式（翼缘扩大或加腋）、盖板式、狗骨式等改进型

3) 连接节点的过焊孔宜采用改进型过焊孔(图9.2.9-1),也可采用传统型过焊孔(图9.2.9-2);
有条件时,PS1 优先采用无过焊孔(图9.2.9-3);

4) 柱应在梁翼缘平齐位置设置的横向加劲肋或隔板, 其厚度不应小于梁翼缘厚度, 钢材牌号应与梁翼缘的相同。

1) 梁翼缘与柱翼缘间应采用带引弧板的坡口全熔透焊缝。工字形柱横向加劲肋与柱翼缘间应采用全熔透对接焊缝连接,与腹板可采用角焊缝连接。箱形柱隔板应采用全熔透对接焊缝与壁板连接。隔板采用电渣焊时,柱壁板厚度不宜小于16mm;

采用PS1、PS2时，对接焊缝应检验焊缝的V形切口冲击韧性，其夏比冲击韧性在-20℃时不得低于27J。

2) 腹板连接板与柱的焊接, 当板厚不大于16mm时应采用双面角焊缝; 板厚大于16mm时采用K形坡口对接焊缝。焊缝宜采用气体保护焊, 且板端应绕焊;

3) 梁端下翼缘焊接衬板底面与柱翼缘相接处的缝隙, 应沿衬板全长用角焊缝补焊封闭;

4) 梁与柱刚性连接时, 柱在梁翼缘上下各500mm的范围内, 柱翼缘与柱腹板间或箱形柱壁板间的连接焊缝应采用全熔透坡口焊缝;

5) 设计要求全熔透的一、二级焊缝, 应采用超声波探伤进行内部缺陷的检验, 并应符合现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》GB 11345 的规定。

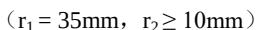
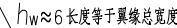


图 9.2.9-1 改进型过焊孔构造



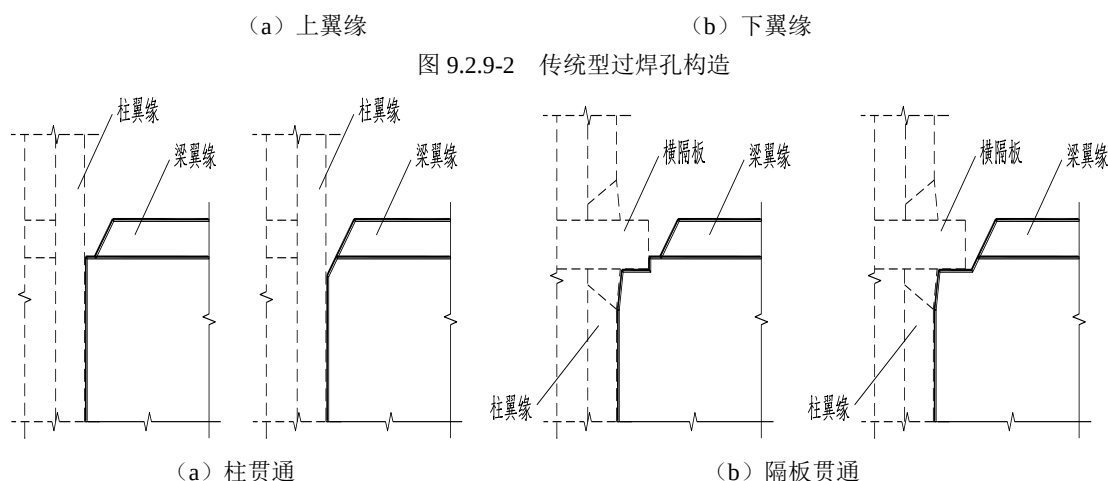


图 9.2.9-2 传统型过焊孔构造

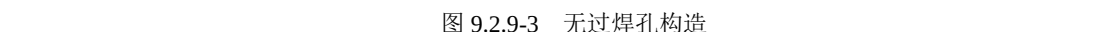


图 9.2.9-3 无过焊孔构造

7 梁与钢管混凝土柱刚性连接的构造除符合上述要求外，尚应符合下列要求：

- 1) 钢管混凝土柱直径较小时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用外加强环连接，外加强环应为环绕钢管混凝土柱的封闭的满环。外加强环与钢管外壁应采用全熔透焊接连接，外加强环与钢梁应采用栓焊连接。外加强环的厚度不小于钢梁翼缘的厚度、宽度 c 不宜小于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍（图 9.2.9-4）；
- 2) 钢管混凝土柱的直径较大时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用内加强环连接。内加强环与钢管内壁应采用全熔透坡口焊缝连接。梁与柱可采用带有悬臂梁段的柱在现场进行梁的拼接。悬臂梁段可采用等截面悬臂梁段，也可采用不等截面悬臂梁段，当悬臂梁段的截面高度变化时，其坡度不宜大于 1:6（图 9.2.9-5、6）；
- 3) 当钢管混凝土柱的直径较大且钢梁翼缘较窄时，可采用钢梁穿过钢管混凝土柱的连接方式，钢管壁与钢梁翼缘应采用全熔透坡口焊，钢管壁与钢梁腹板可采用角焊缝；
- 4) 采用钢筋混凝土楼盖时，楼盖受力钢筋不应直接焊接在钢管壁上；
- 5) 钢管混凝土柱分段接头位置应在楼面标高以上 1.2~1.3m。

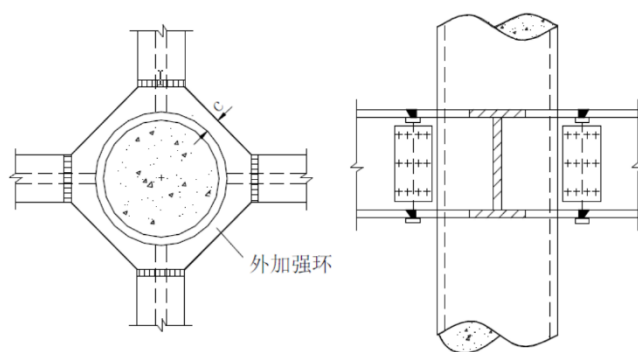


图 9.2.9-4 钢梁与钢管混凝土柱刚性连接示意图

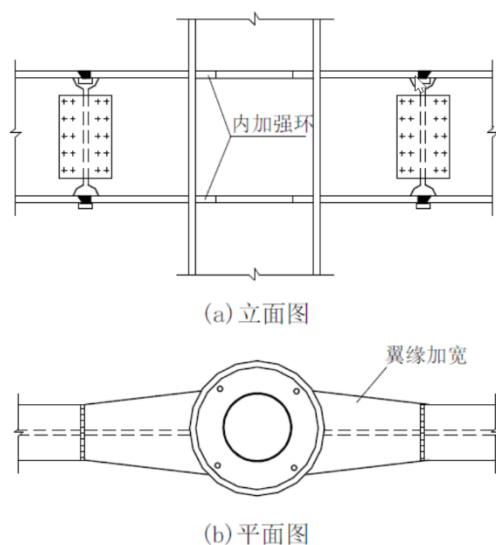


图 9.2.9-5 翼缘加宽的悬臂梁段与钢管混凝土柱刚性连接示意图

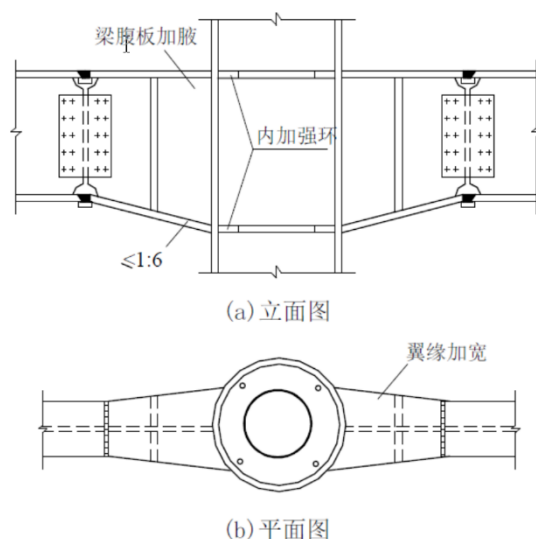


图 9.2.9-6 变截面的悬臂梁段与钢管混凝土柱刚性连接示意图

8 框架柱的拼接接长应符合下列要求：

- 1) 拼接位置可取距楼面 1.2m~1.3m；当 1/2 柱净高不大于 1.5m 时，宜取 1/2 柱净高。
- 2) 拼接宜采用全熔透焊，拼接上下 100mm 范围内，H 形柱翼缘与腹板、箱型柱壁板之间也宜采用全熔透焊。

9.2.10 中心支撑框架可采用屈曲约束支撑（BRB），也可按表 9.2.2-3 选用型钢支撑，并应符合表 9.2.2-1 的相应要求。中心支撑框架，采用屈曲约束支撑时应按附录 K 的规定进行设计；采用型钢支撑时，应符合下列规定：

1 中心支撑框架的构件设计，应符合下列规定：

- 1) X 形支撑系统中的横梁应按压弯构件设计，其设计轴力可按下列公式计算：

$$N = A_{br1} f_y \cos \alpha_1 - \eta_{br} \varphi A_{br2} f_y \cos \alpha_2 \quad (9.2.10-1)$$

当 $\lambda_{br,n} \leq 0.3$ 时，或当 ES1、PES 在设防烈度地震作用下支撑杆不屈曲时：

$$\eta_{br} = 1 \quad (9.2.10-2)$$

当 $\lambda_{br,n} > 0.3$ 时：

$$\eta_{br} = 0.65 + 0.35 \tanh (2.45 - 7\lambda_{br,n}) \quad (9.2.10-3)$$

$$\lambda_{br,n} = \frac{\lambda_{br}}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (9.2.10-4)$$

式中： A_{br1} 、 A_{br2} ——分别为上、下层支撑截面面积；

f_y ——支撑杆的屈服强度；

α_1 、 α_2 ——分别为上、下层支撑斜杆与横梁的交角；

η_{br} ——受压支撑剩余承载力系数；

φ ——支撑稳定系数；

$\lambda_{br,n}$ ——支撑正则化长细比；

λ_{br} ——支撑最小长细比；

E ——钢材弹性模量。

2) V 形、Λ 形支撑系统中的横梁与支撑杆连接处应保持连续，并按压弯构件进行设计。

横梁的轴力可按式 (9.2.9-1) 计算；横梁的弯矩，可按承受重力荷载代表值和作用于支撑尖顶处的竖向不平衡力进行计算，但不应计入支撑的支点作用。竖向不平衡力可按下列式计算：

$$V = (1 - \eta_{br} \varphi) A_{br} f_y \sin \alpha \quad (9.2.10-5)$$

式中： α ——支撑斜杆与横梁的交角。

2 中心支撑可采用焊接和高强度螺栓摩擦型连接，其承载力验算应符合下列要求：

1) 当支撑杆采用高强度栓摩擦型连接或拼接时，其弹性设计的轴力不得小于 $0.6A_{br}f_y$ ，支撑杆的开孔截面应符合下式的要求：

$$A_{br}f_y \leq A_{brn}f_u \quad (9.2.9-6)$$

式中： A_{br} 、 A_{brn} ——分别为支撑杆的毛截面面积和净截面面积；

f_y 、 f_u ——分别为支撑钢材的屈服强度、抗拉强度。

2) 支撑杆连接和拼接的极限承载力，应按下列公式验算：

$$N_{jubr} \geq \eta_j A_{brn} f_y \quad (9.2.9-7)$$

角焊缝连接：

$$N_{jubr} = A_f^w N_f^f \quad (9.2.9-8)$$

高强度螺栓连接：

$$N_{jubr} = n N_u^b \quad (9.2.9-9)$$

$$N_u^b = \min (n_v A_{bo} f_v^b, d \sum t f_c^b) \quad (9.2.9-10)$$

式中： N_{jubr} ——支撑连接的极限承载力；

η_j ——连接系数，按表 9.2.8-1 采用；

A_f^w ——连接焊缝的有效截面积；

f_u^f ——角焊缝的抗剪强度，Q235 钢材采用 E43 型焊条时，取 240N/mm^2 ；Q355 钢材，采用 E50 型焊条时取 280N/mm^2 ，采用 E55 型焊条时取 315N/mm^2 ；

n ——高强度螺栓数目；

N_u^b ——一个高强度螺栓的最大受剪承载力；

n_v ——螺栓受剪面数；

A_{bo} ——螺栓截面积，剪切面在螺纹处时取螺纹处的有效面积，剪切面在螺杆处时可取毛截面面积；

d ——螺栓螺杆直径；

$\sum t$ ——同一受力方向承压板件的总厚度；

f_v^b 、 f_c^b ——高强度螺栓的抗剪强度设计值和承压强度设计值，按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 取值。

3 支撑杆端与梁、柱通过节点板连接时（图 9.2.10-1），节点板厚度及节点板与梁或柱的连接焊缝的极限承载力应符合下列要求：

1) 节点板的厚度应满足下式的要求：

$$t_j \geq \eta_j \frac{A_{brn} f_y}{l_j f_{jy}} \quad (9.2.10-11)$$

式中： t_j ——节点板的厚度；

l_j ——节点板的传力计算宽度，力的扩散角可取 30° ；

f_{jy} ——节点板钢材的屈服强度。

2) 节点板与柱的连接焊缝（图 9.2.10-1），其极限承载力应按下列式验算：

$$\eta_j A_{brn} f_y \left(\frac{\sin \alpha}{A_f^w} \right)^2 + \left[\cos \alpha \left(\frac{e}{W_f^w} + \frac{1}{A_f^w} \right) \right]^2 \leq f_u^f \quad (9.2.10-12)$$

式中： e ——支撑轴力作用点与连接焊缝中心之间的偏心距；

W_f^w ——连接焊缝的截面模量。

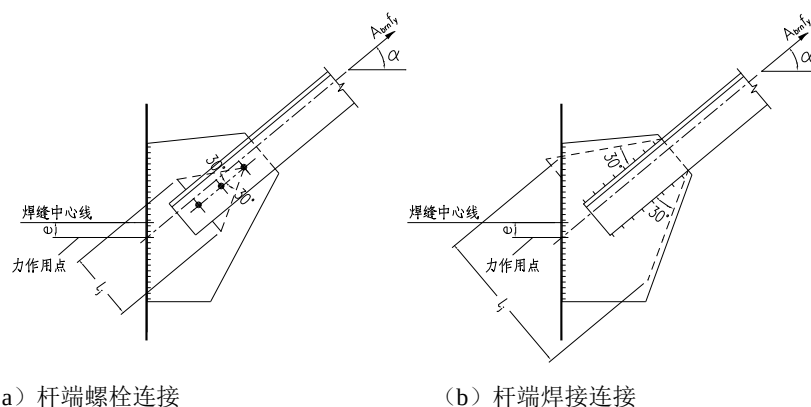


图 9.2.10-1 支撑杆端连接节点计算简图

4 支撑杆与梁、柱的连接节点，应计入支撑屈曲后的不平衡力，按表 9.2.9-1 采用连接系数进行极限承载力验算。

- 1) X 形支撑或成对布置的单斜杆支撑框架，上、下层支撑斜杆的汇交节点，竖向不平衡剪力可由下式计算：

$$V = A_{br} f_y \sin \alpha_1 + \eta_{br} \phi A_{br2} f_y \sin \alpha_2 + V_G \quad (9.2.10-13)$$

$$V = A_{br} f_y \sin \alpha_1 + \eta_{br} \phi A_{br2} f_y \sin \alpha_2 + V_G \quad (9.2.10-14)$$

式中： V_G ——重力荷载代表值作用下横梁的梁端剪力，采用人字形或 V 形支撑时，不应计入支撑的支点作用。

- 2) 当同层同一竖向平面内有两个支撑斜杆汇交于一个柱子时，该节点应能承受左右支撑屈服和屈曲产生的不平衡力。

5 中心支撑框架应符合下列构造要求：

- 1) 支撑宜成对设置，各层同一水平地震作用方向的不同倾斜方向受拉杆截面水平投影面积之差不宜大于 10%；
- 2) ES1、PES 中心支撑框架采用 X 形支撑布置时，宜采用 B2-2 级拉伸型支撑；采用 V 形或 A 形支撑布置时，其长细比不应大于 150；
- 3) PS1、PS2 或 PES 的中心支撑框架，当支撑长细比小于 $65\epsilon_k$ ，且与框架采用节点板连接时，支撑杆端至节点板最近嵌固点在沿支撑杆件轴线方向的距离，不宜小于节点板厚度 t_f 的 2 倍（图 9.2.10-2）；

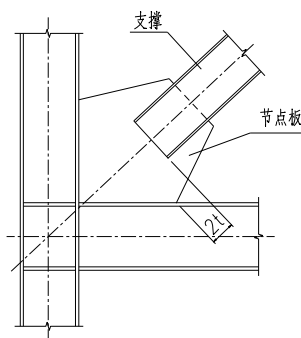


图 9.2.10-2 支撑节点板连接构造

- 4) V 形或 Δ 形支撑与横梁的汇交节点处, 应设置侧向支承, 支承构件的轴力设计值不得小于梁轴向承载力设计值的 2%;
- 5) H 形支撑与框架连接处支撑杆端为折线形或圆弧形弯折构造时, 应设置加劲肋 (图 9.2.10-3);

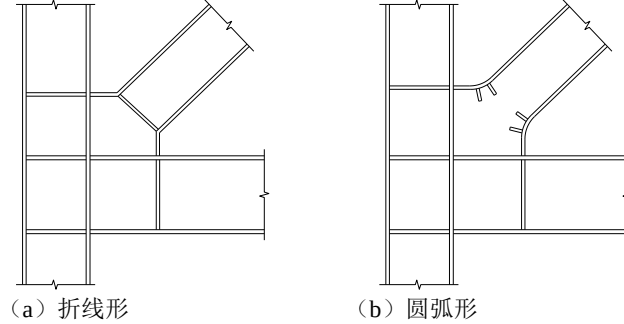


图 9.2.10-3 支撑端部的弯折构造

- 6) 中心支撑杆采用垫板连接的组合截面时, 垫板的间距应均匀, 每一杆件中的垫板数不得少于 2 块, 且应符合下列规定:
- a) 支撑杆屈曲可导致垫板连接处产生剪力时, 两垫板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的 0.4 倍, 垫板连接处的受剪承载力设计值总和不宜小于单肢杆件的受拉承载力设计值。
 - b) 支撑杆屈曲在垫板连接处不产生剪力时, 两垫板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件长细比的 0.75 倍。

9.2.11 偏心支撑框架的抗震设计应符合下列规定:

- 1 偏心支撑可采用单斜杆型和八字形、人字形。
- 2 多层结构其他各层设置偏心支撑时, 顶层仍可采用中心支撑。
- 3 偏心支撑框架构件的抗震承载力验算, 应符合下列规定:
 - 1) 偏心支撑框架构件与耗能连梁相连的支撑斜杆轴力设计值、框架梁以及框架柱内力设计值, 应按与支撑斜杆相连接的耗能连梁达到受剪承载力时支撑斜杆轴力设计值、框架梁以及框架柱内力设计值的 1.5 倍 (采用 GJ 钢时) 和 1.6 倍 (采用非 GJ 钢时) 采用。
 - 2) 偏心支撑耗能连梁的受剪承载力, 应符合下列要求:

$$N / (A f_y) \leq 0.15:$$

$$V \leq 0.9 V_L / \gamma_{RE} \quad (9.2.11-1)$$

$$V_L = \min (A_w f_{yv}, 2 M_{LP} / a) \quad (9.2.11-2)$$

$$A_w = (h - 2 t_f) t_w \quad (9.2.11-3)$$

$$M_{pL} = W_{pL} f_y \quad (9.2.11-4)$$

$$N / (A f_y) > 0.15:$$

$$V \leq 0.9 V_{Lc} / \gamma_{RE} \quad (9.2.11-5)$$

$$V_{L,N} = \min \left\{ A_w f_{yv} \sqrt{1 - \left[N / (A f_y) \right]^2}, 2.4 M_{LP} \left[1 - N / (A f_y) \right] / a \right\} \quad (9.2.11-6)$$

式中：N、V——分别为耗能连梁的轴力和剪力设计值；

V_L 、 $V_{L,N}$ ——耗能连梁的受剪承载力和计入轴力作用的受剪承载力，

M_{pL} ——耗能连梁的全塑性受弯承载力；

A、 A_w ——分别为耗能连梁的截面积和腹板截面积；

W_{pL} ——耗能连梁的塑性截面模量；

a、h——耗能连梁的净长和截面高度；

t_f 、 t_w ——分别为耗能连梁的翼缘厚度和腹板厚度；

f_y 、 f_{yv} ——分别为耗能连梁钢材的屈服强度和屈服抗剪强度。

4 耗能连梁应采用 H 形截面，其钢材的屈服强度不应高于 355MPa。耗能连梁及其延伸的同跨梁段的截面等级、偏心支撑的截面板件宽厚比，应符合本规范第 9.2.2 条的要求。

5 耗能连梁的构造应符合下列要求：

1) 当 $N / (A f_y) > 0.15$ 时，耗能连梁的长度应符合下列规定：

当 $\rho (A_w / A) \leq 0.3\rho$ 时：

$$a \leq 1.6 M_{pL} / V_L \quad (9.2.11-7)$$

当 $\rho (A_w / A) \leq 0.3$ 时：

$$a \leq [1.15 - 0.5\rho (A_w / A)] 1.6 M_{pL} / V_L \quad (9.2.11-8)$$

$$\rho = N / V \quad (9.2.11-9)$$

2) 耗能连梁的腹板不得贴焊补强板，也不得开孔；

3) 耗能连梁与支撑连接处应在其腹板两侧配置加劲肋，加劲肋的高度应为梁腹板高度，加劲肋宽度应与梁翼缘外边缘平齐，厚度不应小于 $0.75t_w$ 和 10mm 的较大值；

4) 耗能连梁应按下列要求在其腹板上设置中间加劲肋：

a) 当 $a \leq 1.6 M_{pL} / V_L$ 时，加劲肋间距不应大于 $(30t_w - h/5)$ ；

b) 当 $2.6 M_{pL} / V_L < a \leq 5 M_{pL}$ 时，应在距消能梁端部 $1.5b_f$ 处配置中间加劲肋，且中间加劲肋间距不应大于 $(52t_w - h/5)$ ；

c) 当 $1.6 M_{pL} / V_L < a \leq 2.6 M_{pL} / V_L$ 时，中间加劲肋的间距宜在上述二者间采用线性插入法确定；

d) 当 $a > 5 M_{pL} / V_L$ 时，可不配置中间加劲肋；

e) 中间加劲肋应与耗能连梁的腹板等高；当耗能连梁的高度不大于 640mm 时，可配置单向加劲肋，高度大于 640mm 时，应在两侧配置加劲肋，一侧加劲肋的宽度不应小于 $(b_f/2 - t_w)$ ，厚度不应小于 t_w 和 10mm 的较大值。

5) 耗能连梁与柱连接时，其长度不得大于 $1.6 M_{pL} / V_L$ ，且应满足相关标准的规定。

6) 耗能连梁两端上下翼缘应设置侧向支承，支撑的轴力设计值不得小于耗能连梁翼缘轴向承载力设计值 $b_f t_f f$ 的 6%。

7) 偏心支撑框架梁的非耗能连梁上下翼缘，应设置侧向支撑，支撑的轴力设计值不得小于梁翼缘轴向承载力设计值 $b_f t_f f$ 的 2%。

9.2.12 框架的实腹柱柱脚可采用埋入式、插入式、外包式和外露式，格构柱柱脚宜采用插入式，也可采用外露式。

1 实腹柱柱脚的极限受弯承载力可按式验算：

$$M_{jubs} \geq \eta_{jba} M_{pc} (1 - N_E/N_{pc}) \quad (9.2.12-1)$$

式中： M_{jubs} ——柱脚的极限受弯承载力；

η_{jba} ——柱脚的连接系数，应按表9.2.11-1选用；

M_{pc} ——柱截面全塑性弯矩；

N_E ——实腹柱的地震基本组合的轴力；

N_{pc} ——实腹柱的全截面塑性轴力。

表9.2.12-1 实腹柱柱脚的连接系数 η_{jba}

钢柱的钢材牌号		Q235	Q345	Q345GJ
柱脚	塑性结构 PS1、PS2	1.30	1.25	1.15
	弹塑性结构 PES	1.15	1.10	1.0
	弹性结构 ES1	1.10	1.05	1.0

2 当格构柱采用插入式柱脚时，应符合下列公式的要求：

1) 格构柱的插入深度，应满足下式的要求：

受拉肢：

$$N_{E1} \leq 0.75 f_t S d \quad (9.2.12-2)$$

受压肢：

$$N_{E2} \leq 0.75 f_t S d + \beta f_c A_c \quad (9.2.12-3)$$

$$\beta = \sqrt{A_d/A_c} \quad (9.2.12-4)$$

式中： N_{E1} 、 N_{E2} ——分别为格构柱受拉肢、受压肢的地震组合最大轴力设计值；

f_t ——基础混凝土抗拉强度设计值；

S ——插入段实腹柱截面的周长；

d ——柱肢插入深度；

β ——混凝土局部受压的强度提高系数；

A_c ——柱肢底板面积，无底板时取0；

A_d ——局部承压的计算面积。

2) 受拉肢和受压肢，应按下列公式验算基础的冲切强度：

$$\frac{N_{E1}}{0.6\mu_m h_{01}} \leq f_t \quad (9.2.12-5)$$

$$\frac{N_{E2}}{0.6\mu_m h_{02}} \leq f_t \quad (9.2.12-6)$$

式中：

h_{01} 、 h_{02} ——冲切的计算高度，按图 9.2.12-1 所示采用；

μ_m ——冲切计算高度1/2处的周长。

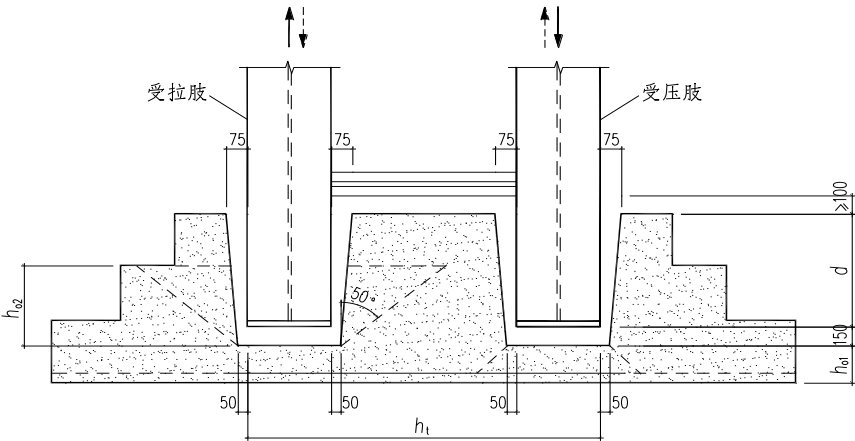


图 9.2.12-1 格构柱杯口插入式柱脚

3 ES1、ES2 和 PES 采用外露式柱脚时，也可采用地震组合进行承载力弹性设计，但应符合下列规定：

- 1) 刚接柱脚可按其地震组合弯矩乘以表 9.2.12-2 的柱脚的内力调整系数进行锚栓的承载力弹性设计。
- 2) ES2 的实腹柱采用铰接柱脚时，应按取 $q=2$ 的地震组合拔力乘以表 9.2.12-2 的柱脚的调整系数进行锚栓的承载力弹性设计。

表 9.2.12-2 外露式刚接柱脚锚栓设计的内力调整系数

结构类别	弹性结构 ($q=2$)	弹塑性结构 ($q=1.5$)	塑性结构 ($q=1$)
	实腹柱、格构柱	实腹柱、格构柱	格构柱
框架柱脚	0.6	0.8	1.2
与支撑相连框架柱脚	0.75	1.0	1.5

3) 采用地震组合内力设计外露式柱脚时，其最小承载力宜符合下列要求：

- a) 实腹柱刚接柱脚按锚栓毛截面屈服计算的受弯承载力，不宜低于钢柱截面全塑性受弯承载力的 0.5 倍。
- b) 格构柱采用分离式柱脚时，受拉肢的锚栓毛截面计算的受拉屈服承载力，不宜小于

分肢受拉屈服承载力的 0.5 倍。

c) 格构柱采用整体式柱脚时, 按锚栓毛截面屈服计算的受弯承载力, 不宜小于分肢截面拉压屈服状态的弯矩的 0.5 倍。

d) 铰接柱脚, 锚栓毛截面受拉屈服承载力不宜小于钢柱最小截面受拉屈服承载力的 0.2 倍。

4 抗震构造措施

1) 埋入式、插入式实腹柱柱脚的埋入(插入)深度, H 形截面柱不应小于 2 倍的柱截面高度, 钢管、钢管混凝土不应小于 2.5 倍的柱截面高度(或外径)。有抗拔要求时, 可在埋入(插入)柱段设置栓钉。

2) 格构柱插入式柱脚的插入深度不得小于柱总宽度的 0.5 倍, 且 H 截面不得小于 2.0 倍的单肢截面高度, 钢管、钢管混凝土柱不宜小于 2.5 倍的截面高度(或外径)。有抗拔要求时, 可在插入柱段设置栓钉。

3) 钢管混凝土柱采用埋入式、插入式柱脚时, 钢管与底板的连接焊缝宜采用坡口全熔透焊缝, 焊缝等级为二级; 当采用非埋入式柱脚时, 钢管与柱脚底板的连接应采用坡口全熔透焊缝, 焊缝等级为一级。

4) 外包式柱脚应符合下列要求:

a) 外包式柱脚的外包混凝土高度不小于钢柱截面高度的 2.5 倍, 且外包混凝土顶部箍筋到柱底板的距离 L_r 与受拉钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离 h_{r0} 之比不小于 1.0。

b) 外包混凝土的纵向钢筋在顶部应设置弯钩, 底部锚固长度不小于 $25d$ (d 为纵筋直径)。

c) 外包混凝土的顶部应至少设置 3 道箍筋, 间距可取 30~50mm。

d) 钢柱在顶部箍筋处应设置水平加劲肋或横隔板等局部加强措施。

5) 外露式柱脚应符合下列构造要求:

a) 柱与底板之间宜采用熔透焊。

b) 柱脚锚栓不宜用以承受柱脚底部的水平反力, 水平力宜由底板与混凝土基础间的摩擦力(摩擦系数可取 0.4)或设置抗剪键承受。

c) 锚栓与基础应可靠锚固, 并应采用双螺母拧紧。

d) 锚栓可采用 Q235、Q355 钢材制作; 采用更高强度等级钢材替换螺栓钢材时, 其直径不宜小于采用 Q355 钢的计算值。

单层钢结构

一般规定

10.1.1 本节适用于采用轻型围护或砌体围护的轻屋盖单层钢结构厂房，重屋盖单层钢结构厂房的抗震设计可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的规定执行。

10.1.2 轻屋盖厂房宜采用弹性结构ES1，也可据需采用弹塑性结构PES。

10.1.3 轻屋盖厂房采用弹性结构ES2时，高度不应大于18m，高宽比不宜大于1。此时当设置桥式起重机时，起重量不应大于20t，工作制应限制在A1~A5级范围内；当设置悬挂式起重机时，起重量不应大于3t。

10.1.4 采用弹性结构ES1、弹塑性结构PES的厂房结构体系，应符合下列要求：

1 横向抗侧力体系，可采用刚接框架、铰接框架、门式刚架或其他结构体系；厂房的纵向抗侧力体系，应采用柱间支撑。当抗侧刚度有可靠保证时，也可采用刚接框架；

2 设置桥式起重机时，吊车梁系统构件与厂房柱的连接应能可靠传递纵向水平地震作用；

3 应按本节规定设置完整的屋盖支撑系统；

4 屋架在柱顶铰接时，宜采用端斜杆上承式，并宜采用高强度螺栓连接；

5 多跨厂房宜采用等高布置（双坡屋面）。当采用高低跨布置时，低跨屋盖横梁与高跨柱的连接位置，应选择在可靠传递低跨屋盖横梁水平地震作用的高跨柱部位，并应采用合理的连接构造方式；

6 同一结构单元内，不宜采用不同的结构形式；

7 厂房端部应设置屋盖横梁，不应采用山墙承重。

10.1.5 采用弹性结构ES2的厂房结构体系，应符合下列要求：

1 横向抗侧力体系宜采用梁柱端板刚性连接的门式刚架，也可采用其他结构形式。纵向抗侧力体系，应采用柱间支撑；

2 无桥式起重机时，宜采用铰接柱脚，多跨厂房中间纵向柱列可采用摇摆柱；设置桥式起重机时，宜采用刚接柱脚，有吊车梁的柱列应设置柱间支撑，无桥式起重机跨也可采用摇摆柱；

3 屋盖应按本节规定设置横向支撑，据需设置纵向支撑；

4 多跨厂房宜采用等高布置。

10.1.6 厂房防震缝的宽度应根据设防烈度、与相邻房屋可能碰撞的最高点高度、厂房的结构布置等情况确定，一般可取按设防地震烈度计算的可能碰撞点高度的水平位移值的2倍，并不宜小于混凝土柱单层厂房防震缝宽度的1.5倍。

10.1.7 厂房的墙、屋面应符合下列规定：

1 围护墙、非承重填充墙和屋面宜采用轻质板材。当采用砌体墙时，厂房上柱柱顶弹性位移角

不宜超过 $q/240$;

2 当围护墙和非承重填充墙采用砌体时,应紧贴柱边砌筑且宜采用不约束框架结构变形的柔性连接方式。当不能采用柔性连接时,地震作用计算和构件抗震验算均应计入其不利影响,且不得考虑其有利作用。

抗震验算(1)——结构地震作用计算

10.2.1 厂房在风荷载作用下的底部剪力,大于设防烈度地震作用下的底部剪力时,可按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的要求进行设计;当采用弹性结构ES2的门式刚架厂房时,也可执行现行国家标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022的要求进行设计。

10.2.2 地震作用计算确定性能系数 q 时,除应执行表9.2.2-1的规定外,尚应符合下列规定:

1 H截面上柱、或下柱的弱轴垂直于纵向柱列线布置时,弹塑性结构、弹性结构ES1、ES2的纵向框架均可取性能系数 $q=2$ 进行抗震计算;

2 高度大于40m,或质量和刚度分布显著不均匀的不规则厂房,采用弹性结构ES1的厂房,宜按弹塑性结构的要求选用截面等级;

3 厂房纵向柱列高差显著的厂房,采用弹性结构ES1的厂房的较高部分框架,宜按弹塑性结构的要求选用截面等级;

4 设置桥式吊车的格构下柱,可采用型钢柱和钢管混凝土柱,并可取用相同的性能系数 q 进行抗震计算;

5 设置桥式吊车的格构下柱,当无工作平台等与其相连时,弹塑性结构可按弹性结构ES1的要求选用截面等级;

6 受力复杂的厂房局部框架,可据需提高截面等级。

10.2.3 地震作用计算应根据屋盖高差、起重机设置情况,采用与实际工作状态相适应的计算模型。

1 质量分布、刚度分布明显不对称的结构,应计算双向地震作用并计入扭转效应;

2 一般的厂房,可按纵、横两个方向分别进行计算,其计算简图应符合下列要求:

1) 横向框架柱的计算高度,梁柱铰接框架可取基础面至柱顶(图10.2.3-1a);梁柱刚接框架可取基础面至屋架下弦轴线(图10.2.3-1b)、实腹屋面梁中心线(图10.2.3-1c);

2) H截面下柱弱轴平行于横向框架或采用外露式柱脚的纵向框架计算时,可取柱底为铰接;H截面柱弱轴垂直于横向框架或钢管混凝土柱采用插入式、埋入式、外包式柱脚,可取钢柱在基础面刚接,采用砌体围护时也可取为铰接;

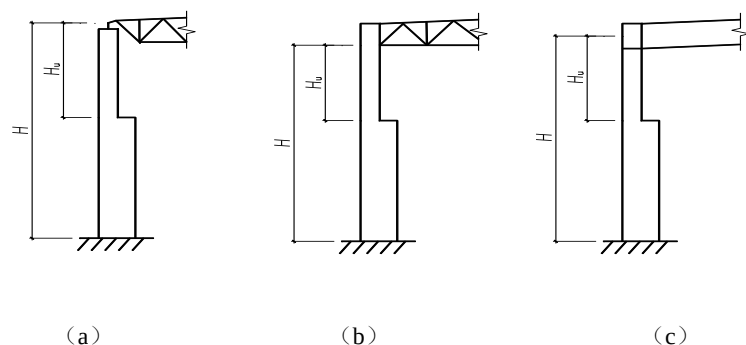


图10.2.3-1 厂房框架柱的计算高度

3 中间柱列的计算周期，宜乘以0.8系数折减。

10.2.4 地震作用计算时，厂房围护墙体的自重和刚度，应按下列规定取值：

- 1 轻型墙板或与柱柔性连接的墙板，应计入其全部自重，但不应计入其刚度；
- 2 柱边贴砌且与柱有拉结的砌体围护墙，应计入其全部自重；当沿墙体纵向进行地震作用计算时，尚可计入砌体墙的折算刚度，折算系数，7、8和9度可分别取0.6、0.4和0.2。

10.2.5 横向框架的抗震计算，可采用下列方法：

- 1 一般情况下，宜采用考虑屋盖弹性变形的空间分析方法；
- 2 可略去扭转影响的厂房，可取较小的计算单元按平面模型进行计算。平面规则、侧向刚度均匀的结构单元，可按平面框架进行计算。等高厂房可采用底部剪力法，高低跨厂房、屋顶设置纵向气楼的厂房应采用振型分解反应谱法。

10.2.6 纵向框架的抗震计算，可采用下列方法：

- 1 柱列沿纵向不等高的结构单元，应采用振型分解反应谱法；
- 2 柱列沿纵向等高的结构单元，采用轻型板材围护墙或与柱柔性连接墙板时，可采用底部剪力法计算，各纵向柱列的地震作用可按纵向柱列承受的重力荷载代表值的比例分配；
- 3 采用柱边贴砌且与柱拉结的砌体围护墙厂房，可参照本标准第6章钢筋混凝土柱厂房的规定进行计算。

抗震验算（2）——结构构件地震作用及效应的调整

10.3.1 当X形柱间支撑采用B2-2级或采用长细比大于130的B3级型钢支撑时，可单根支撑杆受拉进行抗震计算，并应按下列规定进行地震作用及效应的调整：

- 1 弹塑性结构采用 $q=1.5$ 计算时，受拉支撑杆的截面应力比不宜大于0.75；弹性结构ES1采用 $q=2$ 计算时，受拉支撑杆的截面应力比宜接近于1；
- 2 H截面弱轴垂直于纵向列线线的上柱、柱顶系杆，在上柱支撑受拉屈服的拉力作用下不应发生整体屈曲，柱顶系杆的轴力可按本章9.2.9条第1款的规定进行计算。

10.3.2 当V形或Λ形柱间支撑采用B3级支撑时，其长细比不应大于150，并应按下列规定进行地

震作用及效应的调整:

1 采用 B3 级 V 形或 Λ 形布置的柱间支撑时, 弹性结构、弹塑性结构均采用性能系数 $q=2$ 的计算内力进行支撑系统的弹性设计;

2 与 V 形 Λ 形支撑尖顶相连的横梁宜采用竖向桁架, 也可采用单根型钢横杆。横梁应采用第 9.2.9 第 1 款的规定计算的轴向力和竖向不平衡力进行弹性设计。

10.3.3 桁架式门形柱间支撑, 弹性结构 ES1、弹塑性结构均采用 $q=2$ 的计算内力进行弹性设计。当桁架杆件的长细比大于 150 时, 其受压承载力应乘以 0.5 系数折减。

10.3.4 屋盖横向水平支撑、纵向水平支撑的交叉斜杆均按拉杆设计, 并取相同的截面面积; 直压杆可按斜拉杆受拉屈服时承受的压力设计。

10.3.5 8、9 度时, 除了执行本标准第 4 章规定者外, 支承跨度大于 24m 的屋盖横梁的托架应按本标准第 4 章的规定计算竖向地震作用。屋盖横梁、竖向支承桁架上设置荷重较大设备时, 屋盖横梁应计入竖向地震作用。

抗震验算 (3) —— 框架梁、柱及其连接节点

10.4.1 单层钢结构厂房的构件和节点的抗震承载力, 除本章有专门说明或规定者外, 均应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 等的有关公式和规定, 采用本标准第 4 章的地震作用效应组合进行弹性阶段的验算。

10.4.2 框架柱的长细比, 宜符合下列要求:

1 弹性结构 ES1, 地震组合 (按 $q=2$ 计算) 的轴压比小于 0.3 时不宜大于 150; 不小于 0.3 时, 不宜大于 $120\varepsilon_k$ 。

2 弹性结构 ES2, 不宜大于 150。

3 弹塑性结构 PES, 不宜大于 $120\varepsilon_k$ 。

10.4.3 框架柱、梁的截面板件宽厚比, 应据采用的结构类别, 按本章第 9.2.2 条的规定选用。

10.4.4 框架的主要节点及构件可采用高强度螺栓连接、焊接连接, 不应采用普通螺栓连接, 并应符合下列要求:

1 高强度螺栓, 应采用摩擦型连接进行弹性设计, 不应采用承压型连接。

2 所有传力焊接连接不得采用间断焊缝。

3 钢管混凝土格构柱的缀条及其连接节点应取实际剪力和考虑初始缺陷引起的剪力两者中的较大值进行计算。

10.4.5 框架的梁柱连接, 应符合下列规定:

1 梁柱刚性连接应按本标准第 4 章规定的地震组合进行弹性设计, 并应据所采用的结构类别, 按本标准第 9.2.8 条的规定进行极限承载力验算。

2 刚接框架屋盖横梁的拼接, 当位于最大应力区外时, 弹性结构 ES1、弹塑性结构 PES 宜按与

较小被拼接截面等强度设计，弹性结构 ES2 可按不小于较小被连接截面承载力的 0.5 倍进行设计。

3 上柱的拼接位置应选择弯矩较小区域，可按被拼接截面等强度设计，也可按其承载力不小于上柱梁呈塑性铰状态计算的拼接处的内力，且不小于柱全截面受拉屈服承载力的 0.5 倍进行设计。

4 H 形截面上柱与钢管混凝土格构下柱之间的连接，应按第 9.2 节的要求进行极限承载力验算。

5 铰接屋架上弦与柱相连的连接板，在设防烈度地震作用下不应出现塑性变形。

10.4.6 柱脚设计应符合下列规定：

1 弹性结构 ES1 或弹塑性结构 PES 厂房，柱脚宜采用插入式，也可采用外露式、外包式，应按本标准第 9.2.11 条的规定进行抗震承载力验算。

2 弹性结构 ES2 宜采用外露式平板铰接柱脚，也可采用外露式刚接柱脚，应按本标准第 9.2.11 条的规定进行抗震承载力验算。当采用门式刚架轻型厂房时，也可按现行国家标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB51022 进行抗震验算。

抗震验算（4）——柱间支撑的抗震设计

10.5.1 柱间支撑宜采用 X 形支撑，也可采用 V 形和 Λ 形支撑，支撑斜杆与水平面的交角不宜大于 55 度。受工艺条件限制时，也可采用格构门式支撑。

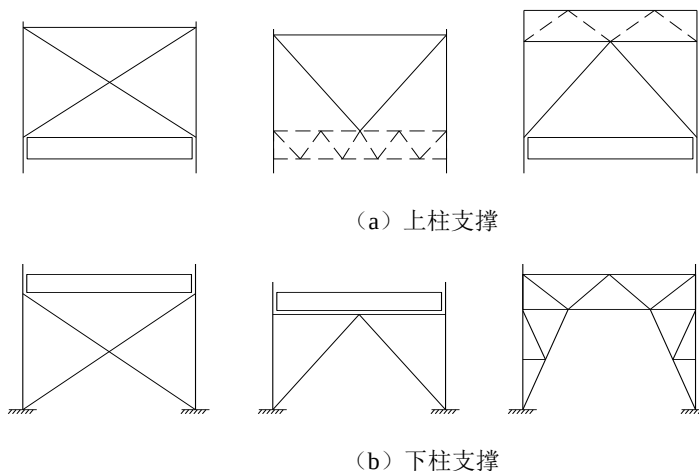


图 10.5.1-1 柱间支撑形式

10.5.2 柱间支撑应根据所采用结构类别按表 9.2.2-1 选用相应的等级，型钢中心支撑除应符合表 9.2.2-3 的长细比和板件宽厚比的要求外，尚应符合下列要求：

- 1 不应采用螺旋焊接钢管。
- 2 宜采用整根型钢制作。当热轧型钢超过材料最大长度规格时，可采用等强拼接接长。
- 3 有条件时，宜采用约束屈曲支撑。

10.5.3 弹性结构 ES1、弹塑性结构 PES 厂房的柱间支撑布置，应符合下列要求：

1 结构单元的各纵向柱列应在其中部布置一道下柱支撑；当采用轻型围护材料结构单元长度大于 120m 时，或采用砌体围护结构单元长度大于 90m 时，应在其 1/3 区段内各布置一道下柱支撑；当柱间数不超过 5 个且厂房长度小于 60m 时，亦可在其两端柱间布置下柱支撑。上柱支撑应布置在

结构单元两端和设置下柱支撑的柱间：

- 2 多跨厂房各柱列的柱间支撑，宜布置在相同榀横向框架构成的柱间；
- 3 结构单元内，各柱列柱间支撑的刚度应按下列原则合理协调与选定：
 - 1) 同列柱内上柱的柱间支撑刚度，不宜大于下柱的柱间支撑刚度；
 - 2) 同一柱间采用双片支撑时，其纵向刚度宜相同；
 - 3) 各柱列柱间支撑的纵向刚度宜相接近，但边列柱柱间支撑的纵向刚度不宜大于中列柱柱间支撑的纵向刚度。

10.5.4 弹性结构 ES2 厂房的柱间支撑，无桥式起重机时，可采用圆钢、钢索 X 形柱间支撑，应设置在围护外墙柱列。有桥式起重机时，可采用 B4 级 X 形型钢支撑，应设置在围护外墙柱列和吊车梁柱列。柱间支撑的布置宜符合下列要求：

1 无桥式起重机时，支撑间距不应大于 45m，并结构单元端开间一般应布置；当厂房高度大于 2 倍柱距时，柱间支撑应分层设置，并支撑层间应设置长细比不大于 150 的受压系杆；

2 设置桥式起重机时，支撑间距不应大于 45m。结构单元中部柱间，应设置下柱支撑；结构单元长度大于 90m 时，应在其 1/3 区段内各布置一道下柱支撑；结构单元端开间、下柱柱间支撑开间，应设置上柱支撑。

10.5.5 结构单元内，沿各柱列的柱顶宜设置通长的受压系杆。

1 柱顶系杆的长细比，弹性结构 ES1、ES2 不宜大于 150，弹塑性结构 PES 不宜大于 130。当柱顶系杆兼作 V 或 Λ 形柱间支撑的尖顶横梁时，其长细比计算时不得考虑支撑的支点作用。

2 弹性结构 ES1、弹塑性结构 PES 的刚接框架柱顶受压系杆，可据屋盖横梁的梁端高度设置，宜符合下列要求：

- 1) 梁端高度小于 900mm 时，可设置一根；
- 2) 梁端高度 900mm 到 1500mm 之间时，可采用一根受压系杆伸出隅撑与钢柱在横梁下翼缘（下弦）位置连接（图 10.5.5-1a）；
- 3) 梁端高度超过 1500mm 时，屋盖横梁上下弦（或上下翼缘）标高处各设置一根系杆（图 10.5.5-1b）。

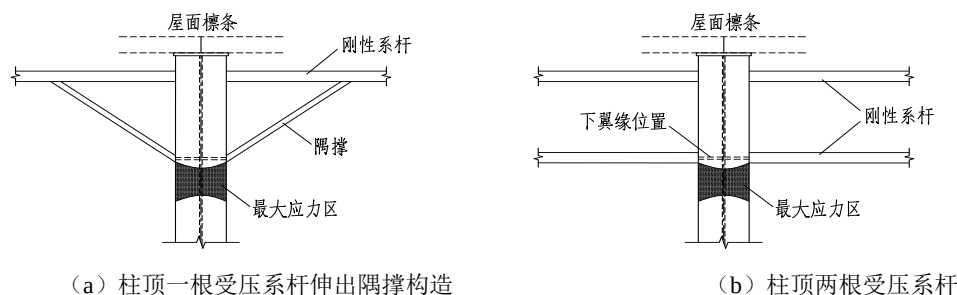


图 10.5.5-1 柱顶受压系杆

- 4) 柱顶系杆可与屋盖横梁端部系杆合并设置；梁端截面高度大时，柱顶系杆也可采用下弦支承在屋面梁下翼缘平面，上弦利用屋面檩条的竖向桁架。
- 5) 柱间支撑开间， Λ 形支撑的尖顶横梁宜采用竖向支撑形式，并可与屋盖系统的竖向支

撑合并。

3 弹性结构 ES2 刚架的柱顶受压系杆，可参照上述 1、2 的要求设置。

10.5.6 弹性结构 ES1、弹塑性结构厂房的柱间支撑连接节点，应符合下列要求：

1 柱间支撑与框架的连接、支撑构件拼接的应符合本标准第 9.2.9 条的规定。

2 X 形支撑杆端的连接，单角钢支撑应计入强度折减，不宜采用单面偏心连接。

3 X 形支撑有一杆中断时，交叉节点板验算截面的屈服承载力、支撑杆与交叉节点板连接的极限承载力，不得小于支撑杆塑性承载力的 1.25 倍。

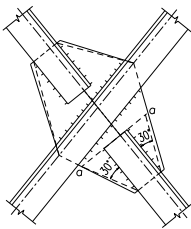


图 7.3.5-3 交叉节点板的验算截面

4 支撑杆端连接焊缝的重心宜与杆件重心重合。

5 钢管支撑与钢柱的汇交节点、X 形支撑的交叉节点，其相贯节点应采用节点板补强，补强后的相贯节点应采用表 9.2.8-1 的连接系数进行极限承载力验算。

10.5.7 弹性结构 ES2，可采用圆钢、钢索、型钢 X 形柱间支撑，其连接节点，宜采用性能系数 $q=2$ 的计算内力组合，按现行国家标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB51022 进行弹性设计。

9.2 抗震验算（5）——屋盖支撑抗震设计

10.6.1 弹性结构 ES1、弹塑性结构厂房的屋盖水平支撑杆宜采用型钢，设置 X 形支撑时，支撑杆的长细比不宜大于 350。

10.6.2 弹性结构 ES1、弹塑性结构厂房的有檩屋盖的支撑系统布置，宜符合下列要求：

1 屋架的横向支撑、竖向支撑、纵向气楼架支撑的布置，宜符合表 10.6.2-1 的要求；

表 10.6.2-1 屋架的支撑系统布置

支撑名称		支撑布置	备注
屋架支撑	上弦横向支撑	结构单元端开间及上柱柱间支撑开间各设一道。 纵向天窗开洞范围内端部宜各增设局部上弦横向支撑一道。	
	下弦横向支撑	同非抗震设计；当屋架端部支承在下弦时，同上弦横向支撑。	
	跨中竖向支撑	屋架跨度不小于30m时，柱间支撑开间跨中增设一道。	
	两侧竖向支撑	屋架端部高度大于900mm时，结构单元端开间及柱间支撑开间各设一道。	宜与柱间支撑合并设计。

	下弦通长水平系杆	屋架两端和屋架竖向支撑节点处设置；与柱刚接时，屋架端节间处按控制下弦平面外长细比不大于150设置。	可与柱顶型钢合并。
传统矩形纵向气楼架支撑	上弦横向支撑	天窗架单元两端开间及每隔不超过54m设一道	
	两侧竖向支撑		
圆弧形轻型纵向气楼架支撑	上弦横向支撑	气楼单元两端开间及每隔不超过30m设一道（气楼立柱柱距小于3m时，气楼开间宜取两个柱距）。	
	圆弧组件支撑		
	立柱竖向支撑		

注：1 本表为梯形屋架端部支承在屋架上弦或与柱为刚性连接的情况。

2 X形支撑的长细比取为350。

2 实腹屋面梁与柱刚性连接，并采用高频焊接轻型型钢屋面檩条时，可采用横向水平支撑——隅撑侧向支承屋盖系统，并应符合下列规定：

- 1) 屋盖横向水平支撑的间距，应符合表 10.6.2-1 的要求；
- 2) 屋盖横向水平支撑，应布置在屋面梁的上翼缘平面，可采用屋面檩条兼作为其直压杆；
- 3) 屋面梁下翼缘应设置隅撑侧向支承，隅撑应成对布置。隅撑的另一端可与屋面檩条连接，屋面檩条承载力计算时不应计入隅撑的支承作用；

4) 设置屋盖横向支撑的柱间、屋面梁梁端下翼缘受压范围内，隅撑间距可取檩距；其余柱间，跨中下翼缘受拉区，隅撑间距可取用 2 倍檩距，至多不得超过 3 倍檩距，并支承点间的下翼缘面外长细比不应大于 240；

3 端斜杆上承式柱顶铰接屋架，当屋面檩条正对屋架竖向腹杆节点布置时，可参照上述 2 设置屋盖横向水平支撑——隅撑屋盖支撑系统；

4 柱距不大于 6m 时，屋盖横向支撑桁架的高度可取与柱距相同；柱距大于 6m 时，屋盖横向支撑桁架的高度可小于柱距，但不宜小于 6m。

10.6.3 弹性结构 ES1、弹塑性结构厂房的有檩屋盖，其纵向水平支撑布置应符合下列规定：

- 1 当采用托架支承屋盖横梁的屋盖结构时，应沿结构单元全长设置纵向水平支撑；
- 2 多跨厂房的屋盖纵向水平支撑应根据设置的桥式吊车起重量和工作制、厂房跨度等确定。设置桥式吊车时，屋盖纵向水平支撑的间距不宜超过两跨，至多不应超过三跨。当柱顶高度大于 18m、桥式起重机的起重重量大于 20t 时，宜每跨设置；设置硬钩桥式起重机或起重重量不小于 20t 的重级工作制起重机时，应每跨设置；
- 3 纵向柱列局部柱间采用托架支承屋盖横梁时，应沿托架的柱间及向其两侧至少各延伸一个柱间设置屋盖纵向水平支撑；
- 4 当设置沿结构单元全长的纵向水平支撑时，应与横向水平支撑形成封闭的屋盖水平支撑体系；
- 5 高低跨厂房，在低跨屋盖横梁端部支承处，应沿屋盖全长设置纵向水平支撑。高跨和低跨宜按各自的标高组成相对独立的封闭支撑体系；
- 6 同一结构单元内，当多跨等高厂房中相邻两跨长度不等时，宜按结构单元长度分别形成封闭的支撑体系（图 10.6.3-1a）；当柱顶高度不大于 18m，桥式起重机的起重重量不大于 50t 时，也可沿结

构单元周圈形成封闭的支撑框架体系（图 10.6.3-1b）；

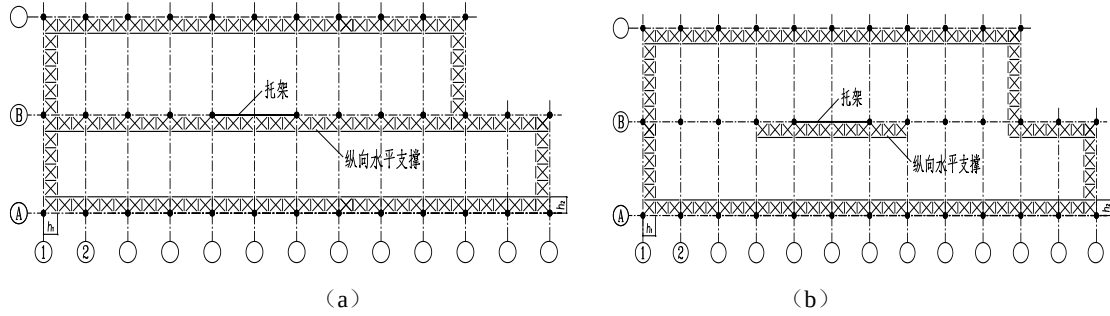


图 10.6.3-1 多跨等高厂房中相邻两跨不等长度的纵向支撑布置

7 屋盖纵向水平支撑桁架的高度，不宜小于 5m。

10.6.4 弹性结构 ES2 的屋盖水平支撑的布置，宜符合下列规定：

- 1 屋盖水平支撑可采用圆钢、钢索和型钢交叉支撑；当设置的桥式起重机或悬挂式起重机时，应采用型钢支撑，支撑杆的长细比不宜大于 400；
- 2 屋盖横向水平支撑，宜布置在柱间支撑开间；
- 3 设置桥式起重机的厂房，宜设置屋盖纵向水平支撑；设置摇摆柱的厂房宽度不小于 36m 时，宜设置纵向屋盖支撑。纵向水平支撑应沿屋盖周边布置，并应与横向水平支撑形成封闭的屋盖水平支撑体系；
- 4 纵向柱列抽柱的柱间宜设置局部屋盖纵向水平支撑。

10.6.5 突出屋面的横向天窗架，当其跨度不大于屋架间距时，其支撑布置宜符合表 10.6.5-1 的要求（图 10.6.5-1）。

表 10.6.5-1 突出屋面的横向天窗（气楼）架支撑布置

支撑名称		支撑布置
传统矩形横向天窗架	上弦横向支撑	横向天窗架两端及转折处各设一道，但间距应不大于 30m
	两侧竖向支撑	横向天窗架两端及转折处各设一道，并支撑开间不设支撑的支撑架开间宜小于 4
圆弧形轻型横向气楼架	上弦横向支撑	气楼单元两端开间及每隔不超过 30m 设一道（气楼架立柱柱距小于 3m 时，气楼开间应取两个柱距）
	圆弧组件支撑	
	立柱竖向支撑	

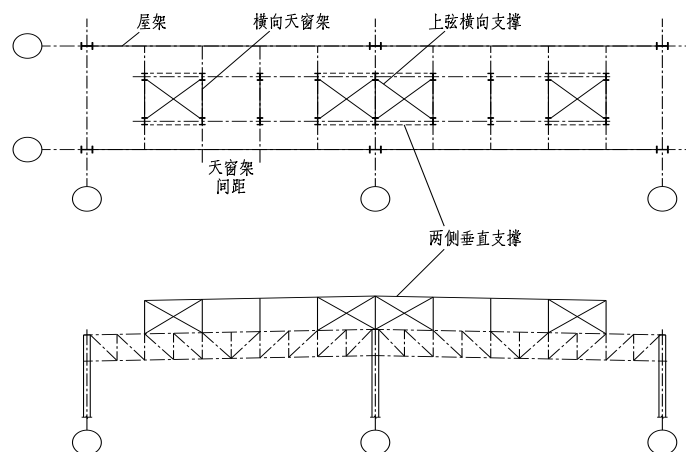


图 10.6.5-1 突出屋面的横向天窗架支撑布置

10.6.6 当采用下沉式横向气楼时，应在屋架下弦平面设置封闭的屋盖水平支撑系统。

10.6.7 屋盖支撑杆件及其连接节点的承载力设计，应符合下列要求：

- 1 屋盖交叉支撑杆中断时，交叉节点板的屈服承载力、连接的极限承载力，不应小于支撑杆塑性承载力的 1.2 倍；
- 2 竖向支撑桁架的腹杆应能承受和传递屋盖的水平地震作用，其连接的极限承载力应大于腹杆的塑性承载力，并满足构造要求；

多层钢结构

一般规定

11.1.1 本节适用于墙面、屋盖采用轻型围护或无围护，楼面采用花纹钢板、钢格板或无楼板的
多层钢框架、多层钢框架-支撑结构的抗震设计。

楼面采用钢筋混凝土楼板的多层钢结构的抗震设计可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》
GB50011 的规定执行。

11.1.2 多层钢结构楼面采用花纹钢板、钢格板或无楼板时，结构分析应符合如下要求：

1 采用空间杆系结构模型进行抗震分析，不考虑楼面平面内刚度，可不要求进行平面扭转的规
则性判别；

2 结构整体计算时应将结构水平撑及设备梁及主要平台梁计入整体模型进行分析；

3 采用轻型围护或无围护时，计算结构周期不折减；

4 层间位移不做要求，结构顶点位移宜满足如下要求：

1) 结构性能系数 $q=1$ 时，结构顶点位移不宜大于 $1/200$ ；

2) 结构性能系数 $q=2$ 时，结构顶点位移不宜大于 $1/100$ 。

11.1.3 多层钢结构的结构类型宜按如下选型：

1 应优先采用钢框架-支撑结构。

2 当按工艺使用要求布置支撑困难时，也可采用钢框架结构。

3 多层钢结构抗震设计应遵循技术可靠、经济合理的原则，根据设防类别、设防烈度及结构高
度选用弹性结构、弹塑性结构或塑性结构。

4 8度区或高度超过50m的多层钢结构，柱脚采用外露式柱脚时，宜选用靴梁式柱脚，并按塑性
结构的要求进行柱脚设计。

11.1.4 多层钢结构采用塑性结构、弹塑性结构进行设计时，应符合本标准的设计要求。

11.1.5 多层钢结构的最大高宽比不宜超过表 7.4.1 的规定。

表 7.4.1 最大高宽比

烈度	6 度、7 度	8 度	9 度
最大高宽比	7.5	7	6.5

注：1 钢结构构筑物的高度指从设计地面至框架顶；若框架上有立式设备、空冷器等，高度应算至设备顶。

11.1.6 多层钢结构需要设置防震缝时，缝宽一般可取按设防地震烈度计算的可能碰撞点高度的水
平位移值的2倍，且不应小于相应钢筋混凝土结构的1.5倍。

11.1.7 塑性结构外露式柱脚的锚栓材质应符合塑性铰区钢材的要求。

抗震验算（1）——结构地震作用计算

11.2.1 多层钢结构采用塑性结构、弹塑性结构或弹性结构类别进行设计时，应按表9.2.2-1的规定采用相应的结构性能系数。

11.2.2 钢结构在地震作用下的内力和变形分析，当结构布置规则时，可分别沿结构横向、纵向按平面结构模型进行抗震计算，其他情况应采用空间结构模型进行抗震计算。

11.2.3 多层钢结构楼层支承设备时，设备地震作用按8.3节规定计算。

11.2.4 设备模型按等效质量和刚度模拟到整个结构模型时，水平支撑及设备层平台梁宜建入到结构模型。

抗震验算（2）——结构地震作用及效应的调整

11.3.1 结构地震作用及效应的调整应符合9.2.4条的规定。

11.3.2 与柱间支撑相连的框架柱段，按塑性结构PS1、PS2设计时，截面组合的地震作用内力设计值宜分别乘以增大系数1.85、1.5；按弹塑性结构PES设计时，宜乘以增大系数1.25。

11.3.3 托柱梁、设备梁以及与设备梁相连的框架梁（两端铰接）应进行抗震承载力验算，按塑性结构PS1、PS2设计时，地震作用内力宜分别乘以增大系数3、2.5；按弹塑性结构PES设计时，宜乘以增大系数2。刚接可再乘0.8的折减系数。

抗震验算（3）——结构杆件和节点抗震承载力验算

11.4.1 结构杆件和节点抗震承载力验算应符合9.2节的规定。

11.4.2 框架-支撑结构，与柱间支撑相连的框架梁应进行压弯稳定验算，其余框架梁宜进行压弯稳定验算。

11.4.4 框架柱、梁的截面板件宽厚比，应根据采用的结构类别，按本章第9.2.2条的规定选用。

11.4.5 框架梁端受压上翼缘具有与之牢固连接的密铺花纹钢板时，可不进行框架梁整体稳定性验算。

抗震验算（4）——连接抗震承载力验算

11.5.1 钢结构主要构件与节点的连接可采用焊接、高强度螺栓连接或栓焊混合连接。

11.5.2 连接抗震承载力验算应符合 9.3 节的相关规定。

抗震验算（5）——支撑抗震设计

11.6.1 多层钢结构柱间支撑的布置，应符合下列要求：

- 1 支撑框架在两个方向的布置宜均匀对称；
- 2 支撑型式(图 11.6.3-1)，一般可采用交叉型、人字型等中心支撑，当采用单斜杆中心支撑时，应双向对称设置。烈度为 8、9 度区可采用偏心支撑。

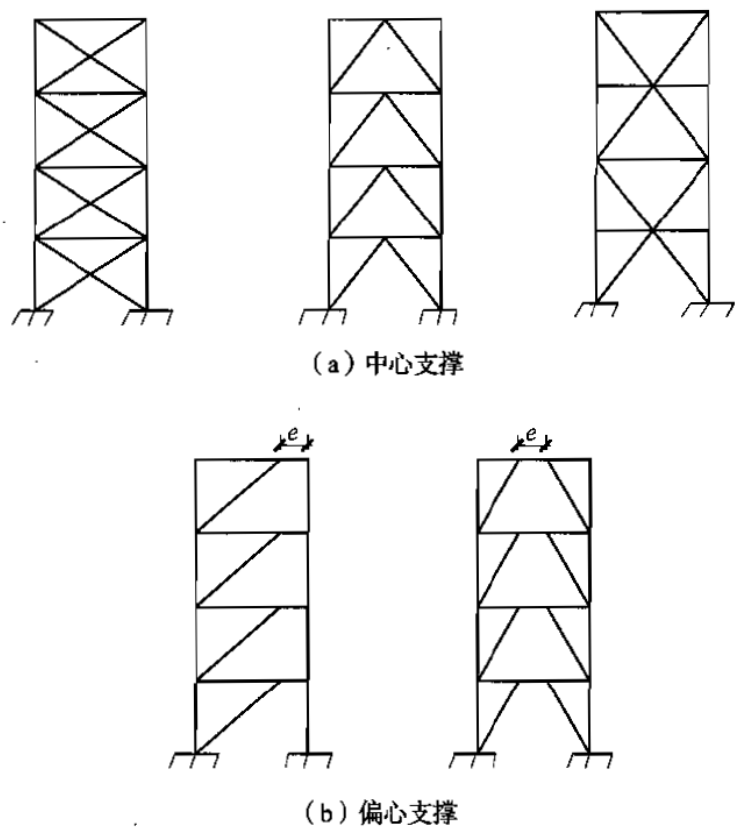


图 7.6.5 框排架结构柱间支撑形式

(a) 中心支持 (b) 偏心支撑

图 11.6.3-1 框排架结构柱间支撑形式

11.6.2 支承设备框架梁的人字形或 V 形支撑，尚应符合钢柱的抗震设计要求。

11.6.3 钢平台水平支撑设置应符合下列要求：

- 1 平台上有设备、管道挡墩、支吊点等水平荷载作用时，该层宜设置水平支撑系统；
- 2 当钢结构构筑物各榀框架侧移刚度相差较大、竖向支撑布置又不规则时，宜在顶层、中间层设置水平支撑；
- 3 平台铺板采用钢格栅板时，宜每层设置水平支撑。

11.6.4 水平支撑的构造应符合下列要求:

- 1 水平支撑可设在框架梁底部, 但支撑杆端部宜与该层框架梁的腹板和下翼缘同时相连;
- 2 水平支撑的布置应与竖向支撑相协调;
- 3 框架梁可作为水平支撑系统的弦杆, 斜杆与弦杆的夹角宜在 $30^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 。
- 4 支撑抗震设计尚应符合第 9 章要求。

构造措施 (1)

11.7.1 框架柱的长细比, 宜符合下列要求:

- 1 弹性结构ES1, 地震组合 (按 $q>2$ 计算) 的轴压比不大于0.3时不宜大于150; 大于0.3时, 不宜大于 $120\varepsilon_k$ 。
- 2 弹性结构ES2, 不宜大于180。
- 3 弹塑性结构PES, 不宜大于 $120\varepsilon_k$ 。
- 4 塑性结构PS1、PS2, 宜按《建筑抗震设计规范》CB50011取用。

11.7.2 两侧梁高度不等连接于柱设置水平加劲肋时, 如加劲肋间距 e 大于 150mm 及水平加劲肋宽度时, 则可分别设置 (图 11.7.2-1a)。不满足上述要求时, 可局部调整较小梁的截面高度 (图 11.7.2-1b); 两个互相垂直的方向连接的梁高度不同时, 亦可参照上述方法处理。

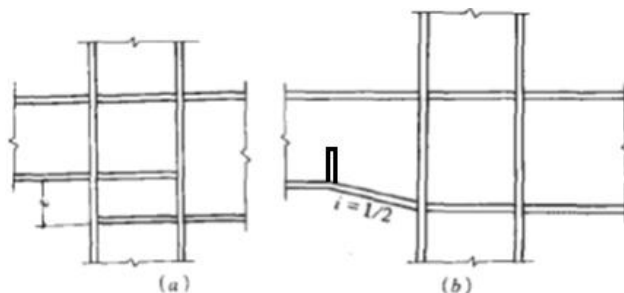


图 7.5.6 柱两侧与不等高梁的连接

图 11.7.2-1 柱两侧与不等高梁的连接

11.7.3 外露式柱脚锚栓均采用双螺帽构造, 当柱脚受有较大地震作用剪力时 (如柱列内与柱间支撑相连的柱脚), 宜采用带抗剪键的柱脚构造。

11.7.4 靴梁式柱脚锚栓自由长度宜大于柱截面高度。

11.7.5 多层钢框架构造措施应符合第 9 章的相关规定

附录 A 大跨度料场封闭结构

A.1 一般规定

A.1.1 本附录适用于由空间网格结构（网架、网壳、立体桁架）、预应力索拱、预应力管桁架、张弦桁架、索结构等承重的电厂、煤场、码头、矿区等大跨度料场封闭结构的抗震设计。

A.1.2 本附录适用于结构跨度在 200m 以下的料场封闭结构。对于跨度大于 200m 的料场封闭结构，其抗震设计应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

A.1.3 大跨度料场封闭结构的布置应满足以下要求：

1. 大跨度料场封闭结构在满足工艺要求的前提下，宜符合平面、立面和竖向剖面的规则性要求。
2. 结构传力路径明确，支座能将地震作用有效地传递到地基与基础。
3. 应具有合理的刚度和承载力分布，屋盖及其支承构件布置宜均匀对称。
4. 结构沿两个水平方向宜形成刚度均衡的空间传力体系，避免出现局部削弱或突变形成薄弱部位。对于可能出现的薄弱部位，应采取措施提高其抗震能力。
5. 下部支承结构应合理布置，避免覆盖结构产生过大的地震扭转效应。

A.2 抗震计算原则

A.2.1 大跨度料场封闭结构宜采用高强度-低延性的抗震设计方法进行设计。

A.2.2 抗震计算模型应满足以下要求：

1. 应合理确定屋盖结构的计算模型，其连接假定应与构造相符。
2. 计算模型中的支座约束应与支座的实际构造一致。
3. 计算模型应计入屋盖结构与下部支承结构的协同作用。
4. 对于有预应力索参与的预应力索拱体系、预应力管桁架、张弦桁架、索结构等的地震作用计算模型，应计入索的几何刚度影响。

A.2.3 抗震分析时结构的阻尼比宜按下列取值：

1. 当下部支承结构为钢结构或屋盖直接支承在地面时，阻尼比可取 0.02。
2. 当下部支承结构为混凝土柱或连续墙时，阻尼比可取 0.025-0.035。

A.2.4 抗震计算方法的选取应满足以下要求：

1. 对于跨度在 120m 以下的料场封闭结构，当结构布置规则时，地震作用效应分析可采用振型分解反应谱法；当结构体型复杂、布置不规则时，宜考虑多维地震作用效应影响，并采用时程分析法进行补充计算。

2. 对于跨度在 120m~200m 的大跨度料场封闭结构，应进行三向地震作用下的多维地震效应分析，分别采用多维地震反应谱法和时程分析法，抗震设计时取两者计算结果的较大值。

3. 当结构长度超过 300m 时，应考虑地震行波效应影响的多点激励。

A. 2. 5 当采用振型分解反应谱法时，参与组合的振型数应足够多，振型个数可取振型参与质量达到总质量 90%所需的振型数。

A. 2. 6 当抗震设防烈度为 8 度及以上时，应对结构进行大震弹塑性分析，并对薄弱部位进行加强处理。当抗震设防烈度为 8 度以下时，可不进行大震弹塑性分析，结构构造应满足相关要求。

A. 2. 7 料场封闭结构在重力荷载代表值和竖向地震作用标准值下的组合挠度值不宜超过表 A.2.7-1 的限值。

表 A.2.7-1 料场封闭结构的挠度限值

结构体系	挠度限值（跨度 l ）
桁架、网架、张弦桁架、预应力索拱、预应力管桁架	$l/200$
双层网壳、弦支网壳	$l/250$

A. 2. 8 料场封闭结构的支座，在地震作用下，除应具有足够的竖向承载力外，尚应保证可靠的抗拔能力，其受力状况宜按实体模型进行有限元分析。

A. 3 抗震构造措施

A. 3. 1 节点构造

1. 采用节点板连接各杆件时，节点板的厚度不宜小于连接杆件最大壁厚的 1.2 倍；
2. 采用相贯节点时，应将内力较大的杆件直通。直通杆件的壁厚不应小于焊于其上各杆件的壁厚；
3. 采用焊接球节点时，球体的壁厚不应小于相连主体杆件最大壁厚的 1.3 倍；
4. 杆件中心线宜相交于节点中心。

A. 3. 2 支座构造

1. 支座节点构造形式应传力可靠、连接简单，并符合计算假定；
2. 支座应具有足够的强度、刚度和抗拔能力，对于铰接支座应具有转动能力，在荷载作用下不应先于杆件和其他节点破坏；
3. 对设计时不承受上拔力的支座，应设置竖向抗拔构造，且抗拔承载力设计值不宜小于竖向压力的 20%；
4. 支座构造应充分考虑上部结构水平推力的影响。

A. 4 基础设计

A. 4. 1 大跨度料场封闭结构基础设计，应遵循以下原则：

1. 拱脚基础采用天然地基或处理地基时，可采用基底摩擦力和被动土压力承担水平推力，应对基坑回填土的材料、密实度及范围提出要求；

2. 采用桩基时，应考虑承台、桩群和土的共同作用效应承担水平推力，应计算基桩桩身的偏心受压承载力，桩身弯矩计算宜采用 m 法；

3. 天然地基、处理地基或桩基，当拱脚基础的水平推力较大采用锚杆承担水平推力时，应采用永久锚杆，宜采用抗拔承载力较高的扩体锚杆，锚筋宜采用预应力混凝土用螺纹钢筋，需要施加预应力时，锚筋应采用预应力钢绞线。

附录 B 巷道式货架

B.1 简介

B.1.1 结构布置及其要求

参照图 B.1.1-1，货架由立柱、纵梁、背撑架组成的纵向结构与货架片组成的横向结构在顶部相互联系而成。在货架顶部和中部应设置横向水平支撑(图 B.1.1-1c、d)。

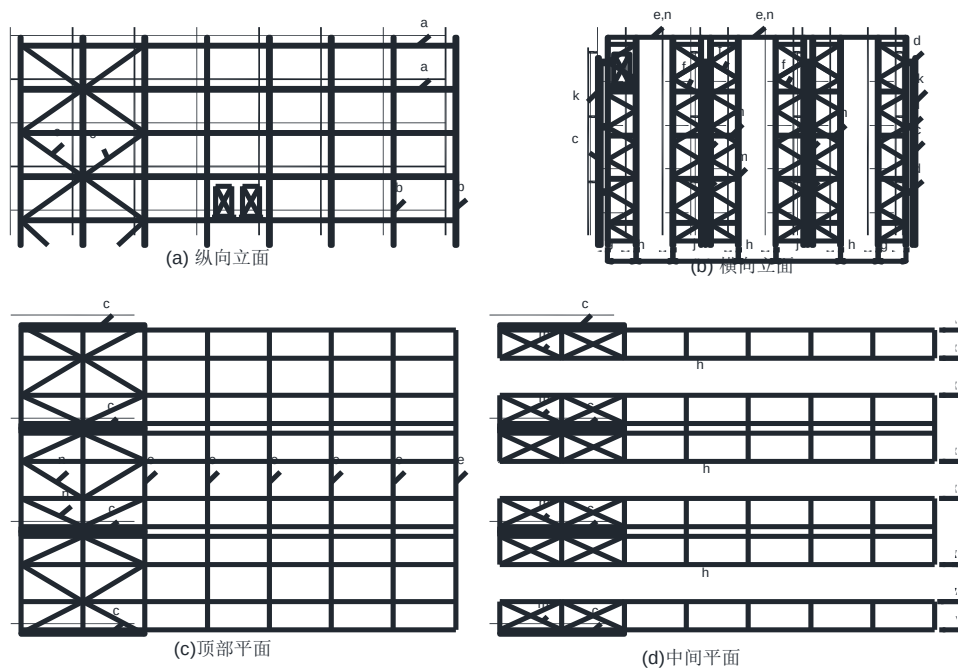
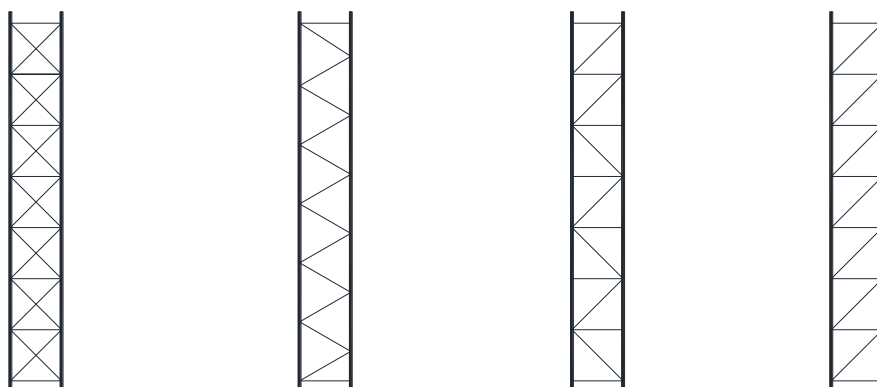


图 B.1.1-1 货架结构布置图

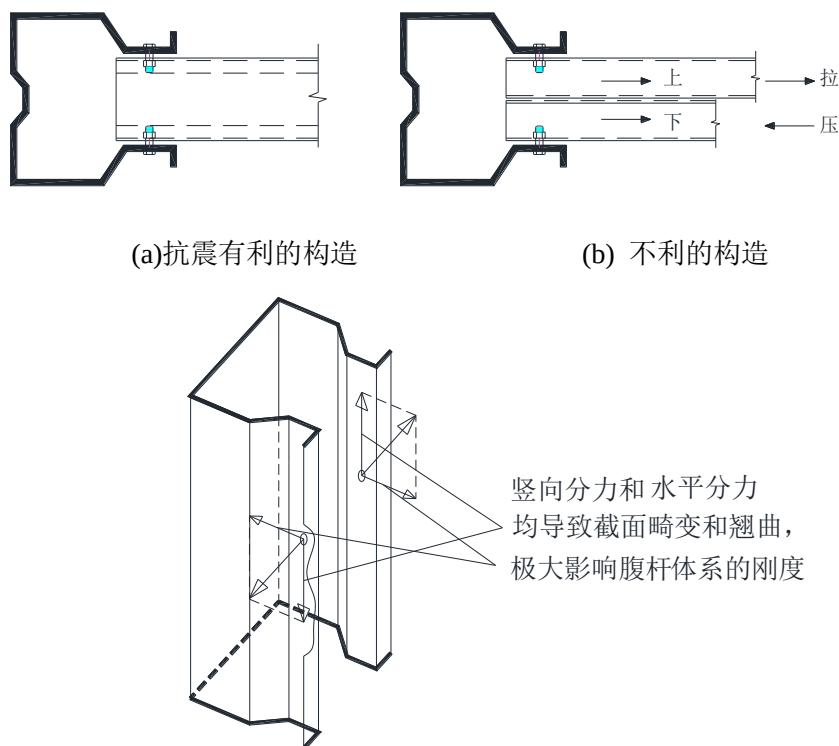
- | | |
|-------|------------|
| a-梁 | g-单货位边货架 |
| b-立柱 | h-巷道，巷道宽度 |
| c-背撑 | j-双货位货架 |
| d-撑梁 | n-顶部横向水平支撑 |
| e-顶系梁 | f-腹杆 |



(a) 交叉腹杆系； (b) D 形腹杆系 (c) 单斜腹杆系 (d) K 形腹杆系

图 B.1.2-1 典型货架立柱片

B.1.2 货架片由两根立柱和腹杆体系组成，腹杆体系可以不汇交于一点，但汇交点不应跑出柱身截面宽度范围以外。设计应考虑节点偏心对立柱产生的弯矩。腹杆宜采用卷边 C 形钢，槽口向下平放，槽钢腹板高度与立柱截面开口宽度一致。当采用腹杆 C 形钢立放时，前后两个写腹杆将对立柱施加扭矩，应考虑该扭矩的影响。



(c)竖向分力和水平分力均导致截面畸变和翘曲，极大影响腹杆体系的刚度

图 B.1.2-2

B.1.3 背撑由斜撑、背撑横压杆和设置在相邻货架片立柱之间的撑梁组成，通过撑梁，背撑利用相邻货架片的立柱作为背撑架的左右弦杆，必要时背撑立柱截面应比其他立柱更厚或更大。背撑也可以增加独立的立柱，此时撑梁仍应保留，以保证背撑能够对货架纵向起到支撑作用。

B.1.4 结构布置，或撑梁与立柱的连接节点构造，应避免出现背撑作用无法传递到非紧邻纵向框架的情况，如图 B.1.4-1。在背撑横压杆，相邻两根纵梁之间布置 1-2mm 剪力板，自攻螺钉连接，是避免这种情况的有效措施，如图 B.1.4-2。

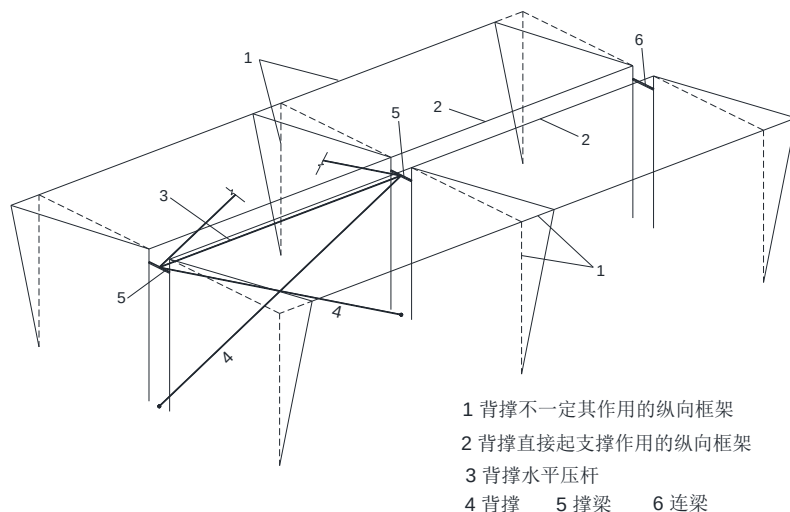


图 B.1.4-1 背撑作用不能发挥的情况

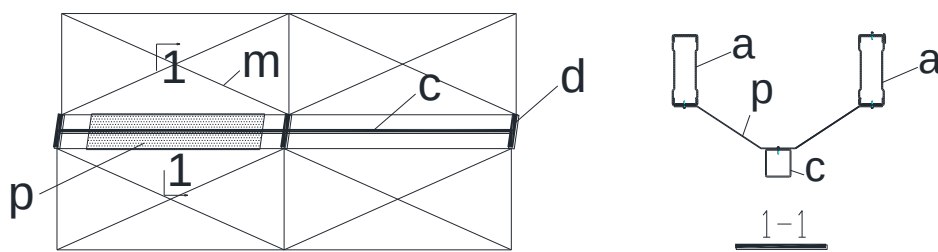
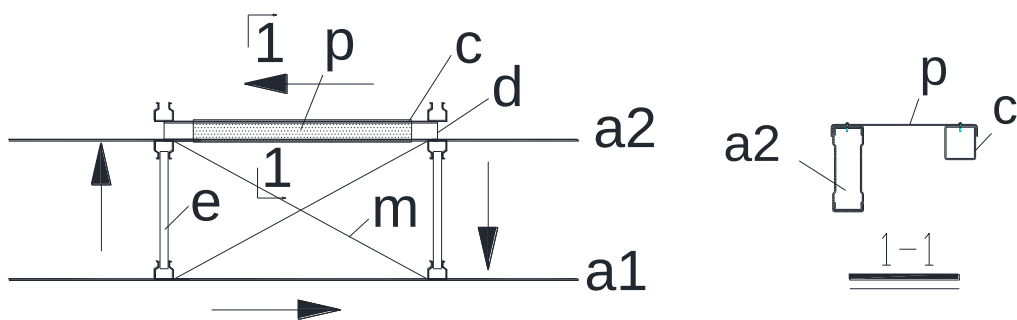


图 B.1.4-2 背撑发挥作用的措施

B.1.5 边货架的背撑，因设置独立的立柱。应采取确保纵向水平力（地震作用）能够传递到背撑架上。图 B.1.5-1 为一个方案。



e-立柱片，m-水平撑

p-剪力片，1-2mm 厚钢板，自攻螺钉与 a2，c 连接。

图 B.1.5-1 边货架侧向力传递到背撑的方法

B.1.6 撑梁是将斜背撑的力传递给立柱的重要部件，应具有较大的竖向刚度；在背撑架中省略了横压杆时，撑梁也应具有较大的水平刚度。

B.1.7 将撑梁与立柱连接的端板连接节点，应仔细计算连接螺栓的强度。必要时应采用抱住立柱的槽形连接件，三面与柱子螺栓连接。

B.1.8 柱脚宜采用平板式柱脚。

B.1.9 背撑的落地点宜在立柱附近，充分利用立柱的重力抵消对背撑地面的拔力；独立设置时，应有可靠的锚固，并保证不会因锚固件自身的变形而削弱了背撑的刚度。

B.1.10 跨层的背撑，宜保证背撑对每一层的货位提供侧向支撑，单根斜杆在一个纵向跨距内跨越两层或三层时，中间的货物对应的地震作用将对立柱产生额外的纵向弯矩，必须考虑这个弯矩，并且立柱的计算长度应参照有侧移屈曲的模式计算，但可以不大于单根斜撑跨越的高度。

B.2 一般规定

B.2.1 地震力的计算，可采用基地剪力法。

B.2.2 落地的单层货架的地震影响系数，采用《建筑抗震设计规范》GB500011 的加速度反应谱，并乘以 B.2.13 条确定的地震作用放大系数和 B.2.7 条的折减系数；

B.2.3 二层及以上厂房中，放置在二层及以上的货架的地震力的计算，宜采用与厂房一起分析的振型分解反应谱法。没有条件时，取主结构的地震力分配到各楼层的数值，按照货架质量占该层的质量的比例，进行该层货架地震作用的计算，并乘以放大系数 1.5 分布到个货架层。

B.2.4 货架抗震设计，可以两个主方向独立进行，不考虑垂直地震。

B.2.5 确定地震作用时，阻尼比取 0.03。

B.2.6 货架的使用寿命可以按照 30 年考虑，相比于使用寿命五十年的建筑，地震作用引入如下调整系数：

- 1 自动化程度高的仓库 0.67；
- 2 普通仓库 0.5；
- 3 人员密集区的货架（每个防火分区同时作业人员超过 5 个的货架，超市货架等）1.25；
- 4 储存危险品仓库 1.5；

B.2.7 地震作用允许乘以如下折减系数：

$$E_{dl} = \frac{2}{3} R_F \max \left[0.5, 0.25 + \frac{\mu_s}{S_a(T_1)} \right] \quad (\text{B.2.7-1})$$

式中： R_F ——质量类别折减系数，紧凑型货物为 1.0；颗粒状散货可能左右漂移时 0.8；

液体 1.0；

$S_a(T_1)$ ——第一特征周期处的加速度反应谱的谱值，即地震影响系数。

B.2.8 托盘与钢梁的摩擦系数，见表 B.2.8-1。

表 B.2.8-1 托盘与钢梁的摩擦系数

托盘材料	环境	摩擦系数 μ_s
钢梁—木制托盘	普通	0.37
钢梁—塑料托盘/钢制托盘	普通	0.15
钢梁—木制托盘	冷冻冷藏	0.3
钢梁—塑料托盘/钢制托盘	冷冻冷藏	0.1
钢梁—木制托盘	冷藏，潮湿环境	0.1

B.2.9 当地质条件未知时，应取场地类别 4 类。

B.2.10 地震作用组合中，用于计算地震作用的储物质量，取如下组合系数：纵向 0.8；横向 1.0。

B.2.11 对 7 度及以上抗震设防的地区，货架总重力荷载 P_{tot} ，与以货架底层立柱轴力总和计算的临界荷载 P_{cr} 之比不应大于 0.5。

B.2.12 二阶效应系数 $\theta = \frac{1}{1-P_{tot}/P_{cr}}$ ，适用于所有层。

B.2.13 货架采用冷弯型钢薄壁的规则密集开孔构件，无法通过塑性变形削减地震作用的能量，小震反应谱应进行放大，放大系数为 $\max(2, 7\theta)$ ；

B.2.14 8 度及以上抗震设防区，高度达到 9 m 以上时，背撑应布置单独的立柱作为支撑架的弦杆。

B.2.15 地震作用下货架的侧移角限值为 $\frac{1-\theta}{50}$ 。

B.2.16 货架结构应取 0.25% 的重力作为水平力参与地震作用组合。

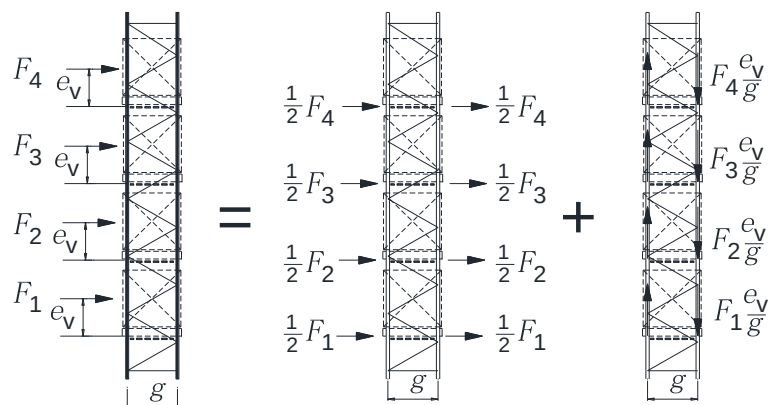
B.2.17 货架结构的抗震承载力调整系数取 1.0，地震作用荷载分项系数取 1.0，重力荷载分项系数取 1.2，假想水平力的荷载分项系数取 1.0。

B.2.18 地震作用下托盘滑落按如下计算。

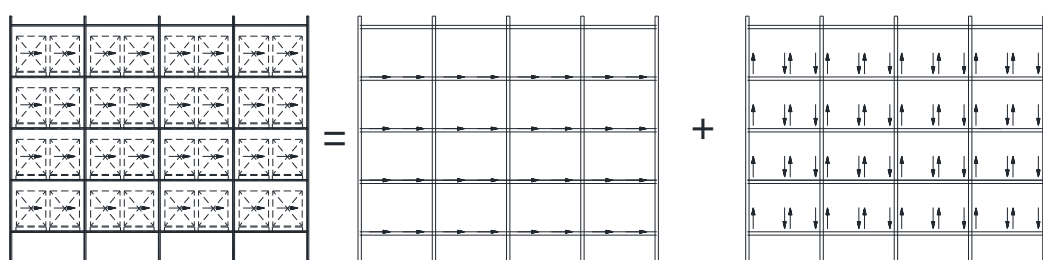
- 1 对应高度处的托盘的地震加速度，按照该层分配到的地震剪力反算；
- 2 抗滑落计算的摩擦系数取表 B.2.8-1 的 0.67 倍；
- 3 抗滑落计算不满足时，视滑落的危害性，采取必要的措施（对托盘安装链子和卡扣，防滑落但不得防滑动，否则 B.2.7 条的地震力折减系数取 2/3）

B.2.19 进行钢梁及其连接的强度计算时，传递给钢梁的水平力按下面要求取值。

- 1 按分配的地震力计算；
- 2 按照摩擦系数为 $1.5\mu_s$ 计算的水平摩擦力；
- 3 地震力作用在货物重心，应考虑对纵梁倾覆力矩产生的竖向分力。



(a)



(b)

图 B.2.19-1 地震力的局部传递

附录 C 盒式结构

C.0 术语

C.0.1 空腹夹层板 open-web sandwich plate

由通过剪力键连接的上、下肋和支承于上肋的表面薄板组成的空腹楼盖结构。

C.0.2 剪力键 shear key

连接上、下肋的多面棱柱体。

C.0.3 上肋 top rib

位于剪力键顶面，可采用方钢管，H 型钢或 T 型钢。

C.0.4 下肋 bottom rib

位于剪力键底面，宜与上肋和剪力键一次现浇成型。当采用 U 型钢板-混凝土组合空腹夹层板时，下肋为钢筋混凝土外包 U 型钢板组合构件。

C.0.5 空腹梁 open-web girder

空腹夹层板的基本组成构件，通过剪力键连接上、下肋而形成，在梁中和轴附近及两个剪力键之间为空腹，外观类似空腹桁架。

C.0.6 U 型钢板-混凝土组合空腹夹层板 U shape steel plate-concrete composite open-web sandwich plate

空腹夹层板下肋外包 U 型钢板，通过栓钉或 S 形抗剪钢筋与混凝土连接形成 U 型钢板混凝土组合下肋。U 型钢板在节点处采用上下盖板由摩擦型小直径高强螺栓连接。

C.1 一般规定

C.1.1 本章适用于下列结构形式的钢筋混凝土或钢结构多层厂房抗震设计。

- 1 柱网或跨度在 12m~30m 范围内的工业建筑的钢或混凝土盒式结构的设计与施工；
- 2 结构横向和结构纵向均采用网格式框架，楼屋面采用空腹夹层板，框架柱上端与空腹夹层板固接、下端与基础固接。

C.1.2 盒式结构多层厂房的最大高度和层数应符合表 C.1.2-1 要求。

表 C.1.2-1 最大高度和层数

烈度	6	7	8	9
高度	24	24	18	12
层数	6	6	4	2

C.1.3 结构采用的材料应符合下列要求。

- 1 可以采用钢结构、混凝土结构或钢-混凝土组合结构。

2 混凝土空腹夹层板应采用细石混凝土，对于截面高度大于 180mm 的上、下肋，可采用普通混凝土。

3 空腹夹层板楼盖结构的混凝土强度等级不宜低于 C30；当上肋二次浇筑时，混凝土强度等级不宜低于 C35；当楼板面设置叠合层时，叠合层的混凝土强度等级不宜低于 C35。

4 组成空腹夹层板的各构件，当同一构件内配置有不同种类的钢筋时，钢筋应采用各自的强度设计值；上下肋、剪力键和上表面薄板纵筋宜采用 HRB400 级。

5 空腹夹层板构件的箍筋宜采用 HPB300 级或 HRB400 级。

6 钢盒式结构或 U 型钢板-混凝土组合空腹夹层板的 U 型钢板采用 Q345 级钢。

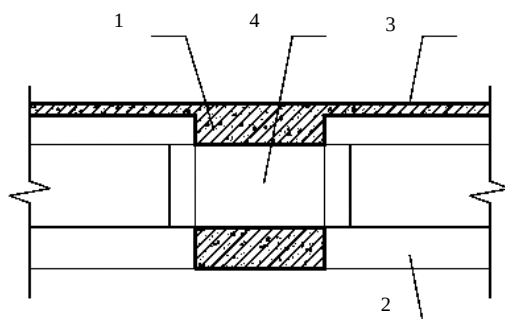
C.2 结构布置

C.2.1 多层盒式结构的结构布置，应符合下列要求：

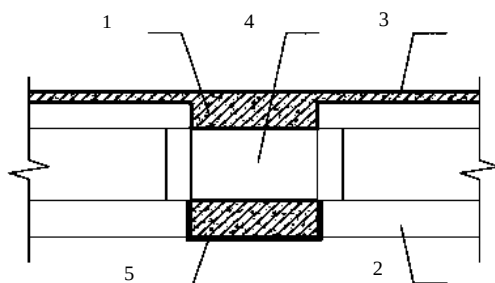
1 盒式结构平面和竖向布置应规则，跨度不宜超过 30 米；

2 盒式结构的空腹夹层板布置，应符合下列要求：

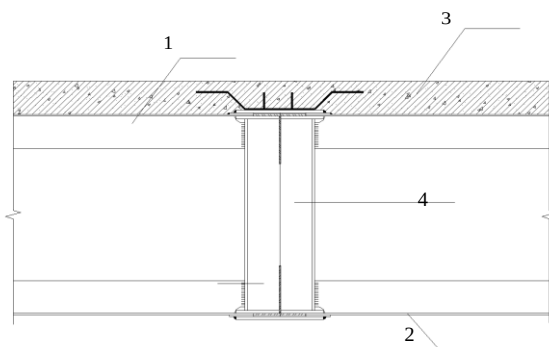
1) 空腹夹层板的基本构件包括下肋、剪力键、上肋和上表层薄板，如 C.2.1-1 (a)、(b)、(c) 所示。其中 U 型钢板-混凝土组合空腹夹层板下肋是混凝土外包 U 型钢板组合，如图 (b) 所示。



(a) 钢筋混凝土空腹夹层板



(b) U 型钢板-混凝土空腹夹层板；



(c) 钢空腹夹层板

1-上肋；2-下肋；3-上层薄板；4-剪力键；5-U 型钢板

图 C.2.1-1 空腹夹层板剖面图

2) 空腹夹层板的网格划分应结合建筑楼盖平面形状及柱网布置进行确定。结构的长宽比不大于 2 时，可采用正交正放的空腹夹层板，结构的长宽比大于 2 时，宜采用正交斜放的空腹夹层板，网格尺寸 1.5m~2.5m 为宜。

3 盒式结构的框架柱应与空腹夹层板的网格梁对应并刚接连接。

4 空腹夹层板楼盖结构宜采用一次全现浇混凝土施工工艺，也可采用装配整体式施工方法。

5 网格式框架的层间框架梁宜大于等于 2 道，框架梁竖向间距应小于框架柱水平距离。当条件可利用时，可采用柱间支撑来提高结构的整体抗侧力能力。

C.3 抗震验算盒式结构厂房地震作用计算

C.3.1 符合下列条件之一的盒式结构厂房，且满足本章所规定的结构布置和抗震构造要求时，可不进行抗震验算：

1 6 度区，高度不超过 12 米，层数不超过两层。

C.3.2 盒式结构体系多层厂房的抗震验算，应符合下列要求：

1 盒式结构体系多层厂房结构在地震下的计算模型，应符合下列要求：

(1) 盒式结构的性能指标计算时，可以按照空腹夹层板等代刚度后的普通的井字梁输入。

C.3.3 混凝土网格盒式结构体系中的网格式框架，考虑多遇地震作用效应组合时，应符合下列要求：

1 对周边网格式框架结构中的转换梁，其考虑地震作用效应组合后的值，应乘以增大系数 1.2。

C.3.4 矩形截面混凝土网格式框架柱和梁，其正截面和斜截面抗震验算应符合本规范 7.5 节的要求。

C.3.5 钢结构厂房构件及节点的抗震承载力(强度和稳定性)，除本章有专门说明或规定者外，均应按《钢结构设计标准》GB50017 有关公式和要求验算；此时结构构件的内力(弯矩、轴力和剪力)应采用考虑地震作用效应组合后的设计值，钢材强度设计值则应按该标准和本标准第 8.4 节的规定，框架柱的板件宽厚比限值和长细比限值均应符合第 8.4 节相关要求。

C.4 空腹夹层板简化设计

C.4.1 设计计算原则

1 空腹夹层板的力学模型属由上肋及上肋表面薄板、下肋分别组成上、下表层，由剪力键构成夹心层的“夹层板”模型，它与实心平板的力学特征相近，变形以弯曲变形为主，剪切变形的影响较小。

2 空腹夹层板的设计计算应在结构整体分析的基础上进行，整体结构的平面和竖向布置、地震作用和风荷载作用下的内力和位移计算等，应遵守现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009、《建筑抗震设计规范》GB50011、《混凝土结构设计规范》GB50010 及现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 等的规定。在整体分析时，可假定空腹夹层板在其自身平面内为无限刚性，进行整体建筑结构空间三维分析。

3 钢筋混凝土空腹夹层板可按弹性分析方法进行内力和位移计算，计算方法的选择可根据工程情况按下述方法选定：

- 1) 空腹夹层板可采用基于板-空间梁-块体单元模型或基于全部块体单元模型的有限元分析方法进行计算。采用其他有限元模型时，所选择的计算模型应能较准确的反应空腹夹层板各构件的实际受力情况。无论采用哪种有限元模型，其分析程序应经考核和验证，技术条件应符合现行有关国家标准的要求，对计算结果应经判断和校核，在确认其合理有效后方可用于工程设计。
- 2) 空腹夹层板上肋及上肋表面薄板、下肋均等效为实体平板后，则将上、下肋层连续化为拟夹层板的上、下表层；再将剪力键连续化为夹芯层后，空腹夹层板可采用拟夹层板法分析。
- 3) 空腹夹层板可采用按抗弯刚度等效的设计计算方法分析。将空腹梁等效为密肋实腹梁后，采用现行建筑结构分析设计软件进行内力和挠度计算。
- 4 空腹夹层板构件的设计，应进行承载能力极限状态计算和正常使用极限状态验算。
- 5 空腹夹层板结构的承载能力极限状态计算, 应采用下列设计表达式：

$$r_0 S \leq R$$

式中： r_0 ——重要性系数，按《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068 规定取值，抗震计算取 1.0；

S ——承载能力极限状态的荷载效应组合设计值，按《建筑结构荷载规范》GB50009 和《建筑抗震设计规范》GB50011 规定取值；

R ——结构构件的承载力设计值，在抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。 γ_{RE} 应按《建筑抗震设计规范》GB50011 规定取值，上、下肋按偏压或偏拉构件取值，剪力键按受剪构件取值。

6 空腹夹层板按弹性分析方法计算的挠度值，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的限值规定，如有特殊要求，应在空腹夹层板的设计文中加以特殊说明。

7 空腹夹层板构件的最大裂缝宽度，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

C.4.2 简化计算原则

1 采用设计计算方法分析空腹夹层板内力和挠度时，应按下列基本假定进行计算：

- 1) 空腹梁截面的应变保持平面；
- 2) 按抗弯刚度相等原则将空腹网格梁折算为实腹网格梁。对于 U 型钢板-混凝土组合空腹夹层板，下肋截面应首先按轴向刚度相等原则将组合截面折算为混凝土截面。
- 3) 当上肋表面薄板采用预制带肋板，刚度折算可不考虑上肋表面薄板的刚度贡献；对于上肋层设置叠合层的空腹夹层板或一次全现浇成型的空腹夹层板应考虑上肋表面薄板对刚度贡献。翼缘的计算宽度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 确定。
- 4) 挠度验算时应考虑剪切变形、混凝土收缩和徐变等因素的影响，计算所得最大弹性挠度应除以 0.65 作为空腹夹层板的最大计算挠度。

2 根据第 1 款的基本假定，空腹夹层板可按折算密肋实腹梁，采用现行建筑结构设计软件进行结构内力和挠度计算分析。根据结构施工方法与构造不同分三种情况求出其折算惯性矩 I_x （见图 C.4.2-1），设实腹密肋梁高 h 与空腹夹层板厚度 h 相同，可按式（C.4.2-1）求出实腹密肋梁折算宽度 b_L 。

$$b_L = \frac{12I_x}{h^3} \quad (C.4.2-1)$$

式中： b_L ——实腹密肋梁折算宽度；

I_x ——三种空腹梁的折算惯性矩；

h ——空腹夹层板总厚度、折算实腹密肋梁截面高度。

对于 U 型钢板-混凝土组合下肋，将其折算为混凝土截面下肋时，轴向刚度可按式（C.4.2-2）计算：

$$E_c A = E_c A_c + E_a A_a \quad (C.4.2-2)$$

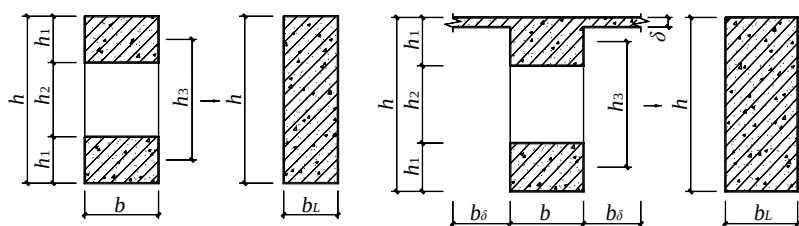
式中： A ——组合下肋折算混凝土截面积；

A_c ——组合下肋的混凝土截面积；

A_a ——组合下肋的 U 型钢板截面积；

E_c ——组合下肋的混凝土弹性模量；

E_a ——组合下肋的 U 型钢板弹性模量。



(a) 预制带肋板空腹夹层板

(b) 一次现浇空腹夹层板

式中： ΔN_k ——按荷载效应标准组合计算的剪力键两侧上（下）肋轴力差值中的较大值；

b ——剪力键横截面宽度；

h_0 ——剪力键横截面有效高度；

a ——上肋形心轴至下肋顶面距离或下肋形心轴至上肋底面的距离。

2) 剪力键单侧纵向配筋的面积应按式确定：

$$A_s \geq \frac{\Delta N a}{0.85 f_y h_0} \quad (\text{C.4.2-6})$$

式中 ΔN ——剪力键两侧上（下）肋的轴力设计值差值中的较大值。

3) 剪力键箍筋应符合下列要求：

$$\Delta N \leq f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (\text{C.4.2-7})$$

式中： ΔN ——剪力键两侧上（下）肋轴力设计值差值中的较大值；

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值；

A_{sv} ——剪力键同一横截面内箍筋的全部截面面积；

s ——沿剪力键高度方向箍筋的间距。

抗震设计时，上式应按受剪构件考虑承载力抗震调整系数 γ_{re} 。

C.5 盒式结构的构造要求

C.5.1 空腹夹层板的总厚度 h 可按短跨跨度的 $1/20$ — $1/25$ 取用，悬挑空腹夹层板的总厚度可按悬挑长度的 $1/6$ — $1/8$ 取用。空腹夹层板构件的几何尺寸可按下述规定取用：

1 上、下肋

上、下肋高度 h_1 可按网格边长的 $1/10$ — $1/15$ 取用，肋宽 b 可取 $(1.5—3.5)h_1$ ，且不小于 250mm。

2 剪力键

剪力键的横截面宽度可同下肋截面宽度，横截面高应满足承载力计算要求外，剪力键高度 h_2 与其横截面短边之比不宜大于 1。

附录 D 不锈钢结构

D.0.1 本章适用的不锈钢结构类型包括：单层工业厂房、低层框架结构和大跨空间网格结构。

D.0.2 除本章特殊规定外，不锈钢结构的地震作用计算应按照本标准第 4 章执行，抗震设计及构造应按照本标准第 9-11 章执行。

D.0.3 不锈钢结构用不锈钢材料，其质量应分别符合现行国家标准《不锈钢和耐热钢牌号及化学成分》GB/T 20878、《不锈钢热轧钢板和钢带》GB/T 4237 和《不锈钢冷轧钢板和钢带》GB/T 3280 的规定。可采用牌号为 06Cr19Ni10(S30408)、022Cr19Ni10(S30403)、06Cr17Ni12Mo2(S31608)、022Cr17Ni12Mo2(S31603)奥氏体不锈钢和 022Cr23Ni5Mo3N(S22053)、022Cr22Ni5Mo3N(S22253)双相型不锈钢；当有可靠依据时，可采用其他牌号的不锈钢。

D.0.4 不锈钢结构地震作用计算时，不锈钢材料的设计参数可按照《不锈钢结构技术规程》CECS410 选用。

D.0.5 不锈钢结构地震作用分析采用的阻尼比宜符合下列规定：

- 1 多遇地震下的弹性分析，阻尼比可取 0.035；
- 2 罕遇地震下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

D.0.6 不锈钢结构可按照高强度-低延性（低耗能结构）的概念进行抗震设计，此时性能系数可取 2.0。

D.0.7 当不锈钢结构按照低耗能结构概念进行设计时，其构造按第 9-11 章的相关要求采用。

D.0.8 不锈钢结构中构件的承载力应按照《不锈钢结构技术规程》CECS410 相关条文计算，承载力抗震调整系数按照本标准第 4 章中钢结构相关规定执行。

D.0.9 不锈钢结构的节点宜采用对接焊缝连接或高强度螺栓连接，连接的承载力应按照《不锈钢结构技术规程》CECS410 相关条文计算。

D.0.10 进行与耗能区直接相连的构件、节点抗震设计时，应按照本标准第 9-11 章相关内容执行。

D.0.11 进行地震作用下结构的变形验算时，按照低耗能结构概念设计的结构，地震作用下的变形可直接采用线弹性分析结果。

附录 E 铝合金结构

E.1 一般规定

E.1.1 适用范围

本章适用的铝合金结构类型包括：单层工业厂房、低层框架结构和大跨空间网格结构。

E.1.3 材料选择

1 用于承重结构的铝合金应采用轧制板、冷轧带、拉制管、挤压管、挤压型材、棒材等锻造铝合金。

2 应根据结构重要性、荷载特征、结构形式、应力状态、连接方式、材料厚度等因素，选用合适的铝合金牌号、规格及其相应状态，并应符合现行国家标准的规定和要求。

铝合金结构材料型材宜采用 $5\times\times\times$ 系列和 $6\times\times\times$ 系列铝合金；板材宜采用 $3\times\times\times$ 系列和 $5\times\times\times$ 系列铝合金。板材力学性能应符合现行国家标准《铝及铝合金轧制板材》GB/T 3880 和《铝及铝合金冷轧带材》GB/T 8544 的规定；型材及棒材应符合现行国家标准《铝及铝合金挤压棒材》GB/T 3191、《铝及铝合金拉（轧）制无缝管》GB/T 6893、《铝及铝合金热挤压管》（GB/T 4437）、《铝合金建筑型材》GB 5237、《工业用铝及铝合金热挤压型材》GB/T 6892 的规定。

3 对于节点部位，可以采用不锈钢板件作为辅助连接件。

E.2 设计计算要求

E.2.1 地震作用分析采用的阻尼比宜符合下列规定：

- 1 在多遇地震作用下，对于铝合金结构阻尼比值可取 0.03；
- 2 在罕遇地震作用下，对于铝合金结构阻尼比值可取 0.05。

E.2.2 铝合金结构可按照高强度-低延性（低耗能结构）的概念进行抗震设计，此时性能系数可取 2.0。

E.2.3 构件设计

铝合金结构中构件的承载力应按照《铝合金结构设计规范》GB 50429 相关条文计算。

E.3 构造要求

E.3.1 构件

- 1 铝合金构件板件宽厚比应符合《铝合金结构设计规范》GB 50429 中规定的限值。
- 2 铝合金构件的侧向支撑应符合下列要求：
 - 1) 铝合金构件受压翼缘应根据需要设置侧向支承；
 - 2) 相邻两侧向支承点间的构件长细比，应符合现行国家标准《铝合金结构设计规范》GB50429 的有关规定。

E.3.2 节点

1 对于铝合金单层工业厂房，可不进行强柱弱梁的验算。在梁柱采用端板连接，或梁柱节点处是梁柱下翼缘圆弧过渡时，也不进行强节点弱杆件的验算。

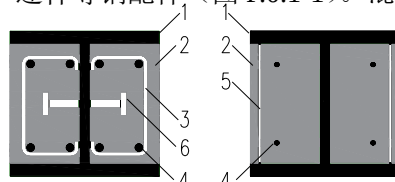
2 对于铝合金低层框架结构，为避免焊接造成的强度损失，宜采用全螺栓角型（或 T 型）连接件连接。当连接件刚度不足时，可将连接件材料变为不锈钢。节点刚度应做专门试验或有限元分析计算后确定。

3 在大跨度网格结构中，常用板式节点体系。板式节点通常用于铝合金杆件以轴向拉压力为主的空间网格结构，也可运用于铝合金杆件以弯矩及剪力为主导的结构中，针对此类节点需采用节点有限元分析验证连接节点的安全性及有效性。该体系通常采用铝合金主结构与围护系统一体化，宜考虑屋面板的刚度贡献。

附录 F 部分包覆钢-混凝土组合构件

F.0.1 构件

部分包覆钢-混凝土组合构件由开口截面主钢件及其外轮廓范围内浇筑的混凝土组成,混凝土内可设纵筋、箍筋、抗剪件、连杆等钢配件(图 F.0.1-1)。混凝土可以预制或现浇。



1-H 钢(开口截面主钢件); 2-填充混凝土; 3-箍筋; 4-纵筋; 5-连杆; 6-抗剪件(栓钉)

图 F.0.1-1 部分包覆钢-混凝土组合构件的截面形式

F.0.2 构件适用范围

1 部分包覆钢-混凝土组合构件可用于工业建筑结构的框架柱、框架梁和楼面梁,以及受压为主的支撑。

2 既有工业建筑的框架柱、梁构件,也可采用补填混凝土的方式形成部分包覆钢-混凝土构件。

3 满足本附录塑性设计要求的柱、梁,适用于层间弹性相对位移限值不超过 $1/400$ 、弹塑性相对位移限值不超过 $1/50$ 的框架结构。

4 部分包覆钢-混凝土组合构件不宜用于受到高周应力循环作用的吊车梁等。

F.0.3 主钢件为 H 形截面时,板件宽厚比限值(图 F.0.3-1)

1 梁和框架柱中主钢件受压翼缘外伸部分的宽厚比应符合表 F.0.3-1 的规定。

表 F.0.3-1 梁和框架柱中主钢件受压翼缘外伸部分宽厚比

截面分类	构件设计要求	宽厚比最大值 (b_0/t_f)
1	截面达到塑性弯矩、构件发生充分塑性转动	$\leq 9\epsilon_k$
2	截面达到塑性弯矩	$\leq 14\epsilon_k$
3	主钢件仅截面边缘达到钢材屈服强度	$\leq 20\epsilon_k$

注: 1 b_0 为翼缘外伸部分宽度,热轧工字钢和热轧 H 型钢为翼缘自由端至根部圆弧起弧处,焊接 H 形截面为翼缘自由端至焊脚边缘(图 F.0.3-1); t_f 为翼缘厚度; ϵ_k 为钢号修正系数, $\epsilon_k = \sqrt{235/f_{ay}}$, f_{ay} 为翼缘钢材的屈服强度。

当框架结构的抗震等级为一级、二级时,应采用截面分类 1 的宽厚比限值,三级时,可采用不大于截面分类 2 的宽厚比限值,四级时,可采用不大于截面分类 3 的宽厚比限值。

2 轴心受压柱中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不应大于表 F.0.3-1 中截面分类 2 的规定,当柱子整体稳定承载力小于截面强度承载力的 75%时,不应大于表 F.0.3-1 中截面分类 3 的规定。

3 支撑中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不宜大于表 F.0.3-1 中截面分类 1 的规定。

4 主钢件腹板的高厚比不应大于 $124\epsilon_a$ 。

5 当主钢件受压翼缘通过连杆与另侧翼缘牢固连接,且连杆间距 s_a (对钢筋连杆取中心距,对扁钢连杆取净距)与翼缘宽度 b_f 的比值满足 $s_a/b_f \leq 0.25$,则表 4.1.2 的宽厚比最大值可放大 1.5 倍;当 $0.25 < s_a/b_f \leq 0.5$,则表 F.0.3 的宽厚比最大值可在 1.5~1.0 倍间插值。

6 梁和框架柱构件沿全长弯矩分布不均匀时,满足本条第 5 款要求的 s_a/b_f 的范围应覆盖弯矩最

大值相邻区域，且不应小于构件净长的 1/8。

7 当主钢件受压翼缘的外侧面紧贴钢筋混凝土板等并有抗剪件与该类刚性板有效连接时，可不
受本条第 1 款、第 2 款和第 5 款的规定限制。

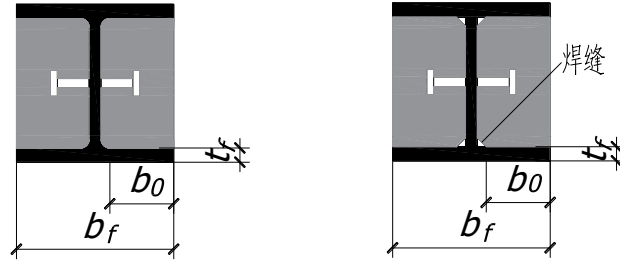


图 F.0.3-1 受压翼缘外伸部分宽厚比

F.0.4 填筑混凝土和钢配件的构造要求。

箍筋、纵筋、抗剪件、系件（拉接件）等钢配件，应符合构件在不同受力条件下的构造要求。
混凝土的外轮廓尺寸 b_c 宜与主钢件的外轮廓尺寸 b_f 一致；当需缩进时， b_c 不应小于 b_f 的 0.8 倍。

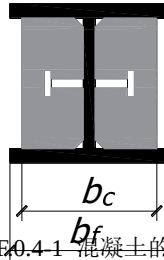


图 F.0.4-1 混凝土的外轮廓尺寸

F.0.5 构件刚度计算

进行结构弹性分析时，按下列规定计算刚度。

$$EA = EcAc + EaAa \quad (F.0.5-1)$$

$$GA = GcAc + GaAa \quad (F.0.5-2)$$

$$EI = EcIc + EaIa \quad (F.0.5-3)$$

式中： Ea 、 Ec ——钢材弹性模量、混凝土弹性模量；

Ga 、 Gc ——钢材剪切模量、混凝土剪切模量；

Aa 、 Ac ——主钢件面积、混凝土面积；

Ia 、 Ic ——主钢件惯性矩、混凝土惯性矩；

EA 、 GA 、 EI ——构件截面轴向刚度、抗剪刚度、抗弯刚度。

F.0.6 构件受压承载力计算

1 当端部连接处组成截面的各板件都由连接件直接传力时，其截面强度计算应符合下列规定。

$$N \leq Nu \quad (F.0.6-1)$$

$$Nu = faAa + fcAc + fyAs \quad (F.0.6-2)$$

式中： N 、 Nu —— 轴向压力设计值、截面抗压强度设计值；

Aa 、 Ac 、 As —— 主钢件、混凝土、钢筋截面面积；

fa 、 fc 、 fy —— 钢材、混凝土、钢筋抗压强度设计值；

2 轴心受压构件的整体稳定计算应符合下列要求：

$$N \leq \varphi N_u \quad (\text{F.0.6-3})$$

式中： N 、 N_u —— 轴向压力设计值、截面受压承载力设计值；
 φ —— 轴心受压构件的稳定系数。

轴心受压构件的稳定系数 N_u 取截面两主轴稳定系数中的较小值。对强轴采用国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定的 b 曲线，对弱轴采用该标准规定的 c 曲线。计算长细比时，按组合截面计算回转半径，计算相对长细比时采用主钢件钢材的屈服强度。

组合截面回转半径按下式计算：

$$i = \sqrt{\frac{E_a I_a + E_c I_c + E_a A_a^2 + E_c A_c^2}{A}} \quad (\text{F.0.6-4})$$

式中： i —— 组合截面回转半径。

轴心受力构件和框架柱的计算长度按国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定执行。确定框架柱的柱端约束时所采用的组合梁、组合柱线刚度，应按下式计算相应的构件截面等效刚度。

$$(EI)_e = E_a I_a + E_s I_s + k_e E_c I_c \quad (\text{F.0.6-5})$$

式中： E_a 、 E_s 、 E_c —— 钢材、钢筋、混凝土弹性模量，按相关规范取值；
 I_a 、 I_s 、 I_c —— 主钢件、钢筋、混凝土截面惯性矩；
 k_e —— 折减系数，取 0.5。

F.0.7 构件受弯、受剪承载力计算

1 主钢件符合截面分类 1、截面分类 2 要求的构件，截面绕强轴的受弯承载力按下列公式计算：

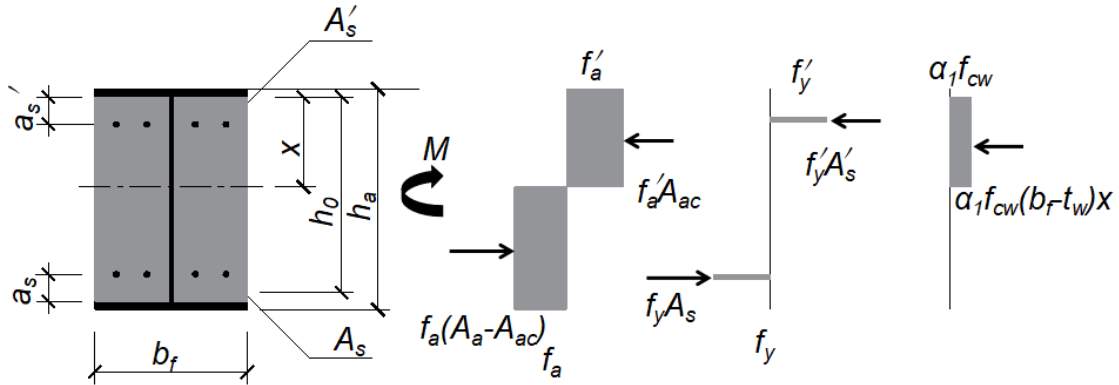
$$M \leq M_u \quad (\text{F.0.7-1})$$

$$A_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{x^2}{2} + f_y A_s (h_a - x - 2t_f - a_s) + \hat{f}_y \hat{A}_s (x - \hat{a}_s) + f_a S_{at} + \hat{f}_a S_{ac} \quad (\text{F.0.7-2})$$

$$\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) x + \hat{f}_y \hat{A}_s + \hat{f}_a A_{ac} - f_y A_s - f_a (A_a - A_a) = 0 \quad (\text{F.0.7-3})$$

$$2\hat{a}_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (\text{F.0.7-4})$$

$$\xi_b = \frac{1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (\text{F.0.7-5})$$



图F.0.7-1 绕强轴弯矩作用下组合截面及应力图形

式中： M —— 正弯矩设计值；
 M_u —— 截面受弯承载力设计值；
 f_{cw} —— 梁主钢件腹部混凝土抗压强度设计值；
 x —— 组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离；
 b_f 、 h_a 、 t_w 、 t_f —— 梁主钢件翼缘宽度、截面高度、腹板厚度、翼缘厚度；

- α_1 — 受压区混凝土压应力影响系数, 当混凝土强度等级不超过 C50 时, α 取 1.0, 当混凝土强度等级为 C80 时, α 取 0.94, 其间按线性内插法确定;
 f_y, f'_y — 钢筋抗拉、抗压强度设计值;
 f_y, f'_y — 梁主钢件抗拉、抗压强度设计值;
 A_s, A'_s — 受拉、受压钢筋截面面积;
 A_a, A_{ac} — 梁主钢件全截面、梁主钢件受压区截面面积;
 a_s, a'_s — 受拉区钢筋合力点至混凝土受拉边缘的距离, 受压区钢筋合力点至混凝土受压边缘的距离;
 S_{at}, S_{ac} — 受拉区梁主钢件截面、受压区梁主钢件截面对组合截面塑性中和轴的面积矩;
 h_0 — 混凝土截面有效高度, 为混凝土截面受压区的外边缘至梁主钢件受拉翼缘与受拉钢筋合力点的距离;
 E_s, E_a — 钢筋弹性模量、梁主钢件弹性模量;
 2 主钢件符合截面分类 1、截面分类 2 要求的构件, 截面绕弱轴的受弯承载力按下列公式计算:

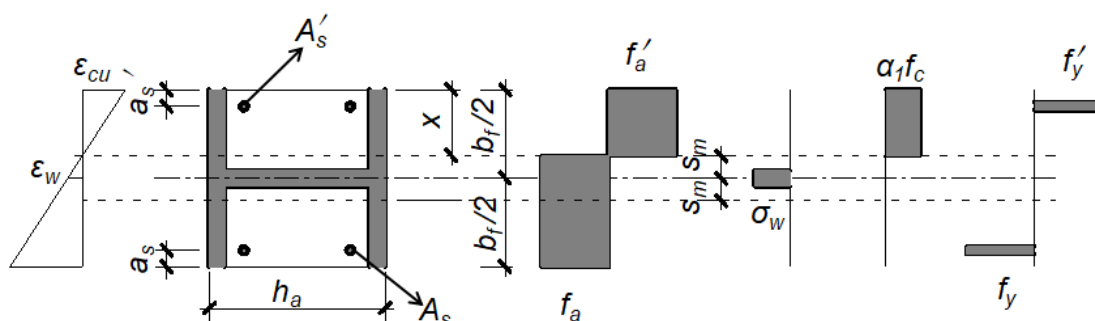


图 F.0.7-2 绕弱轴弯矩作用下截面受弯承载力计算应力图式

$$M_{uy} = 2t_f x f_a (b_f - x) + [4s_m t_f + t_w (h_a - 2t_f)] f_a (b_f/2 - x) + \quad (F.0.7-6)$$

$$+ \alpha_1 f_c (h_a - 2t_f) x^2/2 + A'_s f'_y (x - a'_s) + A_a f_y (b_f - x - a_s)$$

$$\alpha_1 f_c (h_a - 2t_f) x + A'_s f'_y - A_a f_y - 4s_m t_f f_a - t_w (h_a - 2t_f) f_a = 0 \quad (F.0.7-7)$$

$$2A'_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (F.0.7-8)$$

式中:

AE_a, h_0 — 钢材弹性模量、受拉钢筋面积重心到受压混凝土边缘的距离;

ϵ_{cu} — 混凝土极限压应变, 可取 0.0033。

3 主钢件符合截面分类 3 要求的构件, 受弯承载力按以下方式计算:

- 1) 截面应变分布符合平截面分布;
- 2) 钢材应力-应变曲线按线性关系确定且应力不超过钢材强度设计值
- 3) 混凝土应力-应变曲线参照《混凝土设计规范》GB 50010 规定执行;
- 4) 钢筋应力-应变曲线参照《混凝土设计规范》GB 50010 规定执行;
- 5) 忽略混凝土抗拉作用。

4 受剪承载力计算可仅考虑钢组件中平行于剪力方向的板件受力而不考虑内填混凝土, 按下列公式计算:

$$v = V_b \quad (\text{F.0.7-9})$$

当截面绕强轴受弯时:

$$V_b = h_w t_{fw} f_{av} \quad (\text{F.0.7-10})$$

当截面绕弱轴受弯时

$$V_b = 2b_f t_f f_{av} \quad (\text{F.0.7-11})$$

式中: V, V_b —— 分别为梁剪力设计值和梁受剪承载力设计值;
 f_{av} —— 梁主钢件腹板的抗剪强度设计值。

5 梁剪力设计值大于 0.5 倍的受剪承载力时, 按本条第 1 款、第 2 款计算截面受弯承载力的公式中, 对应受剪板件的钢材抗压、抗拉强度设计值应按 $(1-\rho)$ 进行折减, 其中 ρ 按下式计算:

$$\rho = (2V/V_b - 1)^2 \quad (\text{F.0.7-12})$$

F.0.8 单向压弯构件承载力计算

1 截面压弯承载力按下列公式计算:

$$\text{当 } 0 \leq N \leq N_m$$

$$M \leq M_u \quad (\text{F.0.8-1})$$

$$\text{当 } N_m \leq N \leq N_u$$

$$\frac{N - N_m}{N_u - N_m} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (\text{F.0.8-2})$$

式中: N —— 轴力设计值;
 M —— 弯矩设计值, 针对不同弯曲轴分别取 M_x 或 M_y ;
 N_m —— 特征轴力, 针对不同弯曲轴分别取 N_{mx} 或 N_{my} , 按式 (F.0.8-3)、式 (F.0.8-4) 计算
 N_u —— 截面受压承载力设计值, 按式 (F.0.6-2) 计算;
 M_u —— 截面受弯承载力设计值, 分别取 M_{ux} 或 M_{uy} , 按公式 (F.0.7-2)、(F.0.7-6) 计算。
 N_m —— 特征力轴力, 区分为绕强轴 (x 轴) N_{mx} 和绕弱轴 (y 轴) N_{my} , 按下列规定计算:

$$\text{绕强轴: } N_{mx} = \alpha_1 f_c (b_f - t_w) x + 2s_m t_f f_a \quad (\text{F.0.8-3})$$

绕弱轴:

$$N_{my} = \alpha_1 f_c (h_a - 2t_f)(x - t_w) + 2s_m t_f f_a + (h_a - 2t_f)t_w f_a \quad (\text{F.0.8-4})$$

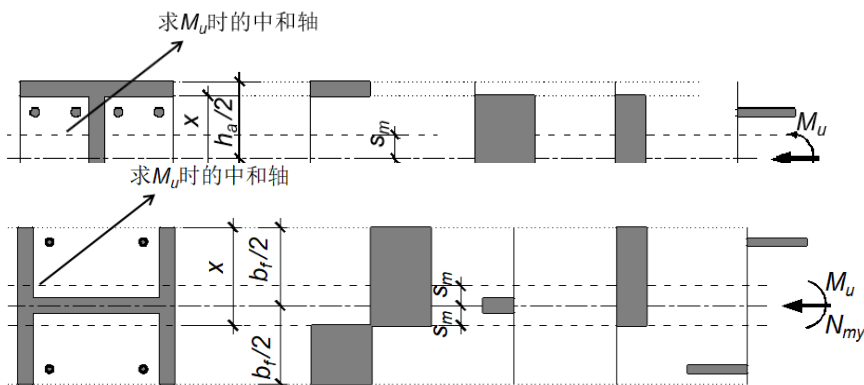


图 F.0.8-2 弱轴截面特征轴力 N_{my} 计算应力图式

2 构件整体稳定承载力按下列规定计算：

1) 平面内整体稳定可采用下式进行计算：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux} (1 - \varphi_x N / N_{Ex})} \leq 1 \quad (F.0.8-5)$$

式中： φ_x —— 轴心受压构件绕弯曲轴 x 轴的整体稳定系数；
 N_{Ex} —— 轴心受压构件绕 x 轴的弹性稳定临界力，按式 6.4.2-2 计算；
 β_{mx} —— 等效弯矩系数，按国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 执行。

轴心受压构件弹性稳定临界力按下式计算：

$$N_{Ex} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_0^2} \quad (F.0.8-6)$$

式中： l_0 —— 轴心受压构件计算长度；
 $(EI)_e$ —— 构件等效弯曲刚度。

2) 平面外整体稳定可采用下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1 \quad (F.0.8-7)$$

式中： φ_y —— 轴心受压构件绕 y 轴整体稳定系数；
 β_{tx} —— 等效弯矩系数，按国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 执行。

F.0.9 既有钢结构采用补填混凝土改造时的设计

1 既有钢结构构件改为部分包覆钢-混凝土组合构件时，应对既有钢结构进行检测、鉴定和评定。

2 既有钢结构构件改为部分包覆钢-混凝土组合构件时，其设计应符合下列规定：

1) 应保证结构的整体性能，包括良好的抗震性；

2) 荷载标准值可取实测数据。但不能小于国家现行标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的数值；

3) 既有钢结构材料强度应根据实测值确定。当材料性能符合原设计要求时，可按原设计的规定取值；设计时应考虑既有钢结构实际几何尺寸差异、截面锈蚀、连接构造偏差和已有缺陷的影响。当尺寸、构造和质量符合原设计要求时，可按原设计的规定取值；

4) 应考虑既有钢结构承载历史和施工卸载程度对构件两次受力的影响，对后浇混凝土及相应配置的钢筋需考虑应变滞后对材料极限强度的折减，对原钢结构部分应考虑应力超前的影响。

F.0.10 结构抗震计算时的阻尼比

框架结构采用部分包覆钢-混凝土组合柱与组合梁时，多遇地震作用下的阻尼比可取为 0.04，在罕遇地震作用下的阻尼比可取 0.05。

附录 G 隔震和消能减震结构

G.1 一般规定

G.1.1 本附录适用于钢筋混凝土结构和钢结构的隔震和消能减震设计。

G.1.2 隔震在工业建筑中的应用范围为：建筑结构主体隔震、屋盖隔震、工业设备隔震。

G.1.3 消能减震在工业建筑中的应用范围为：建筑结构主体的消能减震设计，工业设备减震（与隔震组合使用）。

G.1.4 主体结构采用隔震设计时应符合下列各项要求：

1 结构高宽比宜小于 4，且不应大于相关规范规程对非隔震结构的具体规定，其变形特征接近剪切变形；高宽比大于 4 的结构采用隔震设计时，应进行专门研究。

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。

3 风荷载和其他非地震作用的水平荷载标准值产生的总水平力不宜超过结构总重力的 10%。

4 隔震层应提供必要的竖向承载力、侧向刚度和阻尼；穿过隔震层的设备配管、配线，应采用柔性连接或其他有效措施以适应隔震层的罕遇地震水平位移。

G.1.5 隔震和消能减震设计时，隔震装置和消能部件应符合下列要求：

1 隔震装置和消能部件的性能参数应经试验确定。

2 隔震装置和消能部件的设置部位，应采取便于检查和替换的措施。

3 设计文件上应注明对隔震装置和消能部件的性能要求，安装前应按规定进行检测，确保性能符合要求。

G.1.6 结构的隔震设计和消能减震设计，尚应符合相关专门标准的规定；也可按抗震性能目标的要求进行性能化设计。

G.2 主体隔震

G.2.1 本章适用于多高层钢筋混凝土结构、钢结构和钢-混凝土混合结构的隔震设计，主体结构中的隔震支座宜采用橡胶隔震支座和摩擦摆隔震支座。

G.2.2 隔震层的布置，应符合下列要求：

1 隔震层宜设置在结构的底部或中下部，其隔震支座应设置在受力较大的位置，隔震支座的规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求由计算确定。

2 隔震层刚度中心与质量中心宜重合，偏心率宜小于 3%。

3 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，否则，应采用可靠的结构转换措施。

4 隔震支座底面宜布置在相同标高位置上；当隔震层的隔震装置处于不同标高时，应采取有效措施保证隔震装置共同工作；在罕遇地震作用下，不同标高的相邻隔震层的层间剪切位移角不应大于 $1/1000$ 。

5 同一支承处采用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距不应小于安装和更换所需的尺寸。

6 隔震层的阻尼装置或抗风装置应在建筑中合理布置。

G.2.3 隔震层的橡胶隔震支座的压应力和水平位移，应符合下列要求：

1 橡胶隔震支座在重力荷载代表值作用下的竖向压应力设计值，不应超过表 G2.3-1 的规定。

2 橡胶隔震支座在表 G2.3-1 所列的压应力下的设计极限水平位移,不应大于其有效直径的 0.55 倍和支座内部橡胶总厚度 3.0 倍二者的较小值;支座的破坏极限水平位移不应小于支座内部橡胶总厚度 4.0 倍。在罕遇地震下,若有必要,宜采用限位措施。

3 在经历相应设计基准期的耐久性试验后,橡胶隔震支座刚度、阻尼特性变化不应超过初期值的 $\pm 20\%$;徐变量不应超过支座内部橡胶总厚度的 5%。

表 G2.3-1 橡胶隔震支座在重力荷载代表值下的压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (MPa)	10	12	15

注:1 竖向压应力设计值应按永久荷载和可变荷载的组合计算,楼面活荷载应按《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定乘以折减系数;

2 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 5.0 不小于 4.0 时降低 20%,小于 4 不小于 3 时降低 40%;

3 外径小于 300mm 的橡胶隔震支座,乙类和丙类建筑的压应力限值为 10MPa。

4 隔震层的橡胶隔震支座在罕遇地震作用下的最大竖向压应力,不应超过表 G2.3-2 所规定的限值;

表 G2.3-2 橡胶隔震支座在罕遇地震下的压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (MPa)	20	25	30

注:1 橡胶隔震支座的直径小于 300mm 时其压应力限值可适当降低。

5 橡胶隔震支座在罕遇地震下不宜出现竖向拉应力,当不可避免受拉时,其竖向拉应力不应超过表 G2.3-3 所规定限值。出现拉应力的支座数量不宜超过支座总数的 30%。

表 G2.3-3 橡胶隔震支座在罕遇地震下的拉应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
拉应力限值 (MPa)	0	1.0	1.0

注:1 隔震支座验算罕遇地震作用下最大压应力和最小压应力时,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。

G.2.4 隔震层的摩擦摆隔震支座的压应力和水平位移,应符合下列要求:

1 摩擦摆隔震支座在重力荷载代表值作用下的竖向压应力应不超过摩擦摆隔震支座的基准竖向承载力。

2 摩擦摆隔震支座的设计极限水平位移应不大于摩擦摆隔震支座的水平极限变形能力。

3 隔震层的摩擦摆隔震支座在罕遇地震作用下的最大竖向压应力,应不超过摩擦摆隔震支座的极限竖向承载力。

4 橡胶隔震支座在罕遇地震下不宜出现上下摩擦面分离的情形;若上下摩擦面分离,分离的距离不应超过 2mm。

G.2.5 隔震的计算分析方法应符合以下规定:

1 隔震建筑的地震作用,应符合下列规定:

1) 一般情况下,应在建筑结构的不少于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) 对平面不规则建筑,应计入双向水平地震作用下的扭转影响;其他情况,可采用调整地

震作用效应的方法计入扭转影响。

4) 8度和9度时的长悬臂和大跨结构, 9度时的高层建筑应计算竖向地震作用。

2 隔震结构分析模型, 应符合下列规定:

1) 所选取的分析模型应能准确反映结构中构件的实际受力状况。

2) 隔震层上部和下部结构可选多质点系、空间杆系、空间杆—墙板元(壳元)、连续体及其它组合有限元等计算模型。

3) 隔震层的隔震支座和阻尼器应选择能正确反映其特性的计算单元。

3 隔震结构地震作用计算, 除特殊要求外, 可采用下列方法:

1) 房屋高度不超过24米、上部结构以剪切变形为主、质量和刚度沿高度分布比较均匀且隔震支座类型单一的隔震建筑, 可采用底部剪力法。

2) 除1款外的隔震结构应采用振型分解反应谱法; 对于橡胶支座隔震结构, 应根据地震烈度确定隔震层参数, 对于摩擦摆隔震结构, 应采用迭代计算确定隔震层参数。

3) 对于高度大于60米, 体型不规则, 隔震层隔震支座、阻尼装置及其他装置的组合比较复杂的隔震建筑, 尚应采用时程分析法进行补充计算。每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于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不应小于振型分解反应谱法计算结果的80%。

4 当隔震结构处于发震断层5km以内时, 其水平地震作用计算应考虑近场影响, 乘以增大系数。对设防烈度8度及以上时, 2km以内宜取1.5, 2km以外可取不小于1.25; 对设防烈度8度以下时, 宜取不大于1.25并不低于1.1。

5 根据隔震层中隔震装置及阻尼装置经试验所得滞回曲线, 计算对应不同地震烈度作用时的隔震层水平位移值后, 求得隔震层的等效刚度、等效阻尼比和隔震结构自振周期等隔震结构的隔震层参数, 应符合以下要求:

1) 对容许采用底部剪力法计算并仅采用橡胶隔震支座的建筑隔震结构, 隔震层橡胶隔震支座水平剪切位移可按下述取值: 设防地震作用时可取100%, 罕遇地震作用时可取250%;

2) 1)以外的建筑隔震结构, 可按对应不同地震烈度作用时的设计反应谱进行迭代确定。

6 隔震结构采用时程分析方法时, 地震动加速度时程曲线的选择合成, 应符合下列规定:

1) 实际强震记录地震动加速度时程曲线, 应根据地震环境(烈度和设计地震分组)、场地类别进行归类, 并依据相似原则进行选择。人工模拟地震动加速度时程曲线, 应满足设计反应谱的基本要求。设计地震加速度峰值按《建筑抗震设计规范》GB50011采用。

2) 一般情况下, 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所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符。实际强震记录地震动加速度时程曲线在对应于隔震结构主要振型对应周期点附近时, 每条实际强震记录对应的反应谱与设计反应谱的谱值最大偏差不超过20%; 所合成的人工模拟加速度时程曲线对应的反应谱与设计反应谱在对应于隔震结构主要振型对应周期点的偏差平均值不宜大于5%, 最大偏差不宜大于10%。在人工模拟地震动加速度合成时, 宜考虑不同阻尼比对反应谱的影响和天然相位信息的非平稳特征对结构响应的影响。

7 当采用时程分析法时, 计算模型的确定应满足下列条件:

1) 对甲类、乙类或丙类不规则隔震建筑, 隔震体系的计算模型宜考虑结构杆件的空间分布、隔震支座的位置、隔震房屋的质量偏心、在两个水平方向的平移和扭转、隔震层的非线性阻尼特性以及荷载—位移关系特性。

2) 对丙类规则隔震建筑, 可采用层间模型。

3) 在设防地震作用下, 隔震房屋上部和下部结构的荷载一位移关系特性可采用线弹性力学模型; 隔震层应采用隔震产品试验提供的滞回模型, 按非线性阻尼特性以及非线性荷载一位移关系特性进行分析。在罕遇地震作用下, 隔震房屋上部和下部结构应采用弹塑性分析模型。

4) 隔震支座单元要能够模拟隔震支座水平非线性和竖向非线性特性; 计算分析时, 按实际荷载工况顺序依次加载, 即采用非线性组合法。

8 采用时程分析法时, 应选用足够数量的实际强震记录加速度时程曲线和人工模拟地震动加速度时程曲线进行输入。宜选取不少于 2 组人工模拟加速度时程曲线和不少于 5 组实际强震记录加速度时程曲线。可采用 3 组实际强震记录加速度时程曲线和 2 组具有实际强震记录加速度相位信息的人工模拟时程曲线以及 2 组考虑实际强震记录加速度时程相位统计信息和目标反应谱的人工模拟加速度时程曲线。地震作用取 7 组加速度时程曲线计算结果的平均值。

G.2.5 隔震层设计应符合下列要求:

1 阻尼装置和抗风装置可与隔震支座合为一体, 亦可单独设置。必要时可设置限位装置。

2 同一建筑隔震层选用多种类型、规格的隔震装置时, 每个隔震装置的承载力和水平变形能力应能充分发挥。所有隔震装置的竖向变形应保持基本一致, 在重力荷载代表值作用下的竖向变形值与平均变形值的偏差不宜大于 30%。

3 当隔震层采用隔震支座和阻尼器时, 应确保隔震层在地震后基本恢复原位, 在罕遇地震作用下其总水平弹性恢复力与总水平摩阻力之比不应小于 1.2。

4 隔震层的水平刚度和阻尼, 应符合下列要求:

1) 隔震层的水平等效刚度和等效阻尼比, 可按下列公式计算:

$$K_{eq} = \sum k_j \quad (G2.5-1)$$

$$\zeta_{eq} = \sum k_j \zeta_j / K_{eq} \quad (G2.5-2)$$

式中: ζ_{eq} ——隔震层等效阻尼比;

K_{eq} ——隔震层水平等效刚度;

ζ_j ——j 隔震支座由试验确定的等效阻尼比; 隔震层设置阻尼装置时, 应包括相应的阻尼比;

k_j ——隔震支座 j (含阻尼器) 由试验确定的水平等效刚度。

2) 由试验确定隔震支座设计参数, 滞回曲线应按隔震层中全部隔震装置经试验得到。计算对应不同地震烈度作用时的隔震层水平位移值后, 求得隔震层的等效刚度和等效阻尼比。

5 罕遇地震作用下隔震支座的水平位移可根据以下原则确定:

1) 一般情况下按基于振型分解法和时程分析法对隔震体系整体分析得到的隔震层实际位移幅值确定;

2) 采用底部剪力法确定地震作用的隔震结构, 其隔震层位移 (当上部结构的质心与刚心重合时,

各支座位移等于隔震层位移) 可采用如下简化方法:

$$u_h = F_h / K_h \quad (G2.5-3)$$

当隔震支座的平面布置为矩形或接近矩形, 但上部结构的质心与刚心不重合时, 隔震支座位移可按下列式计算:

$$u_{hi} = \eta_i u_i \quad (\text{G2.5-4})$$

$$\eta_i = 1 + 12ey_i / (B^2 + L^2) \quad (\text{G2.5-5})$$

$$e = \sqrt{e_x^2 + (0.85e_y)^2} \quad (\text{G2.5-6})$$

$$e = \sqrt{e_y^2 + (0.85e_x)^2} \quad (\text{G2.5-7})$$

式中： u_{hi} ——第 i 个隔震支座的水平位移；

u_i ——隔震层的水平位移；

F_h ——隔震层的水平剪力；

K_h ——隔震层的水平等效刚度；

η_i ——第 i 个隔震支座的扭转影响系数，取考虑扭转和未考虑扭转时 i 支座计算位移的比值；当采用三维模型进行计算时，扭转影响系数取 1；当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心在两个主轴方向均无偏心时，隔震层边端支座的扭转影响系数不应小于 1.15；

e ——偏心率，为静偏心距与偶然偏心距之和；静偏心距为隔震房屋上部结构质心与隔震层刚心之间距离在计算主轴法线方向的投影，偶然偏心距取计算主轴法线方向结构平面边长的 2%，对边支座， $e \geq 1.15$ ；同时考虑双向地震作用的扭转时， e 应取下式中的较大值且 $e \geq 1.2$ ；

y_i ——第 i 个隔震支座与隔震层刚心之间在计算主轴法线方向的投影；

B 、 L ——分别为结构平面两正交方向的边长。

6 罕遇地震作用下隔震支座的水平位移，应符合下列要求：

$$u_{hi} \leq [u_{hi}] \quad (\text{G2.5-8})$$

式中： u_{hi} ——罕遇地震作用下，第 i 个隔震支座考虑扭转的水平位移；

$[u_{hi}]$ ——第 i 个隔震支座的水平位移限值；对橡胶隔震支座，应满足本规范 4.6.3 的要求；对于摩擦摆隔震支座，应满足本规范 4.6.4 的要求。

7 隔震层抗风装置，应符合下式要求：

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \quad (\text{G2.5-9})$$

式中： V_{Rw} ——抗风装置的水平承载力设计值。当抗风装置是隔震支座的组成部分时，可取隔震支座的水平屈服荷载设计值；当抗风装置单独设置时，可取抗风装置的水平承载力，按材料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。

8 隔震房屋抗倾覆验算，应符合下列要求：

- 1) 隔震房屋抗倾覆验算应进行结构整体抗倾覆验算和隔震支座拉压承载能力验算；
- 2) 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 1.2；
- 3) 隔震层在罕遇地震下应保持稳定，不宜出现不可恢复的变形。橡胶隔震支座在罕遇水平和竖向地震共同作用下，其最大拉、压应力应满足本规范第 2.3-2、2.3-3 条的要求。摩擦摆隔震支座在罕遇水平和竖向地震共同作用下，其最大压应力应不超过基准设计面压的 2 倍且应不出现拉应力。

9 隔震支座连接预埋件和连接螺栓的验算，应考虑罕遇地震支座在轴向压（拉）力、水平剪力和弯矩共同作用下的受力状态。

G.2.6 隔震层上部结构和下部结构的要求。

1 隔震建筑的高度宜满足相应地震烈度适用的最大高度，可按非隔震结构取值，见表 G2.6-1、G2.6-2 和表 G2.6-3 的要求。上部结构平面和竖向均不规则的结构，适用高度宜适当降低。

表 G2.6-1 现浇钢筋混凝土结构隔震建筑的最大适用高度（m）

结构类型	烈度				
	6	7	8 (0.2g)	8 (0.3g)	9
框架	60	50	40	35	24
框架—抗震墙	130	120	100	80	50
抗震墙	140	120	100	80	60
部分框支抗震墙	120	100	80	50	/
框架—核心筒	150	130	100	90	70
筒中筒	180	150	120	100	80
板柱—抗震墙	80	70	55	40	/

表 G2.6-2 钢结构隔震建筑的最大适用高度（m）

结构类型	烈度				
	6	7	8 (0.2g)	8 (0.3g)	9
框架	110	90	90	70	50
框架—中心支撑	220	200	180	150	120
框架—偏心支撑，框架—屈曲 约束支撑	240	220	200	180	160
筒体	300	280	260	240	180

表 G2.6-3 钢—混凝土混合结构隔震建筑的最大适用高度（m）

结构体系		烈度				
		6 度	7 度	8 (0.2g)	8 (0.3g)	9 度
框架—核	钢框架—钢筋混凝土	200	160	120	100	70

心筒	土核心筒					
	型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	220	190	150	130	70
筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	260	210	160	140	80
	型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	280	230	170	150	90

2 隔震建筑的高宽比宜满足相应抗震结构类型的要求。隔震结构高宽比计算时,其高度取隔震层以上结构的高度。

3 上部结构在设防地震作用下,结构楼层内最大的弹性层间位移,应符合下式要求

$$\Delta u_e < [\theta_e] h \quad (\text{G2.6.1-1})$$

式中: Δu_e ——设防地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移;

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值,应符合表 2.6-4 的要求;

h ——计算楼层层高。

表 2.6-4 隔震层以上结构层间弹性位移角限值

抗震设防类别 结构类型	甲类	乙类	丙类
钢筋混凝土框架结构	1/550	1/450	1/400
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800	1/600	1/550
钢筋混凝土抗震墙结构	1/1000	1/800	1/750
钢结构	1/300	1/250	1/200

4 上部结构在罕遇地震作用下,结构楼层内最大的弹塑性层间位移,应符合下式要求:

$$\Delta u_p < [\theta_p] h \quad (\text{2.6.2})$$

Δu_p ——在罕遇地震作用下弹塑性层间位移,宜采用动力弹塑性时程分析方法;对规则建筑,也可采用静力弹塑性分析方法或等效线性化方法。

$[\theta_p]$ ——弹塑性位移角限值,应符合表 2.6-5 的规定。

表 2.6-5 隔震层以上结构层间罕遇地震作用下弹塑性位移角限值

结构类型	罕遇地震
钢筋混凝土框架结构	1/150
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/250
钢筋混凝土抗震墙结构	1/300
钢结构	1/120

5 隔震层下部结构的承载力验算,应考虑上部结构传来的轴力、弯矩、水平剪力以及由隔震层

水平变形产生的附加弯矩。

6 隔震层支墩、支柱及相连构件，应采用在罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和弯矩进行承载力验算。

7 隔震层以下的地下室或隔震塔楼下的底盘中直接支撑塔楼结构及其相邻一跨的相关构件，应满足设防地震烈度下的抗震承载力要求，设防地震下层间位移角限值应满足表 2.6-6 的要求。隔震层以下地面以上的结构在罕遇地震下的层间位移角限值应满足表 2.6-7 的要求。

表 2.6-6 隔震层以下结构弹性层间位移角限值

下部结构类型	设防地震
钢筋混凝土框架结构	1/550
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、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙结构	1/1000
钢结构	1/250

表 2.6-7 隔震层以下结构弹塑性层间位移角限值

下部结构类型	罕遇地震
钢筋混凝土框架结构	1/250
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、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/300
钢筋混凝土抗震墙结构	1/400
钢结构	1/150

9 隔震层以下结构抗震措施按下列要求采用：

- 1) 地面以上结构抗震措施，隔震建筑投影并向外延一跨范围内，6、7 度抗震等级框架二级、抗震墙一级，8、9 度抗震等级框架一级、抗震墙一级。投影范围以外结构抗震等级按非隔震建筑采用；
- 2) 地下室、地下一层抗震等级应与地面上一层相同，以下各层结构构造措施可逐渐降低。地下室顶为隔震层时，地下室抗震等级应与隔震层上一层抗震等级相同。

G.2.7 隔震支座应符合下列要求：

- 1 隔震支座的性能参数及滞回曲线应经对所用产品试验确定。
- 2 隔震支座的设置部位，除按计算确定外，尚应便于检查和替换。
- 3 设计文件上应注明对支座的性能要求，安装前应具有相关产品的第三方型式检验报告及按规定进行第三方出厂检测。
- 4 隔震支座整体设计使用年限不应低于隔震结构的设计使用年限，一般应大于 50 年。
- 5 隔震支座的产品要求除满足本规范相关要求外，尚须符合相关的产品标准。
- 6 隔震层中的隔震支座的产品应进行型式检验、出厂检验和进场检验，出厂检验可由生产厂家的质监系统自行完成，型式检验和进场检验应由独立于生产厂家的第三方完成。除满足相关的产品要求外，使用产品的型式检验报告有效期不得超过 5 年。进场检验报告只对采用该产品的工程项目有效，不得重复使用。

7 进场检验的检测试件应由第三方采用随机抽样的方式抽取。当任一件抽样试件的任一项性能不合格时，该次抽样检验为不合格。不合格产品不得用于实际工程。进场检验数量应符合下列要求：

- 1) 甲建筑，每种规格产品抽样数量应为 100%。
- 2) 乙类建筑，每种规格产品抽样数量应为 50%；若有不合格试件时，则应 100%检测。
- 3) 丙类建筑，每种规格产品抽样数量不应少于总数的 20%；若有不合格试件时，应重新抽取总数的 30%，若仍有不合格试件时，则应 100%检测。
- 3) 一般情况下，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，应全部进行检测。

8 隔震支座检验时，剪切性能应考虑温度修正和加载频率修正。

G. 2. 8 隔震支座的连接构造应符合以下规定：

1 隔震结构在罕遇地震作用发生最大变形时，应采取有效措施不阻碍隔震层的变形。

2 当门厅入口、室外踏步、室内楼梯、电梯、地下室坡道、车道入口处等穿越隔震层时，在上部结构周边预留足够的变形空间，不得有任何固定物对上部结构的水平和竖向移动形成阻挡，防止产生可能的碰撞。预留变形空间时，应分别考虑隔震层在罕遇地震作用下水平和竖向最大位移的 1.2 倍。

3 隔震层设置在有耐火要求的使用空间时，隔震支座和其它部件应根据使用空间的耐火等级采取相应的防火措施。

4 隔震支座应留有便于观测和维修更换隔震支座的空间，并设置必要的照明，通风等设施。

5 竖向电梯井穿过隔震层时，可采用悬吊式方案，在罕遇地震作用下，电梯井悬吊部分上下端的层间位移角对于混凝土结构不应大于 1/500，对于钢结构不应大于 1/200。

6 电梯井周边应留有足够空间以满足上部结构水平位移、检修及清理的要求，在电梯井出入口与外部地面之间应设置滑动盖板。

7 穿越隔震层的楼梯及楼梯扶手在适当部位应断开，并采取有效措施防止断开部分发生碰撞。

G. 3 屋盖隔震

G. 3. 1 本章适用于采用网架结构、网壳结构、立体桁架、弦支穹顶等空间网格结构或索膜等作为屋盖结构的大跨屋盖建筑，大跨屋盖建筑中的隔震支座宜采用摩擦摆隔震支座。

G. 3. 2 屋盖隔震时隔震层的布置要求。

隔震层宜设置在大跨屋盖结构支座位置（屋盖隔震）。

G. 3. 3 隔震支座的选型应满足以下要求：

1 隔震层的摩擦摆隔震支座在罕遇地震作用下的最大竖向压应力，应不超过摩擦摆隔震支座基准设计面压的两倍，且应保持受压状态。

2 隔震层的总屈服力应符合下式要求：

$$r_w V_{wk} \leq V_{rw} \quad (\text{G. 3. 3-1})$$

式中： r_w —风荷载分项系数，取 1.4。

V_{wk} —风荷载作用下隔震层水平剪力标准值。

V_{rw} —隔震层水平屈服力的设计值。

G.3.4 隔震的计算分析方法：

1 大跨屋盖隔震建筑的地震效应宜采用空间结构有限元模型进行时程分析，分析模型宜采用包含隔震层下部支承结构的整体分析模型，宜充分考虑支承结构的影响；对于体型规则及跨度较小的平板网架结构、网壳结构、立体管桁架结构，也可采用考虑竖向地震作用的随机振动分析方法或振型分解反应谱法。

2 当体型复杂的大跨屋盖隔震建筑进行风效应计算时，风荷载宜由风洞试验确定；对于风敏感型的大跨屋盖隔震建筑，应开展专门的风振效应分析。

3 采用非常用结构形式以及跨度大于 120m、结构单元长度大于 300m 或悬挑长度大于 40m 的大跨屋盖隔震建筑，宜开展结构模型的模拟地震振动台试验，对隔震方案进行专门的研究和论证。结构模型宜考虑屋面系统、大型设备、吊挂重物、填充墙等非结构构件的影响。

G.3.5 隔震层的技术要求：

1 采用屋盖隔震的大跨屋盖建筑，摩擦摆隔震支座应满足罕遇地震下传递最大竖向力、水平剪力和弯矩的要求。

2 抗风装置应在建筑平面内的合理位置布置，采取方便更换的措施，抗拉装置不应妨碍隔震支座的水平变形；当隔震层变形较大时，宜设置限位装置。抗风装置的布置应考虑温度作用引起的结构变形。

3 同一支承处宜采用单个摩擦摆隔震支座，摩擦摆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。

4 应验算摩擦摆隔震支座在温度作用下所产生的水平变形，水平刚度宜取其非线性参数，计算方法可采用静力方法进行。

5 摩擦摆隔震支座的构造应满足变形后支座斜腹杆与柱或边梁不相碰的要求。

G.3.6 隔震层上部屋盖结构和下部主体结构的要求：

1 采用隔震设计的大跨屋盖结构选型和截面验算应符合《空间网格结构技术规程》JGJ7 的要求；空间网格结构形式的大跨屋盖结构在设防烈度地震作用下的最大挠度值不宜超过表 3.6-1 中的容许挠度值。

表 G3.6-1 设防烈度地震作用下空间网格结构的容许挠度值

结构体系	屋盖结构（短向跨度）	悬挑结构（悬挑跨度）
网架	1/250	1/125
单层网壳	1/400	1/200
双层网壳 立体桁架	1/250	1/125

注：1 对于设有悬挂起重设备的屋盖结构，其最大挠度值不宜大于结构跨度的 1/400。

2 大跨屋盖结构应进行考虑下部支承结构的静力稳定性验算，静力稳定性应符合《空间网格结构技术规程》JGJ7 的相关规定。

3 在进行结构地震效应分析时，大跨屋盖结构的阻尼比值宜按照位能加权平均法确定或开展专门的研究确定。

4 对于大跨度屋盖结构中的构件承载力计算,根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009的相关规定,地震作用的荷载效应组合应计入环境温度的影响。

G. 3. 7 隔震中的摩擦摆隔震支座的检测应符合本规范 G. 2. 7 条第 7 款的规定。

G. 3. 8 大跨屋盖结构中隔震支座的连接构造措施应满足以下要求:

1 隔震装置(隔震支座和阻尼器)与大跨屋盖结构之间的连接件,应能传递罕遇地震下支座的最大竖向力、水平剪力和弯矩。

2 外露的预埋件应有可靠的防锈措施。预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接。

3 重要大跨屋盖结构的支座节点,宜进行考虑地震组合的有限元分析验算。

3 大跨屋盖结构的设计和抗震验算尚应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011、《钢结构设计规范》GB 50017、《空间网格结构技术规程》JGJ7 等现行国家标准的要求。

4

G. 4 主体结构消能减震

G. 4. 1 消能减震设计可采用位移相关型消能器或速度相关型消能器。

G. 4. 2 速度相关型消能器可选用粘滞流体消能器、粘滞阻尼墙或粘弹性消能器。筒式粘滞流体消能器可采用人字形支撑、V 字形支撑或一字形支撑与结构连接,不宜采用短墙进行连接。粘滞阻尼墙或粘弹性消能器可采用短墙和结构进行连接。

G. 4. 3 位移相关型消能器可选用金属消能器、摩擦消能器或屈曲约束支撑。金属消能器、摩擦消能器可采用人字形支撑、V 字形支撑或短墙与结构连接;屈曲约束支撑可采用人字形、V 字形或一字形与结构连接,屈曲约束支撑与水平面的夹角应在 35°~55°。

G. 4. 4 消能部件宜根据需要沿结构的两个方向分别设置。消能部件宜设置在变形较大的位置,其数量和分布应通过综合分析合理确定,并有利于提高整个结构的消能减震能力,形成均匀合理的受力体系。对于排架和刚架结构,可在面外方向单向布置,此时排架或刚架结构间应设置地梁且有足够的面外整体性。

G. 4. 5 当框架结构中设置屈曲约束支撑,且支撑部分的抗倾覆力矩大于总抗倾覆力矩的 50%,结构的最大适用高度可按框架结构和框架-剪力墙结构的最大适用高度内插。

G. 4. 6 消能减震结构设防地震作用下的最大的弹性层间位移角应符合下式要求:

$$\Delta u_e < [\theta_e] h \quad (\text{G. 4. 6-1})$$

式中: $[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值,应符合表 G4. 6-1 的要求;

表 G4. 6-1 消能减震结构层间弹性位移角限值

抗震设防类别 结构类型	甲类	乙类	丙类
钢筋混凝土框架结构	1/550	1/450	1/400
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架- 核心筒	1/800	1/600	1/550
钢筋混凝土抗震墙结构	1/1000	1/800	1/750
钢结构	1/300	1/250	1/200

G. 4. 7 消能减震结构罕遇地震作用下的最大的弹塑性层间位移角应符合下式要求:

$$\Delta u_p < [\theta_p] h \quad (\text{G. 4. 7-1})$$

式中: $[\theta_p]$ ——弹性层间位移角限值, 应符合表 G4. 7-1 的要求;

G. 4. 6 消能减震设计的计算分析, 应符合下列规定:

1 当主体结构基本处于弹性工作阶段时, 可采用线性分析方法作简化估算, 并根据结构的变形特征和高度等, 按本规范第 5. 1 节的规定分别采用底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法。

2 消能减震结构的地震影响系数可根据消能减震结构的总阻尼比按本规范第 XXX 条的规定采用。消能减震结构的自振周期应根据消能减震结构的总刚度确定, 总刚度应为结构刚度和消能部件有效刚度的总和。消能减震结构的总阻尼比应为结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比的总和; 设防地震和罕遇地震下的总阻尼比应分别计算。

3 对主体结构进入弹塑性阶段的情况, 应根据主体结构体系特征, 采用静力非线性分析方法或非线性的时程分析方法。在非线性的分析中, 消能减震结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型。

4 消能减震结构的层间弹塑性位移角限值, 应符合预期的变形控制要求, 宜比非消能减震结构适当减小。

G. 4. 7 消能部件附加给结构的有效阻尼比和有效刚度, 可按下列方法确定:

1 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应采用等效线性化方法确定。

2 消能部件附加给结构的有效附加阻尼比可按下列式估算:

$$\xi_a = \sum_j W_{cj} / (4\pi W_s) \quad (\text{G. 4. 7-1})$$

式中: ξ_a ——消能减震结构的附加有效阻尼比;

W_{cj} ——第 j 个消能器部件在结构预期层间位移 Δu_j 下往复循环一周所消耗的能量;

W_s ——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能。

注: 1 当消能部件在结构上分布较均匀, 且附加给结构的有效阻尼比小于 20% 时, 消能部件附加给结构的有效阻尼比也可采用强行解耦方法确定。

3 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, 可按下列式估算:

$$W_s = (1/2) \sum F_i u_i \quad (\text{G. 4. 7-2})$$

式中: F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值;

u_i ——质点 i 对应水平地震作用标准制的位移。

4 速度线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量, 可按下列式估算

$$W_{cj} = (2\pi^2 / T_1) C_j \cos^2 \theta_j \Delta u_j^2 \quad (\text{G. 4. 7-3})$$

式中: T_1 ——消能减震结构的基本自振周期;

C_j ——第 j 个消能器的线性阻尼系数;

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。

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。

5 位移相关型和速度非线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{ej} = A_j \quad (\text{G. 4. 7-4})$$

式中： A_j ——第 j 个消能器的恢复力的滞回环在相对于水平位移 Δu_j 时的面积。

消能器的有效刚度可取消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的割线刚度。

6 按等效线性化方法计算得到的消能部件附加给结构的有效附加阻尼比超过 25% 时，宜按 25% 计算。

G. 4. 8 消能减震效果的评价也可以按下式进行计算：

$$\alpha_{\max 1} = \beta \cdot \alpha_{\max} \quad (\text{G. 4. 8-1})$$

式中： $\alpha_{\max 1}$ ——设置消能器的结构中主体结构承受的地震作用；

$\alpha_{\max}$ ——未设置消能器情况下主体结构承受的地震作用。

G. 4. 9 工程使用的消能器产品应进行型式检验、出厂检验和进场检验，出厂检验可由生产厂家的质监系统自行完成，型式检验和进场检验应由独立于生产厂家的第三方完成。除满足相关的产品要求外，使用产品的型式检验报告有效期不得超过 5 年。进场检验报告只对采用该产品的工程项目有效，不得重复使用。进场检验的检测试件应由第三方采用随机抽样的方式抽取。当任一件抽样试件的任一项性能不合格时，该次抽样检验为不合格。不合格产品不得用于实际工程。进场检验数量应符合下列规定：

1 对黏滞流体消能器，其数量为同一工程同一类型同一规格数量的 20%，但不少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器可用于主体结构；对其他类型消能器，抽检数量为同一类型同一规格数量的 3%，当同一类型同一规格的消能器数量较少时，可以在同一类型消能器中抽检总数量的 3%，但不应少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器不能用于主体结构。

2 对速度相关型消能器，在消能器设计位移和设计速度幅值下，以结构基本频率往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%；对位移相关型消能器，在消能器设计位移幅值下往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%，且不应有明显的低周疲劳现象。

G. 4. 10 结构采用消能减震设计时，消能部件的相关部位应符合下列要求：

1 消能器与支承构件的连接，应符合本规范和有关规程对相关构件连接的构造要求。

2 在消能器施加给主结构最大阻尼力作用下，消能器与主结构之间的连接部件应在弹性范围内工作。

3 与消能部件相连的结构构件设计时，应计入消能部件传递的附加内力。

G. 4. 11 消能子结构中的梁、柱和墙等子结构构件的抗震构造等级应提高一级。消能子结构中的梁、柱和墙等子结构构件在超过设防地震水准的地震作用下，可以出现塑性，但构件应有足够的延性，

使消能器在子框架进入塑性后能够继续有效耗能。

G. 4. 12 与消能器相连的支撑、短墙肢以及连接板应在罕遇地震作用下保持弹性。与消能器直接相连的预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板的作用力取值应为消能器在设计目标位移或设计速度下对应阻尼力的 1.2 倍。

G. 5 工业设备减隔震

G. 5. 1 工业设备减隔震的分析与计算应符合以下规定：

1 计算地震作用时，重力荷载的代表值应取建筑结构自重、设备自重的标准值之和以及各可变荷载的组合值之和，各可变荷载的组合值系数按《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 表 5. 1. 3 采用。

2 设备上只设置了单层隔震装置的工业建筑，按单自由度质点-弹簧模型计算。

3 设备上设置了两层或两层以上的隔震装置的工业建筑，按多自由度质点-弹簧模型计算。

4 对于有大空间竖井，楼板不连续，或有错层，且该结构同时悬吊或支承了两个或两个以上设备时，应按多质点-弹簧分叉模型计算。

5 采用独立基础支承的刚性设备，如设备部分穿越或贯穿了工业建筑结构，且通过隔震装置与建筑结构构件连接紧实时，应计入设备水平刚度对建筑结构抗侧移刚度及竖向刚度的影响。

6 与地面采用柔性连接，或采用悬吊设计的设备，可不计入设备刚度对建筑结构抗侧移刚度及竖向刚度的影响，但应考虑其对穿越层结构水平刚度的贡献。

7 建筑结构的阻尼比应计入设备阻尼比的贡献。

G. 5. 2 对于重心高悬的工业设备，以及竖向有较大热膨胀的工业设备，宜采用均匀悬挂的隔震设计。

G. 5. 3 采用悬挂隔震时，原则上宜将设备的减隔震装置低位设置；当设备高度较大，自身刚度较弱或有其他特别需要时，宜沿设备沿高度方向分别设置数层隔震装置。

G. 5. 4 当设备必须是支承设计而不能采用悬吊设计时，宜采用橡胶隔震垫；当设备支座有上拔力时，应在隔震垫上设置抵抗上拔力的松动螺栓节点，松动螺栓宜使用双螺母形式。

G. 5. 5 采用支承设计，重心高悬的设备，支承位置宜尽量接近设备的重心。

G. 5. 6 采用采用橡胶隔震垫支承时，应专门针对设备进行性能减隔震设计，避免设备及隔震垫产生较大水平位置，破坏设备及隔震垫。

G. 5. 7 对工业高温设备采取减隔振措施时，不应限制设备的热膨胀。避免对设备产生附加应力。

G. 5. 8 对动力设备采用隔震设计时，应避免设备与支承结构发生谐振。

G. 5. 9 位置相邻，但采用独立设计的不同工业建筑结构及设备，如质量和刚度差异较大，或质量与刚度分布的差异明显时，相邻结构与设备之间不宜设置刚度较大的联系结构，结构与设备的最外缘之间应按本标准相关要求设置防震缝；

G. 5. 10 如因特别要求，必须在不同建筑间设置有刚性连梁或联系桁架时，应重新进行整体联合设计，不满足要求时，应按相关标准进行加固。

G. 5. 11 当确实出于功能需求或其他原因必须要进行连接，但联合设计确实有困难时，宜采用低摩擦材料进行滑动连接，并保证具有足够的滑动距离。

附录 H 钢结构节点低周疲劳损伤断裂评判

H.1 适用性与用途

H.1.1 对特别不规则、特别重要的钢结构工业建筑中的重要焊接刚性节点，可在罕遇地震弹塑性时程分析法的基础上应用损伤力学原理的方法，评判节点弹塑性变形条件下低周疲劳的损伤和抗断裂能力，作为抗震设计的深化分析方法。

H.1.2 分析焊接刚性节点在强烈地震作用下可能的裂纹起始位置、扩展路径及循环寿命，评判节点抵抗延性断裂设计的合理性，为改善节点薄弱环节的构造细节、控制或延缓裂纹萌生与扩展、提高低周疲劳寿命起指导作用。

H.2 评判方法的基本步骤、原理和参数取值

H.2.1 低周疲劳损伤断裂的评判方法是采用连续损伤力学方法，将材料内部缺陷视为宏观上平均连续变化的损伤变量，采用带有损伤变量的本构关系描述受损材料的宏观力学行为，其基本步骤是：

- 1 选择合适的损伤变量；
- 2 建立反映材料损伤状态的损伤演变方程；
- 3 建立材料的损伤本构关系；
- 4 根据初始和边界条件，求解材料的应力应变参数和损伤值。

应用有限元分析时，当计算的损伤达到临界值时，则该单元开裂，然后根据新的损伤分布状态和新的边界条件，再作类似的反复计算，直至达到破坏准则而终止计算。根据单元达到临界损伤的先后顺序，可判定裂纹扩展的方向。

H.2.2 低周疲劳损伤断裂的评判方法的基本原理。

采用刚度的退化来描述循环荷载作用下材料的损伤程度：

$$D = 1 - E/E_0 \quad (\text{H.2.2-1})$$

式中： E_0 、 E 分别为材料无损伤和有损伤时的弹性模量。

材料的损伤演化方程：

$$dD = \alpha \frac{(D_{cr} - D_0)}{\ln(\varepsilon_f / \varepsilon_{th})} f\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right) (D_{cr} - D)^{1-1/a} \frac{d\bar{\varepsilon}^{p+}}{\bar{\varepsilon}^p} \quad (\text{H.2.2-2})$$

$$f\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right) = \frac{2(1+\nu)}{3} + 3(1+\nu) \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right) \quad (\text{H.2.2-3})$$

$$d\bar{\varepsilon}^{p+} = \begin{cases} d\bar{\varepsilon}^p \frac{\sigma_m}{\sigma_e} > 0 \\ 0 & \sigma_m / \sigma_e \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.2.2-4})$$

$$E = \begin{cases} E_0(1 - D) & \sigma_m / \sigma_e > 0 \\ E_0 & \sigma_m / \sigma_e \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.2.2-5})$$

$$\bar{\varepsilon}_f^p = \varepsilon_{th} \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{th}}\right)^{1/f(\sigma_m / \sigma_e)} \quad (\text{H.2.2-6})$$

式中： α 为材料参数， dD 、 D_0 、 D_{cr} 分别为累积损伤增量、初始损伤、临界损伤； $\bar{\varepsilon}_f^p$ 、 ε_{th} 、 ε_f

分别为单调加载下的断裂塑性应变、损伤应变门槛值和断裂应变； $d\bar{\varepsilon}^p$ 、 $d\bar{\varepsilon}^{p+}$ 分别为累积塑性应变增量和有效累积塑性应变增量； σ_m/σ_e 为应力三轴度； σ_m 、 σ_e 分别为静水压力和 Mises 等效应力。

损伤演化特性具有：（1）当有效累积塑性应变 $\bar{\varepsilon}^{p+}$ 大于损伤应变门槛值 ε_{th} ，并且在应力三轴度为正的情况下，损伤开始累积；（2）只有在应力三轴度为正的情况下，损伤才会引起刚度的退化。

H.2.3 低周疲劳损伤断裂的评判方法中的参数取值

初始损伤 D_0 和临界损伤 D_{cr} 分别为 0 和 1，损伤指数 α 可取 0.198。可分别针对评估钢结构所采用的钢材和焊缝金属，结合有限元分析，通过等直圆棒试样的拉伸试验获得钢材和焊缝的断裂应变 ε_f ，通过缺口圆棒试样的单调拉伸试验并采用式（H.2.2-6）可标定得到钢材和焊缝的损伤应变门槛值 ε_{th} 。

对于 Q235 钢材、Q355 钢材及其焊缝金属，在缺少试验数据的情况下， ε_{th} 、 ε_f 可参考选用如下参数。

表 H.2.3-1 钢材及其焊缝金属低周疲劳损伤断裂的应变参数

参数	Q235 钢材 焊缝 金属		Q345 钢材 焊缝 金属	
断裂应变 ε_f	1.31	0.96	1.30	1.29
损伤应变门槛 值 ε_{th}	0.27	0.16	0.22	0.19

H.3 评判方法应用的基本流程

H.3.1 地震作用下焊接刚性节点低周疲劳损伤断裂的评判分析，可基于以上基本原理、参数取值并结合商用有限元软件，按照图 H.3.1-1 所示的流程进行。

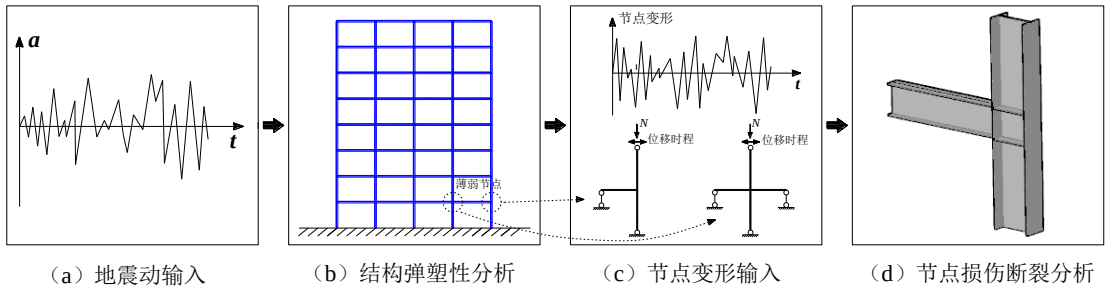


图 H.3.1-1 地震作用下焊接节点低周疲劳损伤断裂的评判流程

1. 根据所在地区的地震设防烈度，选择合适的地震波，对钢框架结构进行罕遇地震弹塑性时程分析，分析得到结构的薄弱节点位置，计算薄弱焊接节点的地震响应，获得节点的变形时程。
2. 建立薄弱节点的精细化有限元模型，将钢材和焊缝金属的连续损伤力学模型通过商业有限元软件接口移植到有限元分析中，按照图 H.3.1-2 所示的流程，输入薄弱节点在地震作用下的变形时程，分析预测薄弱节点的损伤发展情况，评估薄弱节点的低周疲劳断裂破坏行为：（1）若在整个变形时程中薄弱节点处未开裂，或薄弱节点处虽然出现开裂现象，但裂纹扩展缓慢并且裂纹并未贯穿梁翼缘壁厚，则判断薄弱节点能满足低周疲劳损伤判据的设计要求；（2）若薄弱节点处开裂，并且裂纹

扩展贯穿了梁翼缘壁厚，则判断节点失效，薄弱节点需要重新设计，并按照图 H.3.1-1、图 H.3.1-2 重新进行低周疲劳损伤断裂评判，直至最终满足设计的要求。

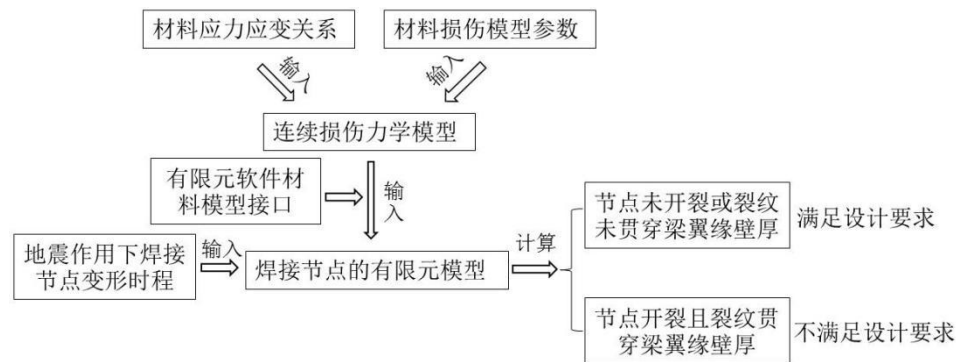


图 H.3.1-2 基于地震作用弹塑性时程分析方法的焊接节点低周疲劳损伤断裂的评判

H.3.2 也可采用基于假定的循环变形时程的方法来分析焊接刚性节点低周疲劳损伤断裂性能，依据 H2.2 基本原理和 H.2.3 参数取值并结合商用有限元软件的应用，按照图 H.3.2-1 所示的流程进行。

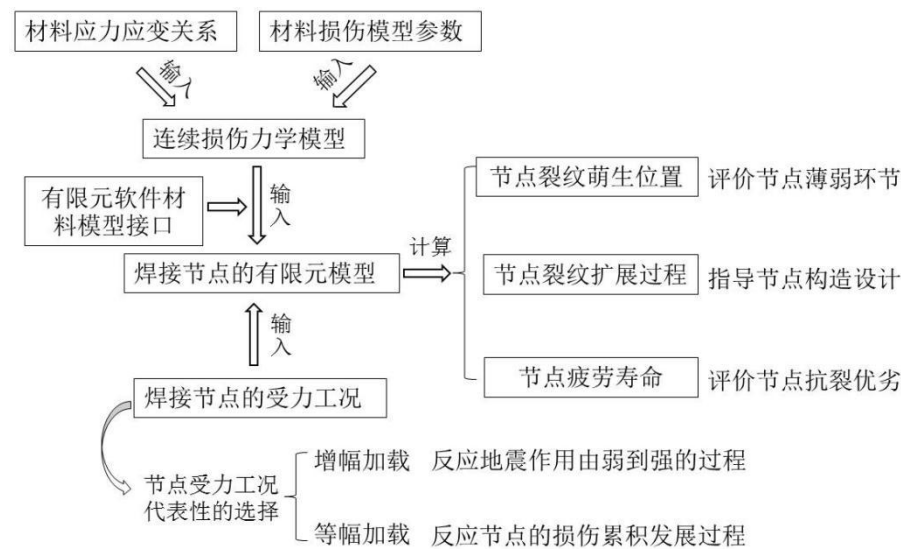


图 H.3.2-1 基于假定的循环变形时程方法的焊接节点低周疲劳损伤断裂的评判

1. 建立需评估的焊接刚性节点的精细化有限元模型，将钢材和焊缝金属的连续损伤力学模型通过商业有限元软件接口移植到有限元分析中，材料的损伤模型参数可根据 F.2.3 节来确定。输入假定的节点循环变形时程，可选择等幅变形时程或增幅变形时程。
2. 经有限元计算，分析焊接刚性节点的裂纹萌生和扩展路径，梁翼缘完全断裂时可判断节点断裂失效，此时的循环次数可作为节点的疲劳寿命。裂纹的萌生位置可用于评判节点的薄弱环节，节点的裂纹扩展路径和快慢可用于评判节点构造是否合理、如何调整节点构造，疲劳寿命的大小可作为评判节点抗低周疲劳损伤断裂性能优劣的依据。

附录 I 工业建筑抗震性能化评价

I.1 一般规定

I.1.1 本附录适用于钢筋混凝土框架结构、钢筋混凝土框架—剪力墙结构、钢框架结构、钢框架-支撑结构的抗震性能化评价。

I.1.2 工业建筑抗震性能化分析宜采用弹塑性分析方法，当建筑结构基本振型的质量参与系数低于 60%或结构扭转位移比大于 1.4 时宜采用动力弹塑性分析方法。对于特殊复杂结构应采用动力弹塑性分析方法。

I.1.3 对于特殊复杂结构（采用新型、异形构件和体系，以及采用其他超出本附录第二节规定的模型等），应至少有两个采用不同软件独立完成的动力弹塑性分析进行比对，不同软件得到的结构整体损伤模式应基本一致。当不同软件计算得到的结构动力特性的相对误差超过 10%，弹塑性变形、基底剪力等主要分析结果的相对误差超过 20%时，应给出分析。

I.1.4 依照本附录得到的新建工业建筑多遇地震下的分析结果应符合《建筑抗震设计规范》GB50011 的相关要求。

I.2 结构弹塑性模型

I.2.1 进行工业建筑结构抗震性能化评价时，宜采用三维计算模型。计算模型应符合结构的实际受力状态，构件的材料、尺寸、配筋等应与结构实际情况一致。必要时，宜包括结构的地下部分、基础和地基。应考虑 P- Δ 效应和大变形的影响。

I.2.2 工业建筑弹塑性分析重力荷载代表值应符合本规程 4 章 4.2.2 节要求。

I.2.3 工业建筑弹塑性分析结构构件的力学模型应符合以下要求。

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

2 框架梁柱构件宜采用弹塑性纤维梁单元，塑性铰位置明确的构件也可采用设置集中塑性铰的梁单元。

3 剪力墙构件宜采用分层壳单元，规则墙体也可采用墙单元（如多垂直杆单元、等效梁-柱集中塑性铰单元模型、纤维模型等）。

4 跨高比大于 5 的混凝土连梁或钢连梁可采用梁单元，跨高比小于 5 的混凝土连梁应采用分层壳单元或其他专用连梁单元；跨高比小于 5 的钢连梁可采用设置集中塑性铰的梁单元或非线性弹簧单元。

5 防屈曲支撑可采用桁架杆单元(truss)或定义力-位移关系的非线性弹簧单元；粘滞阻尼器可采用弹簧-阻尼元件串联单元；软钢阻尼器和隔震垫可采用定义力-位移关系的非线性弹簧单元。

I.2.4 工业建筑弹塑性分析有限元模型的网格划分应符合以下要求。

1 采用两端集中塑性铰模型的梁柱构件、以及采用墙单元的剪力墙构件，可每个构件只

划分一个单元。若需要考虑 P- 效应，每个构件应划分足够多(大于 4 个)的单元。

2 如采用纤维单元，每个梁柱构件中积分点的数量不应少于 5~6 个，且应保证在塑性较区沿梁的长度方向至少有一个积分点。纤维模型沿截面两个正交方向的纤维数量不宜少于 6 个。

5 剪力墙分层壳单元边长不宜超过 2~3m。在关键受力部位，网格密度应适当增加。连梁分层壳模型在高度方向网格划分不宜少于 2 个单元。分层壳材料层数不宜少于 6 层。

I.2.5 工业建筑弹塑性分析的材料本构及参数取值应符合以下要求。

1 弹塑性分析模型的材料强度宜取标准值，在有充足依据时，可以取材料强度平均值。

2 混凝土本构模型应考虑受压刚度退化和软化行为、以及受拉开裂行为，钢筋的本构模型应考虑屈服和包辛格效应。材料单轴本构模型可参阅《混凝土结构设计规范》GB50010 等有关规范中的规定。

3 对于三级以上的框架柱及剪力墙边缘约束区，应考虑核心区约束混凝土的影响。

4 钢构件本构模型宜采用随动强化滞回模型或混合强化滞回模型；当钢构件单轴应力应变关系采用双线性骨架线时，屈服后刚度可取初始刚度的 1%，或根据试验确定；当分析中需考虑结构或构件的严重失效行为时，应考虑构件的局部屈曲和断裂效应。

5 防屈曲支撑可采用双线性力-位移关系模型。减隔震结构中消能减震构件弹塑性模型应有相应的试验依据。

6 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件，其弯矩-转角 ($M-\theta$) 模型的骨架线可采用第 I.4.5 条推荐的四折线骨架线。

I.2.6 工业建筑弹塑性分析结构的阻尼比应符合以下要求。

1 结构的阻尼模型可采用瑞雷阻尼模型。当采用其他阻尼模型时，应有充分依据。

2 钢结构弹塑性计算的阻尼比宜符合下列规定：(1) 多遇地震下的计算：高度不大于 50m 时可取 0.04；高度大于 50m 且小于 200m 可取 0.03；高度不小于 200m 时宜取 0.02。(2) 当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，多遇地震下的阻尼比可比本条 1 款相应增加 0.005。(3) 在罕遇地震作用下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

3 混凝土结构设防地震和罕遇地震下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

4 混合结构根据构件类型及其数量比例宜取 0.035-0.05 之间。

5 对于隔震结构和消能减震结构，其结构总阻尼比取值应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010) 和行业标准《建筑消能减震技术规程》(JGJ 297-2013) 相关规定。减隔震结构中消能构件和隔震构件的阻尼参数应有试验依据。

I.2.7 工业建筑弹塑性分析楼板的建模应符合以下要求。

1 弹塑性分析宜考虑现浇楼板的影响，可将梁上现浇楼板等效为框架梁的翼缘。

2 对于楼板开洞面积超过 25% 的情况，宜考虑楼板面内弹性变形，采用膜单元或壳单元建立楼板模型。

3 当楼板非线性行为对结构整体响应有显著影响时，应采用弹塑性楼板模型，弹塑性楼板宜采

用分层壳单元，并考虑楼板中心到梁中心的偏移。

I.3 地震作用

I.3.1 进行工业建筑结构抗震性能化评价时，应考虑与建筑场地类别相匹配的多遇地震、设防地震和罕遇地震时程计算。

I.3.2 弹塑性分析所选取的地震波数量以及持时、幅值和频谱等参数应符合《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关要求，且：

- 1 采用时程分析法时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于 3 组的实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3；宜采用不少于 7 组加速度时程曲线；
- 2 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；
- 3 对处于发震断裂两侧 10km 以内的结构，地震动参数应计入近场影响。

I.3.3 时程计算地震动输入应符合以下规定：

- 1 一般情况下，应至少在建筑结构的两个主轴方向分别输入水平地震动时程曲线；
- 2 质量和刚度分布明显不对称的结构，应在建筑结构的两个主轴方向同时输入水平地震动时程曲线；
- 3 8 度及 8 度以上烈度时，结构中存在转换结构、跨度超过 20 米的大跨度结构或悬臂长度超过 4 米时，以及 9 度时的高层建筑，应计算竖向地震作用；
- 6 当采用多向地震动输入时，各方向地震动的地震动参数比例可取：水平主向:水平次向:竖向=1:0.85:0.65，采用三向地震动输入时，三个方向的地震动时程应为同一强震记录。

I.4 抗震性能化评价指标和判据

I.4.1 性能化设计结果的评价应包括整体结构性能评价及不同构件性能评价。

I.4.2 整体结构的结构抗震性能目标分为 A、B、C、D 四个等级（表 I.4.2-1），结构抗震性能分为 1、2、3、4、5 五个水准（表 I.4.2-2）。

表 I.4.2-1 结构的抗震性能目标

	A	B	C	D
多遇地震	1	1	1	1
设防地震	1	2	3	4
罕遇地震	2	3	4	5

表 I.4.2-2 结构的抗震性能水准

性能水准	宏观损坏程度	损坏部位	继续使用的
------	--------	------	-------

		普通竖向构件	关键构件	耗能构件	可能性
第 1 水准	完好、无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	一般不需修理即可继续使用
第 2 水准	基本完好，轻微损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
第 3 水准	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏、部分中度损坏	一般修理后才可继续使用
第 4 水准	中度损坏	部分构件中度损坏	轻度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	修复或加固后才可继续使用
第 5 水准	比较严重损坏	部分构件比较严重损坏	中度损坏	比较严重损坏	需排险大修
备注	“普通竖向构件”是指“关键构件”之外的竖向构件；“关键构件”是指该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；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁及耗能支撑等。				

I.4.3 一般工业建筑整体抗震性能不应低于性能目标 C，重要工业建筑整体抗震性能目标不应低于性能目标 B。

I.4.4 结构构件抗震性能评价时，钢筋混凝土构件压弯延性破坏的损坏等级可根据时程分析得到的构件的最大应变及转角确定。钢筋混凝土构件斜截面脆性破坏的损坏等级可根据时程分析得到的构件的最大内力确定。

I.4.5 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的损坏等级可根据弹塑性计算得到的钢筋和混凝土的应变按表 I.4.5-1 确定，或可根据弹塑性计算得到的构件最大转角按表 I.4.5-2 和图 I.4.5-1 确定。

表 I.4.5-1 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件基于应变的地震损坏等级判别标准

损坏等级	损坏程度	判别标准	
		混凝土	钢筋
1 级	无损坏	$ \epsilon_3 \leq \epsilon_p $	且 $\epsilon_l < \epsilon_y$
2 级	轻微损坏	$ \epsilon_3 \leq \epsilon_p $	且 $\epsilon_y < \epsilon_l \leq 2\epsilon_y$
3 级	轻度损坏	$ \epsilon_p < \epsilon_3 \leq 1.5 \epsilon_p $	或 $2\epsilon_y < \epsilon_l \leq 3.5\epsilon_y$
4 级	中度损坏	$1.5 \epsilon_p < \epsilon_3 \leq 2.0 \epsilon_p $	或 $3.5\epsilon_y < \epsilon_l \leq 8\epsilon_y$
5 级	比较严重损坏	$2.0 \epsilon_p < \epsilon_3 \leq \epsilon_{cu} $	或 $8\epsilon_y < \epsilon_l \leq 12\epsilon_y$
6 级	严重损坏	$ \epsilon_3 > \epsilon_{cu} $	或 $\epsilon_l > 12\epsilon_y$

注：1 ϵ_l 为主拉应变；

- 2 ϵ_3 为主压应变；
- 3 ϵ_p 和 ϵ_{cu} 分别为混凝土单轴受压峰值应变和极限应变，可参考《混凝土结构设计规范》GB50010 确定。对核心区约束混凝土，宜考虑约束效应对峰值应变和极限应变的提高；
- 4 ϵ_y 为钢筋的屈服应变。

表 I.4.5-2 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件基于转角的地震损坏等级判别标准

损坏等级	损坏程度	判别标准
1 级	无损坏	$\theta \leq \theta_y$
2 级	轻微损坏	$\theta_y < \theta \leq \theta_{IO}$
3 级	轻度损坏	$\theta_{IO} < \theta \leq \theta_P$
4 级	中度损坏	$\theta_P < \theta \leq \theta_{LS}$
5 级	比较严重损坏	$\theta_{LS} < \theta \leq \theta_u$
6 级	严重损坏	$\theta > \theta_u$

注：1 θ 为地震作用下压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的最大转角；

2 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_P 、 θ_{LS} 和 θ_u 分别为压弯破坏的钢筋混凝土结构构件的名义屈服点 B 的转角、性能点 IO 的转角、峰值点 C 的转角、性能点 LS 的转角和性能点 CP（即极限点）的转角，可按本附录第 4.6 条的规定确定。

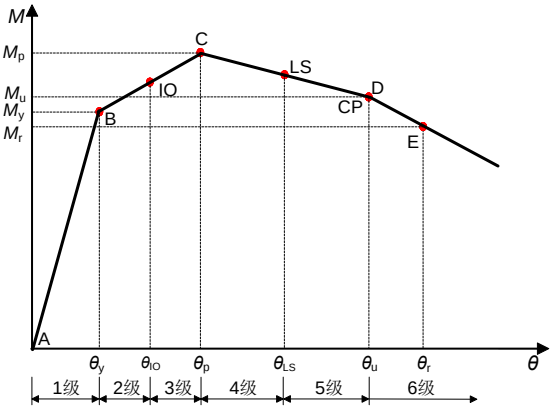


图 I.4.5-1 压弯破坏的钢筋混凝土结构构件地震损坏等级与其转角的关系

I.4.6 压弯破坏的钢筋混凝土框架柱，其弯矩-转角（M-θ）模型的骨架线的有关参数可按下述规定确定，或由试验确定，或由经过试验验证的计算确定；

- 1 峰值点 C 的弯矩 M_p 为构件的正截面受弯承载力，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算，计算时材料强度按本附录 I.2.5 条的规定采用；
- 2 名义屈服点 B 的弯矩 M_y 可取为 $0.8M_p$ ；
- 3 性能点 CP（即极限点 D）的弯矩 M_u 可取为 $0.85M_p$ ；
- 4 失效点 E 的弯矩 M_r 可取为 $0.75M_p$ ；
- 5 名义屈服点 B 的转角 θ_y 可取为 $2M_p h / EI_0$ ； EI_0 为构件的弹性抗弯刚度， h 为截面高度。
- 6 IO、C、LS、CP、E 点的转角 θ_{IO} 、 θ_P 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 可参考表 I.4.6-1 确定；

表 I.4.6-1 压弯破坏钢筋混凝土框架柱转角 θ_P 、 θ_{IO} 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 取值

抗震等级	轴压比	θ_p/rad	θ_{IO}/rad	θ_{LS}/rad	θ_u/rad	θ_r/rad
一	≤ 0.3	0.010	0.007	0.018	0.026	0.034
	(0.3, 0.9)	线性插值				
	0.9	0.010	0.007	0.017	0.024	0.031
二	≤ 0.3	0.010	0.007	0.016	0.023	0.031
	(0.3, 1.05)	线性插值				
	1.05	0.010	0.007	0.015	0.021	0.026
三、四	≤ 0.3	0.010	0.007	0.015	0.021	0.028
	(0.3, 1.05)	线性插值				
	1.05	0.010	0.007	0.014	0.019	0.024

I.4.7 钢筋混凝土框架梁，其弯矩-转角（M- θ ）模型的骨架线的有关参数可按表 I.4.7-1 确定，或由试验确定，或由经过试验验证的计算确定；

1 峰值点 C 的弯矩 M_p 为构件的正截面受弯承载力，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算，计算时材料强度按本附录 I.2.5 条的规定采用；

2 名义屈服点 B 的弯矩 M_y 可取为 $0.9M_p$ ；

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

4 失效点 E 的弯矩 M_r 可取为 $0.85M_p$ ；

5 名义屈服点 B 的转角 θ_y 可取为 $3M_{ph}/EI_0$ ； EI_0 为构件的弹性抗弯刚度， h 为截面高度。

6 B、IO、C、LS、CP、E 点的转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 可参考表 I.4.7-1 确定。

表 I.4.7-1 钢筋混凝土框架梁转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 取值

骨架线参数	转角/rad
θ_y	$3M_{ph}/EI_0$
θ_{IO}	$0.5 (\theta_y + \theta_p)$
θ_p	0.01
θ_{LS}	$0.5 (\theta_p + \theta_u)$
θ_u	0.03
θ_r	0.05

I.4.8 压弯破坏的钢筋混凝土剪力墙，其弯矩-转角（M- θ ）模型的骨架线的有关参数可按下述规定确定，或由试验确定，或由经过试验验证的计算确定；

1 峰值点 C 的弯矩 M_p 为构件的正截面受弯承载力,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算,计算时材料强度按本附录 I.2.5 条的规定采用;

2 名义屈服点 B 的弯矩 M_y 可取为 $0.8M_p$;

3 极限点 CP 的弯矩 M_u 可取为 $0.85M_p$;

4 性能点 IO、LS 的弯矩值可按对应转角线性插值计算;

5 B、IO、C、LS、CP、E 点的转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 可参考表 I.4.8-1 确定;

表 I.4.8-1 压弯破坏钢筋混凝土剪力墙转角 θ_y 、 θ_{IO} 、 θ_p 、 θ_{LS} 、 θ_u 和 θ_r 取值

骨架线参数	转角/rad
θ_y	0.0035
θ_{IO}	0.005
θ_p	0.008
θ_{LS}	0.010
θ_u	0.013
θ_r	0.015

I.4.9 斜截面破坏的钢筋混凝土结构构件的损坏等级可根据截面内力按表 I.4.9-1 确定,或由试验确定,或由经过试验验证的计算确定。

表 I.4.9-1 斜截面破坏的钢筋混凝土结构构件的损坏等级标准

损坏等级	损坏程度	判别标准
1 级	无损坏	$V \leq V_d$ 或 $T \leq T_d$
2 级	轻微损坏	$V_d < V \leq 0.5(V_d + V_k)$ 或 $T_d < T \leq 0.5(T_d + T_k)$
3 级	轻度损坏	$0.5(V_d + V_k) < V \leq V_k$ 或 $0.5(T_d + T_k) < T \leq T_k$
4 级	中度损坏	$V_k < V \leq 0.5(V_k + V_m)$ 或 $T_k < T \leq 0.5(T_k + T_m)$
5 级	比较严重损坏	$0.5(V_k + V_m) < V \leq V_m$ 或 $0.5(T_k + T_m) < T \leq T_m$
6 级	严重损坏	$V > V_m$ 或 $T > T_m$

注: 1 V_d 、 T_d 按照材料强度设计值计算得到的构件斜截面承载力。 V_k 、 T_k 按照材料强度标准值计算得到的构件斜截面承载力。 V_m 、 T_m 按照材料强度平均值计算得到的构件斜截面承载力。

I.4.10 钢筋混凝土连梁,其骨架线的有关参数可按下列方法确定,或由试验确定,或由经过试验验证的计算确定;

1 当钢筋混凝土连梁跨高比 >5 时:

1) 峰值点 C 的弯矩 M_p 为构件的正截面受弯承载力,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算,计算时材料强度按本附录 I.2.5 条的规定采用;

- 2) 名义屈服点 B 的弯矩 M_y 可取为 $0.9M_p$;
- 3) 性能点 CP (即极限点 D) 的弯矩 M_u 可取为 $0.9M_p$;
- 4) 失效点 E 的弯矩 M_r 可取为 $0.75M_p$;
- 5) B、IO、C、CP、E 点的相对变形 $(\Delta/L)_y$ 、 $(\Delta/L)_{IO}$ 、 $(\Delta/L)_p$ 、 $(\Delta/L)_{LS}$ 、 $(\Delta/L)_u$ 和 $(\Delta/L)_r$ 可参考表 H.4.10-1 确定;

表 I.4.10-1 跨高比 >5 钢筋混凝土两端相对变形 $(\Delta/L)_y$ 、 $(\Delta/L)_{IO}$ 、 $(\Delta/L)_p$ 、 $(\Delta/L)_{LS}$ 、 $(\Delta/L)_u$ 和 θ_r 取值

骨架线参数	相对转动相对变形/rad
$(\Delta/L)_y$	1/1000
$(\Delta/L)_{IO}$	$0.5 (\theta_y + \theta_p)$
$(\Delta/L)_p$	$2M_p h / EI_0$
$(\Delta/L)_{LS}$	0.01
$(\Delta/L)_u$	0.025
$(\Delta/L)_r$	0.04

2 当钢筋混凝土连梁跨高比 ≤ 5 时:

1) 峰值点 C 的剪力 V_p 为构件的斜截面受剪承载力, 可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算, 计算时材料强度按本附录 I.2.5 条的规定采用;

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

5) B、IO、C、CP、E 点的相对位移 $(\Delta/L)_y$ 、 $(\Delta/L)_{IO}$ 、 $(\Delta/L)_p$ 、 $(\Delta/L)_{LS}$ 、 $(\Delta/L)_u$ 和 $(\Delta/L)_r$ 可参考表 I.4.10-2 确定;

表 I.4.10-2 跨高比 ≤ 5 钢筋混凝土两端相对变形 $(\Delta/L)_y$ 、 $(\Delta/L)_{IO}$ 、 $(\Delta/L)_p$ 、 $(\Delta/L)_{LS}$ 、 $(\Delta/L)_u$ 和 $(\Delta/L)_r$ 取值

骨架线参数	相对转动相对变形/rad
$(\Delta/L)_y$	1/1000
$(\Delta/L)_{IO}$	$0.5 [(\Delta/L)_y + (\Delta/L)_p]$
$(\Delta/L)_p$	$25V_p / EA_0$
$(\Delta/L)_{LS}$	0.01
$(\Delta/L)_u$	0.016
$(\Delta/L)_r$	0.024

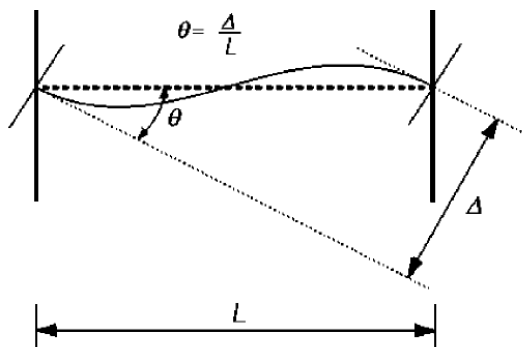


图 I.4.10-1 钢筋混凝土连梁的相对变形角计算示意图

相对转角根据图I.4.10-1进行计算。其中， Δ 为地震作用下钢筋混凝土连梁的两端相对变形， L 为连梁长度；

I.4.11 钢梁、钢柱与钢支撑的损伤等级及判别标准分为 6 级，如表 I.4.11-1。

表 I.4.11-1 钢构件基于变形的地震损坏等级判别标准

损坏等级	损坏程度	判别标准
1 级	无损坏	$\Delta \leq \Delta_y$
2 级	轻微损坏	$\Delta_y < \Delta \leq \Delta_{IO}$
3 级	轻度损坏	$\Delta_{IO} < \Delta \leq \Delta_K$
4 级	中度损坏	$\Delta_K < \Delta \leq \Delta_{LS}$
5 级	比较严重损坏	$\Delta_{LS} < \Delta \leq \Delta_{CP}$
6 级	严重损坏	$\Delta > \Delta_{CP}$

注：1 Δ 为地震作用下钢结构构件的最大变形（转角或轴向位移）；

2 Δ_y 、 Δ_{IO} 、 Δ_K 、 Δ_{LS} 和 Δ_{CP} 分别为钢结构构件的名义屈服点 B 的变形、性能点 IO 的变形、性能点 IO 和 LS 变形的平均值、性能点 LS 的变形和性能点 CP（即极限点）的变形。

I.4.12 钢框架柱与框架梁的弯矩-转角（ $M-\theta$ ）关系曲线的骨架线参数可按以下方法确定，或由试验确定。

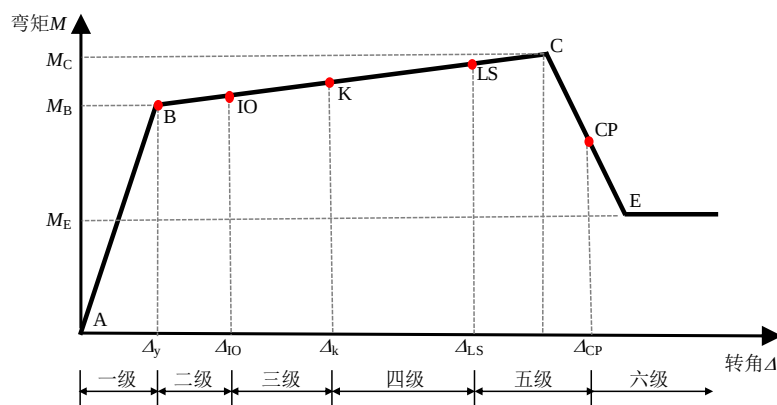


图 I.4.12-1 钢框架梁与框架柱的弯矩-转角关系曲线的骨架线

1 转折点处的转角 Δy 、 ΔC 、 ΔE 以及其对应弯矩 M_B 、 M_C 、 M_E 可参照表 I.4.12-1 确定；

2 名义屈服点 B 处的转角变形 Δy 可取为：

对于梁： $\Delta y = ZF_y l_b / 6EI_b$ ；

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

其中 Z 为塑性截面模量， F_y 为预期的材料屈服强度， l_b 为梁长， I_b 为梁截面惯性矩， l_c 为柱长， I_c 为柱截面惯性矩， P 为柱轴力， P_y 为柱轴向屈服承载力， E 为材料弹性模量。

3 表 I.4.12-1 中 M_B 可取为：

对于梁： $M_B = ZF_y$ ；

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

表 I.4.12-1 框架梁和框架柱 ΔB 、 ΔC 、 ΔE 、 M_B 、 M_C 和 M_E 取值

钢构件类型			转角/ Δy			弯矩/ M_B		
			$\bar{\Delta}_B$	$\bar{\Delta}_C$	$\bar{\Delta}_E$	$\bar{M}_B$	$\bar{M}_C$	$\bar{M}_E$
梁 (H 截面)	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{9}{\sqrt{F_y}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{72}{\sqrt{F_y/235}}$		1	10	12	1	1.27	0.6
	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{110}{\sqrt{F_y/235}}$		1	5	7	1	1.12	0.2
	其他		分别根据翼缘宽厚比(第 1 项)和腹板高厚比(第 2 项)进行线性插值, 并取较小值					
柱 (H 截面)	$\frac{P}{P_{cl}} < 0.2$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{9}{\sqrt{F_y}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	1	10	12	1	1.27	0.6
		$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1	5	7	1	1.12	0.2
		其他	分别根据翼缘宽厚比(第 1 项)和腹板高厚比(第 2 项)进行线性插值, 并取较小值					
	$0.2 \leq \frac{P}{P_{cl}} \leq 0.5$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{9}{\sqrt{F_y}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1	$(12 - 28.3 \frac{P}{P_{cl}})$	$(18 - 28.3 \frac{P}{P_{cl}})$	1	$(1.33 - 0.55 \frac{P}{P_{cl}})$	0.2
		$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1	2	2.5	1	1.03	0.2
		其他	分别根据翼缘宽厚比(第 1 项)和腹板高厚比(第 2 项)进行线性插值, 并取较小值					
柱 (方管截面)	$\frac{P}{P_{cl}} < 0.2$	$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{19}{\sqrt{F_y}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	1	10	12	1	1.27	0.6
		$\frac{b_f}{t_f} \geq \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1	5	7	1	1.12	0.2
		其他	分别根据翼缘宽厚比(第 1 项)和腹板高厚比(第 2 项)进行线性插值, 并取较小值					
	$0.2 \leq \frac{P}{P_{cl}} \leq 0.5$	$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{19}{\sqrt{F_y}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1	$(12 - 28.3 \frac{P}{P_{cl}})$	$(18 - 28.3 \frac{P}{P_{cl}})$	1	$(1.33 - 0.55 \frac{P}{P_{cl}})$	0.2

	$\frac{b_f}{t_f} \geq \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1	2	2.5	1	1.03	0.2
	其他	分别根据翼缘宽厚比（第1项）和腹板高厚比（第2项）进行线性插值，并取较小值					

注：1 $\bar{\Delta}_B$ 、 $\bar{\Delta}_C$ 、 $\bar{\Delta}_E$ 分别为 ΔB 、 ΔC 、 ΔE 除以 Δy 的相对量；

2 $\bar{M}_B$ 、 $\bar{M}_C$ 、 $\bar{M}_E$ 分别为 M_B 、 M_C 、 M_E 除以 M_B 的相对量；

3 b_f 为翼缘宽度， t_f 为翼缘厚度， h 为截面高度， t_w 为腹板厚度， F_y 为材料屈服强度， P_{CL} 为柱受压承载力。

I.4.13 钢框架柱与框架梁关键性能点各转角 ΔIO 、 ΔK 、 ΔLS 和 ΔCP 可参照表 I.4.13-1 确定。

表 I.4.13-1 钢梁与钢柱 ΔIO 、 ΔK 、 ΔLS 和 ΔCP 取值

钢构件类型			转角/ Δy			
			$\bar{\Delta}_{IO}$	$\bar{\Delta}_K$	$\bar{\Delta}_{LS}$	$\bar{\Delta}_{CP}$
梁 (H截面)		$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{9}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{72}{\sqrt{F_y/235}}$	2.0 0	6.00	10	12
		$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{110}{\sqrt{F_y/235}}$	1.2 5	2.63	4	5
		其他	分别根据翼缘宽厚比（第1项）和腹板高厚比（第2项）进行线性插值，并取较小值			
柱 (H截面)	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{9}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	2.0 0	6.00	10	12
		$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1.2 5	2.63	4	5
		其他	分别根据翼缘宽厚比（第1项）和腹板高厚比（第2项）进行线性插值，并取较小值			
	$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{9}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1.2 5	$(8.125 - 11.7 \frac{P}{P_{CL}})$	$(15 - 23.3 \frac{P}{P_{CL}})$	$(18 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}})$
		$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{11}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1.2 5	1.38	1.5	1.8
		其他	分别根据翼缘宽厚比（第1项）和腹板高厚比（第2项）进行线性插值，并取较小值			
柱 (方管截面)	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{19}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{51}{\sqrt{F_y/235}}$	2.0 0	6.00	10	12
		$\frac{b_f}{t_f} \geq \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{79}{\sqrt{F_y/235}}$	1.2 5	2.63	4	5
		其他	分别根据翼缘宽厚比（第1项）和腹板高厚比（第2项）进行线性插值，并取较小值			
	$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{19}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 且 } \frac{h}{t_w} \leq \frac{45}{\sqrt{F_y/235}}$	1.2 5	$(8.125 - 11.7 \frac{P}{P_{CL}})$	$(15 - 23.3 \frac{P}{P_{CL}})$	$(18 - 28.3 \frac{P}{P_{CL}})$
		$\frac{b_f}{t_f} \geq \frac{33}{\sqrt{F_y/235}} \text{ 或 } \frac{h}{t_w} \geq \frac{68}{\sqrt{F_y/235}}$	1.2 5	1.38	1.5	1.8
		其他	分别根据翼缘宽厚比（第1项）和腹板高厚比（第2项）进行线性插值，并取较小值			

注： $\bar{\Delta}_{IO}$ 、 $\bar{\Delta}_K$ 、 $\bar{\Delta}_{LS}$ 、 $\bar{\Delta}_{CP}$ 分别为 ΔIO 、 ΔK 、 ΔLS 、 ΔCP 除以 Δy 的相对量。

I.4.14 钢支撑的轴向力-位移（N- Δ ）关系曲线的骨架线参数可按以下方法确定，或由试验确定。

（1）钢支撑受拉和受压宜分别采用不同的骨架线参数；

(2) 钢支撑的骨架线参数取值可参照表 I4.14-1 与表 I4.14-2;

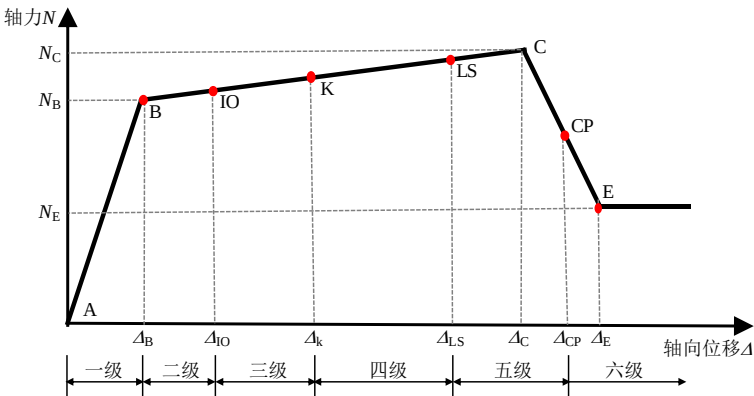


图 I.4.14-1 钢支撑轴力-轴向变形关系曲线的骨架线

表 I.4.14-1 钢支撑受拉骨架线参数

钢支撑类型	轴向位移/ ΔT			轴向拉力/ N_T		
	$\bar{\Delta}_B$	$\bar{\Delta}_C$	$\bar{\Delta}_E$	$\bar{N}_B$	$\bar{N}_C$	$\bar{N}_E$
H 截面、工字截面	1	11	14	1	1.3	0.6
矩形或圆形钢管	1	9	10	1	1.24	0.6

注：1 $\bar{\Delta}_B$ 、 $\bar{\Delta}_C$ 、 $\bar{\Delta}_E$ 分别为 Δ_B 、 Δ_C 、 Δ_E 除以 ΔT 的相对量；
2 $\bar{N}_B$ 、 $\bar{N}_C$ 、 $\bar{N}_E$ 分别为 N_B 、 N_C 、 N_E 除以 N_T 的相对量；
3 N_T 为支撑截面受拉屈服轴力；
4 ΔT 为 N_T 作用下构件的轴向弹性受拉位移。

表 I.4.14-2 钢支撑受压骨架线参数

钢支撑类型		轴向位移/ ΔP			轴向压力/ N_P		
		$\bar{\Delta}_B$	$\bar{\Delta}_C$	$\bar{\Delta}_E$	$\bar{N}_B$	$\bar{N}_C$	$\bar{N}_E$
$\frac{Kl}{i} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H 截面、工字截面	1	1.5	11	1	1	0.3
	矩形或圆形钢管	1	1.5	10	1	1	0.3
$\frac{Kl}{i} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H 截面、工字截面	1	2	9	1	1	0.5
	矩形或圆形钢管	1	2	8	1	1	0.5
$2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{Kl}{i} < 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		线性插值					

注：1 $\bar{\Delta}_B$ 、 $\bar{\Delta}_C$ 、 $\bar{\Delta}_E$ 分别为 Δ_B 、 Δ_C 、 Δ_E 除以 ΔP 的相对量；
2 $\bar{N}_B$ 、 $\bar{N}_C$ 、 $\bar{N}_E$ 分别为 N_B 、 N_C 、 N_E 除以 N_P 的相对量；

3 NP 为支撑受压承载力（取受拉屈服承载力与受压稳定承载力较小值）；
4 ΔP 为 NP 压力作用下构件的弹性受压位移；
5 K 为支撑计算长度系数，l 为支撑净长度，i 为回转半径，E 为钢材弹性模量，F_y 为钢材屈服强度。

I.4.15 钢支撑的损伤等级评定时，宜分别根据最大受拉位移和最大受压位移进行评定，并取二者较严重的结果。钢支撑关键性能点的各位移 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS} 和 Δ_{CP} 可按照表 I.4.15-1 与表 I.4.15-2 确定，或由试验确定。

表 I.4.15-1 钢支撑受拉 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS} 和 Δ_{CP} 取值

构件类型	轴向位移/ΔT			
	$\bar{\Delta}_{IO}$	$\bar{\Delta}_K$	$\bar{\Delta}_{LS}$	$\bar{\Delta}_{CP}$
H 截面、工字截面	1.5	6.25	11	14
矩形或圆形钢管	1.5	4.75	8	10

注：1 $\bar{\Delta}_{IO}$ 、 $\bar{\Delta}_K$ 、 $\bar{\Delta}_{LS}$ 、 $\bar{\Delta}_{CP}$ 分别为 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS}、Δ_{CP} 除以 ΔT 的相对量。

表 I.4.15-2 钢支撑受压 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS} 和 Δ_{CP} 取值

构件类型		轴向位移/ΔP			
		$\bar{\Delta}_{IO}$	$\bar{\Delta}_K$	$\bar{\Delta}_{LS}$	$\bar{\Delta}_{CP}$
长细比 $\frac{Kl}{i} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H 截面、工字截面	1.5	5.25	9	11
	矩形或圆形钢管	1.5	4.75	8	10
长细比 $\frac{Kl}{i} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	H 截面、工字截面	1.5	4.75	8	9
	矩形或圆形钢管	1.5	4.25	7	8
长细比 $2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{Kl}{i} < 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		线性插值			

注：1 $\bar{\Delta}_{IO}$ 、 $\bar{\Delta}_K$ 、 $\bar{\Delta}_{LS}$ 、 $\bar{\Delta}_{CP}$ 分别为 Δ_{IO}、Δ_K、Δ_{LS}、Δ_{CP} 除以 ΔP 的相对量。

附录 J 屈曲约束支撑

J.0.1 屈曲约束支撑结构的设计应满足下列要求：

1 屈曲约束支撑应按仅承受轴心力作用设计，其布置可选用人字形、V 形、单斜杆等中心支撑形式，不应选用 K 形或 X 形。

2 屈曲约束支撑在风荷载和地震基本组合下应保持弹性状态，在设防烈度地震和罕遇地震作用下应能显著屈服耗能。

J.0.2 屈曲约束支撑的设计应满足下列要求：

1 核心钢支撑的钢材可采用普通钢材和低屈服点钢，钢材的屈服强度实测值和抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85，伸长率不宜低于 25%，并根据工作温度确定其冲击韧性的要求。

2 核心钢支撑应采用整根材料，不允许有对接接头。

3 核心钢支撑工作段与外约束单元之间的间隙应尽量小，一般取核心钢支撑工作段宽度的 0.5%~2.0%。

4 核心钢支撑过渡段与外约束单元之间应留有间隙，确保核心钢支撑在大变形时可自由伸缩。

J.0.3 屈曲约束支撑的轴向力由核心钢支撑承受全部承受，其轴心承载力设计值 N_d 可按下式计算：

$$N_d = A_n f_{cor} \quad (J.0.3-1)$$

式中： A_n 、 f_{cor} —分别为核心钢支撑工作段净截面面积及钢材强度设计值。

J.0.4 屈曲约束支撑的外约束单元应能可靠约束核心钢支撑的整体屈曲，其抗弯刚度应满足下式要求：

$$\frac{\pi^2 EI_B}{L_t^2} \geq \alpha_e N_{cu} \quad (J.0.4-1)$$

$$N_{cu} = \alpha_s A_n f_{y,cor} \quad (J.0.4-2)$$

式中：E、 I_B —分别为外约束单元的弹性模量和抗弯模量；

L_t —屈曲约束支撑的长度；

α_e —考虑核心钢支撑与外约束单元间的间隙和初始缺陷等的安全系数，一般可取 1.5~2.0；

N_{cu} —屈曲约束支撑的极限承载力；

$f_{y,cor}$ —核心钢支撑的钢材屈服强度；

α_s —考虑屈服强度离散性和反复荷载作用下钢材的强度强化系数，对于 Q235、Q355 钢可取 1.4~1.5，对于 LY100、LY160 钢可取 2.0。如有材料机械性能测试数据，则以实测的为准。

J.0.5 屈曲约束支撑结构进行结构计算时，弹性阶段屈曲约束支撑的等效刚度可按式计算：

$$K_{eq} = \frac{EA_n}{L_t} \times \frac{1}{\beta_c + 2(1 + \beta_c) \frac{A_n}{A_e}} \quad (J.0.5-1)$$

式中： L_t —屈曲约束支撑的长度；

β_c —核心钢支撑工作段长度 L_c 与支撑长度 L_t 的比值；

A_e —核心钢支撑弹性段的截面积。

进行弹塑性分析时，可采用双折线滞回模型，塑性段的刚度可取为弹性阶段的 1%。

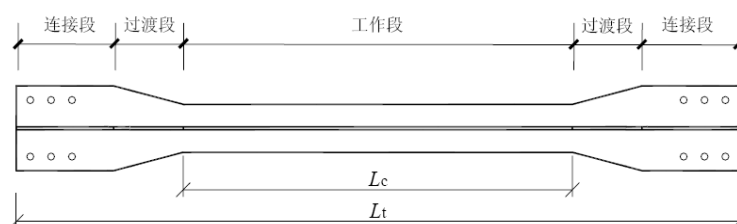


图 J. 0. 5-1 屈曲约束支撑的核心钢支撑

J. 0. 6 屈曲约束支撑与梁柱的连接应能可靠传递支撑弹性阶段的内力，其极限承载力应不低于支撑极限承载力的 1. 1 倍。

J. 0. 7 屈曲约束支撑采用 V 形或 Λ 形时，应在支撑与梁连接处设置侧向支承，侧向支承力可取屈曲约束支撑极限承载力的 2%。

UDC

中华人民共和国国家标准

GB

P

GBxxxxx—202X

工业建筑抗震设计标准

Standard for design of industrial building

条文说明

（征求意见稿）

《工业建筑抗震设计标准》编制组

2020年7月

目 录

1	总则.....	1
2	术语、符号.....	3
3	抗震设计基本规定.....	4
4	地震作用和结构抗震验算.....	6
5	场地、地基和基础.....	8
6	混凝土结构基本要求.....	11
7	单层混凝土柱结构.....	11
8	多层混凝土结构.....	13
9	钢结构基本要求.....	15
10	单层钢结构.....	39
11	多层钢结构.....	43
附录 A	大跨度料场封闭结构.....	44
附录 D	不锈钢结构.....	46
附录 E	铝合金结构.....	47
附录 F	部分填充钢-混凝土组合构件.....	48
附录 G	隔震和消能减震结构.....	61
附录 I	工业建筑抗震性能化评价.....	63
附录 J	屈曲约束支撑.....	66

1 总 则

1.0.1 《建筑抗震设计规范》GB50011-2010（2016版）（简称“抗规”）和《构筑物抗震设计规范》GB50191-2012（简称“构抗规”）有部分厂房的抗震设计内容，包括：

1 “抗规”

“抗规”第9章为单层工业厂房，包括混凝土柱厂房和钢结构厂房。

附录H为多层工业厂房，包括混凝土框排架结构厂房和多层钢结构厂房（含框架、支撑框架、框排架）。

2 “构抗规”

“构抗规”第6章为混凝土框排架结构，第7章为钢框排架结构。

因工业建筑的复杂性，上述内容不能很好地完全解决工业建筑抗震设计问题，故特制定本标准以用于工业建筑抗震设计。

1.0.2 本标准用于工业建筑抗震设计。

1 工业建筑类型

工业建筑，顾名思义，应为用于工业生产的建筑，以区别于用于人类生活和工作的民用建筑。从这个角度讲，工业建筑包括通常意义的厂房，但又不限于此。通常来说，厂房是指有维护结构（外墙和屋面）的工业建筑，而对于石油、化工类的多层构架，因通常没有维护结构，易被归结为构筑物。但从结构的角度看，维护结构不构成结构的本质，因此这类结构也应属于工业建筑。

本标准包括上述各类排架、框架、框—排架构成的工业建筑，而不论有无维护结构。在标准中，有时故意避开厂房的说法，是为避免引起误会，因此，工业建筑与厂房结构的说法等同。

本标准不包括实际意义上的构筑物，如筒仓、井架、储罐等。

2 工业建筑特点

1) 重力荷载大

这里说的重力荷载包括吊车荷载和检修荷载，他们的存在可能是确定结构杆截面尺寸（对于钢结构）或配筋（对于混凝土结构）的控制工况。

2) 结构不规则

由于工业建筑要按工艺要求进行结构布置，这就使其在水平和竖向均易出现不规则，有时是严重不规则。另外，工业建筑通常不符合刚性楼层假定，这也会加剧该类结构的不规则性。

3) 抗震设计特点

工业建筑的上述两个特点，造成其在抗震设计时不同于民用建筑：

（1）工业建筑的地震质量与重力荷载比，有时要小得多，如吊车荷载情况。这使得地震荷载组合可能不是控制工况，特别是在中等强度地震及以下情况下。

根据这一特点，可采用性能化设计方法，应用高强度-低延性的设计理念，采取中震地震作用组合工况，以弹性方法进行结构设计，同时采用低延性的结构和构件的抗震构造。

（2）结构水平和竖向通常不规则，特别是在楼层不符合刚性楼板假定，或错层情况严重下，易造成结构地震反应的整体性差，其大指标（如层间位移比）难以满足抗规对于“规则结构”的“不规则性”要求。

这一特点，要求结构设计更应重视构件，或称之为局部的抗震能力，尤其是抗力能力，而本款（1）的性能化设计方法正好适用。

1.0.3 抗震设计的基本原则是抵御设防烈度的地震，因此本标准的设计思想仍然遵循“小震不坏，中震可修，大震不倒”的基本原则，只是在具体应用上对于高、低烈度区厂房在地震下的表现结果会有差异，比如在高烈度区表现为大震下厂房的结构构件进入塑性但整体结构不倒塌，在低烈度区大震下厂房可能仍处于弹性状态。

1.0.4 地震动相关参数与“抗规”取法一致，使地震作用输入统一在一个基准上。

1.0.5 厂房的抗震设防分类原则上遵循《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223-2008（简称“分类标准”），具体应用上可参考相关行业规程、规范和标准的分类原则。

1.0.7 本标准未包含砌体厂房结构的设计，并不是说该类结构不能使用，但在生命线工程不应采用。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.2、2.1.3

1 楼面活荷载

重力荷载代表值系数的取值主要考虑活荷载与地震的耦合程度，如“抗规”通常取0.5。地震有效质量除表现为活荷载与地震的耦合程度外，还与活荷载与楼面的连接方式有关，如刚接，地震有效质量则等于重力荷载代表值所对应的活荷载；对于一般的楼面活荷载，比如家具和人员，通常这个值要小于重力荷载代表值所对应的活荷载。上面讲的是对应于水平地震的有效质量，对于竖向地震，也要考虑活荷载与楼面的连接情况，如非固结，比如人员和家具，地震时因up-lift现象会产生减震效果，因而这个竖向地震有效质量也会比重力荷载代表值所对应的活荷载小。

2 吊车荷载。以软钩吊车为例，重力荷载代表值系数主要考虑吊重与地震的耦合程度，目前“抗规”的意图是按满载考虑，见“抗规”第5.4.1条。实际上，吊车即使在非地震情况下，也不总是满载的，所以也可以考虑一个小于1.0的欠载系数。“抗规”在第5.1.3条规定软钩吊车的吊物重力的有效质量为零，这里指的应为水平地震情况。对于竖向地震，软钩吊车在竖向虽有减震效果，但一般情况下，考虑1.0的有效地震质量系数是合适的。

3 消防水箱。高位消防水箱的重力荷载代表值应考虑水箱满水情况。但因水的减震作用，有效地震质量系数无论水平和竖向都可以取小于1.0的值。

2.2 符号（略）

3 抗震设计基本规定

3.0.5 通廊、栈桥不宜与转运站等主体结构相连。

3.0.10 大多数结构,通过本标准的性能化承载力设计保证大震不倒。对于一些特殊结构,需进一步进行大震弹塑性验算。

本标准的性能化承载力设计,考虑以下方面:

1 结构具有承载力和耗能能力。

2 结构的承载力和耗能能力与其非线性反应的程度有关。操作上承载力和耗能的平衡由结构性能系数 q 和延性等级实现,性能系数为小震的调整系数。对于低耗能结构,不考虑滞回耗能,此时,混凝土结构的性能系数不小于2.5,钢结构不小于2.0,钢—混凝土组合结构可取2-2.5。对于耗能结构,考虑塑性耗能区的滞回耗能,性能系数可以小于以上限值。此时,混凝土结构的性能系数不小于1.0,钢结构可取0.8-1.5,钢—混凝土组合结构不小于1.0。

一般来说,性能系数需考虑结构的动力平衡状态和结构构造(特别是连接)在低周疲劳下的破坏情况。

工业建筑抗震设计性能系数的选取关系到结构安全性和经济性。由于结构的最终设计控制工况决定着构件的截面尺寸、钢筋量和钢材用量,故一般来说,低烈度区宜选用弹性结构,高烈度区宜选用塑性结构。当然,厂房结构的设计控制工况还与其它诸多因素有关,如结构类型、风荷载大小、吊车情况等。因此,从标准的角度给出一个详细的厂房结构性能系数选用表是困难的,也不现实。更可靠的做法是通过一些厂房算例给出一些概念性的结果作为设计建议,下面对试设计的结果进行的归纳整理,可供设计时参考。

1. 混凝土结构

1) 单层混凝土柱结构

7度半及以下,宜采用弹性结构;8度及以上,宜采用塑性结构;

2) 多层混凝土结构

7度及以下,宜采用弹性结构;7度半及以上,宜采用塑性结构;

3) 单-多层混凝土结构

7度及以下,宜采用弹性结构;7度半及以上,宜采用塑性结构。

2. 钢结构

1) 单层钢结构

7度半及以下,宜采用弹性结构;8度及以上,宜采用塑性结构;

2) 多层钢结构

7度及以下，宜采用弹性结构；7度半及以上，宜采用塑性结构；

3) 单-多层钢结构

7度及以下，宜采用弹性结构；7度半及以上，宜采用塑性结构。

正常使用极限状态，对于部分工业建筑，如有抗腐蚀要求的混凝土结构或钢结构，通过小震位移验算满足抗腐蚀要求。

4 地震作用和结构抗震验算

4.3 水平地震作用计算

4.3.2 工业建筑一般含有吊车，通常采用平面模型进行计算。考虑吊车的的天不利布置情况，非地震组合工况的吊车数量按下述原则采用：

1 横向结构计算时：

1) 单层吊车：单跨取2台；多跨取4台，每跨2台；

2) 双层吊车：单跨取上层或下层2台；多跨取4台，每跨2台。

2 纵向结构计算时，每跨2台。

地震组合工况下上述吊车数量取值减半。

如采用大柱距，吊车数量要考虑可能的吊车布置情况。

空间计算要考虑可能的实际吊车布置情况。

4.3.4 单层工业厂房，采用轻型（柔性）屋面时，横、纵向均表现为平面受力特征，可采用平面计算模型进行地震反应的计算，此时厂房横向采用典型的排架模型进行计算；纵向各柱列采用支撑框架进行计算。

4.3.5 采用轻型屋盖（楼盖）的多层厂房，需考虑楼屋盖的弹性变形而不能按刚性平面假定进行计算。楼屋盖的刚度按实际构件刚度考虑（如支撑），结构计算采用离散化的结构动力分析模型。

4.3.6 对于采用刚性楼面（如混凝土楼板）的多层厂房，按“抗规”进行地震反应计算。

4.4 竖向地震作用计算

4.4.1 本条给出的竖向地震振型分解反应谱法，参考了欧标EC 8-1的方法。

竖向地震作用也可采用重力荷载代表值系数法、基底剪力法等，见“抗规”。

4.4.3 本条的竖向地震作用不“外传”，主要考虑以下因素：

1 竖向地震作用主要体现在水平构件。对于竖向构件，因其竖向振动周期超短，地震作用未能得到有效放大。

2 竖向地震的P波与水平地震的S波存在相位差。因此，采用通常的多维地震组合方法会过大估计竖向构件的地震作用效应。

综上，目前对于结构竖向地震作用的研究还不甚完善，因此本标准采用本条的方法考虑结构和构件的竖向地震。

4.7 弹塑性抗震验算

4.7.2 进行静力弹塑性分析时，要注意以下特点：

- 1 考虑到静力弹塑性方法的计算模式为静力法，故推荐两种水平地震下的组合方式；
- 2 静力弹塑性方法作为一种推复方法，主要考量竖向杆件的抗水平力作用，因而这里不需考虑竖向地震。

4.8 结构抗震变形验算

4.8.1 工业建筑一般不要求结构侧向变形验算，只需满足承载力要求即可。但对于有防腐要求的混凝土厂房，要限制混凝土的开裂程度以控制腐蚀的发生和发展。本标准采用限制层间位移角的方法达到这一目的。

钢结构在层间产生大变形时会进入塑性。塑性的产生和发展会影响钢结构防腐涂层与钢材表面结合的稳定性，因而本标准对钢结构厂房给出了层间位移角限值以达到抗腐蚀目的。

5 场地、地基和基础

5.2 场 地

5.2.1 主厂房系指工艺生产流程中主车间所用的厂房，如炼钢主厂房、轧钢主厂房、发电主厂房、机械加工主厂房等。对于附属厂房，抗震重点设防类厂房，如重要的供热、供电、供水和供气厂房，钻孔数量不应少于 1 个，其他附属厂房可根据岩土类别和性状按当地经验和《建筑抗震设计规范》GB 50011 估算各土层的剪切波速。

5.3 天然地基、处理地基和基础

5.3.1~5.3.4 参考《建筑抗震设计规范》GB 50011 条文解释。甲类和乙类厂房，为了提高建筑的安全度，限定其基础底面不出现零应力区。丙类和丁类厂房参考《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《构筑物抗震设计规范》GB 50191，允许基础底面出现零应力区，但限制零应力区面积占基础底面面积的百分数。

本条关于零应力区的规定适用于上部结构按性能系数 $q \leq 1.0$ 情况下的抗震设计。当上部结构采用大于 1.0 的性能系数进行抗震设计时，基础底面零应力区的要求可放宽。

5.3.5、5.3.6 上部结构在水平地震作用下，基础将承受地震水平作用。应优先考虑基础底面与地基土之间的摩擦力来抵抗，不满足时还可考虑基础正面的被动土压力，再不满足时亦可考虑基础四周加强的刚性地坪（钢筋混凝土地坪）作用。被动土压力达到最大值需要一定的位移，因此只考虑最大值的 1/3 来抵抗水平地震作用。

本条关于基础水平抗震承载力的计算，是基于上部结构按性能系数 $q \leq 1.0$ 进行抗震设计的情况之下。当上部结构采用大于 1.0 的性能系数进行抗震设计时，基础的水平抗力计算可适当放宽，如承台侧面土体抗力的取值可超过 1/3 的被动土压力。

5.3.7 进行基础的抗震承载力验算时，类似于结构构件考虑抗震承载力调整系数。

5.3.8 当基础底面出现零应力区时，对应的基础顶面会在覆土作用下受拉，因此顶面需配置受拉钢筋。

5.3.9 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 而来。

5.4 液化土和抗液化措施

5.4.1、5.4.2 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 细化厂房的抗液化措施。

5.5 桩 基

5.5.1 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 而来。

5.5.2 预应力混凝土管桩（PC）或空心方桩（PS），其配筋和混凝土有效预压应力较小，抗水平地震作用性能差，不适宜用于 8 度及以上地区或存在液化土层的情况。当采用预应力高强混凝土管桩（PHC）或预应力高强混凝土空心方桩（PHS）时，因 A 类桩配筋和混凝土有效与压力较小，8 度及以上地区或存在液化土层时，不应采用 A 类桩。

5.5.3 根据 JGJ 94-2008《建筑桩基技术规范》，单桩非抗震设计水平承载力特征值多按桩顶水平位移 10mm（水平位移敏感的结构取 6mm）对应荷载的 0.75 倍取值。选择弹塑性结构或弹性结构进行设计时，上部结构性能系数 q 大于 1.0，结构基底水平地震剪力比选择塑性结构进行设计时的基底水平地震剪力（对应于多遇地震，此时 $q=1.0$ ）大很多，桩基水平承载力需求与能力矛盾突出。考虑到性能系数 $q=2$ 为本标准的基本弹性状况， $q=1$ 为本标准的基本塑性状况，为简化且与抗规小震设计时单桩水平抗震承载力取值一致，故建议 $q \leq 1.0$ 单桩水平承载力取特征值 R_{ha} 的 1.25 倍， $q \geq 2.0$ 单桩水平承载力取极限值 H_u 的 0.5 倍乘以 1.25， $q=1.5$ 归并到 $q \leq 1.0$ 范畴。

考虑到单桩竖向抗震承载力计算时，非抗震承载力的特征值已按 0.5 倍极限值取值，故对于不同上部结构性能系数的情况，单桩竖向抗震承载力取值不变。

5.5.5 验算基桩地震作用组合承载力时，如传至承台的水平地震作用不由基桩承担，则只需进行基桩的轴心受压或轴心受拉承载力验算。如传至承台的水平地震作用全部或部分由基桩承担，则需要进行基桩的偏心受压或偏心受拉和受剪承载力验算。

5.5.6 桩的水平承载力特征值按桩顶水平位移 6-10mm 取值应理解为对应于抗规小震设计。当上部结构采用大于 1.0 的性能系数进行抗震设计时，桩基水平承载力试验时该水平位移值应可放宽，因而此时桩的水平承载力特征值也可增加。

5.5.7 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011、《建筑桩基技术规范》JGJ 94，参考《预应力混凝土管桩技术标准》JGJ/T 406，对基桩和承台作出构造要求。

5.6 基础短柱、杯口和锚栓抗震措施

5.6.1、5.6.2 当基础短柱刚度较大，即满足《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2011 第 8.2.5 条第 1、2 款规定时，短柱顶面可认为是上部结构的嵌固端。刚度较小时短柱应参与结构计算并进行短柱的偏压和受剪承载力计算。

5.6.3、5.6.4 根据《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑抗震设计规范》GB 50011 及工程经验作出了短柱、杯口的抗震构造规定。

6 混凝土结构基本要求

6.1 一般规定

6.1.1 单层混凝土柱结构即通常称之为的混凝土排架结构。这种结构横向为排架，采用混凝土柱，钢屋架，也可采用钢梁。纵向为支撑框架，采用钢支撑。因是混凝土柱，柱与钢屋架通常采用铰接，横向柱底刚接；纵向柱底可做成铰接，形成支撑框架体系。

混凝土柱按截面形式分为矩形柱、工字形柱和双肢柱。双肢柱又分为平腹杆双肢柱和斜腹杆双肢柱。平腹杆双肢柱侧向刚度低，因而设计中通常采用斜腹杆双肢柱。

无檩屋盖如大型屋面板目前已很少使用，故本标准只考虑有檩屋盖。

6.1.2 支撑框架结构由带支撑的框架和不含支撑的框架两部分组成。该类结构的水平荷载包括风荷载和地震荷载及吊车纵向刹车力由支撑框架（带支撑的框架部分）承受，不含支撑的纯框架部分仅承受重力荷载，因此它是一个单重抗侧力结构体系。

框架—支撑结构指由框架（纯框架）和支撑框架共同承受水平荷载的双重抗侧力体系。

本章的条文主要针对不符合楼（屋面）刚性楼板假定的混凝土结构。对于采用混凝土楼（屋面）且符合刚性楼板假定的混凝土结构，可按抗规GB50011的相关设计方法采用。

6.1.3 单—多层混凝土结构即为前面两条单层混凝土柱结构与多层混凝土结构的组合，因而其抗震设计可分别参考第7章单层混凝土柱结构和第8章多层混凝土结构的相关要求即可。

6.2 结构性能系数

6.2.1 混凝土结构采用塑性结构设计时，地震作用为“抗规”小震，性能系数取1.0，此时结构的构件和节点验算应按“混规”进行，并应符合“抗规”相应抗震等级的要求。

混凝土结构采用弹性结构设计时，地震作用为“抗规”小震的2.5倍，性能系数取2.5，此时结构的构件和节点验算应按“混规”进行，并应符合“抗规”抗震等级四级的最低抗震设防要求。

7 单层混凝土柱结构

7.3 抗震验算（2）——结构构件、节点和连接件抗震承载力验算

7.3.1 单层混凝土柱结构的柱属偏心受力杆件，其正截面受弯承载力、受剪截面条件、斜截面受剪承载力的计算应按《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010）第11.5节铰接排架柱的要求进行。但应当注意，第11.5节再次引向第11.4节的公式，而该节并未给出正截面受弯承载力计算公式，这就要到前面非抗震部分第6.2节去找。需要提醒的是，非抗震的公式在这里应用要考虑抗力分项系数 γ_{RE} ，且对于抗剪计算公式，混凝土部分的抗力要折减。

另一点需要注意的是，10版混规对于柱考虑二阶效应的弯矩放大系数有两个公式，排架柱要按附录B中的第B.0.4条的公式计算。

7.3.2 平腹杆双肢柱设计要注意以下特点。

1 平腹杆双肢柱的计算模型按分肢杆计算，肢杆为矩形截面，一杆受压、一杆受拉，正截面抗弯承载力按“混规”计算。

压肢的考虑二阶效应的弯矩放大系数取单肢参数按排架柱的计算公式计算。

2 平腹杆双肢柱，按压肢和拉肢应分别符合“混规”的抗剪截面要求。

3 偏压柱中压力的存在能提高柱的抗剪能力。但当轴压比增大到一定程度后，柱因转变为带有斜裂缝的小偏压破坏而导致抗剪承载力降低。“混规”的做法是在抗剪计算公式中，采用限制轴压比的方法解决这一问题，既公式(7.3.2-1)中取压力 N_1' 的上限值为 $0.3f_cbh$ 。

上述做法对于一般的实腹框架柱是可行的。但对于双肢柱，压肢的轴压比可能会很高，比如高于0.7。这时，混凝土部分的抗剪能力会大大降低，需要依公式（7.3.2-2）考虑轴压比的影响予以折减。

8 多层混凝土结构

8.1 一般规定

8.1.1 当人字形或V形钢支撑仍不能满足室内交通等要求时，也可采用八字形支撑，但需注意八字形支撑的下端宜连接于梁柱节点处。

8.1.3 烈度低于8度时，长悬挑结构为悬挑长度大于2米的结构或构件。烈度等于及高于8度时，长悬挑结构为悬挑长度大于1.5米的结构或构件。悬挑结构下部做斜撑或斜柱时，不受此限制。

8.1.4 工业建筑中，抗震墙设置受到工艺设备的影响，常常无法全高贯通，可放松结构上部布置抗震墙的要求。

8.1.6 工业建筑平面不规则比较常见，放松对楼梯间布置的要求，通过放大地震作用来补偿。

8.1.7 工业建筑中，由于工艺或平面布置等要求，常会遇到高度大于24米的单跨框架。根据试设计的相关算例，其在大震作用下抗倒塌能力较弱，固在要求其延性的同时，提高其强度要求。

8.2 抗震验算（1）——结构地震作用计算

8.2.2 自振周期0.8~0.9的调整系数是考虑填充墙的影响，当结构无填充墙等围护结构时，可不对自振周期进行折减。

8.3 抗震验算（2）——设备地震作用计算

8.3.3、8.3.4 在实际工程中，对考虑与不考虑设备刚度（例如将设备按壳单元建入整体模型）的结构进行对比分析表明，当设备及其操作介质的质量在整个结构中的占比较大时，其质量和刚度对整个结构周期的影响不可忽略。

8.3.5 一般次梁不需要抗震设计，但支承设备的梁及其连接是设备地震作用的传力路径，应当进行抗震设计。本条简化计算的设备水平地震作用仅用于计算附加弯矩，不需要传给主体结构，主体结构已通过设备质量参震考虑了设备的地震作用。

8.3.6 许多设备刚度大且进入中震甚至进入大震后设备仍处于弹性状态，支承设备的非框架设备梁是两端简支的静定构件，地震作用内力有必要放大。

8.4 抗震验算（3）——结构构件地震作用及效应的调整

8.4.3 通过对含设备的结构进行大震弹塑性分析发现，在结构出现塑性铰或支撑屈服前，支承设备的设备梁、框架梁及支承设备梁的框架梁较早的进入了塑性，相对于结构的其它构件此部分的可靠度较低，故需进行加强。这里的增大系数不与第8.3.6条的增大系数同时考虑。

9 钢结构基本要求

9.1 一般规定

9.1.3 对抗震钢结构的材料要求，与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 及《构筑物抗震设计规范》GB 50191 基本相同。

1 材料调研结果表明，我国钢材平均屈服强度是名义屈服强度的 1.2 倍，离散性很大。非抗震钢结构或构件弹性区，期望钢材屈服强度名义值是其下限值。然而，耗能抗震的钢结构，实际屈服强度超过名义屈服强度过多、离散性过大，就可能会冒犯“强柱弱梁”准则，也可颠覆设计预计的坍塌机构。欧洲 EC8 认为，塑性耗能区的钢材属于特种钢材范畴。故而，塑性结构的耗能构件，宜优先采用 GJ 钢材。

2 厚度较大的钢板在轧制过程中存在各向异性，由于在焊缝附近常形成约束，焊接时容易引起层状撕裂。国家产品标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 将厚度方向的断面收缩率分为 Z15、Z25、Z35 三个等级，并规定了试件取材方法和试件尺寸等要求。本条规定钢结构采用的钢材，当钢板板厚大于或等于 40mm 时，至少应符合 Z15 级规定的受拉试件截面收缩率。

3 焊缝的韧性对钢结构抗震性能的影响非常大。日本阪神震害调查表明，焊缝连接断裂大都为脆性，发生在焊接位置、热影响区、母材，而缺陷往往发生在焊缝。研究表明：在构件母材发生塑性变形前最好使焊缝始终处于弹性状态工作。因此，应使焊接连接部位具有较高的冲击韧性，保证热影响区金属和本体金属不会过早发生脆性断裂。

框架结构的梁翼缘与柱的连接焊缝、抗剪连接板与柱的连接焊缝、梁腹板与柱的连接焊缝属于关键性焊缝。

4 结构工作温度的取值与可靠度相关。为便于使用，在室外工作的构件，本标准的结构工作温度可按国家标准《采暖通风与空气调节设计规范》（GBJ 19-87）（2001 年版）的最低日平均气温采用。对于室内工作的构件，如能确保始终在某一温度以上，可将其作为工作温度，如采暖房间的工作温度可视为 0℃ 以上，否则可按规范表中数值增加 5℃ 采用。

塑性耗能区的钢材，当结构工作温度不高于 0℃ 但高于 -20℃ 时，Q235 钢和 Q345 钢应具有 0℃ 冲击韧性的合格保证，Q390、Q420 及 Q460 钢应具有 -20℃ 冲击韧性的合格保证；当工作温度不高于 -20℃ 时，Q235 钢和 Q345 钢应具有一 20℃ 冲击韧性的合格保证，Q390、Q420 及 Q460 钢应具有一 40℃ 冲击韧性的合格保证。

9.2 结构性能系数和设计基本要求

9.2.2 地震效应的大小是由建筑物对地震波的反应结果决定的。结构抗震设计，就是在地震

作用大小与结构延性之间的权衡选择。钢结构可按“高延性——低弹性承载力”和“低延性——高弹性承载力”两条思路进行抗震设计。前者亦称“延性耗能”思路，后者可谓“弹性承载力抗震（即所谓的强度抗震）”。它们相辅相成，互为补充，各有各的经济适用范围。对于既定的结构体系，构件截面等级、支撑等级等反映其延性耗能能力，相应的性能系数 q 表征取用的设计地震作用大小。本条文定义了塑性结构（PS1、PS2）、弹塑性结构（PES）和弹性结构（ES1、ES2）三种结构类别，并配置了相应的框架构件截面等级、支撑等级，据钢结构的类别给出对应的性能系数 q 。塑性结构遵循“延性耗能”思路，弹性结构执行“弹性承载力抗震”思路，弹塑性结构介于两者之间。这些类别的结构，采用不同的性能系数 q 进行弹性阶段的抗震验算。

1 连接节点可靠时，抗侧力结构的塑性变形能力，是由其构成构件是否失稳决定的。框架的塑性变形能力取决于梁柱截面的板件宽厚比。支撑的变形能力主要取决于其长细比。《钢结构设计规范》GB 50017 的 S1、S2 和 S4 级截面的延性性能，与 EC3 规范 1、2 和 3 级截面的延性性能基本相当，条文表 9.2.2-1 配置的支撑的性能，不低于 EC8 规范的支撑性能。对比分析表明，我国多遇地震组合的底部剪力与 EC8 规范取性能系数 $q=4$ 时的地震组合的底部剪力相当，按 2 倍小震计算的底部剪力与 EC8 取 $q=2$ 的底部剪力相当。以此为基准，结合结构体系、所采用的截面性能等，确定本条文的结构性能系数。换言之，按表 9.2.2-1 给出的结构性能系数进行抗震分析的框架、支撑框架与 EC8 规范同类结构具有相当的能力。

H 形的截面等级，主要是反映绕强轴受弯或压弯构件的性能，绕弱轴受弯时（如弱轴垂直于纵向列线的 H 截面的单层厂房纵向框架），就不宜采用强轴受弯的性能系数。

2 塑性结构，当遭遇设计地震作用时，应能经受显著的非弹性变形，即所谓的延性耗能。塑性结构遵循“高延性——低弹性承载力”思路进行抗震设计，故而必须具有明确的耗能机构和耗能途径。

（1）框架结构应呈现梁铰结构（柱顶、柱底可出现塑性铰）弯曲耗能，故而必须遵守“强柱弱梁”准则。

（2）本标准中，中心支撑框架包括通过对角布置的支撑拉伸屈服耗能（Concentrically braced frames），和框架呈现“梁铰机构”并与对角支撑屈服组合共同耗能（Moment-resisting with concentric bracing）两种形式。但本标准在采用性能系数时未作细分。

中心支撑的抗震性能十分复杂，包含了受拉屈服、受压屈服和屈曲、往复荷载下的承载力劣化、弹塑性状态下的板件局部屈曲、低周疲劳失效等诸多物理现象。支撑随其长细比，可发生塑性失稳、弹塑性失稳、弹性失稳，其抗震性能的变异很大。

1) 随支撑长细比的减小，支撑受压杆更不易屈曲，且屈曲后承载力上升，滞回环面积增大，即吸收耗散地震能量的能力增强。但如设计时支撑按压杆考虑，受压撑杆屈曲后承载力退化，支撑楼层可能进入弹塑性，层间水平承载力降低，地震能量则易集中在该层。相对地，长细比大的支撑，压杆在荷载较小时就发生屈曲，借助拉杆的强度和变形能力抵抗地震作用。换言之，长细比大的支撑是强度抵抗型（如 B2-2 级支撑），长细比小的支撑是能量耗

散型（如 B1、B2-1 级支撑）。因此，与梁柱的塑性变形能力一样，支撑的长细比及其截面构成，对支撑框架结构的极限承载能力有较大影响。

试验表明，中等长细比的支撑（长细比介于 B2-1 和 B2-2 之间），既非强度抵抗型，亦非能量吸收型，具有不稳定的抗震性能。长细比大的支撑，受压撑杆承受很小的荷载就失稳，其恢复力特征呈滑移型；受拉撑杆进入屈服状态，可保持稳定的变形能力。与之相反，中等长细比的支撑，受压撑杆失稳前的承载力和刚度都很高，但一旦失稳，就呈现不稳定的恢复力特征，不能期待其变形能力。中等长细比支撑的抗震性能，比小长细比和细柔长细比支撑的都要差。

2）长细比很小的支撑（B1 级支撑）理论上可以受压塑性耗能，但很少在工程中应用。屈曲约束支撑（BRB）已经是十分成熟的产品，与一般钢构件一样可工厂制作，性能可靠并具有比 B1 级支撑更高的变形能力，无需特殊维护。

3）B2-2 级支撑是拉伸强度型支撑，支撑靠拉伸屈服耗散地震能量。B2-2 支撑可略去受压撑杆的作用，只按单根拉杆计算。B2-2 的性能特征是受压撑杆在弹性范围内失稳，因此不要过大估计其计算长度，否则会导致本应发生弹性失稳的杆件实际却发生弹塑性失稳。弹塑性失稳撑杆反复受局部弯矩作用，在受拉伸时容易发生早期断裂。

一般情况下，为了防止支撑压杆屈曲前阶段柱子的内力超过极限状态分析（按单根撑杆受拉）的内力，对长细比小于 130 的支撑应按拉压杆共同作用进行计算。

B2-1 级支撑是拉压能量耗散型支撑。塑性结构的中心支撑框架，需借助支撑耗散地震输入能量，故 B1、B2 级支撑钢材的屈强比不宜大于 0.8，对屈服强度宜设置上限值，采用 GJ 钢即可满足此要求。即使是 B3 级支撑，限制支撑钢材的最大屈服强度，对抗震也是十分有利的，至少不会由于支撑屈服强度过高而在遭遇强烈地震对钢柱产生过大的压力，导致钢柱整体屈曲。

4）框架和中心支撑框架通过楼板协调共同工作。支撑刚度大，吸引的地震作用也大。当中心支撑框架承担 70% 以上的地震剪力时，就会呈现支撑的荷载—变形关系的特征。为了接近框架的吸收能量能力，可以提高撑杆的承载力，但同时必须同时提高与撑杆连接的框架梁柱、柱脚的承载力。

（3）偏心支撑框架通过耗能连梁剪切和弯曲耗能（耗能连梁直接与柱相连时，一般不采用弯曲耗能方式）。支撑斜杆应具有足够的承载力，即耗能时支撑斜杆不整体屈曲、不屈服。偏心支撑斜杆无需限定长细比。

支撑偏心布置，但构造和计算不符合偏心支撑框架要求的，不能实现耗能机制，故不属于偏心支撑框架。

（4）条文中，塑性结构 PS1 的性能系数 $q \leq 1$ 。一般情况下，可取 $q=1$ 进行抗震计算，即采用地震基本组合进行抗震设计。这主要是为了与《建筑抗震设计规范》GB50017 协调统一。据有塑性结构 PS1 的框架截面等级、支撑等级时，取性能系数 $q < 1$ 也是可行的，但通常情况下 q 不得小于 0.8，同时还涉及到地震作用效应基本组合的分项系数。本标准中，

PS1 主要是为了满足 PS2 需要提高性能时的需求。

3 工业建筑围绕生产工艺进行布置,其不规则性可远高于民用房屋,有些厂房建筑没有明确的耗能机构和耗能途径。显然,不论采用何种截面等级,这些结构的性能系数不可采用塑性结构的,但一般可采用弹性结构 $q=2$ 进行抗震设计,必要时应进行专题分析。

工业建筑存在大量的钢板楼屋盖,这些柔性楼屋盖强度大、刚度小,使各框架间的协同作用比混凝土楼屋盖小得多。故而这种情况可仅对竖向不规则(刚度分布不均匀和质量分布不均匀)区域的框架提高抗震性能要求。

4 弹性结构,在设计地震作用下可以产生轻微的非弹性变形。弹性结构按“低延性——高弹性承载力”思路进行抗震设计。

弹性结构的振动衰减减小,遭遇地震作用时易引起共振,结构动力反应远不如塑性结构稳定,其最大加速度、最大位移的量值离散性大。本标准要求弹性结构 ES1 的梁柱刚性连接、支撑连接的极限承载力与塑性结构的相当,以利用弹性结构中可能存在的局部区域或构件出现的塑性耗散部分能量。同时,取性能系数 $q=2$ 计算(考虑了 EC8 反应谱的土系数,而我国的反应谱则无此土系数),所以总体上是偏安全的。

(1) 压型钢板轻型墙屋面围护的厂房建筑现已十分普及,目前罕有沿用传统的大型屋面板、大型墙板作为墙屋面围护的新建厂房。与传统围护的厂房比,压型钢板围护质量小,地震惯性作用大幅度降低。设计实践表明,压型钢板围护的单层厂房以及部分多层厂房,采用设防烈度地震动参数进行计算分析基本呈弹性状态工作,有些单层厂房甚至采用罕遇地震的地震动参数计算,仍呈弹性状态工作。因此,提高设计计算的地震作用,采用弹性结构抗震,由于放宽了截面板件宽厚比限值,单层厂房和部分多层厂房一般情况下可以降低用钢量。

(2) 采用 S5 级截面(薄柔截面)的 ES2 弹性结构,是指门式刚架轻型房屋类的厂房。轻型门式刚架的设计原则,是采用基于有效截面概念的弹性设计。柱脚铰接轻型门式刚架构件变截面的设计思想,是期望实施构件等应力设计。轻型门式刚架冗余度低,既不能塑性耗能,也不能发生塑性重分布,从而只能采用“弹性承载力超强”的抗震设计思路。然而,轻型门式刚架厂房在地震中有良好的表现,但这并非是其抗震性能好,而是压型钢板等围护材料轻型化使厂房的有效参振质量很小,结构承受的地震惯性力很小而仍可处于弹性状态工作。计算分析表明,有些无桥式起重机的门式刚架轻型厂房,即使采用 8 度区的罕遇地震进行计算分析,还仍由静力设计内力控制。

根据震害资料,遭遇强烈地震时,轻型门式刚架变形较大,但未见有坍塌破坏的报道,只是与支撑相连接的钢柱整体屈曲,或支撑拔出,变形大而卷帘门卡轨失效。采用 $q \geq 2.0$ 对轻型门式刚架进行抗震验算的目的,在于优化截面,发现并针对性地排除门式刚架的抗震局部薄弱环节(例如,与支撑连接的钢柱是否发生整体屈曲,近刚接柱脚的钢柱段是否发生局部屈曲),改进其抗震构造(例如 H 截面腹板厚不大于 6mm 时可采用单面焊接,梁与端板采用角焊缝等)。

5 弹塑性框架,遭遇设计地震作用时可产生有限的非弹性变形。弹塑性框架应据式(4.4.1)的地震组合进行弹性设计,即构件截面强度设计时,取与截面模量相应的截面塑性发展系数

$\gamma_x = \gamma_y = 1$ 。

9.2.3 线性粘滞阻尼是计算模型的属性，而不是实际结构的属性。阻尼比增减的影响，可由设计地震作用的取值大小所体现，即可按调整设计地震作用大小的方式计入。

9.2.5 “强柱弱梁”是抗弯框架实现梁铰机构的基本准则。

1 塑性框架，期望在遭遇设计地震动时，框架柱基本保持弹性，框架梁屈服，呈现梁端塑性铰机构耗散能量。然而，GB/T 700、GB/T 1591 明确了钢材的屈服强度下限值，却未规定屈服强度的上限值，这就导致钢材的实际屈服强度可能远超过名义值，甚至常遇 Q235 钢屈服强度实测值超过 Q345 钢屈服名义值的情况。显然，由于钢材屈服强度的离散性大，控制屈服强度下限而不控制上限的方式，对框架在弹性范围内的构件是有利的，但对于塑性框架则可能违背“强柱弱梁”准则。即，钢材屈服强度的离散性可使设计预想的梁铰耗能机构不复存在。

(1) 美国 AISC 341 的特殊抗弯框架，计入了这种客观存在的问题，梁柱弯矩比计算时，对框架梁的塑性铰弯矩乘以 $C_{pr}R_y$ (C_{pr} 最大取 1.2, R_y 最大取 1.5) 的放大系数。

(2) 欧洲 EC8 采用三种方法考虑这种钢材的屈服强度离散性问题：

1) 框架塑性铰区采用计算的屈服强度上限值 $f_{y,max}$ ($f_{y,max}=1.1\gamma_{ov}f_y$, γ_{ov} 为设计用材料超强系数，推荐取 1.25) 进行系统的能力设计；

2) 认为耗能区的钢材属于应明确屈服强度 $f_{y,max}$ 上限值和下限值 $f_{y,min}$ 特种钢材范畴，非耗能区采用钢材的屈服强度公称值 f_y 超过耗能区的 $f_{y,max}$ 。也就是说，若框架柱采用 S355 的钢材，框架梁塑性铰区采用 S235，则其上限值可提升为 $f_{y,max}=355\text{N/mm}^2$ ；

3) 采用实测耗能区钢材的 $f_{y,max}$ 进行设计，取 $\gamma_{ov}=1$ 。上述三种情况，耗能区钢材的 $f_{y,max}$ 应在图纸明确。

(3) 日本规范虽基本不提梁柱弯矩比验算，但据调查，实际设计一般都遵守“强柱弱梁”准则。日本 SN 钢材及其钢管产品对框架梁柱弯矩比，却要求 $\sum W_{pci} \geq 1.5 \sum M_{pbi}$ 。日本 JIS 的 SN 钢材与 GB/T 19879 的 GJ 钢性能基本相同，对屈服强度的上、下限值都有明确规定。

综上资料，并结合我国钢材市场的实际情况，确定塑性框架的强柱系数 η 值。

2 条文中关于“强柱弱梁”的免除条件，部分参考了美国 AISC 341 特殊抗弯框架的相关规定。“强柱弱梁”准则，考虑的不仅是单一的梁柱连接部位，在更大程度上是反映结构的整体性能，因此应着眼于结构整体的角度全面考虑。条文中，容许柱列中一定比例的柱，当轴力较小而足以限制其在地震下出现不利反应且仍有可接受的刚度，可不符合“强柱弱梁”准则。条文中的柱列，是指一个单线柱列或垂直于该柱列方向平面尺寸 10%范围内的几列平行柱列。

3 弹塑性框架遭遇强烈地震时，可发生有限的非弹性变形。弹塑性框架采用 S3 截面等级，弯矩作用下的截面塑性开展深度约是腹板高度的 1/4，不能达到全截面塑性。条文对弹塑性框架假设截面达到塑性，套用塑性框架的梁柱弯矩比计算公式，偏于安全，故其强柱系

数可相应适度降低。

9.2.6 基于结构延性概念考虑，容许框架进入塑性状态工作的设计方法，可认为是利用结构中产生的不确定的塑性变形来抵抗特征和规模皆不确定的地震作用，从而实现抗震的目的。换言之，塑性框架容许梁端达到塑性铰状态。显然，要保证梁端能充分发挥塑性耗能能力，则就要保证梁不发生侧向屈曲，从而须设置梁的侧向支承。

据日本、美国的资料，对于两端受一对反对称弯矩的梁，侧向支承有沿梁的整长等间距设置和主要在梁端塑性铰区设置两种设计方法。

1 沿梁全长均布设置侧向支承，是按侧向屈曲在受临界弯矩、两端固结梁屈服后，应力上升约为 1.1 倍的条件解析得到的。AISC 341 对中等抗弯框架的要求 $\lambda_y \leq 0.19E / (R_y f_y)$ ，特殊抗弯框架的要求是 $\lambda_y \leq 0.095E / (R_y f_y)$ 。

2 梁端塑性铰区设置侧向支承间距，是把反对称作用于梁两端的弯矩值乘以安全系数（Q235 钢为 1.2，Q355 钢为 1.1），以考虑钢材应变强化以及屈强比不确定性等因素，并对其梁端的塑性状态进行评估所得。梁跨中未达塑性弯矩的区域，可根据《钢结构设计规范》GB50017 设置需要的侧向支承。

3 据 AIJ《钢结构塑性设计指针》，侧向支承必须具有足够的强度，需满足梁受压翼缘轴向承载力的 2% 的侧向力，且需保证刚度大于 5 倍受压翼缘轴向承载力除以支承间距。

侧向支承可以在受压翼缘设置的小梁、隅撑，其连接板也应有足够的强度、刚度。当受压翼缘不能设置侧向支承时，在受拉翼缘设置能够约束侧向变形和构件截面扭转变形的横向加劲肋，也能达到设置支撑同样的效果。

4 弹塑性框架的梁翼缘可达到全塑性状态，故与塑性框架的梁一样需设置侧向支承。条文对弹塑性框架梁的侧向支承间距取与塑性框架同等要求，是偏向安全一方的。

9.2.7 节点域腹板的应力十分复杂。当其不出现屈曲时，能充分发展塑性变形。由于剪切屈服时节点域腹板形成皱纹状的残留变形，虽不至于破坏，但在反复循环荷载下呈现滑移型恢复力特征。

框架的节点域是一个独立的构件。在框架整体的破坏机构中，节点域如在梁柱屈服前先行塑化，即形成弱节点域框架，在柱屈服前整个框架就有破坏的倾向。震害调查表明，弱节点域易发生过度的剪切塑性变形，导致梁柱连接焊缝的应力集中，从而在地震初期即可伴随着大量的焊接连接破损。

我国对节点域板厚构造借用 AISC 341 特殊抗弯框架的公式，抗剪承载力验算套用日本 AIJ 规范的公式。实践表明，大多数情况下是板厚构造要求决定的，承载力验算形同虚设。显然，这些严格要求对于要求显著耗能的结构是合适的，但对大量一般钢结构则要求太过严格，不仅浪费钢材，而且使设计、施工皆麻烦。

1 条文对塑性结构的节点域腹板的正则化宽厚比（板厚）要求，是据稳定理论导出的。

四边受剪板的 τ_{cr} 为：

$$\tau_{cr} = k_s \frac{\pi^2 E \sqrt{\psi_t}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_b} \right)^2 \quad (1)$$

式中： E 、 ν —分别为钢材的弹性模量、泊松比；

k_s —剪切系数；

$\sqrt{\psi_t}$ —塑性因子。

节点域弹性屈曲时， $\sqrt{\psi_t} = 1$ ；非弹性屈曲时 $\sqrt{\psi_t} < 1$ ，可取 $\psi_t \approx E_t / E$ （ E_t ——钢材的瞬时切线模量，一般可取 $E_t \approx 0.03E$ ，即取与钢材屈服后强化模量相当）。由此而得，塑性框架防止节点域腹板过早发生塑性屈曲的正则化宽厚比的限值可取 $\lambda_{ps,n} \leq 0.4$ 。

节点域正则化宽厚比与抗剪承载力试验结果的比较如图1。由图可知，节点域宽厚比 $\lambda_{ps,n} \leq 0.4$ 时，相当于美国AISC 341对特殊抗弯框架的要求，并且考虑了柱和梁的宽度比值的影响，与试验结果吻合更好。

欧洲EC8/EC3的高延性框架，要求 $\lambda_{ps,n} \leq 0.69$ ，EC8第三部分的旧建筑加固采用AISC341特殊抗弯框架的规定。日本的节点域承载力验算公式系按试验确定，AIJ《鋼構造接合部設計指針》、AIJ《鋼構造塑性設計指針》给出的H截面节点域呈塑性屈服时的试验范围，反演得到试验的腹板正则化宽厚比 $\lambda_{ps,n} = 0.52$ 。

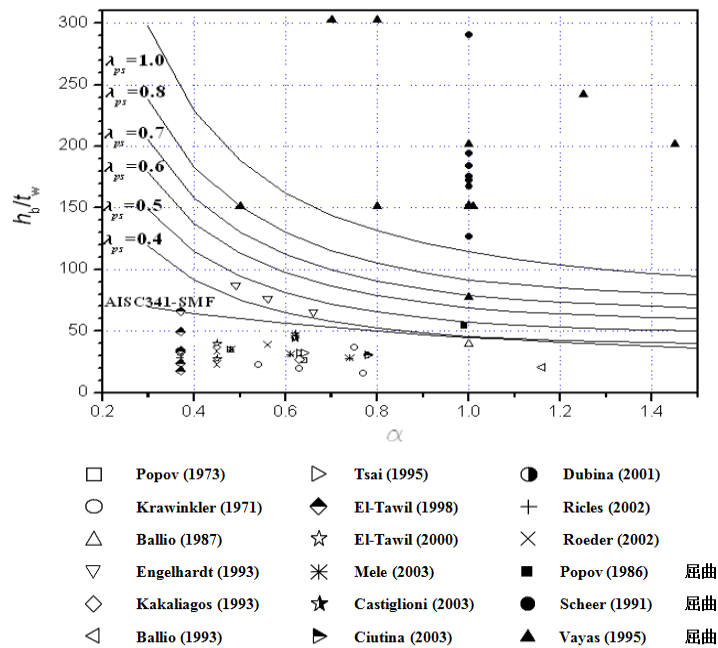


图 1 与国外规范的节点域宽厚比限值、试验结果的对比

AISC 341对其“中等抗弯框架”和“普通抗弯框架”的节点域宽厚比，只要求满足AISC 360规范一般钢结构的规定，大致相当于 $\lambda_{ps,n} \leq 0.85$ 。

综上所述，条文规定的塑性结构框架的节点域宽厚比限值，大体在欧、美、日规范的中等位置。

2 条文给出了基于节点域宽厚比的抗剪承载力公式。

节点域的抗剪承载力，《建筑抗震设计规范》GB 50017借鉴AIJ-ASD规范的计算公式，

用节点域抗剪承载力提高到4/3倍的方式，以考虑略去柱剪力、节点域弹性变形占结构整体的份额小、节点域屈服后的承载力有所提高等有利因素。

节点域的抗剪承载力与其宽厚比紧密相关。AII《鋼構造接合部設計指針》介绍了抗剪承载力提高系数取 4/3 的试验评估情况。据其介绍的试验资料反演，可得到试验采用的节点域宽厚比 $\lambda_{ps,n}$ 的上限为 0.52。 $\lambda_{ps,n}=0.8$ 是腹板塑性和弹塑性屈曲的拐点，此时节点域抗剪承载力已不适宜提高到 4/3 倍。为方便设计应用，将节点域抗剪承载力调整到 4/3 倍的上限宽厚比 $\lambda_{ps,n}=0.6$ ，在 $0.6 < \lambda_{ps,n} \leq 0.8$ 的过渡段，抗剪承载力 f_{ps} 在 f_v 和 $4f_v/3$ 之间插值计算。 $0.8 < \lambda_{ps,n} \leq 1.2$ 段给出的 f_{ps} 是由节点域稳定性决定的，设置竖向加劲肋也可使其抗剪承载力达到抗剪强度 f_v 。

研究表明， $\lambda_{ps,n} \leq 0.6$ 时，设置竖向加劲肋对提高节点域的抗剪承载力无效，设置斜向加劲肋、增加板厚才有效。

柱轴压比较小时，一般不需专门考虑轴力对节点域承载力的影响。参考日本的相关规定，在轴压比超过 0.4 时，节点域抗剪承载力需考虑轴压比影响的修正。节点域宽厚比 $0.8 < \lambda_{ps,n} \leq 1.2$ ，仅适用于弹性结构 ES2，如门式刚架轻型房屋等采用薄柔截面的单层和低层结构。一般情况下，这类结构的柱轴力较小，对节点域抗剪承载力的影响可略去。如轴力较大，则可按板件局部稳定承载力相关公式采用 $\sqrt{1-N_E/(Af_{cr})}$ （ f_{cr} 为受压临界应力）系数对抗剪承载力进行修正。然而，这种修正较复杂，设计时宜采用在节点域设置斜向加劲肋或竖向加劲肋的形式。

3 参考日本相关规定，一般要求节点域不先于梁柱进入塑性；如节点域先于梁柱屈服（弱节点域），则在框架二次设计的保有承载力验算时必须计入节点域屈服的影响。考虑到我国规范体系尚未引入二次设计这类要求，条文对塑性框架，要求节点域不先于框架梁端屈服。为适应我国工程师的习惯，公式仍然以梁端全截面塑性弯矩的形式表达，采用 0.85 的弯矩系数系 α_p 考虑了 H 形截面梁全截面塑性弯矩一般为边缘屈服弯矩的 1.15 倍左右。同时，结合边柱节点域和中柱节点域两侧重力作用弯矩和地震作用弯矩的差异（图 2、3），弯矩系数系 α_p 中柱取 0.85，边柱取 0.95。

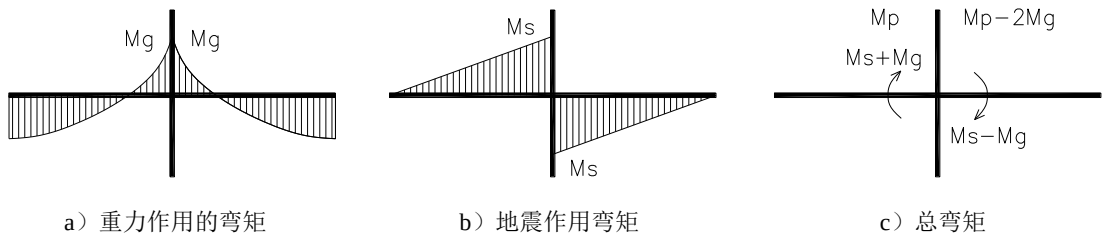


图 2 中柱节点域的弯矩

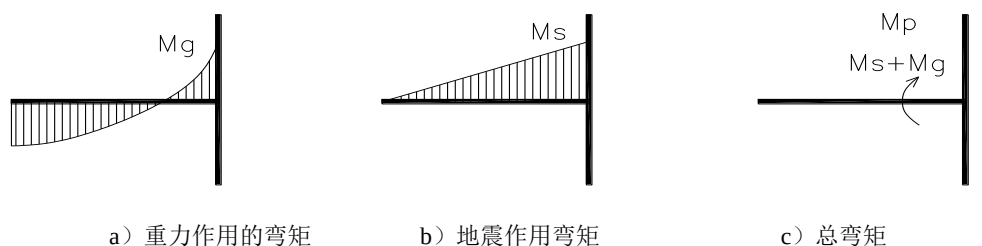


图3 边柱节点域的弯矩

鉴于弹性框架、弹塑性框架不要求显著耗能，条文要求其节点域按弹性分析的内力，进行抗剪承载力验算。

9.2.9 钢结构构件连接可据需采用能力设计法和内力设计法。能力设计法是以被连接构件能充分塑化而保持连接不断裂为准则的设计方法，就是要求连接可靠传递相当于构件极限承载力的内力。能力设计法一般用于轴心拉杆的拼接、支撑杆端连接、梁柱刚性连接、柱脚等。内力设计法，一般适用于结构内力较小的部位或次要构件的连接，但也用于结构的关键节点。内力设计法用于关键节点的设计思想，是传递结构系统服役期内的最大内力——抗震设计可理解为设防烈度下的连接内力进行弹性设计。

1 框架梁柱刚性连接采用高强度螺栓连接，应采用摩擦型连接，其破坏极限状态呈现承压型连接。为防止高强螺栓连接过早滑移，摩擦型连接弹性设计的弯矩不得小于 $0.6M_{pb}$ 。

翼缘焊接——腹板高强度螺栓的混合连接或拼接，以及翼缘腹板全螺栓拼接，采用精确计算方法进行弹性设计时，翼缘和腹板连接承担的弯矩可按下式计算：

$$M_{jf} = (1 - \phi \frac{I_w}{I_b}) M_j \quad (2)$$

$$M_{jw} = \phi \frac{I_w}{I_b} M_j \quad (3)$$

式中： M_j ——连接或拼接处的弯矩设计值；

M_{jf} 、 M_{jw} ——分别为连接或拼接处翼缘和腹板连接承担的弯矩；

I_b 、 I_w ——分别为梁和梁腹板的截面惯性矩；

ϕ ——腹板的弯矩传递效率系数。全螺栓拼接时，可取 0.4~0.6；翼缘焊接——腹板高强度螺栓时，取 1.0。

2 塑性结构的梁柱刚性连接、塑性铰区内的梁——梁拼接，应采用能力设计法，以保证框架梁端充分延性耗能而拼接不断裂。无疑，塑性铰区拼接的弯矩比梁端直接连接弯矩要小一些，其连接系数也相应降低。

梁端塑性铰区的长度（至柱表面的距离），等截面梁一般可按梁净跨的1/10和梁高的1.5倍中的较大值估计，也可按梁截面的塑性极限弯矩 M_{pb} 除以1.1的斜率确定弹性极限弯矩（边缘纤维屈服弯矩） M_y 的位置，超过此位置则可认为是弹性区。避开塑性铰区的梁——梁拼接，属于弹性范围的拼接，一般采用不考虑连接系数的等强拼接。

弹塑性结构的梁柱刚性连接，采用能力设计法，并藉用塑性框架的公式验算极限受弯承

载力是偏于安全的，故其连接系数予以适度降低。

弹性结构的框架，不期望梁端形成塑性铰，可偏安全地藉用塑性结构的要求验算其连接的极限承载力，也可采用内力设计法——按连接能可靠传递设防地震下最大内力的方式进行连接节点的弹性设计。

1 梁（H形截面）柱刚性连接的极限受弯承载力可按下列方法计算：

（1）极限受弯承载力可按下列公式计算：

$$M_{ju} = M_{jfu} + M_{jwu} \quad (4)$$

式中： M_{jfu} 、 M_{jwu} ——翼缘和腹板连接的极限受弯承载力。

1) 翼缘采用高强度螺栓摩擦型连接时，应按承压型连接计算极限承载力。翼缘采用焊接连接时，翼缘的极限受弯承载力可按下列公式计算：

$$M_{jfu} = A_f h_{b1} f_u \quad (5)$$

式中： A_f ——翼缘板截面积；

h_{b1} ——梁上下翼缘中心线之间的距离；

f_u ——钢材抗拉强度。

2) 腹板连接的极限受弯承载力可按下列公式计算：

$$M_{jwu} = m W_{wpe} f_{yw} \quad (6)$$

式中： W_{wpe} ——腹板扣除上下扇形切角后的有效塑性截面模量。采用高强度螺栓连接时取腹板和连接板有效塑性截面模量的较小值；

f_{yw} ——腹板或连接板钢材的屈服强度；

m ——腹板的受弯承载力系数，可按下列公式计算：

柱为 H 形截面时：

$$m = 1 \quad (7)$$

柱为方管截面时：

$$m = \min \left\{ 1, 4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j f_{yc}}{t_{bw} f_{yw}}} \right\} \quad (8)$$

柱为圆管截面时：

$$m = \min \left\{ 1, \frac{8}{\sqrt{3} k_1 k_2 r} \left(\sqrt{k_2 \sqrt{\frac{3k_1}{2}} - 4} + r \sqrt{\frac{k_1}{2}} \right) \right\} \quad (9)$$

$$k_1 = b_j / t_{cf} \quad (10)$$

$$k_2 = t_{bw} f_{yw} / (t_{cf} f_{yc}) \quad (11)$$

$$b_j = b_c - 2t_{cf} \quad (12)$$

$$r = d_j / b_j \quad (13)$$

式中： k_1 、 k_2 ——圆管柱有关的截面和承载力指标；

d_j ——柱上下水平加劲肋（横隔板）内侧之间的距离；

b_j ——方管柱壁板内侧的宽度或圆管柱内径；

b_c ——方管柱壁板外侧的宽度或圆管柱外径；

r ——圆钢管上下横隔板之间的距离与钢管内径的比值；

t_{cf} ——方管柱或圆管柱壁板的厚度；

f_{yc} ——柱钢材的屈服强度；

t_{bw} ——梁腹板的厚度。

（2）腹板高强度螺栓连接的极限承载力，可采用每颗螺栓均承担剪力的方法，也可采用腹板中性轴附近螺栓承担剪力，其余螺栓承担弯矩（图4）的方法进行验算：

1）每颗螺栓均承担剪力的方法：

$$M_{bu} \geq M_{jwu} \quad (14)$$

$$M_{bu} = \sum N_{bux} \cdot y_i \quad (15)$$

$$N_{bux} = \sqrt{N_{bu}^2 - (V_u / n_w)^2} \quad (16)$$

$$V_u = 1.2(2M_{pb} / L_n) + V_{Gb} \quad (17)$$

式中： M_{bu} ——腹板螺栓连接的极限受弯承载力；

y_i ——各螺栓到梁中性轴的距离；

N_{bux} ——每颗螺栓考虑剪力影响后的极限受剪承载力；

N_{bu} ——每颗高强度螺栓的极限受剪承载力；

n_w ——腹板连接处每侧的螺栓数量；

V_u ——框架呈塑性铰状态时在梁柱连接处相应的剪力。

2）试验研究表明，在反复循环荷载作用下，H形梁的塑性深度逐步发展的过程，就是剪应力向腹板中央集中的过程。达塑性极限状态时，剪应力基本集中在腹板中央。因此，极限承载力验算可采用腹板中性轴附近几行螺栓承担剪力，其余几行靠近翼缘的螺栓承担弯矩的方法。这种方法，可按下式先确定腹板承受的最大剪力作用下的螺栓数量，剩余的螺栓按式（13）验算腹板连接的极限受弯承载力。

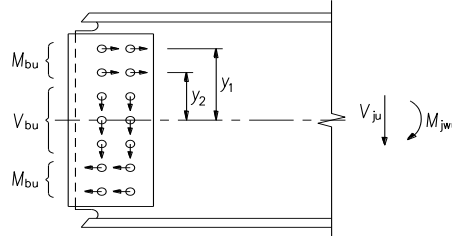


图4 腹板高强度螺栓连接的内力分摊

$$V_{bu} \geq V_u \quad (18)$$

式中： V_{bu} ——抗剪区螺栓的极限受剪承载力。

第一种方法，假定所有螺栓同时受弯矩和剪力作用，均达到极限受剪承载力，按到梁中性轴的距离传递弯矩。虽然腹板高强度螺栓连接达极限受弯承载力时，螺栓群的内力传递机制尚未弄清，但据以往的试验和解析研究证实，这种假定是合适的。

第二种方法，考虑了破坏极限状态的实际受力情况。截面塑性屈服从边缘逐步向梁的中性轴深入的过程中，由于边缘钢材屈服流动状态所承受的剪力比在弹性状态时要小得多，从而导致梁端在破坏极限状态发生剪应力集中在腹板中性轴附近区域。同时，对于箱型等中空截面柱，腹板受弯矩作用的变形模式，也倾向于形成承受弯矩区和承受剪力区。

2 H截面梁拼接的极限承载力，当翼缘腹板均为高强度螺栓连接时，可按式（3）分配翼缘和腹板承担的弯矩，连接的极限抗剪承载力由下式计算：

$$V_{ju} = n_w N_{bu} \quad (19)$$

1) 梁翼缘拼接的极限受弯承载力应按下列公式计算：

$$M_{jfu} = \min\{M_{jfu1}, M_{jfu2}, M_{jfu3}, M_{jfu4}, M_{jfu5}\} \quad (20)$$

$$M_{jfu1} = A_{nf} f_u h_{b1} \quad (21)$$

$$M_{jfu2} = A_{ns} f_{us} h_{bs1} \quad (22)$$

$$M_{jfu3} = n_2 [(n_1 - 1)p + e_{f1}] t_f f_u h_{b1} \quad (23)$$

$$M_{jfu4} = n_2 [(n_1 - 1)p + e_{s1}] t_{fs} f_{us} h_{bs1} \quad (24)$$

$$M_{jfu5} = n_f N_{bu} h_b \quad (25)$$

式中：\$M_{jfu1}\$——翼缘净截面面积决定的最大受弯承载力；

\$M_{jfu2}\$——翼缘拼接板净截面面积决定的拼接最大受弯承载力；

\$M_{jfu3}\$——翼缘沿螺栓中心线挤穿时的最大受弯承载力；

\$M_{jfu4}\$——翼缘拼接板沿螺栓中心线挤穿时的最大受弯承载力；

\$M_{jfu5}\$——高强螺栓受剪决定的最大受弯承载力；

\$A_{nf}\$——翼缘净截面面积；

\$A_{ns}\$——翼缘拼接板净截面面积；

\$f_u\$——翼缘钢材抗拉强度最小值；

\$f_{us}\$——拼接板钢材抗拉强度最小值；

\$h_{bs1}\$——上、下翼缘拼接板厚度中心之间的距离；

\$n_1\$——翼缘拼接螺栓每列中的螺栓数；

\$n_2\$——翼缘拼接螺栓（沿梁轴线方向）的列数；

\$n_f\$——翼缘拼接（一侧）的螺栓总数；

\$p\$——翼缘拼接螺栓沿梁长度方向的间距；

\$e_{f1}\$——翼缘拼接螺栓沿梁长度方向的边距；

\$e_{s1}\$——翼缘拼接板沿梁长度方向的边距；

\$t_f\$——梁翼缘板厚度；

t_{fs} ——翼缘拼接板厚度（两块时为其厚度之和）。

2) 梁腹板拼接的极限受弯承载力，应按下列公式计算：

$$M_{juw} = \min \{M_{juw1}, M_{juw2}, M_{juw3}, M_{juw4}, M_{juw5}\} \quad (26)$$

$$M_{juw1} = W_{pw} f_u \quad (27)$$

$$M_{juw2} = W_{sn} f_{us} \quad (28)$$

$$M_{juw3} = (\sum r_i^2 / r_m) e_{w1} t_w f_u \quad (29)$$

$$M_{juw4} = (\sum r_i^2 / r_m) e_{s1} t_{ws} f_{us} \quad (30)$$

$$M_{juw5} = \frac{\sum r_i^2}{r_m} \left\{ \sqrt{N_{bu}^2 - \left(\frac{V_j y_m}{n_w r_m} \right)^2} - \frac{V_j x_m}{n_w r_m} \right\} \quad (31)$$

$$r_m = \sqrt{x_m^2 + y_m^2} \quad (32)$$

式中： M_{juw1} ——梁腹板的极限受弯承载力；

M_{juw2} ——腹板拼接板净截面决定的极限受弯承载力；

M_{juw3} ——腹板横向单排螺栓拉脱时的极限受弯承载力；

M_{juw4} ——腹板拼接板横向单排螺栓拉脱时的极限受弯承载力；

M_{juw5} ——腹板螺栓决定的极限受弯承载力；

W_{pw} ——梁腹板全截面塑性截面模量；

W_{sn} ——腹板拼接板净截面的截面模量；

e_{w1} ——梁腹板受力方向的端距；

e_{s1} ——腹板拼接板受力方向的端距；

t_w ——梁腹板的板厚；

t_{ws} ——腹板拼接板板厚（两块时为其厚度之和）；

r_i 、 r_m ——腹板螺栓群中心至所计算螺栓的距离， r_m 为 r_i 的最大值；

V_j ——腹板拼接处的剪力，按梁端极限状态计算时的剪力 V_u ；

x_m 、 y_m ——分别为最外侧螺栓至螺栓群中心的横标距和纵标距。

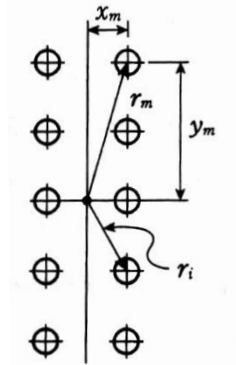


图5 螺栓群的尺寸关系

3 框架的梁柱刚性连接，可采用工厂预留悬臂梁段（Column tree），现场翼缘梁——梁拼接的方式，也可采用梁与柱的直接连接的方式。框架梁端预留梁段，现场采用翼缘焊接——腹板高强度螺栓拼接，是目前工业建筑中广泛应用的梁柱刚性连接做法。日本阪神地震震害调查表明，这种连接的震害率是梁柱直接连接的 1/3，抗震性能更好。

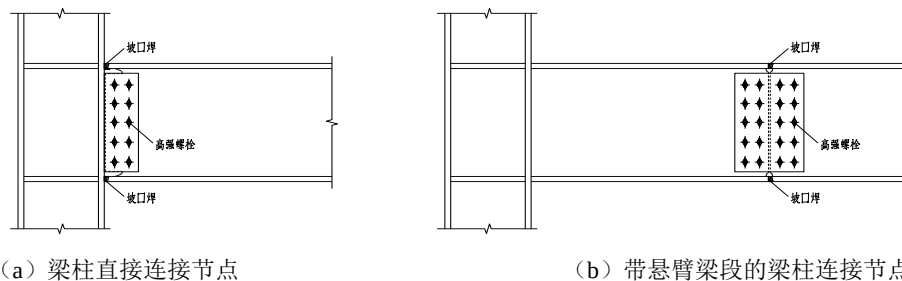
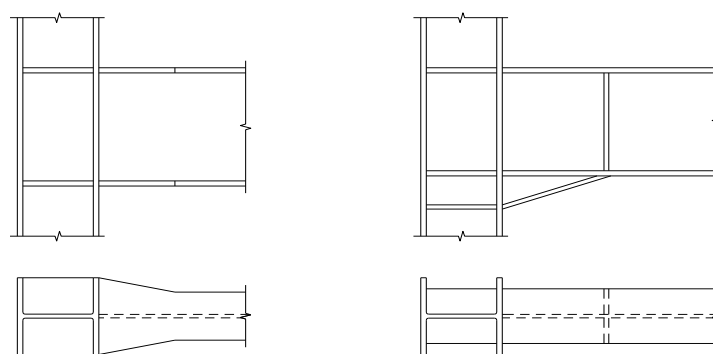
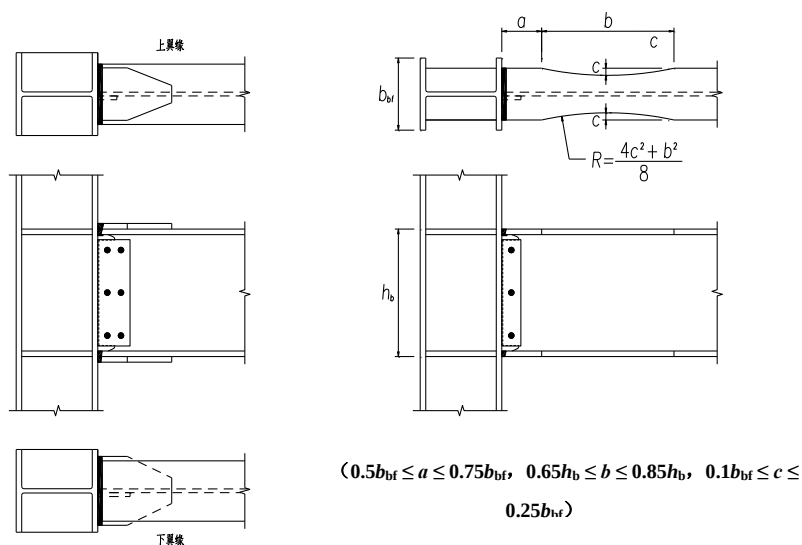


图6 梁柱刚性连接节点

4 工业建筑注重功能性，对美观的要求一般不如民用建筑，应用框架梁端扩大式（翼缘扩大、腹板加腋）连接（图 7）较多。梁端扩大可使塑性铰外移，连接焊缝加长，从而使连接的承载能力提高。图 7b~7g 给出的连接构造，已为美国 AISC 358 所验证，也可据需在工程中应用。但应注意，半刚性的螺栓连接的适用条件——1）应有足够的变形能力；2）应保证与之连接的构件稳定；3）在结构变形分析中应计入连接变形的影响。

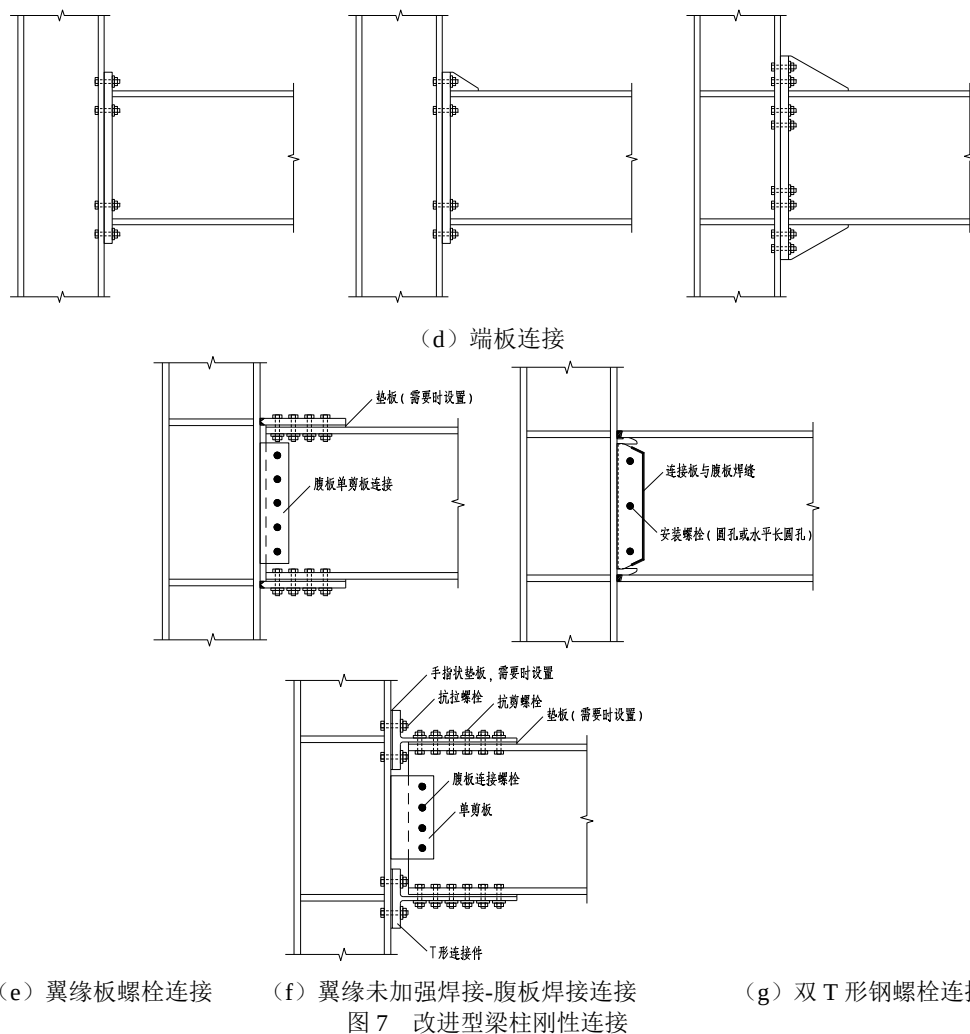


(a) 梁端扩大型连接



(b) 盖板式连接

(c) 狗骨式连接



5 焊接孔作为断裂的起点，对梁柱刚性连接节点的塑性变形能力影响较大。美国北岭地震和日本阪神地震后，日本就此问题进行了大量的研究。针对焊接孔形状和有无焊接孔的连接节点抗震性能对比试验研究表明，无焊接孔连接节点的承载力和塑性变形能力均有所提高，防止脆断作用明显，抗震性能更好。《建筑工事標準仕様書 JASS 6 鉄骨工事（2007 年版）》基于研究成果，给出了梁柱刚接节点推荐的焊接孔以及无焊接孔的构造内容。有条件时，可在采用塑性结构的多层厂房框架中采用。

6 塑性结构 H 截面单层刚架、多层厂房框架顶层常用楔形加腋节点（图 8），可按下列公式设计。

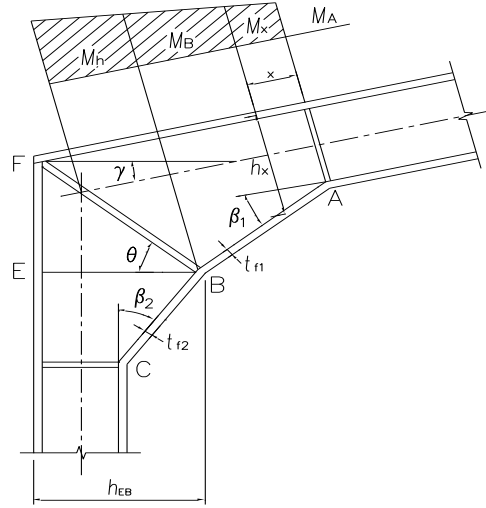


图8 楔形加腋节点

(1) 加腋区段的翼缘板

加腋区段的翼缘板厚度可按下式验算：

$$t_{f1} \geq \frac{1}{2} \left[h_x - \sqrt{h_x^2 \left(\frac{b}{b-t_w} \right) - \frac{4M_p M_x}{M_A f_y (b-t_w)}} \right] \quad (33)$$

式中：\$t_{f1}\$——加腋区内翼缘板厚度；

\$h_x\$——沿梁轴线距 A 点 \$x\$ 处加腋段截面的高度，可近似地取上、下翼板中心线之间的距离；

\$M_x\$——距 A 点 \$x\$ 处的弯矩；

\$M_A\$——沿梁轴线 A 点处的弯矩；

\$B\$——下翼缘的宽度；

\$t_w\$——加腋区的腹板厚度。

(2) 楔形加腋节点的斜向加劲肋

楔形加腋节点中斜向加劲肋 BF 的截面面积（腹板两侧加劲肋的截面面积之和），可按下列式计算确定：

$$A_d = \max \left\{ \frac{[A_{f1} \cos(\beta_1 + \gamma) - A_{f2} \sin \beta_2] f_y}{\cos \theta f_{dy}}, \frac{\cos \gamma}{\cos \theta} \left[\frac{A_f f_y}{f_{dy}} - \frac{f_{vy}}{f_{dy}} t_w h_{EB} \frac{\cos(\theta + \gamma)}{\cos \theta} \right] \right\} \quad (34)$$

式中：\$A_d\$——斜向加劲肋的截面面积；

\$A_{f1}\$、\$A_{f2}\$——分别为加腋区 AB 和 BC 段下翼缘的截面面积；

\$\beta_1\$——加腋区 AB 段与刚架柱轴线之间的夹角；

\$\beta_2\$——加腋区 BC 段与刚架柱轴线之间的夹角；

\$\theta\$——斜向加劲肋与水平面之间的夹角；

\$f_y\$——加腋区上、下翼缘板钢材的屈服强度；

\$f_{dy}\$——斜向加劲肋钢材的屈服强度；

γ ——刚架梁轴线（或上翼缘）与水平面之间的夹角；

A_f ——加腋区上翼缘板的截面面积，一般可与刚架梁上翼缘相同；

f_{vy} ——加腋区腹板的抗剪屈服强度；

h_{EB} ——加腋区 B 点处水平截面的计算高度，可取上、下（外、内）翼缘板中心线之间的水平距离。

9.2.10 一般的中心支撑框架，欧洲 EC8 的要求是以“框架梁柱屈曲或屈服、连接破裂之前，支撑斜杆受拉屈服”为原则进行抗震承载力设计。

1 1980 年代从美国 SEAOC 和 UBC 规范舶来的中心支撑杆的受压承载力卸载公式：

$$\frac{N}{\phi A_{br}} \leq \frac{\psi f}{\gamma_{RE}} \quad (35)$$

$$\psi = 1 / (1 + 0.35 \lambda_{bm}) \quad (36)$$

但是，美国重新解读试验数据时发现，此公式的支撑杆稳定承载力超过了其拉伸屈服承载力，不符合钢结构原理，并且应用此公式使结构偏向不安全。

美国以往数十根支撑的试验结果重新解读后指出，中等长细比（试验采用的 $kL/r=80\sim 120$ ）支撑与细柔长细比（ $kL/r>120$ ）的相比，正则化能量耗散能力并不明显增大。长细比 $kL/r \geq 80$ 的宽翼缘支撑的受压性能（最终承载力与初始承载力之比）劣化特别严厉，然而 $kL/r=120\sim 160$ 范围的支撑，其受压性能并不比中等长细比的支撑明显恶化。 $kL/r=80$ 的支撑杆约有 0.6 倍的受拉屈服承载力，当达到它期望的位移延性 3~4 时，其受压承载力已降低至约初始承载力的 20%（钢管，40%）。但欧洲的试验发现，方钢管屈曲时角部裂缝很快扩展并破裂而失去承载力。

研究表明，此公式总体上低估了构件受循环荷载后的受压承载力降低，其后果是低估了支撑框架其它构件承受的最大地震作用。

2 反复荷载作用下，支撑压杆屈曲引起承载力退化。条文按支撑长细比大小给出了受压支撑剩余承载力系数。条文给出的剩余承载力系数，与日本按试验得到的公式的计算结果十分接近。

当支撑长细比 λ_{br} 不小于 55 时，剩余承载力系数 $\eta_{br}=0.3$ ，可以简化条文中的公式。

X 型支撑系统的受压支撑杆屈曲后，应接受拉支撑杆屈服、受压支撑杆屈曲的受力模型计算框架梁的轴力，并考虑压杆的剩余承载力系数。

B2-2 级支撑属于拉伸强度型支撑，可通过支撑杆受拉屈服耗散能量，X 型布置的支撑系统，可以按单根斜杆受拉设计而不计入受压屈曲斜杆的剩余承载力。

Δ 形、V 形支撑随着结构侧移增大，压杆屈曲，承载力降低，而拉杆受力可持续增大至屈服。支撑系统中的框架梁应考虑支撑杆件屈曲后压杆卸载情况的影响，具有足够的承载力抵抗潜在的支撑屈曲后的荷载重分布。控制实腹横梁不屈服的条件，可假设其两端铰接导出。

条文中支撑节点处需考虑的不平衡力，均为考虑支撑杆极限状态时拉杆屈服、压杆屈曲承载力降低后导出。

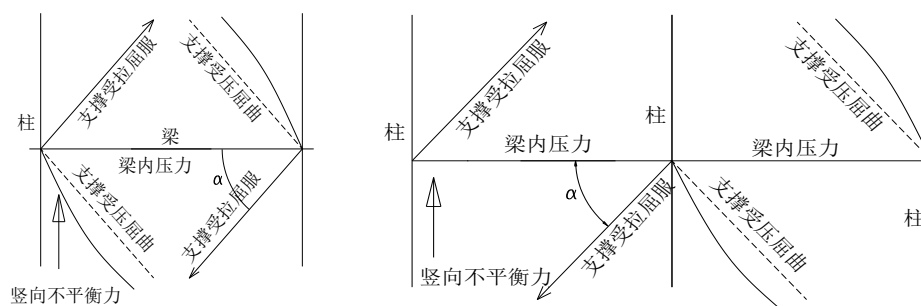


图 9 交叉支撑节点不平衡力示意

一般的轻型围护钢结构厂房，如采用设防烈度的地震动参数计算分析，柱间支撑不进入屈曲状态工作，则可不进行支撑斜杆屈曲后的承载力验算，也可不考虑上述因支撑斜杆屈曲引起的不平衡力。

3 塑性结构、弹塑性结构、弹性结构 ES1 的支撑连接都须进行极限承载力验算。支撑连接节点的极限承载力验算主要是防止以下方面的破坏：

- (1) 支撑杆端（切断边距尺寸）破坏；
- (2) 高强螺栓断裂；
- (3) 节点板沿撑杆轴向方向端部（切断边距尺寸）剪切破坏；
- (4) 节点板焊缝破坏；
- (5) 节点板破坏。

此外，支撑采用高强度螺栓摩擦型连接时，为防止遭遇强烈地震时过早滑移，连接的弹性设计轴力不得小于 $0.6A_{br}f_y$ 。

弹性结构 ES2 采用地震组合验算支撑连接的承载力。

4 支撑端部节点板的构造要求，参考了美国 AISC 规范特殊抗弯框架做法，通过节点板面外耗能，降低支撑杆件破坏，适用于拉压型支撑。

支撑端部折线形或圆弧形弯折构造在支撑受拉时翼缘转角处会形成对腹板的合力（局部的受力平衡条件见图 10，造成局部应力集中，从而导致腹板与焊缝开裂。

采用支撑翼缘弯折与梁柱翼缘直角相接的折线形支撑连接形式（图 10a），是为了考虑翼缘焊缝的施工方便。折线形支撑，随弯折部角度变化，翼缘和加劲肋应传递的力可按静力平衡条件求得。

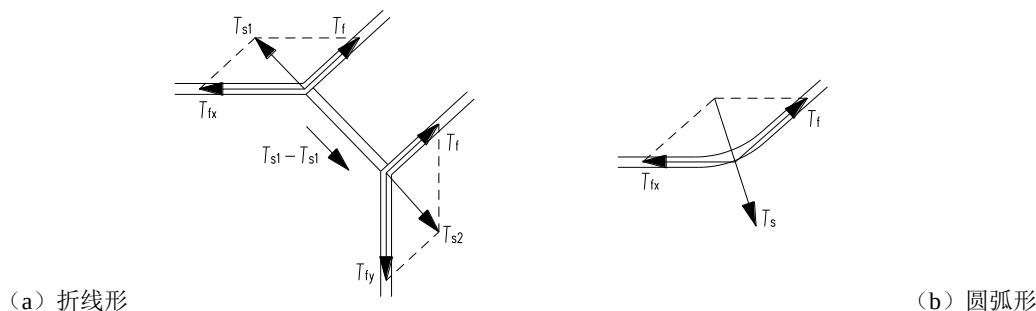


图10 支撑端部弯折构造的局部受力状态

圆弧形翼缘圆弧形弯折处（图 10b），至少应沿 T_s 在腹板设置短肋。加短肋时，支撑翼

缘轴力会经过腹板传递，考虑局部应力集中的可能性，应保证腹板厚度有足够的安全裕度。

9.2.11 偏心支撑框架常用的形式如图11所示。

参考美国 AISC 341 的要求，耗能连梁以外的梁、柱和支撑斜杆应考虑耗能连梁充分屈服和应变强化所带来的最大内力。因此，耗能连梁的名义受剪承载力应考虑两个因素予以放大：考虑实际材料强度的超强因素（ R_y ，对于 GJ 钢为 1.35，碳素结构钢和低合金高强钢为 1.5）和耗能连梁的应变强化因素（对 H 形截面耗能连梁，建议取 1.25）。

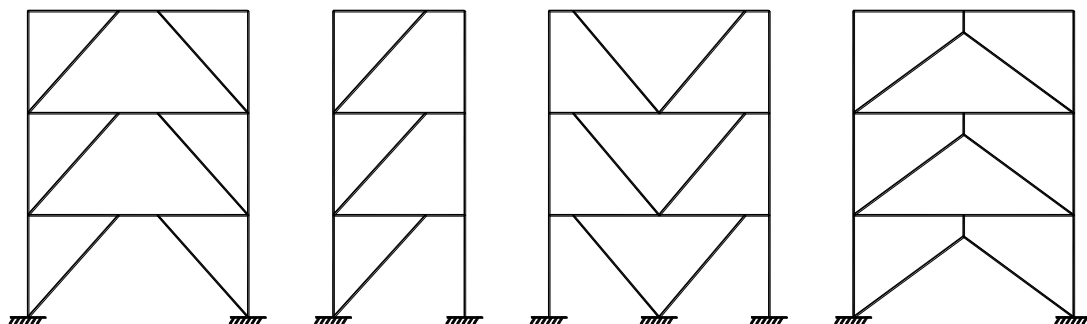


图11 偏心支撑的常用形式

9.2.12 钢结构柱脚一般包括埋入式、插入式、外包式和外露式四种形式，格构柱采用插入式和外露式柱脚居多。

1 日本 AIJ 的几本设计指针都明确规定，柱脚连接系数应采用梁柱刚性连接的连接系数。本条文按 AIJ 设计指针的规定给出柱脚极限承载力验算时的连接系数。

实腹柱的埋入式、插入式柱脚保证极限承载力容易做到，所以为简化设计，对弹塑性结构、弹性结构的柱脚也采用验算极限承载力的方式处理，只是对塑性结构柱脚的连接系数予以降低（降低的倍数，大体是降低 H 形钢柱截面形状系数 M_p/M_e 值）。外露式柱脚也可采用内力设计法。

2 埋入式柱脚应保证埋入深度和周边混凝土厚度。埋入式柱脚中，作用于钢柱剪力，主要靠埋入部分混凝土和钢柱接触面之间的压力传递至基础。反力分布根据钢柱截面形状不同而异，方钢管中面外刚度较大的两侧腹板部分较大，强轴受弯的 H 形截面柱中则腹板对应的翼缘中部较大。代表性的破坏模式有：

- (1) 钢柱板件面外弯曲变形；
- (2) 埋入表面附近钢柱接触部分的混凝土压坏；
- (3) 混凝土保护层厚度较小时（边柱较易发生），钢柱前面的混凝土冲剪破坏；
- (4) 钢柱弯曲屈服。

其中，(1)～(3)的破坏使承载力急剧下降，塑性变形能力较差，设计应避免。

据日本的资料，H 形实腹式埋入式柱脚的埋入深度不小于 2 倍钢柱截面高度时，柱脚部位的恢复力特性基本呈纺锤形，与埋入 3 倍截面高度的恢复力特性已基本相仿。钢管柱、钢管混凝土柱则须埋入 2~3 倍后恢复力特性才相当。因此，条文规定 H 形钢柱埋入 2 倍的柱截面高度，钢管柱、钢管混凝土柱为 2.5 倍外径（或截面高度）。此时，钢柱一般能在混凝土顶部形成塑性铰。

埋入深度可按弯矩和剪力作用下基础混凝土的侧向压力来计算。一般地，弹性设计时，钢柱和混凝土的压力可按线性分布考虑，破坏极限状态时可按矩形分布（图 12）。

极限受弯承载力：

$$M_{\text{juba}} = f_{\text{ck}} B_{\text{c}} L_0 [\sqrt{(2L_0 + d)^2 + d^2} - 2L_0 - d] \quad (37)$$

极限受剪承载力：

$$V_{\text{juba}} = M_{\text{juba}} / L_0 \quad (38)$$

式中： M_{juba} 、 V_{juba} ——埋入式（插入式）柱脚的极限受弯承载力、极限受剪承载力；

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值，但不设置内部加劲肋的空心钢管柱取轴心抗压强度设计值 f_{c} ；

B_{c} ——柱宽；

d ——柱的埋入深度；

L_0 ——基础顶面到反弯点的距离。

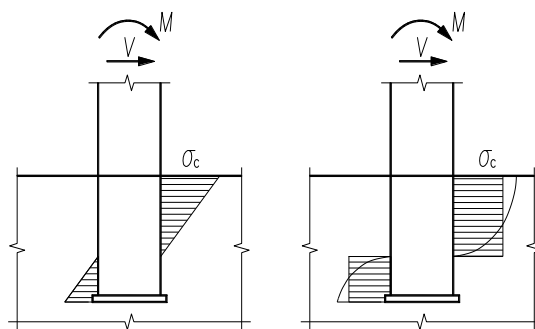


图12 埋入式柱脚的受力模式

埋入式柱脚采用钢管柱和箱形柱等中空截面时，易发生压曲，可采用图 13 的方式加强。采用外环板时，其外伸宽度不应小于柱边长（或管径）的 1/10。

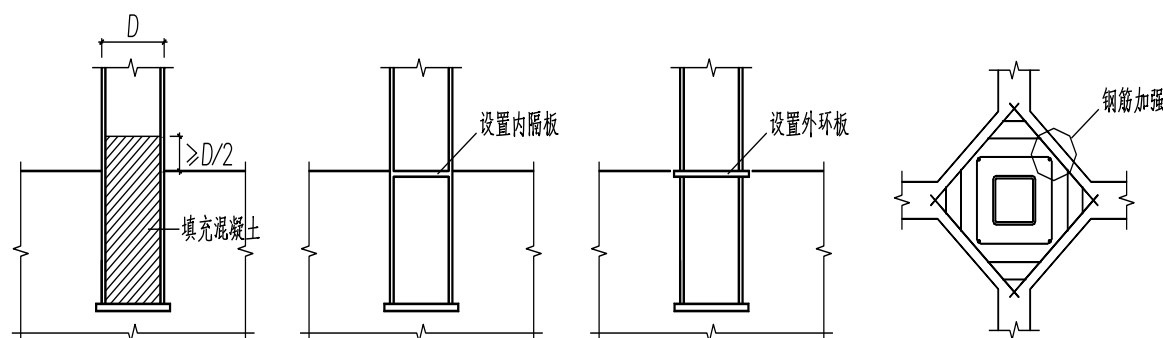


图13 圆管和箱型截面埋入式柱脚的加强措施

埋入式柱脚为边柱或角柱时，由于侧面混凝土厚度不足，易发生劈裂破坏。故而，应在埋入部分的顶部和底部设置 U 形钢筋进行加强，并按图 14 的受力模式进行计算。U 形钢筋的锚固长度应从钢柱内侧算起，锚固长度应符合相关规范的要求。

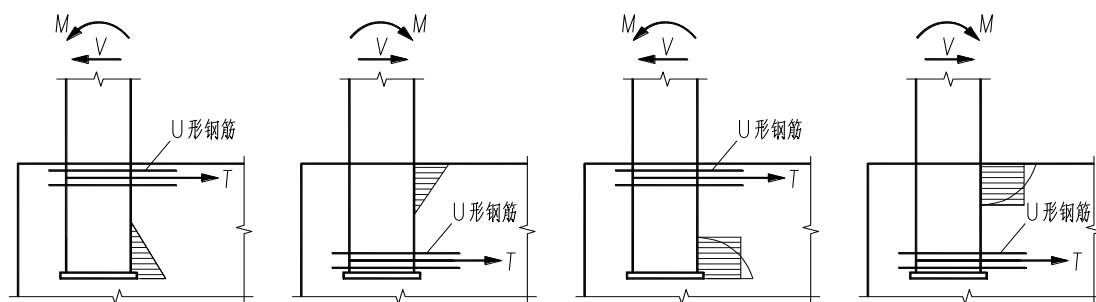


图14 边柱和角柱采用U形钢筋加强时的受力模式

3 实腹柱插入式柱脚的插入深度并未见有试验验证的资料。对于实腹柱，包裹插入式柱脚与埋入式柱脚的基础混凝土的受力状态和抵抗钢柱弯曲的能力基本相当，故插入式柱脚的插入深度可参照埋入式柱脚的。

4 外包式柱脚属于钢和混凝土组合结构，内力传递复杂，影响因素多，目前还存在一些未充分明晰的内容，因此，诸如各部分的形状、尺寸以及补强方法等构造要求较多。

外包式柱脚的钢柱弯矩，大致上外包柱脚顶部钢筋位置处最大，底板处约为零。即，在外包混凝土刚度较大，且充分配置顶部钢筋的条件下，主要假定外包柱脚顶部开始从钢柱向混凝土传递内力。

外包式柱脚典型的破坏模式（图 15）：

- （1）钢柱的压力导致顶部混凝土压坏；
- （2）外包混凝土剪力引起的斜裂缝；
- （3）主筋锚固处破坏；
- （4）主筋弯曲屈服。

其中，前三种破坏模式会导致承载力急剧下降，变形能力较差。因此，外包混凝土顶部应配置足够的抗剪补强钢筋，通常集中配置 3 道构造箍筋，以防止顶部混凝土被压碎和保证水平剪力传递。外包式柱脚箍筋一般按 100mm 的间距配置，以避免出现受剪斜裂缝，并应保证钢筋的锚固长度和混凝土的外包厚度。

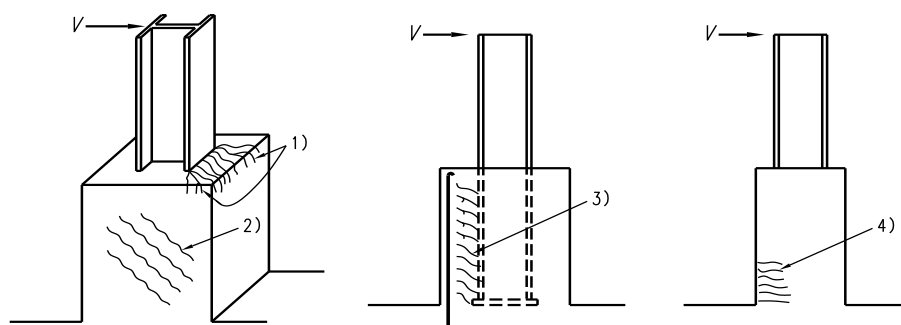


图15 外包式柱脚的主要破坏模式

随外包柱脚加高，外包混凝土上作用的剪力相应变小，但主筋锚固力变大，可有效提高破坏承载力。外包混凝土高度，通常取柱宽的 2.5 倍及以上。

钢柱向外包混凝土传递内力在外包混凝土顶部钢筋处实现，因此外包混凝土部分可按钢

钢筋混凝土悬臂梁设计。钢柱底板螺栓连接的弯矩在弹性设计时一般忽略不计。

外包式实腹柱柱脚在塑性结构中，应确保满足极限受弯承载力和受剪承载力的要求。弹性和弹塑性结构的外包式柱脚，应按地震组合内力进行外包式柱脚的设计。

外包式柱脚的计算简图如图 16，其极限承载力可按下列公式计算：

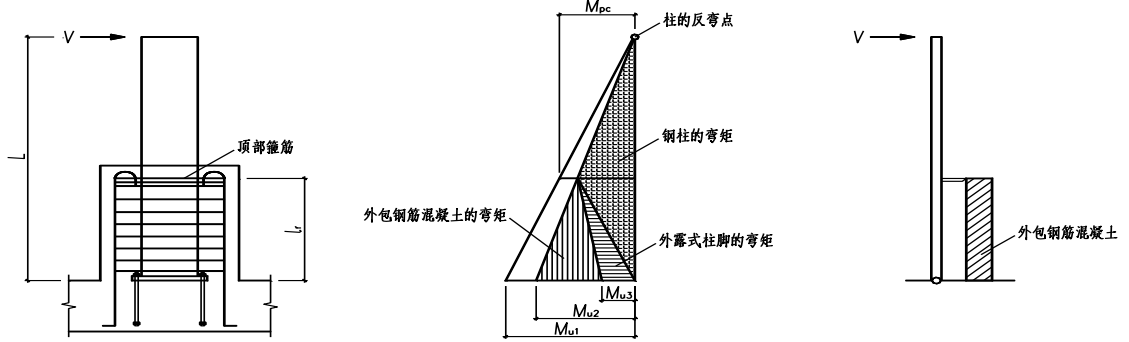


图16 外包式柱脚的计算简图

1) 极限受弯承载力：

$$M_{juba} = \min\{M_{u1}, M_{u2}\} \quad (39)$$

$$M_{u1} = M_{pc,N} / (1 - L_r / L_0) \quad (40)$$

$$M_{u2} = 0.9A_s f_{yk} h_0 + M_{u3} \quad (41)$$

式中： A_s ——外包层混凝土中受拉侧的钢筋截面面积；

f_{yk} ——受拉钢筋抗拉强度标准值；

h_{r0} ——外包混凝土截面有效高度；

M_{u1} ——考虑轴力影响，外包混凝土顶部箍筋处钢柱弯矩达到全塑性受弯承载力 $M_{pc,N}$ 时，按比例放大的外包混凝土底部弯矩；

L_0 ——钢柱底板到柱反弯点的距离，可取柱脚所在层层高的2/3；

L_r ——外包混凝土顶部箍筋到柱底板的距离；

M_{u2} ——外包钢筋混凝土的抗弯承载力与 M_{u3} 之和；

M_{u3} ——钢柱脚的极限受弯承载力。

2) 极限受剪承载力：

$$V_{juba} \geq M_{juba} / L_r \quad (42)$$

$$V_{juba} = b_e h_0 (0.7 f_{tk} + 0.5 f_{yvk} \rho_{sh}) + M_{u3} / L_r \quad (43)$$

式中： V_{juba} ——外包式柱脚的极限受剪承载力；

b_e ——外包层混凝土的截面有效宽度（钢柱至外包混凝土边的距离）；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值；

f_{yvk} ——箍筋的抗拉强度标准值；

ρ_{sh} ——水平箍筋的配箍率； $\rho_{sh} = A_{sh} / b_e s$ ，当 $\rho_{sh} > 1.2\%$ 时，取 1.2% ； A_{sh} 为配置在同一截面内箍筋的截面面积； s 为箍筋的间距。

5 埋入式、外包式柱脚的栓钉，从试验结果分析，对受弯、受剪极限承载力的影响很小。故此，条文仅对有抗拔要求的钢柱明确要求设置栓钉。

6 柱脚是其抗震设计的关键环节。外露式柱脚是震害多发部位，其表现形式是锚栓剪断、拉断，或拔出，原因就是锚栓的承载力不足。

(1) 塑性结构的实腹柱外露式柱脚，应满足极限受弯承载力的要求。

以力学的角度分析，实腹柱的外露式柱脚作为半刚性连接考虑更加合适。与钢柱的全截面屈服承载力相比，多数情况下柱脚由锚栓屈服所决定的塑性弯矩较小。外露式柱脚受弯时的力学性能主要取决于锚栓。如锚栓受拉屈服后能充分发展塑性，则承受反复荷载作用时，外露式柱脚的恢复力特性呈典型的滑移型滞回特性。但实际的柱脚，往往在锚栓螺杆屈服前，螺纹处就发生断裂，难有充分的塑性发展。并且，当柱截面大到一定程度时，设计大于其极限抗弯承载力的外露式柱脚往往十分困难。因此，当柱脚承受的地震作用大时，采用外露式既不经济，也不合适。

(2) 对于弹性结构和弹塑性结构，条文参考日本规范，给出了外露式柱脚按内力设计的方法。

日本把锚栓分为有延伸能力和无延伸能力两种。有延伸能力锚栓（《建筑结构用锻造成型螺纹锚栓》JSS II 13、《建筑结构用切削成型螺纹锚栓》JSS II 14），是指在锚栓杆全截面屈服前，螺纹部分不被拉断的螺栓，要求锚栓材料的屈强比不超过锚栓螺纹处有效截面积与螺杆截面积的比值。选用有延伸能力的锚栓时，锚栓屈服后柱脚可以发挥充分的塑性变形能力，柱底塑性耗能区在柱脚锚栓群处，柱脚连接也无需满足极限承载力的要求而采用外力设计法。对于无延伸能力的锚栓，柱脚极限承载力状态时应按锚栓不屈服进行设计。

对于采用无延伸能力锚栓和不满足能力设计要求的柱脚，日本采用一次设计的计算内力，并将其水平地震作用乘以 2~2.5 倍（框架为 2，与支撑相连的框架柱最大 2.5），进行锚栓的承载力设计。对于无延伸能力的锚栓，锚栓承载力按锚栓屈服强度乘以锚栓螺纹处有效截面积；而对于有延伸能力的锚栓，则按锚栓的螺杆截面积。

我国规范对锚栓的要求与日本的无延伸能力锚栓相当，对锚栓的弹性设计取的强度设计值约为其屈服强度的 0.6 倍，设计时一般按锚栓螺纹处有效截面积计算。经对比分析，采用 $q=1$ 的地震作用基本组合内力，乘以 1.2（框架柱脚）或 1.5（与柱间支撑相连的框架柱脚）的调整系数，与日本的要求大体相当。条文中，与柱间支撑相连的框架柱脚的调整系数大，是考虑到支撑在地震作用下受力变化大，并非计算可以完全囊括。

考虑到弹塑性结构和弹性结构在抗震验算时取性能系数 $q=1.5$ 和 $q=2$ ，为了减少重复计算，弹塑性结构（ $q=1.5$ ）的调整系数——框架取 0.8，框架支撑结构取 1.0；弹性结构（ $q=2$ ）调整系数——框架取 0.6，框架支撑结构取 0.75。

(3) 锚栓耗钢量占厂房钢结构耗钢量的份额很小，但对提高厂房框架抗震性能，防止坍塌的作用大。众所周知，考虑结构延性采用降低了的地震作用分析得到的结构内力，与遭遇强烈地震时的结构内力会有很大差异。这种差异不只是内力的大小变化，而且可导致不利内力的组合发生变化。如一些框架柱的受力，当采用降低了的地震组合分析时，呈受压弯状

态,或者拉力很小;而如采用中震、或 2/3 大震的地震动参数分析,框架柱可呈受拉弯状态,甚至拉力较大。对于柱脚锚栓的拉力更是如此,小震分析和强烈地震分析得到的锚栓拉力差距有时很大。因此,为了防止遭遇强烈地震时由于锚栓承载力过小而引起结构坍塌,需对采用计算内力设计的柱脚锚栓面积设置门槛值,即对锚栓抗拉承载力设置下限值,以防止不期而遇的强烈地震下柱脚锚栓断裂。另一方面,柱脚与钢结构框架的拼接一样,也应考虑其连续性要求。

(4) 一般情况下,要求锚栓不得承受柱底剪力。外露式柱脚应按规定设置剪力键,以可靠传递水平地震作用。

(5) 锚栓的锚固深度是指埋在混凝土中的锚栓直线段的长度。锚栓的锚固深度与锚栓钢材的强度和基础混凝土的强度紧密相关。锚栓末端有弯钩和机械锚固形式的埋置深度,可按下式计算:

$$l_{bd} \leq \text{Max}\{20d, 0.1\zeta f_y / f_t d\} \quad (9.2.11-7)$$

式中: l_{bd} ——锚栓的锚固深度;

d ——锚栓直径;

ζ ——与锚栓直径相关的参数,当锚栓直径小于等于 32mm 时取 1.0,大于 32mm 时取 $(132-d)/100$ 。

f_y ——锚栓钢材的屈服强度;

f_t ——基础混凝土抗拉强度设计值)。

一般情况下,锚栓直径小于 32mm 时,锚栓末端的弯钩和机械锚固形式以及技术要求可执行现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 第 8.3 节的规定;锚栓直径大于 32mm 时,容易导致锚栓埋置深度过大而增大基础的混凝土方量,可采用埋置深度不小于 20d 并锚栓末端采用加强型锚板比,按倒锥体进行基础混凝土抗冲切验算;大直径锚栓末端通常采用型钢锚固。

7 由于起重机荷载的移动属性,格构柱在正常使用状态和地震作用状态的荷载差异较大,框架的格构下柱不仅具有较大的抗震能力储备,而且具有比 H 截面上柱大得多的刚度。计算分析表明,格构柱单层厂房框架的塑性铰位置往往在上柱柱底,而不在柱脚。格构柱的受力特征是分肢受拉、压,与实腹柱受弯压的特征不同,所以,一般情况下,其柱脚可按调整地震作用组合的内力进行抗震设计。

格构柱插入式柱脚采用内力的方式进行抗震验算,习惯上不考虑 γ_{RE} 调整,这是偏向安全一方的。

10 单层钢结构

10.1 一般规定

围护材料轻型化，压型钢板墙屋面已十分普及，混凝土大型屋面板和大型墙板围护的厂房已罕见。因此，本标准仅对采用轻屋盖、轻型围护墙和尚需继续采用的砌体墙围护的单层钢结构厂房作出规定。

1 厂房平面和竖向布置的总原则，是尽量使结构的质量分布和刚度分布均匀，受力合理、变形协调。

2 钢结构厂房的刚度，一般较混凝土柱厂房要小，地震时容易发生碰撞。条文要求按计算确定防震缝的宽度，其值相当于要求遭遇罕遇地震作用时厂房基本不碰撞。防震缝宽度，是两侧厂房碰撞点高度的计算水平位移值之和，采用 $q=1$ 计算时可取不小于两侧厂房碰撞点高度的水平位移计算值之和的 6 倍；采用 $q=1.5$ 计算时，4 倍；采用 $q=2$ 计算时，3 倍。一般情况下，确定防震缝宽度时，无需采用设防烈度地震进行重复计算，按上述简化方法估计即可。

单层钢结构厂房防震缝与温度伸缩缝合一设计。轻型围护单层厂房往往多跨连绵，横向整体宽度很大，但一般可不设置沿柱全高的双柱纵向伸缩缝，而通过合理的构造形成防震缝（伸缩缝）。

3 单层厂房静力设计的侧移限值，由生产工艺要求、桥式起重机使用要求决定。计算分析表明，采用轻型墙屋面的厂房，抗震设计不必限制侧移，亦无需考虑二阶效应的影响。条文对采用砌体围护墙的厂房要求限制柱顶位移，是为了防止贴砌的砌体围护墙由于厂房结构位移过大而坍塌。

10.2 抗震验算（1）——结构地震作用计算

本节对单层钢结构厂房的抗震计算方法、计算模型、参数取值作出明确规定，并据其受力特征，补充条文 9.2.2 的性能系数取用规定。

1 结构受力和安全性是由风荷载作用控制而非地震作用控制的厂房，条文明确可以按非抗震钢结构进行设计。

2 H 形截面的截面等级，主要描述绕强轴弯曲的性能。一般的单层厂房，纵向框架柱与梁（或杆件）铰接，不形成耗能机构，故其抗震性能取决于柱间支撑的性能，其结构类别通常可划归为弹性结构 ES1，一般可采用 $q=2$ 进行抗震分析。

3 厂房正常使用状态和地震作用状态的荷载差异较大，并起重机荷载的移动属性，皆赋予支承桥式起重机的格构下柱的抗震能力储备较大，起重机的吨位越大格构下柱的能力储备就越大。唐山地震、阪神地震的震害调查资料表明，未见有单层钢结构厂房格构柱的震害发生。

格构式截面几乎无塑性展开的能力，格构杆件处于拉压工作状态，不会形成耗能机构。日本格构构件的试验表明，格构构件的塑性仅仅产生在构件端部。虽然端部的杆件本身具有较大的变形能力，但在整体变形中所占的比例一般都较小。

一般情况下，格构下柱的刚度比上柱要大得多。计算分析表明，强烈地震作用下，轻屋

盖单层厂房横向框架的塑性铰（最大应力区）位置在上柱底部，不在格构下柱。换言之，设置桥式起重机的单层厂房横向框架的结构类别，一般可认为是由其上柱与屋盖横梁构成的框架所决定。当格构下柱与生产操作平台或其他构筑物连接成整体时，可改变其受力特征，则需据具体情况分析决定。

综上所述，支承桥式起重机的格构下柱既无需耗能，也不能耗能，并且一般都有较大的抗震承载力储备，故通常可按弹性结构 ES1 的要求进行抗震设计。

4 厂房横向地震作用计算，应采用能反映厂房横向框架地震反应特点的单质点、两质点和多质点计算模型。

乘以增大系数以考虑高振型影响的经验简化方法，仅适用于钢筋混凝土柱厂房。横向或纵向不等高的厂房，不能采用底部剪力法计算，更不可采用乘以增大系数的方法来考虑高振型的影响，而应采用多质点模型振型分解反应谱法等方法计算分析。

5 厂房的纵向地震作用计算，可采用底部剪力法。鉴于反应谱曲线下降段的地震作用影响系数变化梯度大，结构的自振周期对地震作用的取值很敏感。考虑到围护墙对边柱列的刚度贡献很难准确预计，计算纵向柱列框架的地震作用时，可能会使所得的纵向中间柱列框架的基本周期相对偏长，因此厂房纵向中间柱列框架的计算周期宜采用折减系数予以修正。

6 纵向框架，H 形截面弱轴受弯布置时，柱间支撑约承担 85%以上水平地震作用，钢柱承担的很小。外露式柱脚属于半刚性连接，纵向柱列的锚栓间距小。采用这些传统构造做法的厂房纵向柱列框架，从其力学特征和为了简化计算考虑，基本都按柱脚铰接计算。然而，目前厂房广泛采用插入式柱脚，而钢管混凝土、钢管格构下柱和强轴受弯 H 截面双肢格构下柱采用插入式柱脚，可以承担较大的水平地震作用，已不宜采用柱脚铰接计算。

10.3 抗震验算（2）——结构构件地震作用及效应的调整

据单层厂房框架的受力特征，对需要调整地震作用和效应的构件，以及调整方法作出规定。

1. 柱间支撑框架的设计，不只是支撑斜杆及其连接，而应该把与其连接的柱、梁和基础、柱脚作为柱间支撑框架系统整体加以考虑。

（1）采用受拉强度型柱间支撑框架系统的抗震设计原则是“支撑斜杆必须先于相连梁柱屈曲和连接破裂之前受拉屈服”。单层厂房可采用“设防烈度作用下钢柱不屈曲，或支撑屈服时钢柱不屈曲”作为抗震设计控制准则。换言之，采用设防烈度的地震动参数计算，X 形支撑的拉力作用下上柱不屈曲，就满足了抗震要求。

柱间支撑不宜过小，也不宜过大。轻屋盖单层厂房的 X 形布置支撑，适宜于采用拉伸强度型支撑（B2-2 级，B3 级长细比大于 130 时）。震害调查表明，拉伸强度型支撑易使 H 形截面上柱绕弱轴整体失稳。条文要求 X 形支撑受拉杆的应力比，大体上是使支撑杆遭遇设防烈度地震时基本能达到屈服状态。同时，要求对上柱验算支撑屈服条件下的稳定性和柱间支撑开间柱顶系杆的稳定性。斜杆与柱顶连接、尖顶与吊车梁系统连接的 V 形上柱支撑，与 X 形支撑同等要求。

支撑过大或过强，可能导致钢柱整体屈曲。因此，支撑杆宜采用 GJ 钢。施工现场支撑杆采用高强钢替代低碳钢应由计算确定。

（2）长细比大于 130 的支撑，可接单根支撑受拉计算，也可按拉压共同作用计算。长

细比大于 55 时，考虑拉压杆共同作用可采用下式进行验算：

$$N_t = \frac{1}{(1 + \eta_{br} \varphi_i)} \frac{V_{bi}}{\cos \theta} = \frac{1}{(1 + 0.3 \varphi_i)} \frac{V_{bi}}{\cos \theta} \quad (1)$$

式中： N_t ——第 i 节间支撑斜杆抗拉验算时的轴向拉力设计值；

V_{bi} ——第 i 节间支撑承受的地震剪力设计值；

φ_i ——第 i 节间支撑斜杆的轴心受压稳定系数；

θ ——支撑斜杆与水平面的夹角。

(3) 采用 Δ 形斜杆加横杆的柱间支撑框架系统，单层厂房可采用“设防烈度作用下， Δ 形支撑斜杆及其尖顶横梁皆不屈曲”作为抗震设计控制准则。

Δ 形斜杆加横杆的柱间支撑，需按压杆进行设计，即视作桁架（横杆与斜杆的汇交点为铰）进行设计。但横杆的长细比选择时，不得把横杆与 Δ 形斜杆的汇交点作为支点。

2 厂房的竖向地震作用具有局部性，不需从整体结构的角度考虑，而只需考虑构件本身及其支承构件。例如，在某一跨的竖向地震作用，不需考虑传递到另一跨。一般情况下，厂房屋盖的一些简支构件，竖向地震作用由规定的构件自身及其连接承受，不需考虑传递给其它构件。但直接传递竖向地震作用的构件，需计入屋盖横梁传至的竖向地震作用。典型构件如跨度小于 24m 的托架，虽其本身不需考虑竖向地震作用，但当其支承跨度大于 24m 的屋盖横梁时，托架及其与钢柱的连接应考虑承受屋盖横梁传来的竖向地震作用。

对于屋盖横梁、支承桁架上设置较重设备的情况，由于轻屋盖厂房的框架构件往往较轻柔，因此，不论其跨度大小都应计算竖向地震作用。

10.5 抗震验算（4）——柱间支撑的抗震设计

柱间支撑是单层钢结构厂房抗震的关键环节，但对耗钢量的影响却较小。厂房纵向柱列往往只有柱间支撑一道防线，却是震害多发部位。因此，应深刻认识柱间支撑框架系统（柱间支撑及与其相连的周边钢柱所形成框架，还包括基础拉梁以及柱脚锚栓）对抵御地震作用的重要性。条文对柱间支撑的布置以及构造措施作出具体规定。

当纵向柱列柱间支撑开间设置连接基础的基础梁时，下柱柱间支撑可采用对称布置的单斜杆。单斜杆底端与基础梁连接，顶端与框架柱连接。

有条件时，支撑斜杆下端宜与基础通过预埋件连接，使支撑力直接传递给基础。

10.6 抗震验算（5）——屋盖支撑抗震设计

屋盖水平支撑的布置原则，是期望屋盖水平荷载能有效传递并均匀分布于结构整体。屋盖支撑系统（包括系杆）的布置和构造需要满足的主要功能是：保证屋盖的整体性（主要指

屋盖各构件之间不错位)、屋盖横梁平面外的稳定性,保证屋盖和山墙水平地震作用传递路线的合理、简捷,且不中断。

1 屋面檩条不仅承受和传递竖向荷载,而且往往兼作屋盖横梁上弦(上翼缘)的通长水平系杆,也往往兼作屋盖横向水平支撑的直压杆。因此,屋面檩条是屋盖支撑的一部分,应优先选用刚度大且受力可靠的结构形式。

设置50t以上桥式起重机的单层钢结构厂房的经济柱距,大体为12m~18m,冷弯薄壁型钢一般不能直接作为檩条,通常采用高频焊接薄壁H型钢檩条,间或也采用简支轻型桁架檩条。柱距小的厂房以及轻型门式刚架厂房则通常采用冷弯薄壁型钢。

2 厂房屋盖支撑的布置与起重机吨位及其工作制有关。静力设计许可时,宜将主要横向支撑设置在屋架上弦(上翼缘)平面,水平地震作用通过上弦(上翼缘)平面传递。相应地,屋架亦应采用端斜杆上承式。端斜杆上承式屋架支座处传力较好,安装时的稳定性也好,并且,一般可不考虑屋架受力后的弹性伸长影响(上弦的压缩变形弥补了屋架受荷下挠伸直时的支座向外推移)。

一般情况下,屋盖横向支撑宜对应于上柱柱间支撑布置,故其间距通常取决于柱间支撑间距。

设置横向支撑开间的柱顶刚性系杆或竖向支撑、屋面檩条应加强,使屋盖横向支撑能通过屋面檩条、柱顶刚性系杆或竖向支撑等构件可靠地传递水平地震作用。但当采用下沉式横向天窗时,应在屋架下弦平面设置封闭的屋盖水平支撑系统。

屋盖纵向水平支撑的布置比较灵活。除了需满足静力设计时的要求外,抗震设计应据具体情况综合分析,以达到合理布置纵向水平支撑的目的。

轻屋盖的天窗逐步由玻璃纤维增强聚酯采光板代替,但传统矩形天窗尚在少量应用,产品化的轻型圆弧形气楼开始流行。条文据屋面围护轻型化的进展,简化传统矩形天窗的布置,补充轻型圆弧形气楼的布置要求。

11 多层钢结构

11.1.2 工业建筑多层钢结构应考虑以下特点。

1 工业建筑中，当用花纹钢板、钢格板或无楼板的钢结构时，不符合刚性楼面假定的要求，故可不进行平面扭转的规则性判别；

2 工业建筑中，当设备或设备支撑结构局部振型的质量参与比较大时，水平支撑及设备层平台梁不建入到结构模型中，会对局部振型产生很大影响，造成地震作用计算不安全。

11.1.3 对外露式柱脚的限制，是由于其延性较差，在大震时不能很好的形成塑性铰进行耗能。当采用塑性结构进行设计时，靴梁式外露式柱脚通过长螺杆屈服后变形有一定耗能能力。

附录 A 大跨度料场封闭结构

A.1 一般规定

A.1.1: 大跨度料场封闭结构（图 1）主要解决露天料场扬尘带来的环境问题，该类建筑主要功能是对露天料场进行覆盖，起围护作用，使用期间人员较少。该类结构抗震设计如采用与民用建筑相同的标准，将增加工程建设费用。因此有必要根据建筑功能和使用要求编制抗震设计标准，明确不同跨度料场封闭结构抗震分析和设计的方法。

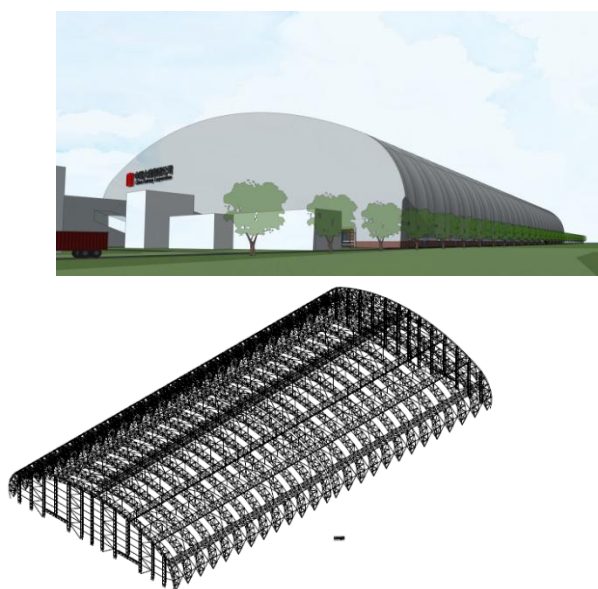


图 1 料场封闭结构示意图

A.2 抗震计算原则

A.2.1: 大跨度封闭料场结构通常自重轻，地震力小，因此地震组合工况往往不是设计控制工况。这时采用高强度-低延性的抗震设计方法，可以简化钢结构的构造措施，节省钢材用量。此时性能系数可取 $q=2.0$ 。

A.2.3: 本条的第 2 款主要针对屋盖钢结构与下部混凝土支承结构协同分析时的阻尼比取值。工程设计中一般按 0.025-0.035 之间取值，具体数值与屋盖钢结构和下部混凝土支承结构的组成比例有关。当下部支承为混凝土短柱或短墙时，考虑到此时下部支承刚度比较大，对阻尼的贡献比较小，其协同工作的阻尼比可取小值。若从基础顶面计算的短柱或短墙的高

度小于或等于 1.5m，其协同工作的阻尼比可按 0.025 取值。

A.2.5: 对于大跨度料场封闭结构，结构的振型一般比较密集，只考虑前几阶振型的贡献是不够的，应考虑多振型的影响。按照《空间网格结构技术规程》（JGJ7-2010）第 4.4.8 条的规定，对于网架结构宜至少取前 10~15 个阵型，对于网壳结构宜至少取前 25~30 个阵型，对于体型复杂或重要的大跨度空间网格结构需要取更多振型进行效应组合。考虑到大跨度料场封闭结构有多种形式，很难用一个具体数目规定应参与组合的振型数，所以此处按照振型参与质量达到总质量 90%所需的振型数来控制。

A.2.7: 对于料场封闭结构，考虑到使用功能和震害后果，其变形要求可适当放宽，此处比一般公共大跨度建筑放宽 20%。

A.4 基础设计

A.4.1: 在大跨度料场封闭结构的基础设计中，水平荷载往往起控制作用，包括水平力（风、地震）传给基础的荷载和堆载对基础的水平荷载，因此基础或桩基的抗水平力计算是基础设计的要点。特别是对于桩基，合理利于基础侧面土的被动土压力可以大大降低桩的使用数量。这就要对基础侧面土的回填有明确的要求以确保被动土压力的实现，并应提出防止在料场使用期间基础侧面土发生人为损坏的可能性。

附录 D 不锈钢结构

D.0.1 根据目前我国不锈钢结构发展情况，目前只针对这三类建筑。

D.0.6 不锈钢的拉伸应力应变曲线无明显的屈服平台，更适用于应用高强度-低延性的弹性结构理念进行抗震设计。

附录 E 铝合金结构

E.1 一般规定

E.1.1 根据目前我国铝合金结构使用情况，目前只针对这三类建筑。

E.1.3 不锈钢与铝合金构件间无电化学腐蚀作用且采用不锈钢构件可以提高节点域刚度。

E.2.2 铝合金的拉伸应力应变曲线无明显的屈服平台，更适用于应用高强度-低延性的弹性结构理念进行抗震设计。

附录 F 部分填充钢-混凝土组合构件

F.0.1: 部分包覆钢-混凝土组合构件 (The member of partially encased composite structures of steel and concrete, 简称 PEC 构件) 主要由 H 钢等开口截面主钢件和混凝土组成。从 1980 年代起, 欧洲工程界着手研究这类构件的力学性能并已广泛用于多层以及高层建筑结构, 其设计与构造要求已纳入欧洲组合结构规范 (EC4), 常用的构件一般由 H 形截面的型钢或焊接钢、混凝土、箍筋、纵筋与栓钉组成, 箍筋分布在腹板两侧, 栓钉连接在腹板上; 有的截面构造则不设置栓钉, 而使用穿过腹板的箍筋。1990 年代后期, 加拿大 Canam 公司研发推广了较大翼缘宽厚比的薄柔截面焊接钢, 在翼缘之间设置拉杆 (Link) 来提高其局部稳定性。

PEC 构件与型钢混凝土构件的截面构成类似, 承载机理相近, 因此欧洲组合结构规范 (EC4) 对两者的极限承载力采取了相同的计算假定与方法。但其与型钢混凝土构件截面形式的最大区别在于部分钢骨位于截面外周, 对构件的弯曲刚度和受弯承载力的贡献远远高于型钢混凝土中的钢骨, 另一方面, 纵筋布置在主钢件的内侧, 离中和轴距离较近, 对构件弯曲刚度和受剪承载力的贡献较小。这一材料布置形成了不同于型钢混凝土的受力特点, 例如外周钢板件的局部稳定性不同于型钢混凝土构件, 纵筋的作用减少。自 1990 年代以来欧美研究者进行的相关试验, 已充分支持了欧洲规范的合理性和适用性; 2000 年以来我国研究者也进行了许多试验, 为本标准的编制提供了依据。研究表明, 与钢骨存在于内核的型钢混凝土构件相比, 在截面外包尺寸和含钢率相同的条件下, PEC 构件的抗弯刚度与承载力都高于型钢混凝土构件。研究还表明, 不设置栓钉或其他抗剪连接件的试件, 其钢-混凝土也能共同受力, 达到并超过塑性极限状态对应的理论承载力。实际工程应用这些构件时, 在层高和柱跨之间构件的长度有限、且两端都有实际存在的限制混凝土纵向变形的约束, 加上其他构造措施, 都能使钢-混凝土共同变形和受力。

PEC 构件中的主钢件可以为单 H 形截面, 也可以为两个或多个 H 形截面焊接组合。本标准规定了主钢件为单 H 形截面的构件计算方法与构造要求。采用其他主钢件形式时, 其计算规定还需进一步研制。

主钢件可以采用型钢, 也可以采用焊接截面。焊接截面可以采用宽厚比较大的板件, 起到节省钢材的作用; 但采用型钢有利于标准化、模数化的设计, 也能获得较高综合效益。

当构件采用较大截面尺寸时, 可以在混凝土中设置纵筋、箍筋和栓钉等钢配件, 当构件采用较小截面尺寸或设计荷载较小时 (例如低多层建筑框架柱、楼面梁等), 可以设置纵筋、连杆等钢配件, 连杆主要用于提高 H 钢翼缘的板件稳定性。

F.0.2 在欧美国家的工程实践和我国的试点工程中, 已将 PEC 构件用于多层及高层建筑

的框架柱与梁。PEC 构件受轴压时，刚度、截面承载力及构件整体稳定性都显著高于纯钢构件，因此，适用于两端铰接的轴心受压柱，也可应用于以受压为主的支撑构件。后者可能存在于承受竖向重载但不遭受高周疲劳荷载的工业建筑结构中，但这类结构遭遇地震作用时可能使支撑受到较大拉力，此种情况下，应考虑混凝土退出工作的设计条件。

本条第 2 款针对既有钢结构改变用途、加层、改扩建、灾后修复加固或延长使用年限等情况下将结构改为部分包覆钢-混凝土组合构件的需要。

本条第 3 款根据 PEC 构件的变形能力，规定其能够适用的框架结构容许变形，适用于抗震设计以及结构在静力荷载组合条件下的设计。大量构件试验对其变形能力提供了充分的支持。需要说明的是，对于柱脚铰接、柱头刚接的排架柱，采用本款规定的层间弹性相对位移作为变形限值是过于严苛的，宜根据所设计工程的实际情况予以放宽。

一般而言，PEC 构件在使用中，混凝土上因温度胀缩和应力作用出现微小裂纹，以及钢-混凝土截面上的局部分离等不可避免，但其对构件整体刚度、承载力及变形能力的影响都非常有限。但在弯矩、剪力等高周反复作用时，由于损伤累积和不可逆的扩展，将降低构件的刚度和耐久性。目前对此的研究尚不充分，故本条第 4 款规定其不宜应用于吊车梁等构件。

F.0.3 PEC 构件中主钢件受压翼缘的局部稳定临界应力高于纯钢构件受压翼缘的局部稳定临界应力。基于能量方法所做的理论分析表明，板件失稳临界应力与屈服强度相等时的外伸部分宽厚比可达 $35\epsilon_k$ （李炜：部分组合钢-混凝土梁试验研究，同济大学申请硕士学位论文，2015），故相较于纯钢构件，受压翼缘的宽厚比限制可以放宽。表 F.0.3 采取了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 中对部分包覆钢-混凝土组合构件受压翼缘的规定。其中，截面分类 1 是对于构件段形成塑性铰的要求，此时，混凝土已处于压溃状态，钢翼缘按无面外约束板件考虑，故与普通钢构件的宽厚比规定一致；其他分类则考虑了混凝土对钢翼缘板件的面外约束作用。虽然其局部失稳的临界宽厚比为 $35\epsilon_k$ ，工程设计时可按最大宽厚比不超过 $30\epsilon_k$ 加以限制，以考虑板件初始变形等不利影响。事实上，板件宽厚比还受加工制作约束，宽厚比过大的板件在焊接主钢件时容易产生较大变形，是不适宜采用的。

本条第 2 款考虑了轴心受压柱与压弯框架柱不同的性能要求，即不需要形成充分的塑性转动能力，其受压翼缘宽厚比满足第 1 款截面分类 2 即可保证截面的轴压极限承载力。

本条第 3 款考虑支撑构件往复压弯的可能，要求其受压翼缘宽厚比满足第 1 款截面分类 1。当框架-支撑结构抗震等级为三、四级或非抗震设计时，可按满足截面分类 2 设计。

主钢件腹板受到两侧混凝土的约束，局部失稳受到抑制。但考虑极限状态下混凝土受损后对腹板的约束作用降低，仍需对其板件高厚比予以适当限制。本条第 4 款参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 规定。

本条第 2 第 5 款参考了欧洲规范 1998-1: 2004 第 7.6.5 条第（4）款的规定内容，并经过多项滞回试验结果予以确认（列举试验报告名称，插入不同宽厚比受弯、压弯构件的试验曲线）。该款基于连杆可有效约束受压翼缘外伸部分在塑性阶段的局部失稳，故可仅要求覆

盖构件最大弯矩所在附近的区域。当弯矩分布较为均匀时，弯矩超过构件上最大弯矩 0.8 倍的范围内均宜满足连杆设置的要求，以保证其塑性承载和变形能力。

F.0.4 钢配件的构造要求需根据所采用构件的具体情况予以确定。

F.0.5 进行结构分析时，构件的轴向刚度、抗弯刚度、抗剪刚度均采用全截面材料有效的假定，按各组成部分的刚度线性组合的方式进行计算。实验表明，由于构件中的各种钢配件存在，特别是构件两端端板的约束，钢-混凝土在弹性阶段能够按变形协调的方式共同受力；两种材料界面之间即使存在构造裂纹，以及在较低的拉应力作用下混凝土表面也发生细小裂纹，但按本条规定的叠加方式计算的刚度，能够与构件的实验值有较好吻合。

F.0.6 本条第 1 款为轴心受压构件的截面强度计算。短柱轴压试验结果表明，柱子在极限承载力之前，钢与混凝土能够很好的协同工作，这种组合结构短柱最终的破坏模式主要是混凝土压碎，主钢件在横向连杆间翼缘发生局部屈曲。基于叠加原理，建立了部分包覆钢-混凝土组合柱轴压承载力计算公式。由下表可见，计算结果与试验结果吻合良好。

轴压强度试验值和理论值对比						
文献来源	试件编号	长宽比 (L_0/b_f)	相对长细比 λ	N_u (kN)	N (kN)	N/N_u
Tremblay, 1998	C-2	5	0.212	10033	10100	1.007
	C-3	5	0.212	9985	9690	0.970
	C-4	5	0.212	9905	9390	0.948
	C-5	5	0.214	10291	10000	0.972
	C-6	5	0.204	8522	7650	0.898
	C-7	5	0.211	4367	4280	0.980
Tremblay, 2002	C-8	5	0.212	18006	16470	0.915
	C-9	5	0.212	18023	16610	0.922
	C-10	5	0.212	17965	16240	0.904
	C-11	5	0.205	15905	14930	0.939
	C-12	5	0.212	17994	17450	0.970
Tremblay, 2003	P-1	5	0.218	4878	4770	0.978
	P-2	5	0.218	4878	4670	0.957
	P-3	5	0.218	4878	4790	0.982
	P-4	5	0.218	4878	4975	1.020
	P-5	5.222	0.220	9235	9225	0.999

文献来源	试件编号	长宽比 (L_0/b_f)	相对长细比 λ	N_u (kN)	N (kN)	N/N_u
Bergmann, 2000	V1	5.1	0.238	695	8	1
		72		4	867	.275
Prickett, 2006	H1	5	0.192	738 7	7 380	0 .999
	H2	5	0.194	752 4	7 570	1 .006
	H3	5	0.239	113 88	1 2340	1 .084
	H4	5	0.237	112 55	1 1860	1 .054
	H5	5	0.241	116 17	1 2390	1 .067
	H6	5	0.224	100 34	1 2180	1 .214
	H7	5	0.229	104 93	1 1890	1 .133
赵根田, 2012	PECC-1	4	0.156	192 2	2 108	1 .097
	PECC-2	4	0.151	179 2	1 867	1 .042
	PECC-3	4	0.159	198 3	2 558	1 .290
	PECC-4	4	0.149	175 3	1 688	0 .963
	PECC-5	4	0.158	211 9	2 382	1 .124
	PECC-6	4	0.159	212 9	2 664	1 .251
	PECC-7	4	0.159	212 9	2 559	1 .202
	PECC-8	4	0.154	214 8	2 178	1 .014
	PECC-9	4	0.166	264 5	3 110	1 .176
吴波, 2016	FT8-S400-R0	5	0.189	678 8	7 753	1 .142
	FT8-S400-R20	5	0.191	699 1	7 850	1 .123
	FT8-S400-R33	5	0.191	699 1	7 906	1 .131
	FT8-S200-R0	5	0.189	684 9	8 136	1 .188
	FT8-S200-R20	5	0.191	699 1	8 200	1 .173
	FT8-S200-R33	5	0.191	699 1	8 272	1 .183
	FT8-S120-R33	5	0.191	699 1	8 343	1 .193
	FT10-S200-R33	5	0.185	690 6	8 185	1 .185
	FT8-S400-R30-E0	5	0.193	745 7	7 134	0 .957
	FT8-S200-R30-E0	5	0.198	745	7	0

文献来源	试件编号	长宽比 (L_0/b_f)	相对长细比 λ	N_u (kN)	N (kN)	N/N_u
				7	150	.959
		平均值				1.060
		标准差				0.111

注：（1） N_d 为根据公式计算得到的极限轴压力； N 为试验极限轴压力。（2） L_0 为试件计算长度； b 为PEC柱截面宽度。

本条第2款为轴心受压构件的整体稳定性计算要求。本条中关于稳定系数的取值的规定，系根据主钢件为双轴对称单一H形截面（包括轧制、冷成型或焊接钢截面）的轴心受压构件的试验和数值计算结果确定的。整体稳定计算时按组合截面计算截面回转半径。选用稳定系数曲线时，根据主钢件钢材屈服强度，对截面强轴采用《钢结构设计标准》GB 50017规定的b曲线，对截面弱轴，采用规定的c曲线。按组合截面计算的回转半径与纯钢截面的回转半径关系大致为：强轴 $i_x=0.967i_{x\text{钢}}$ ，弱轴 $i_y=1.068i_{y\text{钢}}$ 。由下表对比可见，公式计算结果与试验结果吻合良好。

轴压稳定试验值和理论值对比

文献来源	试件编号	长宽比 (L_0/b_f)	相对长细比 λ	稳定系数 φ	N_d (kN)	N (kN)	N/N_d
Bergmann, 2000	V5	5.17	0.280	0.927	8	1	1
		2			446	0672	.264
	V10	5.17	0.284	0.925	9	1	1
		2			278	1170	.204
Tremblay, 2003	CL-1	20	0.845	0.587	5	7	1
					960	440	.248
	CL-2	20	0.845	0.587	5	5	0
					966	770	.967
	CL-3	20	0.844	0.587	5	6	1
					942	670	.122
Pereira, 2016	P1	8	0.373	0.873	9	9	0
					78	43	.964
	P1R	8	0.373	0.873	9	9	0
					78	74	.996
	P2	8	0.370	0.875	9	9	0
					62	54	.991
	P2R	8	0.370	0.875	9	9	0
					62	50	.987
陈以一, 2017	N-S200	10	0.816	0.604	3	3	1
					159	773	.194
赵根田, 2019	PEC1-1	9	0.355	0.884	2	2	1
					014	222	.103
	PEC1-2	9	0.355	0.884	2	2	1
					014	835	.408
	PEC1-3	9	0.355	0.884	2	2	1
					014	556	.269
	PEC1-4	9	0.355	0.884	2	2	1
					014	688	.335
	PEC1-5	9	0.355	0.884	2	2	1
					014	555	.269

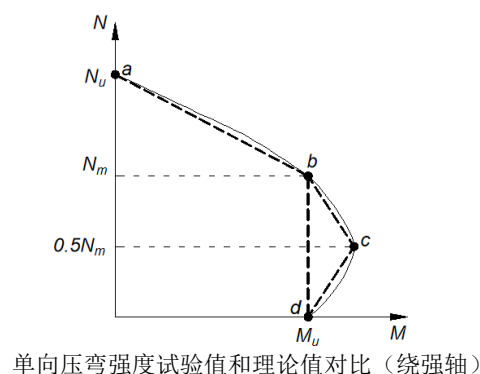
PEC1-6	9	0.355	0.884	2 014	2 782	1 .382
PEC2-1	10	0.408	0.852	2 597	3 284	1 .265
PEC2-2	10	0.408	0.852	2 597	3 255	1 .253
PEC2-3	10	0.408	0.852	2 597	3 297	1 .269
PEC2-4	10	0.409	0.852	2 906	3 653	1 .257
PEC3-1	9	0.364	0.878	2 439	2 718	1 .114
PEC3-2	9	0.364	0.878	2 439	2 765	1 .134
平均值	1.182		标准差		0.136	

注：(1) N_d 为根据公式计算得到的极限轴压力； N 为试验极限轴压力。(2) L_0 为试件计算长度； b 为 PEC 柱截面宽度。

F.0.7 本条第 4 款考虑到主钢件平行剪力方向的板件都能满足受剪承载力要求，因此对受剪承载力计算进行了简化，即仅考虑主钢件腹板的受剪承载力。当按本条规定不能满足受剪承载力的要求时，可以参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的规定，考虑腹部钢筋混凝土对受剪承载力的贡献。根据欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的建议，可以采用剪力分配法进行设计。总的设计剪力 V 可以分解成 V_a 和 V_{cs} 两部分， V_a 由钢梁截面承担， V_{cs} 由腹部的钢筋混凝土截面承担，两部分剪力与主钢件和混凝土部分分担的受弯承载力成比例。

本条第 5 款考虑剪应力对受剪板件的塑性受弯承载能力有影响，根据 Mises 屈服准则，将这一影响换算为受剪板件上受弯承载力的折减。而主钢件满足截面分类 3 时，主钢件截面应力在弹性范围，不考虑此项折减。

F.0.8 截面压弯承载力按极限状态分析得到的 N - M 相关曲线为抛物线型，欧洲规范 (Eurocode 4) 将其简化为三折线型 $abcd$ ， a 点对应于轴心受压， b 点轴向承载力为 c 点的二倍， c 点对应于受弯承载力最大点， d 点对应于纯弯，见下图。分析表明在大多数情况下 Nm 下方曲线外凸程度不大，即 bcd 所围三角形面积较小。本规程为便于应用并与双向压弯截面承载力计算公式相衔接，将其进一步简化为二折线 abd 。和下表所列短柱偏压试验结果比较，公式计算结果偏于安全。



文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/h)	相对长细比 λ_x	N/N_m x	M/M_{ux}	公式 6.4.1-1 计算值	公式 6.4.1-2 计算值
Elnas hai, 1991	EM01	4.8 39	0.147	0.71 0	1.3 23	1.323	-
	IC01	4.8 39	0.147	0.71 0	1.3 42	1.342	-
	EM02	4.8 39	0.147	1.42 1	1.2 55	-	1.368
	IC02	4.8 39	0.147	1.42 1	1.2 59	-	1.372
Berg mann, 2000	V3	5	0.172	3.04 6	0.9 55	-	1.505
	V7	5	0.200	2.45 1	1.0 85	-	1.526
	V8	5	0.200	4.24 5	1.8 80	-	2.865
	V12	5	0.207	2.41 9	1.1 44	-	1.560
	V13	5	0.207	2.43 0	1.1 49	-	1.568
	V14	5	0.207	4.16 6	1.9 70	-	2.898
	V17	5	0.203	2.45 1	1.1 33	-	1.566
	V23	5	0.187	2.51 2	1.0 15	-	1.477
	V24	5	0.203	2.40 3	1.1 11	-	1.529
Bouc he, 2003	B1-X1	5	0.167	2.85 3	0.9 06	-	1.362
	B1-X2	5	0.167	2.80 4	0.8 90	-	1.334
	B1-X3	5	0.167	4.18 5	0.3 09	-	1.093
	B1-X4	5	0.167	4.37 2	0.3 12	-	1.142
	B2-X1	5	0.167	3.00 3	0.9 61	-	1.454
	B2-X2	5	0.167	3.13 7	1.0 12	-	1.537
	B2-X3	5	0.167	4.58 1	0.3 38	-	1.218
	B2-X4	5	0.167	4.58 2	0.3 28	-	1.209
赵根 田, 2008	PECC-1	6	0.201	3.11 4	0.8 83	-	1.406
	PECC-2	6	0.200	3.99 3	0.4 93	-	1.236
	PECC-3	6	0.202	4.67 5	0.6 14	-	1.516
	PECC-4	6	0.194	4.35 1	0.5 30	-	1.455
	PECC-5	6	0.194	3.25 3	0.8 72	-	1.496

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/h)	相对长细比 λ_x	N/N_m x	M/M_{ux}	公式 6.4.1-1 计算值	公式 6.4.1-2 计算值
赵根田, 2009	PECC-6	6	0.190	$\frac{4.07}{3}$	$\frac{0.5}{14}$	-	1.450
	PECC-7	6	0.192	$\frac{3.14}{3}$	$\frac{0.8}{78}$	-	1.526
	PECC-8	6	0.191	$\frac{2.80}{5}$	$\frac{1.0}{65}$	-	1.612
	PECC-1	4	0.127	$\frac{3.44}{6}$	$\frac{0.8}{89}$	-	1.672
	PECC-2	4	0.132	$\frac{3.36}{7}$	$\frac{0.9}{52}$	-	1.534
	PECC-3	4	0.130	$\frac{3.56}{5}$	$\frac{0.9}{19}$	-	1.626
	PECC-4	4	0.134	$\frac{3.88}{1}$	$\frac{1.0}{73}$	-	1.789
	PECC-5	6	0.205	$\frac{0.59}{8}$	$\frac{1.2}{28}$	1.228	-
	PECC-6	6	0.203	$\frac{0.51}{1}$	$\frac{1.5}{31}$	1.531	-
Kim, 2012	C6	$\frac{3.4}{62}$	0.180	$\frac{1.96}{9}$	$\frac{0.6}{77}$	-	0.935
	C7	$\frac{3.4}{62}$	0.180	$\frac{2.66}{5}$	$\frac{0.4}{58}$	-	0.902
Prickett, 2006	H8	5	0.205	$\frac{5.89}{2}$	$\frac{0.4}{11}$	-	1.412
	H9	5	0.209	$\frac{3.87}{6}$	$\frac{1.1}{07}$	-	1.687
平均值						1.443	1.510
标准差						0.168	0.395

表中 N 、 M 为试验极限轴压力和试验极限弯矩； N_m 、 N_u 和 M_u 按本条公式计算，但采用试验实测的钢材屈服强度和混凝土轴心抗压强度； L_0 为试件计算长度； h 为 PEC 柱截面高度。把试验数据代入设计公式中，若其值（即上表中最后一列）大于 1，说明设计公式偏安全。

单向压弯强度试验值和理论值对比（绕弱轴）

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/B)	相对长细比 λ_y	N/N_{my}	M/M_{uy}	公式 6.4.1-1 计算值	公式 6.4.1-2 计算值
Bergmann, 2000	V2	5	$\frac{0.2}{33}$	$\frac{4}{.367}$	$\frac{1}{.413}$	-	2.383
	V4	5	$\frac{0.2}{33}$	$\frac{2}{.020}$	$\frac{1}{.307}$	-	1.601
	V6	5	$\frac{0.2}{74}$	$\frac{3}{.042}$	$\frac{1}{.306}$	-	2.051
	V9	5	$\frac{0.2}{74}$	$\frac{3}{.144}$	$\frac{1}{.350}$	-	2.132
	V11	5	$\frac{0.2}{79}$	$\frac{2}{.825}$	$\frac{1}{.363}$	-	2.103

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/B)	相对长细比 λ_y	N/N_{my}	M/M_{uy}	公式 6.4.1-1 计算值	公式 6.4.1-2 计算值
	V15	5	0.2 79	1 .328	1 .281	-	1.414
	V16	5	0.2 79	2 .796	1 .348	-	2.077
	V18	5	0.2 73	1 .328	1 .225	-	1.353
	V19	5	0.2 52	1 .456	1 .113	-	1.264
	V20	5	0.2 73	1 .145	1 .056	-	1.113
	V21	5	0.2 52	1 .533	1 .172	-	1.347
	V22	5	0.2 73	1 .227	1 .132	-	1.220
	V25	5	0.2 52	1 .677	1 .282	-	1.505
	V26	5	0.2 73	1 .550	1 .430	-	1.644
	V27	5	0.2 52	1 .735	1 .326	-	1.568
	V28	5	0.2 73	1 .368	1 .262	-	1.406
	V29	5	0.2 52	1 .902	1 .454	-	1.751
	V30	5	0.2 73	1 .408	1 .299	-	1.458
Bouch e, 2003	B1-Y1	5	0.2 01	1 .503	0 .755	-	1.015
	B1-Y2	5	0.2 01	1 .670	0 .839	-	1.185
	B1-Y3	5	0.2 01	2 .184	0 .301	-	0.913
	B1-Y4	5	0.2 01	2 .712	0 .195	-	1.080
	B2-Y1	5	0.2 01	1 .608	0 .876	-	1.190
	B2-Y2	5	0.2 01	1 .661	0 .884	-	1.225
	B2-Y3	5	0.2 01	2 .553	0 .351	-	1.154
	B2-Y4	5	0.2 01	2 .650	0 .364	-	1.217
Pricket t, 2006	H8	5	0.2 38	1 .861	0 .671	-	1.674
	H9	5	0.2 44	1 .197	1 .798	-	2.032
	H10	5	0.2 45	1 .577	0 .632	-	1.326
	H11	5	0.2 45	1 .040	1 .181	-	1.229
赵根 田, 2015	PECC-1	5	0.1 85	1 .945	0 .910	-	1.304

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/b)	相对长细比 λ_y	N/N_{my}	M/M_{uy}	公式 6.4.1-1 计算值	公式 6.4.1-2 计算值
	PECC-2	5	0.1 94	2 .426	0 .894	-	1.370
	PECC-3	5	0.1 94	2 .883	0 .923	-	1.463
	PECC-4	5	0.1 85	1 .519	1 .057	-	1.273
	PECC-5	5	0.1 94	1 .990	1 .093	-	1.423
	PECC-6	5	0.1 94	2 .174	1 .003	-	1.340
	PECC-7	5	0.1 94	1 .961	1 .146	-	1.421
吴波, 2016	FT8-S400-R0-E120	5	0.1 96	1 .725	1 .682	-	2.116
	FT8-S400-R30-E120	5	0.1 94	1 .582	1 .563	-	1.906
	FT8-S200-R30-E60	5	0.1 94	2 .236	1 .112	-	1.839
	FT8-S200-R30-E120	5	0.1 95	1 .712	1 .676	-	2.097
	FT8-S120-R30-E120	5	0.1 95	1 .754	1 .667	-	2.114
	FT10-S200-R30-E120	5	0.1 88	1 .682	1 .650	-	2.052
	平均值						1.543
	标准差						0.379

表中 N 、 M 为试验极限轴压力和试验极限弯矩； N_m 、 N_u 和 M_u 的含义及具体计算如公式所定义； L_0 为试件计算长度； b 为 PEC 柱截面宽度。把试验数据代入设计公式中，若其值（即上表中最后一列）大于 1，说明设计公式偏安全。

在常用的框架柱几何参数（长度与截面尺寸）范围内，压弯构件的极限承载状态主要由轴力与弯矩控制，剪力影响不大。如需要计算受剪承载力，可参照本附录 F.0.7 条执行。

本条第 2 款为构件整体稳定计算。对单向压弯构件稳定承载力计算，不同规范采用的方法不尽相同。欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 采用单项弯矩公式，轴力影响隐含在分母项弯矩中；加拿大钢结构规范 CSA S16-09 采用轴力和弯矩相关公式，轴力和弯矩为线性组合；

《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 参照《钢结构设计标准》GB 50017 的计算方法，但在弯矩项前乘以钢贡献率 δ ，并限制弯矩不大于正截面受弯承载力；《组合结构设计规范》JGJ 138 依循《混凝土结构设计规范》GB 50010 的设计思路，根据截面达到极限状态时的应力分布，通过轴向力和弯矩的平衡条件，考虑偏心距增大系数，联合求解截面压弯承载力。图 5 中比较了这四种规范的计算方法，表明加拿大规范最保守（试验数据来自文献《The study of compression-bending behavior of partially encased composite columns》(in French) [R]. Rep. No. EPM/GCS-2003-03, Dept. of Civil Geological and Mining Engineering, Ecole Poly Technique, Montréal, 2003.）。

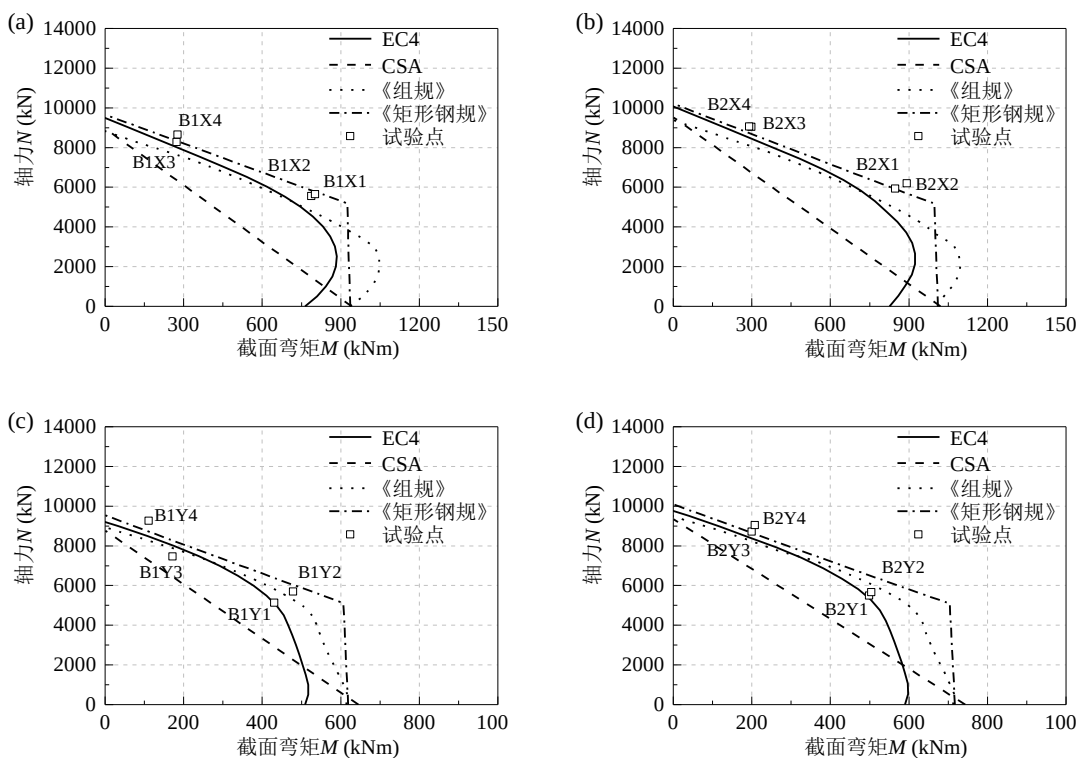


图 F.0.8-2 (a) 强轴压弯, (b) 强轴压弯, (c) 弱轴压弯, (d) 弱轴压弯

基于《钢结构设计标准》GB 50017 的计算方法, 本条提出轴力-弯矩相关计算公式。考虑到极限状态时沿柱高度部分混凝土截面达到塑性, 故计算轴压弹性稳定临界力时采用等效刚度 $(EI)_e$, 将混凝土弹性模量折减 0.5。本规程公式与加拿大规范公式接近, 计算值与试验数据比较可知计算结果偏于安全。

单向压弯稳定试验值和理论值对比 (绕强轴)

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/B)	相对长细比	$N/\phi N_u$	$\beta M/(Mu(1-N/N_{cr}))$	前二者总和
Oh, 2006	B1-SP30	12.68 6	0.44 8	0.3 25	0.759	1.08 4
	B2-SP40	12.68 6	0.44 8	0.4 33	0.787	1.22 0
陈以一, 2008	C1-S	12.5	0.41 5	0.6 50	0.309	0.95 9
	C2-S	12.5	0.41 5	0.2 19	1.497	1.71 6
	C3-S	12.5	0.41 5	0.2 23	1.370	1.59 3
赵根田, 2009	PECC-5	8	0.26 6	0.6 91	1.083	1.77 4
	PECC-6	8	0.25 9	0.7 66	1.051	1.81 6
方有珍, 2011-2014	S11	10	0.29 2	0.3 04	1.331	1.63 5
	S1A	10	0.33 2	0.2 38	1.215	1.45 2
	S1B	10	0.34	0.2	1.179	1.40

			2	25		4
	S2A	10	0.30 1	0.2 85	1.244	1.52 9
	S2B	10	0.31 4	0.2 63	1.169	1.43 2
	S3B	11.66 7	0.36 8	0.1 93	1.470	1.66 3
平均值		1.483	标准差		0.263	

单向压弯稳定试验值和理论值对比（绕弱轴）

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/B)	相对长细比	$N/\varphi N_u$	$\beta M/(M_u(1-N/N_{cr}))$	前二者总和
Bergmann, 2000	VL1	18.33 3	0.92 3	0.6 12	1.208	1.821
	VL2	18.33 3	1.00 0	0.5 52	1.053	1.605
Oh, 2006	B3-WP30	12.68 6	0.53 4	0.3 73	1.265	1.638
	B4-WP40	12.68 6	0.53 3	0.4 97	1.317	1.814
陈以一, 2008	C4-W	12.5	0.51 0	0.2 92	1.074	1.366
	C5-W	12.5	0.51 0	0.2 95	1.133	1.428
	C6-W	12.5	0.50 9	0.2 94	1.074	1.368
方有珍, 2011-2014	S1C	10	0.36 9	0.3 00	2.019	2.320
	S1CA	10	0.34 8	0.2 88	2.045	2.333
	S1CB	10	0.39 2	0.2 32	1.861	2.093
陈以一, 2017	Y-S200-n0.3	8.75	0.76 2	0.4 49	0.712	1.162
	Y-S275-n0.3	8.75	0.76 3	0.4 50	0.701	1.151
	Y-S200-n0.5	8.75	0.76 2	0.7 79	0.711	1.490
	Y-S200-n0.3-T	8.75	0.76 2	0.4 50	0.685	1.134
	Y-R12-S200-n0.3-H	8.75	0.76 2	0.4 50	0.761	1.211
	Y-S200-n0.3-H	8.75	0.76 2	0.4 50	0.720	1.170
	Y-R16-S200-n0.3-HR	8.75	0.76 2	0.4 50	0.836	1.285
	Y-250-n0.3	8.75	0.76 2	0.4 50	0.716	1.165
总平均值		1.531	总标准差		0.398	

表中 N 、 M 为试验极限轴压力和极限弯矩； N_{cr} 、 N_u 和 M_u 的含义及具体计算如公式所定义； L_0 为试件计算长度； b 为 PEC 柱截面宽度。把试验数据代入设计公式中，若其值（即上表中最后一列）大于 1，说明设计公式偏安全。

附录 G 隔震和消能减震结构

G.3 屋盖隔震

G.3.3 隔震支座验算罕遇地震作用下最大压应力和最小压应力时,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。

G.4 主体结构消能减震

G.4.7 计算 W_{cj} 时,金属消能器、摩擦消能器的变形量应取有限元模型中消能器单元的实际变形量,不得用层间位移等宏观指标计算消能器的变形,所使用的有限元模型应准确模拟连接件,体现连接件的变形。

G.5 工业设备减隔震

G.5.2 重心高悬的重型工业设备,其本质类似于高宽比较大的瘦高型建筑,如采用底部支承的方法,支座处易产生上拔力,而橡胶隔震垫不宜承受较大拉力,故尽量不采用在设备底部支承的设计。不少工业设备通常工作于高温环境,如果采用支承隔震设计,结构自重与热膨胀方向相反,导致设备受压,如再加上地震力的作用,容易造成设备的破坏,若采用将设备进行悬吊设计,热膨胀与设备重力荷载的方向一致,设备的热膨胀不产生附加内力;同时,大多数工业设备都是钢制设备,采用悬吊设计,则合理利用了钢材受拉不失稳的原理,回避了设备设计中的稳定分析。

G.5.3 设备高度不大时,尽量在低位设置隔震装置,有利于将地震作用从下层结构直接传至基础,缩短地震力的传递时间和途径;当设备高度太大或自身刚性不足时,宜沿设备高度方向设置多层限位装置,以便将设备的地震作用均匀传递给结构。

G.5.4 对于切实因为设备功能需要或有其它特殊的要求必须采用支承式的设备,设置橡胶隔震垫时,应根据本标准中关于橡胶隔震垫的容许拉伸位移处设置松动螺栓,螺栓在非地震工况或小震时,处于松动的非工作状态;在地震作用较大时,避免隔震垫承受较大拉应力。

G.5.5 对支承型重心高悬的立式设备,如果支承位置远低于设备重心高度,水平地震作用容易对设备产生较大的倾覆力矩,不利于设备和下部支承结构的减隔震。

G.5.6 工业设备通常由于功能及安全性的要求,有专门的强度和变形限制,故而应结合设备的要求进行减隔震设计,一方面是出于设备的抗震需要做出保护设备的设计,当设备的抗震要求较低时,反过来也应关注隔震结构的安全。

G.5.7 部分工业高温设备在正常运转工况下通常就有较高的应力,设备采取减隔振措施时,不应限制设备的热膨胀,避免热应力的二次叠加。

G. 5. 8 有不少类型的工业设备,例如火力发电厂中的烟风煤粉管道、风机、空气预热器、SCR 脱硝反应器、脱硫塔等,设备内部有大量流动的液态工质或气态工质,如与支撑结构的谐振频率接近,则易引起结构的不同范围内的振动,这无论对于设备还是支承结构都是极为不利的,应在设计时避免。

G. 5. 9 出于场地限制或工程改造等原因,常碰到业主方将相毗邻的结构用刚性平台连接,或是用管道将相毗邻的设备连接等情况,导致结构的侧移刚度改变,与原设计不符;另外,不少工业建筑之间,设备的外缘常常超过建筑结构的外缘,应避免设备间的碰撞。

G. 5. 10 出于场地限制或工程改造等原因,常碰到业主方将相毗邻的结构用刚性平台连接,或是用管道将相毗邻的设备连接等情况,导致结构的侧移刚度改变,与原设计不符,原结构和基础可能不满足设计要求。

G. 5. 11 有相部分工程,因为陈年已久,缺少部分或大部分必须的技术设计文件,无法进行整体联合计算时,采用腰型孔,聚四氟乙烯板等低摩阻力材料进行滑动连接,以尽量不相互传递地震作用。

附录 I 工业建筑抗震性能化评价

I.2 结构弹塑性模型

I.2.5 3 箍筋的约束作用使混凝土抗压强度和变形能力均有所提高，约束混凝土的模型比较多样化。对于三级以上的框架柱及剪力墙边缘约束区，计算时应采用合适的约束混凝土本构模型，来考虑核心区约束混凝土的影响。

核心区约束混凝土单轴本构关系中的受压卸载曲线、受压再加载曲线和受拉曲线可采用《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010）的相关规定，受压骨架曲线可采用 Mander 约束混凝土模型，该模型受压骨架线如图 I.2.5-1 中的曲线 OAB 所示。

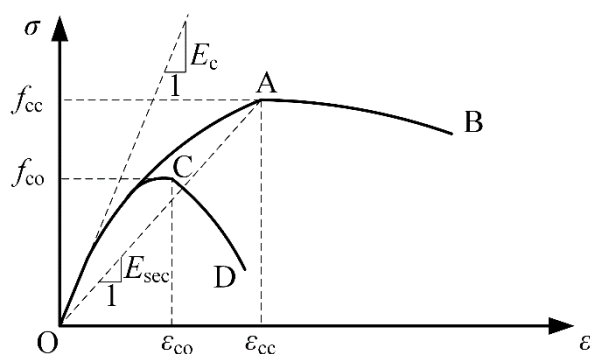


图 I.2.5-1 Mander 约束混凝土模型受压骨架线

$$\sigma = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (\text{I.2.5-1})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{I.2.5-2})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{I.2.5-3})$$

式中： σ ——约束混凝土轴向受压应力；

ε ——约束混凝土轴向受压应变；

E_c ——混凝土的初始弹性模量；

E_{sec} ——约束混凝土对应于峰值承载力点的割线模量。

约束混凝土单轴受压峰值应力 f_{cc} 可按下式确定：

$$f_{cc} = f_{co}(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94f_l}{f_{co}}} - 2\frac{f_l}{f_{co}}) \quad (I.2.5-4)$$

式中： f_{co} ——素混凝土单轴受压峰值承载力；

f_l ——有效约束应力，可按式确定：

$$\begin{cases} f_l = 0.5k_e\rho_s f_{yh} & \text{圆形截面径向有效约束应力} \\ f_{lx} = k_e\rho_x f_{yh} & \text{矩形截面}x\text{方向有效约束应力} \\ f_{ly} = k_e\rho_y f_{yh} & \text{矩形截面}y\text{方向有效约束应力} \end{cases} \quad (I.2.5-5)$$

式中： ρ_x, ρ_y ——矩形截面 x 方向和 y 方向体积配箍率；

ρ_s ——体积配箍率；

f_{yh} ——箍筋屈服强度；

k_e ——有效约束系数， $k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$ ， A_e 为有效混凝土核心面积：对于圆形截面，

$$A_e = \frac{\pi}{4}(d_s - \frac{s'}{2})^2, \text{ 其中 } s' \text{ 为箍筋垂直净间距, } d_s \text{ 为箍筋所围圆形的净直径加}$$

上箍筋直径；对于矩形截面， $A_e = [B'D' - \sum_1^n \frac{W_i^2}{6}](1 - \frac{s'}{2B})(1 - \frac{s'}{2D})$ ，其中

B' 和 D' 为矩形截面约束混凝土核心宽度和高度，即最外侧箍筋中心之间的距离， W_i 为纵筋净间距。 $A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$ ，其中 A_c 为核心区混凝土面积，对

于圆形截面， $A_c = \frac{\pi}{4}d_s^2$ ，对于矩形截面有 $A_c = B'D'$ ， ρ_{cc} 为纵筋面积与核心

区混凝土面积的比值。

约束混凝土峰值应力对应的轴向受压应变 ε_{cc} 可按式确定：

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (I.2.5-6)$$

式中： ε_{co} ——素混凝土单轴受压峰值承载力对应的轴向受压应变。

4 普通钢材的滞回本构一般以随动强化为主，有时伴随少量的等向强化，而低屈服钢则伴随明显的等向强化成分，对于一般钢材，在缺乏试验数据支撑时，宜采用随动强化滞回模型或混合强化滞回模型。

在普通钢材的单轴应力应变关系曲线的在屈服后的强度上升段刚度一般接近 1%弹性模量，无试验数据时，屈服后刚度可取 1%弹性模量。

钢构件在地震作用下有时会发生局部屈曲，根据板件宽厚比、高厚比的不同，发生局部屈曲的难度不同，可分为弹性屈曲和屈服后屈曲，在构件进入深度塑性状态时，板件均会发生局部屈曲甚至断裂，从而导致构件的强度下降甚至大幅下降。在分析结构严重破坏状态时，

不考虑局部屈曲和断裂的影响，将可能低估破坏的程度。

5 防屈曲支撑可用双折线或多段线等各种力-位移关系模型进行分析，由于轴向受力构件力-位移关系曲线的屈服过程明显，而双线性模型参数简单，概念清楚，结构分析时可简单采用双线性模型。对于屈服点不明显的力-位移关系曲线，可采用名义屈服点。

I.4 抗震性能化评价指标和判据

I.4.2 表 I.4.2-2 宏观描述各级抗震性能水准所对应的结构、构件损坏程度。根据对结构抗震安全的影响程度，结构构件可分为普通竖向构件、关键构件、耗能构件。由于不同构件损伤程度会有差别，表中性能要求，对于同一楼层，普通竖向构件超出比例不大于 25%，关键构件超出比例不大于 10%，耗能构件超出比例不大于 30%时，可视为满足要求。

I.4.6 对于压弯破坏的钢筋混凝土结构构件，提供 θ_r 是为了给弹塑性分析建模提供骨架线的性能点。

I.4.8 本条中的骨架曲线特征点及各状态对应的转角是清华大学基于大量 RC 剪力墙试验数据统计分析得到的。试验数据包括 87 个 RC 压弯破坏的剪力墙试件，剪力墙试件符合《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)规定的抗震构造要求，试件剪跨比在 1.5~2.8 之间。骨架线上各特征点及性能点对应的转角统计分析时，假定试验样本满足对数正态分布，表中给出的值为对数正态分布的中值（即概率函数值为 50%对应的转角）。

- 1) 名义屈服点转角 θ_y ，对应状态为边缘纵筋屈服；
- 2) 性能点 θ_{IO} ，对应损伤状态为混凝土墙出现多条受弯裂缝；
- 3) 峰值点转角 θ_p ，对应的损伤状态为受压侧保护层开始剥落，但尚未露出纵筋；
- 4) 性能点 θ_{LS} ，对应的损伤状态为保护层剥落明显，纵筋裸露；
- 5) 性能点 θ_u ，对应的损伤状态为钢筋受压屈曲，边缘构件约束混凝土开始压溃；
- 6) 性能点 θ_r ，对应的状态为承载力下降至峰值荷载的 85%或者试件失效。

I.4.10 1 对于表 I.4.10-1 数据 $(\Delta/L)_y$ ，取为 1/1000，和《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 弹性层间位移相协调。

2 对于表 I.4.10-2 数据 $(\Delta/L)_y$ ，取为 1/1000，和《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 弹性层间位移相协调。

附录 J 屈曲约束支撑

J.0.1 屈曲约束支撑偏心受力时，可能会引起核心支撑杆在预留空隙处发生弯曲，导致支撑耗能失效或产生破坏。因此在结构设计和施工中，屈曲约束支撑应设计为轴心受力构件，并保证施工过程中不产生过大的误差导致支撑成为偏心受力构件。

在中震和大震作用下，K 形支撑会使柱承受较大的水平力，一般不应采用；由于构造原因，X 形的布置不能实现。

屈曲约束支撑的轴向承载力由核心钢支撑的工作段控制，在风荷载和小震作用下其应保持弹性工作状态，在中震和大震时可进入屈服耗能状态。

J.0.2 屈曲约束支撑的形式较多，但工作原理基本一致，即，通过外约束单元限制核心钢支撑的整体屈曲，使之受压时形成高阶屈曲模态，由核心钢支撑的工作段屈服耗能。屈曲约束支撑由核心钢支撑、外约束单元和两者之间的无粘结构造层组成。核心钢支撑由工作段、过渡段和连接段组成，外约束单元常用钢管或钢管混凝土（或砂浆）。

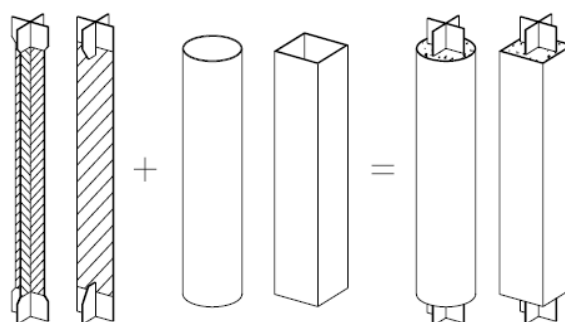


图 J.0.2-1 屈曲约束支撑组成

为保证屈曲约束支撑的延性性能，对核心钢支撑材料应有一定的要求；核心钢支撑独自承担支撑的轴向力，因此核心钢支撑工作段和过渡段与约束单元间和应留有一定间隙，保证其自由伸缩。

J.0.6 屈曲约束支撑的极限承载力计算，应考虑材料超强的影响。