

UDC

GB

中华人民共和国国家标准

P

构筑物抗震设计规范

Code for seismic design of special structures

（征求意见稿）

《构筑物抗震设计规范》编制组

2006 年 9 月

目 录

1	总则.....	1
2	术语和符号.....	2
2.1	术语.....	2
2.2	主要符号.....	2
3	抗震设计的基本要求.....	4
3.1	构筑物抗震设防分类和设防标准.....	4
3.2	地震影响.....	4
3.3	场地和地基基础.....	5
3.4	结构体系.....	5
3.5	结构分析.....	6
3.6	非结构构件.....	7
3.7	结构材料与施工.....	7
3.8	构筑物地震反应观测系统.....	8
4	场地、地基和基础.....	9
4.1	场地.....	9
4.2	天然地基及基础.....	11
4.3	液化土地基.....	12
4.4	软粘性土地基震陷.....	15
4.5	桩基础.....	16
4.6	斜坡抗震稳定性.....	18
5	地震作用和结构抗震验算.....	20
5.1	一般规定.....	20
5.2	水平地震作用和作用效应计算.....	22
5.3	竖向地震作用计算.....	25
5.4	截面抗震验算.....	26
5.5	抗震变形验算.....	27
6	钢筋混凝土框排架结构.....	30
6.1	一般规定.....	30

6.2	计算要点.....	32
6.3	框架部分抗震构造措施.....	37
6.4	抗震墙部分抗震构造措施.....	41
6.5	排架部分抗震构造措施.....	43
7	钢框排架结构.....	48
7.1	一般规定.....	48
7.2	框排架结构地震作用计算.....	48
7.3	结构地震作用及效应的调整.....	50
7.4	框排架梁、柱及其节点抗震承载力验算.....	51
7.5	连接节点承载力的抗震验算.....	54
7.6	框排架结构支撑抗震设计.....	60
7.7	抗震构造措施.....	69
8	锅炉钢结构.....	72
8.1	一般规定.....	72
8.2	计算要点.....	72
8.3	抗震构造措施.....	75
9	筒仓.....	78
9.1	一般规定.....	78
9.2	抗震计算.....	79
9.3	构造措施.....	81
10	井架.....	84
10.1	一般规定.....	84
10.2	抗震计算.....	84
10.3	钢筋混凝土井架的抗震构造措施.....	87
10.4	钢井架的抗震构造措施.....	88
11	井塔.....	89
11.1	一般规定.....	89
11.2	抗震计算.....	90
11.3	钢筋混凝土井塔的抗震构造措施.....	93

11.4	钢井塔的抗震构造措施.....	94
12	双曲线冷却塔.....	96
12.1	一般规定.....	96
12.2	塔筒.....	96
12.3	淋水装置.....	100
13	电视塔.....	102
13.1	一般规定.....	102
13.2	抗震计算.....	102
13.3	构造措施.....	104
14	石油化工塔型设备基础.....	107
14.1	一般规定.....	107
14.2	抗震计算.....	107
14.3	构造措施.....	108
15	焦炉基础.....	110
15.1	一般规定.....	110
15.2	抗震计算.....	110
15.3	构造措施.....	112
16	运输机通廊.....	113
16.1	一般规定.....	113
16.2	抗震计算.....	114
16.3	构造措施.....	116
17	管道支架.....	119
17.1	一般规定.....	119
17.2	抗震计算.....	119
17.3	构造措施.....	122
18	浓缩池.....	125
18.1	一般规定.....	125
18.2	抗震计算.....	125
18.3	构造措施.....	128
19	常压立式圆筒型储罐基础.....	130

19.1	一般规定.....	130
19.2	抗震计算.....	130
19.3	抗震构造措施.....	131
20	球形储罐基础.....	132
20.1	一般规定.....	132
20.2	抗震计算.....	132
20.3	抗震构造措施.....	134
21	卧式设备基础.....	135
21.1	一般规定.....	135
21.2	抗震计算.....	135
21.3	抗震构造措施.....	135
22	高炉系统结构.....	137
22.1	一般规定.....	137
22.2	高炉.....	137
22.3	热风炉.....	139
22.4	除尘器、洗涤塔.....	140
22.5	主皮带上料通廊.....	141
23	尾矿坝.....	142
23.1	一般规定.....	142
23.2	抗震计算.....	142
23.3	工程构造和抗震措施.....	143
24	索道支架.....	144
24.1	一般规定.....	144
24.2	抗震计算.....	144
24.3	构造措施.....	146
25	挡土结构.....	147
附录 A	我国主要城镇抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组....	148
附录 B	土层剪切波速的确定	159
附录 C	场地分类和特征周期	161
附录 D	框排架结构按平面计算的条件及 地震作用空间效应的调整系数.....	162

附录 E	框架梁柱节点核芯区截面抗震验算	172
附录 F	山墙抗风柱的地震作用计算	174
附录 G	钢支撑杆（构）件刚度及内力计算	176
附录 H	焦炉炉体单位水平力作用下的位移	184
附录 I	通廊横向水平地震作用计算	187
附录 J	尾矿坝的抗震等级	190
附录 K	尾矿坝地震液化简化判别	191
附录 L	动力法分析的基本要求	193
附录 M	尾矿坝抗震稳定分析	194
条文说明		197
编制说明		198
1.	总则	199
2.	术语和符号	201
3.	抗震设计的基本要求	202
4.	场地、地基和基础	206
5.	地震作用和结构抗震验算	207
6.	钢筋混凝土框排架结构	208
6.1	一般规定	208
6.2	计算要点	210
6.3	框架部分抗震构造措施	213
6.4	抗震墙部分抗震构造措施	214
6.5	排架部分抗震构造措施	215
7.	钢框排架结构	217
7.1	一般规定	217
7.2	框排架结构地震作用计算	217
7.3	结构地震作用及效应的调整	217
7.4	框排架梁、柱及其节点抗震承载力验算	218
7.5	连接节点承载力的抗震验算	218
7.6	框排架结构支撑抗震设计	219

7.7	抗震构造措施.....	220
8.	锅炉钢结构.....	221
8.1	一般规定.....	221
8.2	计算要点.....	221
8.3	抗震构造措施.....	222
9.	筒仓.....	224
9.1	一般规定.....	224
9.2	抗震计算.....	226
9.3	构造措施.....	226
10.	井架.....	228
10.1	一般规定.....	228
10.2	抗震计算.....	229
10.3	钢筋混凝土井架的抗震构造措施.....	230
10.4	钢井架的抗震构造措施.....	231
11.	井塔.....	233
11.1	一般规定.....	233
11.2	抗震计算.....	234
11.3	钢筋混凝土井塔的抗震构造措施.....	235
11.4	钢井塔的抗震构造措施.....	236
12.	双曲线冷却塔.....	237
12.1	一般规定.....	237
12.2	塔筒.....	237
12.3	淋水装置.....	241
13.	电视塔.....	242
13.2	抗震计算.....	242
13.3	构造措施.....	242
14.	石油化工塔型设备基础.....	244
14.2	抗震计算.....	244
14.3	构造措施.....	245
15.	焦炉基础.....	246

15.1	一般规定	246
15.2	抗震计算	246
15.3	构造措施	247
16.	运输机通廊	248
17.	管道支架	251
17.1	一般规定	251
17.2	抗震计算	252
17.3	构造措施	253
18.	浓缩池	255
18.1	一般规定	255
18.2	抗震计算	255
18.3	构造措施	256
19.	常压立式圆筒形储罐基础	257
19.1	一般规定	257
19.2	抗震计算	257
19.3	抗震构造措施	257
20.	球形储罐基础	258
20.1	一般规定	258
20.2	抗震计算	258
21.	卧式圆筒形储罐基础	259
21.1	一般规定	259
21.2	抗震计算	259
22.	高炉系统结构	260
22.1	一般规定	260
22.2	高 炉	260
22.3	热风炉	262
22.4	除尘器、洗涤塔	263
22.5	上料通廊	263
23.	尾矿坝	265
24.	索 道 支 架	266

24.2	抗震计算.....	266
24.3	构造措施.....	266
25.	挡土结构.....	267

1 总则

- 1.0.1. 为贯彻执行《中华人民共和国建筑法》和《中华人民共和国防震减灾法》，实行以防为主的方针，构筑物经抗震设防后，减轻地震破坏，避免人员伤亡或完全丧失使用功能，减少经济损失，制定本规范。

按本规范进行抗震设计的构筑物，其抗震设防目标是：当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，一般不受损坏或不需修理仍可继续使用；当遭受相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时，可能损坏，但经一般修理或不需修理仍可继续使用；当遭受高于本地区抗震设防烈度预估的罕遇地震影响时，不致发生局部倒塌或整体倒塌。

- 1.0.2. **抗震设防烈度为 6 度及以上地区的构筑物，必须进行抗震设计。**

- 1.0.3. 本规范适用于抗震设防烈度为 6 度至 9 度地区构筑物的抗震设计。抗震设防烈度大于 9 度地区的构筑物或行业有特殊要求的构筑物，其抗震设计应按有关规定执行或进行专门的研究确定。

注：本规范一般略去“抗震设防烈度”字样，如“抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度、9 度”，简称为“6 度、7 度、8 度、9 度”。

- 1.0.4. **抗震设防烈度，必须按国家规定的权限审批、颁布的文件（图件）确定。**

- 1.0.5. **一般情况下，抗震设防烈度可采用《中国地震动参数区划图》（GB18306）的地震基本烈度（或与本规范设计基本地震加速度值对应的烈度值）。对于已做过地震安全性评价的工程场地或编制抗震设防区划的地区，可按经主管部门批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设计。**

- 1.0.6. 构筑物的抗震设计，除应符合本规范要求外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 地震基本烈度 basic seismic intensity

在 50 年期限内，一般场地条件下，可能遭遇的超越概率为 10% 的地震烈度值，相当于 474 年一遇的烈度值。

2.1.2 抗震设防烈度 seismic fortification intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度值。

2.2 主要符号

2.2.1 作用和作用效应

F_{Ek} 、 F_{Evk} —— 结构总水平、竖向地震作用标准值；

G_E 、 G_{eq} —— 地震时结构（构件）的重力荷载代表值、等效总重力荷载代表值；

w_k —— 风荷载标准值；

S_E —— 地震作用效应（弯矩、轴向力、剪力、应力和变形）；

S —— 地震作用效应与其他荷载效应的基本组合；

S_k —— 作用、荷载标准值的效应；

M —— 弯矩；

N —— 轴向压力；

V —— 剪力；

p —— 基础底面压力；

u —— 侧移；

θ —— 楼层位移角。

2.2.2 材料性能和抗力

K —— 结构（构件）的刚度；

R —— 结构构件承载力；

f 、 f_k 、 f_E —— 材料强度（含地基承载力）设计值、标准值和抗震设计值；

E —— 材料弹性模量；

$[\theta]$ —— 楼层位移角限值。

2.2.3 几何参数

A —— 构件截面面积；

A_s —— 钢筋截面面积；

B —— 结构总宽度；

H —— 结构总高度、柱高度；

L —— 结构（单元）总长度；

a —— 距离；

a_s 、 a_s' —— 纵向受拉钢筋合力点至截面边缘的最小距离；

b —— 构件截面宽度；

d —— 土层深度或厚度，钢筋直径；

h —— 计算楼层层高，构件截面高度；
 l —— 构件长度或跨度；
 t —— 抗震墙厚度、楼板厚度。

2.2.4 计算系数

α —— 水平地震影响系数；
 α_{max} —— 水平地震影响系数最大值；
 α_{vmax} —— 竖向地震影响系数最大值；
 γ_G 、 γ_E 、 γ_H —— 作用分项系数；
 γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数；
 ζ —— 计算系数；
 η —— 地震作用效应（内力和变形）的增大或调整系数；
 λ —— 构件长细比，比例系数；
 ξ_y —— 结构（构件）屈服强度系数；
 ρ —— 配筋率，比率；
 ϕ —— 构件受压稳定系数；
 ψ —— 组合值系数，影响系数。

2.2.5 其他

T —— 结构自振周期；
 N —— 贯入锤击数；
 I_{LE} —— 地震时地基的液化指数；
 X_{ji} —— 位移振型坐标（ j 振型 i 质点的 x 方向相对位移）；
 Y_{ji} —— 位移振型坐标（ j 振型 i 质点的 y 方向相对位移）；
 n —— 总数，如数层数、质点数、钢筋根数、跨数等；
 V_{se} —— 土层等效剪切波速；
 ϕ_{ji} —— 转角振型坐标（ j 振型 i 质点的转角方向相对位移）。

3 抗震设计的基本要求

3.1 构筑物抗震设防分类和设防标准

3.1.1 构筑物应根据其使用功能的重要性分为甲类、乙类、丙类、丁类四个抗震设防类别。甲类构筑物，应属于特别重要和地震时可能发生严重次生灾害的构筑物；乙类构筑物，应属于地震时使用功能不能中断或短时间能恢复使用功能的构筑物；丙类构筑物，应属于除甲类、乙类、丁类以外的一般构筑物；丁类构筑物，应属于次要构筑物，地震破坏一般不会产生次生灾害和较大经济损失。

3.1.2 构筑物抗震设防类别的划分，应符合国家有关工程抗震设防分类标准的规定。

3.1.3 各类抗震设防类别构筑物的抗震设防标准，应符合下列要求：

1. 甲类构筑物，地震作用应高于本地区抗震设防烈度要求，其值应按批准的地震安全性评价结果确定；抗震措施，当抗震设防烈度为 6~8 度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求，当为 9 度时，应符合比 9 度抗震设防更高的要求。

2. 乙类构筑物，地震作用应符合本地区抗震设防烈度的要求；抗震措施，当抗震设防烈度为 6~8 度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求，当为 9 度时，应符合比 9 度抗震设防更高的要求。

3. 丙类构筑物，地震作用和抗震措施均应符合本地区抗震设防烈度的要求。

4. 丁类构筑物，一般情况下，地震作用仍应符合本地区抗震设防烈度的要求；抗震措施应允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低，但 6 度时不应降低。

3.1.4 6 度时，除本规范有具体规定外，对乙类、丙类、丁类构筑物可不进行地震作用计算。

3.2 地震影响

3.2.1 构筑物所在地区遭受的地震影响，应采用相应于抗震设防烈度的设计基本地震加速度和设计特征周期或本规范第 1.0.5 条规定的设计地震动参数来表征。

注：本规范将把“设计特征周期”简称为“特征周期”。

3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度取值的对应关系，应符合表 3.2.2 的规定。设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 地区内的构筑物，除本规范另有规定外，应分别按抗震设防烈度 7 度和 8 度的要求进行抗震设计。

表 3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系

抗震设防烈度	6	7	8	9
设计基本地震加速度值	0.05g	0.10(0.15)g	0.20(0.30)g	0.40g

注：g 为重力加速度

3.2.3 我国主要城镇（县级及县级以上城镇）中心地区的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组，可按本规范附录 A 采用。

3.3 场地和地基基础

3.3.1 场地应按对构筑物抗震的影响，按表 3.3.1 划分对构筑物抗震有利地段、不利地段和危险地段。

表 3.3.1 有利地段、不利地段和危险地段的划分

地段类别	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩，坚硬土，开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，非岩质的陡坡，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜、沟谷和半填半挖地基）等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等和发震断裂带上可能发生地表位错的部位

3.3.2 选择构筑物场地时，根据工程规划、地震活动情况、工程地质和地震地质等有关资料，应区分对抗震有利地段、不利地段和危险地段，并应做出综合评价。对不利地段，应提出避开要求；当无法避开时，应采取有效的抗震措施；不应在危险地段建造甲类、乙类、丙类构筑物。

3.3.3 I 类场地时，甲类、乙类构筑物应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施；丙类构筑物应允许按本地区抗震设防烈度降低一度要求采取抗震构造措施，但 6 度时仍应按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施。

3.3.4 III、IV 类场地时，对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，除本规范另有规定外，宜分别按 8 度（0.20g）和 9 度（0.40g）时各类构筑物的要求采取抗震构造措施。

3.3.5 地基和基础设计，应符合下列要求：

1. 同一结构单元的基础不宜设置在截然不同的地基上；
2. 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基；
3. 当地基主要持力层范围内有液化土、软弱粘性土、新近填土或严重不均匀土时，应估计地震时地基不均匀沉降或其它不利影响，并应采取相应的措施。

3.4 结构体系

3.4.1 构筑物设计应符合抗震概念设计的基本要求，不应采用在平面和竖向严重不规则的设计方案。

3.4.2 结构体系，应根据构筑物的抗震设防类别、抗震设防烈度、结构高度、场地条件、地基、结构材料和施工等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。

3.4.3 构筑物的平面、立面布置、应符合下列要求：

1. 构筑物的平面、立面布置，宜规则、对称。
2. 质量分布和刚度变化沿高度宜均匀，相邻层的层间刚度不宜突变，平面内宜减小刚度中心与质量中心间的偏心距。
3. 体型复杂的构筑物或建筑物与构筑物组联的结构，宜设置防震缝将结构分成规则的结构单元。

3.4.4 结构体系，应符合下列各项要求：

1. 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。
2. 应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或丧失重力荷载的承

载能力。

3. 应具备必要的抗震承载力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力。

4. 对可能出现的薄弱部位，应采取提高抗震能力的措施。

3.4.5 结构体系尚宜符合下列各项要求：

1. 宜有多道抗震防线。

2. 相邻层的抗侧力结构或构件的刚度和承载力不宜突变，平面内同类抗侧力构件的刚度和承载力宜均匀。

3. 不宜采用自重大的悬臂结构。

4. 结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

3.4.6 结构构件，应符合下列要求：

1. 砌体结构，应按规定设置钢筋混凝土圈梁和构造柱、芯柱，或采用配筋砌体等。

2. 混凝土结构构件，应合理地选择尺寸、配置纵向受力钢筋和箍筋，避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋的锚固粘结破坏先于构件破坏。

3. 预应力混凝土的抗侧力构件，应配有足够的非预应力钢筋。

4. 钢结构构件，应合理地控制尺寸，避免局部失稳或整体失稳。

3.4.7 结构构件之间的连接，应符合下列要求：

1. 构件节点的破坏，不应先于其连接的构件。

2. 预埋件锚固的破坏，不应先于连接件。

3. 装配式结构构件的连接，应能保证结构的整体性。

4. 预应力混凝土构件的预应力钢筋，宜在节点核心区以外锚固。

3.4.8 构筑物的支撑系统，应能保证地震时结构的稳定性和可靠地传递水平地震作用。

3.5 结构分析

3.5.1 除本规范特别规定者外，构筑物的结构应按多遇地震作用下进行内力和变形分析，此时可假定结构与构件处于弹性工作状态，内力和变形分析可采用弹性静力方法或弹性动力方法。

3.5.2 不规则且有明显薄弱部位可能导致地震时发生严重破坏的构筑物，应按本规范有关规定进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。此时，可根据结构特点采用弹塑性静力分析或弹塑性时程分析方法。

当本规范有具体规定时，尚可采用简化方法计算结构的弹塑性变形。

3.5.3 当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的影响。

注：重力附加弯矩系指任一层面以上全部重力荷载与该层面地震层间位移的乘积；初始弯矩系指该层面的地震剪力与层高的乘积。

3.5.4 结构抗震分析时，应根据各楼层、屋盖在平面内变形情况确定为刚性、半刚性和柔性的横隔板，再按抗侧力系统的布置确定抗侧力构件间的共同工作情况并进行构件的地震内力分析。

3.5.5 质量和侧移刚变分布接近对称且楼层、屋盖可视为刚性横隔板的结构，以及本规范有关章节有具体规定的结构，可采用平面结构模型进行抗震分析。其它情况，应采用空间结构模型进行抗震分析。

3.5.6 利用计算机进行结构抗震分析，应符合下列要求：

1. 计算模型的建立和简化处理，应符合结构的实际工作状态。

2. 计算机软件的技术条件，应符合本规范及国家有关标准的规定，并应阐明其特殊处理

的内容和依据。

3. 复杂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计算程序，并应对其计算结果进行分析比较。

4. 计算机计算的结果，应经分析判定其合理性和有效性后方可用于工程设计。

3.6 非结构构件

3.6.1 非结构构件，包括构筑物主体结构以外的构件及其附属的机电和管道等设备，以及它们与主体结构的连接，应进行抗震设计。

3.6.2 非结构构件的抗震设计，应由相关专业的设计人员负责完成。

3.6.3 附着于楼面或屋面结构上的非结构构件，应与主体结构有可靠的连接或锚固，并应确定对主体结构的不利影响。

3.6.4 与主体结构连接的围护墙和隔墙等，除应确定对主体结构的不利影响，尚应避免因连接失效而导致墙体倒塌。

3.6.5 在人员出入口、通道和重要设备附近的非结构构件，应采取加强的安全措施。

3.7 结构材料与施工

3.7.1 抗震结构对材料和施工质量的特别要求，应在设计文件中注明。

3.7.2 结构材料的性能指标，应符合下列最低要求：

1. 砌体结构材料，应符合下列规定：

- 1) 烧结普通粘土砖和烧结多孔粘土砖的强度等级不应低于 MU10，其砌筑砂浆的强度等级不应低于 M5；
- 2) 混凝土小型空心砌块的强度等级不应低于 MU7.5，其砌筑砂浆的强度等级不应低于 M7.5。

2. 混凝土结构材料，应符合下列规定：

- 1) 混凝土的强度等级，框支梁、框支柱和抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区，不应低于 C30；构造柱、芯柱、圈梁及其它各类构件，不应低于 C20；
- 2) 抗震等级为一、二级的框架结构，其纵向受力钢筋采用普通钢筋时，钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25；且钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于 1.3。

3. 钢结构的钢材，应符合下列规定：

- 1) 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值，不应大于 0.85；
- 2) 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%（试件标距为 50mm）；
- 3) 钢材应有良好的焊接性；
- 4) 钢材应具有满足设计要求的冲击韧性；

3.7.3 结构材料性能指标，尚应符合下列要求：

1. 普通钢筋宜优先采用延性、韧性和焊接性较好的钢筋；普通钢筋的强度等级，纵向受力钢筋宜选用 HRB400 级和 HRB335 级热轧钢筋，箍筋宜选用 HRB335、HRB400 和 HPB235 级热轧钢筋。

注：钢筋的检验方法，应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工验收规范》GB50204 的规定。

2. 混凝土结构的混凝土强度等级，9 度时不宜超过 C60，8 度时不宜超过 C70。

3. 钢结构的钢材，Q235 宜采用质量等级为 B、C、D 的碳素结构钢，Q345 宜采用质量等级为 B、C、D、E 的低合金高强度结构钢，Q390 宜采用质量等级为 C、D、E 的低合金

高强度结构钢。

4. 钢结构的地脚螺栓，根据结构的工作温度，可选用 Q235B、C、D 级钢或 Q345B、C、D、E 级钢。

3.7.4 在施工中，当需要以强度等级较高的钢筋替代原设计中的纵向受力钢筋时，应按照钢筋受拉承载力设计值相等的原则换算，并应满足正常使用极限状态和抗震构造措施的要求。

3.7.5 采用焊接连接的钢结构，当钢板厚度不小于 40mm 且沿板厚方向承受拉力时，钢板厚度方向的截面收缩率不应小于国家标准《厚度方向性能钢板》GB50313 关于 Z15 级规定的容许值。

3.7.6 钢筋混凝土构造柱、芯柱，应先砌墙后浇构造柱、芯柱。

3.8 构筑物地震反应观测系统

3.8.1 8、9 度的甲类构筑物，高度分别超过 160m、120m 时，应设置地震反应观测系统，设计时应留有观测仪器和线路的位置。

4 场地、地基和基础

4.1 场地

4.1.1 场地类别，应根据土层的等效剪切波速和场地土覆盖层厚度确定。

4.1.2 场地土层的等效剪切波速，应按下列公式计算：

$$v_{se} = d_0 / t \quad (4.1.2-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{v_{si}} \right) \quad (4.1.2-2)$$

式中 v_{se} ——土层的等效剪切波速 (m/s)；

d_0 ——场地评定时采用的计算深度 (m)，取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值；

t ——剪切波在地表与计算深度之间传播的时间 (s)；

d_i ——计算深度范围内第 i 土层的厚度 (m)；

n ——计算深度范围内土层的分层数；

v_{si} ——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速 (m/s)，可根据构筑物抗震设防类别，按本规范附录 B 确定。

4.1.3 土层剪切波速的测量，应符合下列要求：

1. 在场地初步勘察阶段，对大面积的同一地质单元，测量土层剪切波速的钻孔数量，应为控制性钻孔数量的 1/5—1/3，山间河谷地区可适量减少，但不宜少于 3 个。

2. 在场地详细勘察阶段，对单幢构筑物，测量土层剪切波速的钻孔数量不宜少于 2 个，当测量的剪切波速值相差较大时，可适量增加测孔数量；对同一地质单元内的多幢构筑物，测孔数量可适量减少，但每幢构筑物下不得少于一个。

4.1.4 构筑物场地的覆盖层厚度应按下列要求确定：

1. 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s 的坚硬土层顶面的距离确定。

2. 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体，应视同周围土层。

3. 当地面 5m 以下存在剪切波速大于相邻上层土剪切波速 2.5 倍的土层，且其下卧岩石的剪切波速均不小于 400m/s 时，可按地面至该土层顶面的距离确定。

4. 土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

4.1.5 构筑物场地的类别，应根据场地土层的等效剪切波速 v_{se} 和覆盖层厚度 d_0 划分为四类。场地类别应按图 4.1.5 或附录 C 表确定。

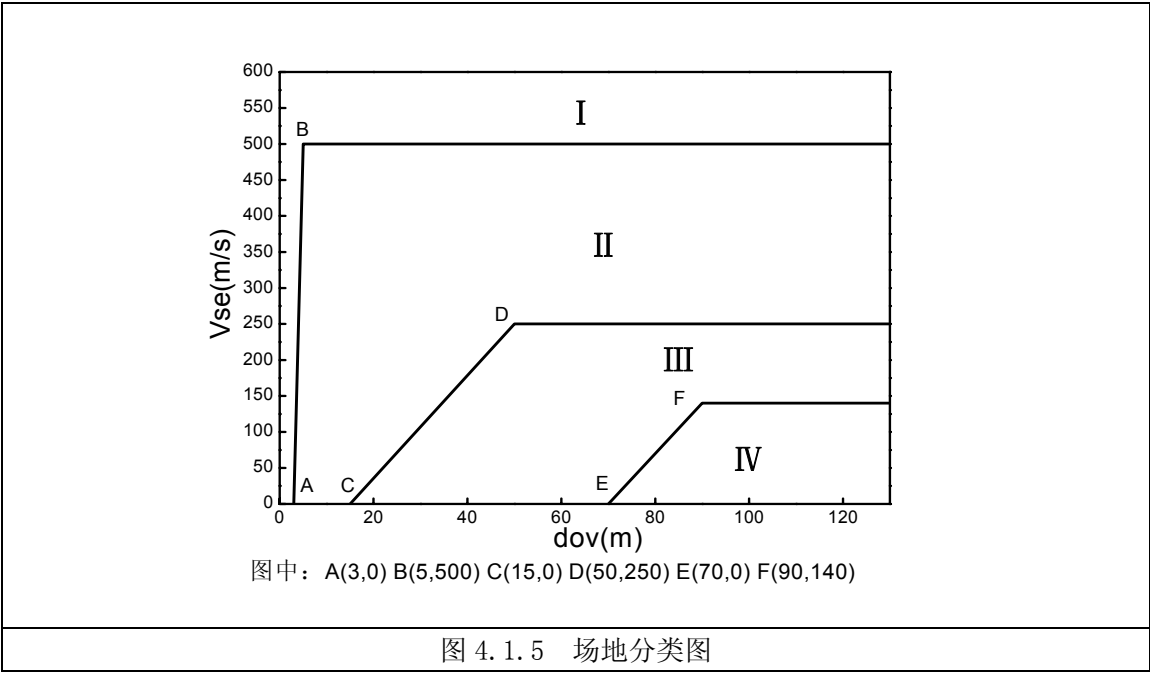


图 4.1.5 场地分类图

4.1.6 构筑物场地的特征周期，应根据其所在地的设计地震分区，土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按下列方法取值：

1. 处在设计地震一区的场地，特征周期根据场地的等效剪切波速和覆盖层厚度，按附录 C 采用；表中未列数值应取相邻数值间的插值；
2. 处在设计地震二区的场地，特征周期应取附录 C 中特征周期的 1.17 倍；
3. 处在设计地震三区的场地，特征周期应取附录 C 中特征周期的 1.33 倍；附录 A 列出了我国主要城市的设计地震分区。

4.1.7 场地内存在发震断裂时，应对断裂的工程影响进行评价，并应符合下列要求：

1. 对符合下列规定之一的情况，可忽略发震断裂错动对地面构筑物的影响：
 - 1) 抗震设防烈度小于 8 度；
 - 2) 非全新世断裂；
 - 3) 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于 60m 和 90m。
2. 对不符合本条 1 款规定的情况，应避开主断裂带。其避让距离不宜小于表 4.1.7 对发震断裂最小避让距离的规定。

表 4.1.7 发震断裂的最小避让距离（m）

烈度	构筑物抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	300m	200m	--
9	专门研究	500m	300m	--

4.1.8 当需要在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段建造丙类及丙类以上构筑物时，除保证其在地震作用下的稳定性外，尚应估计不利地段对设计地震动参数可能产生的放大作用，其地震影响系数最大值应乘以增大系数。其值可根据不利地段的具体情况确定，但不宜大于 1.6。

4.1.9 对于地震时可能发生滑坡、崩塌、泥石流、塌陷、地裂，并可能影响构筑物安全的场地，以及具有地震时可能发生液化、震陷的土层时，应进行专门评价。

4.2 天然地基及基础

4.2.1 天然地基上的下列构筑物，可不进行地基和基础的抗震承载力验算；

1. 6 度时的构筑物。
2. 7 度、8 度和 9 度时，地基静承载力特征值分别大于 80、100、120kPa 且高度不超过 25m 的构筑物。
3. 本规范规定可不进行上部结构抗震验算的构筑物。

4.2.2 天然地基的抗震承载力，应符合下列各式要求：

$$p \leq f_{aE} \quad 4.2.2-1$$

$$p_{\max} \leq 1.2 f_{aE} \quad 4.2.2-2$$

$$f_{aE} = \xi_a f_a \quad 4.2.2-3$$

式中 p ——基础底面地震作用效应标准组合的平均压力；

f_{aE} ——调整后的地基抗震承载力；

$p_{\max}$ ——基础底面边缘地震作用效应标准组合的最大压力；

f_a ——经宽度和埋深修整后的地基承载力特征值，应按现行国家标准 GB50007 确定；

ξ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按表 4.2.2 采用。

表 4.2.2 地基抗震承载力调整系数

岩土名称和状态	ξ_a
岩石，密实的碎石，密实的砾砂、粗砂、中砂， $f_{ak} \geq 300$ 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，砾砂、粗砂、中砂，密实和中密的细砂、粉砂， $150 \leq f_{ak} < 300$ 的粘性土和粉土	1.3
稍密的细砂、粉砂， $100 \leq f_{ak} < 150$ 的粘性土和粉土，	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近沉积粘性土和粉土	1.0

注： f_{ak} 为地基静承载力特征值

4.2.3 验算天然地基的抗震承载力时，基础底面零应力区的面积大小，除另有规定外，应满足下列要求：

1. 体型规则的构筑物，零应力区的面积不应大于基础底面面积的 25%。
2. 体型不规则的构筑物，零应力区的面积不亦大于基础底面面积的 15%。
3. 高宽比大于 4 的高耸构筑物，零应力区的面积为零。

4.2.4 对水平荷载较大的结构应进行基础的地震抗滑验算，抗滑安全系数不应小于 1.3。抗滑阻力可采用基础底面摩擦力与基础正侧面的水平抗力之和；基础正侧面土的水平抗力，可采用被动土压力的 1/3。

4.2.5 当需要提高基础的抗滑能力时，可选择下列措施：

1. 设置刚性地坪。
2. 基础底面下换土。
3. 增加基础埋置深度或在基础底面增设防滑键。
4. 加设基础系梁。

4.3 液化土地基

4.3.1 地基中存在饱和砂土、饱和粉土和塑性指数小于 15 的饱和粉质粘土时，应进行液化判别；对存在判别为液化土层的地基，应根据具体情况采取相应措施进行处理。

4.3.2 对于埋深小于 5m 的浅基础和埋深大于 5m 的深基础、桩基础，应分别对地面下 15m 和 20m 深度范围内的饱和砂土、饱和粉土，按下列规定进行液化初判：

1. 6 度时，一般可不计液化的影响。
2. 粉土中粒径小于 0.005mm 的粘粒含量百分率，7 度、8 度和 9 度分别不小于 10%、13%、16% 时，可不计液化的影响。
3. 埋置深度不大于 2m 的基础，可按图 4.3.2 确定是否要进一步判别液化；埋置深度大于 2m 但不超过 5m 的浅基础，上覆非液化土层厚度和地下水位深度值应各减去超过 2m 的深度部分后按图 4.3.2 进行判别。

注：① 粘粒含量为采用六偏磷酸钠作分散剂的测量结果；
 ② 上覆非液化土层中有淤泥和淤泥质土时，应扣除该土层厚度；
 ③ 地下水位深度采用厂矿投产后年平均最高水位或近期内年最高水位。

图 4.3.2

4.3.3 经初判确定为需要进一步判别液化的饱和砂土和粉土，浅基础在地面下 15m 或深基础、桩基础在地面下 20m 深度范围内，可采用标准贯入试验进行判别；当有成熟经验时，也可采用其它方法进行判别。

当饱和砂土和粉土的标准贯入锤击数实测值（未经杆长修正）小于液化判别标准贯入锤击数临界值时，应判为液化土。液化判别标准贯入锤击数临界值，应按下式计算：

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.3.3-1)$$

在地面下 15-20m 范围内，液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算：

$$N_{cr} = N_0 [2.4 + 0.1d_w] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.3.3-2)$$

式中 N_{cr} —液化判别标准贯入锤击数临界值；

d_s —标准贯入点深度(m)；

d_w —地下水位深度(m)，宜按设计基准期内年最高水位采用，也可按近期内年最高水位采用；

ρ_c —粘粒含量百分率，若 ρ_c 小于 3 或为砂土时，应取 3；

N_0 —液化判别标准贯入锤击数基准值，应按表 4.3.2 采用。

表 4.3.3 标准贯入锤击数基准值

设计地震分组	7 度		8 度		9 度
	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
第一组	6	8	10	13	16

第二、三组	8	10	12	15	18
-------	---	----	----	----	----

4.3.4 塑性指数小于 15 的饱和粉质粘土，当满足下列条件之一时应判为液化土：

$$w_s \geq 0.9w_L \quad (4.3.4.2)$$

$$I_L \geq 0.75 \quad (4.3.4.2)$$

式中 w_s —天然饱和含水量；

w_L —液限含水量；

I_L —液性指数

注：①液限含水量采用液、塑限联合测定法测定。

4.3.5 存在饱和砂土和粉土液化的地基，应按表 4.3.5 确定地基的液化等级。

表 4.3.5 地基液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
判别深度为 15m 时的液化指数	≤ 5	6~15	> 15
判别深度为 20m 时的液化指数	≤ 6	7~18	> 18

地基的液化指数，可按式(4.3.5)计算：

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cri}} \right) d_i W_i \quad 4.3.5$$

式中 I_{LE} —地基液化指数；

N_i 、 N_{cri} —分别为第 i 点的标准贯入锤击数实测值和临界值，当实测值大于临界值时应取临界值；

n —每个钻孔中判别深度范围内液化土层的标准贯入试验点的总数；

d_i —第 i 标准贯入点代表的液化土层厚度(m)；取该标贯点上下两相邻标贯点深度差的一半；但上界不高于地下水位深度，下界不低于液化深度；

W_i —第 i 液化土层单位厚度的层位影响的权函数值(m^{-1})，若判别深度为 15m，则当液化土层中点深度不大于 5m 时，应采用 10，等于 15m 时应取零，5~15m 之间可按线性内插法取值；若判别深度为 20m，则当该层深度不大于 5m 时应取 10，在深度 20m 处应取零，而 5~20m 之间按线性内插法取值。

4.3.6 存在饱和粉质粘土液化的地基，其液化危害性应根据沉降和横向变形大小进行专门研究确定。

4.3.7 抗液化措施，宜根据构筑物的类别和地基的液化等级按表 4.3.7 选择。尚可根据液化震陷量的估计，适当调整抗液化措施。除丁类构筑物外，不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

表 4.3.7 抗液化措施

构筑物类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
甲类	专门研究确定		
乙类	②或③	①或②+③	①
丙类	③或不采取措施	③或②	①或②+③
丁类	不采取措施	不采取措施	③或其它较经济的措施

注：① 全部消除地基液化沉降的措施；

② 部分消除地基液化沉降的措施；

③ 减小不均匀沉降或提高结构对不均匀沉降适应能力的措施。

4.3.8 全部消除地基液化沉降的措施，应符合下列要求：

1. 采用桩基时，应符合本章的有关规定。
2. 采用深基础时，基础底面埋入液化深度以下的稳定土层中的深度，不应小于 500mm。
3. 采用加密法加固时，处理深度应达到液化深度下界，且处理后土层的标准贯入锤击数的实测值应符合本章第 4.3.3 条的规定。
4. 采用换土法时，应挖除全部液化土层。
5. 每边外伸的加密或换土处理宽度，从基础底面边缘算起，不应小于基础底面以下处理深度的 1/3，且不应小于 2m。

4.3.9 部分消除地基液化沉降的措施，应符合下列要求：

1. 处理深度，应使处理后构筑物的地基液化指数符合表 4.3.5 中轻微液化的要求；对独立基础和条形基础，基础底面以下的处理深度尚不应小于基础宽度的较大值，且不应小于基础底面下特征深度。
2. 在处理深度范围内，处理后土层标准贯入击数实测值应符合本章第 4.3.3 条的规定。
3. 每边外伸的处理宽度，应符合本章第 4.3.8 条的规定。

4.3.10 采用减小不均匀沉降或提高结构对不均匀沉降适应能力的措施时，可按具体情况选择下列措施：

1. 选择合适的基础埋置深度。
2. 采用箱基、筏基和钢筋混凝土十字形基础等。
3. 增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

4.3.11 地下结构或半地下结构的底面或侧面有液化土层时，应确定液化后土的侧压力和上浮力增大对结构的影响，

4.3.12 对存在液化土层的坡、岸场地，应判定场地液化流滑的可能性及横向扩展的大小。

4.4 软粘性土地基震陷

4.4.1 6度和7度区粘性土地基上的构筑物，当地基基础的静力设计符合《建筑地基基础规范》GB50007要求时，可不考虑地基震陷的影响。

4.4.2 8度和9度，当地基范围内存在淤泥、淤泥质土等软粘土且地基静承载力特征值8度小于100kPa、9度小于120kPa的时，除丁类构筑物或基础底面以下非软土层厚度符合表4.4.1规定的构筑物外，均应采取措施，消除地基震陷影响。

表 4.4.1 基础底面以下非软土层厚度

烈度	基础底面以下非软土层厚度(m)
8	$\geq b$ ，且 ≥ 5
9	$\geq 1.5b$ ，且 ≥ 8

注：① 表中厚度系指直接位于基础底面以下的非软土层；

② b 为基础底面宽度(m)。

4.4.3 消除软土地基震陷影响，可选择下列措施：

1. 基本消除地基震陷的措施，可采用桩基、深基础、加密或换土法等。

采用加密或换土法时，基础底面以下软土的处理深度应满足表 4.4.1 规定的非软土层厚度要求；每边外伸处理宽度不宜小于处理深度的 1/3，且不宜小于 2m。

2. 部分消除地基震陷的措施，可采用加密或部分换土法等。

基础底面以下软土的处理深度应满足本章表 4.4.1 规定的非软土层厚度的 0.75 倍；每边外伸处理宽度不宜小于处理深度的 1/3，且不宜小于 2m。

3. 不具备地基处理条件时，可降低取用地基抗震承载力设计值。

4. 基础和上部结构措施：

(1) 可采用箱基、筏基和钢筋混凝土十字形基础等；

(2) 增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀震陷敏感的结构形式等。

4.4.4 存在地基震陷影响的甲类构筑物或有特殊要求的构筑物，其抗震措施应进行专门研究。

4.5 桩基础

4.5.1 承受竖向荷载为主的低承台桩基，当同时符合下列条件时，可不进行桩基竖向抗震承载力和水平抗震承载力的验算：

1. 6~8度时，符合本章第4.2.1条规定的构筑物。
2. 桩端和桩身周围无液化土层。
3. 桩承台周围无液化土、淤泥、淤泥质土、松散砂土，且无地基静承载力标准值小于100kPa的填土。
4. 构筑物不位于斜坡地段。

4.5.2 非液化土中低承台桩基的抗震验算，应符合下列规定：

1. 单桩竖向和水平向抗震承载力特征值，可均比静力设计时提高25%；桩身尚应满足强度要求。
2. 当承台侧面的土未经扰动或已经回填密实时，桩基水平承载力，可按桩的水平承载力和桩承台正侧面土的水平抗力之和进行计算；但正侧面土抗力应不大于被动土压力的1/3，且不应计入桩基承台底面和旁侧面与土之间的摩擦力。

4.5.3 存在液化土层的低承台桩基，且桩基承台底面上、下分别有厚度不小于1.5、1.0m的非液化土或非软弱土时，可按下列两种情况分别进行抗震验算：

1. 按全部地震作用采用，桩承载力可按本章第4.5.2条规定确定，但液化土层的桩周摩擦力、水平抗力，均应乘以液化影响折减系数，其值可按表4.5.3采用。

表 4.5.3 土层的液化影响折减系数

标贯比 λ	深度(m)	折减系数
$\lambda_N \leq 0.6$	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$0.6 < \lambda_N \leq 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$0.8 < \lambda_N \leq 1$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

注： λ_N 为液化土层的标准贯入锤击数实测值与相应的临界值之比。

2. 地震作用按水平地震影响系数最大值的10%采用，桩承载力可按本章第4.5.2条规定确定，但应扣除液化土层的桩周摩擦力和桩承台下2m深度范围内非液化土层的桩周摩擦力。

4.5.4 存在液化土层的桩基，桩伸入非液化土中的长度(不包括桩尖部分)，应按计算确定。对于碎石土、砾砂、粗砂、中砂、坚硬粘性土和密实粉土应不小于0.5m；对于其它非岩土，不宜小于1.5m。

4.5.5 存在液化土层的预制桩群，当桩距小于4倍桩径且桩基纵向和横向的排数均不小于6排时，宜计入打桩对液化土的加密作用；桩基设计中，计算单桩承载力时可不计液化的影响；计算桩基承载力时，桩群外侧应力扩散角应用0°。

4.5.6 当承台周围为液化土时，应将承台外一定范围的土进行加固，使其消除液化，且其

承载力标准值不小于 100kPa。

4.5.7 当桩基穿过的液化层有侧向流动可能时，除应满足本节的有关规定外，尚应考虑液化土流动时侧向作用力的影响，并采取有效防御措施。

4.6 斜坡抗震稳定性

4.6.1 7、8、9度区，当构筑物位于斜坡上、坡顶及坡脚附近时，除应满足其静力稳定外，尚应考虑斜坡地震失稳的可能性及其对构筑物的影响。

4.6.2 当需要在非岩边坡上或者岩石风化破碎且节理发育的岩质边坡上或坡脚附近设置构筑物时，边坡高度和坡度不应超过表 4.6.2 中的限值，否则应进行抗滑稳定验算和采取提高边坡稳定性的措施。

表 4.6.2 地震区边坡高度与坡角的最大值

类别	岩土类别	边坡最大高度 (m)			边坡最大坡度
		7度	8度	9度	
I	完整岩土边坡：未风化或风化轻微、节理不发育(一般为 1~2 组以下)的硬质岩石，岩体一般呈整体或厚层状结构	25	20	18	1:0.1~1:0.3
II	较完整岩石边坡：风化较重或节理较发育(一般为 2~3 组)的硬质岩石，岩体呈块状结构及风化轻微、节理不发育的软质岩石	20	18	15	1:0.25~1:0.75
III	不完整岩石边坡：风化严重或节理发育(一般在 3 组以上)的硬质岩石，岩体呈碎石状结构以及 II 类以外的软质岩石	15	12	10	1:0.5~1:1
IV	半岩质边坡(包括第三纪岩石及具有一定胶结的碎石类土)	15	12	10	1:0.5~1:1
V	松散碎石类土边坡	10	8	6	1:1~1:1.75
VI	一般粘性土边坡	12	10	8	1:0.5~1:1.5

注：① 下部为基岩、上部为覆盖土层的边坡，可视其胶结程度，参照 IV、V 类取值。

② 边坡的最大坡度，7 度时可取较陡值，9 度时应取缓坡值。

(3) 当斜坡位于年均降雨量大于 800mm 的地区，表中 V、VI 类边坡的坡高和坡比的限值应按能考虑地震与降雨耦合的方法确定其抗震稳定性。

4.6.3 斜坡抗震稳定性验算，一般可采用拟静力法，水平地震系数按表 4.6.3 取值，安全系数不应小于 1.1。对于斜坡失稳影响较大的情况，尚应同时采用动力有限元方法或累积残余位移方法。

表 4.6.3 水平地震系数

设防烈度	7 度		8 度		9 度
	0.1g	0.15g	0.2g	0.3g	0.4g
水平地震系数	0.035	0.055	0.070	0.105	0.140

4.6.4 当有必要提高斜坡的抗震稳定性时，应针对具体情况采取下列一种或数种增强其抗震稳定性的措施或其他有效措施：

1. 放缓斜坡，设置较宽平台的批梯式斜坡；
2. 除去危石和构筑物上方的崩塌体；
3. 采用挡墙或锚杆支护；

4. 在构筑物与其上方陡坡之间修建截止沟或桩，以截止滚石和小的滑体；
5. 坡面覆盖、植草，合理排水；
6. 当坡脚或坡体内有液化或软弱土时，采取消除液化或加固软弱土的措施。

5 地震作用和结构抗震验算

5.1 一般规定

5.1.1 构筑物的抗震计算，应符合下列原则：

1. 一般情况下，可在构筑物结构单元的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用，应全部由该方向的抗侧力构件承担。
2. 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 150° 时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。
3. 质量或刚度分布明显不均匀、不对称的结构，应考虑水平地震作用的扭转影响。
4. 8 度和 9 度时，大跨度结构、长悬臂结构及箱(筒)形井塔、双曲线冷却塔、电视塔和石油化工塔型设备基础等高耸构筑物，应计算竖向地震作用。

5.1.2 各类构筑物的抗震计算，应分别采用下列方法：

1. 质量和刚度沿高度分布比较均匀的高度不超过 55m 的框排架结构和高度不超过 65m 的其它构筑物，以及近似于单质点体系的结构，可采用底部剪力法，其它结构宜采用振型分解反应谱法。

2. 甲类构筑物和本规范另有规定的构筑物，除可采用底部剪力法或振型分解反应谱法外，尚应采用时程分析法或经专门研究的方法进行补充计算。

5.1.3 采用时程分析法时，宜选择 3~5 条相似工程场地条件的实际加速度记录或拟合设计反应谱的人工地震加速度时程曲线，其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。底部剪力可取多条时程曲线计算结果的平均值，但不应小于按底部剪力法或振型分解反应谱法计算值的 80%。

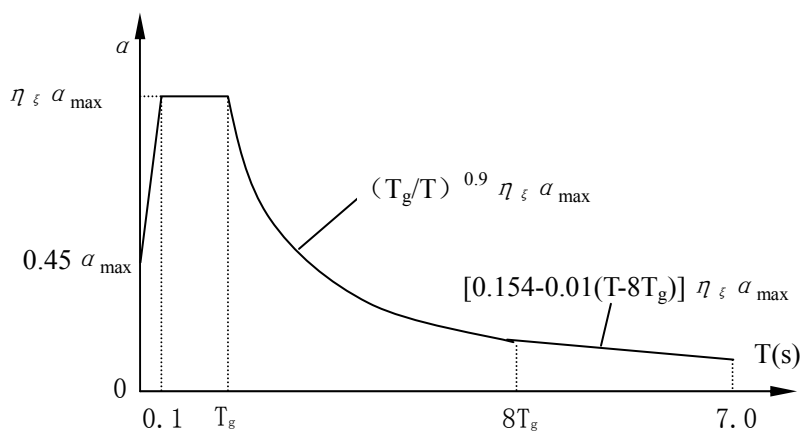
5.1.4 计算地震作用时，构筑物的重力荷载代表值应取结构构件、内衬和固定设备（含操作介质）自重标准值和可变荷载组合值之和；可变荷载的组合值系数，除本规范另有规定者外，应按表 5.1.4 采用。

表 5.1.4 可变荷载组合值系数表

可 变 荷 载 种 类		组合值系数
雪荷载(高温部位不考虑)		0.5
积灰荷载		0.5
楼面和操作台面活荷载	按实际情况考虑时	1.0
	按等效均布荷载考虑时	0.5~0.7
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注：硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数应按实际情况采用。

5.1.5 构筑物的地震影响系数，应根据烈度、特征周期、设计地震分組和结构自振周期以及阻尼比按图 5.1.5 确定。阻尼比为 0.05 的构筑物水平地震影响系数最大值，应按表 5.1.5 采用。特征周期应按第四章第 4.1.6 条的规定采用。



α ——地震影响系数； $\alpha_{\max}$ ——地震影响系数最大值；
 T ——结构自振周期； T_g ——特征周期

图 5.1.5 地震影响系数曲线

表 5.1.5 截面抗震验算的水平地震影响系数最大值

烈度		6 度	7 度	8 度	9 度
$\alpha_{\max}$	多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
	偶遇地震	0.11	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.9

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区；多遇地震：50 年超越概率为 63%；偶遇地震：50 年超越概率为 10%。

5.1.6 地震影响系数曲线（图 5.1.5）的阻尼调整、采用底部剪力法计算多质点体系时的水平地震影响系数修正值和竖向地震影响系数的取值，应符合下列规定：

1. 除有专门规定外，构筑物的阻尼比应取 0.05。当构筑物的阻尼比不等于 0.05 时，其水平地震影响系数应乘以阻尼修正系数；阻尼修正系数可按下列式计算：

$$\eta_{\xi} = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi} \quad (5.1.6-1)$$

式中 η_{ξ} ——水平地震影响系数的阻尼修正系数，当小于 0.55 时取 0.55；

ξ ——结构的阻尼比。

2. 多质点体系，当采用底部剪力法计算时，按图 5.1.5 确定的水平地震影响系数，应乘以增大系数。水平地震影响系数的增大系数，应按下列公式确定：

$$\text{当 } T > T_g \quad \eta_h = (T_g / T)^{-\varepsilon} \quad (5.1.6-2)$$

$$\text{当 } T \leq T_g \quad \eta_h = 1.0 \quad (5.1.6-3)$$

式中 η_h ——水平地震影响系数的增大系数；

ε ——增大系数的结构类型指数，应根据结构类型按表 5.1.6 采用。

表 5.1.6 结构类型指数

结构类型	剪切型结构	弯剪型结构	弯曲型结构
ε	0.05	0.15	0.25

3. 竖向地震影响系数的最大值，可采用水平地震影响系数最大值的 65%。

5.1.7 当采用时程分析法计算时，其地震加速度最大值应按表 5.1.7 采用。

表 5.1.7 时程分析所用地震加速度时程曲线的最大值

烈度	6	7	8	9
多遇地震	0.018g	0.035g(0.055g)	0.07g(0.11g)	0.14g
偶遇地震（设防烈度）	0.05g	0.10g(0.15g)	0.20g(0.30g)	0.40g
罕遇地震		0.22g(0.31g)	0.4g(0.51g)	0.62g

5.1.8 构筑物的基本自振周期，可按本规范有关章规定的计算方法确定；当采用类似构筑物的实测周期时，应根据构筑物的重要性和允许损坏程度，乘以震时周期加长系数 1.1~1.4 确定。

5.1.9 结构的抗震验算，应符合下列规定：

1. 6 度时和本规范规定不验算的结构，可不进行截面抗震验算，但应符合有关的抗震措施要求。
2. 构筑物应按本规范规定的抗震计算水准进行地震作用和作用效应计算。
3. 平面尺寸较小的高耸构筑物，应对整体结构进行抗倾覆验算。
4. 符合本章第 5.5.1 条规定的构筑物，除应按本章第 5.4 节的规定进行截面抗震验算外，尚应进行抗震变形验算。

5.2 水平地震作用和作用效应计算

5.2.1 当采用底部剪力法时，结构水平地震作用计算简图可按图 5.2.1 采用；水平地震作用和作用效应应按下列规定计算：

1. 结构总水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{cq} \quad (5.2.1-1)$$

$$G_{cq} = \frac{[\sum G_i X_{li}]^2}{\sum G_i X_{li}^2} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.2.1-2)$$

$$X_{li} = (h_i / h)^\delta \quad (5.2.1-3)$$

式中 F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

- α_1 —— 相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数，应按本章第 5.1.5 条确定；
- G_{eq} —— 相应于结构基本自振周期的等效总重力荷载；
- G_i —— 集中于质点 i 的重力荷载代表值，应按本章第 5.1.4 条的规定确定；
- X_{1i} —— 结构基本振型质点 i 的水平相对位移；
- h_i —— 质点 i 的计算高度；
- h —— 结构的总计算高度；
- δ —— 结构基本振型指数，可按表 5.2.1 取值；
- n —— 质点数。

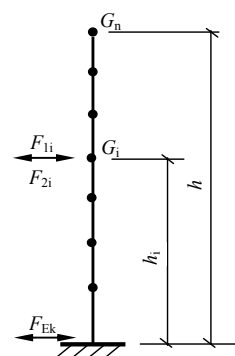


图 5.2.1 结构水平地震作用计算简图

表 5.2.1 结构基本振型指数

结构类型	剪切型结构	弯剪型结构	弯曲型结构
δ	1.0	1.5	1.75

2. 结构基本振型和第二振型质点 i 的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{1i} = F_{Ek1} \frac{G_i X_{1i}}{\sum G_i X_{1i}} \quad (5.2.1-4)$$

$$F_{2i} = F_{Ek2} \frac{G_i X_{2i}}{\sum G_i X_{2i}} \quad (5.2.1-5)$$

$$F_{Ek1} = \frac{\alpha_1}{\eta_h} G_{eq} \quad (5.2.1-6)$$

$$F_{Ek2} = \sqrt{F_{Ek}^2 - F_{Ek1}^2} \quad (5.2.1-7)$$

$$X_{2i} = (1 - h_i / h_0) h_i / h_0 \quad (5.2.1-8)$$

式中 F_{1i} 、 F_{2i} —— 分别为结构基本振型和第二振型质点 i 的水平地震作用标准值；

F_{Ek1} 、 F_{Ek2} —— 分别为结构基本振型和第二振型的总水平地震作用标准值；

X_{2i} —— 结构第二振型质点 i 的水平相对位移；

h_0 —— 结构第二振型曲线的节点计算高度，可采用结构总计算高度的 80%。

3. 水平地震作用标准值效应，应按下列公式确定：

1) 按多遇地震进行截面抗震验算时：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_{Ek1}^2 + S_{Ek2}^2} \quad (5.2.1-9)$$

2) 按偶遇地震进行截面抗震验算时:

$$S_{Ek} = \zeta \sqrt{S_{Ek1}^2 + S_{Ek2}^2} \quad (5.2.1-10)$$

式中 S_{Ek} —— 水平地震作用标准值效应;

S_{Ek1} 、 S_{Ek2} —— 分别为结构基本振型和第二振型的水平地震作用标准值效应;

ζ —— 地震效应折减系数, 应按本规范有关章节的规定采用。

5.2.2 当采用振型分解反应谱法时, 不进行扭转耦联计算的结构, 水平地震作用和作用效应应按下列规定计算:

1. 结构 j 振型质点 i 的水平地震作用标准值, 应按下列公式确定:

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (5.2.2-1)$$

$$\gamma_j = \sum_{i=1}^n G_i X_{ji} / \sum_{i=1}^n G_i X_{ji}^2 \quad (5.2.2-2)$$

式中 F_{ji} —— j 振型质点 i 的水平地震作用标准值;

α_j —— 相应于 j 振型自振周期的水平地震影响系数, 应按本章第 5.1.5 条的规定确定;

X_{ji} —— j 振型质点 i 的水平相对位移;

γ_j —— j 振型的参与系数;

m —— 振型数。

2. 水平地震作用标准值效应 (弯矩、剪力、轴向力和变形), 应按下列公式确定:

1) 按多遇地震进行截面抗震验算时:

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_{Ekj}^2} \quad (5.2.2-3)$$

2) 按偶遇地震进行截面抗震验算时:

$$S_{Ek} = \zeta \sqrt{\sum S_{Ekj}^2} \quad (5.2.2-4)$$

式中 S_{Ekj} —— j 振型水平地震作用标准值效应, 除本规范另有规定者外, 振型数一般可只取前 3~5 个振型, 当基本自振周期大于 1.5s 时, 振型数目应适当增加。

5.2.3 突出构筑物顶面的小型结构, 采用底部剪力法计算时, 除本规范另有规定外, 其地

震作用效应宜乘以增大系数 3，但增大部分不应往下传递，但与该突出部分相连的构件节点设计应予以计入。

5.3 竖向地震作用计算

5.3.1 8 度和 9 度时的井塔、电视塔以及质量、刚度分布与其类似的筒式或塔式结构，其竖向地震作用标准值应按下列公式确定(图 5.3.1)；结构层的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值的比例进行分配。

$$F_{Evk} = \alpha_{v\max} G_{eqv}$$
 (5.3.1-1)

$$F_{vi} = F_{Evk} \frac{G_i h_i}{\sum G_j h_j}$$
 (5.3.1-2)

式中 F_{Evk} —— 结构总竖向地震作用标准值；
 F_{vi} —— 质点*i*的竖向地震作用标准值；
 h_i 、 h_j —— 分别为质点*i*、*j*的计算高度；
 $\alpha_{v\max}$ —— 竖向地震影响系数最大值，应按本章第 5.1.6 条的规定采用；
 G_{eqv} —— 结构等效总重力荷载，可按其重力荷载代表值的 75%采用。

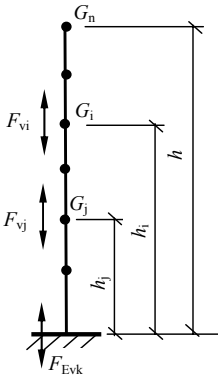


图 5.3.1 结构竖向地震作用计算简图

5.3.2 8 度和 9 度时跨度大于 24m 的桁架、长悬臂结构和其它大跨度结构，竖向地震作用标准值可采用其重力荷载代表值与竖向地震作用系数的乘积；竖向地震作用，可不往下传递，但构件节点设计时应予以计入；竖向地震作用系数，可按表 5.3.2 采用。

表 5.3.2 竖向地震作用系数

结构类别	烈度	场 地 分 类		
		I	II	III、IV
钢桁架	8	可不计算 (0.10)	0.08 (0.12)	0.10 (0.15)
	9	0.15	0.15	0.20
钢筋混 凝土桁架	8	0.10 (0.15)	0.13 (0.19)	0.13 (0.19)
	9	0.20	0.25	0.25
长悬臂和其它大 跨度结构	8	0.10 (0.15)		
	9	0.20		

注：括号内数值系设计基本地震加速度为 0.30g 的地区。

5.4 截面抗震验算

5.4.1 结构构件的截面抗震验算，除本规范另有规定者外，地震作用标准值效应和其它荷载效应的基本组合，应按下列式计算：

$$S = \gamma_G S_{GEr} + \gamma_{Eh} S_{Ek} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \gamma_w \psi_w S_{wk} + \gamma_t \psi_t S_{tk} + \gamma_m \psi_m S_{mk} \quad (5.4.1-2)$$

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

γ_G —— 重力荷载分项系数，一般情况下应采用 1.2；当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0，当验算结构抗倾覆或抗滑时，不应小于 0.9；

S_{GEr} —— 重力荷载代表值效应，重力荷载代表值应按本章第 5.1.4 条规定确定；

γ_{Eh}, γ_{Ev} —— 分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按表 5.4.1 采用；

S_{Ek} —— 水平地震作用标准值效应；

S_{Evk} —— 竖向地震作用标准值效应；

$\gamma_w, \gamma_t, \gamma_m$ —— 分别为风荷载、温度作用和高速旋转式机器动力作用分项系数，均采用 1.4；

ψ_w —— 风荷载组合值系数，高耸构筑物可采用 0.2，一般构筑物，除本规范另有规定外，应取 0.0；

ψ_t —— 温度作用组合值系数，一般构筑物应取 0.0，长期处于高温条件下的钢筋混凝土结构应采用 0.35，钢结构应采用 0.7；

ψ_m —— 高速旋转式机器动力作用组合值系数，对大型汽轮机组、电机、鼓风机等动力机器，应采用 0.7，一般动力机器应取 0.0。

表 5.4.1 地震作用分项系数

地 震 作 用		γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅按水平地震作用计算		1.3	0.0
仅按竖向地震作用计算		0.0	1.3
同时按水平和竖向地震作用计算	水平地震作用为主时	1.3	0.5
	竖向地震作用为主时	0.5	1.3

5.4.2 结构构件的截面抗震验算，应采用下列设计表达式：

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (5.4.2)$$

式中 R —— 结构构件承载力设计值，除本规范另有规定外，应按有关的设计规范

确定；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，除本规范另有规定外，应按表 5.4.2 采用。

表 5.4.2 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁		0.75
	支撑		0.80
	节点板件、连接螺栓		0.85
	连接焊缝		0.90
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙	受剪	0.90
	其它抗震墙	受剪	1.00
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

5.4.3 当仅按竖向地震作用计算时，结构构件承载力的抗震调整系数均宜采用 1.0。

5.5 抗震变形验算

5.5.1 8 度 III 类、IV 类场地或 9 度时的框排架结构、9 度时的柱承式筒仓以及本规范规定要作变形验算的构筑物，应进行抗震变形验算。

5.5.2 抗震变形验算时，水平地震影响系数应符合本章第 5.1.5 条确定，但最大值应按表 5.5.2 采用。

表 5.5.2 抗震变形验算的水平地震影响系数的最大值

烈度	7	8	9
α_{max}	0.50 (0.70)	0.90 (1.15)	1.40

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

5.5.3 框排架结构，结构层的层间最大弹塑性位移，可选取薄弱层部位进行计算，并应符合下列规定：

1. 薄弱层位置的确定：
- 1) 结构层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构，可取底层；

2) 结构层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构，可取该系数最小或相对较小的结构层；

3) 排架结构，可取上柱。
2. 结构层层间最大弹塑性位移，可按下列公式确定：

$$\Delta u_p = \frac{\Delta u_y}{\sqrt{\xi_y}} \exp[1.9(1 - \xi_y)]$$

(5.5.3-1)

$$\xi_y = V_y / V_E \quad (5.5.3-2)$$

式中 Δu_p ——层间最大弹塑性位移；

Δu_y ——层间屈服位移；

ξ_y ——结构层屈服强度系数；

V_y ——结构层屈服剪力；

V_E ——结构层弹性地震剪力。

5.5.4 柱承式筒仓的最大弹塑性位移，可按下列下式计算：

$$\Delta u_p = \frac{\Delta u_y}{2.78} \left[\left(\frac{M_E}{M_y} \right)^2 + 1.32 \right] \quad (5.5.4)$$

式中 Δu_p ——柱顶最大弹塑性位移；

Δu_y ——柱顶屈服位移，可在柱顶作用 1.42 倍屈服弯矩，采用弹性分析确定；

M_E ——柱顶弹性地震弯矩；

M_y ——柱顶屈服弯矩。

5.5.5 框排架结构或柱承式筒仓的结构层或柱顶弹塑性位移，应符合下列下式要求：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (5.5.5)$$

式中 h ——结构层高度、排架上柱高度或柱承式筒仓柱的全高(m)；

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值。

5.5.6 框排架结构和柱承式筒仓的层间弹塑性位移角限值，可按下列规定采用：

1. 对于钢及钢筋混凝土框排架结构，可按表 5.5.6 采用。
2. 对于柱承式筒仓，可按下列下式确定：

$$[\theta_p] = 0.25 \frac{T_1^{1.4}}{f_{ck}} \quad (5.5.6)$$

式中 T_1 ——贮仓的基本自振周期；

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值。

表 5. 5. 6 层间弹塑性位移角限值

结构类型		$[\theta]_p$
无贮仓	框架结构	1/50
	排架结构	1/30
有贮仓	框架结构	1/60
	排架结构	1/40

6 钢筋混凝土框排架结构

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于钢筋混凝土框架、框架—抗震墙结构与排架组成的框排架结构。

6.1.2 钢筋混凝土框排架结构的框架跨应根据烈度、结构类型和框架的高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类构筑物的钢筋混凝土结构的抗震等级，应按表 6.1.2 确定。

表 6.1.2 钢筋混凝土框架结构的抗震等级

结构类型			烈 度						
			6		7		8		9
框架结构	不设贮仓的框架	高度 (m)	<25	25~55	<30	30~50	<30	30~40	≤25
		框架	四	三	三	二	二	—	—
	设贮仓的框架	高度 (m)	<25	25~50	<25	25~45	<25	25~35	≤20
		框架	四	三	三	二	二	—	—
框架—抗震墙结构	不设贮仓的框架	高度 (m)	<55	55~120	<55	55~110	<55	55~90	≤45
		框架	四	三	三	二	二	—	—
	设贮仓的框架	高度 (m)	<50	50~110	<50	50~100	<50	50~80	≤40
		框架	四	三	三	二	二	—	—
	抗震墙		三	三	二	二	—	—	—

注：

1. 高度指室外地面到主要屋面板顶面的高度（不包括局部突出屋面部分）；
2. 当框架跨顶层屋面梁支座为铰接时，其高度应取至顶层；
3. 框排架结构场地为Ⅰ类时，除 6 度外可按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；
4. 设有贮仓的框架指在柱上设有纵横的钢筋混凝土贮仓竖壁，且竖壁的跨高比不大于 2.5；当大于 2.5 时按不设贮仓的框架抗震等级确定；
5. 框架—抗震墙结构，在基本振型地震作用下，若框架部分承受地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%，其框架部分的抗震等级应按表 6.1.2 中框架结构相应的抗震等级确定。
6. 超过表内高度的结构，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

6.1.3 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度、9 度时，框排架结构的平面和竖向布置、结构选型、选材，应符合下列规定：

1. 在结构单元平面内，抗侧力构件宜对称均匀布置，并沿结构全高设置，各柱列的侧移刚度宜均匀。竖向抗侧力构件的截面尺寸宜自下而上逐渐减小，避免抗侧力构件的侧向刚度和承载力突变。
2. 质量大的设备等，不宜布置在结构单元边缘的平台上，宜设置在距结构刚度中心较

近的部位；当不可避免时，宜将平台与主体结构分开，或在满足工艺要求的条件下应尽量低位布置。

3. 不宜采用悬挑结构。

4. 围护墙宜选用轻质材料、轻型墙板、钢筋混凝土墙板等；当结构单元的一端敞开另一端有山墙时，其山墙宜选用柔性连接方案。

6.1.4 框排架结构的防震缝，应符合下列要求：

1. 当有下列情况之一时，应设置防震缝：

- 1) 房屋贴建于框排架结构；
- 2) 结构的平面布置不规则；
- 3) 质量和刚度沿纵向分布有突变。

2. 防震缝的两侧应各自设置承重结构。

3. 除胶带运输机和链带设备外，设备不应跨防震缝布置。

4. 防震缝的最小宽度，应符合下列要求：

1) 贴建房屋与框排架结构间：

- | | |
|----------|-------|
| 6 度、7 度时 | 70mm； |
| 8 度、9 度时 | 80mm； |

2) 框排架结构单元间，当结构高度在 15m 以下时，可采用 70mm；当结构高度超过 15m 时，对 6 度、7 度、8 度和 9 度，分别每增高 5m、4m、3m、2m 宜加宽 20mm。

6.1.5 框架及框架—抗震墙结构中，楼、屋盖采用预制板时，应采取措施保证楼、屋盖的整体性及其与框架梁（或抗震墙）有可靠连接。

6.1.6 排架跨屋架或屋面梁支承在框架柱上的标高，应符合下列要求：

1. 排架跨的屋架下弦或屋面梁底面，宜与框架跨相应楼层布置在同一标高处。

2. 排架跨的屋架或屋面梁支承在框架柱顶伸出的单柱上时宜在柱顶纵向（A 处）设置一道钢筋混凝土连梁，使 AC 柱段在纵向形成框架。

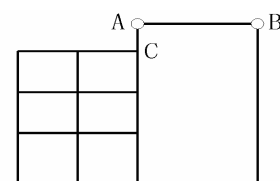


图 6.1.6

6.1.7 屋盖天窗的配置与选材，应符合下列要求：

1. 天窗宜采用突出屋面较低的避风型天窗、下沉式天窗或采光屋面板等形式。

2. 突出屋面的天窗宜采用钢天窗架；6 度和 7 度时，可采用矩形截面的钢筋混凝土天窗架。

3. 在满足建筑功能的条件下，宜降低天窗架的高度。

4. 天窗屋盖、端壁板和侧板，宜采用轻型板材。

5. 结构单元两端的第一柱间不应设置天窗；8 度和 9 度时，宜从第三柱间开始设置天窗。

6.1.8 屋盖的屋架或屋面梁的选用，应符合下列要求：

1. 根据烈度和跨度不同可选用钢屋架或重心较低的预应力混凝土、钢筋混凝土屋架。

2. 跨度不大于 15m 时，可采用钢筋混凝土屋面梁。

3. 跨度大于 24m 时，或 8 度 III、IV 类场地和 9 度时，应优先采用钢屋架。

4. 有突出屋面天窗的屋盖不宜采用预应力混凝土或钢筋混凝土空腹屋架。

6.1.9 框排架结构的排架柱选型，应符合下列要求：

1. 根据截面高度不同可采用矩形、工字形截面柱或斜腹杆双肢柱，不应采用薄壁开孔或预制腹板的工字形柱。

2. 采用工字形截面柱时，柱底至室内地坪以上 500mm 高范围内、阶形柱的上柱和牛腿处的各柱段均应采用矩形截面。

3. 山墙抗风柱一般采用矩形、工字形截面柱，亦可采用钢结构工字形截面柱。当排架跨较高时，可设置山墙抗风梁作为山墙抗风柱的支承点。

6.1.10 上吊车的钢梯，宜按下列原则布置：

1. 在结构单元内一端有山墙另一端无山墙时，应在靠山墙端部设置钢梯。
2. 在结构单元内两端均有山墙或均无山墙时，应在单元中部设置钢梯。
3. 多跨时，可按 1、2 款的原则分散布置钢梯。

6.1.11 框架结构和框架—抗震墙结构中，框架和抗震墙均宜双向设置，且柱中线与抗震墙中线、梁中线与柱中线之间的偏心距不宜大于柱宽的 1/4。

6.1.12 框架—抗震墙中，抗震墙之间无大洞口的楼盖、屋盖的长宽比，不宜超过表 6.1.12 的规定；超过时应计入楼盖、屋盖平面变形的影响。

表 6.1.12 抗震墙之间楼盖、屋盖的长宽比

楼盖、屋盖类型	烈 度			
	6	7	8	9
现 浇	4	4	3	2
预制板	3	3	2.5	不宜采用

6.1.13 框架—抗震墙结构中抗震墙的设置，应符合下列要求：

1. 抗震墙宜贯通结构全高。
2. 抗震墙宜设置在墙面不需要开大洞口的位置。
3. 结构较长时，刚度较大的纵向抗震墙不宜设置在结构的端开间。
4. 抗震墙洞口宜上下对齐，且洞边距端柱不宜小于 300mm。
5. 一、二级抗震墙的洞口连梁，其跨高比不宜大于 5，截面高度不宜小于 400mm。

6.1.14 采用框架—抗震墙结构时，抗震墙底部应予加强，加强部位的高度可取墙肢总高度的 1/8 和底部二层二者的较大值，且不大于 15m。

6.1.15 框排架结构单独柱基有下列情况之一时，宜沿两个主轴方向（排架柱仅在纵向）设置基础连梁：

1. 一级框架和Ⅳ类场地的二级框架。
2. 各柱基承受的重力荷载代表值差别较大。
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土层。
5. 柱基承台之间。

6.1.16 框架—抗震墙结构中的抗震墙基础，应有良好的整体性和抗转动的能力。

6.1.17 非结构构件和建筑配件与其支撑结构应有可靠的连接或锚固等抗震措施，并通过抗震计算，以满足非结构构件的抗震要求。

6.2 计算要点

6.2.1 框排架结构应按本规范第 5 章和本章规定的调整构件的组合内力设计值等有关规定进行抗震计算。凡本章和附录中未作规定者还应符合有关现行设计规范要求。

6.2.2 框排架结构宜按空间结构模型计算地震作用，且应符合下列规定：

1. 设有天窗且不纳入框排架结构计算模型时，地震作用计算可将天窗的质量集中在屋盖天窗架下部横梁处。

2. 设有贮仓的框排架结构，应考虑由于贮仓结构设有横隔板或不设横隔板，对贮料荷载分配的影响。不设横隔板贮料荷载仅分配给纵向贮仓竖壁上，设有横隔板贮料荷载应分配给纵向和横向贮仓竖壁上。

3. 可采用振型分解反应谱法，其振型不宜少于 12 个。

4. 计算的结构周期应进行调整，周期调整系数可采用：横向取 0.9，纵向无纵墙时取 0.9，有纵墙时取 0.8。

6.2.3 框排架结构，当符合本规范附录 D 规定的条件时，可按多质点平面结构计算，其地震作用效应，应按附录 D.0.2 条规定进行地震作用空间效应调整。

6.2.4 设有贮仓的框排架结构计算地震作用时，贮仓内料的有效重力荷载的标准值 G_{eq} 可按下式确定：

$$G_{eq} = \Psi G \quad (6.2.4)$$

式中 G_{eq} ——贮料的有效重力荷载标准值；

Ψ ——充盈系数，对单仓和双联仓，取 0.9；对多联仓，取 0.8；

G ——按实际容积计算的重力荷载标准值。

6.2.5 一、二、三级框架结构的底层，柱下端（设有贮仓的框架应包括支承贮仓竖壁柱的上端）截面组合的弯矩设计值，应分别乘以增大系数 1.50、1.25 和 1.15。底层柱纵向钢筋宜按上下端的不利情况配置。

6.2.6 一、二、三级框架的梁柱节点处，除框架顶层和柱轴压比小于 0.15 者外，柱端部截面组合的弯矩设计值应分别符合下列公式要求：

$$\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_b \quad (6.2.6-1)$$

一级框架结构及 9 度时尚应符合：

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_{bua} \quad (6.2.6-2)$$

式中 ΣM_c ——节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和，上下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析分配；

ΣM_b ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和，一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

ΣM_{bua} ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，根据实配钢筋面积（计入受压钢筋）和材料强度标准值确定；

η_c ——柱端弯矩增大系数，一级取 1.4，二级取 1.2，三级取 1.1。

当反弯点不在柱的层高范围内时，柱端截面组合的弯矩设计值可乘以上述柱端弯矩增大系数。

6.2.7 一、二、三级的框架梁和抗震墙中跨高比大于 2.5 的连梁，其梁端截面组合的剪力

设计值应按下式调整：

$$V = \eta_{vb} (M_b^l + M_b^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.7-1)$$

一级框架结构及 9 度时尚应符合：

$$V = 1.1 (M_{bua}^l + M_{bua}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.7-2)$$

式中 V ——梁端截面组合的剪力设计值；

l_n ——梁的净跨；

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；

M_b^l 、 M_b^r ——分别为梁左右端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值，一级框架两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——分别为梁左右端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定；

η_{vb} ——梁端剪力增大系数，一级取 1.3，二级取 1.2，三级取 1.1。

6.2.8 一、二、三级框架柱组合的剪力设计值应按下式调整：

$$V = \eta_{vc} (M_c^b + M_c^t) / H_n \quad (6.2.8-1)$$

一级框架结构及 9 度时尚应符合：

$$V = 1.2 (M_{cua}^b + M_{cua}^t) / H_n \quad (6.2.8-2)$$

式中 V ——柱端截面组合的剪力设计值；

H_n ——柱净高；

M_c^t 、 M_c^b ——分别为柱的上下端顺时针或反时针方向截面组合的弯矩设计值；应符合本节 6.2.5、6.2.6 条的规定；

M_{cua}^t 、 M_{cua}^b ——分别为偏心受压柱的上下端顺时针或反时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值，根据实配钢筋面积、材料强度标准值和轴压力等确定；

η_{vc} ——柱剪力增大系数，一级取 1.4，二级取 1.2，三级取 1.1。

6.2.9 一、二、三级的抗震墙底部加强部位，其截面组合的剪力设计值应按下式调整：

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (6.2.9-1)$$

9 度时尚应符合

$$V = 1.1 \frac{M_{wua}}{M_w} V_w \quad (6.2.9-2)$$

式中 V ——抗震墙底部加强部位截面组合的剪力设计值；
 V_w ——抗震墙底部加强部位截面组合的剪力计算值；
 M_{wua} ——抗震墙底部截面实配的抗震受弯承载力所对应的弯矩值，根据实配纵向钢筋面积、材料强度标准值和轴力等计算；
 M_w ——抗震墙底部截面组合的弯矩设计值；
 η_{vw} ——抗震墙剪力增大系数，一级为 1.6，二级为 1.4，三级为 1.2。

6.2.10 抗震墙各墙肢截面组合的弯矩设计值，应按下列规定采用：

1. 一级抗震墙的底部加强部位及以上一层，应按墙肢底部截面组合弯矩设计值采用；其他部位，墙肢截面的组合弯矩设计值应乘以增大系数，其值可采用 1.2。
2. 双肢抗震墙中，墙肢不宜出现小偏心受拉；当任一墙肢为大偏心受拉时，另一墙肢的剪力设计值、弯矩设计值应乘以增大系数 1.25。

6.2.11 一、二、三级框架的角柱，经本节第 6.2.5、6.2.6、6.2.8 条调整后的组合弯矩设计值、剪力设计值尚应乘以不小于 1.10 的增大系数。

6.2.12 钢筋混凝土结构的梁、柱、抗震墙和连梁，其截面组合的剪力设计值应符合下列要求：

跨高比大于 2.5 的梁和连梁及剪跨比大于 2 的柱和抗震墙：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b h_0) \quad (6.2.12-1)$$

跨高比不大于 2.5 的连梁、剪跨比不大于 2 的柱和抗震墙、以及落地抗震墙的底部加强部位：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_c b h_0) \quad (6.2.12-2)$$

剪跨比应按下列式计算：

$$\lambda = M^c / (V^c h_0) \quad (6.2.12-3)$$

式中 λ ——剪跨比，应按柱端或墙端截面组合的弯矩计算值 M^c 、对应的截面组合剪力计算值 V^c 及截面有效高度 h_0 确定，并取上下端计算结果的较大值；反弯点位于柱高中部的框架柱可按柱净高与 2 倍柱截面高度之比计算；
 V ——按本节第 6.2.8、6.2.9、6.2.11 条等规定调整后的柱端或墙端截面组合的剪力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

b ——梁、柱截面宽度或抗震墙墙肢截面宽度；

h_0 ——截面有效高度，抗震墙可取墙肢长度。

6.2.13 钢筋混凝土结构抗震计算时，尚应符合下列要求：

1. 侧向刚度沿竖向分布基本均匀的框架—抗震墙结构，任一层框架部分的地震剪力，不应小于结构底部总地震剪力的 20%和按框架—抗震墙结构分析的框架部分各楼层地震剪力中最大值 1.5 倍二者的较小值。

2. 抗震墙连梁的刚度可适当折减，折减系数不宜小于 0.50。

6.2.14 一级抗震墙的施工缝截面受剪承载力，应采用下式验算：

$$V_{wj} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (6.2.14-1)$$

式中

V_{wj} ——抗震墙施工缝处组合的剪力设计值；

f_y ——竖向钢筋抗拉强度设计值；

A_s ——施工缝处抗震墙的竖向分布钢筋、竖向插筋和边缘构件纵向钢筋的总截面面积；

N ——施工缝处不利组合的轴向力设计值，压力取正值，拉力取负值。

6.2.15 框架节点核芯区的抗震验算，应符合下列要求：

1. 一、二级框架的节点核芯区，应进行抗震验算；三、四级框架节点核芯区，可不进行抗震验算，但应符合抗震构造措施的要求。

2. 核芯区截面抗震验算方法，应符合本规范附录 E 的规定。

6.2.16 8 度和 9 度时，应计算横向水平地震作用对排架跨的屋架下弦产生的拉、压影响，在托架上的屋架不考虑该影响。

6.2.17 8 度和 9 度时，屋架或屋面梁与柱顶（或牛腿）的连接，应进行抗震验算。

6.2.18 8 度和 9 度时，钢结构仓斗与其钢筋混凝土竖壁之间的连接焊缝或螺栓计算，应计入竖向地震作用，竖向地震作用标准值可分别采用贮料的有效重力荷载代表值的 10%和 20%；设计基本地震加速度为 0.3g 时，可取贮料的有效重力荷载代表值的 15%。

6.2.19 8 度和 9 度时，设置屋架横向水平支撑的跨间，计入由于纵向水平地震作用产生的两柱列位移差对屋架弦杆和支撑腹杆的影响。

6.2.20 支承低跨屋盖的柱牛腿的纵向受拉钢筋截面面积，应按下式确定：

$$A_s \geq \left(\frac{N_G a}{0.85h_0 f_y} + 1.2 \frac{N_E}{f_y} \right) \gamma_{RE} \quad (6.2.20)$$

式中

A_s ——纵向水平受拉钢筋的截面面积；

N_G ——柱牛腿面上重力荷载代表值产生的压力设计值；

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;

f_y ——钢筋抗拉强度设计值;

N_E ——柱牛腿面上地震组合的水平拉力设计值;

r_{RE} ——承载力抗震调整系数,可采用 1.0。

6.2.21 框排架结构中突出屋面的天窗架及其两侧垂直支撑的地震作用计算,可采用下列方法:

1. 将天窗架及其两侧垂直支撑作为框排架结构的组成部分,纳入结构的计算模型,进行框排架结构的横向(对天窗架)和纵向(对垂直支撑)地震作用计算。
2. 天窗架横向和两侧垂直支撑纵向抗震的简化计算时,可采用下列方法:
 - 1) 天窗架横向抗震计算,烈度为 7 度和 8 度采用有斜腹杆的钢筋混凝土天窗架,当天窗架跨度不大于 9m 时,可不进行抗震计算。烈度为 9 度或天窗架跨度大于 9m 时,可采用底部剪力法计算,天窗架的地震作用效应,应乘以增大系数,增大系数可采用 1.5;
 - 2) 天窗架纵向抗震计算,可采用双质点体系即屋盖和天窗分别设置质点的底部剪力法,其地震作用效应宜乘以增大系数 2.5;
 - 3) 采用底部剪力法计算时地震作用效应的增大部分不应往下传递。

6.2.22 排架山墙抗风柱的纵向地震作用计算,可采用下列方法:

1. 将山墙抗风柱纳入框排架结构的计算模型,参与结构的纵向地震作用计算。
2. 山墙抗风柱的地震作用简化计算方法,可按本规范附录 F 采用;
3. 山墙抗风柱的地震作用效应应包括以下两部分:
 - 1) 山墙抗风柱由其自重、两侧相应范围内山墙的自重和管道平台等重力荷载产生的地震作用效应;
 - 2) 由屋盖纵向地震位移引起的山墙抗风柱的地震作用效应。

6.3 框架部分抗震构造措施

6.3.1 框架梁的截面尺寸,应符合下列各项要求:

1. 截面宽度不宜小于 200mm。
2. 截面高宽比不宜大于 4。
3. 净跨与截面高度之比不宜小于 4。

注:框架梁附属于贮仓的竖壁时,可不受上述要求的限制。

6.3.2 框架梁的钢筋配置,应符合下列各项要求:

1. 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%,且计入受压钢筋的梁端混凝土受压区高度和有效高度之比,一级不应大于 0.25,二、三级不应大于 0.35。
2. 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值,除按计算确定外,一级不应小于 0.5,二、三级不应小于 0.3。
3. 梁端箍筋加密区的长度,箍筋最大间距和最小直径应按表 6.3.2 采用,当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2%时,表中箍筋最小直径数值应增大 2mm。

表 6.3.2 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度 (采用较大值)(mm)	箍筋最大间距 (采用最小值)(mm)	钢筋最小直径 (mm)
一	$2h_b$, 500	$h_b/4$, 6d, 100	10
二	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 100	8
三	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 150	8
四	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 150	6

注: d 为纵向钢筋直径, h_b 为梁截面高度。

6.3.3 梁的纵向钢筋配置及梁端加密区的箍筋肢距, 尚应符合下列各项要求:

1. 沿梁全长顶面和底面的配筋, 一、二级不应少于 $2\phi 14$, 且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的 $1/4$, 三、四级不应少于 $2\phi 12$ 。
2. 一、二级框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋直径, 均不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/20$ 。
3. 梁端加密区的箍筋肢距, 一级不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 四级不宜大于 300mm。

6.3.4 三、四级框架可采用装配整体式结构时, 其预制楼板与结构的连接构造, 应符合下列要求:

1. 框架梁的叠合层厚度可根据预制楼板截面高度确定, 但不宜小于 200mm。
2. 叠合层应采用细石混凝土, 其强度等级宜比框架梁的混凝土强度提高一级。
3. 梁上部纵向钢筋在节点内的锚固, 应满足现浇钢筋混凝土框架梁的构造要求。
4. 预制楼板端部应伸出钢筋与框架梁相互拉结, 在板与板之间的缝内应设置焊接钢筋网, 钢筋网上部纵向钢筋直径不宜小于 $\phi 8$, 下部钢筋直径不宜小于 $\phi 6$, 上部钢筋应贯通或锚固在梁顶面的叠合层内。
5. 在预制楼板上应设细石混凝土后浇层, 其厚度不应小于 50mm, 内设 $\phi 6$ 间距 200mm 双向钢筋网。

6.3.5 框架柱的截面尺寸, 宜符合下列各项要求:

1. 截面宽度和高度均不宜小于 400mm。
2. 剪跨比宜大于 2。
3. 截面长边与短边的边长比不宜大于 3。

6.3.6 柱轴压比不宜超过表 6.3.6 的规定; 建造于 IV 类场地较高的框排架结构, 柱轴压比限值应适当减小。

表 6.3.6 柱轴压比限值

结构类型	抗 震 等 级		
	一	二	三
贮仓支承柱	0.6	0.7	0.8
框架结构	0.7	0.8	0.9

框架—抗震墙	0.75	0.85	0.95
--------	------	------	------

注：

1. 轴压比指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比；可不进行地震作用计算的结构，取无地震作用组合的轴力设计值；
2. 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施；
3. 沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于 200mm、间距不大于 100mm、直径不小于 12mm，轴压比限值可增加 0.10；箍筋的配箍特征值应按增大的轴压比由本节表 6.3.11 确定；
4. 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8%，轴压比限值可增加 0.05；此项措施与注 3 的措施共同采用时，轴压比限值可增加 0.15，但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定；
5. 柱轴压比不应大于 1.05。

6.3.7 框架柱的钢筋配置，应符合下列各项要求：

1. 柱纵向钢筋的最小总配筋率应按表 6.3.7-1 采用，同时每一侧配筋率不应小于 0.2%；对建造于 IV 类场地且较高的框排架结构，表中的数值应增加 0.1。

表 6.3.7-1 框架柱纵向钢筋的最小总配筋率（%）

柱的类型	抗震等级			
	一	二	三	四
中柱和边柱	1.0	0.8	0.7	0.6
角柱和贮仓支承柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注：采用 HRB400 级热轧钢筋时应允许减少 0.1，混凝土强度等级高于 C60 时应增加 0.1。

2. 柱箍筋在规定的范围内应加密，加密区的箍筋间距和直径，应符合下列要求：

- 1) 一般情况下，箍筋的最大间距和最小直径，应按表 6.3.7-2 采用；

表 6.3.7-2 框架柱加密区的箍筋最大间距和最小直径

抗震等级	箍筋最大间距 (采用较小值 mm)	箍筋最小直径 (mm)
一	6d, 100	10
二	8d, 100	8
三	8d、150 (柱根 100)	8
四	8d、150 (柱根 100)	6 (柱根 8)

注：d 为柱纵筋最小直径；柱根指框架底层柱的嵌固部位。

- 2) 二级框架柱的箍筋直径不小于 10mm 且箍筋肢距不大于 200mm 时，除柱根外最大间距应允许采用 150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于 400mm 时，箍筋最小直径应允许采用 6mm；四级框架柱剪跨比不大于 2 时，箍筋直径不应小于 8mm；
- 3) 剪跨比不大于 2 的柱，箍筋间距不应大于 100mm。

6.3.8 框架柱的纵向钢筋配置，尚应符合下列各项要求：

1. 宜对称配置。
2. 截面尺寸大于 400mm 的柱，纵向钢筋间距不宜大于 200mm。

3. 柱总配筋率不应大于 5%。
 4. 一级且剪跨比不大于 2 的柱，每侧纵向钢筋配筋率不宜大于 1.2%。
 5. 边柱、角柱及抗震墙端柱在地震作用组合产生小偏心受拉时，柱内纵筋总截面面积应比计算值增加 25%。
 6. 柱纵向钢筋的绑扎接头应避开柱端的箍筋加密区。
- 6.3.9 框架柱箍筋加密范围，应按下列规定采用：
1. 柱上下端，取截面高度、柱净高的 1/6 和 500mm 三者的最大值。
 2. 底层柱，柱根不小于柱净高的 1/3；当有刚性地面时，除柱端外尚应取刚性地面上下各 500mm。
 3. 剪跨比不大于 2 的柱和因设置填充墙等形成的柱净高与柱截面高度之比不大于 4 的柱，取全高。
 4. 在柱段内设置牛腿，其牛腿的上下柱段净高与截面高度之比不大于 4 的柱段，取全高，大于 4 时取其柱段端各 500mm。
 5. 一级及二级框架的角柱，取全高。
 6. 牛腿及其上下各 500mm 柱段。
- 6.3.10 框架柱加密区箍筋肢距，一级不宜大于 200mm，二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于 300mm。至少每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束；采用拉筋复合箍时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并钩住箍筋。
- 6.3.11 框架柱箍筋加密区的体积配箍率，应符合下列要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \quad (6.3.11)$$

式中 ρ_v ——柱箍筋加密区的体积配箍率，一级不应小于 0.8%，二级不应小于 0.6%，三、四级不应小于 0.4%；计算复合箍的体积配箍率时，应扣除重叠部分的箍筋体积；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，强度等级低于 C35 时，应按 C35 计算；

f_{yv} ——箍筋或拉筋抗拉强度设计值，超过 360N/mm² 时，应取 360N/mm² 计算；

λ_v ——最小配箍特征值，宜按表 6.3.11 采用。

表 6.3.11 柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值 λ_v

抗震等级	箍筋形式	柱 轴 压 比								
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23		
二	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
三	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22

注：1 普通箍指单个矩形箍；复合箍指由矩形、多边形或拉筋组成的箍筋；

2 剪跨比不大于 2 的柱宜采用井字复合箍，其体积配箍率不应小于 1.2%，9 度时不应小于 1.5%。

6.3.12 柱箍筋非加密区的体积配箍率不宜小于加密区的 50%；箍筋间距，一、二级框架柱不应大于 10 倍纵向钢筋直径，三、四级框架柱不应大于 15 倍纵向钢筋直径。

6.3.13 框架柱的剪跨比不大于 1.5 时，应符合下列规定：

1. 除一级抗震等级外，箍筋应按提高一级抗震等级配置，一级抗震等级时应适当提高箍筋的要求。
2. 短柱范围内应采用井字形复合箍（矩形箍或拉筋）箍筋对纵筋至少每隔一根拉一根。
3. 应配置对角斜筋，每个方向配置两根（图 6.3.13）；对角斜钢筋的直径，一、二级分别不应小于 20mm、18mm，三、四级不应小于 16mm；对角斜筋的锚固长度（ l_a ），不应小于 40 倍斜筋直径。

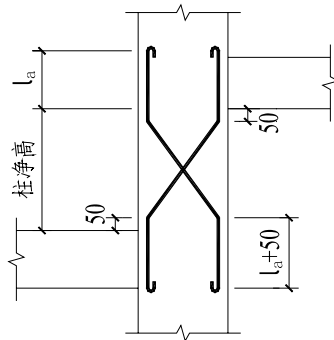


图 6.3.13 对角斜筋配置示意图

框架节点核心区箍筋的最大间距和最小直径宜按本章 6.3.7 条采用，一、二、三级框架节点核心区配箍特征值分别不宜小于 0.12、0.10 和 0.08 且体积配箍率分别不宜小于 0.6%、0.5%和 0.4%。柱剪跨比不大于 2 的框架节点核心区配箍特征值不宜小于核心区上、下端的较大配箍特征值。

6.4 抗震墙部分抗震构造措施

6.4.1 各级抗震墙的厚度均不应小于 160mm 且不宜小于层高的 1/20，底部加强部位的墙厚度不应小于 200mm 且不宜小于层高的 1/16。

6.4.2 抗震墙的周边应设置梁（或暗梁）和端柱组成的边框；端柱截面宜与同层框架柱相同，并应满足本章节第 6.3 节对框架部分抗震构造措施的要求；抗震墙底部加强部位的端柱和紧靠抗震墙洞口的端柱，宜按柱箍筋加密区的要求全高加密箍筋。

6.4.3 各级抗震墙竖向和横向分布钢筋的配筋率均不应小于 0.25%，并应双排布置，钢筋最大间距不应大于 300mm，最小直径不应小于 8mm 且不宜大于墙厚的 1/10；拉筋间距不应大于 600mm，直径不应小于 6mm。

6.4.4 一级和二级抗震墙，底部加强部位在重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比，9 度一级时不宜超过 0.4，8 度一级时不宜超过 0.5，二级不宜超过 0.6。

6.4.5 抗震墙两端和洞口两侧应设置边缘构件，并应符合下列要求：

1. 抗震墙约束边缘构件的端柱（图 6.4.5），沿墙肢的长度和配箍特征值应符合表 6.4.5 的要求；

表 6.4.5 约束边缘构件范围 l_c 及其配箍特征值 λ_v

项目	一级（9 度）	一级（8 度）	二级
λ_v	0.2	0.2	0.2

l_c (采用较大值) (mm)	$0.20h_w$ $1.5b_w$ 450 b_c+300	$0.15h_w$ $1.5b_w$ 450 b_c+300	$0.15 h_w$ $1.5b_w$ 450 b_c+300
--------------------------	---	---	--

注：

- 1 λ_v 为约束边缘构件的配箍特征值，计算配箍率时，箍筋或拉筋抗拉强度设计值超过 360N/mm^2 ，应按 360N/mm^2 计算，箍筋或拉筋沿竖向间距，一级不宜大于 100mm ，二级不宜大于 150mm ；
- 2 l_c 为约束边缘构件沿墙肢的长度；
- 3 b_c 为约束边缘构件端柱断面宽度；
- 4 h_c 为约束边缘构件端柱断面的高度；
- 5 b_w 为抗震墙厚度；
- 6 h_w 为抗震墙墙肢的长度。

2. 一、二级抗震墙约束边缘构件在设置箍筋范围内（即在图 6.4.5 中阴影部分）的纵向钢筋配筋率，分别不应小于 1.2% 和 1.0% 。

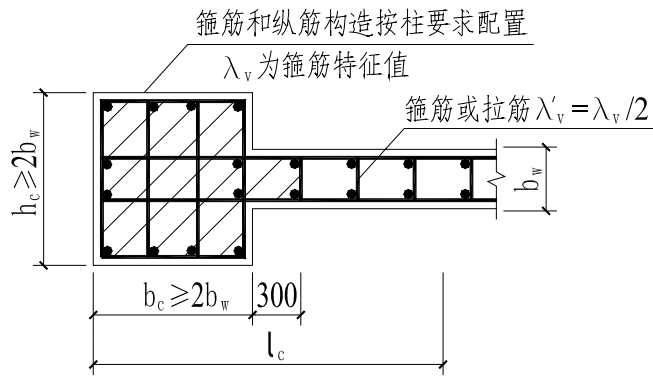


图 6.4.5 抗震墙端柱的构造

6.4.6 抗震墙的构造边缘构件的范围，宜按图 6.4.6 采用；构造边缘构件的配筋应满足受弯承载力要求，并宜符合表 6.4.6 的要求。

表 6.4.6 抗震墙构造边缘构件的配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	纵向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋		纵向钢筋最小量	拉筋	
		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)
一	$0.010 A_c$ ， $6\Phi 16$	8	100	$6\Phi 14$	8	150
二	$0.008 A_c$ ， $6\Phi 14$	8	150	$6\Phi 12$	8	200
三	$0.005 A_c$ ， $4\Phi 12$	6	150	$4\Phi 12$	6	200

注：

- 1 A_c 为计算边缘构件纵向构造钢筋的端柱面积，即图 6.4.6 抗震墙截面的阴影部分；
- 2 对其他部位，拉筋的水平间距不应大于纵筋间距的 2 倍；
- 3 端柱及其纵向钢筋、箍筋直径和间距等应满足柱的相应要求。

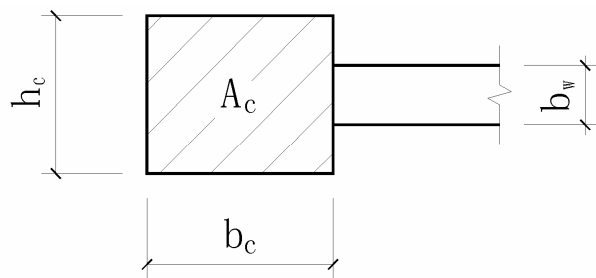


图 6.4.6 抗震墙的构造边缘构件范围

一、二级抗震墙跨高比不大于 2 且墙厚不小于 200mm 的连梁，除普通箍筋外宜另设斜向交叉构造钢筋。顶层连梁的纵向钢筋锚固长度范围内，应设置箍筋。

6.5 排架部分抗震构造措施

6.5.1 有檩屋盖构件的连接及支撑布置，应符合下列要求：

1. 檩条应与檩托连接牢固，檩托应与屋架或屋面梁焊牢，并应有足够的支承长度。
2. 双脊檩，应在跨度 1/3 处相互拉接。
3. 压型钢板或瓦楞铁等应与檩条拉接。
4. 支撑布置宜符合表 6.5.1 的要求。

表 6.5.1 有檩屋盖的支撑布置

支撑名称		6 度、7 度	8 度	9 度
屋架支撑	上弦、下弦横向水平支撑	单元两端第一开间设置	单元两端第一开间和单元长度大于等于 48m 时的柱间支撑开间设置	单元两端第一开间和单元长度大于等于 42m 时的柱间支撑开间设置
			设有天窗时，在天窗开洞范围的两端上弦各增设局部支撑	
	下弦纵向水平支撑	跨度大于等于 15m，屋盖不等高时，各跨两端设置；屋盖等高时，各跨仅一端设置，其中边跨在边柱列设置	屋盖不等高时，各跨两端设置；屋盖等高时，各跨仅一端设置，其中边跨在边柱列设置	
	跨间竖向支撑	在有上弦、下弦横向水平支撑的开间，跨度小于 30m 时，在跨中设置一道；跨度大于等于 30m 时，在跨内均匀设置二道	在有上弦、下弦横向水平支撑的开间，跨度小于 27m 时，跨中设置一道；跨度大于等于 27m 时，在跨内均匀设置二道	在有上弦、下弦横向水平支撑的开间，跨度小于 24m 时，在跨中设置一道；在跨度大于等于 24m 时，在跨内均匀设置二道
	下弦通长水平系杆	同非抗震设计	与跨间竖向支撑对应设置	
	两端竖向支撑	单元两端第一开间设置	单元两端第一开间和柱间支撑开间设置	

支撑名称	6 度、7 度	8 度	9 度
天窗两侧竖向支撑及横向支撑	单元天窗两端第一开间及每隔 30m 设置	单元天窗两端第一开间及每隔 24m 设置	单元天窗两端第一开间及每隔 18m 设置

6.5.2 无檩屋盖构件的连接及支撑布置，应符合下列要求：

1. 大型屋面板应与屋架或屋面梁焊牢，靠柱列的屋面板与屋架或屋面梁的连接焊缝长度不应小于 80mm，焊缝高度不应小于 6mm。
2. 6 度、7 度时有天窗屋盖单元的端开间或 8 度、9 度时的各开间，宜将相邻的大型屋面板四角顶面预埋件采用短筋焊接连接。
3. 8 度、9 度时，大型屋面板端头底面的预埋件，宜采用角钢并与主筋焊牢。
4. 屋架或屋面梁端部顶面预埋件的锚筋，8 度时不宜少于 4Φ10，9 度时 不宜少于 4Φ12，预埋件的钢板厚度不宜小于 8mm。
5. 支撑的布置宜符合表 6.5.2 的要求。

表 6.5.2 无檩屋盖的支撑布置

支撑名称		6 度、7 度	8 度	9 度
屋架支撑	上弦、下弦横向水平支撑	跨度小于 18m 时，同非抗震设计；跨度大于等于 18m 时，单元两端第一开间设置	单元两端第一开间和单元长度大于等于 48m 时的柱间支撑开间设置	单元两端第一开间和单元长度大于等于 42m 时的柱间支撑开间设置
	下弦纵向水平支撑	跨度小于 18m 时，同非抗震设计。跨度大于等于 18m，屋盖不等高时，各跨两端设置；屋盖等高时，各跨仅一端设置，其中边跨在边柱列设置	屋盖不等高时，各跨两端设置；屋盖等高时，各跨仅一端设置；其中边跨在边柱列设置	
	跨间竖向支撑	在有上弦、下弦横向水平支撑的开间，跨度小于 30m 时，在跨中设置一道；跨度大于等于 30m 时，在跨内均匀设置二道	在有上弦、下弦横向水平支撑的开间，跨度小于 27m 时，在跨中设置一道；跨度大于等于 27m 时，在跨内均匀设置二道	在有上弦、下弦横向水平支撑的开间，跨度小于 24m 时，在跨中设置一道；在跨度大于等于 24m 时，在跨内均匀设置二道
	上弦、下弦通长水平系杆	同非抗震设计	与竖向支撑对应设置	
屋架支撑	两端竖向支撑	屋架端部高度 ≤ 900mm	单元两端第一开间和单元长度大于等于 42m 时的柱间支撑开间设置	
	屋架端部支撑	屋架端部高度 > 900mm	单元两端第一开间和单元长度大于等于 48m 时的柱间支撑开间设置	单元两端第一开间和单元长度大于等于 36m 时的柱间支撑开间设置

支撑名称	6 度、7 度	8 度	9 度
天窗两侧竖向支撑及横向支撑	单元天窗两端第一开间及每隔 30m 设置	单元天窗两端第一开间及每隔 24m 设置	单元天窗两端第一开间及每隔 18m 设置

6.5.3 屋盖支撑尚应符合下列要求:

1. 天窗开洞范围内, 在屋架脊点处应设置通长上弦水平系杆 (按压杆设计)。
2. 与框架相连的排架跨, 其屋架下弦标高低于框架跨顶层标高时, 下弦纵向水平支撑按等高屋盖设置。
3. 柱距不小于 12m 且屋架间距 6m 时, 托架 (梁) 区段及其相邻开间应设下弦纵向水平支撑。

6.5.4 突出屋盖的钢筋混凝土天窗架, 其两侧墙板与天窗立柱宜采用螺栓连接。

6.5.5 混凝土屋架的截面和配筋应符合下列要求:

1. 梯形屋架, 第一节间上弦和端竖杆的配筋, 6 度和 7 度时, 不宜少于 $4\Phi 12$, 8 度和 9 度时, 不宜少于 $4\Phi 14$ 。
2. 梯形屋架的端竖杆截面宽度宜与上弦宽度相同。

6.5.6 排架柱和山墙抗风柱的加密区箍筋配置应符合下列要求:

1. 箍筋加密区的长度和最小直径应符合表 6.5.6 的规定:

表 6.5.6 排架柱和山墙抗风柱箍筋加密区长度和最小直径

序号	加密区的部位	加密区长度 (mm)	箍筋最小直径(mm)		
			6 度、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
1	上柱的柱头	柱顶以下 500 并不小于柱截面长边尺寸	6	8	8
2	下柱的柱根	取下柱柱底至室内地坪以上 500	6	8	10
3	支承吊车梁、牛腿	牛腿顶面至吊车梁顶面以上 500	8	8	10
4	山墙抗风柱变截面柱段	变截面处上下各 500	8	8	10
5	支承屋架或屋面梁的牛腿柱段	牛腿及其上下各 500	8	10	10
6	上柱有支撑的柱段和角柱柱头	柱顶以下 700	8	10	10
7	柱中部的支撑连接处	连接板的上下各 500	8	10	10
8	柱变位受平台等约束的部位	取约束部位上下各 300	8	10	10

序号	加密区的部位	加密区长度 (mm)	箍筋最小直径(mm)		
			6度、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
9	下柱有支撑的根部和角柱根部	柱底至室内地坪以上 500	8	10	10

注:

- 1 牛腿箍筋最小直径不应小于柱的箍筋直径。
- 2 序号 1、2 和 8 应包括山墙抗风柱。
- 3 序号 5, 当牛腿的上下柱段净高与截面高度之比不大于 4 的柱段, 取全高, 大于 4 时取其柱段端各 500mm。

2. 加密区箍筋间距不应大于 100mm, 箍筋最大肢距: 6 度、7 度 I、II 类场地为 300mm; 7 度 III、IV 类场地和 8 度 I、II 类场地为 250mm; 8 度 III、IV 类场地和 9 度时为 200mm。

6.5.7 排架跨内设有吊车时, 排架纵向柱列的抗侧力构件可采用柱间钢支撑, 其设置和构造应符合下列要求:

1. 柱间支撑的布置, 应符合下列要求:
 - 1) 一般情况下, 应在单元柱列中部设置上柱、下柱的柱间支撑, 且下柱柱间支撑应与上柱柱间支撑配套设置;
 - 2) 8 度 III、IV 类场地和 9 度时, 宜在单元柱列两端增设上柱柱间支撑;
 - 3) 单元柱列较长或 8 度 III、IV 类场地和 9 度时, 可在单元柱列中 1/3 处内设置两道柱间支撑。
2. 柱间支撑应采用型钢, 支撑形式宜采用交叉式, 其斜杆与水平面的交角不宜大于 55°。
3. 支撑杆件的长细比, 不宜超过表 6.5.7 的规定。
4. 下柱柱间支撑的下节点位置和构造措施, 应保证将地震作用直接传给基础; 当 6 度和 7 度不能直接传给基础时, 应考虑支撑对柱和基础的不利影响。
5. 交叉支撑在交叉点应设置节点板, 其厚度不应小于 10mm, 斜杆与交叉节点板应焊接, 与端节点板宜焊接。

表 6.5.7 交叉支撑斜杆的最大长细比

位 置	烈 度			
	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 I、II 类 场地	9 度 III、IV 类场 地
上柱支撑	250	250	200	150
下柱支撑	200	200	150	150

6.5.8 排架跨内不设吊车时, 排架纵向柱列的抗侧力构件除采用柱间钢支撑外亦可采用钢筋混凝土框架、钢筋混凝土框架—抗震墙, 其构造应分别满足 6.3 节、6.4 节有关要求。

6.5.9 8 度时且屋架跨度不小于 18m 或 9 度时的柱头、高低跨柱的低跨牛腿处, 应通长设置水平系杆 (按压杆设计)。

6.5.10 框排架结构构件的连接节点, 应符合下列要求:

1. 屋架或屋面梁与柱顶的连接, 6 度、7 度和 8 度时宜采用螺栓, 9 度时宜采用钢板铰,

亦可采用螺栓；屋架或屋面梁端部支承垫板的厚度不宜小于 16mm。

2. 柱顶预埋件的锚筋，8 度时不宜少于 4Φ14，9 度时不宜少于 4Φ16；有柱间支撑的柱顶预埋件尚应增设抗剪钢板。

3. 山墙抗风柱的柱顶，应设置预埋钢板，使柱顶与端屋架的上弦或屋面梁的上翼缘有可靠连接。连接部位应位于上弦横向支撑与屋架的连接点处，不符合时可在支撑中增设次腹杆或设置型钢横梁，将水平地震作用传至节点部位。

4. 支承低跨屋架或屋面梁的牛腿上的预埋件，应与牛腿中按计算承受水平拉力部分的纵向钢筋焊接。

5. 柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件，8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时，宜采用角钢加端板，其他情况可采用钢筋加端板。

6. 排架跨设置吊车走道板、端屋架与山墙间的填充小屋面板、天沟板、天窗端壁板和天窗侧板下的填充砌体等构件，均应与支承结构有可靠的连接。

7. 采用钢筋混凝土大型墙板时，墙板与柱或屋架，宜采用柔性连接。

6.5.11 支承排架跨屋架或屋面梁的牛腿配筋，应满足下列要求：

1. 牛腿的箍筋直径不应小于 10mm，间距不应大于 100mm。

2. 牛腿的箍筋应按受扭箍筋配置。

7 钢框排架结构

7.1 一般规定

- 7.1.1 本章适用于钢框架、钢框架-支撑与钢排架结构组成的框排架结构。
- 7.1.2 本章下文所出现的框架、排架、框排架结构分别指钢框架、钢排架、钢框排架结构；排架指的是单层排架，框架指的是多层框架。
- 7.1.3 框排架结构突出屋面的天窗架，宜采用刚架或桁架结构，天窗的端壁板与挡风板，宜采用轻质材料。8、9 度时，排架结构的纵向天窗架宜从结构单元端部第二个开间开始设置，当不能满足上述要求时，应在所设天窗架的第一个开间内，增设局部上弦横向支撑。横向天窗架起始点距屋架两端的距离不宜小于 4.5m。
- 7.1.4 **框排架结构应设置完整的屋盖支撑系统及柱间支撑。**
- 7.1.5 框架结构采用混凝土楼（屋）面板时，宜采用现浇楼板；当采用预制楼（屋）面板时，板上宜设置配筋现浇层。楼板上孔洞尺寸较大时，应设置局部楼盖水平支撑。
- 7.1.6 框排架结构屋面墙面围护材料，宜选用轻质板材。框排架结构围护墙和非承重内墙的设置，应符合下述要求：
1. 采用砌体墙时，墙与框排架结构的连接，宜采用不约束框排架结构主体结构变形的柔性连接方式；当不能采用柔性连接时，在地震作用计算与构件的抗震验算中，应考虑其不利影响。
 2. 当框架结构的砌体填充墙与框架柱为非柔性连接时，其平面和竖向布置宜对称、均匀，上下连续。
- 7.1.7 支承在屋（楼）面、平台上，并伸出屋面的质量较大的烟囱、放散管等，宜作为结构的一部分，进行整体结构地震作用计算，对其与结构的连接，应采用适当的构造加强措施。
- 7.1.8 框排架结构宜避免采用不规则建筑结构方案，可不设防震缝；需要设置防震缝时，缝宽应不小于相应钢筋混凝土结构的 1.5 倍。

7.2 框排架结构地震作用计算

- 7.2.1 框排架结构的抗震验算，应进行多遇地震下的框排架结构的水平地震作用计算，可沿框排架结构横向和纵向分别进行。其它情况，应采用空间结构模型进行抗震分析。
- 7.2.2 进行框排架结构地震作用计算时，计算模型中柱、支撑的刚度的确定，应符合下列要求：
1. 柱为实腹柱时，应考虑弯曲变形的影响；当柱为格构式柱时可采用下述两种方法计算：
 - 1) 按格构式柱的柱肢和腹杆铰接的实际几何图形为计算简图；
 - 2) 按等刚度实腹截面进行计算，并考虑原格构截面腹杆变形的影响，乘以 0.9 折减系数。
 2. 梁为实腹梁时，应考虑截面的弯曲变形，当为桁架且与柱刚接时，可采用下述两种方法计算：
 - 1) 按铰接杆件桁架的实际几何图形为计算简图计算；
 - 2) 按桁架上下弦杆形成的等刚度实腹梁截面进行计算，此时考虑到腹杆的变形和桁

架上下弦杆之间的坡度等影响，应再乘以下表的折减系数（按跨中处最高截面计算）。

表 7.2.2 桁架刚度折减系数 K

桁架上下弦相对坡度	7%	6%	5%	4%	0%
k	0.65	0.70	0.75	0.8	0.9

3. 支撑系统杆件刚度的确定，可按附录 G 的规定进行。

4. 框排架纵向计算确定柱列支撑系统的侧移刚度时，应按其在柱列中的道数和榀数计算其组合刚度。计算纵向天窗架两侧竖向支撑的地震作用及其效应时，应将柱列上梯形屋架的端部竖向支撑列入计算模型，若中列柱两侧屋架各自成为独立体系，应分别设立端部竖向支撑，并列入计算模型。

7.2.3 进行框架结构地震作用计算时，计算模型中的柱、梁及支撑杆件的变形和刚度的确定，应符合下列要求：

1. 对实腹柱，应考虑弯曲变形；当柱为短柱即 $H_a/h \leq 4$ 时（ H_a 为柱净高度， h 为沿验算平面的柱截面边长）尚应计入剪切变形。对实腹梁，应考虑弯曲变形；当梁为短梁 $l_a/h \leq 4$ 时（ l_a 为梁净跨长， h 为梁的截面高度）亦应考虑剪切变形。

2. 计算地震作用时框架梁的截面惯性矩 I ，应根据楼（屋面）板类型及其与框架梁的连接条件，按下列规定计算：

- 1) 楼板为钢铺板时，可直接采用钢梁截面惯性矩 I_G ；
- 2) 楼板为压型钢板上设混凝土现浇层，且与框架梁有可靠连接时，框架主梁可采用 $2I_G$ ；
- 3) 对钢——混凝土组合楼盖梁，可采用梁板组合截面的惯性矩 I_c ，此时参加组合工作的现浇混凝土板有效宽度 b_e ，按下列三式中的最小值采用：

$$b_e = l/3 \quad (7.2.3-1)$$

$$b_e = b_0 + 12h_c \quad (7.2.3-2)$$

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (7.2.3-3)$$

式中 l ——钢梁的跨度；

b_0 ——钢梁上翼缘的宽度；

h_c ——混凝土板的厚度；

b_1 、 b_2 ——分别为两侧相邻钢梁的净间距的一半，且不应大于混凝土板的实际外伸宽度。

3. 支撑系统杆件的变形和刚度的计算,可按附录 G 的规定进行。

7.2.4 排架结构分析时，确定柱计算长度的柱高 H ，可按下列规定采用：

1. 屋架和排架柱铰接时，取至柱顶。
2. 屋架和排架柱刚接时，取至屋架下弦杆轴线。

7.3 结构地震作用及效应的调整

7.3.1 框架结构的支撑框架结构体系中确定框架所承担的总地震剪力时，应考虑支撑刚度退化的影响。任一楼层框架所承担的地震剪力 V_{fi} ，不得小于结构底部总剪力 V_0 的 25%，当不符合上述条件时应将 V_{fi} 调整；此时可将该层全部柱子上、下部的弯矩和剪力，以及与该柱端连接的框架梁的弯矩和剪力，分别乘以增大系数 k ， k 按下列公式计算。

$$k = \frac{0.25V_0}{V_{fi}} \quad (7.3.1)$$

7.3.2 进行突出屋面的天窗架纵向支撑抗震验算，并采用双质点体系及底部剪力法计算地震作用时，其地震作用应乘以下列增大系数 η ：

1. 单跨、边跨屋盖或有约束框排架结构变形的内纵墙的中间跨屋盖上部天窗架两侧的垂直支撑：

$$\eta = 1 + 0.5n \quad (7.3.2-1)$$

式中 n ——框排架跨数，超过四跨时按四跨计算。

2. 其他中间跨屋盖上部天窗架两侧的垂直支撑：

$$\eta = 0.5n \quad (7.3.2-2)$$

7.3.3 对表 7.3.3 中所列的构件及其连接的地震作用，应乘以增大系数进行调整。

表 7.3.3 地震作用效应增大系数

序号	结构或构件	增大系数	备注
1	框架的角柱，两个方向均设支撑的共用柱	1.3	
2	框架中的转换梁	1.2	
3	框排架内的柱间支撑 交叉支撑、单斜杆支撑 人字支撑、门形支撑	1.2 1.3	仅指中心支撑不包括偏心支撑
4	支承于屋面或平台上的烟囱、放散管、管道及其支架， 当按双质点体系底部剪力法简化计算其地震作用效应时： 烟囱、放散管 管道及其支架	3.0 1.5	

7.4 框排架梁、柱及其节点抗震承载力验算

7.4.1 框排架结构构件及节点的抗震承载力，除本章有专门说明或规定者外，均应按《钢结构设计规范》(GB50017)有关公式和要求验算；此时结构构件的内力应采用考虑地震作用效应组合后的设计值，而钢材强度设计值 f 则应按该设计规范除以抗震调整系数 γ_{RE} 后应采用。

7.4.2 框架梁上楼（屋）面板为下述构造之一时，可不进行框架梁整体稳定性的验算：

1. 钢梁与混凝土板按组合结构设计。
2. 有抗剪连接构造的混凝土现浇板。
3. 密铺在梁的受压翼缘上且与之牢固连接的钢板。

7.4.3 7~9度时，框架梁梁端区段，侧向支承点间的长细比 l_1/i_y 应符合《钢结构设计规范》(GB50017)的要求；8度和9度时，除梁的上翼缘应有可靠的侧向支撑外，梁的下翼缘亦应设置侧向支撑。

7.4.4 7~9度时，单层刚架和框架梁柱节点的抗震承载力，应符合下列要求：

1. 柱腹板由柱翼缘和加劲肋形成的节点区格板，其最大剪应力应符合下式要求：

$$b_e = l/3 \quad (7.4.4-1)$$

式中 τ ——节点区格板的最大剪应力；

M_{pb} ——梁（或柱）截面塑性承载力；

f_{vy} ——节点区格板的抗剪屈服强度值；

V_p ——节点区格板的体积。

- 1) 塑性承载力 M_{pb} 按下列公式计算：

$$N/N_p \leq 0.13 \text{ 时, } M_{pb} = W_p f_y \quad (7.4.4-2)$$

$$N/N_p \geq 0.13 \text{ 时, } M_{pb} = 1.15 \left(1 - \frac{N}{N_p} \right) W_p f_y \quad (7.4.4-3)$$

式中 N ——柱（或梁）中的轴向力；

N_p ——柱（或梁）截面的塑性轴向承载力， $N_p = Af_y$ ，其中 A 为柱（或梁的）截面面积；

W_p ——柱（或梁）截面的塑性抵抗矩；

f_y ——柱（或梁）的钢材屈服强度。

2) 节点区格板的抗剪屈服强度值 $f_{vy} = 0.58 f_y$ ，但当区格板为上下柱与左右梁四面

围成时， f_{vy} 可取 $0.77 f_{vy}$ ，其中 f_{vy} 为节点区格板的钢材屈服强度，当考虑轴力的

影响时， f_{vy} 乘以 $\sqrt{1 - (N/N_p)^2}$ 。

3) 节点区格板的体积 V_p 按下列公式计算：

$$\text{对工字形截面} \quad V_p = h_b h_c t_w \quad (7.4.4-4)$$

$$\text{对箱形截面} \quad V_p = 1.8 h_b h_c t_w \quad (7.4.4-5)$$

$$\text{对十字形截面} \quad V_p = \frac{\alpha^2 + 2.6(1 + 2\beta)}{\alpha^2 + 2.6} h_b h_c t_w \quad (7.4.4-6)$$

式中

h_b —— 梁的腹板高度；

h_c 、 t_w —— 分别为节点区与梁直接连接的 H 形柱的腹板高度和厚度；

α —— 梁腹板高度 h_b 与柱翼缘宽度 b 的比值， $\alpha = \frac{h_b}{b}$ ；

β —— 柱翼缘板截面面积与腹板截面面积的比值， $\beta = \frac{b t_f}{h_c t_w}$ 。

2. 工字形截面柱在节点区格板域内，腹板厚度 t_w 尚应符合下式要求，否则应采用局部加厚等加强措施。

$$t_w \geq \frac{1}{90} (h_b + h_c) \quad (7.4.4-7)$$

3. 工字形截面刚架梁柱节点区格板厚 t_w 应符合式 7.4.4-8 的要求，当不能满足式 7.4.4-8，则应设置斜向劲肋加强，此时，斜加劲肋的截面面积 A_d 可按式 7.4.4-9 计算。

$$A_d \geq \frac{1}{\cos \theta} \left(\frac{M_{pb}}{h_{bo}} - t_w h_c f_{vy} \right) \frac{1}{f_y^d} \quad (7.4.4-8)$$

$$t_w \geq \frac{M_{pb}}{h_{bo} h_c f_{vy}} \quad (7.4.4-9)$$

$$A_d = 2b_d t_d \quad (7.4.4-10)$$

式中

M_{pb} —— 框架梁的塑性弯矩，按式 7.4.4-2 或式 7.4.4-3 计算；

h_{bo} 、 h_c —— 分别为框架梁的截面计算高度和截面高度， h_{bo} 采用梁上、下翼缘板中心线之间的距离；

f_{vy} —— 节点区格板的抗剪屈服强度；

A_d —— 斜加劲肋的截面面积， b_d 和 t_d 为每块加劲肋的宽度和厚度；

f_y^d —— 斜加劲肋钢材的抗拉、压屈服强度；

θ —— 斜加劲的倾角。

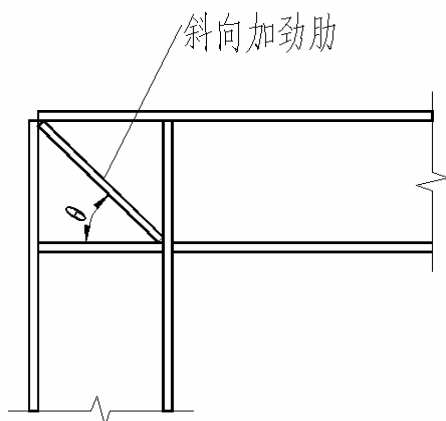


图 7.4.5 端节点斜向加劲肋位置

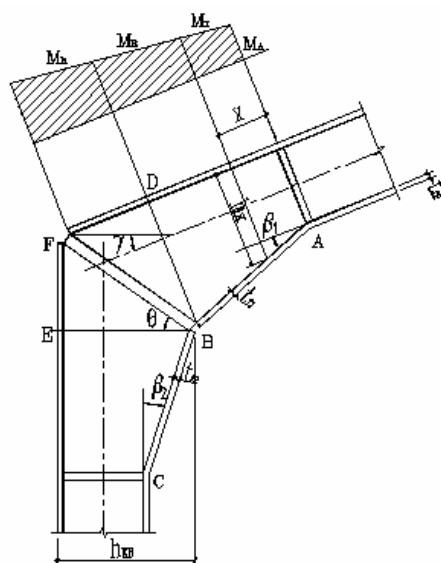


图 7.4.6 楔形加腋的端节点

7.4.5 工字形截面刚架的楔形加腋节点（图 7.4.5），可按式验算加腋区段的强度：

$$t_{f1} \geq \frac{1}{2} \left[h_x - \sqrt{h_x^2 \left(\frac{b}{b-t_w} \right) - \frac{4M_x^d}{f_y(b-t_w)}} \right] \quad (7.4.5)$$

式中

t_{f1} —— 加腋区内翼缘厚度；

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^d —— $M_x^d = (M_x^d / M_A) \times M_p$ ， M_A 为沿梁轴线 A 点处的弯矩， M_x 为距 A 点 x 处的弯矩， M_p 为刚架梁截面的塑性弯矩；

b —— 下翼缘的宽度；

t_w ——加腋区的腹板厚度。

7.4.6 楔形节点（图 7.4.6）中斜加劲肋 BF 的截面面积 A_d （节点两侧加劲肋的截面面积之和），应采用下列两式计算的较大值：

$$A_d = \frac{[A_{f1} \cos(\beta_1 + \gamma) - A_{f2} \sin \beta_2]}{\cos \theta} \frac{f_y}{f_y^d} \quad (7.4.6-1)$$

$$A_d = \frac{\cos \gamma}{\cos \theta} \left[\frac{A_f f_y}{f_y^d} - \frac{f_{vy}}{f_y^d} t_w h_{EB} \frac{\cos(\theta + \gamma)}{\cos \theta} \right] \quad (7.4.6-2)$$

式中 A_{f1} 、 A_{f2} ——分别为加腋区 AB 和 BC 段下翼缘的截面面积；

β_1 ——加腋区 AB 段与钢架柱轴线之间的夹角；

β_2 ——加腋区 BC 段与钢架柱轴线之间的夹角；

θ ——斜加劲肋与水平面之间的夹角；

f_y ——加腋区上、下翼缘板钢材的抗拉、抗压屈服强度；

f_y^d ——斜加劲肋钢材的抗拉、抗压屈服强度；

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，一般可与钢架梁上翼缘相同；

f_{vy} ——加腋区腹板的抗剪屈服强度值；

h_{EB} ——加腋区 B 点处水平截面的计算高度，取上、下（外、内）翼缘板中心之间的水平距离。

7.5 连接节点承载力的抗震验算

7.5.1 7~9 度时框排架主要构件与节点的连接可采用焊接、摩擦型高强度螺栓连接或栓焊混合连接。采用焊接时，对框架节点构件板件的对接连接应采用全熔透的焊接连接。

7.5.2 7~9 度时，框排架结构构件节点连接的抗震验算应满足下述要求：

1. 对可能出现塑性铰的主要节点，应按节点连接的最大承载力不小于构件的塑性承载力进行设计。

- 1) 框架梁柱节点连接；
- 2) 排架、框架的柱间支撑与排架、框架的节点连接；
- 3) 重要的多层框排架柱与基础的刚接节点连接。

2. 主要的传递或承受地震作用的构件拼接，当不位于构件塑性区时，其承载力应不小于该处作用效应值的 1.1 倍，同时，梁、柱拼接的抗弯承载力尚不得低于 $0.25 W_p f_y$ 、 W_p 及

f_y 分别为梁柱截面的塑性抵抗矩及屈服强度。

7.5.3 下述构件节点的角焊缝连接、不焊透的对接连接或摩擦型高强度螺栓连接，除应考虑地震效应的荷载效应基本组合进行计算外，尚应按下述要求进行连接和承载力的验算：

1. 梁柱节点为刚接（柱贯通）时，梁端连接的承载力设计值应满足下列公式要求：

$$M_u \geq 1.2M_p \quad (7.5.3-1)$$

$$V_u \geq 1.3 \left(\frac{2M_p}{l} \right) \quad (7.5.3-2)$$

$$M_p = W_p f_y \quad (7.5.3-3)$$

式中 M_u 、 V_u ——分别为节点梁端连接的抗弯承载力和抗剪承载力设计值；

M_p ——梁的全塑性弯矩，可按式(7.5.3-3)计算；

l ——梁的净跨。

2. 框架实腹柱与基础的连接应满足下式要求：

$$M_u \geq 1.2M_p \left(1 - \frac{N}{N_p} \right) \quad (7.5.3-4)$$

$$N_p = A f_y \quad (7.5.3-5)$$

式中 M_u ——分别为节点梁端连接的抗弯承载力和抗剪承载力设计值；

M_p ——柱截面全塑性弯矩；

N 、 N_p ——实腹柱的轴力及其全截面塑性承载力。

7.5.4 腹刚（框）架中，采用高强度螺栓连接时，梁拼接点距梁端位置，宜取下述的较大值：

1. 梁净跨长的 1/10；
2. 不小于 1.5 倍梁截面高度。

当不满足上述要求时，其拼接应符合本章第 7.5.3 条的规定，并在梁翼缘上平行于内力方向的螺栓排数不宜小于 3 排，拼接板的截面抵抗矩应大于所拼接截面抵抗矩的 1.1 倍。

7.5.5 柱间支撑节点连接的承载力验算，应符合下列要求：

1. 节点板（图 7.5.5）的厚度 t_1 不应小于下式要求：

$$t_1 \geq 1.2 \frac{A_{bn} f_y}{l_j f_y^1} \quad (7.5.5-1)$$

式中

A_{bn} ——支撑斜杆的净截面面积；

l_j ——节点板的传力计算宽度，力的扩散角可取 30° ；

f_y 、 f_y^j ——分别为支撑斜杆和节点板钢材的抗拉、抗压屈服强度。

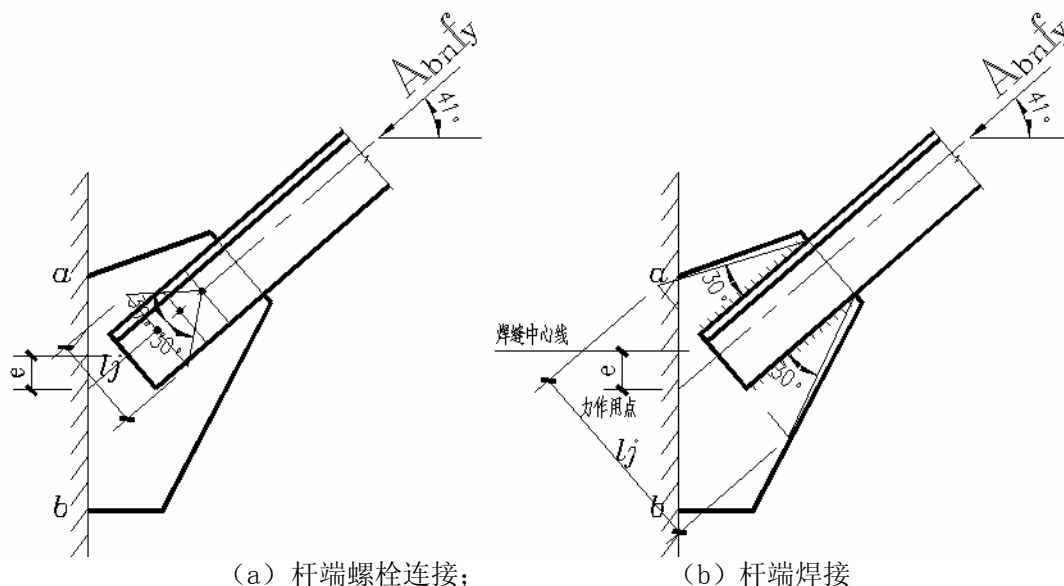


图 7.5.5 节点及连接焊缝计算简图

2. 节点板与柱（梁）的连接焊缝的设计强度应满足下式要求：

$$\sqrt{\left(\frac{1.2 A_{bn} f_y}{A_f} \alpha\right)^2 + \left[1.2 A_{bn} f_y \cos \alpha \left(\frac{e}{W_f} + \frac{1}{A_f}\right)\right]^2} \leq f_b^w / \gamma_{RE} \quad (7.5.5-2)$$

式中 e ——斜杆轴向力作用点与连接焊缝重心之间的偏心距；

A_f 、 W_f ——分别为连接焊缝的有效截面面积和弹性抵抗矩；

f_b^w ——角焊缝的设计强度值。

3. 杆件与节点板连接的最大承载力验算：

1) 当采用角焊缝连接

$$\frac{1.2 A_{bn} f_y}{A_f} \leq f_b^w / \gamma_{RE} \quad (7.5.5-3)$$

2) 当采用摩擦型高强度螺栓连接

$$1.2 A_{bn} f_y \leq n N_c^b / \gamma_{RE} \quad (7.5.5-4)$$

式中

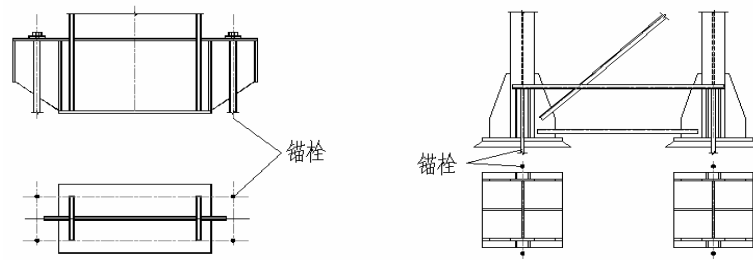
A_f ——角焊缝的有效截面面积（考虑连接构件型式等）；

n ——高强度螺栓数目；

N_c^b ——每个高强度螺栓的承载力设计值。

4. 交叉支撑交点的杆端切断处连接板的截面面积，应不小于被连接的支撑杆件截面面积的 1.2 倍，杆端连接焊缝的重心应与杆件重心相重合。

7.5.6 7、8 度时有吊车的框排架柱或重盖框排架柱宜采用外露式刚接柱脚（图 7.5.6）；8、9 度时多层框架柱可采用直埋式柱脚（图 7.5.7）；8、9 度时单层框架格构柱或实腹柱可采用杯口插入式柱脚（图 7.5.8）。



(a) 实腹工字形截面柱；

(b) 格构式柱

图 7.5.6 外露式刚接柱脚

7.5.7 当柱采用直埋式柱脚时，其埋入段的焊钉及混凝土压强应按下述要求计算：

1. 柱受拉翼缘外侧所需焊钉数量 n 可按式 7.5.7-1 计算：

$$n = \frac{\frac{2}{3} \left(N \frac{A_f}{A} + \frac{M}{h_c} \right)}{V_s} \quad (7.5.7-1)$$

式中

N ——柱轴力设计值；

M ——柱底弯矩设计值；

A ——柱截面面积；

A_f ——柱的翼缘的截面面积；

h_c ——柱翼缘截面的中心距；

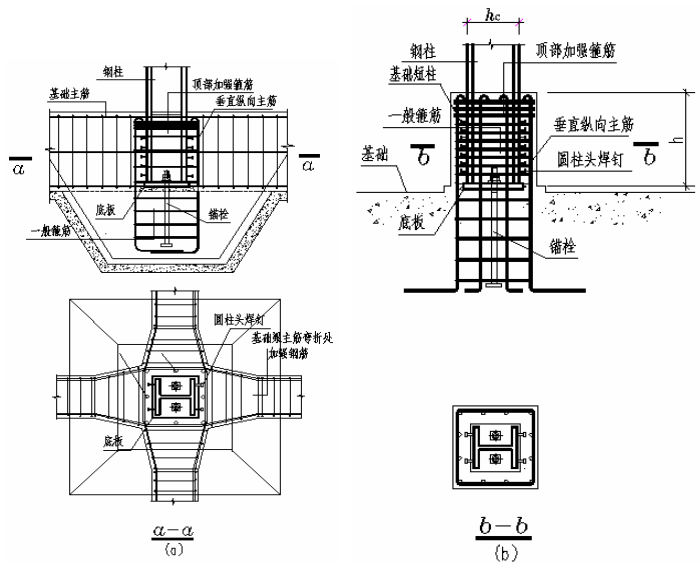
V_s ——一个圆柱头焊钉连接件的抗剪承载力设计值，可按《钢结构设计规范》（GB50017-2003）式 11.3.1-1 计算

2. 柱翼缘外侧的混凝土抗压强度可按下式验算：

$$\frac{M}{W} \leq f_c / \gamma_{RE} \quad (7.5.7-2)$$

$$W = bh^2 / 6 \quad (7.5.7-3)$$

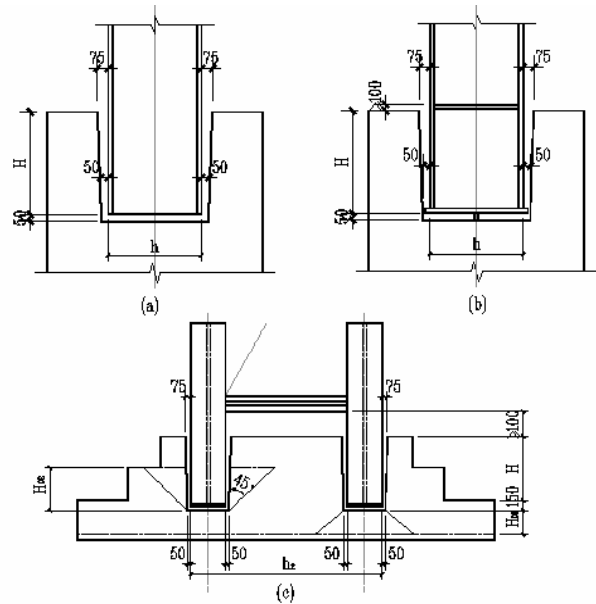
式中 W ——为埋入基础部分柱翼缘的截面抵抗矩；
 b ——为柱翼缘宽度； h 为埋入深度；
 f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值；
 h ——埋入深度。



(a) 有基础梁时； (b) 直接埋入基础时

图 7.5.7 框架柱直埋式柱脚

7.5.8 当柱采用杯口插入式柱脚（图 7.5.8）时，其插入深度 H 可按表 7.5.8 采用，一般不宜小于 500mm。



(a) 实腹式独立柱（不带底板）；(b) 实腹式独立柱（带底板）；
(c) 格构式双肢柱图

图 7.5.8 杯口插入式柱脚

表 7.5.8 钢柱插入杯口深度 H

实腹式柱	格构式柱
------	------

工字型截面	箱形截面	按单肢截面要求	按柱总宽度要求
不小于截面高度的 1.5 倍	不小于截面高度的 2 倍	不小于截面高度的 2 倍	不小于总宽度的 0.5~0.7 倍

1. 实腹柱插入式柱脚的插入段强度可按下列要求计算：

1) 实腹柱轴力 N ，由插入段剪力传递，其强度按下式计算：

$$N \leq 0.75 f_t S H \quad (7.5.8-1)$$

式中 N ——柱轴力设计值；

f_t ——基础混凝土的抗拉强度设计值；

S ——插入段钢柱截面周长。

2) 实腹柱柱底弯矩 M ，由插入段柱翼缘与杯壁挤压传递，可按下式计算：

$$M \leq f_c \frac{b H^2}{6} \quad (7.5.8-2)$$

式中 b 、 H ——柱插入部分的翼缘宽度及插入深度；

f_c ——基础混凝土的轴心抗压强度设计值。

2. 格构式柱插入式柱脚的插入段强度，可按下述计算：

1) 格构式柱的受拉肢可按式 7.5.8-1 计算。

2) 格构式柱的受压肢，当没有柱底板时，可按下式验算：

$$N \leq 0.75 f_t S H + \beta f_c A_c \quad (7.5.8-3)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_d}{A_c}} \quad (7.5.8-4)$$

式中 N ——受压柱肢的最大轴力设计值；

β ——混凝土局部受压的强度提高系数，可按式(7.5.8-4)计算；

A_c ——柱肢底板面积；

A_d ——局部承压的计算面积。

3) 双肢柱的受拉肢及受压肢尚应按下列公式验算冲切强度

$$\text{受压} \quad \frac{N}{0.6\mu_m H_{01}} \leq f_t \quad (7.5.8-5)$$

$$\text{受拉肢} \quad \frac{N}{0.6\mu_m H_{02}} \leq f_t \quad (7.5.8-6)$$

式中 N ——受拉肢或受压肢的最大轴力的设计值；

H_{01} 、 H_{02} ——计算冲切的高度，见图 7.5.8；

μ_m ——计算冲切高度 1/2 处的周长。

7.6 框排架结构支撑抗震设计

7.6.1 排架柱间支撑宜采用中心支撑。支撑的设置应符合下列要求：

1. 每一个结构单元的各柱列应在其中部或接近中部的开间内沿柱全高设置一道柱间支撑（图 7.6.1a）；7 度时，结构单元长度超过 120m（重盖）或 150m（轻盖）；8 度、9 度时，结构单元长度超过 90m（重盖）或 120m（轻盖）时，宜在单元长度内的 1/3 处的开间内设置两道柱间支撑（图 7.6.1b）；有吊车的厂房，尚应在结构单元的两端开间内的上柱范围内设上柱支撑。

2. 结构单元内，沿各柱列的柱顶宜设置通长的受压系杆，该系杆可与屋架端部系杆合并设置。

3. 结构单元内，各柱列柱间支撑的刚度应按下列原则合理选定：

- 1) 同列柱内上段柱的柱间支撑刚度，不宜大于下段柱的柱间支撑刚度；
- 2) 同一柱采用双片支撑时，其纵向刚度宜相同；
- 3) 结构单元内，无约束结构变形的纵向侧墙时，各柱列柱间支撑的纵向刚度宜相近，但边列柱的柱间支撑不宜大于中列柱柱间支撑的纵向刚度；当两侧边列柱有约束结构变形的纵向侧墙时，中列柱柱间支撑的纵向刚度应大于边列柱间支撑的纵向刚度。

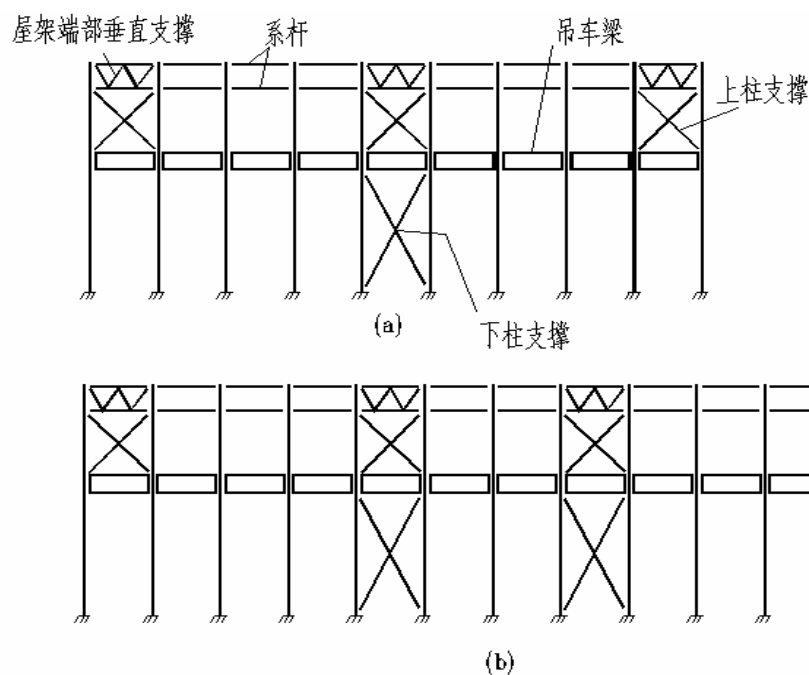


图 7.6.1 柱间支撑布置

7.6.2 支撑杆件平面外长细比，宜小于平面内的长细比。

7.6.3 排架结构交叉型柱间支撑的抗震设计应符合下列要求：

1. 交叉型支撑斜杆的长细比不应超过表 7.6.3-1 的规定。

表 7.6.3-1 支撑交叉斜杆的最大长细比

位置	地震烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
上柱支撑	250	250	200	150
下柱支撑	200	200	150	150

2. 长细比不超过 200 的交叉型支撑（拉压杆截面相同），应计入压杆的协同工作；此时设计计算简图可取为单斜拉杆简图。计算要点如下：

- 1) 确定支撑系统的侧移刚度时，拉杆的计算截面面积取为其截面积 A_i 乘以增大系数

$(1 + \varphi_i)$ ；此处， φ_i 为该节间相应斜压杆的轴心受压稳定性系数，可按《钢结构设计规范》（GB50017）采用，对单角钢杆件尚应计入折减系数；

- 2) 确定斜拉杆的轴向力 N_i 时，尚应计入斜压杆在反复循环荷载下强度降低引起的卸

载作用，此时，轴向力 N_i 可采下列公式计算：

$$N_i = \frac{1}{1 + \eta_i \varphi_i} N_{io} \quad (7.6.3-1)$$

$$\bar{\lambda}_i = \frac{\lambda_i}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (7.6.3-2)$$

式中 η_i ——在反复循环荷载下第*i*节间斜压杆承载力的降低系数；可按表 7.6.3-2 采用；

N_{i0} ——按单斜拉杆计算简图求得的第*i*节间拉杆的轴向力；

$\bar{\lambda}_i$ ——第*i*节间斜压杆的正则化长细比，按式（7.6.3-2）计算；

f_y ——为钢材屈服强度；

E ——为钢材的弹性模量。

表 7.6.3-2 压杆承载力降低系数

长细比 钢号	60	70	80	90	100	120	150	200
Q235	0.816	0.792	0.769	0.747	0.727	0.689	0.639	0.571
Q345	0.785	0.758	0.733	0.709	0.687	0.646	0.594	0.523

- 7.6.4 排架结构人字形和门形柱间支撑的抗震设计应符合下列要求：
1. 上、下柱支撑斜杆的长细比 λ ，均不应超过表 7.6.3-1 中对下柱支撑的规定。
 2. 压杆强度设计值应乘以折减系数 η ， η 可按表 7.6.3-2 取用。
- 7.6.5 框架结构纵向柱间支撑布置，应符合下列要求：
1. 支撑宜设置于柱列中部附近，当纵向柱数较少时，亦可在两端设置。多层多跨框架结构纵向柱间支撑的布置，宜在质心附近，宜减小上、下层间刚心的偏移。
 2. 纵向支撑应尽量设置在同一开间内，无法满足时，可局部设置在相邻的开间内。
 3. 支撑型式（图 7.6.5），一般采用交叉型、人型等中心支撑，当采用单斜杆中心支撑时，应对称设置。烈度为 9 度区的多层框架结构采用支撑框架结构体系时，可采用偏心支撑。

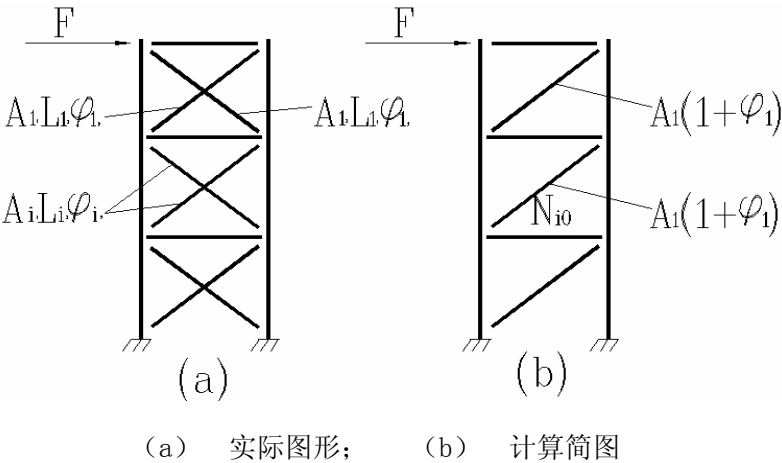


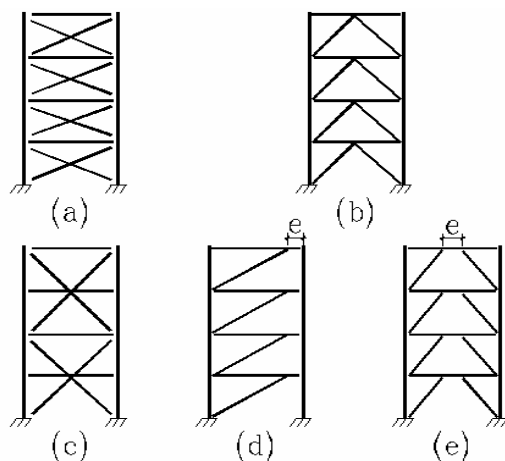
图 7.6.5 交叉型支撑按拉杆设计时计算简图

- 7.6.6 框排架结构中排架结构屋盖支撑的布置,可参见本规范第 6.5 节有关规定；框架结构部分各柱列框架刚度相差较大或各层质量不均，有可能造成结构扭转时，则在单层与多层相连处，应沿全长设置纵向支撑。
- 7.6.7 框架结构中心支撑，应符合下列要求：
1. 支撑形式应符合第 7.6.5 条的规定。
 2. 支撑压杆由组合截面组成时，其板件宽厚比不应超过《建筑抗震设计规范》（GB50011）的规定。

3. 支撑杆件的长细比，应遵循《建筑抗震设计规范》(GB50011) 的规定。

4. 人字型支撑的水平杆兼作框架横梁时，构造上应保持节点处横梁连续贯通，计算框架梁在重力荷载下的内力时，不应考虑支撑的支承作用，但在支撑计算时，应考虑由框架梁传来的重力荷载。

5. 框架结构各柱列的纵向刚度宜相等或接近；上层的支撑刚度不得大于与之相连的下层支撑刚度；同一层内设置数道支撑时，其刚度亦相接近。



(a) ~ (b) 中心支撑； (d) ~ (e) 偏心支撑

图 7.6.7 框排架结构柱房间支撑形式

7.6.8 进行重力荷载下框架计算时对交叉形支撑、人字形支撑，应考虑柱轴向变形对支撑内力的影响；如计算中未考虑此项影响，则应按下列公式计算其在支撑斜杆中所引起的附加应力（图 7.6.8）：

1. 对交叉形支撑（按拉杆简图设计时除外）

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_c}{\left(\frac{l_d}{h}\right)^2 + \frac{h}{l_d} \times \frac{A_d}{A_c} + 2 \frac{b^3}{l_d h^2} \times \frac{A_d}{A_b}} \quad (7.6.8-1)$$

式中 $\Delta\sigma$ ——支撑斜杆中的附加压应力；

σ_c ——支撑斜杆两端连接固定后，由所验算楼层以上各层楼盖的重力荷载引起支撑所在开间柱轴向压应力；

l_d ——支撑斜杆长度；

b 、 h ——分别为验算层支撑所在开间的框架梁的跨度和楼层的高度；

A_b 、 I_b ——分别为验算层支撑所在开间的框架梁的截面面积和绕水平主轴的惯性矩；

A_d ——支撑斜杆的截面面积；

A_c ——验算层支撑所在开间框架柱的截面面积；左、右柱截面不相等时，可采用平均值。

2. 对人形支撑

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_c}{\left(\frac{t_d}{h}\right)^2 + \frac{b^3}{24t_d} \times \frac{A_d}{I_b}} \quad (7.6.8-2)$$

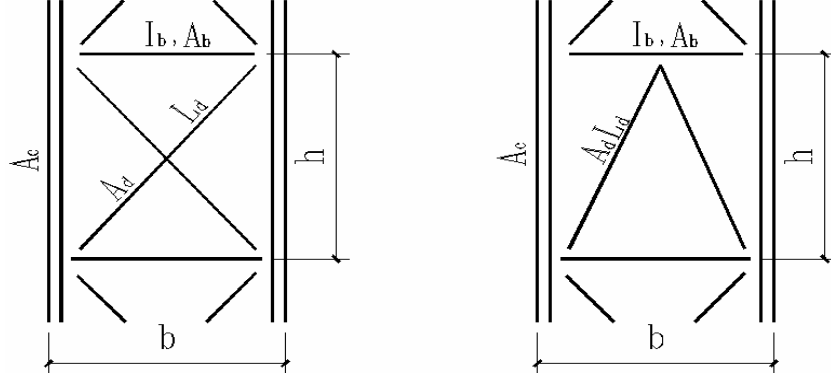


图 7.6.8 交叉支撑和人字型支撑计算简图

7.6.9 偏心支撑由支撑斜杆及其与偏心相交的耗能梁段组成。框架结构偏心支撑的抗震设计，应符合下列要求：

1. 偏心支撑可采用单斜杆型和人字型（图 7.6.7d.e）。
2. 框架结构其他各层设置偏心支撑时,顶层仍可采用中心支撑。
3. 偏心支撑耗能梁段的屈服型式可分为剪切屈服型、弯曲屈服型和剪切—弯曲屈服型。耗能梁段宜设计为剪切屈服型，与柱连接耗能梁段不应设计为弯曲屈服型。

- 1) $e \leq 1.6 \frac{M_s (M_{sN})}{V_s}$ 时，为剪切屈服型；
- 2) $1.6 \frac{M_s (M_{sN})}{V_s} < e < 2.2 \frac{M_s (M_{sN})}{V_s}$ 时，为剪切—弯曲屈服型；
- 3) $e \geq 2.2 \frac{M_s (M_{sN})}{V_s}$ 时，为弯曲屈服型。

7.6.10 偏心支撑耗能梁段的塑性承载力，应按下列公式计算（图 7.6.10）：

1. 塑性抗弯承载力 M_s （ M_{sN} ）

- 1) 梁段中无轴向力时：

$$M_s = f_y W_{pb} \quad (7.6.10-1)$$

- 2) 梁段中有轴向力时：

$$M_{sN} = (f_y - \sigma_a) W_{pb} \quad (7.6.10-2)$$

2. 塑性抗剪承载力

$$V_s = 0.58 f_y h_0 t_w \quad (7.6.10-3)$$

式中

f_y —— 耗能梁段钢材的屈服强度；

W_{pb} —— 耗能梁段的塑性抵抗矩；

σ_a —— 轴向力引起的梁段翼缘的平均正应力。

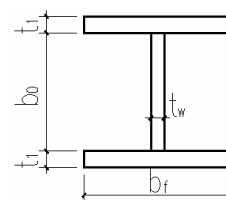


图 7.6.10 耗能梁段截面

3. 轴向力引起的梁段翼缘的平均正应力 σ_a

1) $e < 2.2 \frac{M_s (M_{sN})}{V_s}$ 时：

$$\sigma_a = \frac{V_s}{V_{lb}} \times \frac{N_{lb}}{2b_f t_f} \quad (7.6.10-4)$$

式中 V_{lb} 、 N_{lb} —— 为耗能梁段考虑地震作用效应组合时的剪力和轴向力设计值；

b_f 、 t_f —— 分别为梁段翼缘的宽度和厚度；

A_{lb} —— 梁段的全截面面积；

t_w 、 h_0 —— 分别为梁段腹板的厚度和计算高度；

e —— 耗能梁段的净长度。

2) $e > 2.2 \frac{M_s (M_{sN})}{V_s}$ 时：

$$\sigma_a = \frac{N_{lb}}{A_{lb}} \quad (7.6.10-5)$$

由以上二式计算的 $\sigma_a \leq 0.15 f_y$ 时，则在式 7.6.10-2 中可取 $\sigma_a = 0$ 。

7.6.11 耗能梁段的抗震强度应按下列公式验算：

1. $e < 2.2 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s}$ 时：

$$\text{梁翼缘强度} \left(\frac{M_{Ib}}{h_0 + t_f} + \frac{N_{Ib}}{2} \right) \frac{1}{b_f t_f} \leq \frac{f}{\gamma_{RE}} \quad (7.6.11-1)$$

$$\text{梁腹板抗剪强度} \quad \frac{V_{Ib}}{h_o t_w} \leq \frac{f}{\gamma_{RE}} \text{ 并 } V_{Ib} < 0.8 V_s \quad (7.6.11-2)$$

式中 M_{Ib} —— 耗能梁段考虑地震作用效应组合后的弯矩计值；

f 、 f_v —— 耗能梁段的钢材强度设计值，应按《钢结构设计规范》(GB50017) 采用；

W —— 耗能梁段全截面抵抗矩；

γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数。

2. $e > 2.2 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s}$ 时：

$$\text{翼缘强度} \left(\frac{M_{Ib}}{W} + \frac{N_{Ib}}{A_{Ib}} \right) \leq \frac{f}{\gamma_{RE}} \quad (7.6.11-3)$$

腹板抗剪强度按式 7.6.11-2 验算。

7.6.12 耗能梁段的抗震设计,尚应符合下列要求：

1. 板件的宽厚比不应超过《建筑抗震设计规范》(GB50011) 所规定的梁的限值。
2. 梁段内腹板上不得加焊加强板或开洞口。
3. 应按下列要求设置与梁翼缘等宽的腹板横向加劲肋 (图 7.6.12)：
 - 1) 支撑斜杆连接处梁两侧均设置；
 - 2) 距两端各 b_f 处 (b_f 为耗能梁段翼缘宽度) 设置；

3) $e < 2.2 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s}$ 时，或 $e \geq 2.2 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s}$ 但有轴向力、且 $V > V_s$ 时，应设中

间加劲肋，中间加劲肋应按以下规定设置：

$$e \leq 1.6 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s} \text{ 时，加劲肋间距 } a \leq 38 t_w - \frac{1}{5} h_0；$$

$$e \geq 2.6 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s} \text{ 时， } a \leq 56 t_w - \frac{1}{5} h_0；$$

$$1.6 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s} < e < 2.6 \frac{M_s(M_{sN})}{V_s} \text{ 时, } a \text{ 值按上列限值线性插入。}$$

中间加劲肋应在腹板两侧对称设置,当梁高小于 600mm 时亦可单侧设置;加劲肋的厚度不应小于 $0.75 t_w$ (t_w 为耗能梁段腹板厚度)或 10mm;加劲肋与梁用角焊缝连接;与腹板连接的角焊缝承载力不应低于 $A_{st} f$,与翼缘连接的角焊缝承载力不应低于 $1/4 A_{st} f$,此处, A_{st} 为加劲肋的截面面积。

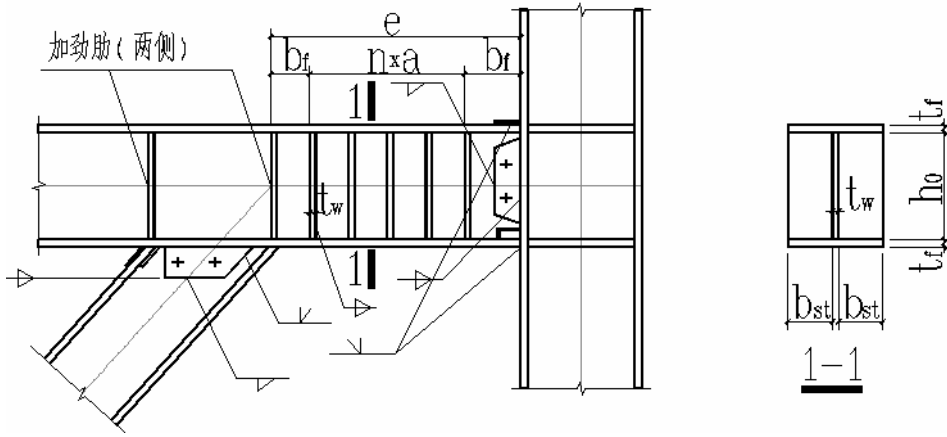


图 7.6.12 耗能梁段的加劲肋

4. 在耗能梁段两端处,梁上、下翼缘应设置水平侧向支撑,支撑杆的轴向力设计值应采用不小于 $0.015 f A_f$;沿耗能梁段延伸的框架梁,也应设置上、下翼缘的水平侧向支撑,

支撑点的间距不应大于 $13 b_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (b_f 为框架梁翼缘宽度),支撑杆的轴向力设计值采用

$0.012 f A_f$; f 为梁段钢材强度的设计值, A_f 为上、下翼缘各自的截面面积。侧向支撑杆的长细比应符合《钢结构设计规范》(GB50017) 的规定。

7.6.13 偏心支撑斜杆承载力的抗震验算,应符合下列要求:

1. 支撑斜杆的轴向力设计值 N ,应采用以下两式中的较小值: N_{br} 为将地震作用效应组合所得斜杆轴力。

$$N = 1.5 \frac{V_s}{V_{lb}} N_{br} \quad (7.6.13-1)$$

$$N = 1.5 \frac{M_s(M_{sN})}{M_{lb}} M_{br} \quad (7.6.13-2)$$

此时,地震作用效应 N_{br} 不再乘第 7.3.3 条规定的增大系数。

2. 斜杆的强度和稳定性应按《钢结构设计规范》(GB50017) 验算,其钢材强度设计值

除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

7.6.14 偏心支撑所在开间框架柱的抗震验算，应符合下列要求：

1. 柱的弯矩设计值 M ，应采用下列两式中的较小值

$$M = 1.25 \frac{V_s}{V_{lb}} \times M_c \quad (7.6.14-1)$$

$$M = 1.25 \frac{M_s(M_{sN})}{M_{lb}} \times M_c \quad (7.6.14-2)$$

式中 M_c —考虑地震作用效应组合的柱弯矩设计值。

2. 柱的轴向力设计值 N ，应采用下列两式中的较小值：

$$N_c = 1.25 \frac{V_s}{V_{lb}} \times N_c \quad (7.6.14-3)$$

$$N = 1.25 \frac{M_s(M_{sN})}{N_{lb}} \times N_c \quad (7.6.14-4)$$

式中 N_c —考虑地震作用效应组合的柱轴向力设计值。

3. 柱强度和稳定性应按《钢结构设计规范》(GB50017) 验算，其钢材强度设计值应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

7.6.15 偏心支撑杆件的连接设计，应符合下列要求：

1. 剪切屈服型耗能梁段翼缘与柱的连接，应采用坡会口全焊透对接焊接（图 7.6.15）；梁段腹板与柱连接可采用角焊缝，焊缝的承载力应符合腹板的塑性抗剪承载力要求。
2. 支撑与耗能梁段的连接（图 7.6.12 和图 7.6.15）：

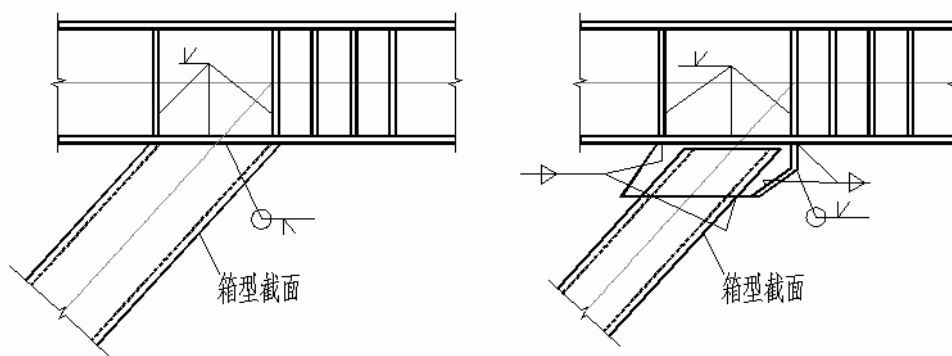


图 7.6.15 支撑斜杆与框架梁连接

- 1) 支撑轴线与梁轴线的交点可在耗能梁段以内或端部，不应位于耗能梁段以外；
- 2) 不应将支撑杆或其节点板伸入耗能梁段以内。

7.7 抗震构造措施

7.7.1 传递地震作用的主要节点及构件连接，应优先采用高强度螺栓连接，亦可采用焊接连接，8、9度时框排架结构主要承重构件的连接不宜采用普通螺栓连接。

7.7.2 框架的梁、柱连接宜优先采用梁翼缘与柱全熔透焊接、梁腹板与柱以高强螺栓相连的栓焊并用连接。

7.7.3 焊接连接应遵循以下规定：

1. 所有传力焊接连接中，不得采用间断焊缝；计算传递地震作用力的杆端侧角焊缝时，其有效计算长度的取值不宜大于 $40h_f$ （ h_f 为焊脚厚度）。

2. 框架节点连接中，垂直于受力方向焊缝不宜采用不焊透的对接焊缝。

3. 在同一传力焊接连接中，不宜采用侧角焊缝与端角焊缝并用的焊接连接。

7.7.4 承受地震作用的高强螺栓连接中，不应采用承压型高强度螺栓连接。

7.7.5 框排架结构柱柱脚（或底板）锚栓均采用双螺帽构造，当柱脚受有较大地震作用剪力时，宜采用带抗剪键的柱脚构造（图 7.7.5），其埋入尺寸及焊缝尺寸等应由计算决定。

7.7.6 刚架梁柱节点宜采用加腋构造（图 7.7.6），加腋长度不宜小于梁截面高度或 8 倍梁翼缘宽度，加腋最大截面高度不宜大于梁截面高度的 2 倍；加腋的转折点处均应设置梁或柱腹板的横向加劲肋。

7.7.7 框架梁、柱现场拼接时，应采用等强的拼材与连接，采用翼缘直接拼焊时，应采用现场焊透的对接焊接。所有拼接部位均应设置耳板，夹具等定位连接件。

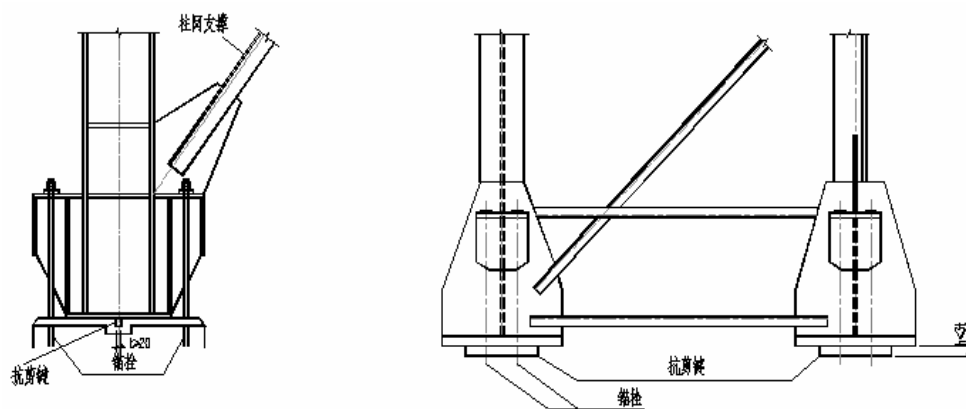


图 7.7.5 带抗剪键柱脚构造示例

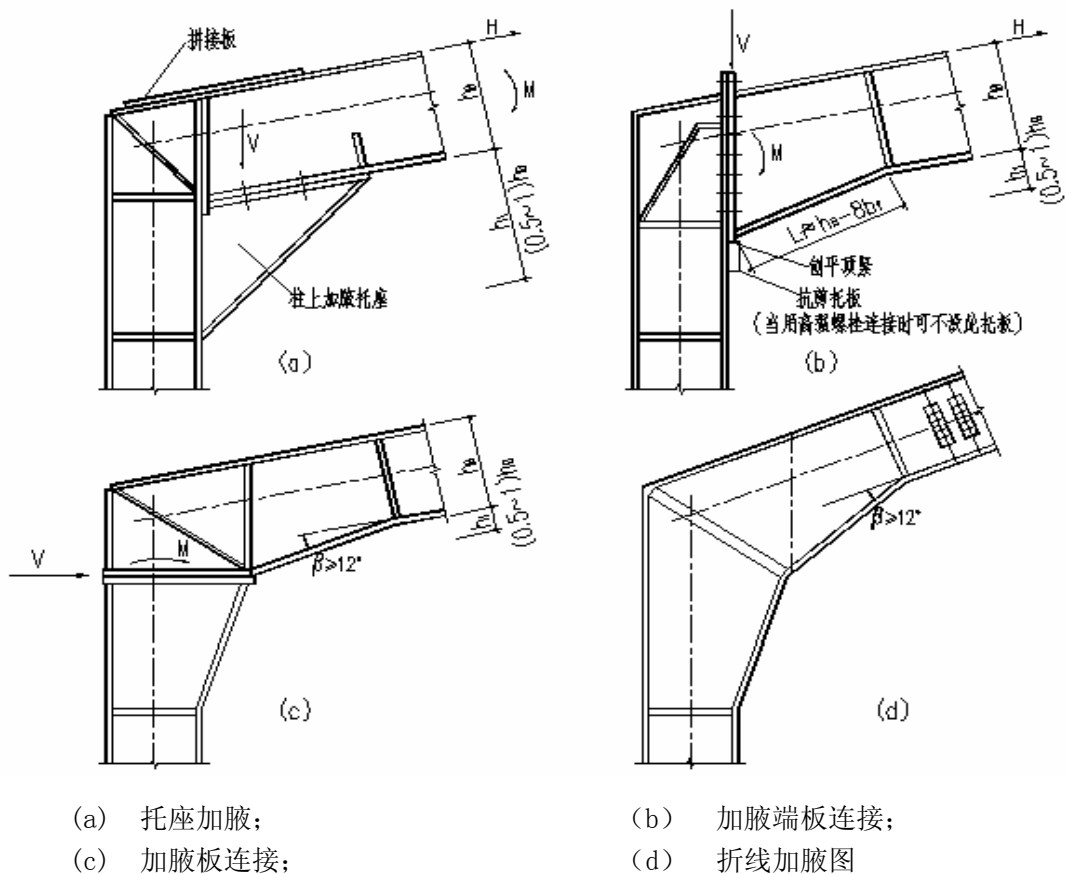


图 7.7.6 刚架节点构造示例

7.7.8 多层框架刚接梁柱节点宜采用柱贯通式构造 (图 7.7.8)。在梁翼缘与柱焊接处, 柱腹板应设置横向加劲肋; 8 度和 9 度时, 此加劲肋厚度不宜小于对应的梁翼缘厚。

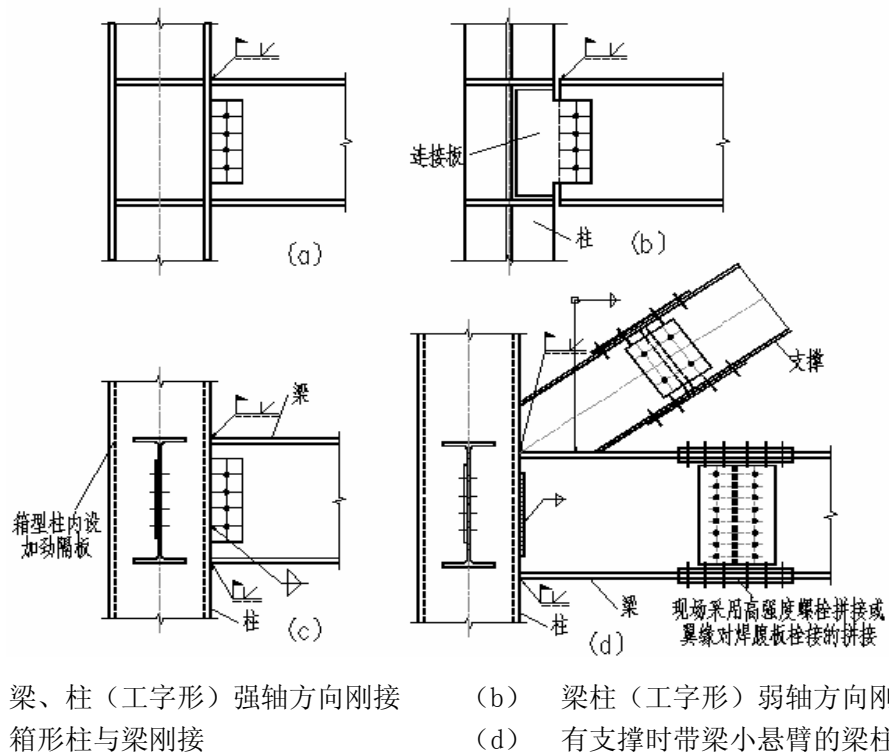


图 7.7.8 多层框架梁柱刚接节点构造

柱在强轴方向与主梁连接时 (图 7.7.8a), 水平加劲肋与柱翼缘的焊接宜采用坡口焊透

的对接焊接，与柱腹板连接可用角焊缝。当柱在弱轴与主梁连接时（图 7.7.8b），水平加劲肋与柱腹板连接则应采用坡口焊透的对接焊接，其他焊缝可采用角焊缝。

同时有支撑杆交汇时，可采用柱上悬臂段，在工地拼接的构造（图 7.7.8d）。

7.7.9 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 和水平加劲肋宽度时，则可分别设置（图 7.7.9a）。不满足上述要求时可局部调整较小梁的截面高度（图 7.7.9b）。

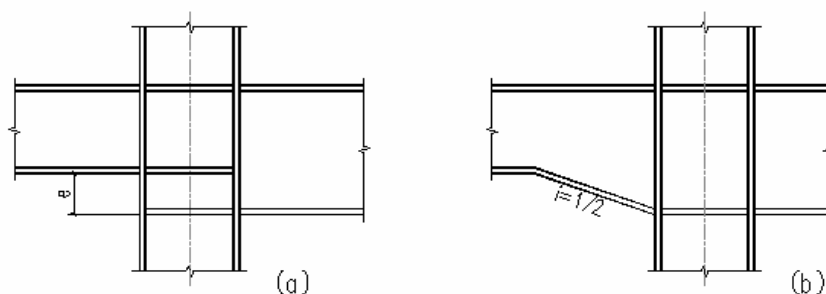


图 7.7.9 柱两侧与不等高梁的连接

7.7.10 框架结构柱的现场拼接分段长度宜按运输、层高及安装起吊能力等条件确定，可取 10~12m 为一段；拼点位置在主梁顶面以上约 1.2m 处。

7.7.11 框架梁柱节点围成的工字形柱腹板区，如因地震作用而需加强时，不宜采用在板上再补焊附加板的构造，而应采用增设板域内腹板上对角加劲肋或将该内腹板局部加厚的构造（图 7.7.10）。

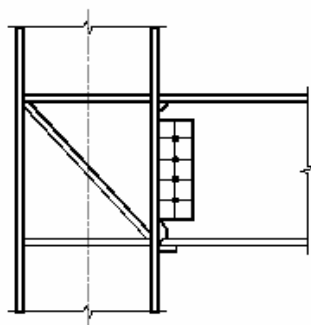


图 7.7.10 梁柱节点腹板区对角加劲构造

7.7.12 框架结构的楼盖应符合下列要求：

1. 楼面采用密肋（次梁）钢铺板，钢板与梁均采用连续焊缝连接。
2. 采用预制钢筋混凝土铺板，端部板角与钢梁焊接，板面上再设细石钢筋混凝土现浇层，厚度不宜小于 40mm；预制板缝中应按抗震构造要求配筋并灌缝。
3. 现浇钢筋混凝土楼板，并与钢梁以抗剪件结合为整体的组合楼盖，可采用以压型钢板为板底模的构造。

8 锅炉钢结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于支承式和悬吊式锅炉的钢结构。

8.1.2 单机容量为 300MW 及以上或规划容量为 800MW 及以上的火力发电厂锅炉钢结构应属于乙类构筑物，其地震作用应符合本地区抗震设防烈度的要求；抗震措施，当抗震设防烈度为 6~8 度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求；当为 9 度时应符合比 9 度抗震设防更高的要求。

单机容量为 300MW 以下或规划容量为 800MW 以下的火力发电厂锅炉钢结构应属于丙类构筑物，其地震作用和抗震措施均应符合本地区抗震设防烈度的要求。

抗震设防烈度为 6 度时，除建于 IV 类场地属于乙类构筑物的锅炉钢结构外，可不进行地震作用计算，但应符合有关的抗震措施要求。

8.1.3 锅炉钢结构应按本规范第 5.1.5 条进行地震作用和作用效应的计算。对结构布置不规则且有明显薄弱层，或高度大于 150m 及建于 9 度区属于乙类构筑物的锅炉钢结构，应进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。

8.1.4 锅炉钢结构应设计成独立式的结构体系。当与邻近厂房有联系时，应采取有效措施，避免承受邻近厂房的地震作用。

8.1.5 设有重型炉墙或金属框架护板轻型炉墙的支承式锅炉，宜采用梁和柱刚性连接的框架式锅炉钢结构。设有金属框架护板的区域，若护板与柱梁之间为嵌固连接时，可将梁、柱和护板视作刚盘平面结构。

8.1.6 悬吊式锅炉钢结构可采用中心支撑结构，主要形式有十字交叉斜杆，单斜杆、人字形斜杆或 V 形斜杆，不宜采用 K 形斜杆体系。设于高地震烈度区的锅炉钢结构宜采用偏心支撑。

8.1.7 当采用只能受拉的单斜杆中心支撑体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组斜杆，且每组中不同方向的单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

8.1.8 桁架式锅炉钢结构宜应在承载较大的垂直平面内布置垂直支撑，垂直支撑应沿锅炉钢结构高度方向均匀地连续布置，使地震作用以明确和最短的途径传递到基础，并尽可能避免引起梁和垂直支撑的内力过大，避免柱承受过大的上拔力。

8.1.9 桁架式锅炉钢结构的水平支撑一般布置在承载较大的水平平面内，并应在锅炉钢结构四周形成一个连续的封闭结构。水平支撑宜沿锅炉钢结构高度方向每隔 12~15m 布置一层，其标高应与锅炉导向装置相协调，使锅炉炉体的地震作用直接由水平支撑传递到立面桁架上。

8.1.10 锅炉钢结构的抗震计算，可不考虑地基与结构相互作用的影响。

8.1.11 锅炉炉顶屋盖结构宜采用轻型钢结构。

8.1.12 锅炉钢结构的紧身封闭，应采用轻型钢结构。

8.2 计算要点

8.2.1 锅炉钢结构应按本规范 5.1.5 条确定地震影响系数。当土层剪切波速、场地覆盖层厚度等相关资料不齐全时，可依据设计地震分组和工程勘察提供的场地类别，按《建筑抗震

设计规范》GB50011 相关条文确定特征周期。

8.2.2 锅炉钢结构的基本自振周期 T_1 (s) 可按下述近似公式计算：

$$T_1 = C_i H^{3/4} \tag{8.2.2}$$

式中 T_1 —— 结构基本自振周期 (s)；

C_i —— 结构影响系数，对框架体系取 0.0853；对桁架体系取 0.0488；

H —— 锅炉钢结构的总高度 (m)。

8.2.3 锅炉钢结构在多遇地震下的的阻尼比，对于单机容量小于 25MW 的轻型或重型炉墙锅炉可采用 0.05；对于单机容量不大于 200MW 的悬吊锅炉可采用 0.035；对于大于 200MW 的悬吊锅炉可采用 0.02；在罕遇地震下的分析，阻尼比可采用 0.05。

8.2.4 锅炉钢结构按多质点体系，采用底部剪力法计算时，其水平地震影响系数应乘以增大系数，计算增大系数用的结构类型指数 ε ，按表 5.1.6 弯剪型结构取值，即 $\varepsilon=0.15$ 。

8.2.5 锅炉钢结构按本规范 5.2.1 条采用底部剪力法计算结构总水平地震作用标准值时，结构基本振型指数 δ ，按弯剪型结构取值，即 $\delta=1.5$ 。

8.2.6 锅炉钢结构的抗震计算，一般情况下可采用底部剪力法。当总高度超过 65m，宜采用振型分解反应谱法。

8.2.7 计算地震作用时，重力荷载代表值应取永久荷载标准值和各可变荷载组合值之和，各可变荷载的组合系数按表 8.2.7 采用。

表 8.2.7 可变荷载的组合值系数

可变荷载种类	组合值系数
雪荷载	0.5
各层结构的活荷载	0.5
屋面活荷载	不计入

8.2.8 悬吊锅炉炉体通过导向装置 i 作用在锅炉构架上的水平地震作用标准值，可按下式计算：

$$F_i = a_1 G_i \tag{8.2.8}$$

式中 a_1 —— 锅炉炉体的水平地震作用系数，可取锅炉钢结构的水平地震作用系数 α_1 ；

G_i —— 悬吊式锅炉炉体集中于导向装置 i 的重力荷载代表值。各导向点的重力荷载取值可按图 8.2.8 计算。

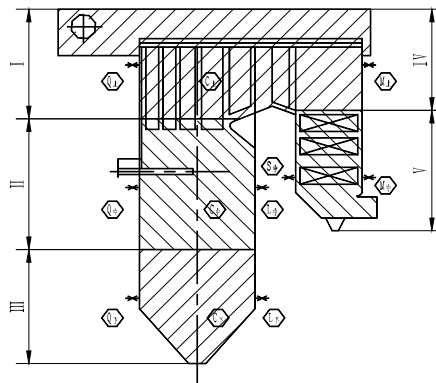


图 8.2.8 导向装置荷载分配图

注：1. 地震作用方向垂直于锅筒时，由两侧导向装置 C 上、C 中和 C 下承受。

2. 地震作用方向平行于锅筒时，由前后导向装置 Q 上、Q 中、Q 下、L 中、L 下、S 中、M 上和 M 中同时承受。

8.2.9 悬吊锅筒的水平地震作用标准值计算方法与炉体相同

8.2.10 对于 200MW 及其以下无导向装置的悬吊锅炉，锅炉钢结构的水平地震作用，采用底部剪力法计算时，仍按公式 5.2.1-1 和 5.2.1-2 计算。炉体及锅筒的地震作用只作用在锅炉钢结构的顶部，相应于结构自振周期在多遇地震作用下的水平地震影响系数可按表 8.2.10 采用。

表 8.2.10 炉体和锅筒地震作用只作用在锅炉钢结构顶部的水平地震影响系数

场地类别	I			II		
地震分组	1	2	3	1	2	3
7 度(0.10g)	0.016	0.019	0.022	0.022	0.025	0.028
8 度(0.20g)	0.032	0.038	0.044	0.044	0.050	0.056
9 度(0.40g)	0.064	0.076	0.088	0.088	0.100	0.112
场地类别	III			IV		
地震分组	1	2	3	1	2	3
7 度(0.10g)	0.028	0.033	0.038	0.038	0.044	0.052
8 度(0.20g)	0.056	0.066	0.076	0.076	0.088	0.104
9 度(0.40g)	0.112	0.132	0.152	0.152	0.176	0.208

注：设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区,可用插入法取值。

8.2.11 抗震验算时，锅炉钢结构任一计算平面上的水平地震作用产生的地震总剪力按下式计算：

$$V_{EKi} = \lambda \sum_{i=1}^i G_i \quad (8.2.11)$$

式中 V_{EKi} —— 第 i 层对应于水平地震作用标准值的总剪力；

λ —— 剪力系数，不应小于表 8.2.11 规定的最小地震剪力系数值；

G_i ——第 j 层的重力荷载代表值。

表 8.2.11 锅炉钢结构主平面最小地震剪力系数值

7 度	8 度	9 度
0.016 (0.024)	0.032 (0.048)	0.064

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

8.2.12 按 9 度抗震设防且高度大于 100m 的锅炉钢结构，应按本规范 5.3.1 条计算竖向地震作用。

8.2.13 8 度和 9 度时，跨度大于 24m 和有较大悬臂的锅炉钢结构，应计算竖向地震作用。竖向地震作用标准值 8 度和 9 度可分别取该结构重力荷载代表值的 10%和 20%；设计基本地震加速度为 0.30g 时，可取该结构重力荷载代表值的 15%；竖向地震作用，可不往下传递。

8.2.14 锅炉钢结构构件截面抗震验算应符合本规范 5.4 节规定。

其中： γ_G ——重力荷载分项系数，应取 1.35，当重力荷载效应对构件承载能力有利时，应取 1.0；

γ_w ——风荷载分项系数，应取 1.35；

ψ_w ——风荷载组合系数，一般取为 0.0，风荷载起控制作用高度大于 100m 或高宽比 $H/B \geq 5$ 的锅炉钢结构，应取 0.2。

8.2.15 锅炉钢结构构件承载力抗震调整系数 γ_{RE} ，应按表 8.2.15 采用，当仅计算竖向地震作用时，各类构件承载力抗震调整系数取 1.0。

表 8.2.15 构件承载力抗震调整系数

构件名称	柱、梁	支撑	节点板件、连接螺栓	连接焊缝
γ_{RE}	0.80	0.80	0.85	0.90

8.2.16 有止晃装置的钢结构，应验算止晃受力构件的局部强度。止晃装置应有足够的刚度，以确保止晃力的传递。

8.3 抗震构造措施

8.3.1 锅炉钢结构的主柱长细比，不宜大于表 8.3.1 的限值：

表 8.3.1 锅炉钢结构的主柱长细比限值

地震烈度	6, 7 度	8 度	9 度
总高度不超过 100m	120	120	100
总高度超过 100m	120	100	80

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

8.3.2 锅炉钢结构的柱、梁板件宽厚比，不宜大于表 8.3.2 的限值：

表 8.3.2 锅炉钢结构的柱、梁腹板和翼缘宽厚比限值

板件名称		6, 7 度	8 度	9 度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	13	12	11
	箱形截面壁板	40	36	36

	工字形截面腹板		52	48	44
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分		13	12	11
	箱形截面翼缘在两腹板间的部分		40	36	36
	工字形截面和箱形截面的腹板	$N_b/Af<0.37$	85-120 N_b/Af	80-110 N_b/Af	72-100 N_b/Af
		$N_b/Af\geq 0.37$	40	39	35

注：1. 表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

2. N_b 为梁的轴向力； A 为梁的截面面积； f 为钢材的抗拉强度设计值。

8.3.3 锅炉钢结构支撑杆件的长细比，不宜大于表 8.3.3 的限值：

表 8.3.3 锅炉钢结构支撑杆件长细比限值

类 型	6, 7 度	8 度	9 度
按压杆设计	150	120	120
按拉杆设计	200	150	150

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

8.3.4 锅炉钢结构支撑杆件的板件宽厚比，宜不大于表 8.3.4 的限值。

表 8.3.4 锅炉钢结构支撑杆件的板件宽厚比限值

板件名称	6, 7 度	8 度	9 度
翼缘外伸部分	13	12	11
工字形截面腹板	52	48	44
箱形截面腹板	40	36	36

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

8.3.5 建于 6 度区的锅炉钢结构，其节点承载力应适当高于设计值。

8.3.6 当按 6 度地震设计，且基本风压小于 0.4 KN/m^2 时，宜适当增大垂直支撑截面，或按支撑力验算垂直支撑。

8.3.7 强震区的锅炉钢结构，梁与柱的连接不宜采用铰接。

8.3.8 锅炉钢结构柱脚应宜采用埋入式结构，埋入深度可按承载大小确定，一般为 300~1000mm。

8.3.9 铰接柱脚底板所受的水平地震作用，不宜由柱脚锚固螺栓承受，应由底板和混凝土基础间的摩擦力承受。摩擦系数可取 0.4，柱的垂直压力取 0.75 倍的恒载减去最大一种工况的上拔力（为负值时摩擦力取零）；当水平地震力超过摩擦力时，可在柱底板下部设置抗剪键，抗剪键可按均布荷载的悬臂构件计算其厚度和根部焊缝。

8.3.10 铰接柱脚的锚固螺栓，应采用双螺帽构造，锚固螺栓的数量和直径应按作用在基础上的净上拔力确定。净上拔力等于最大一种工况的上拔力减去 0.75 倍的永久荷载。当基础无上拔力时，按构造选取锚固螺栓，锚栓的直径不宜小于 30mm。锚固螺栓的材料可采用碳素结构钢 Q235、低合金高强度钢 Q345 或其他优质碳素结构钢。

8.3.11 梁采用悬臂梁段与柱刚性连接时，悬臂梁段与柱应预先采用全焊接连接，梁的现场拼接可采用翼缘焊接、腹板螺栓连接或全部螺栓连接。悬臂梁段的长度一般距柱轴线不超过 1.6m。

8.3.12 梁与柱连接为刚接时，柱在梁翼缘对应位置应设置横向加劲肋，且加劲肋的厚度不

小于梁翼缘厚度。

若垂直支撑与柱、梁采用节点板连接，应使节点板在连接杆件每侧有不小于 30 度夹角，支撑端部至节点板嵌固点在沿支撑杆件方向的距离（即由节点板与构架焊缝的起点垂直于支撑杆件轴线的直线至支撑端部的距离），不应小于节点板厚度的 2 倍。

9 筒仓

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于贮存散状物料的钢筋混凝土、钢及砌体筒仓。

9.1.2 筒仓外形宜简单、规则，质量和刚度分布宜均匀对称。6度和7度时，除将仓壁向上延伸并作为承重结构的筛分间外，其他承重结构的筛分车间及在8度和9度时，均不应设在仓顶。

9.1.3 筒仓结构的选型、选材应符合下列规定：

1. 钢筋混凝土筒仓可采用筒壁、柱、带壁柱的筒壁及筒壁与柱混合支承的结构形式。应优先选用筒壁支承结构。直径大于或等于15m的深仓，宜选用筒壁和内柱共同支承的方式，开洞筒壁宜设壁柱。直径大于或等于18m的圆形筒仓，宜采用独立布置的形式，小直径圆形筒仓可采用排仓或群仓的布置方式。

2. 钢筋混凝土柱承式矩形筒仓的仓下支承柱应伸至仓顶或仓上建筑，并与仓壁整体连接；应加大支承柱或支承框架的整体刚度，并保证与其基础的固结连接。

3. 钢筒仓可采用钢或现浇钢筋混凝土仓底及仓下支承结构；直径大于12m时，宜采用仓壁落地式平底仓；仓群宜选用单排或多排行列式布置；独立筒仓间净距，除满足抗震缝要求外，还应满足施工、安装、地震次生灾害及防火间距的要求。

4. 砌体筒仓适用于6度和7度区，其直径宜采用6m，不应大于8m；支承形式应采用筒壁支承结构。

9.1.4 仓上建筑应符合下列规定：

1. 仓上建筑宜采用钢结构或轻钢结构，其围护结构应选用轻质材料。

2. 钢筋混凝土仓上建筑适用于钢筋混凝土及砌体筒仓，仓上建筑结构形式应采用现浇钢筋混凝土框架，围护结构宜选用轻质材料。

3. 砌体仓上建筑仅适用于6度区的钢筋混凝土及砌体筒仓。

4. 仓上建筑的屋盖，宜采用轻型结构或现浇钢筋混凝土结构。

9.1.5 筒仓在下列部位应设置防震缝：

钢筋混凝土群仓仓顶上局部设有筛分间且形成较大高差处及筒仓与辅助建筑毗连处，应设置防震缝。高低不同或不规则布置的群仓或排仓应在相应的部位设置防震缝。

9.1.6 地基为Ⅲ、Ⅳ类建筑场地土的柱承式筒仓的基础宜采用环形或整板基础并应采取加强基础的整体性和基础的刚度。

9.1.7 筒仓的结构布置应避免刚度突变，减少刚度变化处的应力集中。

9.1.8 柱承式筒仓的支柱应利用不同的基础形式使柱的反弯点接近柱高的中部，减少柱顶与柱底的地震作用弯矩比，并增加柱的超静定次数或赘余杆件和支撑。赘余杆件和支撑除满足构件的强度要求外，尚应具有充分的变形能力。

9.1.9 在Ⅲ、Ⅳ类和不均匀地基条件下的独立筒仓，应提高其抗倾覆能力，同时应控制仓上建筑的变形。应加固地基严格消除地基液化，控制不均匀变形。

9.1.10 确定筒仓的抗震建筑重要性分类时，应根据其所在工业系统中的必要性、利用程度及功能的重要性和在地震中可能带来的次生灾害对整体工业的影响程度来确定。

9.1.11 在无特殊要求的条件下，筒仓抗震设计使用功能应满足Ⅱ类建筑的要求。

9.1.12 筒仓同一结构单元的基础应采用同一类型的基础。同一单元的基础宜设置在同一标

高上。当标高错位较大时应设防震缝；筒仓同一单元同一类型的基础，不应坐落在截然不同的地基土层上。若无法避免时，应采用人工地基。

9.2 抗震计算

9.2.1 筒仓应按其抗震设防类别、地震危险性特征分区、地震动参数分区及不同设防水准的地震加速度确定水平地震影响系数，并进行水平地震作用和作用效应计算。

9.2.2 筒仓的水平地震作用，可采用底部剪力法或振型分解反应谱法计算，筒仓结构不规则且有明显薄弱部位时，尚应采用时程分析法进行补充计算。

9.2.3 筒仓的水平地震作用计算，应符合下列规定：

1. 贮料重力荷载代表值为贮料总重与可变荷载组合系数相乘，贮料的可变荷载组合系数等于 0.9；重力荷载分项系数取值见第 5.1.4 条规定。

2. 计算筒仓的自振周期及水平地震作用时，贮料有效质量为贮料重力荷载代表值与水平地震耗能系数相乘，钢筋混凝土筒仓、砌体筒仓的贮料水平地震耗能系数等于 0.9，其余筒仓均取 1.0。

9.2.4 筒仓的水平地震作用宜按振型分解反应谱法计算；若按底部剪力法计算时，应符合以下规定：

1. 仓体和仓上建筑应采用多质点体系模型。
2. 仓上建筑的地震作用效应应乘以增大系数，对于钢筋混凝土筒仓、砌体筒仓其值为 4.0，仓壁落地式钢筒仓为 3.0，但增大部分不应往下传递。

9.2.5 柱承式筒仓的水平地震作用宜按振型分解反应谱法计算；若按底部剪力法计算时应符合以下规定：

1. 无仓上建筑时，可采用单质点体系模型，质点位置设于柱顶；水平地震作用标准值的作用点，应置于仓体与贮料的质心处。
2. 计算设有仓上建筑筒仓的水平地震作用时，可采用多质点体系模型。也可将仓上建筑假定为置于刚性地面上的单质点（单层时）或双质点（二层时）体系模型简化计算。仓上建筑的地震作用效应也应乘以增大系数，其值可按表 9.2.5 采用，但增大部分不应往下传递。

表 9.2.5 仓上建筑地震作用效应增大系数

条 件	单层仓上建筑	二层仓上建筑	
		底层	上层
$\eta_n \geq 50$ 且 $50 \leq \eta_m \leq 100$	4.0	4.0	3.5
其 它	3.0	3.0	2.5

注：（1） η_n 为柱承式侧移刚度与仓上建筑计算层的层间侧移刚度之比；

（2） η_m 为仓体质量（含贮料）与仓上建筑计算层的质量之比。

9.2.6 8 度区Ⅳ类场地及 9 度区，柱承式筒仓应计入重力偏心引起的水平地震作用，其标准值按 9.2.6 式计算。

$$F_{gk} = \rho_g F_{Ek} \tag{9.2.6-1}$$

$$\rho_g = \frac{2.5G_{eq}}{Kh} \quad (9.2.6-2)$$

式中 F_{gk} —— 重力偏心引起的附加水平地震作用标准值(N);

F_{Ek} —— 未计入重力偏心时的水平地震作用标准值(N);

ρ_g —— 重力偏心系数,当其小于 0.05 时为零; 锅炉钢结构的总高度 (m)。

G_{eq} —— 贮仓结构有总重力荷载(N), 可不计支承结构;

K —— 支柱的总弹性侧移刚度;

h —— 支柱的总高度。

9.2.7 单排筒仓的质量中心对刚度中心偏心过大时, 宜按振型分解反应谱法计算扭转地震作用效应; 柱承式单排筒仓采用底部剪力法且用单质点体系计算时, 支柱的水平地震作用效应应乘以扭转效应系数, 其值可按表 9.2.7 的规定采用。

表 9.2.7 扭转效应系数

组成排仓的单仓个数	3	4	5	≥ 6
扭转效应系数	1.10	1.15	1.20	1.25

9.2.8 柱承式筒仓在 9 度区的抗震变形验算应符合第 5.5 节的规定。

9.2.9 采用筒壁与柱联合支承的筒仓, 筒壁与柱承担的地震剪力, 可按刚度比例进行分配, 但分配给柱的地震剪力应乘以 1.5 且不小于支承结构底部总地震剪力的 20%。

9.2.10 设在 7、8 度地震区的钢筋混凝土筒承式圆形筒仓的仓壁与仓底整体连接时, 仓壁、仓底可不进行抗震验算, 但其构件应满足抗震构造措施。

9.2.11 钢筋混凝土柱承式筒仓的支柱与基础及仓体连接端的组合弯矩设计值应按以下规定调整:

1. 柱端弯矩应乘以表 9.2.11 中的柱端弯矩增大系数。
2. 角柱的柱端弯矩按 9.2.11 表调整后, 尚应乘以不小于 1.10 的增大系数。
3. III、IV 类场地的无横梁支柱与仓体连接端弯矩按 9.2.11 表及本条之 2 调整后, 若采用的不是筏板基础, 则尚应分别乘以不小于 1.05 和 1.15 的增大系数。

表 9.2.11 柱端弯矩增大系数

设防 烈度		7 度	8 度	9 度
支柱条件	有横梁	1.15	1.25	1.50
	无横梁	1.20	1.35	1.60

9.2.12 钢筋混凝土柱承式筒仓的支柱有横梁时, 中部梁柱节点处的梁柱端组合的弯矩和剪力设计值, 应分别符合规范第 6.2.6~6.2.9 条的规定; 7 度、8 度、9 度时, 支承结构可分别按第三、二、一抗震等级计算。

9.2.13 砌体筒仓的水平地震作用计算, 可采用底部剪力法。相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数应取水平地震影响系数的最大值。

9.2.14 柱支承或柱与筒壁共同支承的钢筒仓, 其水平地震作用可采用底部剪力法计算, 计算时应考虑柱间支撑的刚度作用。

9.2.15 8 度、9 度时, 仓斗与仓壁之间的连接焊缝或螺栓, 应按本规范第 6.2.15 条规定计

算竖向地震作用的影响。

9.2.16 钢筋混凝土柱承式方仓的支柱设有横梁时，其侧移刚度可按本规范附录 G 采用。

9.2.17 钢筋混凝土筒承式群仓可简化为排仓进行抗震计算，宜符合以下要求：

1. 仓壁相连的圆形群仓，应在空、满仓不同荷载条件下对仓壁连接处的扭转地震内力进行计算及配筋，并应满足抗震构造措施。

2. 应对群仓的支承筒壁进行抗震验算，计算筒承式排仓沿组合方向的地震作用时，其平动自振基频可按以下公式近似计算：

$$f_n = \alpha \cdot \frac{20 + 2n}{21 - H/D} \cdot f_1 \quad (9.2.17)$$

式中 f_n 、 f_1 —— 筒承式群仓沿筒组合方向及单仓的平动自振基频；

α —— 群仓组合方向与开洞平行时取 1.2，相互垂直时取 1.0；

n —— 筒仓组合数（ $n=2\sim5$ ，当 $n>5$ 时取 5）；

H/D —— 单仓的高径比；

H —— 筒仓高；

D —— 筒仓外径。

9.3 构造措施

9.3.1 钢筋混凝土柱承式筒仓支柱宜加设横梁，不应采用无横梁的柱承式单仓，横梁的设置应符合下列规定：

1. 横梁与柱的线刚度比，不宜小于 0.8；计算柱线刚度时，柱高应取基础顶面至仓底的距离。

2. 在满足工艺要求的前提下，横梁顶面至仓壁底面的距离与柱全高之比不宜小于 0.3，且不宜大于 0.5。

3. 横梁截面的高宽比不宜大于 4.0。

9.3.2 钢筋混凝土柱承式筒仓支柱轴压比限值，除应符合表 9.3.2 的规定外，当混凝土强度等级不大于 C50 时，对于 D 类结构不宜大于 0.65；对于 C 类结构不宜大于 0.75；对于 B 类结构不宜大于 0.85；对于同一类别筒仓地下空间的柱轴压比可增加 0.05。

表 9.3.2 柱承式筒仓支柱轴压比限值

设防烈度	7 度	8 度	9 度
有横梁	0.80	0.70	0.60
无横梁	0.75	0.65	0.55

9.3.3 钢筋混凝土柱承式筒仓支柱纵向钢筋应采用对称配筋，其总配筋率应符合下列规定：

1. 纵向钢筋最小总配筋率应按表 9.3.3 采用。

2. 纵向钢筋总配筋率不应大于 2%。

表 9.3.3 柱承式筒仓支柱的最小总配筋率（%）

设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
有横梁	0.70	0.80	0.90	1.10

无横梁	0.80	0.90	1.00	1.20
-----	------	------	------	------

9.3.4 钢筋混凝土柱承式筒仓支柱箍筋应沿柱全高加密，并应符合下列规定：

1. 箍筋间距不应大于 100mm。
2. 箍筋最小直径：8 度、9 度时不小于 10mm，7 度时不小于 8mm，6 度时不小于 6mm。
3. 箍筋最小体积配筋率按表 9.3.4 采用。

表 9.3.4 柱承式筒仓支柱箍筋最小配筋率（%）

柱轴压比		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
设防烈度	7 度	0.60	0.8	1.00	1.20	1.40	1.6
	8 度	0.80	1.0	1.20	1.40	1.60	—
	9 度	1.00	1.2	1.40	1.60	—	—

注：（1）6 度时体积配筋率不应小于 0.6%；

（2）支柱无横梁时轴压比计算值增加 0.05 后查表；

（3）若箍筋强度为 300N/mm²、360 N/mm² 时，则表中数值应分别乘以 0.7、0.6 后采用，但乘后的数值在 7 度、8 度、9 度时均不小于 0.6%、0.8、1.0%。

9.3.5 钢筋混凝土柱承式筒仓横梁的纵向钢筋配置，应符合下列规定：

1. 横梁梁端截面混凝土受压区高度与有效高度之比，9 度时不应大于 0.25，8 度、7 度时不应大于 0.35；纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2%。
2. 横梁梁端截面的底面与顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，9 度时不应小于 0.5，8 度、7 度时不应小于 0.3。
3. 横梁截面上部和下部通长钢筋不应小于 2Φ14，8 度和 9 度时且不应小于梁端截面上部纵向钢筋截面面积的 1/4。

9.3.6 钢筋混凝土柱承式筒仓横梁的箍筋配置，应符合下列规定：

1. 横梁梁端箍筋加密区范围：9 度时为 2 倍梁高，8 度、7 度 6 度时为 1.5 倍梁高，且均不小于 500mm。
2. 加密区箍筋最大间距和最小直径，应符合表 9.3.6 的规定。
3. 非加密区的箍筋配箍量，不宜小于加密区的 50%，且 8 度、9 度时的箍筋间距不应大于 10 倍纵向钢筋直径。

表 9.3.6 梁箍筋加密区的箍筋最大间距和最小直径（mm）

设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
最大间距	h/4, 8d, 150	h/4, 8d, 100	h/4, 8d, 100	h/4, 6d, 100
最小直径	6	8	8	10

注：d 为纵向钢筋直径，h 为梁截面高度。

9.3.7 钢筋混凝土筒承式筒仓的支承筒壁，应符合下列规定：

1. 筒壁的厚度，6 度、7 度时不宜小于 160mm，8 度、9 度时不宜小于 180mm。
2. 筒壁应采用双层双向配筋，竖向或环向钢筋的总配筋率均不宜小于 0.4%，内外层钢筋应设置拉筋，其直径不宜小于 6mm，其间距在 6 度、7 度时不宜大于 700mm，在 8 度、9 度时不宜大于 500mm；应将抵抗筒壁内外温差荷载的钢筋放在温度较低的一侧。
3. 筒壁孔洞宜对称布置，每个孔洞的圆心角不宜大于 70°，筒壁同一水平截面内开洞的总圆心角不应大于 180°，8 度、9 度时分别不宜大于 160°、140°。
4. 洞口边长小于 1m 时，洞口每边的附加钢筋均不应小于 2Φ16，且不应小于洞口切断钢筋截面面积的 60%，洞口四角的斜向钢筋均不应小于 2Φ16；洞口边长大于 1m 时，洞口四周应设置加强框，加强框的每边配筋量不应小于洞口切断钢筋截面面积的 60%。
5. 支承筒壁开洞宽度大于或等于 3m 时，应按洞口应力计算配筋。洞口两侧若设置扶壁柱，其截面不小于 400×600mm，柱上端应伸到仓壁，并按柱的构造配置钢筋，总的配筋

率不宜小于 0.6%。

6. 相邻洞口间筒壁宽度不应小于 3 倍壁厚, 也不应小于 500mm; 当筒壁介于 3~5 倍壁厚之间时, 应按支承柱配置钢筋, 配筋量按计算确定, 并应满足抗震构造要求。

7. 当仓底与仓壁非整体连接时, 应将仓壁底部的水平钢筋延续配置到仓底结构顶面以下的筒壁, 其延续配置的高度不应小于 6 倍仓壁的厚度。

9.3.8 砌体筒仓应满足以下构造要求:

1. 仓壁和支承筒壁应设置现浇钢筋混凝土圈梁和构造柱。沿仓壁高度, 根据计算按不同间距设置圈梁, 同时圈梁的间距在仓壁部位不宜大于 2m, 在支承筒壁部位不宜大于 3m, 且应在仓顶、仓底各设一道圈梁; 构造柱间距不宜大于 3.5m。

2. 钢筋混凝土圈梁的截面宽度应与壁厚相同, 高度不应小于 180mm, 纵向钢筋不宜小于 4Φ12, 箍筋间距不宜大于 250mm; 构造柱截面不宜小于壁厚, 纵向钢筋不宜小于 4Φ14, 箍筋间距不宜大于 250mm, 柱上、下端箍筋宜加密, 沿柱高每隔 500mm 应有不少于 2Φ6 钢筋与仓壁或筒壁砌体拉结。

3. 仓壁厚度应按计算确定, 但不应小于 240mm, 仓下支承筒壁厚度不应小于 370mm, 仓壁与筒壁厚度不等时, 保持内平面垂直, 仓外变阶处, 用水泥沙浆找坡。

4. 仓壁和支承筒壁的洞口周边, 应设置钢筋加强框。

5. 仓底环梁支承于支承筒壁, 筒壁应采用环形基础, 地基较弱时可选用钢筋混凝土筏板基础。

6. 当筒仓直径大于 6m 时, 仓壁及支承筒壁宜采用配筋砌体。

7. 群仓中相邻筒体要有可靠连接, 使砌体咬槎连接, 搭接处的厚度不小于 2 倍仓壁厚度, 并在连接处配置构造钢筋。

9.3.9 6 度区仓上建筑采用砌体结构时, 应符合下列规定:

1. 仓上建筑总高不应大于 3.6m。

2. 砌体厚度宜取 240mm 或 190mm。

9.3.10 钢筒仓应满足以下结构要求:

1. 除应进行筒仓与基础的锚固计算外, 还应在钢柱基础顶面设置与柱间支撑相垂直的抗剪钢板, 地脚螺栓宜采用有刚性锚板或锚梁的双帽螺栓, 埋置长度应按计算确定。

2. 钢筒仓采用钢支柱时, 其截面及间距应由计算确定, 钢支柱与筒壁宜采用缀板连接, 钢支柱间应设柱间支撑, 当柱间支撑分上、下两段设置时, 应设柱间水平系杆。

10 井架

10.1 一般规定

10.1.1 本章适用于矿山立井钢筋混凝土井架和钢井架。

10.1.2 井架的抗震设防类别应为乙类。

10.1.3 井架总高度超过 25m 或多绳提升井架宜采用钢结构。

注：井架总高度指井口水平面至天轮起重架横梁顶面之间的垂直距离。

10.1.4 钢筋混凝土井架的抗震等级应按表 10.1.4 确定。

表 10.1.4 钢筋混凝土井架的抗震等级

烈度	6	7	8	9
抗震等级	三	三	二	一

10.1.5 井架与贴建的建（构）筑物之间应设防震缝。防震缝最小宽度应符合表 10.1.5 的规定。

表 10.1.5 井架防震缝最小宽度（mm）

结构型式	提升类型	烈度			
		6	7	8	9
钢筋混凝土井架	罐笼提升	70	70	80	110
	箕斗提升	80	90	100	140
钢井架	罐笼提升	130	130	210	370
	箕斗提升	160	160	250	430

注：1、钢筋混凝土井架，当与罐笼提升井架贴建的井口房高度超过 10m，或与箕斗提升井架贴建的井口房高度超过 20m 时，防震缝宽度应适当增加。对应 6、7、8、9 度，高度每增加 5、4、3、2m，防震缝宜增加 20mm。

2、钢井架，当与罐笼提升井架贴建的井口房高度超过 15m，或与箕斗提升井架贴建的井口房高度超过 30m 时，防震缝宽度应适当增加。对应 6、7、8、9 度，高度每增加 5、4、3、2m，防震缝宜增加 30mm。

3、混合提升井架应按箕斗提升井架采用防震缝宽度。

10.1.6 井架的立架应支承在井颈上或支承在井颈外侧的岩土上，不应支承在井口梁上。

10.1.7 双斜撑钢井架的立架宜独立支承在井颈上，不宜悬挂在双斜撑横梁上。

10.2 抗震计算

10.2.1 井架应按本规范第 5.1.5 条抗震计算水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算。

10.2.2 符合下列条件之一的井架可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求：

1. 7、8 度时的四柱式钢筋混凝土井架的纵向水平地震作用。
2. 7 度时的六柱式钢筋混凝土井架的纵向水平地震作用。
3. 7 度时的钢井架。

10.2.3 钢筋混凝土井架的阻尼比可采用 0.05；钢井架的阻尼比可采用 0.02。

10.2.4 井架应按纵向和横向两个主轴方向分别进行水平地震作用计算。

注：纵向指平行于提升平面，横向指垂直于提升平面。

10.2.5 井架的抗震作用计算宜采用多质点空间杆系模型，采用振型分解反应谱法。四柱式钢筋混凝土井架可采用底部剪力法。立架与斜撑不连接的双斜撑钢井架应对斜撑和立架分别进行抗震作用计算。9 度区且高度大于 60m 的钢井架宜再用时程分析法进行多遇地震下的补充计算，取多条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。时程分析时应符合本规范 11.2.6 条各款的要求。

10.2.6 采用振型分解反应谱法时，钢筋混凝土井架应取不少于 9 个振型，钢井架应取不少于 15 个振型。

10.2.7 四柱式钢筋混凝土井架采用底部剪力法计算时，井架的基本自振周期可按下式计算：

$$T_y = -0.0406 + 0.0424h / \sqrt{l_a} \quad (10.2.7-1)$$

$$T_x = -0.1326 + 0.0507\sqrt{h(l_a + l_b)} \quad (10.2.7-2)$$

式中 T_y —— 井架纵向基本自振周期 (s)；

T_x —— 井架横向基本自振周期 (s)；

h —— 井架高度，指井口水平面至最下天轮轴中心之间的垂直距离 (m)；

l_a —— 井架底部纵向两立柱的轴线间距 (m)；

l_b —— 井架底部横向两立柱的轴线间距 (m)。

注：公式中已计入震时周期加长系数。

10.2.8 计算地震作用时，井架的重力荷载代表值应按下列规定取值：

1. 结构、天轮及其它设备、扶梯、固定在井架上的各种刚性罐道等，应取自重标准值的 100%。

2. 各平台可变荷载，当按等效均布荷载计算时，应取标准值的 50%；当按实际情况计算时，应取标准值的 100%。

3. 提升容器及物料、拉紧重锤及有关钢丝绳的重力荷载可不计。

10.2.9 9 度时，井架应计算竖向地震作用效应，并应将其与水平地震作用进行不利组合。

10.2.10 井架的竖向地震作用效应，应按本规范第 5.3.1 条计算。竖向地震作用效应应乘以增大系数 1.5。

10.2.11 井架结构构件进行截面抗震验算时，地震作用标准值效应与其他荷载效应的基本组合，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S_{GEr} + \gamma_l S_{lk} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \gamma_w \psi_w S_{wk} \quad (10.2.11)$$

式中 S —— 结构构件内力组合的设计值；

S_{GEr} —— 重力荷载代表值效应，除包含 10.2.8 条内容外，尚应包括钢丝绳罐道荷载、防坠钢丝绳荷载等悬吊物荷载；

S_{lk} —— 提升工作荷载标准值效应；

S_{Ehk} —— 水平地震作用标准值效应；

S_{Evk} —— 竖向地震作用标准值效应；

S_{wk} —— 风荷载标准值效应；

γ_G —— 重力荷载分项系数，一般情况下应采用 1.2，当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

γ_l —— 提升工作荷载分项系数，应采用 1.3；

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} —— 分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按本规范表 5.4.1 采用；

γ_w —— 风荷载分项系数，应采用 1.4；

ψ_w —— 风荷载组合系数，当井架总高度小于或等于 60m 时，应采用 0.0；井架总高度大于 60m 时，应采用 0.2。

10.2.12 钢筋混凝土井架的框架梁、柱在进行截面抗震承载力验算时，组合内力应作如下调整：

1. 底层框架柱下端截面组合的弯矩设计值，当抗震等级为一、二、三级时应分别乘以 1.5、1.25、1.15 的增大系数。
2. 柱轴压比大于 0.15 时，中间各层框架的梁柱节点处上下柱端截面组合的弯矩设计值，当抗震等级为一、二、三级时应分别乘以 1.4、1.2、1.1 的增大系数。
3. 框架梁端截面组合的剪力设计值应按式调整：

$$V = \eta_{vb}(M_b^l + M_b^r)/l_n + V_{Gb} \quad (10.2.12-1)$$

式中 V —— 梁端截面组合的剪力设计值；

l_n —— 梁的净跨；

V_{Gb} —— 梁在重力荷载代表值（9 度时还应包括竖向地震作用标准值）作用下，按简支梁分析的梁端截面组合的剪力设计值；

M_b^l 、 M_b^r —— 分别为梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值；

η_{vb} —— 梁端剪力增大系数，当抗震等级为一、二、三级时应分别取 1.3、1.2、1.1。

4. 框架柱端截面组合的剪力设计值应按式调整：

$$V = \eta_{vc}(M_c^b + M_c^t)/H_n \quad (10.2.12-2)$$

式中 V —— 柱端截面组合的剪力设计值；

H_n —— 柱的净高；

M_c^t 、 M_c^b —— 分别为柱上下端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值，且已按本条第 1、2 款乘了增大系数；

M_b^l 、 M_b^r ——分别为梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值；
 η_{vc} ——柱端剪力增大系数，当抗震等级为一、二、三级时应分别取 1.4、1.2、1.1。

10.2.13 抗震等级为一、二级的钢筋混凝土井架，框架梁柱节点核芯区应按附录 E 进行抗震验算。

10.2.14 钢井架在进行地震作用下的内力和变形分析时，应按本规范 3.5.3 条规定计入重力二阶效应的影响。

10.2.15 结构构件截面承载力验算应按本规范 5.4.2 条的规定执行，并应符合下列规定：

1. 钢筋混凝土井架的承载力抗震调整系数，横梁应采用 0.75，立柱当轴压比小于 0.15 时应采用 0.75，当轴压比不小于 0.15 时应采用 0.80。

2. 钢井架立架的承载力抗震调整系数，立柱和横杆应采用 0.75，斜杆应采用 0.80。

3. 钢井架的斜撑采用桁架结构时，弦杆的承载力抗震调整系数应采用 0.75，腹杆的承载力抗震调整系数应采用 0.80。

4. 钢井架的斜撑采用框架结构时，柱和横梁的承载力抗震调整系数都应采用 0.75。

10.2.16 钢筋混凝土井架的梁、柱截面应满足本规范 6.2.12 条对梁、柱的抗剪要求。

10.2.17 斜撑式钢井架的斜撑采用无支撑框架结构时，应符合下列规定：

1. 柱端截面组合弯矩设计值，当地震设防烈度为 8、9 度时应分别乘以 1.05 和 1.15 的增大系数。

2. 梁柱节点域应符合本规范 11.2.22 条各款的要求。对一侧有梁的节点，公式中另一侧梁的弯矩设计值和全塑性受弯承载力取 0。

10.2.18 钢井架斜撑及立架中的支撑斜杆应按本规范 11.2.23 条规定计算其受压承载力。

10.3 钢筋混凝土井架的抗震构造措施

10.3.1 井架的混凝土强度等级不应低于 C30，9 度时不应高于 C60，8 度时不应高于 C70。

10.3.2 除天轮大梁及其支承框架梁外，井架框架梁的截面尺寸，应符合本规范 6.3.1 条的规定。

10.3.3 井架框架梁的配筋，应符合本规范 6.3.2 及 6.3.3 条的规定。

10.3.4 井架柱的最小截面尺寸，应符合表 10.3.4 的规定。

表 10.3.4 井架柱最小截面尺寸 (mm)

结构型式		截面尺寸 (纵向×横向)
四柱悬臂式		400×600
六柱斜撑式	立架柱	400×400
	斜撑柱	500×350

10.3.5 井架柱的截面尺寸，尚应符合下列规定：

1. 节间净高与截面高度之比宜大于 4。

2. 截面长边与短边的边长比不宜大于 3

10.3.6 井架柱的轴压比应符合本规范 6.3.6 条中对框架柱的规定。

10.3.7 井架柱的配筋，应符合本规范第 6.3 节中对框架柱的有关规定。

10.3.8 井架柱的配筋，尚应符合下列规定：

1. 每一侧纵向钢筋的配筋率不应小于 0.3%。

2. 立架底层柱的箍筋加密区长度，应取柱的全高。

- 10.3.9 井架底层的横向框架梁，宜加梁腋，腋高不宜小于梁高的 1/4，坡度可采用 1：3。
- 10.3.10 天轮梁的支承横梁，宜采用带斜撑的梁式结构。

10.4 钢井架的抗震构造措施

- 10.4.1 钢井架的构件连接，应采用焊接或高强螺栓连接。
- 10.4.2 钢井架主要构件的长细比，应符合下列规定：

1. 斜撑柱、立架柱及天轮支承结构压杆的长细比，6～8 度时不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ，9 度时不应大于 $100\sqrt{235/f_y}$ ；（ f_y 为钢材的屈服强度或屈服点）。
2. 斜撑及立架中的受压腹杆，长细比不应大于 $150\sqrt{235/f_y}$ 。
3. 斜撑及立架的中的受拉腹杆，长细比不应大于 $250\sqrt{235/f_y}$ 。

10.4.3 钢井架梁、柱板件的宽厚比应符合表 10.4.3 的要求：

表 10.4.3 梁、柱板件的宽厚比限值

板件名称		7 度	8 度	9 度
斜撑柱、立架柱及天轮支承结构压杆	工字型截面翼缘外伸部分	13	12	11
	箱型截面壁板	40	36	36
	工字型截面腹板	52	48	44
梁	工字型截面和箱型截面翼缘外伸部分	11	10	9
	箱型截面翼缘在两腹板间部分	36	32	30
	工字型截面和箱型截面腹板 N/Af<0.37 N/Af≥0.37	85-120N/Af 40	80-110N/Af 39	72-100N/Af 35

注：1 表列数值适用于 Q235，当材料为其他牌号钢时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ （ f_y 为钢材的屈服强度或屈服点）；

2 表中 N 为梁的轴向力，A 为梁的截面面积，f 为梁的钢材强度设计值。

- 10.4.4 钢井架主要受力构件应符合下列要求要求：
1. 天轮支承结构、托罐梁、防撞梁、立架柱、斜撑柱等，钢板最小厚度不应小于 8 mm。
 2. 型钢杆件最小截面：角钢为 L 63×6，工字钢为 I14，槽钢为 [12.6。
 3. 节点板厚度不应小于 10 mm。
- 10.4.5 斜撑基础的构造，应符合下列要求：
1. 地脚螺栓应采用有刚性锚板（或锚梁）的双帽螺栓。
 2. 地脚螺栓中心距基础边缘的距离，不应小于 8 倍螺栓直径。
 3. 当底板与基础顶面间的摩擦力小于地震剪力时，应增设抗剪措施
- 10.4.6 8、9 度时，斜撑基础顶面以下沿锥面四周应配置竖向钢筋，其直径不应小于 10mm，长度不应小于 1.5m，间距 8 度时不应大于 150mm，9 度时不应大于 100mm。在基础顶面应配置不小于两层钢筋网，钢筋直径不应小于 6 mm，间距不应大于 200 mm。

11 井塔

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于矿山立井钢筋混凝土井塔和钢结构井塔。

11.1.2 井塔的抗震设防类别应为乙类。

11.1.3 井塔的高度不宜超过表 11.1.3 的限值。

表 11.1.3 井塔最大高度限值 (m)

结构类型		烈度			
		6	7	8	9
钢筋混凝土结构	框架型	60	50	40	—
	箱(筒)型	不限	100	80	60
钢结构	框架型	不限	100	80	50
	框架—支撑型	不限	不限	100	80

注：1 井塔高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

2 箱（筒）型包括箱型、箱——框型及内外箱型；

3 乙类构筑物可按本地区抗震设防烈度确定适用的最大高度。

11.1.4 井塔的建筑布置应符合下列要求：

1. 平面宜采用矩形、圆形、正多边形等规则、对称的形状。

2. 采用固接于井筒上的井颈基础时，平面宜对称于井筒中心线。

3. 竖向宜上下一致；如提升机大厅层必须采用悬挑结构时，6~8 度时，悬挑长度不宜超过 4m，并宜对称布置；9 度时，不宜采用悬挑结构。

11.1.5 井塔的高宽比不宜超过表 11.1.5 的数值。

表 11.1.5 井塔的最大高宽比限值 (m)

结构类型		烈度		
		6、7	8	9
钢筋混凝土结构	框架型	4	3	——
	箱(筒)型	5	4	3
钢结构		6.5	6	5.5

注：1 井塔高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

2 箱（筒）型包括箱型、箱——框型及内外箱型；

3 乙类构筑物可按本地区抗震设防烈度确定适用的最大高度。

11.1.6 井塔的结构布置应符合下列要求：

1. 钢筋混凝土或钢框架结构应布置双向梁柱抗侧力体系，柱在底层不应中断。

2. 钢筋混凝土箱（筒）型结构的壁板应双向布置，且宜均匀；每侧壁板上下宜连续；壁板下部有大洞口时，应有一定宽度的壁板延伸至基础，以保证井塔有足够的侧向刚度和侧向承载能力。

3. 钢框架——支撑型结构的支撑宜采用中心支撑，支撑应双向布置，竖向宜连续。

4. 井塔各层楼板宜采用现浇钢筋混凝土结构，钢结构井塔的钢楼板梁应与楼面板间设抗剪键；钢结构井塔的楼面也可采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板或非组合楼板，此时压型钢板应与钢楼板梁焊接。

11.1.7 钢筋混凝土井塔的抗震等级应按表 11.1.7 确定。

表 11.1.7 钢筋混凝土井塔的抗震等级

结构类型		烈度						
		6		7		8		9
框架型	高度 (m)	≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	
	框架	四	三	三	二	二	—	
箱 (筒) 型	高度 (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50
	框架	四	三	三	二	二	—	—
	壁板	三	三	二	二	—	—	—

11.1.8 箱 (筒) 型钢筋混凝土井塔在壁板上开设的窗洞口, 宜匀称且上下对齐、成列布置。

11.1.9 井塔楼面开洞尺寸宜符合下列规定:

1. 任一方向的开洞尺寸不宜大于该方向楼面宽度的一半。
2. 开洞总面积不宜超过该层楼面面积的 30%。
3. 开洞后在任一方向的楼面净宽度总和不宜小于 5m。
4. 开洞后每一边的楼面净宽度不宜小于 2m。

11.1.10 井塔与贴建的建 (构) 筑物之间应设防震缝, 防震缝宽度应按表 11.1.10 采用, 且对钢筋混凝土井塔不应小于 70mm, 对钢结构井塔不应小于 100mm。

表 11.1.10 井塔防震缝最小宽度

结构类型	烈度			
	6	7	8	9
钢筋混凝土井塔	h/250	h/200	h/175	h/125
钢结构井塔	h/150	h/140	h/120	h/100

注: h 为贴建建 (构) 筑物的高度。

11.2 抗震计算

11.2.1 井塔应按本规范第 5.1.5 条抗震计算水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用 and 作用效应计算。

11.2.2 符合下列条件之一的井塔可不进行抗震验算, 但应满足抗震措施要求:

1. 7 度 I、II 类场地且塔高不大于 50m 的钢筋混凝土箱 (筒) 型井塔。
2. 7 度 I、II 类场地的钢井塔;

11.2.3 钢筋混凝土井塔的阻尼比可采用 0.05; 钢井塔的阻尼比可采用 0.02。

11.2.4 井塔应按两个主轴方向分别进行水平地震作用计算。

11.2.5 井塔的水平地震作用计算应采用振型分解反应谱法。结构分析模型应能较准确地反映结构中各构件的实际情况。

1. 钢筋混凝土箱 (筒) 型井塔, 当各层楼板符合 11.1.9 各项规定时可采用平面结构空间协同计算模型; 其余条件下宜采用空间杆—薄壁杆系或空间杆—墙板元计算模型; 当采用平面结构空间协同模型时, 各楼层取两个正交的水平位移和一个转角共三个自由度, 质心偏移值按各楼层重力荷载的实际分布确定, 但不应小于垂直于计算地震作用方向井塔长度的 5%。

2. 钢筋混凝土和钢结构框架型井塔宜采用空间杆系模型。
3. 钢结构框架——支撑型井塔应采用空间杆系模型。

11.2.6 9 度区且高度大于 60m 的井塔宜采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算, 取多

条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。时程分析时，宜符合下列要求：

1. 时程曲线应选用不少于二组实际地震记录和一组人工模拟的加速度曲线。
2. 地震加速度时程曲线的最大值按本规范表 5.1.7 采用。
3. 地震波的持续时间宜取井塔基本自振周期的 4 倍，且不少于 12s。
4. 地震波的时间间距可取 0.01s 或 0.02s。

11.2.7 采用振型分解反应谱法时，钢筋混凝土井塔应取不少于 9 个振型，钢井塔应取不少于 15 个振型。

11.2.8 计算地震作用时，井塔的重力荷载代表值应按下列规定采用：

1. 结构、放置在楼层上的各种设备、固定在井塔上的套架及各种刚性罐道等，应采用自重标准值的 100%。
2. 楼面活荷载按实际情况计算时，采用标准值的 100%；按等效均布荷载计算时，采用标准值的 50%。
3. 屋面雪荷载采用标准值的 50%。
4. 矿仓贮料荷载采用满仓贮料荷载标准值的 80%。
5. 提升容器及物料、拉紧重锤及有关钢丝绳、吊车起重物的荷载可不计。

11.2.9 9 度时，井塔应计算竖向地震作用效应。并应将其与水平地震作用进行不利组合。

11.2.10 井塔的竖向地震作用效应，应按本规范第 5.3.1 条计算。竖向地震作用效应应乘以增大系数 1.5。

11.2.11 井塔结构构件进行截面抗震验算时，地震作用效应与其他荷载效应的基本组合，应按本规范 10.2.11 条计算。

11.2.12 钢筋混凝土箱——框型井塔在水平地震作用下，绞车大厅以下任一层框架柱承受的总剪力，如果小于井塔底层总剪力的 20%，应对其进行调整。调整至井塔底层总剪力 20%与框架柱承受总剪力最大层值 1.5 倍二者之间的较小值。该层各柱的剪力和上、下部弯矩，以及与该层柱相连接的框架梁两端弯矩和剪力按同比例作相应调整。

11.2.13 钢框架——支撑型井塔在水平地震作用下，绞车大厅以下任一层框架柱承受的总剪力，如果小于井塔底层总剪力的 25%，应对其进行调整。调整至井塔底层总剪力 25%与框架柱承受总剪力最大层值 1.8 倍二者之间的较小值。该层各柱的剪力和上、下部弯矩，以及与该层柱相连接的框架梁两端弯矩和剪力按同比例作相应调整。

11.2.14 钢筋混凝土井塔的框架梁、柱在进行截面抗震承载力验算时，组合内力应按本规范 10.2.12 条各款的规定进行调整。

11.2.15 钢筋混凝土井塔中一、二、三级框架的角柱，经本节 10.2.15 条调整后的组合弯矩设计值、剪力设计值尚应乘以不小于 1.10 的增大系数。

11.2.16 钢筋混凝土井塔的框架抗震等级为一、二级时，梁柱节点核心区应按附录 B 进行抗震验算。

11.2.17 箱（筒）型钢筋混凝土井塔的壁板在进行截面抗震承载力验算时，组合内力应按本规范 6.2.10~6.2.11 条对抗震墙的要求进行调整。底部加强部位取井塔最底层。

11.2.18 钢筋混凝土井塔的梁、柱、壁板的截面应满足本规范 6.2.12 条对梁、柱、抗震墙的抗剪要求，

11.2.19 钢井塔在进行地震作用下的内力和变形分析时，应按本规范 3.5.3 条规定计入重力二阶效应的影响。

11.2.20 结构构件截面承载力验算应按本规范 5.4.2 条的规定执行，承载力抗震调整系数按表 5.4.2 采用，钢筋混凝土井塔壁板的承载力抗震调整系数按表中抗震墙选用。

11.2.21 7、8、9 度区的钢框架梁柱节点处，节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力应符合

合式 (11.2.21) 的要求。当柱所在楼层的受剪承载力比上一层的受剪承载力高出 25%，或柱轴向力设计值与柱全截面面积和钢材抗拉强度设计值乘积的比值不超过 0.4，或作为轴心受压构件在 2 倍地震力下稳定性得到保证时，可不按该式验算。

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb}f_{yb} \quad (11.2.21)$$

式中 W_{pc} 、 W_{pb} —— 分别为柱和梁的塑性截面模量；

N —— 柱轴向压力设计值；

A_c —— 柱截面面积；

f_{yc} 、 f_{yb} —— 分别为柱和梁的钢材屈服强度；

η —— 强柱系数，7 度取 1.0，8 度取 1.05，9 度取 1.15。

11.2.22 钢框架梁柱节点域应符合下列要求：

1. 节点域腹板厚度应满足下式要求：

$$t_w \geq (h_b + h_c)/90 \quad (11.2.22-1)$$

式中 t_w —— 柱在节点域的腹板厚度；

h_b —— 节点域处梁腹板高度；

h_c —— 节点域处柱腹板高度。

2. 节点域的抗剪强度应满足下式要求：

$$(M_{b1} + M_{b2})/V_p \leq \frac{4}{3} f_v / \gamma_{RE} \quad (11.2.22-2)$$

$$\text{工字形截面柱} \quad V_p = h_b h_w t_w \quad (11.2.22-3)$$

$$\text{箱形截面柱} \quad V_p = 1.8 h_b h_w t_w \quad (11.2.22-4)$$

式中 M_{b1} 、 M_{b2} —— 分别为节点域两侧梁的弯矩设计值；

V_p —— 节点域的体积；

f_v —— 钢材的抗剪强度设计值；

γ_{RE} —— 节点域承载力抗震调整系数，取 0.85。

3. 7、8、9 度区时，节点域的屈服承载力尚应满足下式要求：

$$\xi (M_{pb1} + M_{pb2}) / V_p \leq \frac{4}{3} f_v \quad (11.2.22-5)$$

式中 M_{pb1} 、 M_{pb2} —— 分别为节点域两侧梁的全塑性受弯承载力；

ξ —— 折减系数，7 度时取 0.6，8、9 度时取 0.7。

11.2.23 钢框架——支撑型井塔支撑斜杆的受压承载力应按下列下式计算：

$$N/(\varphi A_{br}) \leq \psi f / \gamma_{RE} \quad (11.2.23-1)$$

$$\psi = 1/(1 + 0.35 \lambda_n) \quad (11.2.23-2)$$

$$\lambda_n = (\lambda/\pi) \sqrt{f_{ay}/E} \quad (11.2.23-3)$$

式中

- N —— 支撑的轴力设计值；
- A_{br} —— 支撑的截面面积；
- Φ —— 轴心受压构件的稳定系数；
- Ψ —— 受循环荷载时的强度降低系数；
- λ_n —— 支撑的正则化长细比；
- E —— 支撑材料的弹性模量；
- f —— 支撑材料的强度设计值；
- f_{ay} —— 支撑材料的屈服强度；
- γ_{RE} —— 支撑的承载力抗震调整系数，取 0.80。

11.2.24 井塔采用固接于井筒上的井颈基础时，抗震计算时宜考虑井塔、井筒及土的相互作用。如计算时未考虑井塔、井筒及土的相互作用，当井筒周边场地类别为IV类时，应将计算所得的水平地震作用标准值乘以 1.4 的增大系数。

11.3 钢筋混凝土井塔的抗震构造措施

11.3.1 框架型钢筋混凝土井塔和箱（筒）型钢筋混凝土井塔框架部分的抗震构造措施要求，应符合本规范第 6.3 节的有关规定。

11.3.2 箱（筒）型钢筋混凝土井塔的壁板，应符合下列规定：

1. 壁板厚度不应小于 200mm，且不宜小于层高或壁板平面外无支撑水平长度距离的 1/25；相邻层壁板厚度之差不得超过较小壁板厚度的 1/3。

2. 壁板应采用双层配筋，竖向钢筋直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 250mm；横向钢筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 250mm；竖向和横向钢筋直径也不宜大于壁板厚度的 1/10；横向钢筋宜配置于竖向钢筋的外侧；双层钢筋之间的拉筋，间距不宜大于 500mm（梅花形布置），直径不应小于 6mm；壁板竖向和横向钢筋的配筋率，不应小于 0.25%。

3. 矩形平面井塔四角壁板相接处，宜在内侧设角宽不小于壁板厚度的八字角，或设角柱；八字角部位或角柱按柱的要求配置纵向钢筋和箍筋，钢筋面积除满足计算要求外尚应满足表 6.4.6 对抗震墙边缘构件的配筋要求。

4. 壁板上洞口两侧和多边形平面井塔相邻两壁板相接处，应按本规范 6.4.5 和 6.4.6 条的要求设置边缘构件。

5. 壁板上洞口上下部位应配置水平加强钢筋和箍筋；钢筋面积除满足计算要求外尚应满足水平钢筋不小于 $2\Phi 16$ ，箍筋不小于 $\Phi 8@150$ ；水平钢筋伸入壁板内的锚固长度不应小于 l_{aE} （ l_{aE} 为抗震锚固长度，抗震等级为一、二级时取 $1.15l_a$ ，抗震等级为三级时取 $1.05l_a$ ，抗震等级为四级时取 l_a ， l_a 为受拉钢筋锚固长度），也不应小于 600mm；箍筋可以用壁板内的竖筋弯折代替。

6. 井塔底部，当壁板洞口宽度大于 4m 或大于 1/3 该侧壁板宽度时，洞口两侧应设置

贯通全层的加强肋，洞口上部应设置连梁；加强肋应按框架柱的要求配置纵向钢筋和箍筋，钢筋面积除满足计算要求外尚应满足表 6.4.6 对抗震墙边缘构件的配筋要求；加强肋中的纵向钢筋上下端伸入壁板内的锚固长度不应小于 l_{aE} ，也不应小于 600mm；锚固区内均配置加密箍筋。连梁应按框架梁的要求配筋，纵向钢筋面积应满足计算要求及构造要求，两端伸入壁板内的锚固长度不应小于 l_{aE} ，也不应小于 600mm；连梁两侧应配置直径不小于 $\Phi 10$ mm，间距不小于 200mm 的腰筋，壁板内的水平钢筋宜作为连梁的腰筋在连梁范围内连续配置。连梁的箍筋应沿纵筋全长按框架梁两端加密箍筋的要求配置。

当洞口不在井塔底部时，洞口下部也应设连梁。

11.3.3 井颈基础应符合下列规定：

1. 混凝土强度等级不宜低于 C25。
2. 基础受压区的钢筋，直径不宜小于 16mm，间距不宜大于 250mm；受拉钢筋连接宜采用焊接或机械连接。

11.3.4 井筒壁的竖向钢筋应与井颈基础的竖向钢筋焊接，同一连接区段内钢筋接头面积百分率不应大于 50%；连接区段长度为 $1.4l_{aE}$ ，且不小于 900mm；凡接头中点位于该连接区段长度内的焊接接头均属于同一连接区段。

11.4 钢井塔的抗震构造措施

11.4.1 钢井塔构件之间的连接，应采用焊接、高强螺栓连接或栓焊混合连接。

11.4.2 钢井塔主要构件的长细比，不宜大于表 11.4.2 的限值。

表 11.4.2 钢井塔主要构件长细比限值

烈度		6	7	8	9
柱	轴心受压柱	120	120	120	120
	偏心受压柱	120	80	60	60
支撑	按压杆设计	150	150	120	120
	按拉杆设计	200	200	150	150

注：以上数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ （ f_y 为钢材的屈服强度或屈服点）。

11.4.3 钢井塔主要构件板件的宽厚比应符合表 11.4.3 的要求：

表 11.4.3 钢井塔主要构件板件的宽厚比限值

板件名称		6 度	7 度	8 度	9 度
柱	工字型截面翼缘外伸部分	13	11	10	9
	箱型截面壁板	39	37	35	33
	工字型截面腹板	43	43	43	43
梁	工字型和箱型截面翼缘外伸部分	11	10	9	9
	箱型截面翼缘在两腹板间部分	36	32	30	30
	工字型截面和箱型截面腹板	85-120N/Af	80-110N/Af	72-100N/Af	72-100N/Af
支撑	翼缘外伸部分	9	8	8	7
	工字型截面腹板	25	23	23	21

	箱型截面壁板	23	21	21	19
	圆管外径与壁厚比	42	40	40	38

注：1 表列数值适用于 Q235，当材料为其他牌号钢时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ (f_y 为钢材的屈服强度或屈服点)；

2 表中 N 为梁的轴向力，A 为梁的截面面积，f 为梁的钢材强度设计值。

12 双曲线冷却塔

12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于钢筋混凝土双曲线或其它形状的自然通风冷却塔（简称冷却塔）。

12.1.2 冷却塔分为钢筋混凝土自然通风冷却塔塔筒和淋水装置两个部分。其中塔筒由旋转壳通风筒、斜支柱和基础(含贮水池壁)组成，淋水装置包括淋水构架及进、出水管(沟)和竖井等。

12.1.3 冷却塔应按本规范第 5 章偶遇地震确定地震影响系数并进行地震作用和作用效应计算。

12.1.4 冷却塔抗震设计应根据设防烈度、结构类型和塔体高度(淋水面积)按表 12.1.4 采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施。

表 12.1.4 冷却塔的抗震等级

结构类型		设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
塔筒	$S < 4000 \text{ m}^2$	四	四	三	二
	$4000 \leq S \leq 9000 \text{ m}^2$	四	三	二	一
	$S > 9000 \text{ m}^2$	三	二	一	—
淋水装置	框架、排架	四	三	二	一

注: s 为冷却塔淋水面积。

12.2 塔筒

12.2.1 冷却塔塔筒符合下列条件之一时，可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求：

1. 7 度 I、II、III 类场地或 8 度 I、II 类场地，且淋水面积小于 4000 m^2 。
2. 7 度 I、II 类场地或 8 度 I 类场地，且淋水面积为 $4000 \sim 9000 \text{ m}^2$ 和基本风压大于 0.35 kN/m^2 。

12.2.2 8 度、9 度时，宜选择 I、II 类场地建塔；7 度、8 度时，天然地基承载力特征值不小于 180 kPa 、土层平均剪变模量不小于 45 MPa 的 III 类场地，可不进行地基处理。

12.2.3 II、III 类场地时，塔筒基础宜采用环板型基础或倒 T 型基础；I 类场地时，可采用独立基础。

12.2.4 塔筒的地震作用标准值效应，应按下式确定：

$$S_{Egk} = \xi \sqrt{\sum_{j=1}^m S_{Ehj}^2 + \sum_{j=1}^m S_{Evj}^2} \quad (12.2.4)$$

式中 S_{Egk} ——塔筒地震作用标准值效应；

S_{Ehj} 、 S_{EVj} ——分别为第 j 振型水平、竖向地震作用产生的标准值效应；

ξ ——地震效应折减系数，宜采用 0.4。

12.2.5 塔筒的地震作用按有限元法计算时，宜采用振型分解反应谱法；8 度且淋水面积大于 9000 m² 及 9 度且淋水面积大于 7000 m² 的塔筒，宜同时采用时程分析法进行补充计算。

12.2.6 塔筒的地震作用标准值效应和其他荷载效应的基本组合，应按下列式计算：

$$S = \gamma_G S_{Gr} + \gamma_{Egk} S_{Egk} + \gamma_w \psi_w S_{wk} + \gamma_t \psi_t S_{tk} \quad (12.2.6)$$

式中 S_{Egk} ——结构构件内力组合的设计值；

γ_G ——重力荷载分项系数，对于结构由倾覆、滑移和受拉控制的工况宜采用 1.0，对受压控制的工况宜采用 1.2；

S_{Gr} ——重力荷载代表值效应；

γ_{Egk} ——地震作用分项系数，宜采用 1.3；

S_{Egk} ——塔筒地震作用标准值效应；

γ_w 、 γ_t ——分别为风荷载，温度作用分项系数，风荷载取 1.4，温度取 1.0；

ψ_w 、 ψ_t ——分别为风荷载、温度组合系数，风荷载取 0.25，温度取 0.6；

S_{wk} ——计入风振系数的风荷载标准值效应；

S_{tk} ——计入徐变系数的温度作用标准值效应。

12.2.7 塔筒的地震作用计算，宜考虑地基与上部结构相互作用，采用地基—环基—塔筒整体结构进行计算，计算时且宜采用土的动力特性指标进行计算。

12.2.8 塔筒的截面抗震验算，应符合本规范第 5.4.2 条的规定。

12.2.9 塔筒基础应按本规范第 4.2.2 条规定验算地基抗震承载力，并应满足下列要求：

1. 对于环板型和倒 T 型基础，基础底面与地基之间的零应力区的圆心角不应大于 30°。
2. 对于独立基础，基础底面不应出现零应力区。

12.2.10 在每对斜支柱组成的平面内，斜支柱的倾斜角不宜小于 11°，环梁与斜支柱轴线的倾角宜一致。

12.2.11 斜支柱的截面宽度和高度均不宜小于 300 mm，圆柱直径及多边形柱的截面内切圆直径不宜小于 350 mm，并宜满足下列公式要求，8 度和 9 度时宜取式中较小值。

$$l_0 / b = 12 \sim 20 \quad (12.2.11-1)$$

$$l_0 / d = 10 \sim 17 \quad (12.2.11-2)$$

式中 l_0 ——斜支柱计算长度(m)，径向可按斜支柱长度乘以 0.9 采用，环向可按乘以 0.7 采用；
 b ——矩形截面的短边长度(m)；
 d ——圆形截面的直径(m)。

12.2.12 斜支柱的轴压比不宜大于表 12.2.12 规定的限值；建造于Ⅳ类场地的大型冷却塔，斜支柱轴压比应适当减小。

表 12.2.12 斜支柱轴压比限值

结构类型	抗 震 等 级			
	一	二	三	四
斜支柱	0.6	0.7	0.8	0.9

注：1.轴压比 $\{N/(f_c A)\}$ 指地震作用组合的斜支柱轴向压设计值 N 与柱全截面面积 A 和混凝土轴

心抗压强度设计值 f_c 乘积之比值。

2.在不受冻融作用地区建塔时，其轴压力比限值可按表中数值增加 0.05。

12.2.13 斜支柱的纵向钢筋配置，应符合下列要求：

1. 斜支柱的纵向钢筋最小总配筋率，按表 12.2.13 采用。

表 12.2.13 斜支柱纵向钢筋最小总配筋率(%)

结构类型	抗 震 等 级			
	一	二	三	四
斜支柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注：当采用 HRB400 级钢筋时轻纵向筋最小配筋率减少 0.1%，同时一侧配筋率不宜小于 0.2%；建造于Ⅳ类场地上时，最小总配筋率宜增加 0.1%。

2. 最大总配筋率不应大于 5%。

3. 矩形截面斜支柱的纵向钢筋宜对称配置，边长小于 400 mm 者除外，间距不宜大于 200 mm。

12.2.14 斜支柱的箍筋配置，应符合下列要求：

1. 斜支柱两端 1/6 柱长、柱截面长边长度（圆柱直径）和 500mm 三者的较大值范围内，箍筋应加密配置。

2. 箍筋加密区的最小体积配筋率，应符合下列规定。

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (12.2.14)$$

式中 ρ_v ——箍筋加密区箍筋的体积配筋率；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；当强度低于 C35 时，按 C35 取值；

f_{yv} ——箍筋及拉筋抗拉强度计算值；

λ_v ——最小配箍特征值，按表 12.2.14 采用。

表 12.2.14 斜支柱箍筋加密区的箍筋最小配筋特征值 λ_v

抗震等级	箍筋形式	轴 压 比							
		≤ 0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17			
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15			
二	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17		
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15		
三、四	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.20

注：对于一、二、三级抗震等级的斜支柱，其箍筋加密区的箍筋体积配筋率分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4%；四级抗震等级的最小体积配箍率与三级相同。

3. 加密区箍筋间距，不应大于 6 倍纵向钢筋直径或 100 mm；箍筋直径不宜小于 8 mm，但截面边长或直径小于 400 mm 时，为三、四级抗震等级时可采用 6 mm。

4. 非加密区的配筋率不宜小于加密区的 50%，且箍筋间距不宜大于 10 倍纵向钢筋直径。

5. 斜支柱宜采用螺旋箍；采用复合箍和普通箍时，每隔一根纵向钢筋应在两个方向设置箍筋或拉筋约束。

12.2.15 斜支柱纵向钢筋深入环梁的长度应采用 60~80 倍钢筋直径；伸入支墩内的长度，应采用 40~60 倍钢筋直径。

12.2.16 塔筒基础、斜支柱及环梁的纵向钢筋接头，宜优先采用焊接或机械连接，连接接头宜相互错开，接头连接区段的长度为 35d mm；柱底部 500 mm 范围内，不宜设置钢筋接头。

12.2.17 塔筒筒壁在子午向及环向均需采用双层配筋，钢筋截面按计算确定，每层单向配筋率不宜小于 0.2%；双层钢筋间应设置拉筋，拉筋应交错布置，间距应采用 600~700 mm，直径不应小于 6 mm。

12.2.18 筒壁子午向及环向受力钢筋接头的位置应相互错开，在任一搭接长度的区段内，有接头的受力钢筋截面面积与受力钢筋总截面面积子午向按 1/3 采用，环向应按 1/4 采用。

12.2.19 塔筒受力钢筋的搭接长度应按下列公式计算：

$$L_{LE} = \zeta_1 \zeta_2 \alpha_d f_y / f_t \quad (11.2.19)$$

式中 L_{LE} ——受力钢筋的搭接长度；

ζ_1 ——钢筋的抗震锚固长度修正系数，一、二级抗震等级时取 1.15，三级抗震等级时取 1.05，四级抗震等级时取 1.0；

ζ_2 ——受力钢筋的搭接长度修正系数，子午向钢筋为 1.4，环向钢筋为 1.2；

α ——钢筋的外形系数，光面钢筋为 0.16，带肋钢筋为 0.14；

d ——钢筋的公称直径；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值。

受力钢筋直径 $d > 28$ mm 时，不宜采用绑扎接头。

12.2.20 9 度时，筒身与塔顶刚性环连接处应采取加强措施。

12.3 淋水装置

12.3.1 7 度 I、II 类场地或 7 度地基承载力特征值大于 160kPa 的 III 类场地，淋水装置可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。

12.3.2 淋水装置的水平地震作用标准值效应和其他荷载效应的基本组合，应按下列式计算：

$$S = \gamma_G S_{Gr} + \gamma_{Eh} S_{Ek} + \gamma_{Ev} S_{Evk} \quad (12.3.2)$$

式中 s ——结构构件内力组合的设计值；

γ_G ——重力荷载分项系数，一般情况下应采用 1.2；

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——重力荷载代表值效应；

S_{Ek} ——水平地震作用标准值效应，主水槽及竖井应计入地震动水压力；

S_{Evk} ——竖向塔筒地震作用标准值效应。

12.3.3 淋水构架宜按平面框排架进行抗震计算，并应符合下列规定：

1. 淋水构架的地震剪力，可由水槽下的 II 形架承受。
2. 支承于竖井上的梁或水槽，相对于竖井可转动和水平移动。
3. 当梁支承在筒壁牛腿上时，梁相对于筒壁牛腿可转动和水平移动。

12.3.4 淋水装置的平面、立面布置，宜满足下列要求：

1. 平面、立面布置宜规则对称。
2. 淋水面积不大于 3500 m² 时，平面布置宜采用矩形或辐射形；大于 3500 m² 时，宜采用矩形，并宜优先采用正方形。
3. 当淋水装置采用悬吊结构且仅有顶层梁系时，梁系在柱顶宜正交布置。
4. 8 度和 9 度时，淋水装置的上、下梁系在柱子处宜正交布置，且应有可靠连接。

12.3.5 当淋水填料采用塑料材料并悬吊支承，且支柱与顶梁为单层铰接排架时，支承水槽的支架宜采用 II 形架；水槽与 II 形架应有可靠连接。

12.3.6 8 度和 9 度时，淋水构架的梁和水槽不宜搁置在筒壁牛腿上；8 度且有可靠减振和

防倒措施时，淋水构架的梁也可搁置在筒壁牛腿上。

12.3.7 搁置在塔筒和竖井牛腿上的梁和水槽，宜采取下列构造措施：

1. 梁和水槽底部与牛腿接触处宜设置隔振层。
2. 8 度时，梁端宜贴缓冲层或在梁端与筒壁的空隙中填充缓冲层。
3. 8 度时，塔筒和竖井的牛腿在梁的两侧宜设置挡块；9 度时，挡块与梁间宜设置缓冲层或在梁端两侧与牛腿之间设置柔性拉结装置。

12.3.8 7 度、8 度和 9 度时，柱、水槽外缘距塔筒内壁的防震间隙，应分别不小于 50、70、100 mm。

12.3.9 塔筒基础及竖井与水池底板之间，应设置沉降缝；进水沟、水池隔墙等跨越沉降缝的结构，均应设置防震缝。穿越池壁的大直径进水管，宜采用柔性接口。

12.3.10 预制主水槽接头应焊接牢靠；配水槽伸入主水槽的搁置长度不应小于 70 mm；8 度和 9 度时，主、配水槽的接头处，应采用焊接或其他防止拉脱措施。

12.3.11 8 度和 9 度时，除水器、淋水填料、填料格栅不得浮搁，除水器、填料与梁及填料格栅与梁之间应有可靠连接。

12.3.12 构架柱柱顶、柱根(或杯口顶面以上)500 mm 范围内，牛腿全高、牛腿顶面至构架梁梁顶以上 300 mm 区段范围内，箍筋应加密，间距不应大于 100 mm，加密区箍筋直径符合表 12.3.12 规定。

表 12.3.12 箍筋应加密区箍筋最小直径 (mm)

加密区区段	抗震等级和场地类别					
	一级	二级	二级	三级	三级	四级
		Ⅲ、Ⅳ类场地	Ⅰ、Ⅱ类场地	Ⅲ、Ⅳ类场地	Ⅰ、Ⅱ类场地	
一般柱顶、柱根区段	8（柱根 10）		8		6	
牛腿区段	10		8		8	
柱变位受压束的部位	10		10		8	

12.3.13 构架支柱的牛腿除应进行计算配筋并满足构造措施外，尚应符合下列要求：

1. 承受水平拉力的锚筋：一级抗震等级不应少于 2 根直径为 16 mm 的钢筋；二级抗震等级不应少于 2 根直径为 14 mm 的钢筋；三级抗震等级不应少于 2 根直径为 12 mm 的钢筋。
2. 牛腿受拉钢筋锚固长度应计算确定。
3. 牛腿水平箍筋最小直径为 8 mm，最大间距为 100 mm。

12.3.14 构架梁两端箍筋应加密，加密区长度应不小于梁高，加密区箍筋 6 度时最大间距不应大于 150 mm，直径不应小于 6 mm；7 度、8 度、9 度时最大间距不应大于 100 mm，直径不应小于 8 mm。

12.3.15 位于梁截面高度内的集中荷载，应由附加横向钢筋（箍筋、吊筋）承担，附加横向钢筋的总截面和布置范围，应经计算确定并满足构造措施，但实配的附加横向钢筋的总截面应比计算值增大，一级抗震等级为 25%；二级抗震等级为 15%。

13 电视塔

13.1 一般规定

13.1.1 本章适用于混凝土结构电视塔和钢结构电视塔。

13.1.2 电视塔体型及塔楼的布置，应根据建筑造型、工艺要求和地震作用下结构受力的合理性综合确定。

13.1.3 9度时，高度超过300m的电视塔的抗震设计，宜进行专门研究。

13.2 抗震计算

13.2.1 电视塔应按下列规定进行抗震计算。

1. 电视塔应按本规范第5.1.5条（抗震水准A）确定地震影响系数，进行地震作用效应计算并应按本规范第5.4.2条规定进行截面抗震验算。

2. 结构安全等级为一级的电视塔的抗震设防类别应属于甲类构筑物。抗震甲类构筑物除按本条第1款进行弹性地震反应分析外，还应按时程法进行弹塑性地震反应分析，其水平地震加速度最大值应按本规范表5.1.6的罕遇地震加速度最大值采用，并应保证结构不致倒塌或严重破坏。计算时宜采用材料强度标准值。

3. 对结构安全等级为二级，高度为200米及以上的带塔楼的混凝土电视塔或250米以上带塔楼的钢结构电视塔，也应按时程分析进行弹塑性地震反应分析，其加速度最大值按抗震水准B加速度最大值采用。

13.2.2 符合下列条件之一的电视塔，可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求：

1. 7度I、II、III类场地及8度I、II类场地时，不带塔楼的钢电视塔。

2. 7度I、II类场地土，且基本风压不小于 0.4kN/m^2 时，以及7度III、IV类场地土和8度I、II类场地土，且基本风压不小于 0.7kN/m^2 时不带塔楼的200米以下的混凝土电视塔。

13.2.3 电视塔结构的地震作用计算，应符合下列规定：

1. 混凝土单筒型电视塔，应分别计算两个主轴方向的水平地震作用。

2. 混凝土多筒型电视塔和钢电视塔，除应分别计算两个主轴方向的水平地震作用外，尚应分别计算两个正交的非主轴方向的水平地震作用。

3. 8度和9度时，应同时计算水平地震作用和竖向地震作用。

4. 结构安全等级为二级的混凝土电视塔，凡不属于13.2.2第2款规定范围内时，应进行罕遇地震下的变形验算。

13.2.4 电视塔的竖向地震作用标准值，应按本规范第5.3.1条并按抗震水准A确定；竖向地震作用效应，应乘以增大系数2.5。

13.2.5 计算地震作用时，电视塔的重力荷载代表值，应按本规范第5.1.4条规定采用。

13.2.6 混凝土电视塔，可简化成多质点体系进行计算；质点的设置和塔身截面刚度的计算，应符合下列规定：

1. 沿高度每隔10~20m宜设一质点，塔身截面突变处和质量集中处，也应设质点。

2. 各质点的重力荷载代表值，可按相邻上下质点距离内的重力荷载代表值的1/2采用。

3. 相邻质点间的塔身截面刚度，可采用该区段的平均截面刚度；计算塔身截面刚度时，可不计开孔和洞口加强肋等局部影响。

13.2.7 采用振型分解反应谱法进行水平地震作用标准值效应计算时，振型数目不宜少于表 13.2.7 规定：

表 13.2.7 取用抗震数目表

电视塔高度	结构中心对称塔	结构不对称塔
<250m	7	9
≥250m	9	11

13.2.8 电视塔的阻尼比可按表 13.2.8 选取：

表 13.2.8 电视塔的阻尼比

抗震计算水准 材料类别	偶遇地震	罕遇地震
钢塔	2%	4%
混凝土塔	5%	7%
预应力混凝土塔	3%	5%

13.2.9 电视塔的截面抗震验算时，荷载作用效应的组合，应符合本规范第 5.4.1 条的规定；结构构件的截面抗震验算应符合本规范第 5.4.2 条的规定，其中承载力抗震调整系数，应按表 13.2.9 采用。

表 13.2.9 承载力抗震调整系数

结构构件	γ_{RE}
钢构件	0.8
混凝土塔身	1.0
其它钢筋混凝土构件	0.8
连接	1.0

13.2.10 混凝土电视塔按基本设计烈度进行抗震计算时，塔身可视为弹性结构体系，其截面刚度可按下列公式确定：

$$\text{混凝土} \quad K=0.85E_c \quad (13.2.10-1)$$

$$\text{预应力混凝土} \quad K=E_c \quad (13.2.10-2)$$

式中 K —— 混凝土塔身截面刚度(N/m²)；
 E_c —— 混凝土的弹性模量(Pa)；
 I —— 塔身截面的惯性矩(m⁴)。

13.2.11 高度超过 250m 或高度超过 200m 且带塔楼的电视塔，抗震计算时应计入重力荷载的 P-Δ 效应。

13.2.12 电视塔在地震作用下的地基基础变形要满足《高耸结构设计规范》GB50135-2005 表 7.2.5 的要求。电视塔下存在可能液化土层时，应采取全部消除地基液化沉降的措施。

13.2.13 钢电视塔的轴心受压腹杆的稳定性，应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\Phi A} \leq \frac{\beta_t f}{\gamma_{RX}} \quad (13.2.13-1)$$

$$\beta_t = \frac{1}{1+0.11\lambda(f_y/E)^{0.5}} \quad (13.2.13-2)$$

式中 K ——混凝土塔身截面刚度 (N/m^2);

A ——腹杆的毛截面面积 (m^2);

Φ ——轴心受压构件的稳定系数, 应按现行国家标准《钢结构设计规范》采用;

f ——钢材的抗压强度设计值 (Pa);

β_f ——折减系数, 6 度和 7 度时, 其值小于 0.8 时, 可取 0.8;

λ ——受压腹杆的长细比;

f_y ——钢材的屈服强度 (Pa);

E ——钢材的弹性模量 (Pa)

13.3 构造措施

13.3.1 钢结构电视塔的钢材, 除满足本规范 3.7.2 条的要求外, 一般应满足常温下的冲击韧性要求 (B 类钢), 对于严寒地区 (计算低温 -20°C 以下) 则应满足 0°C 时的冲击韧性要求, (C 类钢)。钢材的品种除常用的 Q235B, C、Q345 B, C 之外, 对无缝钢管可采用 20# 钢。其结构设计指标可参照相应国家标准。

13.3.2 钢构件的长细比, 不应超过表 13.3.2 的容许值。

表 13.3.2 钢构件的容许长细比

构件类别	容许长细比
受压的弦杆、斜杆、横杆	150
受压的辅助杆、横隔杆	200
受拉杆	350
完全预应力拉杆	不限

13.3.3 钢电视塔的受力构件及其连接件, 不宜采用厚度小于 6mm 的钢板、截面小于 50×5 的角钢、直径小于 12mm 的圆钢以及壁厚小于 4mm 的钢管。

13.3.4 钢电视塔塔体横截面边数大于 3 时应设横膈, 当横截面边数为 3, 但横杆中间有斜腹杆连接交汇点时, 也应设横膈。横膈设置应符合下列规定:

1. 在受力、使用和工艺需要处, 应设置横膈。
2. 塔身坡度改变处, 应设置横膈。

3. 塔身坡度不变的塔段, 烈度为 6~8 度时每隔 2~3 个节间应设置一横膈, 烈度为 9 度时, 每 1~2 个节间应设置一横膈。斜腹杆按柔性设计的电视塔, 每节间均应设置横膈。

13.3.5 钢电视塔结构构件端部的焊缝, 可采用围焊, 围焊的转角处必须连续施焊。

13.3.6 钢电视塔采用螺栓连接时, 每一杆件在节点上或拼接接头一端的螺栓数不宜少于 2 个; 对组合构件的缀条, 其端部连接可采用一个螺栓。连接法兰盘的螺栓数不应少于 3 个。螺栓直径不应小于 12mm。预应力柔性拉杆两端销连接抗剪可用一个销, 但对销应作超声波探伤, 其缺陷不得大于 I 级焊缝的缺陷标准。

13.3.7 圆钢或钢管与法兰盘焊接时, 如设置加劲肋, 其厚度不应小于肋长的 1/15, 且不应小于 6mm。

13.3.8 混凝土电视塔, 筒体混凝土强度等级不宜低于 C30, 水灰比不宜大于 0.45, 基础混凝土强度等级不宜低于 C20; 普通钢筋宜按本规范第 3.7.3 条选用; 预应力钢筋, 宜采用钢绞

线、刻痕钢丝和热处理钢筋。

13.3.9 混凝土电视塔的横膈设置，应符合下列规定：

1. 在使用和工艺需要处，应设置横膈。
2. 塔身坡度改变处，应设置横膈。
3. 塔身坡度不变或缓变的塔段，每隔 10~20m 宜设置一横膈。
4. 横膈梁与塔身的连接宜采用铰接。

13.3.10 混凝土塔身考虑地震作用时的轴压比，6 度时不应大于 0.8，7 度时不应大于 0.7，8 度和 9 度时不应大于 0.6。

13.3.11 混凝土塔身筒壁的最小厚度，可按下式计算，且不应小于 160mm：

$$t_{\min} = 100 + 10D \quad (13.3.11)$$

式中 $t_{\min}$ —— 塔身筒壁最小厚度(mm)；

D —— 塔筒外直径(m)。

13.3.12 混凝土塔筒外表面沿高度的坡度可连续变化，亦可分段采用不同坡度。塔筒壁厚可沿高度均匀变化，亦可分段阶梯形变化。

13.3.13 混凝土塔身筒壁上的孔洞应规整；同一截面上开多个孔洞时，应沿圆周均匀分布，其圆心角总和不应超过 90°，单个孔洞的圆心角不应大于 40°。

13.3.14 混凝土塔身筒壁，应配置双排纵向钢筋和双层环向钢筋，其最小配筋率应符合表 13.3.14 的规定。

表 13.3.14 混凝土塔身筒壁的最小配筋率(%)

配筋方式		最小配筋率
纵向钢筋	外排	0.25
	内排	0.20
环向钢筋	外层	0.20
	内层	0.20

13.3.15 混凝土塔身筒壁钢筋的最小直径和最大间距，应符合表 13.3.15 的规定。

表 13.3.15 钢筋的最小直径和最大间距(mm)

配筋方式	最小直径	最大间距
纵向钢筋	16	外排 250
		内排 300
环向钢筋	12	250，且不大于筒壁厚度

13.3.16 混凝土塔身筒壁的内外层环向钢筋，应分别与内外排纵向钢筋绑扎成钢筋网，环向钢筋应围箍在纵向钢筋的外面。内外钢筋网之间的拉筋，直径不应小于 6mm，纵横间距不宜大于 500mm，且宜交错布置并与纵向钢筋牢固连接。

13.3.17 混凝土筒壁的环向钢筋接头，应采用焊接；纵向钢筋直径大于 18mm 时，宜采用对接焊接或机械连接。

13.3.18 混凝土塔身筒壁的纵向或环向钢筋的混凝土保护层厚度，不应小于 30mm。

13.3.19 混凝土塔身筒壁的孔洞周围，应配置附加钢筋，并宜靠近洞口边缘布置；附加钢筋面积，可采用同方向被孔洞切断钢筋面积的 1.3 倍。矩形孔洞的四角处，应配置 45° 方向的斜向钢筋；每处斜向钢筋的面积，应按筒壁厚度每 100mm 采用 250mm²，且不应少于 2 根。附加钢筋和斜向钢筋伸过孔洞边缘的长度，不应小于钢筋直径的 45 倍。

13. 3. 20 电视塔上部截面刚度突变处，应在构造上予以加强，并宜采取减缓刚度突变的构造措施。

14 石油化工塔型设备基础

14.1 一般规定

14.1.1 本章适用于石油化工塔型设备基础(包括支撑塔型设备的上部结构及其基础,简称塔基础)的抗震设计。

14.1.2 塔基础根据生产工艺要求可选用圆筒式、圆柱式、环形框架式、方形框架式、板式框架式的独立和联合塔基础。

14.2 抗震计算

14.2.1 塔基础应按本规范第 5.1.5 条抗震计算水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算。

14.2.2 塔基础的水平地震作用宜采用振型分解反应谱法进行计算,可只取结构的前三个振型,且不考虑结构扭转的影响。对于基础底板顶面到设备顶面的总高度不超过 65m,且质量和刚度沿高度分布比较均匀的塔型设备,可采用底部剪力法进行计算。

14.2.3 塔型设备的阻尼比可取 0.03。

14.2.4 计算塔型设备的竖向地震作用时,可仅考虑塔型设备作用于基础或框架顶部的竖向地震作用,其标准值按下式计算。

$$F_{\text{Evk}} = \alpha_{\text{vm}} G_{\text{eqv}} \quad (14.2.4)$$

式中 F_{Evk} ——塔型设备作用于基础或框架顶部总竖向地震作用标准值, (kN);

α_{vm} ——竖向地震作用影响系数的最大值,可采用水平地震影响系数最大值的 65%;

G_{eqv} ——塔型设备等效总重力荷载,取正常操作状态下的重力荷载代表值。

14.2.5 塔基础结构构件的截面抗震验算,应按本规范第 5.4 节进行。

14.2.6 现浇钢筋混凝土框架式塔基础的结构抗震等级,按本规范 6.1.2 条规定确定。

14.2.7 设防烈度为 7~9 度,楼层屈服强度系数小于 0.5 的钢筋混凝土框架式塔基础,宜按本规范中有关规定,进行高于本地区设防烈度的罕遇地震作用下薄弱层(部分)的抗震验算。

14.2.8 结构抗震等级为一、二级的钢筋混凝土框架,应满足本规范第 3.7.2 条规定。

14.2.9 当采用地震作用效应进行天然地震承载力验算时,地基抗震承载力的特征值,应按本规范 4.2.2 条有关规定取值。

14.2.10 塔基础在地震状态下,基础底面出现零应力区的面积不应大于基础底面积的 15%。

14.2.11 塔型设备的基本自振周期,可按下列公式计算:

1. 圆筒(柱)式塔基础,塔的壁厚 $\delta \leq 30\text{mm}$:

当 $h^2 / D_0 < 700$ 时

$$T_1 = 0.35 + 0.85 \times 10^{-3} \frac{h^2}{D_0} \quad (14.2.11-1)$$

当 $h^2 / D_0 \geq 700$ 时

$$T_1 = 0.25 + 0.99 \times 10^{-3} \frac{h^2}{D_0} \quad (14.2.11-2)$$

式中 T_1 ——塔型设备的基本自振周期, (s);

h ——从基础底板顶面至设备顶面的总高度, (m);

D_0 ——塔型设备外径, 对变直径塔, 可按各段高度和外径求加权平均外径, (m)。

2. 框架式塔基础, 塔的壁厚 $\delta \leq 30\text{mm}$:

$$T_1 = 0.56 + 0.40 \times 10^{-3} \frac{h^2}{D_0} \quad (14.2.11-3)$$

3. 对于壁厚 $\delta \geq 30\text{mm}$ 的塔型设备, 其自振周期可按现行国家规范的有关规定计算。

4. 当数个塔由联合平台连成一排时, 垂直于排列方向各塔的基本自振周期 (T_1) 值可采用主塔 (即周期最大的塔) 的基本自振周期。平行于排列方向各塔基本自振周期 (T_1) 值, 则采用主塔基本自振周期乘以折减系数 0.9。

14.2.12 计算地震作用时塔型设备的基本自振周期按下列规定计算:

1. 采用现行国家规范中的计算公式时, 应乘以震时周期加长系数 1.05。

2. 按本规范公式 (14.2.11a)、(14.2.11b)、(14.2.11c) 计算时, 应乘以震时周期加长系数 1.15。

14.2.13 当设防烈度为 6 度时, 可不进行抗震计算, 但应满足构造措施要求; 设防烈度为 7 度时, 仅考虑水平地震作用; 设防烈度为 8 度和 9 度时, 应同时考虑上、下两个方向竖向地震作用和水平地震作用的不利组合。

14.2.14 设防烈度为 7 度的地区, 下列塔基础可不进行截面的抗震验算, 但应满足构造措施要求:

1. I、II 类场地的圆筒 (柱) 式塔基础;
2. I、II 类场地, 且基本风压 $W_0 \geq 0.40\text{kN/m}^2$ 时的框架式塔基础;
3. III、IV 类场地, 且基本风压 $W_0 \geq 0.70\text{kN/m}^2$ 时的框架式塔基础。

14.3 构造措施

14.3.1 钢筋混凝土圆筒 (柱) 及框架的梁、板、柱不应低于 C25, 当框架结构抗震等级为一

级时，不应低于 C30。

14.3.2 塔基础的埋置深度不宜小于 1.5m。

14.3.3 圆筒（柱）式塔基础上固定塔型设备的地脚螺栓，其锚固长度不宜小于表 14.3.3 之规定

表 14.3.3 地脚螺栓锚固长度

钢材牌号	地脚螺栓形式	
	直钩式	锚板式
Q235 钢	25d	17d
Q345 钢	30d	20d

注：d 为地脚螺栓直径。

14.3.4 圆筒（柱）式塔基础地脚螺栓周围受力钢筋的箍筋间距，不宜大于 100mm。

14.3.5 圆筒式塔基础的筒壁厚度，不应小于塔裙座底环板的宽度，且不宜小于 300mm。

14.3.6 圆筒式塔基础的筒壁，应配置双层钢筋；圆柱式塔基础的圆柱，可只配置一层钢筋。纵向钢筋的间距不应大于 200mm，圆筒或圆柱高度小于 2m 时，纵向钢筋直径不应小于 10mm，大于或等于 2m 时，不应小于 12mm。

14.3.7 基础底板受力钢筋直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm；构造钢筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 250mm。

14.3.8 当框架式塔基础采用每柱单独基础时，抗震等级为一、二级的钢筋混凝土框架基础，应设置基础连梁。方形框架应在纵横两向设置，环形框架应沿环向设置。

14.3.9 框架式塔基础框架的抗震构造措施，应符合本规范 6.3 节相应的规定。

15 焦炉基础

15.1 一般规定

15.1.1 本章适用于炭化室高度为 4.3m（含 4.3m）以上的大、中型焦炉的钢筋混凝土构架式基础（简称焦炉基础）。

15.1.2 8 度、9 度且为Ⅲ、Ⅳ类场地时，焦炉基础横向构架边柱的上、下端节点宜采用铰接或固接，中间柱的上、下端节点宜采用固接。

15.2 抗震计算

15.2.1 焦炉基础应按本规范第 5.1.5 条抗震计算水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算。

15.2.2 7 度Ⅰ、Ⅱ类场地时，四柱至六柱的焦炉基础，可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。

15.2.3 焦炉基础横向水平地震作用计算，应符合下列规定：

1. 基础结构可简化为单质点体系，横向总水平地震作用标准值可按本规范第 5.2.1 条规定计算。

2. 焦炉基础结构的重力荷载代表值，应按下列规定采用：

- 1) 焦炉炉体——基础顶板以上的焦炉砌体、护炉铁件、炉门和物料，装煤车和集气系统等，可采用其自重标准值的 100%；
- 2) 基础结构——可采用顶板和构架梁自重标准值的 100%，构架柱自重标准值的 25%。

3. 焦炉基础横向总水平地震作用的作用点，可取焦炉炉体的重心处。

4. 焦炉基础的横向基本自振周期，可按下式计算：

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{G_{eq} \delta}{g}} \quad (15.2.3-1)$$

式中 T_1 ——焦炉基础的横向自振周期（s）；

G_{eq} ——等效总重力荷载（N），应取总重力荷载代表值；

δ ——作用于焦炉炉体重心处的单位水平力在该处产生的横向水平位移（m/N），可按本规范附录 H.0.1 条确定。

15.2.4 焦炉基础的纵向水平地震作用，应按下列规定计算：

1. 焦炉基础结构的纵向计算简图（图 15.2.4），可按下列原则确定：

- 1) 焦炉炉体与基础构架可视为单质点体系；
- 2) 前后抵抗墙可视为无质量悬壁弹性杆；

- 3) 纵向钢拉条可视为无质量弹性杆；
- 4) 支承炉体的基础结构与抵抗墙间的相互传力用刚性链杆表示，链杆端部与炉体接触处可留无宽度缝隙，只传递压力。

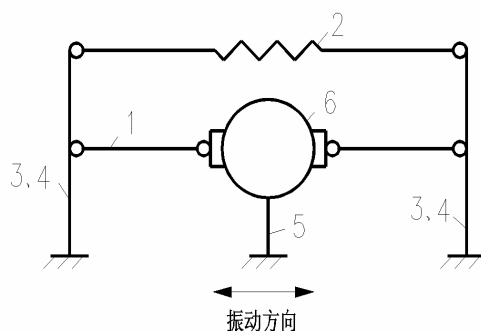


图 15.2.4 焦炉基础结构的纵向计算简图

注：1 —— 刚性链杆；2 —— 纵向钢拉条；3、4 —— 分别为振动方向的前、后抵抗墙；
5 —— 基础构架；6 —— 焦炉 炉体

2. 焦炉基础的纵向总水平地震作用标准值，可按本规范第 5.2.1 条规定计算，其重力荷载代表值，除应按本节第 15.2.3 条规定取值外，尚应包括前抵抗墙自重标准值的 1/2。
3. 焦炉基础纵向总水平地震作用的作用点，可取于焦炉炉体的重心处。
4. 焦炉基础的纵向基本自振周期可按本节式（15.2.3）计算，但作用于炉体重心处单位水平力在该处产生的纵向水平位移，可按本规范附录 H.0.2 条的规定确定。
5. 焦炉炉体与抵抗墙之间，应计入温度作用的影响。
6. 基础构架的纵向水平地震作用，可按下式计算：

$$F_g = \eta_g F_{Ek} \quad (15.2.4-1)$$

式中 F_g ——基础构架的纵向水平地震作用标准值（N）；

η_g ——构架纵向位移系数，可按本规范附录 H.0.2 条确定；

F_{Ek} ——焦炉基础的纵向总水平地震作用标准值（N）。

7. 前抵抗墙在斜烟道水平梁中线处的水平地震作用标准值，可按下式计算：

$$F_1 = \eta_1 F_{Ek} \quad (15.2.4-2)$$

式中 F_1 ——前抵抗墙在斜烟道水平梁中线处的水平地震作用标准值（N）；

η_1 ——前抵抗墙在斜烟道水平梁中线处的位移系数，可按本规范附录 D.0.3 条确定。

8. 抵抗墙在炉顶水平梁处的水平地震作用标准值，可按下式计算：

$$F_2 = \eta_2 F_{Ek} \quad (15.2.4-3)$$

式中 F_2 ——抵抗墙在炉顶水平梁中线处的水平地震作用标准值（N）；

η_2 ——抵抗墙在炉顶水平梁处的位移系数，可按本规范附录 H.0.4 条确定。

15.2.5 基础构架和抵抗墙，应按本规范第 5.4.1 条进行地震作用标准值效应和其它荷载效应的基本组合，并按本规范第 5.4.2 条规定进行结构构件的截面抗震验算。基础构架柱的横向水平地震作用标准值效应计算，应计入炉体侧移引起的重力荷载偏心效应。

15.3 构造措施

15.3.1 基础构架应符合规范第 6.3 节有关框架的抗震构造措施规定，6 度和 7 度时应按抗震等级三级采用，8 度和 9 度时应按抗震等级二级采用，且均应满足下列要求：

1. 现浇构架柱铰接端的插筋，直径不应小于 20mm，锚固长度不应小于 35 倍钢筋直径。
2. 预制构架柱铰接节点，柱边与杯口内壁之间的距离不应小于 30mm，并应浇灌沥青玛蹄脂等软质材料，不得填塞水泥砂浆等硬质材料。
3. 构架柱的铰接端，应设置局部受压焊接钢筋网，且不应少于 4 片；钢筋网的钢筋直径不应小于 8mm，网孔尺寸不宜大于 80mm×80mm。

15.3.2 焦炉基础与相邻结构间，沿纵向和横向的间隙均不应小于 50mm。

16 运输机通廊

16.1 一般规定

16.1.1 本章适用于一般结构形式的运输机通廊（简称通廊）。

16.1.2 通廊廊身结构，应符合下列规定：

1. 地上通廊宜采用露天或半露天结构；当有围护结构时，围护结构应采用轻质板材或轻质填充墙。

2. 地上通廊顶板宜采用轻型构件，底板应根据跨间承重结构型式选择，可采用现浇混凝土板、横向布置的预制混凝土板、压型钢板混凝土组合板或钢楼板。

3. 地下通廊一般应采用混凝土结构。

16.1.3 通廊的跨间承重结构，可采用混凝土结构或钢结构。

1. 当跨间承重结构跨度为 15~18m 时，可采用预应力混凝土梁、预应力混凝土桁架、钢梁或钢桁架。

2. 2 跨度大于 18m 时，宜采用钢梁或钢桁架。

16.1.4 通廊的支承结构，应符合下列要求：

1. 可采用混凝土结构或钢结构。

2. 当采用混凝土结构时，宜采用无外伸挑梁的框架形式。

3. 除 6 度且跨度不大于 6m 的露天通廊外，不应采用 T 型或其它横向稳定性差的结构。

4. 支承结构的侧移刚度，沿通廊长度宜变化均匀。

5. 同一通廊的支承结构，宜采用相同材料；不同材料的支承结构之间应设置防震缝。

6. 通廊支承结构纵向刚度较弱时，应采取措施增加其刚度，可采用四柱式框架或设置纵向支撑。

16.1.5 通廊的端部与相邻建（构）筑物之间，7 度时宜设防震缝；8 度和 9 度时，应设防震缝。

16.1.6 通廊防震缝的设置，应符合下列规定：

1. 两端与建（构）筑物脱开或一端脱开、另一端支承在建（构）筑物上且为滑（滚）动支座的通廊，其与建（构）筑物之间的防震缝最小宽度，当邻接处通廊屋面高度不大于 15m 时，可采用 70mm；当高度大于 15m 时，6 度、7 度、8 度和 9 度相应每增加高度 5m、4m、3m、2m，防震缝宽度宜再加宽 20mm。

2. 混凝土支承结构的通廊与建（构）筑物之间的防震缝最小宽度，当邻接处通廊屋面高度不大于 15m 时，可采用 70mm；当高度大于 15m 时，6 度、7 度、8 度和 9 度相应每增加高度 5m、4m、3m、2m，防震缝宽度宜再加宽 20mm。钢支承结构的通廊，可按混凝土支承结构通廊的防震缝最小宽度的 1.5 倍考虑。

3. 一端落地的通廊，落地端与建（构）筑物之间的防震缝最小宽度不宜小于 50mm；另一端防震缝最小宽度不宜小于本条第 1 款规定宽度的 1/2 加 20mm。

4. 通廊中部设置防震缝时，防震缝的两侧均应设置支承结构，缝宽可按本条第 1 款规定采用。地下通廊与地上通廊间的防震缝，宜在地下通廊底板高出地面不小于 500mm 处设置。

5. 当地下通廊设置防震缝时，宜设置在地下通廊转折处或变截面处，以及地下通廊与地上通廊或建（构）筑物的连接处；地下通廊的防震缝宽度，不应小于 50mm。

6. 地下通廊与地上通廊间的防震缝，宜在地下通廊底板高出地面不小于 500mm 处设置。
 7. 有防水要求的地下通廊，在防震缝处应采用变形能力良好的止水构造措施。
- 16.1.7 当通廊的支承结构采用钢结构时，其廊身结构一般也应采用钢结构。

16.2 抗震计算

- 16.2.1 通廊结构应按本规范第 5.1.5 条抗震计算水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算。钢支承结构应考虑二阶效应的影响。
- 16.2.2 抗震设防烈度为 6 度的通廊支承结构，可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。
- 16.2.3 通廊廊身结构的抗震验算应符合下列要求：
1. 廊身结构可不进行水平地震作用的抗震验算，但均应满足抗震措施要求。
 2. 对于跨度不大于 24m 的廊身结构，可不进行竖向地震作用的抗震验算；8 度和 9 度时，对于跨度大于 24m 的廊身结构，应进行竖向地震作用的抗震验算。
 3. 竖向地震作用由廊身结构本身和其与支撑结构的连接件承受。
- 16.2.4 地下通廊可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。
- 16.2.5 通廊水平地震作用的计算单元，可取为防震缝间的区段。
- 16.2.6 通廊的水平地震作用计算可采用下列方法：
1. 大型通廊宜采用符合通廊实际受力情况的空间分析模型进行分析；
 2. 横向水平地震作用可按附录 E 所列的计算方法进行计算；
 3. 较小的通廊可采用符合结构受力特点的有关简化方法计算。
- 16.2.7 通廊计算单元的纵向水平地震作用，可采用单质点体系计算。
1. 通廊纵向基本自振周期，可按下列公式计算：

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m_a}{K_a}} \quad (16.2.7-1)$$

$$m_a = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^n m_i + lm_L \quad (16.2.7-2)$$

$$K_a = \sum_{i=1}^n K_{ai} \quad (16.2.7-3)$$

式中 T_1 ——通廊纵向基本自振周期；

m_a ——通廊的总质量；

K_a ——通廊纵向的总侧移刚度；

m_i ——第 i 支承结构的质量；

l ——廊身水平投影长度；

m_L ——廊身单位水平投影长度的质量；

K_{ai} ——第 i 支承结构纵向侧移刚度。

2. 通廊的纵向水平地震作用标准值，可按下列公式计算：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_E \quad (16.2.7-4)$$

$$G_E = \left(\frac{1}{2} \sum_{i=1}^n m_i + lm_L \right) g \quad (16.2.7-5)$$

式中 F_{Ek} ——通廊纵向水平地震作用标准值；

α_1 ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数，应按本规范第 5.1.5 条规定确定；

G_E ——通廊的等效总重力荷载。

3. 通廊各支承结构的纵向水平地震作用，可按下列公式计算：

$$F_{Ei} = \frac{K_{ai}}{K_a} F_{Ek} \quad (16.2.7-6)$$

16.2.8 通廊跨间承重结构的竖向地震作用，可按本规范第 5.3.2 条规定计算。

16.2.9 通廊结构构件，应按本规范第 5.4 节规定进行截面抗震验算。

16.2.10 当通廊端部采用滑（滚）动支座支承于建（构）筑物时，通廊对建（构）筑物的影响可按下列规定计算：

1. 通廊在建（构）筑物支承处产生的横向水平地震作用标准值，可按下列公式计算：

$$F_b = 0.373 \alpha_{\max} \psi_b l_1 G_L \quad (16.2.10-1)$$

式中 F_b ——通廊在建（构）筑物支承处产生的横向水平地震作用标准值；

G_L ——廊身水平投影单位长度的等效重力荷载；

l_1 ——通廊端跨的跨度；

ψ_b ——通廊端跨影响系数，可按表 16.2.10 采用。

表 16.2.10 通廊端跨影响系数

端跨的跨度 (m)	ψ_b
-----------	----------

≤12	1.0
15~18	1.5
21~30	2.0

注：中间值可按线性内插法确定。

2. 通廊在建（构）筑物支承处产生的纵向水平地震作用标准值，可按下式计算：

$$F_c = \frac{1}{2} \mu_f l_1 G_L \quad (16.2.10-2)$$

式中 F_c —— 通廊在建（构）筑物支承处产生的横向水平地震作用标准值；

μ_f —— 廊身水平投影单位长度的等效重力荷载；

16.2.11 当采用混凝土框架支承结构时，可不进行节点核心区抗震验算；梁柱节点处的弯矩、框架柱的剪力设计值及其底层柱的弯矩设计值，均可不进行调整。

16.2.12 当采用钢支承结构时，宜采用带平腹杆和交叉斜腹杆的结构形式。交叉斜腹杆可按拉杆计算，并计及相交受压杆的影响。不得采用单面偏心连接；交叉斜腹杆有一杆中断时，交叉节点板应予加强，其承载力不应小于 1.1 倍的杆件塑性承载力。

腹杆与框架柱之间应采用焊接或高强度摩擦型螺栓等强连接。腹杆与框架柱的连接强度，不应小于腹杆承载力的 1.2 倍。

16.3 构造措施

16.3.1 支承结构采用混凝土框架结构时，应符合下列要求：

1. 应按本规范第 6.1.2 条确定框架抗震等级时，确定抗震等级时的框架高度可按通廊同一防震缝区段内最高支承框架的高度确定。当通廊跨度大于 24m 时，抗震等级宜提高一级。
2. 抗震构造措施按本规范第 6.3 节框架的构造措施采取。
3. 支承结构牛腿（柱肩）的箍筋直径，一、二级抗震等级时不应小于 8mm，三、四级抗震等级时不应小于 6mm；箍筋间距均不应大于 100mm。

16.3.2 支承结构采用钢结构时，其杆件的长细比不宜大于表 16.3.2 的限值。

表 16.3.2 支承结构杆件长细比限值

杆件名称	7 度	8 度	9 度
框架柱	120		110
平腹杆	150		120
斜腹杆	250	200	150

注：表中数值适用于 Q235 钢，但材料为其它钢号时应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

16.3.3 支承结构钢框架柱截面的宽厚比限值，应符合下列要求：

1. 当 6、7 度设防，并截面的受力由非地震作用效应组合控制时，板件宽厚比可执行现行的《钢结构设计规范》GB50017 对钢结构弹性阶段设计的有关规定；
2. 当 8、9 度设防，以及 6、7 度设防而截面的受力由地震作用效应组合控制时，板件宽厚比除应符合现行的《钢结构设计规范》GB50017 对钢结构弹性阶段设计的有关规定外，尚应符合表 16.3.3 的规定。

表 16.3.3 支承结构钢框架柱、横梁截面的板件宽厚比限值

板件名称		7 度	8 度	9 度
工字形截面翼缘外伸部分		13	11	10
箱型截面两腹板间翼缘		38	36	36
工字形、箱型截面腹板	$N_c/Af < 0.25$	70	65	60
	$N_c/Af \geq 0.25$	58	52	48
圆管外径与壁比		60	55	50

注：1 表列数值适用于 Q235 钢。当材料为其它钢号时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$ ；但对于圆管外径与壁比应乘以

$235/f_{ay}$ ；

2 N_c 为柱、梁轴向力； A 为相应构件截面面积； f 为钢材抗拉强度设计值；

3 构件腹板宽厚比，可通过设置纵向加劲肋减小。

16.3.4 当通廊的跨间承重结构采用钢结构时，应与支承结构应牢固连接。钢支承结构的顶部横梁、肩梁应与框架柱采用熔透焊缝连接。

16.3.5 钢支承结构与基础的连接应牢固可靠。其柱脚可采用能保证传递柱身承载力的埋入式、插入式或外包式柱脚。6、7 度时，也可采用外露式刚接柱脚。柱脚设计应符合下列要求：

1. 采用埋入式、插入式柱脚时，钢柱的埋入深度不得小于单肢截面高度（或外径）的 3 倍；

2. 采用外包式柱脚时，实腹 H 形截面柱的钢筋混凝土外包高度不宜小于 2.5 倍的钢柱截面高度，箱型截面柱或圆管截面柱的钢筋混凝土外包高度不宜小于 3.0 倍的钢柱截面高度或圆管截面直径；

3. 当采用外露式柱脚时，柱脚锚栓不得用来承受在地震作用下产生的柱底水平剪力，柱底剪力应由钢底板与基础间的摩擦力或设置抗剪键承担。柱脚直埋锚栓应设置弯勾（或以锚板代替弯勾），其埋置深度不应小于式（16.3.5）的要求，且当采用 Q235 钢材时，其埋置深度不得小于 20d；当采用 Q345 钢材时，不得小于 25d。

$$l_a = 0.185 \frac{N_t^a}{A f_t} d = 0.185 \frac{A_e f_y^a}{A f_t} d \quad (16.3.5)$$

式中 A_e —— 锚栓最小截面面积；

A —— 锚栓杆截面积；

N_t^a —— 锚栓的设计拉力；

d —— 锚栓直径；

f_t —— 基础混凝土轴心抗拉强度设计值；

f_y^a —— 锚栓强度设计值，Q235 钢取 140MPa，Q345 钢取 180MPa。

16.3.6 当通廊跨间承重结构采用混凝土梁时，宜将梁上翻；梁两端箍筋应加密，加密区长度不应小于梁高，加密区箍筋最大间距、最小直径应按表 16.3.6 采用；梁端部预埋钢板厚度不应小于 16mm，且应加强锚固。跨间承重结构采用桁架时，宜采用下承式结构，其端部应加强连结，并在横向形成闭合框架。

表 16.3.6 加密区箍筋最大间距和最小直径（mm）

烈 度	最大间距	最小直径
6	150	6
7	100	6
8	150	8
9	100	8

16.3.7 建（构）筑物上支承通廊的横梁和支承结构肩梁，应符合下列要求：

1. 横梁、肩梁与通廊大梁连结处，应设置支座钢垫板，其厚度不宜小于 16mm。
2. 7、8、9 度时，混凝土肩梁支承面的预埋件，应设置垂直于通廊纵向的抗剪钢板，抗剪钢板应有加劲板。
3. 通廊大梁与肩梁间，宜采用螺栓连接。
4. 混凝土横梁、肩梁，应采用矩形截面；不得在横梁上伸出短柱作为通廊的支座。

16.3.8 当通廊跨间承重结构支承在建（构）筑物上时，宜采用滑（滚）动等支座形式，并应采取防止落梁的措施。

16.3.9 围护结构应按其结构形式采取有效的抗震措施。

17 管道支架

17.1 一般规定

17.1.1 本章适用于下列架空管道支架（简称支架）：

1. 独立式支架：支架与支架之间无水平构件，管道直接敷设于支架上。
2. 管廊式支架：支架与支架之间有水平构件，管道敷设于水平构件的横梁和支架上。

17.1.2 支架应采用钢筋混凝土结构或钢结构。

17.1.3 支架设计时，应根据厂区的管线布置，合理设置固定支架和活动支架；管线宜对称均匀敷设，主动管宜敷设在支架的对称中线上。

17.1.4 钢筋混凝土固定支架宜采用现浇结构，活动支架可采用装配式结构，但梁和柱宜整体预制

17.1.5 较大直径的管道和输送易燃、易爆、剧毒、高温、高压介质的管道，固定支架宜采用四柱式钢筋混凝土结构或钢结构。

17.1.6 8度和9度时，支架应符合下列规定：

1. 活动支架宜采用刚性支架，不宜采用半铰支架；
2. 输送易燃、易爆、剧毒、高温、高压介质的管道，不应将管道作为管架跨
3. 越结构的受力构件；
4. 单柱式双向活动支架柱与基础的连接，应采用锚栓连接。

17.1.7 钢筋混凝土固定支架和输送易燃、易爆、剧毒介质的钢筋混凝土支架，应符合本规范有关三级抗震等级的要求，其它支架应符合四级抗震等级的要求。

17.1.8 支架的抗震设防类别应根据支架的重要性和在地震作用下破坏时可能产生的次生灾害确定，一般情况下不应低于丙类。

17.2 抗震计算

17.2.1 支架应按本规范第 5.1.5 条抗震计算水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算。

17.2.2 管道沿纵向可滑动的刚性活动支架，在管道滑动的方向可不进行抗震验算，但应满足抗震构造要求。

17.2.3 管道支架的计算单元（图 17.2.3-1、17.2.3-2），宜按下列规定采用：

1. 独立式支架的纵向计算单元长度，可采用主要管道补偿器中至中的距离；横向计算单元长度，可采用支架相邻两跨中至中的距离。
2. 管廊式支架的纵向计算单元长度，可采用结构伸缩缝之间的距离；横向计算单元长度，可采用支架相邻两跨中至中的距离。

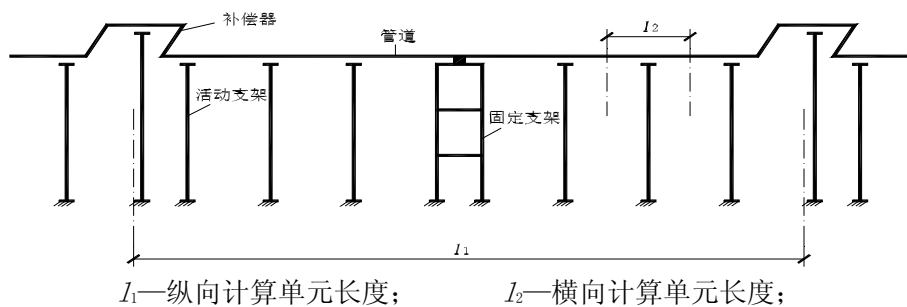


图 17.2.3-1 独立式支架计算单元

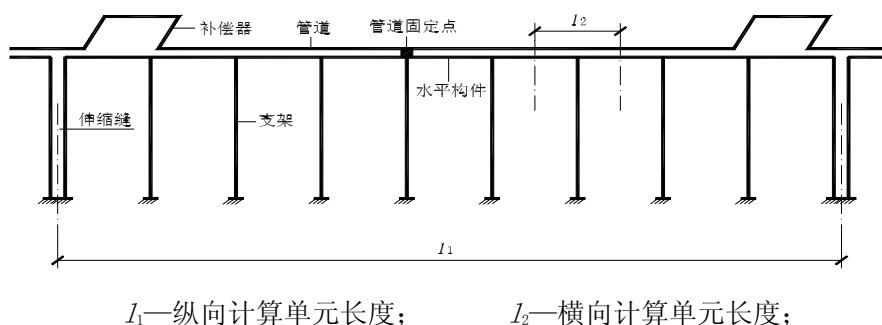


图 17.2.3-2 管廊式支架计算单元

17.2.4 敷设有单层或多层管道的支架结构，可按单质点体系计算。水平地震作用点的位置可按下列规定采用：

1. 纵向水平地震作用：采用上滑式管托的独立支架可取在管道外径的最低点，其它形式的独立支架可取在支承梁的顶面；管廊式支架可取为支座的支承面处。
2. 横向水平地震作用：独立式支架可取为支承梁的顶面；管廊式支架可取在支座支承面处。

17.2.5 支架的重力荷载代表值，应按下列规定采用：

1. 永久荷载
 - 1) 管道（包括内衬、保温层和管道附件）和操作平台，可采用自重标准值的 100%；
 - 2) 管道内介质，可采用自重标准值的 100%；
 - 3) 支架，可采用自重标准值的 25%；
 - 4) 管廊式支架上的水平构件、电缆架和电缆，可采用自重标准值的 100%。
2. 可变荷载
 - 1) 对冷管道，可采用冰、雪荷载标准值的 50%，对热管道或冷、热管间隔敷设的多管共架管道，可不考虑冰、雪荷载；
 - 2) 积灰荷载可采用荷载标准值的 50%；
 - 3) 走道活荷载可采用荷载标准值的 50%。

17.2.6 支架纵向或横向计算单元的基本自振周期，可按下列公式计算：

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{G_E}{gK}} \quad (17.2.6-1)$$

$$\text{纵向} \quad K = \sum_{i=1}^n K_i \quad (17.2.6-2)$$

$$\text{横向} \quad K = K_H \quad (17.2.6-3)$$

式中 T —— 支架纵向或横向计算单元的基本自振周期；

G_E —— 纵向或横向计算单元的重力荷载代表值；

K —— 纵向或横向计算单元的支架抗侧移刚度；

K_i —— 纵向计算单元内第 i 个支架的纵向抗侧移刚度，对半铰支架，可按柱截面高度的 1/2 计算；

n —— 纵向计算单元内的支架个数；

K_H —— 横向计算单元支架的横向抗侧移刚度。

17.2.7 支承二层及二层以上管道的支架，其重力荷载代表值可按式确定：

$$G_E = G_{En} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{H_i}{H_n} \right)^2 G_{Ei} \quad (17.2.7)$$

式中 G_{En} —— 顶层重力荷载代表值；

G_{Ei} —— 第 i 层重力荷载代表值；

H_n —— 顶层高度；

H_i —— 第 i 层的高度；

n —— 管道层数。

17.2.8 当滑动支架上管道的滑动系数 ζ 不小于 1，且管道和支架间的滑动摩擦系数为 0.3 时，单柱和双柱滑动支架在管道轴向的抗侧移刚度可按 17.2.8-1 式确定。

$$K_D = 28.41 G_d / H \quad (17.2.8-1)$$

$$\zeta = \alpha_E G_E K_d / G_d K \mu \quad (17.2.8-2)$$

式中 K_D —— 管道在支架上滑动后，单柱或双柱滑动支架在管道纵向的等效抗侧移刚度。 K_D 不应大于管道滑动前的支架抗侧移刚度。

G_E —— 作用于纵向计算单元上的总重力荷载代表值；

H —— 支架高度；

ζ —— 滑动支架上管道的滑动系数；

α_E —— 管道在支架上滑动前，支架纵向计算单元水平地震影响系数；

K_d ——管道在支架上滑动前，滑动支架的总抗侧移刚度；
 G_d ——作用于滑动支架上的总重力荷载代表值；
 K ——管道在支架上滑动前，纵向计算单元的总抗侧移刚度；
 u ——管道和支架间的滑动摩擦系数。

17.2.9 支架纵向计算单元的总水平地震作用标准值，应按下式计算：

$$F_{Ek} = \alpha_i G_E \quad (17.2.9)$$

式中 F_{Ek} ——顶层重力荷载代表值；

α_i ——第 i 层重力荷载代表值；

17.2.10 各支架的纵向水平地震作用标准值，可按下列公式计算：

$$F_{EKi} = \lambda_i F_{Ek} \quad (17.2.10-1)$$

$$\lambda_i = \frac{K_i}{K} \quad (17.2.10-2)$$

式中 F_{EKi} ——第 i 个支架的纵向水平地震作用标准值，可滑动的活动支架可不计算。

λ_i ——第 i 个支架的抗侧移刚度与计算单元支架的总抗侧移刚度之比。

17.2.11 支架横向计算单元的水平地震作用标准值，应按下式计算：

$$F_{Ek} = \alpha_h G_E \quad (17.2.11)$$

式中 F_{Ek} ——第 i 个支架的纵向水平地震作用标准值，可滑动的活动支架可不计算。

α_h ——第 i 个支架的抗侧移刚度与计算单元支架的总抗侧移刚度之比。

17.2.12 8 度和 9 度时，支承大直径管道的长悬臂和跨度大于 24m 管廊式支架的桁架，应按本规范第 5.3.2 条规定进行竖向地震作用计算。

17.2.13 地震作用标准值效应与其它荷载效应的基本组合，应按本规范第 5.4.1 条规定确定，但管道温度作用分项系数可采用 1.0，其组合值系数单管可采用 1.0，多管可采用 0.8。

17.3 构造措施

17.3.1 钢筋混凝土支架除本节的规定外，尚应符合本规范 6.3 节有关框架结构的抗震构造要求。

- 17.3.2 钢筋混凝土支架的混凝土强度等级不应低于 C25，基础不应低于 C20。
- 17.3.3 钢筋混凝土支架柱的最小截面尺寸不宜小于 250mm，支架梁的最小截面尺寸不宜小于 200mm。
- 17.3.4 支架柱的长细比，宜满足表 17.3.4-1 的要求；钢支架截面板件的宽厚比的限值除应符合《钢结构设计规范》GB50017 对钢结构弹性阶段设计的有关规定外，尚应符合表 17.3.4-2 的要求。

表 17.3.4-1 支架柱的长细比限值

类型			7 度	8 度	9 度
混凝土结构	固定支架		35		
	活动支架		40		
钢结构	固定支架和刚性支架		150		120
	柔性支架		150		
	支撑	按拉杆设计	250	200	150
		按压杆设计	200	150	150

注：表中所列数据适用于 Q235 钢，当为其他钢号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$

表 17.3.4-2 钢支架柱截面宽厚比限值

板件名称	7 度	8 度	9 度
工字型截面翼缘外伸部分	13	11	10
圆管外径壁比	60	55	50

注：表中所列数据适用于 Q235 钢，当为其他钢号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$

- 17.3.5 管道穿过支架时，管道外缘至柱和横梁间的净距不应小于 150mm(图 17.3.5)。敷设于支架顶层横梁上的外侧管道，应采取防止管道滑落的措施，对采用下滑式或滚动式管托的支架，应采取防止管托滑落于梁侧的措施。

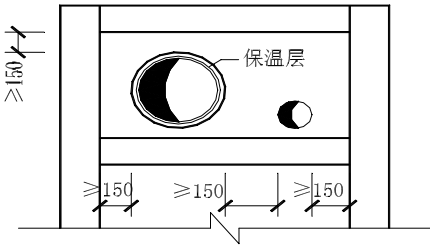


图 17.3.5 管道与支架净空限值

- 17.3.6 下列支架埋件的锚筋不宜小于 4φ12，锚固长度应满足受拉钢筋的抗震锚固要求，且不应小于 30d。
1. 固定支架和设有柱间支撑的支架；
 2. 抗震设防烈度不小于 8 度的支架；
 3. 梁、柱铰接点处的埋件。
- 17.3.7 支架悬臂横梁上如敷设管道，则悬臂长度不宜大于 1500mm。
- 17.3.8 管廊式支架在直线段的适当部位应设置柱间支撑及水平支撑，8 度和 9 度时，在有柱间支撑的基础之间宜设置联系梁。

17.3.9 半铰支架柱沿管道纵向的构造配筋，每边不应少于 2 ϕ 16；柱脚横梁全长和柱根部不小于 500mm 高度范围内的箍筋，直径不应小于 8mm，间距不应大于 100mm。

17.3.10 钢筋混凝土支架的箍筋，应符合下列要求：

1. 单柱式支架，自柱顶至最下一层横梁底以下 500mm 和柱底以上 500mm 范围内，箍筋直径不应小于 ϕ 8，间距不应大于 100mm。

2. 柱间支撑与柱连接处上、下各 300mm 范围内，应按间距不大于 100mm 加密箍筋。

17.3.11 除单柱支架外，钢支架的梁与柱的连接应采用柱贯通型。

17.3.12 四柱式钢结构固定支架，对较大直径的管道，8 度、9 度时，在直接支承管道的横梁平面内，宜设置与四柱相连的水平支撑；当支架较高时，宜在支架中间的适当部位增设水平支撑。

17.3.13 9 度时，钢结构单柱固定支架的柱脚应采用刚性柱脚。

18 浓缩池

18.1 一般规定

18.1.1 本章适用于半地下式、地面式和架空式混凝土浓缩池（简称浓缩池）。

注：池壁埋深大于壁高一半时，称为半地下式；池壁埋深不大于壁高一半时，称为地面式；半地下式和地面式统称为落地式。池底位于地面以上，框架支承时，称为架空式。

18.1.2 浓缩池宜采用落地式。

18.1.3 浓缩池不应设置在工程地质条件相差较大的不均匀地基上。

18.1.4 浓缩池如需设置顶盖和围护墙时，顶盖和围护墙宜采用轻型结构，当池的直径较大时且宜采用独立的结构体系。

18.1.5 架空式浓缩池的支承框架柱，宜沿径向单环或多环布置；柱截面宜采用正方形。

18.1.6 单排或多排浓缩池纵横排列时，相邻浓缩池应脱开设置；单排或多排浓缩池上有走道板相连时，相邻浓缩池上的走道板应采用简支连接。

18.1.7 架空式浓缩池的支承框架，抗震计算和抗震措施要求，除应符合本章规定外，尚应满足本规范第 6 章框架的有关要求。其抗震等级按本规范第 6 章表 6.1.2 采用。

18.1.8 抗震地区单个浓缩池不宜采用落地式和架空式两种支承体系。

18.2 抗震计算

18.2.1 浓缩池应按本规范第 5.1.5 条表 5.1.5 多遇地震确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算。

18.2.2 浓缩池符合下列条件之一时，可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。

1. 7 度时的地面式浓缩池。
2. 7 度和 8 度时的半地下式浓缩池。

18.2.3 浓缩池进行抗震验算时，应验算下列部位：

1. 落地式浓缩池的池壁。
2. 架空式浓缩池的池壁、支承框架和中心柱。

18.2.4 池壁的地震作用计算，应计入结构等效重力荷载产生的水平地震作用及动液压力作用，半地下式浓缩池尚应计入动土压力作用。

18.2.5 池壁单位宽度等效重力荷载产生的水平地震作用标准值和其作用标准值效应，可按下列公式确定（图 18.2.5）：

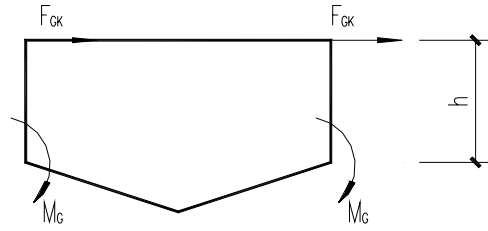


图 18.2.5 池壁顶端水平地震作用和其作用标准值效应

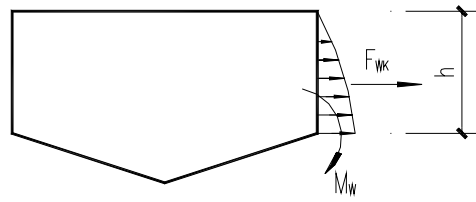
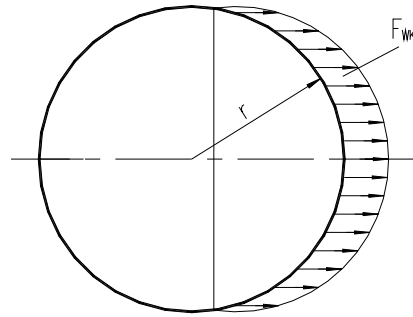
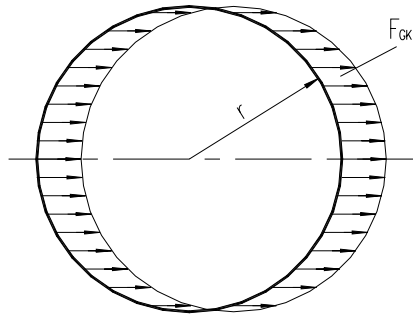


图 18.2.6 池壁动液压力和其作用标准值效应



$$F_{Gk} = \eta_1 \alpha_{\max} G_{eq} \quad (18.2.5-1)$$

$$M_G = h F_{Gk} \quad (18.2.5-2)$$

式中 F_{Gk} ——作用于单位宽度池壁顶端的水平地震作用标准值(N/m);

η_1 ——池型调整系数, 半地下式可采用 0.7, 其它型式可采用 1.4;

G_{eq} ——池壁单位宽度的等效重力荷载 (N/m), 可采用单位宽度池壁自重标准值的 1/2、溢流槽与走道板自重标准值三者之和;

M_G ——等效重力荷载产生的池壁底端单位宽度的地震弯矩 (N·m/m);

h ——池壁高度 (m)。

18.2.6 池壁单位宽度的动液压力标准值和其作用标准值效应, 可按下列公式确定 (图 18.2.6):

$$F_{wk} = \eta_2 \alpha_{\max} \gamma_0 h^2 \quad (18.2.6-1)$$

$$M_w = 1/3 h F_{wk} \quad (18.2.6-2)$$

式中 F_{wk} ——池壁单位宽度的动液压力标准值(N/m);

η_2 ——动液压力的池型调整系数,对于半地下式浓缩池可采用 0.53,其它型式可采用 0.66;

γ_0 ——储液的重度(N/m³);

M_w ——动液压力产生的池壁底端单位宽度的弯矩(N • m/m)。

h ——池壁高度 (m)。

18.2.7 池壁单位宽度的动土压力标准值和其作用标准值效应,可按下列公式确定(图 18.2.7):

$$F_{sk} = 0.5\gamma_s K_{ae} h_d^2 \quad (18.2.7-1)$$

$$M_s = 0.13h_d F_{sk} \quad (18.2.7-2)$$

$$K_{ae} = \eta_\lambda (2.869 + 0.038\phi) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (18.2.7-3)$$

式中 F_{sk} ——池壁单位宽度的动土压力标准值(N/m);

γ_s ——土的重度(N/m³);

K_{ae} ——土的动侧压系数;

h_d ——池壁埋置深度(m);

M_s ——动土压力产生的池壁底端单位宽度的弯矩(N • m/m);

η_λ ——土的动侧压调整系数,8 度时可采用 0.123,9 度时可采用 0.304;

ϕ ——土的内摩擦角(°)。

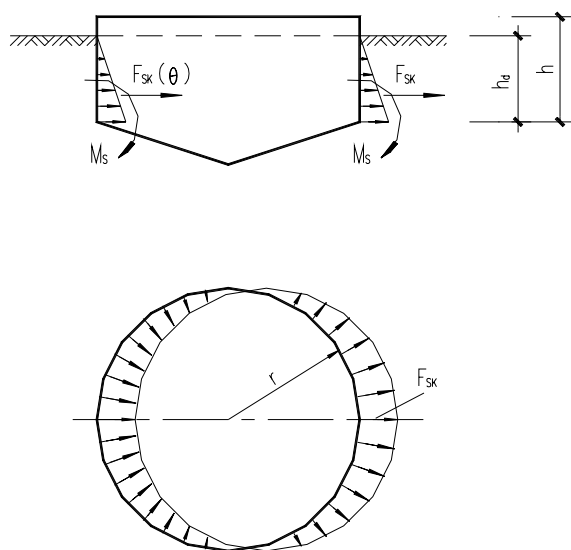


图 18.2.7 池壁动土压力和其作用标准值效应

18.2.8 架空式浓缩池支承结构的水平地震作用,可按单质点体系采用底部剪力法计算。支承结构的总水平地震作用标准值,应采用等效总重力荷载产生的水平地震作用标准值与总液体荷载产生的水平地震作用标准值之和。等效总重力荷载应采用池壁、池底和设备等自重标准值以及支承结构自重标准的 1/2 之和。等效总重力荷载水平地震作用标准值和总液体荷载水平地震作用标准值的作用点,可分别取在池体和贮液的质心处。

18.2.9 架空式浓缩池支承结构的水平地震作用,可按中心柱和支承框架的侧移刚度比例进行分配;当支承框架承受的水平地震作用之和小于总水平地震作用标准值的 30%时,应按 30% 采用。

18.2.10 浓缩池进行截面抗震验算时,水平地震作用标准值效应和其它荷载效应的基本组合,除应符合本规范第 5.4.1 条规定外,尚应符合下列规定:

1. 半地下式浓缩池应计算满池和空池两种工况,地面式和架空式可仅计算满池工况。
2. 池壁截面抗震验算时,静液压力的作用效应应参与组合;对于半地下式浓缩池,动土压力作用效应尚应参与组合。
3. 作用效应组合时的分项系数,静液压力和主动土压力可采用 1.2;动液压力和动土压力可采用 1.3。

18.3 构造措施

18.3.1 池壁厚度不宜小于 150mm。池壁混凝土强度等级不宜低于 C25。

18.3.2 池壁钢筋最小总配筋率和中心柱纵向钢筋最小总配筋率,宜符合表 18.3.2-1 规定。中心柱的箍筋配置,可按表 18.3.2-2 采用。

表 18.3.2-1 池壁和中心柱的最小总配筋率 (%)

烈 度		6、7、8	9
池 壁 钢 筋	竖向	0.4	0.50
	环向	0.50	0.60
中心柱竖向钢筋		0.40	0.55

表 18.3.2-2 中心柱的箍筋配置

烈 度	6、7	8	9
最小直径 (mm)	8	10	10
最大间距 (mm)	200	200	100
加密区最大间距 (mm)	100	100	100
加密区范围	池底以上的 1/6 柱净高, 池底以下的柱全高		全高

18.3.3 架空式浓缩池框架柱轴压比限值, 柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率, 柱箍筋加密区体积配箍率以及柱的构造措施根据其抗震等级应符合本规范 6.3 节的规定。

18.3.4 受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋最小配筋百分率取 0.2% 和 $45 f_t / f_y \%$ 中的较大值。

18.3.5 池壁环向钢筋搭接接头面积百分率不宜大于 25% 。其钢筋绑扎搭接长度应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率按下列公式计算:

$$l_1 = \zeta l_a \quad (18.3.5)$$

式中 l_1 ——纵向受拉钢筋的搭接长度;

l_a ——纵向受拉钢筋的锚固长度, 按《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)9.3.1 条确定;

ζ ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数, 按表 18.3.5 取用。

表 18.3.5 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

纵向钢筋搭接接头面积百分率%	≤ 25	50
ζ	1.2	1.4

18.3.6 池壁顶部和溢流槽底板与池壁的连接处, 8 度和 9 度时, 均宜分别增设不少于 $2\Phi 14$ 和 $2\Phi 16$ 环向加强钢筋。

18.3.7 浓缩池底部通廊接缝处, 应采用柔性止水带。

18.3.8 无中心柱的架空式浓缩池底板中部设有漏斗口时, 漏斗口孔边应设环梁, 梁宽不宜小于 300。

19 常压立式圆筒型储罐基础

19.1 一般规定

- 19.1.1 本章适用于常压立式钢制圆筒形储罐基础（简称为：储罐基础）。
- 19.1.2 储罐基础宜选用护坡式、外环墙式或环墙式基础；Ⅲ类、Ⅳ类场地时,宜采用钢筋混凝土环墙式基础。

19.2 抗震计算

- 19.2.1 储罐基础的抗震计算应按第 5.1.5 条中多遇地震确定地震影响系数。
- 19.2.2 储罐结构的阻尼比取 0.035。
- 19.2.3 不设置地脚螺栓的非桩基储罐基础，可不进行抗震验算，但应满足抗震构造措施要求。
- 19.2.4 储罐与储液耦合振动的基本自振周期，可按下式计算：

$$T_1 = 0.374 \times 10^{-3} \gamma_c h_w \sqrt{r_1 / t_0} \tag{19.2.4}$$

式中 T_1 ——储罐与储液耦合振动的基本自振周期（s）；

γ_c ——储罐体型系数，可按表 19.2.4 采用；

h_w ——储液的高度（m）；

r_1 ——底圈罐壁的平均半径（m）；

t_0 ——罐底至储液高度 1/3 处的罐壁高度（m）。

表 19.2.4 储罐体型系数

径高比	0.2	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
γ_c	2.97	1.51	1.18	1.10	1.11	1.55	1.82	2.12

注：1 径高比为底圈罐壁平均直径与储液高度之比；

2 中间值采用线性内插法确定。

19.2.5 储罐的总水平地震作用标准值，应按下列公式计算：

$$F_{EK} = \alpha_1 \eta m g \tag{19.2.5-1}$$

$$m = m_L \psi_w \tag{19.2.5-2}$$

式中 F_{EK} ——储罐的总水平地震作用标准值；

α_1 ——水平地震影响系数，按第 5.1.5 条确定；

η ——罐体影响系数，可采用 1.1；

m ——产生地震作用的储液等效质量 (kg)；

m_L ——罐内储液总质量 (kg)；

ψ_w ——动液系数，可按表 19.2.5 采用；

g ——重力加速度 (m/s^2)，取 9.81。

表 19.2.5 动液系数

径高比	0	1.0	1.33	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
ψ_w	1.00	0.78	0.71	0.54	0.38	0.28	0.23	0.19

19.2.6 总水平地震作用对罐基础顶部产生的弯矩标准值，应按下列公式计算：

$$M_1 = 0.45 F_{EK} h_w \quad (19.2.6)$$

式中 M_1 ——总水平地震作用对罐基础产生的弯矩标准值，单位 $N \cdot m$ 。

19.2.7 设置地脚螺栓的储罐基础，应按第 5.2 节的有关规定进行水平地震作用效应计算。

19.3 抗震构造措施

19.3.1 当浮顶罐选用护坡式、外环墙式基础时，应在罐壁位置下设置一道钢筋混凝土构造环梁。

19.3.2 环墙式罐基础埋深不宜小于 0.6m，当地基土有液化可能时，埋深不宜小于 1.0m。

19.3.3 钢筋混凝土环墙宽度不宜小于 250mm。罐壁至环墙外缘尺寸不宜小于 100mm。

19.3.4 钢筋混凝土环墙不宜开缺口，当留有缺口时，应采取加强措施，当必须留施工洞口时，其尺寸应尽量减小，环向钢筋应错开截断。罐体安装结束后，应采用强度等级比环墙高一级的微膨胀混凝土及时将洞口封堵密实，钢筋接头应采用焊接。

19.3.5 钢筋混凝土环墙的配筋应符合下列要求：

1. 竖向构造钢筋的截面最小配筋率，不应小于 0.20% (每侧)，钢筋直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 200mm；
2. 对于公称容量不小于 10000m³ 或建在软土、软硬不均地基上的储罐，环墙顶端或底端宜各增加两圈附加环向钢筋，其直径不应小于环向受力钢筋直径，竖向钢筋其上下端宜为封闭式。
3. 环向受力钢筋接头，应采用机械连接或焊接连接。

20 球形储罐基础

20.1 一般规定

20.1.1 本章适用于由钢架支承的钢制球形储罐基础（简称为：球罐基础）。

20.1.2 球罐基础宜采用圆环形钢筋混凝土基础或独立基础加系梁。

20.2 抗震计算

20.2.1 球罐基础的抗震计算应按第 5.1.5 条中多遇地震确定地震影响系数。

20.2.2 球罐结构的阻尼比取 0.035。

20.2.3 球罐结构的自振周期，可按下列公式计算：

$$T = 2\pi\sqrt{m/k} \quad (20.2.3-1)$$

$$m_{eq} = m_1 + m_2 + m_3 + 0.5m_4 + m_5 \quad (20.2.3-2)$$

$$k = \frac{12EI}{\psi_0 h_0^3} \quad (20.2.3-3)$$

$$\frac{1}{\psi_0} = \sum \frac{n_i}{\psi_i} \quad (20.2.3-4)$$

$$\psi_i = 1 - \frac{(1 - \psi_h)^4 (1 + 2\psi_h)^2}{\psi_\lambda \frac{I}{A_1} \frac{l}{h_0^3 \cos^2 \theta \cos^2 \phi_i} + (1 + 3\psi_h)(1 - \psi_h)^3} \quad (20.2.3-5)$$

$$\psi_h = 1 - \frac{h_1}{h_0} \quad (20.2.3-6)$$

式中 T —— 储罐的总水平地震作用标准值；

m_{eq} —— 球罐在操作状态下的等效质量(kg)；

k —— 球罐在水平地震作用方向的侧移刚度(N/m)；

m_1 —— 球壳的质量(kg)；

m_2 —— 球罐内储液的等效质量(kg) 可取罐内储液总质量的 0.7 倍；

m_3 —— 球壳保温层的质量(kg)；

m_4 ——支柱和拉杆的质量(kg)；

m_5 ——球罐其它附件的质量(kg)；

E ——支柱或支撑材料的弹性模量(Pa)；

I ——单根支柱的截面惯性矩(m^4)；

ψ_0 ——球罐支撑结构在地震作用方向的拉杆影响系数；

n_i ——与地震作用方向夹角为 ϕ_i 的构架榀数；

ψ_i ——i 构架支撑结构在地震作用方向的拉杆影响系数；

h_0 ——支柱基础顶面至球罐中心的高度(m)；

h_1 ——支撑结构高度(m)；

l ——支撑杆件长度(m)；

A_1 ——单根支撑杆件的截面面积(m^2)；

θ ——支撑杆件与水平面的夹角(度)；

ϕ_i ——构架与地震作用方向夹角(度)，可按表 20.2.3 采用； ψ_h

ψ_h ——拉杆高度影响系数；

ψ_λ ——支撑杆件长细比影响系数，长细比小于 150 时可采用 6，大于等于 150 时可采用 12。

表 20.2.3 构架与地震作用方向夹角

构架榀数	6		8		10		12	
n_i 及 ϕ_i	ϕ_i	n_i	ϕ_i	n_i	ϕ_i	n_i	ϕ_i	n_i
1	60°	4	67.5°	4	72°	4	75°	4
2	0°	2	22.5°	4	36°	4	45°	4
3	-	-	-	-	0°	2	15°	4

20.2.4 球罐结构的总水平地震作用标准值应按下式计算：

$$F_{EK} = \alpha m_{eq} g \quad (20.2.4)$$

式中 F_{EK} ——球罐结构的总水平地震作用标准值 (N)；

α ——水平地震影响系数，按第 5.1.5 条确定。

20.2.5 球罐基础结构构件的截面抗震验算时，其地震作用标准值效应和其它荷载效应的基本组合，应按第 5.4.1 条规定确定，但可变荷载中操作介质重力荷载分项系数应采用 1.3，风荷载组合值系数取 0.2。

20.2.6 球罐基础结构构件的截面抗震验算，应符合第 5.4.2 条规定。

20.3 抗震构造措施

20.3.1 球罐基础的埋置深度不宜小于 1500mm。

20.3.2 基础底板边缘厚度不应小于 250mm。

20.3.3 基础环梁主筋直径不宜小于 12mm；箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm；底板钢筋直径不宜小于 10mm，间距不宜大于 200mm。

21 卧式设备基础

21.1 一般规定

- 21.1.1 本章适合于卧式容器（含圆筒形储罐）和卧式冷换类设备的基础。
- 21.1.2 卧式冷换类设备基础宜采用钢筋混凝土支墩式或支架式基础。
- 21.1.3 卧式容器基础的型式，可根据设计地面至基础顶面的高度和容器内径的大小按以下规定选用：
1. 挡设计地面至基础顶面的高度小于等于 1.5m 时，宜采用钢筋混凝土支墩式基础；
 2. 当设计地面至基础顶面的高度大于 1.5m 时，若容器内径小于等于 2m 时，宜采用钢筋混凝土 T 形支架式基础；若容器内径大于 2m 时，宜采用钢筋混凝土 II 形或 H 形支架式基础。

21.2 抗震计算

- 21.2.1 卧式设备基础的抗震计算应按第 5.1.5 条中多遇地震确定地震影响系数。
- 21.2.2 卧式冷换类设备基础可不进行地震作用计算，但应满足抗震构造措施要求。
- 21.2.3 卧式容器基础的水平地震作用标准值，应按下式计算：

$$F_{EK} = \alpha_{\max} (G_{BK} + 0.5G_{jk}) \quad (21.2.3)$$

式中 F_{EK} ——卧式容器基础的水平地震作用标准值(N)；

$\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值；

G_{EK} ——正常操作状态下容器及介质永久荷载的标准值(N)；

G_{jk} ——基础底板顶面以上构件自重标准值(N)。

- 21.2.4 卧式容器基础结构构件进行截面抗震验算时，其地震作用标准值效应和其它荷载效应的基本组合，可按第 5.4.1 条的有关规定确定。
- 21.2.5 卧式容器基础结构构件的截面抗震验算，应符合第 5.4.2 条规定。

21.3 抗震构造措施

- 21.3.1 基础的埋置深度不宜小于 1.0m。
- 21.3.2 支墩式基础的支墩的竖向钢筋直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 200mm；横向应配置封闭箍筋，其直径不应小于 8mm，间距不宜大于 200 mm。

21.3.3 支架式基础支架梁、柱的抗震构造措施，应满足第 6 章的有关要求。

22 高炉系统结构

22.1 一般规定

22.1.1 本章适用于现有结构形式且符合常规设计要求的 1000m^3 及 1000m^3 以上有效容积的高炉系统结构。

22.1.2 高炉系统结构包括高炉、热风炉、除尘器、洗涤塔及主皮带上料通廊等结构和构件。

22.1.3 高炉系统结构，应按本规范第 5.1.5 条多遇地震确定地震影响系数并进行地震作用计算。

注：除尘器包括重力除尘器和旋风除尘器。

22.2 高炉

22.2.1 高炉应设炉体框架，在 8 度 III、IV 类场地和 9 度时，炉体框架在炉顶处应与炉体水平连接。

22.2.2 高炉的导出管宜设置膨胀器。

22.2.3 6 度、7 度及 8 度 I、II 类场地时，高炉结构可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。

22.2.4 高炉结构构件的截面抗震验算，必须验算下列部位：

1. 当导出管不设膨胀器时，导出管的根部；当导出管设有膨胀器时，上升管的支座、支座顶面处的上升管截面和支承支座的炉顶平台梁。
2. 当上升管与下降管采用球形节点连接时，上升管和下降管与球形节点连接处以及下降管根部。
3. 炉体框架和炉顶框架的柱、主要横梁、主要支撑及柱脚的连接。
4. 炉体框架与炉体顶部的水平连接。

22.2.5 高炉结构除下降管外可只计算水平地震作用，并应沿平行和垂直于炉顶吊车梁以及沿下降管三个方向分别进行抗震计算。8 度和 9 度下降管跨度大于等于 24m 时应计算竖向地震作用。

22.2.6 高炉结构应按正常生产工况进行抗震计算。

22.2.7 高炉结构的计算简图，应按下列原则确定：

1. 高炉结构应采用空间结构模型，并宜整体计算高炉炉体、粗煤气管、除尘器、炉体框架、炉顶框架的组合物。
2. 计算高炉炉体、粗煤气管、除尘器或球形节点的刚度时，可只计其钢壳的刚度，可不计钢壳上开洞的影响。
3. 设有膨胀器的导出管，上升管在炉顶平台上的支座可视为固接。
4. 通过铰接单片支架或滚动支座支承于炉顶框架上的通廊，可不计其与高炉的共同工作，但应计算通廊传给高炉框架的重力荷载。
5. 热风主管、热风围管和其它外部管道对高炉的牵连作用可以不计，但应按本章第 22.2.8 条和第 22.2.9 条规定计算高炉承受的管道重力荷载。

22.2.8 高炉结构抗震计算时，质点设置和重力荷载计算应符合下列规定：

1. 炉顶设备视情况折算到炉顶框架和炉顶处, 炉体设备的重力荷载沿高度分布在钢壳上。

2. 粗煤气管的拐折点处或球形节点处宜设置质点, 其中下降管区段宜增设 2~4 个质点。

3. 框架的每个节点处宜设置质点。杆件的变截面处和节点之间有较大集中重力荷载时, 宜设置质点。

22.2.9 水平地震作用计算时, 高炉的重力荷载代表值应按下列规定采用:

1. 钢结构、内衬砌体、冷却设施、填充料、炉内各种物料、设备 (包括炉顶吊车)、管道、冷却水等自重, 可取其标准值的 100%;

2. 平台可变荷载的组合值, 可取其标准值的 70%;

3. 平台灰荷载的组合值, 可取其标准值的 50%。

4. 热风围管与高炉有水平连接时, 热风围管重力荷载应按全部标准值作用于水平连接处计算。

5. 通过铰接单片支架或滚动支座支承于炉顶框架上的通廊的重力荷载, 平行通廊方向可取支座承受重力荷载标准值的 30%, 垂直通廊方向可取其 100%。

6. 料罐及其炉料荷载、齿轮箱, 取标准值的 100%。

7. 设有内衬托托时, 内衬自重可仍按沿炉壳实际分布计算; 炉底的实心内衬砌体自重, 可只取其标准值的 50%。

22.2.10 高炉结构的水平地震作用计算, 宜采用振型分解反应谱法, 其地震作用和作用效应按第 5 章进行计算。

22.2.11 进行高炉结构构件的截面抗震验算时, 地震作用标准值和其它荷载效应的基本组合, 除应符合本规范第 5.4.1 条规定外, 尚应满足下列要求:

1. 应计入正常生产的炉内气压、物料和内衬侧压、粗煤气管的温度变形和设备的动力作用效应等。

2. 炉体、粗煤气管、球节点、热风围管、热风主管、通廊、料罐、炉顶设备和内衬等各项重力荷载等产生的作用效应, 均应按正常生产的实际情况计算。

22.2.12 7 度 III、IV 类场地和 8 度、9 度时, 高炉的炉体框架和炉顶框架应符合下列要求:

1. 炉顶框架和炉体框架, 工艺布置允许时, 宜设置支撑系统, 且主要支撑杆件的长细比按压杆设计时不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$, 按拉杆设计时不应大于 $150\sqrt{235/f_y}$ 。支撑杆件的板件宽厚比应符合本规范表 7.4.2-2 的规定。

2. 炉体框架柱, 宜采用管形、箱形或对称的十字形截面。

3. 与柱子刚接的主要横梁, 宜采用箱形截面或宽翼缘工字形截面。

4. 炉体框架的底部柱脚, 宜与基础固接。

5. 框架梁、柱板件宽厚比应符合本规范表 7.4.2-2 的规定。

6. 由地震作用控制的框架梁、柱, 在可能出现塑性铰的应力较大区域, 应避免设置焊接接头。

7. 高炉框架结构构件连接应按本规范第七章的要求进行验算。

22.2.13 设置膨胀器的导出管, 上升管的支座及支承支座的炉顶平台梁, 以及支座与平台梁之间的连接, 均应适当加强; 支座顶面以上 3~5m 范围内上升管的钢壳厚度, 当 7 度 III、IV 类场地和 8 度、9 度时, 不宜小于 14mm。

22.2.14 与球节点连接的上升管和下降管根部, 以及下降管与除尘器连接的根部应加强, 当 7 度 III、IV 类场地和 8 度、9 度时, 不宜小于 16mm。

22.2.15 炉体框架与炉体顶部的水平连接, 应传力明确、可靠, 并能适应炉体与炉体框架

之间的竖向差异变形。

22.2.16 上升管、炉顶框架、通廊头部和炉顶装料设备相互之间的水平空隙，宜符合下列要求：

- 1. 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度Ⅰ、Ⅱ类场地时，不宜小于 200mm。
- 2. 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时，不宜小于 400mm。
- 3. 炉顶框架顶部以下部位的水平空隙，可随高度降低而减小。

22.2.17 电梯间、通道平台和高炉框架相互之间，应加强连接。

22.3 热风炉

22.3.1 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时，外燃式热风炉的燃烧室，宜采用钢筒到底的筒支承结构形式。

22.3.2 6 度、7 度和 8 度Ⅰ、Ⅱ类场地时，内燃式热风炉和燃烧室为钢筒支承的外燃式热风炉，以及 6 度和 7 度Ⅰ、Ⅱ类场地时燃烧室为钢支架支承的外燃式热风炉，均可不进行结构的抗震验算，但应满足抗震措施要求。

22.3.3 内燃式热风炉或刚性连通管的外燃式热风炉的基本自振周期，可按下式计算：

$$T_1=1.78 \sqrt{G_{eq} h^3 / [g(EI + E_b I_b)]}$$
 (22.3.3)

式中 T_1 ——热风炉的基本自振周期（s）
 G_{eq} ——等效重力荷载（N），对内燃式热风炉，可取全部重力荷载代表值；对刚性连通管的外燃式热风炉，可取蓄热室的全部重力荷载代表值；
 h ——炉底至炉顶球壳竖直半径 1/2 处的高度（m）；
 E ——钢材的弹性模量（ P_a ）；
 E_b ——内衬砌体的弹性模量（ P_a ）；
 I 、 I_b ——分别为内燃式热风炉或刚性连通管的外燃式热风炉的蓄热室筒身段的钢壳和内衬砌体的截面惯性矩（ m^4 ）。

注：外燃式热风炉的顶部连通管设有膨胀器时，称为柔性连通管；不设膨胀器时，称为刚性连通管。

22.3.4 内燃式热风炉或刚性连通管外燃式热风炉的蓄热室和燃烧室的底部总水平地震剪力，可按下式计算：

$$V=v\alpha_1 G_{eq}$$
 (22.3.4)

式中 V ——热风炉底部总水平地震剪力（N）；
 v ——热风炉底部剪力修正系数，可按表 22.3.4；
 G_{eq} ——炉体的等效重力荷载（N），对于刚性连通管的外燃式热风炉，应分别采用取蓄热室和燃烧室的炉体重力荷载代表值。

表 22.3.4 热风炉底部剪力修正系数

场地分类	基本自振周期（s）
------	-----------

	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
I	0.80	0.98	1.19	1.19	1.07	0.99	0.94
II	0.70	0.80	0.92	1.05	1.19	1.19	1.15
III	0.55	0.73	0.80	0.88	0.96	1.00	1.00
IV	0.42	0.65	0.68	0.71	0.75	0.80	0.85

22.3.5 内燃式热风炉或刚性连通管外燃式热风炉的蓄热室和燃烧室的底部总地震弯矩，可按下式计算：

$$M=0.5\alpha_1 G_{eq} h \quad (22.3.5)$$

式中 M ——热风炉底部总地震弯矩 (N·m)。

22.3.6 炉壳承担水平地震作用效应。

22.3.7 热风炉结构构件的截面抗震验算，应着重验算炉壳、炉底与基础或支架顶板的连接和燃烧室、混风室的支承结构等；地震作用标准值效应与其它荷载效应的基本组合，应符合本规范第 5.4.1 条规定，并应计入正常生产时的炉内气压和温度作用标准值效应。

22.3.8 燃烧室为钢筒支承的柔性连通管外燃式热风炉，其蓄热室和燃烧室结构的抗震验算，可按内燃式热风炉的规定执行。

22.3.9 燃烧室为支架支承的柔性连通管外燃式热风炉结构，可只计算水平地震作用，并宜采用板单元和梁单元空间模型按振型分解反应谱法进行抗震计算。

22.3.10 炉体底部应采取加强措施，如筒壁与底板连接处做成圆弧形状或设置加劲肋，并在炉底内设置耐热钢筋混凝土板等。

炉底与基础或支架顶板的连接宜适当加强，烘炉投产后应拧紧炉底连接螺栓。

22.3.11 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度、9 度时，各主要管道与炉体连接处宜适当加强，如设置加劲肋或局部增大炉壳和管壁厚度等。9 度时，热风主管至各炉体的短管上，宜设置膨胀器。

22.3.12 位于Ⅲ、Ⅳ类场地或不均匀地基时，每座刚性连通管外燃式热风炉，其蓄热室和燃烧室应设在同一整片基础上。

22.3.13 外燃式热风炉的燃烧室采用钢支架支承时，支架柱的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ；梁、柱截面板件宽厚比限值应符合本规范表 7.4.2-2 的规定；柱脚与基础宜采用固接，当采用铰接柱脚时，应有可靠的抗剪措施。

22.3.14 外燃式热风炉的燃烧室采用钢筋混凝土框架支承时，框架构造措施应满足本规范第六章中框架结构抗震等级为二级的要求，且各柱的纵向钢筋最小配筋率均应符合角柱的规定；不直接承受竖向荷载的框架横梁，其截面上、下纵向钢筋应等量配置。

22.3.15 热风炉系统框架及余热回收框架宜采用钢结构，其抗震构造措施应满足本规范第 7 章钢结构框架结构的要求。

22.4 除尘器、洗涤塔

22.4.1 下列结构可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。

1. 除尘器和洗涤塔的筒体。
2. 6 度、7 度Ⅰ、Ⅱ类场地时，旋风除尘器框架和重力除尘器支架。

3. 6 度、7 度和 8 度 I、II 类场地时，洗涤塔支架。

22.4.2 旋风除尘器框架或重力除尘器结构的抗震计算，宜优先采用与高炉、粗煤气管组成的空间模型，且可只计算水平地震作用。除尘器的重力荷载代表值按 22.4.3 条的规定取值。

22.4.3 重力除尘器和洗涤塔，亦可按单质点体系简化计算，其重力荷载代表值，可按本规范第 5.1.4 条的规定取值，但除尘器筒体内正常生产时的最大积灰荷载的组合值系数可取 1.0。除尘器和洗涤塔的总水平地震作用，应作用于筒体的重心处。

22.4.4 除尘器和洗涤塔抗震验算时，地震作用标准值和其它荷载效应的基本组合，除应符合本规范第 5.4.1 条规定外，尚应满足下列要求：

1. 重力除尘器宜计入正常生产时粗煤气管温度变形对除尘器结构的作用效应。
2. 洗涤塔和旋风除尘器宜计入风荷载效应。

22.4.5 7 度 III、IV 类场地和 8 度、9 度时，旋风除尘器、重力除尘器和洗涤塔应满足下列构造措施要求：

1. 筒体在支座处宜设置水平环梁。
2. 筒体与支架以及支架柱脚与基础的连接应适当加强，并应有可靠的抗剪措施。
3. 管道与筒体的连接处，宜采取加强措施，如设置加劲肋或局部增加钢壳厚度等。
4. 旋风除尘器框架和重力除尘器支架主要支撑杆件的长细比，按压杆设计时不应大于

$120\sqrt{235/f_y}$ ，按拉杆设计时不应大于 $150\sqrt{235/f_y}$ 。

22.5 主皮带上料通廊

22.5.1 6 度和 7 度 I、II 类场地时，通廊的廊身及钢支架可不进行抗震验算，但应满足抗震措施要求。

22.5.2 8 度和 9 度时跨度不小于 24m 的廊身结构，应进行竖向地震作用的抗震验算。

22.5.3 计算通廊支架时通廊的水平地震作用和竖向地震作用计算应符合本规范第 16.2.7 条的规定，并宜按空间结构进行计算。构件截面抗震验算时，地震作用标准值与其它荷载效应的基本组合，应符合本规范第 5.4.1 条的规定，但皮带机头部张力的组合值系数可取 0。

22.5.4 构造措施：

1. 通廊的跨间承重结构应采用空间钢桁架。两端设置门型刚架，刚架柱在其平面内和平面外按柱全高计算的长细比分别不宜大于 $50\sqrt{235/f_y}$ 和 $100\sqrt{235/f_y}$ 。

2. 通廊支承结构应采用钢结构，并沿纵向在两个转运站之间设置一个固定支架，其余支架可为单片支架。支架柱的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ 。

3. 通廊在高炉炉顶框架上的支承型式，应采用铰接单片支架或滚动支座；当采用滚动支座时，应有足够的滚动范围和防止地震时滑落的措施；7 度 III、IV 类场地和 8 度 I、II 类场地时，单向滚动范围不宜小于 100mm；8 度 III、IV 类场地和 9 度时，单向滚动范围不宜小于 150mm。

4. 通廊与机械传动室或转运站等建（构）筑物之间，应设防震缝。防震缝应符合本规范第 16.1.6 条的规定。

5. 通廊桁架现场拼接接头处，弦杆宜采用高强度螺栓连接，腹杆可采用现场焊接。

6. 支架柱脚与基础的连接，应有可靠的抗剪措施。

23 尾矿坝

23.1 一般规定

- 23.1.1 本章适用于冶金矿山新建和运行中的尾矿坝。
- 23.1.2 尾矿坝的抗震等级应按本规范附录 23-A 确定。
- 23.1.3 二级以下尾矿坝的设计地震动参数，可根据《中国地震动参数区划图》GB18306 确定。一、二级尾矿坝的设计地震动参数，应按批准的场地地震危险性分析结果确定。
- 23.1.4 尾矿坝坝址宜选择在对抗震有利的地段。未经论证，不得在对抗震不利或危险地段建坝。
- 23.1.5 设防烈度为 6 度和 7 度时，宜采用上游式筑坝工艺；8 度和 9 度时，宜采用中线式和下游式筑坝工艺；经论证可行时，8 度也可采用上游式筑坝工艺。
- 23.1.6 设防烈度为 6 度时，三级以下尾矿坝可不进行抗震验算，但应满足本章规定的抗震构造和工程措施要求；9 度时，除进行抗震计算外，尚应采取专门研究的抗震构造和工程措施。
- 23.1.7 一般情况下，尾矿坝的抗震计算只计入水平向地震作用。设防烈度大于 7 度时，三级及以上尾矿坝应同时计入竖向地震作用，竖向地震荷载可取水平向的 2/3。

23.2 抗震计算

- 23.2.1 尾矿坝应按偶遇地震作用进行抗震计算。除一、二级尾矿坝外，场地设计基本地震加速度应按本规范表 3.2.2 的规定取值。
- 23.2.2 尾矿坝抗震计算应包括地震液化分析和地震稳定分析。三级及以上的尾矿坝，尚应进行坝体地震永久变形分析。
- 23.2.3 尾矿坝抗震计算除对设计坝高外，尚应对坝体堆筑至 1/2-1/3 设计高度时的工况进行分析。
- 23.2.4 运行中的尾矿坝，当实际状态与原设计有明显不同时，应进行校核性抗震验算。
- 23.2.5 尾矿坝地震液化分析应符合以下规定：
1. 三级以下尾矿坝可采用简化计算分析方法；
 2. 三级及以上尾矿坝应采用二维或三维时程计算分析方法。
- 23.2.6 尾矿坝地震液化简化计算，采用剪应力对比法，计算方法可按本规范附录 23-B 的规定执行。当有成熟经验时，也可采用其它方法。
- 23.2.7 采用动力时程分析方法计算尾矿坝地震液化时，应满足本规范附录 23-C 的基本要求。
- 23.2.8 尾矿坝地震稳定分析宜采用拟静力法，可按圆弧法进行验算。但坝体或坝基中存在软弱薄层时，尚应验算沿软弱层滑动的可能性。
- 23.2.9 设防烈度为 9 度或三级及以上的尾矿坝，坝体抗震稳定计算除采用拟静力法外，尚应采用时程法进行分析，综合判断坝体地震安全性。采用动力分析法计算尾矿坝地震稳定性，

应满足附录 23-C 的基本要求。

23.2.10 对可能发生地震液化的尾矿坝，尚应验算坝体震后的抗滑稳定性能。

23.2.11 用拟静力法进行抗震稳定计算时，可采用瑞典法或简化 Bishop 法，也可采用其它成熟的方法。采用瑞典法进行坝体抗滑地震稳定验算，应按本规范附录 23-D 的规定执行。

23.2.12 采用瑞典圆弧法进行抗震稳定计算时，坝坡抗滑稳定安全系数应不小于表 23.2.12 规定的数值。当采用简化毕肖普法计算时，相应安全系数应提高 5%~10%。

表 地震稳定性最小安全系数值

坝的等级		
二级	三级	四、五级
1.15	1.10	1.05

23.3 工程构造和抗震措施

23.3.1 上游法尾矿坝外坡坡度不宜大于 14°。

23.3.2 尾矿坝干滩长度应不小于坝体高度，且不小于 40m。

23.3.3 三级及以上尾矿坝下游坡面浸润线埋深不宜小于 6m，三级以下尾矿坝不宜小于 4m。

23.3.4 根据工程类别和实际情况，选择采用以下有利于坝体地震稳定性的工程措施：

1. 控制尾矿坝的上升速度。
2. 放缓下游坝坡的坡度。
3. 在坝基和坝体内设置排渗设施。
4. 在下游坝坡设置排渗井等设施。
5. 在坝下游坡增设反压体。
6. 采用加密法加固下游坝坡和沉积滩。

23.3.5 三级及以上尾矿坝，应设置变形和浸润线等监测装置。

24 索道支架

24.1 一般规定

24.1.1 本章规定适用于单、双线循环式货运索道支架和单线循环式、双线往复式客运索道支架（以下简称支架）。

24.1.2 支架宜采用钢结构。下列情况下不宜采用钢筋混凝土结构：

1. 高度大于 15 米；
2. 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地或 9 度。

24.1.3 支架结构构件的截面抗震验算，应符合本规范第 5.4.2 条的有关规定。

24.1.4 8 度、9 度时支架基础应按本规范第四章有关规定进行地基抗震承载力验算。

24.2 抗震计算

24.2.1 支架应按本规范第 5.1.5 条计算水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算。

24.2.2 支架采用底部剪力法和振型分解反应谱法进行抗震设计时，应符合本规范第 5 章的有关规定。

24.2.3 在进行抗震验算时，钢筋混凝土支架的结构阻尼比可取 0.05，钢支架的结构阻尼比可取 0.03。

24.2.4 计算地震作用时，重力荷载代表值取结构构件、固定设备自重标准值和各竖向可变荷载的组合值之和。自重标准值和各竖向可变荷载的组合值系数应按下列规定采用：

1. 支架结构和索系自重取 1.0；
2. 操作台活荷载取 0.5，按实际情况考虑时应取 1.0；货车(或客车)活荷载应取 1.0；
3. 雪荷载取 0.5。

24.2.5 应沿索道方向(以下简称纵向)和垂直于索道方向(以下简称横向)分别计算支架的水平地震作用。

24.2.6 计算支架的纵向水平地震作用时，可不计入索系对支架的影响。

24.2.7 计算支架的横向水平地震作用时，应按不计索系影响计算结果的 80%和计入索系影响的计算结果两者的较大值采用。

24.2.8 计算支架的横向水平地震作用时，计入索系影响的力学模型可按下列规定确定：

1. 支架简化为单质点的弹簧质量系统，索系及其上的货车(或客车)简化为悬吊于支架顶端的单摆系统，如(图 24.2.8)所示；

2. 支架的顶部集中重力荷载代表值 G_1 取支架结构构件自重标准值的 50%、固定设备自重标准值和各竖向可变荷载的组合值之和。

3. 索系的重力荷载代表值 G_2 取支架两侧跨间钢索自重标准值和各竖向可变荷载的组合值之和的 1/2。

4. 计入索系影响计算支架的横向水平地震作用时可按本规范第 5.2.2 条的规定。其中

结构体系自振周期 T_j 和各振型下水平相对位移 X_{ji} 应分别按下列规定确定：

1) 结构体系自振周期：

$$T_j = \frac{2\pi}{\omega_j} \quad (j=1, 2) \quad (24.2.8-1)$$

$$\omega_{1,2} = \sqrt{\frac{g(kl + G_1 + G_2)}{2G_1l} \left(1 \mp \sqrt{1 - (4klG_1 / (kl + G_1 + G_2)^2)} \right)} \quad (24.2.8-2)$$

$$l = \frac{2}{3} \left(\frac{G_{2l}f_l + G_{2r}f_r}{G_{2l} + G_{2r}} \right) \quad (24.2.8-3)$$

式中 ω_j ——结构体系自振圆频率 (rad/s)；

k ——支架的侧移刚度 (N/m)，为使支架顶部产生单位侧向位移时需在支架顶部施加的水平集中力；

l ——索系等效摆长 (m)；

G_{2l} 、 G_{2r} ——分别为支架两侧索系的重力荷载代表值 (N)；

f_l 、 f_r ——分别为支架两侧索系的垂度 (m)；

g ——重力加速度 (m/s^2)。

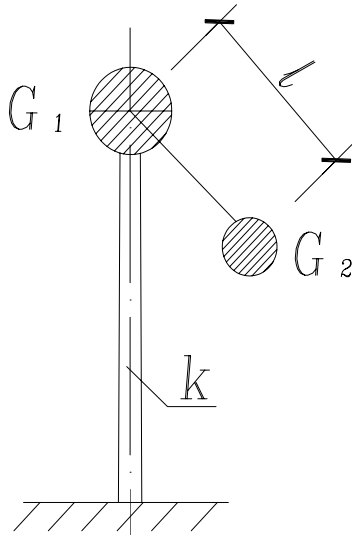


图 24.2.8 横向索道支架计算简图

k ——支架的侧移刚度

l ——索系等效摆长

G_1 ——支架的等效重力荷载代表值 G_2 ——索系的等效重力荷载代表值

2) 各振型下质点水平相对位移:

$$\begin{aligned} X_{11} &= 1; & X_{12} &= \frac{k - \omega_1^2 G_1 / g}{G_2 / l} \\ X_{21} &= 1; & X_{22} &= \frac{k - \omega_2^2 G_1 / g}{G_2 / l} \end{aligned} \quad (24.2.8-4)$$

24.2.9 和 9 度时应考虑索系在竖向地震作用下的竖向振动对支架的动力影响, 可将索系作用在支架上部的张力乘以 1.1 的放大系数进行设计。

24.2.10 8 度和 9 度时支架的地震作用效应应分别乘以 1.05 和 1.1 的增大系数。

24.2.11 支架的地震作用标准值效应与其它荷载效应的基本组合, 应按下式计算:

$$S = \gamma_G S_{GEr} + \gamma_{Eh} S_{Ek} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \gamma_w \psi_w S_{wk} + \gamma_t \psi_t S_{tk} + \gamma_q \psi_q S_{qk} \quad (24.2.11)$$

式中 γ_q ——索系作用的分项系数, 一般取 1.4;

ψ_q ——索系作用的组合值系数, 一般取 1.0;

S_{qk} ——索系作用的效应。

其余符号涵义见本规范第 5.4.1 条。

24.3 构造措施

24.3.1 按 7 度及以上抗震设防的钢支架, 其杆件长细比不宜大于 $60\sqrt{235/f_y}$ 。按 6 度抗震设防和非抗震设防的钢支架, 其杆件长细比不宜大于 $120\sqrt{235/f_y}$ 。其中对按 7 度和 8 度抗震设防的钢支架的腹杆, 其杆件长细比不宜大于 $80\sqrt{235/f_y}$ 。

24.3.2 钢筋混凝土支架的混凝土强度等级不宜低于 C30。

24.3.3 钢筋混凝土支架和钢支架应分别符合本规范第 6.3 节和第 7.3 节有关框架柱抗震构造措施的规定。

24.3.4 桁架式钢支架的横膈设置, 应符合下列规定:

1. 支架坡度改变处, 应设置横膈;
2. 8 度时, 横膈间距不应大于 2 个节间的长度, 且不应大于 12 米; 9 度时, 横膈间距不应大于 1 个节间的长度, 且不应大于 6 米。

25 挡土结构

暂缺。

附录A 我国主要城镇抗震设防烈度、

设计基本地震加速度和设计地震分组

本附录仅提供我国抗震设防区各县级及县级以上城镇的中心地区建筑工程抗震设计时所采用的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组。

注：本附录一般把“设计地震第一、二、三组”简称为“第一组、第二组、第三组”。

A.0.1 首都和直辖市

1. 抗震设防烈度为 8 度设计基本地震加速度值为 0.20g:

北京(除昌平门头沟外的 11 个市辖区), 平谷, 大兴, 延庆, 宁河, 汉沽。

2. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

密云, 怀柔, 昌平, 门头沟, 天津(除汉沽、大港外的 12 个市辖区), 蓟县, 宝坻, 静海。

3. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g:

大港, 上海(除金山外的 15 个市辖区), 南汇, 奉贤

4. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

崇明, 金山, 重庆(14 个市辖区), 巫山, 奉节, 云阳, 忠县, 丰都, 长寿, 璧山, 合川, 铜梁, 大足, 荣昌, 永川, 江津, 綦江, 南川, 黔江, 石柱, 巫溪*

注: 1 首都和直辖市的全部县级及县级以上设防城镇, 设计地震分组均为第一组;

2 上标*指该城镇的中心位于本设防区和较低设防区的分界线, 下同。

A.0.2 河北省

1. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组: 廊坊(2 个市辖区) 唐山(5 个市辖区), 三河, 大厂, 香河, 丰南, 丰润, 怀来, 涿鹿

2. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组: 邯郸(4 个市辖区) 邯郸县, 文安, 任丘, 河间, 大城,, 涿州, 高碑店, 涿水, 固安, 永清, 玉田迁, 安卢, 龙滦县, 滦南, 唐海, 乐亭, 宣化, 蔚县, 阳原, 成安, 磁县, 临漳, 大名, 宁晋

3. 抗震设防烈度为 7 度设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组: 石家庄(6 个市辖区), 保定(3 个市辖区), 张家口(4 个市辖区), 沧州(2 个市辖区), 衡水邢台(2 个市辖区), 霸州, 雄县, 易县, 沧县, 张北, 万全, 怀安, 兴隆, 迁西, 抚宁, 黎青县, 献县, 广宗, 平乡, 鸡泽, 隆尧, 新河, 曲周, 肥乡, 馆陶, 广平, 高邑, 内丘, 邢台县, 赵县, 武安, 涉县, 赤城, 涞源, 定兴, 容城, 徐水, 安新, 高阳, 博野, 蠡县, 肃宁, 深泽, 安平, 饶阳, 魏县, 藁城, 栾城, 晋州, 深州, 武强, 辛集, 冀州, 任县, 柏乡, 巨鹿, 南和, 沙河, 临城, 泊头, 永年, 崇礼, 南宫*

第二组: 秦皇岛(海港、北戴河), 清苑, 遵化, 安国

4. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组: 正定, 围场, 尚义, 灵寿, 无极, 平山, 鹿泉, 井陉, 元氏, 南皮, 吴桥, 景县, 东光

第二组: 承德(除鹰手营子外的 2 个市辖区), 隆化, 承德县, 宽城, 青龙, 阜平, 满城, 顺平, 唐县, 望都, 曲阳, 定州, 行唐, 赞皇, 黄骅, 海兴, 孟村, 盐山, 阜城, 故城, 清河, 山海关, 沽源, 新乐, 武邑, 枣强, 威县

第三组: 丰宁, 滦平, 鹰手营子, 平泉, 临西, 邱县

A.0.3 山西省

1. 抗震设防烈度为 8 度设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组:太原(6 个市辖区),临汾,忻州,祁县,平遥,古县,代县,原平,定襄,阳曲,太谷,介休,灵石,汾西,霍州,洪洞,襄汾,晋中,浮山,永济,清徐

2. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组:大同(4 个市辖区),朔州(朔城区),大同县,怀仁,浑源,广灵,应县,山阴,灵丘,繁峙,五台,古交,交城,文水,汾阳,曲沃,孝义,侯马,新绛,稷山,绛县,河津,闻喜,翼城,万荣,临猗,夏县,运城,芮城,平陆,沁源*,宁武*

3. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组:长治(2 个市辖区),阳泉(3 个市辖区),长治县,阳高,天镇,左云,右玉,神池,寿阳,昔阳,安泽,乡宁,垣曲,沁水,平定,和顺,黎城,潞城,壶关第二组:平顺榆社武乡娄烦交口隰县蒲县吉县静乐孟县沁县陵川平鲁

4. 抗震设防烈度为 6 度设计基本地震加速度值为 0.05g:

第二组:偏关,河曲,保德,兴县,临县,方山,柳林

第三组:晋城,离石,左权,襄垣,屯留,长子,高平,阳城,泽州,五寨,岢岚,岚县,中阳,石楼,永和,大宁

A.0.4 内蒙古自治区

1. 抗震设防烈度为 8 度设计基本地震加速度值为 0.30g:

第一组:土默特右旗,达拉特旗*

2. 抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组:包头(除白云矿区外的 5 个市辖区),呼和浩特(4 个市辖区),土默特左旗,乌海(3 个市辖区),杭锦后旗,磴口,宁城,托克托*

3. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组:喀喇沁旗,五原,乌拉特前旗,临河,固阳,武川,凉城,和林格尔,赤峰(红山*元宝山区)

第二组:阿拉善左旗

4. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组:集宁,清水河,开鲁,傲汉旗,乌特拉后旗,卓资,察右前旗,丰镇,扎兰屯,乌特拉中旗,赤峰(松山区),通辽*

第三组:东胜准格尔旗

5. 抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组:满洲里,新巴尔虎右旗,莫力达瓦旗,阿荣旗,扎赉特旗,翁牛特旗,兴和,商都,察右后旗,科左中旗,科左后旗,奈曼旗,库伦旗,乌审旗,苏尼特右旗

第二组:达尔罕茂明安联合旗,阿拉善右旗,鄂托克旗,鄂托克前旗,白云

第三组:伊金霍洛旗,杭锦旗,四王子旗,察右中旗

A.0.5 辽宁省

1. 抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.20g:

普兰店,东港

2. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.15g:

营口(4 个市辖区),丹东(3 个市辖区),海城,大石桥,瓦房店,盖州,金州

3. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.10g:

沈阳(9 个市辖区),鞍山(4 个市辖区),大连(除金州外的 5 个市辖区),朝阳(2 个市辖区),辽阳(5 个市辖区),抚顺(除顺城外 3 个市辖区),铁岭(2 个市辖区),盘锦(2 个市辖区),盘山,朝阳县,辽阳县,岫岩,铁岭县,凌源,北票,建平,开原,抚顺县,灯塔,台安,大

洼,辽中

4. 抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为 0.05g:

本溪(4 个市辖区),阜新(5 个市辖区),锦州(3 个市辖区),葫芦岛(3 个市辖区),昌图,西丰,法库,彰武,铁法,阜新县,康平,新民,黑山,北宁,义县,喀喇沁,凌海,兴城,绥中,建昌,宽甸,凤城,庄河,长海,顺城

注:全省县级及县级以上设防城镇的设计地震分组,除兴城、绥中、建昌、南票为第二组外,均为第一组。

A.0.6 吉林省

1. 抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.20g:

前郭尔罗斯,松原

2. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.15g:

大安*

3. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.10g:

长春(6 个市辖区),吉林(除丰满外的 3 个市辖区),白城,乾安,舒兰,九台,永吉*

4. 抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为 0.05g:

四平(2 个市辖区),辽源(2 个市辖区),镇赉,洮南,延吉,汪清,图们,珲春,龙井,和龙,安图,蛟河,桦甸,梨树,磐石,东丰,辉南,梅河口,东辽,榆树,靖宇,抚松,长岭,通榆,德惠,农安,伊通,公主岭,扶余,丰满

注:全省县级及县级以上设防城镇,设计地震分组均为第一组。

A.0.7 黑龙江省

1. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.10g:

绥化,萝北,泰来

2. 抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为 0.05g:

哈尔滨(7 个市辖区),齐齐哈尔(7 个市辖区),大庆(5 个市辖区),鹤岗(6 个市辖区),牡丹江(4 个市辖区),鸡西(6 个市辖区),佳木斯(5 个市辖区),七台河(3 个市辖区),伊春(伊春区、乌马河区),鸡东,望奎,穆棱,绥芬河,东宁,宁安,五大连池,嘉荫,汤原,桦南,桦川,依兰,勃利,通河,方正,木兰,巴彦,延寿,尚志,宾县,安达,明水,绥棱,庆安,兰西,肇东,肇州,肇源,呼兰,阿城,双城,五常,讷河,北安,甘南,富裕,龙江,黑河,青冈*,海林*

注:全省县级及县级以上设防城镇,设计地震分组均为第一组。

A.0.8 江苏省

1. 抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.30g:

第一组:宿迁,宿豫*

2. 抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组:新沂,邳州,睢宁

3. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组:扬州(3 个市辖区),镇江(2 个市辖区) 东海、沭阳、泗洪、江都、大丰

4. 抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组:南京(11 个市辖区)淮安(除楚州外的 3 个市辖区),徐州(5 个市辖区),铜山,沛县,常州(4 个市辖区),泰州(2 个市辖区),赣榆,泗阳,盱眙,射阳,江浦,武进,盐城,盐都,东台,海安,姜堰,如皋,如东,扬中,仪征,兴化,高邮,六合,句容,丹阳,金坛,丹徒,溧阳,溧水,昆山,太仓

第三组:连云港(4 个市辖区),灌云

5. 抗震设防烈度为 6 度。设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组：南通(2个市辖区)，无锡(6个市辖区)，苏州(6个市辖区)，通州，宜兴，江阴，洪泽，金湖，建湖，常熟，吴江，靖江，泰兴，张家港，海门，启东，高淳，丰县

第二组：响水，滨海，阜宁，宝应，金湖

第三组：灌南，涟水，楚州

A.0.9 浙江省

1. 抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度值为0.10g：

岱山，嵊泗，舟山(2个市辖区)

2. 抗震设防烈度为6度，设计基本地震加速度值为0.05g：

杭州(6个市辖区)，宁波(5个市辖区)，湖州，嘉兴(2个市辖区)，温州(3个市辖区)，绍兴，绍兴县，长兴，安吉，临安，奉化，鄞县，象山，德清，嘉善，平湖，海盐，桐乡，余杭，海宁，萧山，上虞，慈溪，余姚，瑞安，富阳，平阳，苍南，乐清，永嘉，泰顺，景宁，云和，庆元，洞头

注：全省县级及县级以上设防城镇，设计地震分组均为第一组。

A.0.10 安徽省

1. 抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度值为0.15g：

第一组：五河泗县

2. 抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度值为0.10g：

第一组：合肥(4个市辖区)，蚌埠(4个市辖区)，阜阳(3个市辖区)，淮南(5个市辖区)，枞阳，怀远，长丰，六安(2个市辖区)，灵璧，固镇，凤阳，明光，定远，肥东，肥西，舒城，庐江，桐城，霍山，涡阳，安庆(3个市辖区)*，铜陵县*

3. 抗震设防烈度为6度，设计基本地震加速度值为0.05g：

第一组：铜陵(3个市辖区)，芜湖(4个市辖区)，巢湖，马鞍山(4个市辖区)，滁州(2个市辖区)，芜湖县，弋山，萧县，亳州，界首，太和，临泉，阜南，利辛，蒙城，凤台，寿县，颖上，霍丘，金寨，天长，来安，全椒，含山，和县，当涂，无为，繁昌，池州，岳西，潜山，太湖，怀宁，望江，东至，宿松，南陵，宣城，郎溪，广德，泾县，青阳，石台

第二组：濉溪，淮北

第三组：宿州

A.0.11 福建省

1. 抗震设防烈度为8度，设计基本地震加速度值为0.20g：

第一组：金门*

2. 抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度值为0.15g：

第一组：厦门(7个市辖区)，漳州(2个市辖区)，晋江，石狮，龙海，长泰，漳浦，东山，诏安

第二组：泉州(4个市辖区)

3. 抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度值为0.10g：

第一组：福州(除马尾外的4个市辖区)，安溪，南靖，华安，平和，云霄

第二组：莆田(2个市辖区)，长乐，福清，莆田县，平潭，惠安，南安，马尾

4. 抗震设防烈度为6度，设计基本地震加速度值为0.05g：

第一组：三明(2个市辖区)，政和，屏南，霞浦，福鼎，福安，柘荣，寿宁，周宁，松溪，宁德，古田，罗源，沙县，尤溪，闽清，闽侯，南平，大田，漳平，龙岩，永定，泰宁，宁化，长汀，武平，建宁，将乐，明溪，清流，连城，上杭，永安，建瓯

第二组：连江，永泰，德化，永春，仙游

A.0.12 江西省

1. 抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度值为0.10g：

寻乌，会昌

2. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

南昌(5 个市辖区)，九江(2 个市辖区)，南昌县，进贤，余干，九江县，彭泽，湖口，星子，瑞昌，德安，都昌，武宁，修水，靖安，铜鼓，宜丰，宁都，石城，瑞金，安远，定南，龙南，全南，大余

注：全省县级及县级以上设防城镇，设计地震分组均为第一组。

A.0.13 山东省

1. 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组：郯城，临沭，莒南，莒县，沂水，安丘，阳谷

2. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组：临沂(3 个市辖区)，潍坊(4 个市辖区)，菏泽，东明，聊城，苍山，沂南，昌邑，昌乐，青州，临朐，诸城，五莲，长岛，蓬莱，龙口，莘县，鄄城，寿光*

3. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组：烟台(4 个市辖区)，威海，枣庄(5 个市辖区)，淄博(除博山外的 4 个市辖区)，平原，高唐，茌平，东阿，平阴，梁山，郓城，定陶，巨野，成武，曹县，广饶，博兴，高青，桓台，文登，沂源，蒙阴，费县，微山，禹城，冠县，莱芜(2 个市辖区)*，单县*，夏津*

第二组：东营(2 个市辖区)，招远，新泰，栖霞，莱州，日照，平度，高密，垦利，博山，滨州*，平邑*

4. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组：德州，宁阳，陵县，曲阜，邹城，鱼台，乳山，荣成，兖州

第二组：济南(5 个市辖区)，青岛(7 个市辖区)，泰安(2 个市辖区)，济宁(2 个市辖区)，武城，乐陵，庆云，无棣，阳信，宁津，沾化，利津，惠民，商河，临邑，济阳，齐河，邹平，章丘，泗水，莱阳，海阳，金乡，滕州，莱西，即墨

第三组：胶南，胶州，东平，汶上，嘉祥，临清，长清，肥城

A.0.14 河南省

1. 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组：新乡(4 个市辖区)，新乡县，安阳(4 个市辖区)，安阳县，鹤壁(3 个市辖区)，原阳，延津，汤阴，淇县，卫辉，获嘉，范县，辉县

2. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组：郑州(6 个市辖区)，濮阳，濮阳县，长垣，封丘，修武，武陟，内黄，浚县，滑县，台前，南乐，清丰，灵宝，三门峡，陕县，林州*

3. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组：洛阳(6 个市辖区)，焦作(4 个市辖区)，开封(5 个市辖区)，南阳(2 个市辖区)，开封县，许昌县，沁阳，博爱，孟州，孟津，巩义，偃师，济源，新密，新郑，民权，兰考，长葛，温县，荥阳，中牟，杞县*，许昌*

4. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组：商丘(2 个市辖区)，信阳(2 个市辖区)，漯河，平顶山(4 个市辖区)，登封，义马，虞城，夏邑，通许，尉氏，睢县，宁陵，柘城，新安，宜阳，嵩县，汝阳，伊川，禹州，郾城，宝丰，襄城，鄢陵，扶沟，太康，鹿邑，郸城，沈丘，项城，淮阳，周口，商水，上蔡，临颍，西华，西平，栾川，内乡，镇平，唐河，邓州，新野，社旗，平舆，新县，驻马店，泌阳，汝南，桐柏，淮滨，息县，正阳，遂平，光山，罗山，潢川，商城，固始，南召，舞阳*

第二组：汝州，睢县，永城

第三组：卢氏，洛宁，渑池

A.0.15 湖北省

1. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g：

竹溪，竹山，房县

2. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g：

武汉(13 个市辖区)，荆州(2 个市辖区)，荆门襄樊(2 个市辖区)，襄阳十堰(2 个市辖区)，宜昌(4 个市辖区)，宜昌县，黄石(4 个市辖区)，恩施，咸宁，麻城，团风，罗田，英山，黄冈，鄂州，浠水，蕲春，黄梅，武穴，郧西，郧县，丹江口，谷城，老河口，宜城，南漳，保康，神农架，钟祥，沙洋，远安，兴山，巴东，秭归，当阳，建始，利川，公安，宣恩，咸丰，长阳，宜都，枝江，松滋，江陵，石首，监利，洪湖，孝感，应城，云梦，天门，仙桃，红安，安陆，潜江，嘉鱼，大冶，通山，赤壁，崇阳，通城，五峰*，京山*

注：全省县级及县级以上设防城镇，设计地震分组均为第一组。

A.0.16 湖南省

1. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g：

常德(2 个市辖区)

2. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g：

岳阳(3 个市辖区)，岳阳县，汨罗，湘阴，临澧，澧县，津市，桃源，安乡，汉寿

3. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g：

长沙(5 个市辖区)，长沙县，益阳(2 个市辖区)，张家界(2 个市辖区)，郴州(2 个市辖区)，邵阳(3 个市辖区)，邵阳县，泸溪，沅陵，娄底，宜章，资兴，平江，宁乡，新化，冷水江，涟源，双峰，新邵，邵东，隆回，石门，慈利，华容，南县，临湘，沅江，桃江，望城，溆浦，会同，靖州，韶山，江华，宁远，道县，临武，湘乡*，安化*，中方*，洪江*

注：全省县级及县级以上设防城镇，设计地震分组均为第一组。

A.0.17 广东省

1. 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g：

汕头(5 个市辖区)，澄海，潮安，南澳，徐闻，潮州*

2. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g：

揭阳，揭东，潮阳，饶平

3. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g：

广州(除花都外的 9 个市辖区)，深圳(6 个市辖区)，湛江(4 个市辖区)，汕尾海丰，普宁，惠来，阳江，阳东，阳西，茂名，化州，廉江，遂溪，吴川，丰顺，南海，顺德，中山，珠海，斗门，电白，雷州，佛山(2 个市辖区)*，江门(2 个市辖区)*，新会*，陆丰*

4. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g：

韶关(3 个市辖区)，肇庆(2 个市辖区)，花都，河源，揭西，东源，梅州，东莞，清远，清新，南雄，仁化，始兴，乳源，曲江，英德，佛冈，龙门，龙川，平远，大埔，从化，梅县，兴宁，五华，紫金，陆河，增城，博罗，惠州，惠阳，惠东，三水，四会，云浮，云安，高要，高明，鹤山，封开，郁南，罗定，信宜，新兴，开平，恩平，台山，阳春，高州，翁源，连平，和平，蕉岭，新丰*

注：全省县级及县级以上设防城镇，设计地震分组均为第一组。

A.0.18 广西壮族自治区

1. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g：

灵山，田东

2. 抗震设防烈度为 7 度设计基本地震加速度值为 0.10g：

玉林，兴业，横县，北流，百色，田阳，平果，隆安，浦北，博白，乐业*

3. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

南宁(6 个市辖区), 桂林(5 个市辖区), 柳州(5 个市辖区), 梧州(3 个市辖区), 钦州(2 个市辖区), 贵港(2 个市辖区), 防城港(2 个市辖区), 北海(2 个市辖区), 兴安, 灵川, 临桂, 永福, 鹿寨, 天峨, 东兰, 巴马, 都安, 大化, 马山, 融安, 象州, 武宣, 桂平, 平南, 上林, 宾阳, 武鸣, 大新, 扶绥, 邕宁, 东兴, 合浦, 钟山, 贺州, 藤县, 苍梧, 容县, 岑溪, 陆川, 凤山, 凌云, 田林, 隆林, 西林, 德保, 靖西, 那坡, 天等, 崇左, 上思, 龙州, 宁明, 融水, 凭祥, 全州

注: 全自治区县级及县级以上设防城镇, 设计地震分组均为第一组。

A.0.19 海南省

1. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.30g:

海口(3 个市辖区), 琼山

2. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

文昌, 定安

3. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

澄迈

4. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g:

临高, 琼海, 儋州, 屯昌

5. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

三亚, 万宁, 琼中, 昌江, 白沙, 保亭, 陵水, 东方, 乐东, 通什

注: 全省县级及县级以上设防城镇, 设计地震分组均为第一组。

A.0.20 四川省

1. 抗震设防烈度不低于 9 度, 设计基本地震加速度值不小于 0.40g:

第一组: 康定, 西昌

2. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.30g:

第一组: 冕宁*

3. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组: 松潘, 道孚, 泸定, 甘孜, 炉霍, 石棉, 喜德, 普格, 宁南, 德昌, 理塘

第二组: 九寨沟

4. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组: 宝兴, 茂县, 巴塘, 德格, 马边, 雷波

第二组: 越西, 雅江, 九龙, 平武, 木里, 盐源, 会东, 新龙

第三组: 天全, 荣经, 汉源, 昭觉, 布拖, 丹巴, 芦山, 甘洛

5. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组: 成都(除龙泉驿清白江的 5 个市辖区), 乐山(除金口河外的 3 个市辖区), 自贡(4 个市辖区), 宜宾, 宜宾县, 北川, 安县, 绵竹, 汶川, 都江堰, 双流, 新津, 青神, 峨边, 沐川, 屏山, 理县, 得荣, 新都*

第二组: 攀枝花(3 个市辖区), 江油, 什邡, 彭州, 郫县, 温江, 大邑, 崇州, 邛崃, 蒲江, 彭山, 丹棱, 眉山, 洪雅, 夹江, 峨眉山, 若尔盖, 色达, 壤塘, 马尔康, 石渠, 白玉, 金川, 黑水, 盐边, 米易, 乡城, 稻城, 金口河, 朝天区*

第三组: 青川, 雅安, 名山, 美姑, 金阳, 小金, 会理

6. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组: 泸州(3 个市辖区), 内江(2 个市辖区), 德阳, 宣汉, 达州, 达县, 大竹, 邻水, 渠县, 广安, 华蓥, 隆昌, 富顺, 泸县, 南溪, 江安, 长宁, 高县, 珙县, 兴文, 叙永, 古蔺, 金堂, 广汉, 简阳, 资阳, 仁寿, 资中, 犍为, 荣县, 威远, 南江, 通江, 万源, 巴

中,苍溪,阆中,仪陇,西充,南部,盐亭,三台,射洪,大英,乐至,旺苍,龙泉驿,清白江

第二组:绵阳(2个市辖区),梓潼,中江,阿坝,筠连,井研

第三组:广元(除朝天区外的2个市辖区),剑阁,罗江,红原

A.0.21 贵州省

1. 抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度值为0.10g:

第一组:望谟

第二组:威宁

2. 抗震设防烈度为6度,设计基本地震加速度值为0.05g:

第一组:贵阳(除白云外的5个市辖区),凯里,毕节,安顺,都匀,六盘水,黄平,福泉,贵定,麻江,清镇,龙里,平坝,纳雍,织金,水城,普定,六枝,镇宁,惠水,长顺,关岭,紫云,罗甸,兴仁,贞丰,安龙,册亨,金沙,印江,赤水,习水,思南*

第二组:赫章,普安,晴隆,兴义

第三组:盘县

A.0.22 云南省

1. 抗震设防烈度不低于9度,设计基本地震加速度值不小于0.40g:

第一组:寻甸东川

第二组:澜沧

2. 抗震设防烈度为8度,设计基本地震加速度值为0.30g:

第一组:剑川,嵩明,宜良,丽江,鹤庆,永胜,潞西,龙陵,石屏,建水

第二组:耿马,双江,沧源,勐海,西盟,孟连

3. 抗震设防烈度为8度,设计基本地震加速度值为0.20g:

第一组:石林,玉溪,大理,永善,巧家,江川,华宁,峨山,通海,洱源,宾川,弥渡,祥云,会泽,南涧

第二组:昆明(除东川外的4个市辖区),思茅,保山,马龙,呈贡,澄江,晋宁,易门,漾濞,巍山,云县,腾冲,施甸,瑞丽,梁河,安宁,凤庆*,陇川*

第三组:景洪,永德,镇康,临沧

4. 抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度值为0.15g:

第一组:中甸,泸水,大关,新平*

第二组:沾益,个旧,红河,元江,禄丰,双柏,开远,盈江,永平,昌宁,宁蒗,南华,楚雄,勐腊,华坪,景东*

第三组:曲靖,弥勒,陆良,富民,禄劝,武定,兰坪,云龙,景谷,普洱

5. 抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度值为0.10g:

第一组:盐津,绥江,德钦,水富,贡山

第二组:昭通,彝良,鲁甸,福贡,永仁,大姚,元谋,姚安,牟定,墨江,绿春,镇沅,江城,金平

第三组:富源,师宗,泸西,蒙自,元阳,维西,宣威

6. 抗震设防烈度为6度,设计基本地震加速度值为0.05g:

第一组:威信,镇雄,广南,富宁,西畴,麻栗坡,马关

第二组:丘北,砚山,屏边,河口,文山

第三组:罗平

A.0.23 西藏自治区

1. 抗震设防烈度不低于9度,设计基本地震加速度值不小于0.40g:

第二组:当雄,墨脱

2. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.30g:

第一组: 申扎

第二组: 米林, 波密

3. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组: 普兰, 聂拉木, 萨嘎

第二组: 拉萨, 堆龙德庆, 尼木, 仁布, 尼玛, 洛隆, 隆子, 错那, 曲松

第三组: 那曲, 林芝(八一镇), 林周

4. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组: 札达, 吉隆, 拉孜, 谢通门, 亚东, 洛扎, 昂仁

第二组: 日土, 江孜, 康马, 白朗, 扎囊, 措美, 桑日, 加查, 边坝, 八宿, 丁青, 类乌齐, 乃东, 琼结, 贡嘎, 朗县, 达孜, 日喀则*, 噶尔*

第三组: 南木林, 班戈, 浪卡子, 墨竹工卡, 曲水, 安多, 聂荣

5. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组: 改则, 措勤, 仲巴, 定结, 芒康

第二组: 昌都, 定日, 萨迦, 岗巴, 巴青, 工布江达, 索县, 比如, 嘉黎, 察雅, 左贡, 察隅, 江达, 贡觉

6. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组: 革吉

A.0.24 陕西省

1. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组: 西安(8 个市辖区), 渭南, 华县, 华阴, 潼关, 大荔

第二组: 陇县

2. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组: 咸阳(3 个市辖区), 宝鸡(2 个市辖区), 高陵, 千阳, 岐山, 凤翔扶风, 武功, 兴平, 周至, 眉县, 宝鸡县, 三原, 富平, 澄城, 蒲城, 泾阳, 礼泉, 长安, 户县, 蓝田, 韩城, 合阳

第二组: 凤县

3. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组: 安康, 平利, 乾县, 洛南

第二组: 白水, 耀县, 淳化, 麟游, 永寿, 商州, 铜川, (2 个市辖区)*, 柞水*

第三组: 太白, 留坝, 勉县, 略阳

4. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组: 延安, 清涧, 神木, 佳县, 米脂, 绥德, 安塞, 延川, 延长, 定边, 吴旗, 志丹, 甘泉, 富县, 商南, 旬阳, 紫阳, 镇巴, 白河, 岚皋, 镇坪, 子长*

第二组: 府谷, 吴堡, 洛川, 黄陵, 旬邑, 洋县, 西乡, 石泉, 汉阴, 宁陕, 汉中, 南郑, 城固

第三组: 宁强, 宜川, 黄龙, 宜君, 长武, 彬县, 佛坪, 镇安, 丹凤, 山阳

A.0.25 甘肃省

1. 抗震设防烈度不低于 9 度, 设计基本地震加速度值不小于 0.40g:

第一组: 古浪

2. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.30g:

第一组: 天水(2 个市辖区), 礼县, 西和

3. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组: 宕昌, 文县, 肃北, 武都

第二组：兰州(5 个市辖区)，成县，舟曲，徽县，康县，武威，永登，天祝，景泰，靖远，陇西，武山，秦安，清水，甘谷，漳县，会宁，静宁，庄浪，张家川，通渭，华亭

4. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组：康乐，嘉峪关，玉门，酒泉，高台，临泽，肃南

第二组：白银(2 个市辖区)，永靖，岷县，东乡，和政，广河，临潭，卓尼，迭部，临洮，渭源，皋兰，崇信，榆中，定西，金昌，两当，阿克塞，民乐，永昌

第三组：平凉

5. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组：张掖，合作，玛曲，金塔，积石山

第二组：敦煌，安西，山丹，临夏，临夏县，夏河，碌曲，泾川，灵台

第三组：民勤，镇原，环县

6. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

第二组：华池，正宁，庆阳，合水，宁县

第三组：西峰

A.0.26 青海省

1. 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组：玛沁

第二组：玛多，达日

2. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组：祁连，玉树

第二组：甘德，门源

3. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组：乌兰，治多，称多，杂多，囊谦

第二组：西宁(4 个市辖区)，同仁，共和，德令哈，海晏，湟源，湟中，平安，民和，化隆，贵德，尖扎，循化，格尔木，贵南，同德，河南，曲麻莱，久治，班玛，天峻，刚察

第三组：大通，互助，乐都，都兰，兴海

4. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

第二组：泽库

A.0.27 宁夏回族自治区

1. 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.30g:

第一组：海原

2. 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组：银川(3 个市辖区)，石嘴山(3 个市辖区)，吴忠，惠农，平罗，贺兰，永宁，青铜峡，泾源，灵武，陶乐，固原

第二组：西吉，中卫，中宁，同心，隆德

3. 抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.15g:

第三组：彭阳

4. 抗震设防烈度为 6 度，设计基本地震加速度值为 0.05g:

第三组：盐池

A.0.28 新疆维吾尔自治区

1. 抗震设防烈度不低于 9 度，设计基本地震加速度值不小于 0.40g:

第二组：乌恰，塔什库尔干

2. 抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为 0.30g:

第二组：阿图什，喀什，疏附

3. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

第一组: 乌鲁木齐(7 个市辖区), 乌鲁木齐县, 温宿, 阿克苏, 柯坪, 米泉, 乌苏, 特克斯, 库车, 巴里坤, 青河, 富蕴, 乌什*

第二组: 尼勒克, 新源, 巩留, 精河, 奎屯, 沙湾, 玛纳斯, 石河子, 独山子

第三组: 疏勒, 伽师, 阿克陶, 英吉沙

4. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组: 库尔勒, 新和, 轮台, 和静, 焉耆, 博湖, 巴楚, 昌吉, 拜城, 阜康*, 木垒*

第二组: 伊宁, 伊宁县, 霍城, 察布查尔, 呼图壁

第三组: 岳普湖

5. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组: 吐鲁番, 和田, 和田县, 昌吉, 吉木萨尔, 洛浦, 奇台, 伊吾, 鄯善, 托克逊, 和硕, 尉犁, 墨玉, 策勒, 哈密

第二组: 克拉玛依(克拉玛依区), 博乐, 温泉, 阿合奇, 阿瓦提, 沙雅

第三组: 莎车, 泽普, 叶城, 麦盖提, 皮山

6. 抗震设防烈度为 6 度, 设计基本地震加速度值为 0.05g:

第一组: 于田, 哈巴河, 塔城, 额敏, 福海, 和布克赛尔, 乌尔禾

第二组: 阿勒泰, 托里, 民丰, 若羌, 布尔津, 吉木乃, 裕民, 白碱滩

第三组: 且末

A.0.29 港澳特区和台湾省

1. 抗震设防烈度不低于 9 度, 设计基本地震加速度值不小于 0.40g:

第一组: 台中

第二组: 苗栗, 云林, 嘉义, 花莲

2. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.30g:

第二组: 台北, 桃园, 台南, 基隆, 宜兰, 台东, 屏东

3. 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g:

第二组: 高雄, 澎湖

4. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.15g:

第一组: 香港

5. 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g:

第一组: 澳门

附录B 土层剪切波速的确定

B.0.1 甲类、乙类构筑物，应根据原位测试结果确定土层的剪切波速值。

B.0.2 丙类构筑物，可根据实测土层标准贯入值和土层上覆压力，按下列公式近似估计土层剪切波速值：

$$v_{si} = a N^m \sigma_v^k \quad (\text{B. 0. 2})$$

式中 v_{si} ——第 i 土层的剪切波速 (m/s)；

N ——标准贯入击数；

σ_v ——土层上覆压力 (kpa)；

a m k ——计算系数，可按表 B. 0. 2 采用。

表 B. 0. 2 计算系数

系数名称	土的名称			
	粘性土	粉土	粉细中砂	粗砂砾砂
A	62.50	107.13	84.63	70.97
M	0.288	0.078	0.179	0.227
K	0.286	0.236	0.229	0.223

B.0.3 丁类构筑物，当缺少当地土层剪切波速的经验公式时，可由岩土性状按下式估计土层剪切波速值：

$$v_{si} = a h_{si}^b \quad (\text{B. 0. 3})$$

式中 v_{si} ——第 i 土层的剪切波速 (m/s)；

h_{si} ——标准贯入击数；

a b ——土层剪切波速计算系数和计算指数，可按表 B. 0. 3 采用。

表 B. 0. 3 计算系数

岩土性状	系数名称	土的名称			
		粘性土	粉细砂	中粗砂	卵砾碎石
固结较差的流塑、软塑粘性土、松散、稍密的砂土	A	70	90	80	-
	B	0.300	0.243	0.280	
软塑、可塑粘性土	A	100	120	120	170

土.中密或稍密的砂.砾.卵.碎石土	B	0.300	0.243	0.280	0.243
硬塑.坚硬粘性土.密实的砂.卵.碎石土	A B	130 0.300	150 0.243	150 0.280	200 0.243
再胶结的砂.砾.卵.碎石.风化岩石	A B	300—500 0.00			

附录C 场地分类和特征周期

d_{ov}(m) V_{se}(m/s)	<2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	15.0	20.0	30.0	35.0	40.0	45.0	48.0	50.0	65.0	80.0	90.0	100.0	110.0	≥120.0		场地类别
≥510	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	≥510	I
500	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	500	II
450	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.27	0.27	0.28	0.29	0.29	0.30	0.30	0.30	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34	0.34	450	
400	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.35	0.37	0.38	0.39	0.40	0.41	0.41	400	
350	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.30	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.36	0.38	0.39	0.40	0.40	0.41	0.42	350	
300	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.28	0.29	0.31	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.37	0.39	0.40	0.41	0.41	0.42	0.42	300	
275	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.28	0.30	0.32	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38	0.38	0.40	0.41	0.42	0.42	0.43	0.43	275	
250	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.27	0.28	0.31	0.33	0.35	0.36	0.37	0.37	0.38	0.39	0.40	0.42	0.43	0.44	0.45	0.45	250	III
225	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28	0.28	0.29	0.32	0.34	0.36	0.37	0.38	0.38	0.39	0.39	0.41	0.43	0.44	0.45	0.46	0.47	225	
200	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28	0.28	0.29	0.32	0.34	0.36	0.37	0.38	0.39	0.40	0.40	0.42	0.44	0.45	0.46	0.47	0.49	200	
180	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.28	0.28	0.29	0.32	0.35	0.37	0.38	0.39	0.40	0.40	0.41	0.43	0.46	0.48	0.49	0.50	0.51	180	
160	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.31	0.33	0.36	0.38	0.39	0.40	0.41	0.42	0.42	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.57	160	
150	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.34	0.36	0.39	0.40	0.41	0.42	0.43	0.43	0.47	0.51	0.53	0.55	0.57	0.59	150	
140	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.34	0.36	0.39	0.40	0.42	0.43	0.44	0.44	0.48	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	140	IV
120	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29	0.30	0.32	0.32	0.33	0.35	0.37	0.40	0.41	0.43	0.44	0.46	0.50	0.54	0.57	0.60	0.63	0.66	0.69	120	
100	0.25	0.25	0.26	0.28	0.29	0.31	0.33	0.33	0.34	0.36	0.38	0.41	0.43	0.44	0.46	0.47	0.48	0.52	0.57	0.60	0.63	0.66	0.69	100	
90	0.25	0.25	0.26	0.28	0.29	0.31	0.33	0.33	0.34	0.36	0.38	0.41	0.43	0.45	0.47	0.48	0.48	0.53	0.58	0.62	0.65	0.68	0.71	90	
85	0.25	0.25	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.34	0.35	0.36	0.38	0.42	0.43	0.45	0.48	0.49	0.49	0.54	0.60	0.64	0.67	0.71	0.74	85	
80	0.25	0.25	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.34	0.35	0.36	0.38	0.42	0.44	0.46	0.48	0.50	0.50	0.56	0.62	0.66	0.70	0.74	0.77	80	
	<2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	15.0	20.0	30.0	35.0	40.0	45.0	48.0	50.0	65.0	80.0	90.0	100.0	110.0	≥120.0		
场地类别	I		II										III						IV						

注：1. d_{ov}---覆盖层厚度（m）； 2.表中数值为特征周期（s）

附录D 框排架结构按平面计算的条件及

地震作用空间效应的调整系数

D.0.1 框排架结构，当同时符合下列条件时，可按横向或纵向多质点平面结构计算。

1. 7度和8度
2. 结构类型和吊车设置符合附表 D.0.1 中结构简图要求，且结构高度不大于图中规定值。

3. 柱距 6m。

4. 无檩体系屋盖。

5. 框排架跨度总和的适用范围：

表 D.0.1-1、D.0.1-2 15~27m；

表 D.0.1-3、D.0.1-4 38~50m；

表 D.0.1-5、D.0.1-6 54~66m；

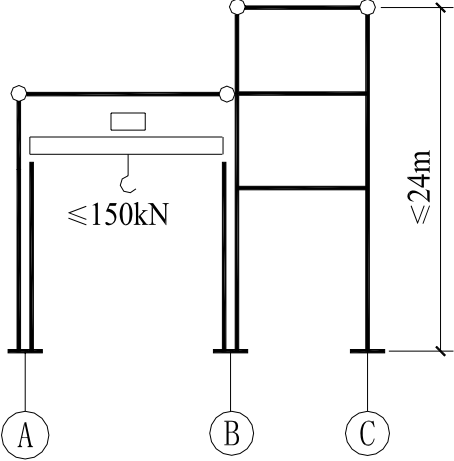
表 D.0.1-7、D.0.1-8 45~57m。

D.0.2 按平面结构计算时，应符合下列规定：

1. 应采用振型分解反应谱法，并应取不少于 6 个振型。
2. 墙体刚度不应计入。
3. 周期调整系数，横向取 0.9，纵向无纵墙时取 0.9，有纵墙时取 0.8。
4. 按平面计算柱的地震作用效应应乘以表 D.0.1-1~D.0.1-8 中相应的空间效应调整系数；框架梁端的空间效应调整系数，可采用其上柱和下柱的空间效应调整系数的平均值。

D.0.3 框排架柱，柱段按表 D. 0. 3 划分。

表 D.0.1-1 框排架结构纵向计算时柱的空间效应调整系数

列 线	上段柱			中段柱			下段柱			结 构 简 图
	屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			
	30	42	54	30	42	54	30	42	54	
A	1.3	13	1.3	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	BC跨可设置贮仓
B	1.3	1.3	1.3	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
C	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	0.9	

注：中间值可采用线性内插法确定，下表亦同。

表 D.0.1-2 框排架结构横向计算时柱的空间效应调整系数

山 墙	柱 段	屋 盖 纵 向 长 度 (m)								
		30			42			54		
		A	B	C	A	B	C	A	B	C
一 端 有 山 墙	上段柱	1.5	1.1	1.1	1.5	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5
	中段柱	1.0	1.2	1.2	1.0	1.3	1.3	1.1	1.3	1.3
	下段柱	1.3	1.1	1.1	1.3	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3
两 端 有 山 墙	上段柱	1.5	1.3	1.3	1.5	1.3	1.3	1.5	1.4	1.4
	中段柱	1.0	1.1	1.1	1.0	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2
	下段柱	1.2	1.1	1.1	1.2	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2

注：结构简图同表 D.0.1-1。

表 D.0.1-3 框排架结构纵向计算时柱的空间效应调整系数

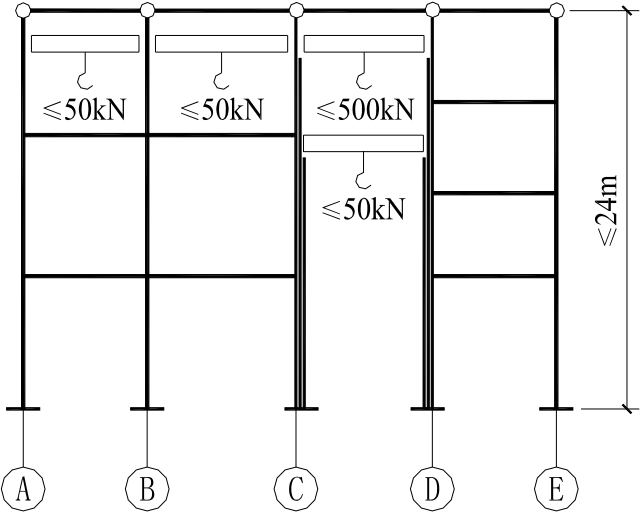
列 线	上段柱			中段柱			下段柱			结 构 简 图
	屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			
	30	42	54	30	42	54	30	42	54	
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	DE 跨可设置贮仓
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	
C	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	
D	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	
E	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	

表 D.0.1-4 框排架结构横向计算时柱的空间效应调整系数

山 墙	柱 段	屋 盖 纵 向 长 度 (m)														
		30					42					54				
		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
一 端 有 山 墙	上段柱	0.8	0.8	1.0	1.5	1.5	0.9	0.9	1.0	1.5	1.5	0.9	0.9	1.0	1.5	1.5
	中段柱	0.8	0.8	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	下段柱	0.8	0.8	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	1.2	1.1	0.9	0.9	1.0	1.1	1.1
两 端 有 山 墙	上段柱	0.8	0.8	1.0	1.5	1.5	0.9	0.9	1.0	1.5	1.5	0.9	0.9	1.0	1.5	1.5
	中段柱	0.8	0.8	1.0	0.9	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	下段柱	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	1.1	1.1	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0

注：结构简图同表 D.0.1-3。

表 D. 0. 1-5 框排架结构纵向计算时柱的空间效应调整系数

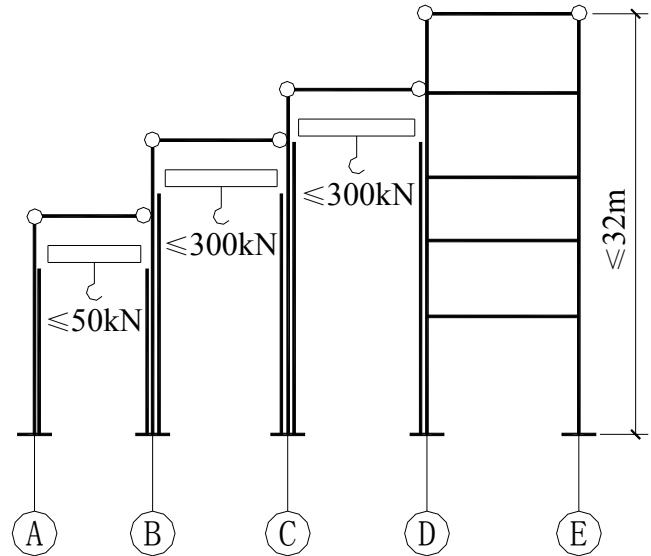
列 线	上段柱			中段柱			下段柱			结 构 简 图
	屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			
	30	42	54	30	42	54	30	42	54	
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	 DE 跨可设置贮仓
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
C	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
D	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
E	1.3	1.3	1.3	0.8	0.8	0.8	1.1	1.1	1.1	

表 D.0.1-6 框排架结构横向计算时柱的空间效应调整系数

山 墙	柱 段	屋 盖 纵 向 长 度 (m)														
		30					42					54				
		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
一 端 有 山 墙	上段柱	1.5	1.1	1.4	0.9	0.9	1.4	1.2	1.4	0.9	0.9	1.3	1.3	1.4	1.0	1.0
	中段柱	1.2	1.1	1.4	0.9	0.9	1.2	1.3	1.4	1.0	1.0	1.1	1.5	1.4	1.1	1.1
	下段柱	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	1.0	1.1	1.1	1.2	1.1	1.1
两 端 有 山 墙	上段柱	1.5	1.1	1.3	0.8	0.8	1.4	1.2	1.3	0.8	0.8	1.3	1.3	1.3	0.9	0.9
	中段柱	1.2	1.1	1.3	0.8	0.8	1.2	1.3	1.3	0.9	0.9	1.1	1.4	1.4	1.0	1.0
	下段柱	1.2	0.9	0.9	0.9	0.9	1.2	0.9	1.0	0.9	0.9	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0

注：结构简图同表 D.0.1-5。

表 D.0.1-7 框排架结构纵向计算时柱的空间效应调整系数

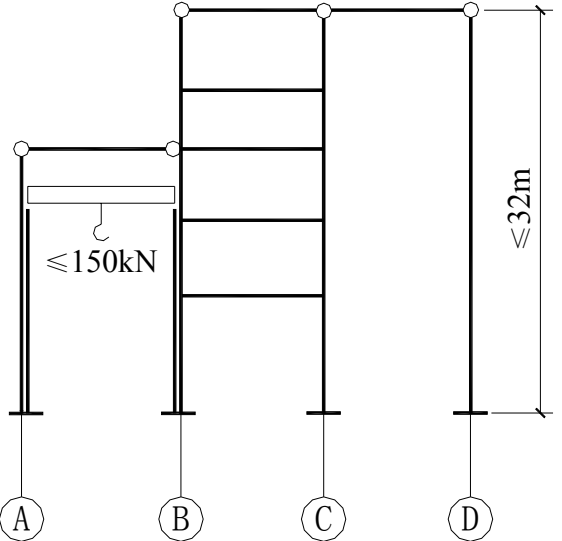
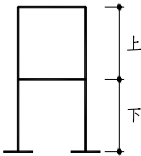
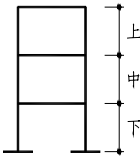
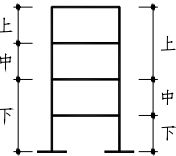
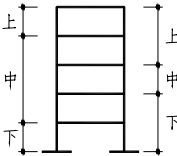
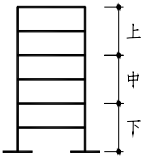
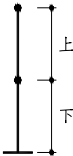
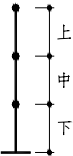
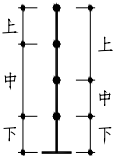
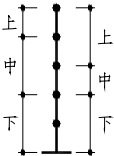
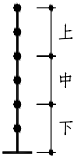
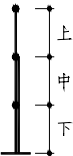
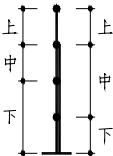
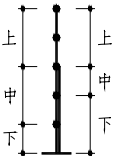
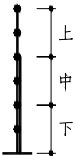
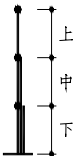
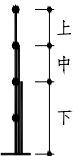
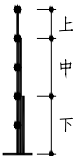
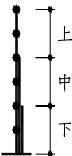
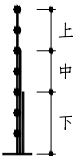
列 线	上段柱			中段柱			下段柱			结 构 简 图
	屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			屋盖纵向 长度(m)			
	30	42	54	30	42	54	30	42	54	
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	BC 跨可设置贮仓
B	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	
C	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	
D	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	

表 D.0.1-8 框排架结构横向计算时柱的空间效应调整系数

山 墙	柱 段	屋 盖 纵 向 长 度 (m)											
		30				42				54			
		A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
一 端 有 山 墙	上段柱	1.0	0.8	0.8	1.5	1.0	0.9	0.9	1.3	1.1	1.0	1.0	1.1
	中段柱	1.0	0.9	0.9	1.2	1.0	1.0	1.0	1.1	1.1	1.0	1.0	1.1
	下段柱	1.0	0.9	0.9	1.3	1.1	1.0	1.0	1.2	1.1	1.0	1.0	1.1
两 端 有 山 墙	上段柱	0.9	0.8	0.8	1.4	0.9	0.9	0.9	1.2	1.0	0.9	0.9	1.1
	中段柱	0.9	0.8	0.8	1.1	1.0	0.9	0.9	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0
	下段柱	1.0	0.8	0.9	1.2	1.0	0.9	0.9	1.1	1.0	0.9	0.9	1.0

注：结构简图同表 D.0.1-7。

表 D. 0. 3 框排架柱，柱段的划分

柱的形式	柱 段 划 分				
框架柱以层间划分上段柱、中段柱和下段柱					
单阶柱以质点划分上段柱、中段柱和下段柱					
二阶柱以质点和阶划分上段柱、中段柱和下段柱					
三阶柱以阶划分上段柱、中段柱和下段柱					

注：在一种简图中有两种划分法时，其空间效应调整系数采用大值

附录E 框架梁柱节点核心区截面抗震验算

E.0.1 一、二级框架梁柱节点核心区组合的剪力设计值，应按下列公式确定：

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a_s'} \left(1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - h_b} \right) \quad (\text{E. 0. 1-1})$$

9度时和一级框架结构尚应符合

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a_s'} \left(1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - h_b} \right) \quad (\text{E. 0. 1-2})$$

式中 V_j —— 梁柱节点核心区组合的剪力设计值；

h_{b0} —— 梁截面的有效高度，节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值；

a_s' —— 梁受压钢筋合力点至受压边缘的距离；

H_c —— 柱的计算高度，可采用节点上、下柱反弯点之间的距离；

h_b —— 梁的截面高度，节点两侧梁截面高度不等时采用平均值；

η_{jb} —— 节点剪力增大系数，一级取 1.35，二级取 1.2；

$\sum M_b$ —— 节点左右梁端反时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级时节点左右梁端均为负弯矩，绝对值较小的弯矩应取零；

$\sum M_{bua}$ —— 节点左右梁端反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定。

E.0.2 核心区截面有效验算宽度，应按下列规定采用：

1. 核心区截面有效验算宽度，当验算方向的梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2 时，可采用该侧柱截面宽度，当小于柱截面宽度的 1/2 时，可采用下列二者的较小值：

$$b_j = b_b + 0.5h_c \quad (\text{E. 0. 2-1})$$

$$b_j = b_c \quad (\text{E. 0. 2-2})$$

式中 b_j —— 节点核心区截面有效验算宽度；

b_b —— 梁截面宽度；

h_c —— 验算方向的柱截面高度；

b_c —— 验算方向的柱截面宽度。

2. 当梁、柱的中线不重合且偏心距不大于柱宽的 1/4 时，核心区的截面有效验算宽度可采用上款和下式计算结果的较小值。

$$b_j = 0.5(b_b + b_c) + 0.25h_c - e \quad (\text{E. 0. 2-3})$$

式中 e —— 梁与柱中线偏心距。

E.0.3 节点核心区组合的剪力设计值，应符合下列要求：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30\eta_j f_c b_j h_j) \quad (\text{E. 0. 3})$$

式中 η_j ——正交梁的约束影响系数，楼板为现浇，梁柱中线重合，四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2，且正交方向梁高度不小于框架梁高度的 3/4 时，可采用 1.5，9 度时宜采用 1.25，其他情况均采用 1.0；
 h_j ——节点核芯区的截面高度，可采用验算方向的柱截面高度；
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，可采用 0.85。

E.0.4 节点核芯区截面抗震受剪承载力，应采用下列公式验算：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{swj} \frac{h_{b0} - \alpha_s'}{s} \right) \quad (\text{E. 0. 4-1})$$

$$9 \text{ 度时 } V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{swj} \frac{h_{b0} - \alpha_s'}{s} \right) \quad (\text{E. 0. 4-2})$$

式中 N ——对应于组合剪力设计值的上柱组合轴向压力较小值，其取值不应大于柱的截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值的乘积的 50%，当 N 为拉力时，取 $N=0$ ；
 f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值；
 f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；
 A_{swj} ——核芯区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋的总截面面积；
 S ——箍筋间距。

附录F 山墙抗风柱的地震作用计算

F.0.1 山墙抗风柱的地震作用简图可根据实际支承情况按图 F. 0. 1-1 或图 F. 0. 1-2 计算，其地震作用由两部分组成：

1. 山墙抗风柱承担其自重、两侧相应范围内山墙的自重及管道平台等重力荷载所产生的地震作用，沿柱高可近似按倒三角形分布。
2. 屋盖纵向地震位移引起的山墙抗风柱的地震作用。

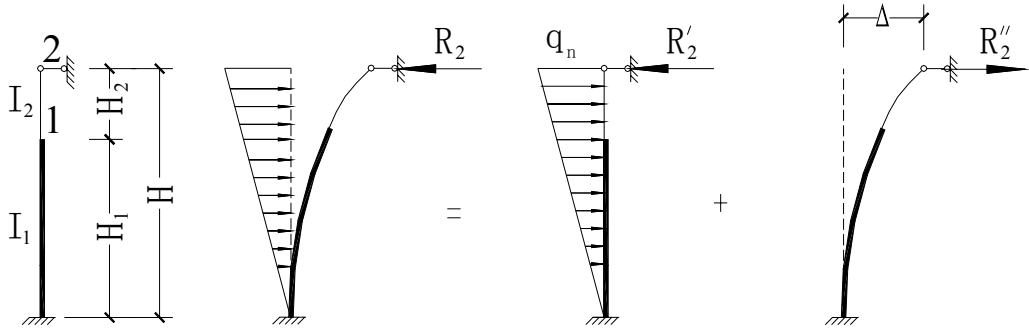


图 F. 0. 1-1 单铰支承柱计算简图

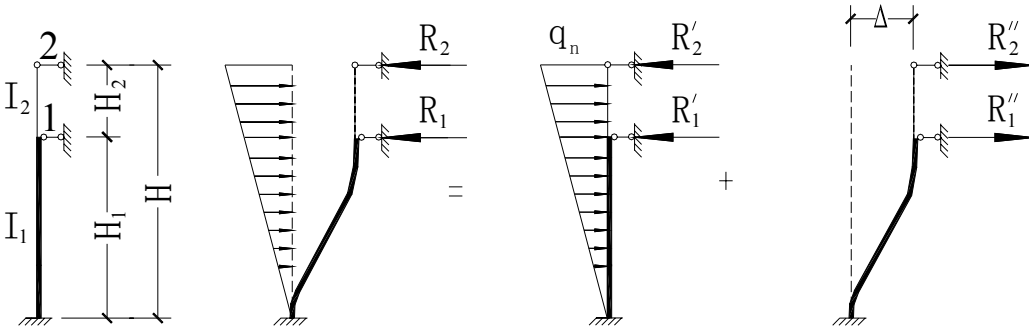


图 F. 0. 1-2 双铰支承柱计算简图

F.0.2 水平地震荷载作用下的铰支点反力：

1. 倒三角形地震作用引起的柱顶作用值：

$$q_n = 1.5\alpha_i G_i \quad (\text{F.0.2-1})$$

式中 α_i ——相应于厂房纵向基本自振周期的地震影响系数，可近似取为 $\alpha_{\max}$ ；

h_j ——单位高度上的柱自重和两侧按柱间中线划分的相应范围内的山墙自重，以及管道、平台自重和活荷载等折算为单位高度上的重力荷载代表值。

2. 单铰支点反力：

$$R_2' = \Delta_2 / \delta_{22} \quad (\text{F.0.2-2})$$

3. 双铰支点反力：

$$R_1' = \frac{\Delta_1 \delta_{22} - \Delta_2 \delta_{12}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} \quad (\text{F.0.2-3})$$

$$R_2' = \frac{\Delta_2 \delta_{11} - \Delta_1 \delta_{12}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} \quad (\text{F.0.2-4})$$

$$\Delta_1 = \frac{q_n H^4}{120 E_c I_1} (1 - \lambda)^2 (11 + 7\lambda + 3\lambda^2 - \lambda^3) \quad (\text{F.0.2-5})$$

$$\Delta_2 = \Delta_1 + \frac{q_n H^4}{120 E_c I_2} \lambda \left[(15 - 4\lambda) \lambda^3 + 5n(3 - 4\lambda^3 + \lambda^4) \right] \quad (\text{F.0.2-6})$$

$$\lambda = H^2 / H \quad (\text{F.0.2-7})$$

$$n = I_2 / I_1 \quad (\text{F.0.2-8})$$

$$\mu = \frac{1}{n} - 1 \quad (\text{F.0.2-9})$$

式中 Δ —— 屋盖纵向地震位移值，由厂房纵向地震作用计算得出，一般取山墙抗风柱所在跨两侧柱列的顶部纵向位移平均值乘以增大系数 1.2 采用；

$\delta_{11} \delta_{22} \delta_{12}$ —— 单阶柱在单位水平力作用下的侧移，下标第 1 个数字为位移点，第 2 个数字为力作用点；

I_2 、 I_1 —— 分别为上、下柱的截面惯性矩；

E_c —— 混凝土弹性模量。

F.0.3 屋盖纵向地震位移引起的铰支点反力：

1. 单铰支点反力：

$$R_2'' = \frac{3E_c I_1 \Delta}{(1 + \mu^3) H^3} \quad (\text{F.0.3-1})$$

2. 双铰支点反力：

$$R_1'' = \frac{(\delta_{22} - \delta_{12}) \Delta}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} \quad (\text{F.0.3-2})$$

$$R_2'' = \frac{(\delta_{11} - \delta_{12}) \Delta}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} \quad (\text{F.0.3-3})$$

F.0.4 铰支点处的组合弹性反力：

$$R_1 = R_1' - R_1'' \quad (\text{F.0.4-1})$$

$$R_2 = R_2' - R_2'' \quad (\text{F.0.4-2})$$

根据支点反力和倒三角形分布地震作用，可按悬臂梁求出各截面的地震作用效应。

F.0.5 配筋计算：

1. 山墙抗风柱仅承受自重及水平地震作用时，可按受弯构件计算配筋。

2. 山墙抗风柱支承墙重及管道平台等自重时，可按偏心受压构件计算配筋，其计算长度可按如下式采用：

单铰支承：上柱 $L_{02}=2H_2$ ，下柱 $L_{01}=1.1H_1$ ；

双铰支承：上柱 $L_{02}=1.5H_2$ ，下柱 $L_{01}=0.8H_1$ 。

附录G 钢支撑杆（构）件刚度及内力计算

G.0.1 当纵向支撑刚度

- 按典型的纵向柱列支撑布置（见图 G.0.1-1）时，其纵向柱列的刚度 K 按下式计算：

$$K = \frac{\sum K_{cb} \sum K_{wb}}{\sum K_{cb} + \sum K_{wb}} \quad (\text{G.0.1-1})$$

式中 $\sum K_{cb}$ ——厂房同一柱列中柱间支撑的刚度之和；

$\sum K_{wb}$ ——厂房同一柱列上屋架端部范围内垂直支撑的刚度之和。

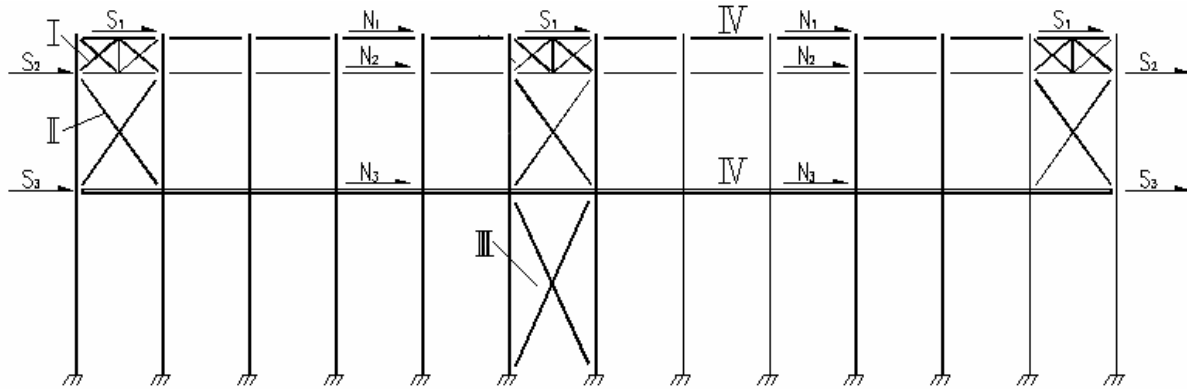


图 G.0.1 柱列纵向支撑布置

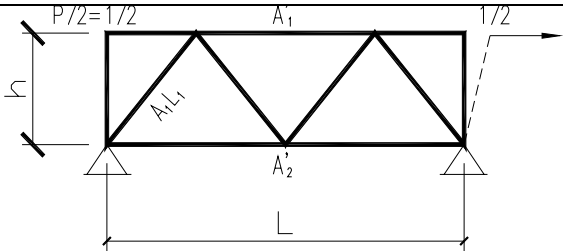
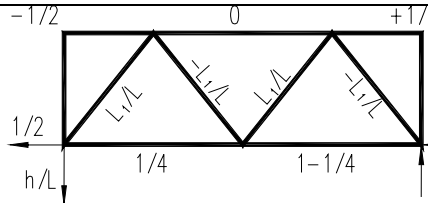
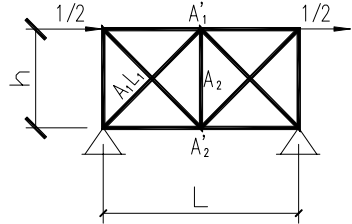
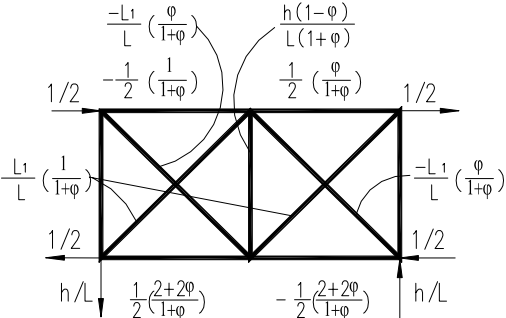
I - 屋架间的垂直支撑；II - 上柱支撑；III - 下柱支撑；IV - 系杆

S_1 —屋架的地震作用； S_2 —上柱柱顶的地震作用； S_3 —吊车梁顶的地震作用

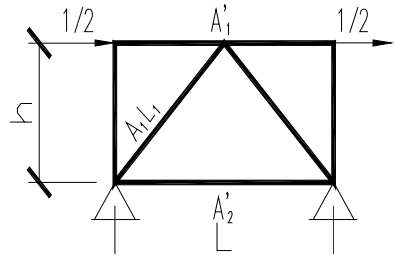
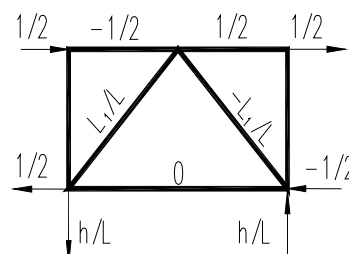
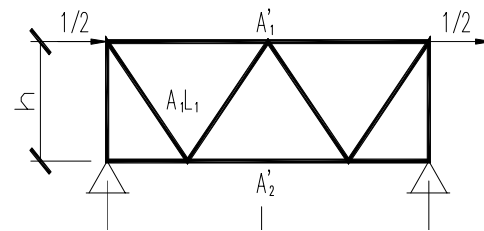
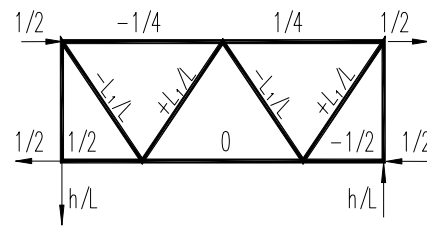
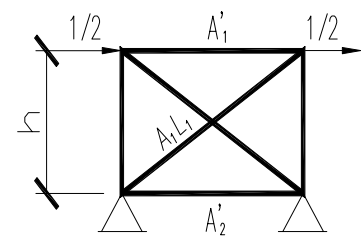
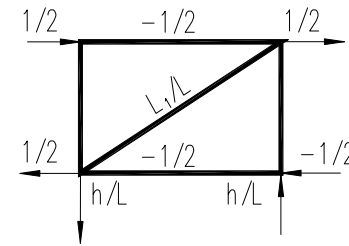
- 垂直支撑和柱间支撑图形在单位力作用下的变位 δ_{11} 计算公式见表 G.0.1，其相应的

刚度 $K = \frac{1}{\delta_{11}}$ 。

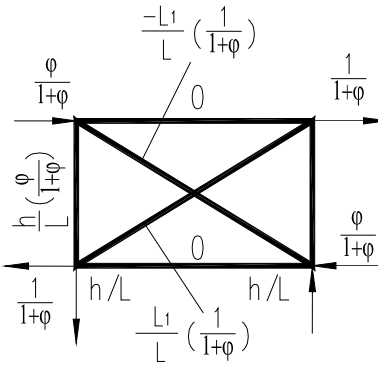
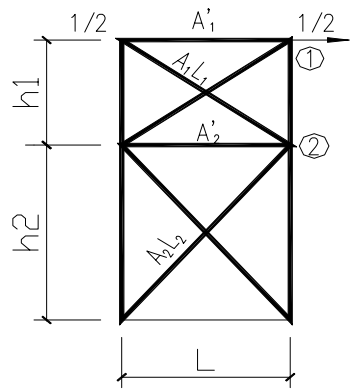
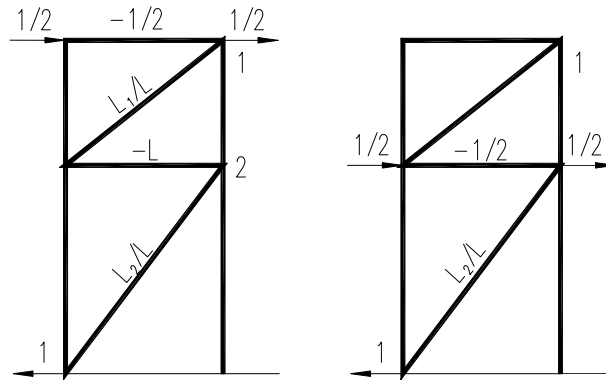
表 G.0.1 支撑刚度及内力计算公式

计算简图及内力		侧移公式
		$\delta_{11} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{4L^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_1} \times \frac{L}{8} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{16}$
		斜杆按拉杆设计（交叉斜杆 $\lambda > 150$ 时） $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{2L_1^3}{L_2} + \frac{1}{EA_2} \times \frac{h^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_1} \times \frac{L}{8} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{8}$
		斜杆按拉压设计（交叉斜杆 $\lambda \leq 150$ 时） $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{(1+\varphi^2)}{(1+\varphi)^2} \times \frac{2L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_1} \times \frac{(1+\varphi^2)}{(1+\varphi)^2} \times \frac{L}{8} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{(1-\varphi^2)}{(1+\varphi)^2} \times \frac{L}{8} + \frac{1}{EA_2} \times \frac{(1-\varphi)h^3}{(1+\varphi)L^2}$

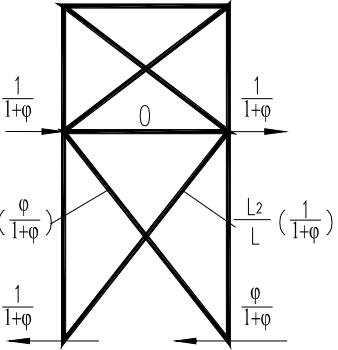
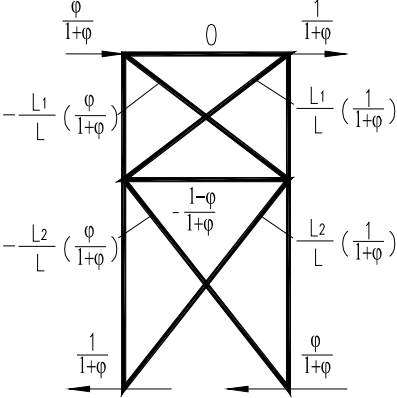
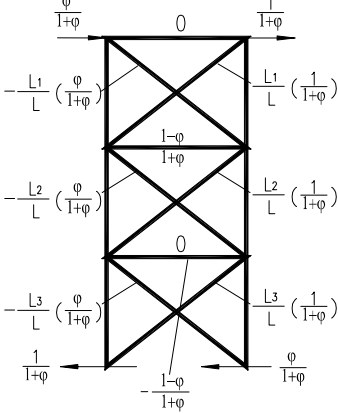
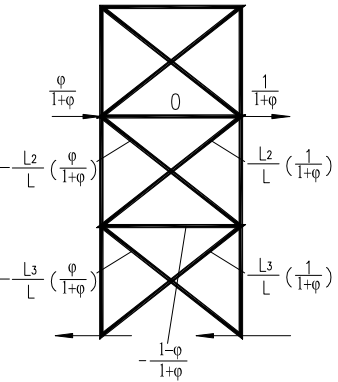
续表 G.0.1

计算简图及内力		侧移公式
 		$\delta_{11} = \frac{2}{EA_1} \times \frac{2L_1^3}{L} + \frac{1}{EA_1'} \times \frac{L}{4}$
 		$\delta_{11} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{4L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA_1'} \times \frac{L}{16} + \frac{1}{EA_2'} \times \frac{L}{8}$
		斜杆按拉杆设计（交叉斜杆 $\lambda > 150$ 时） $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA_1'} \times \frac{L}{4} + \frac{1}{EA_2'} \times \frac{L}{4}$

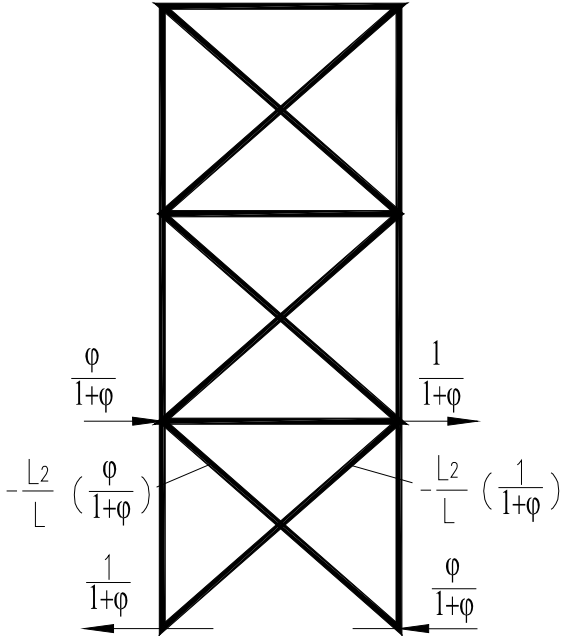
续表 G.0.1

计算简图及内力	侧移公式
	 斜杆按拉压杆设计（交叉斜杆 $\lambda \leq 150$ 时） $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1(1+\varphi)} \times \frac{L_1^3}{L^2}$
	斜杆按拉杆设计  $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA_2} \times \frac{L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_1} \times \frac{L}{4} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{2}$ $\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{2}$ $\delta_{22} = \frac{1}{EA_2} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{4}$

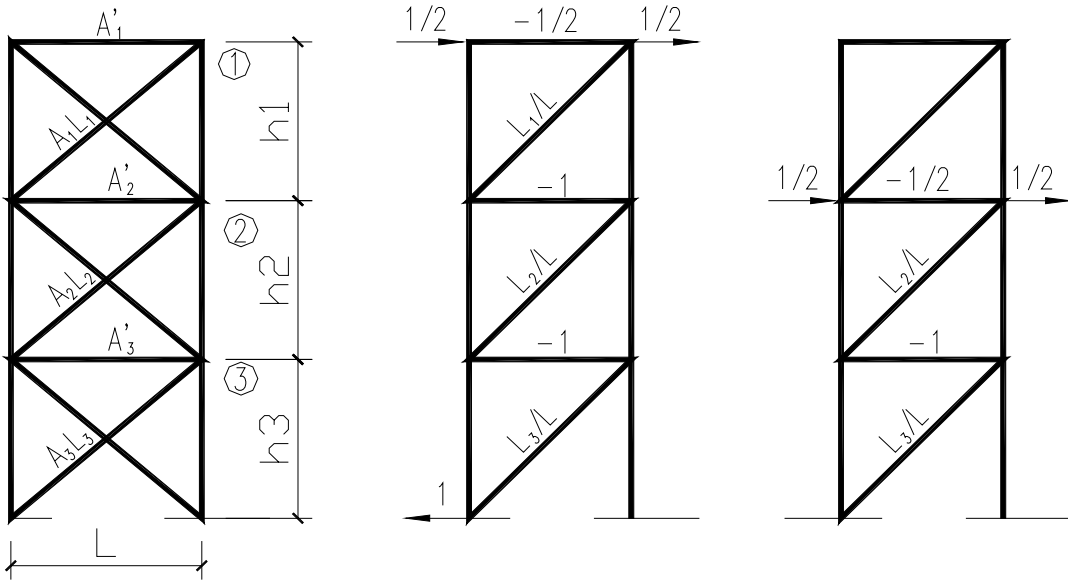
续表 G.0.1

计算简图及内力	侧移公式
 	斜杆按拉杆设计 $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1(1+\varphi)} \times \frac{L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA_2(1+\varphi)} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{1-\varphi}{1+\varphi} \times L$ $\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{EA_2(1+\varphi)} \times \frac{L_2^3}{L^2}$ $\delta_{22} = \frac{1}{EA_2(1+\varphi)} \times \frac{L_2^3}{L^2}$
  三层支撑	斜杆按拉杆设计 $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA_2} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_1} \times \frac{L}{4} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{2} + \frac{1}{EA'_3} \times \frac{L}{2}$ $\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{1}{EA_2} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{4} + \frac{1}{EA'_3} \times \frac{L}{2}$

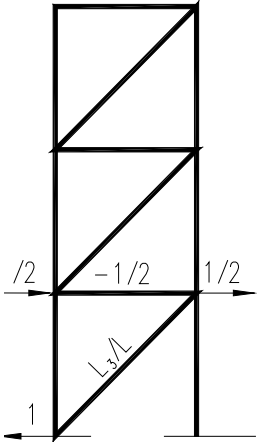
续表 G. 0. 1

计算简图及内力	侧移公式
三层支撑 	$\delta_{22} = \frac{1}{EA_1} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA_2} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_2} \times \frac{L}{4} + \frac{1}{EA'_3}$ $\delta_{13} = \delta_{31} = \frac{1}{EA_3} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_3} \times \frac{L}{2}$ $\delta_{23} = \delta_{32} = \frac{1}{EA_3} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_3} \times \frac{L}{2}$ $\delta_{33} = \frac{1}{EA_3} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_3} \times \frac{L}{4}$

续表 G.0.1

计算简图及内力	侧移公式
三层支撑 	斜杆按拉压杆设计 $\delta_{11} = \frac{1}{EA_1(1+\varphi)} \times \frac{L_1^3}{L^2} + \frac{1}{EA_2(1+\varphi)} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3(1+\varphi)} \times \frac{L_3^3}{L^2} + \frac{1}{EA'_2} \times \left(\frac{1-\varphi}{1+\varphi} \right)^2 L + \frac{1}{EA'_3} \times \left(\frac{1-\varphi}{1+\varphi} \right)^2 L$ $\delta_{12} = \frac{1}{EA_2(1+\varphi)} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3(1+\varphi)} \times \frac{L_3^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3} \times \left(\frac{1-\varphi}{1+\varphi} \right)^2 L$

续表 G. 0. 1

计算简图及内力	侧移公式
三层支撑 	$\delta_{22} = \frac{1}{EA_2(1+\varphi)} \times \frac{L_2^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3(1+\varphi)} \times \frac{L_3^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3'} \times \left(\frac{1-\varphi}{1+\varphi} \right)^2 L$ $\delta_{13} = \frac{1}{EA_3(1+\varphi)} \times \frac{L_3^3}{L^2} + \frac{1}{EA_3'} \times \left(\frac{1-\varphi}{1+\varphi} \right)^2$ $\delta_{23} = \delta_{32} = \frac{1}{EA_3(1+\varphi)} \times \frac{L_3^3}{L^2}$ $\delta_{33} = \delta_{32} = \frac{1}{EA_3(1+\varphi)} \times \frac{L_3^3}{L^2}$

注：1. 计算侧移时，忽略柱身变形的影响；
2. 对交叉支撑，交叉斜杆长细比 $\lambda > 150$ 时，宜按拉杆简图设计，否则则按压杆简图设计；
3. φ 为相应层斜杆的轴压稳定系数，可按该斜杆的 λ 由《钢结构设计规范》（GB50017-2003）查得。

附录H 焦炉炉体单位水平力作用下的位移

H.0.1 焦炉炉体横向单位水平力作用下的位移，可按式计算：

$$\delta_x = \frac{h_x^3}{E_n l_x \sum_{i=1}^m n_i k_i} \quad (\text{H.0.1})$$

式中 δ_x —— 作用于焦炉重心处的单位水平力在该处产生的横向水平位移 (m/N)；
 h_z —— 基础构架柱（不计两端为铰接的柱）的计算高度 (m)，可取自基础底板顶面至基础顶板底面的高度；
 I_x —— 基础构架单柱（不计两端为铰接的柱）截面对其纵轴（与焦炉基础纵向轴线平行）的惯性矩 (m⁴)；
 E_n —— 基础构架柱混凝土的弹性模量 (N/m²)；
 m —— 基础横向构架的种类数；
 n_i —— 第 i 种横向构架的数量；
 k_i —— 第 i 种横向构架刚度系数，当构架柱的截面尺寸相同时，可按表 H.0.2 取值。

H.0.2 焦炉炉体纵向单位水平力作用下的位移，可按下列公式计算：

$$\delta_y = \eta_g \delta_g \quad (\text{H.0.2-1})$$

$$\eta_g = \frac{\delta_{11}}{\delta_{11} + 2\delta_g} \quad (\text{H.0.2-2})$$

$$\delta_g = \frac{h_z^3}{(12n_1 + 3n_2)E_n I_y} \quad (\text{H.0.2-3})$$

$$\delta_{11} = \frac{h_d^3}{3E_n I_c} \quad (\text{H.0.2-4})$$

式中 δ_y —— 作用于焦炉炉体重心处单位水平力在该处产生的纵向水平位移 (m/N)；
 δ_g —— 作用于焦炉基础隔离体炉体重心处的单位水平力在该处产生的纵向水平位移 (m/N)，焦炉基础隔离体可按图 H.0.2 采用；
 δ_{11} —— 作用于前抵抗墙隔离体刚性链杆处的单位水平力在该处产生的纵向水平位移 (m/N)；
 I_y —— 基础构架的一个柱截面对与焦炉基础横向轴线平行横轴的惯

性矩 (m^4);

n_1 、 n_2 ——分别为基础构架中两端固接柱与一端固接一端铰接柱的根数;

E_n ——基础构架柱的混凝土弹性模量 (N/m^2);

I_d ——前抵抗墙所有柱子的截面对与焦炉基础横向轴线平行横轴的惯性矩 (m^4);

F_t ——焦炉炉体与抵抗墙之间的温度作用标准值 (N);

h_d ——基础底板顶面至抵抗墙斜烟道水平梁中线的高度 (m);

h ——基础底板顶面至炉顶水平梁的高度 (m)。

表 H. 0. 2 焦炉基础横向构架刚度系数值

构架种类	构架的柱形式	构架柱数量	梁与柱的线刚度比			
			1.0	1.5	2.0	2.5
1	边柱上、下端铰接, 其它柱上、下端固接	4	18.5	20.0	21.0	21.3
		5	28.0	30.0	31.4	32.1
		6	38.5	41.0	42.0	43.0
2	所有柱上端固接, 下端铰接	4	8.5	9.5	10.0	10.5
		5	11.0	12.0	12.5	13.0
		6	14.0	15.0	15.5	16.0
3	边柱上、下端铰接, 其它柱上端固接, 下端铰接	4	4.5	5.0	5.2	5.5
		5	7.0	7.5	7.8	8.0
		6	9.5	10.0	10.5	10.8
4	所有柱上、下端固接	4	36.4	38.6	40.5	42.0
		5	45.5	49.0	51.3	52.0
		6	56.0	59.5	62.0	63.0

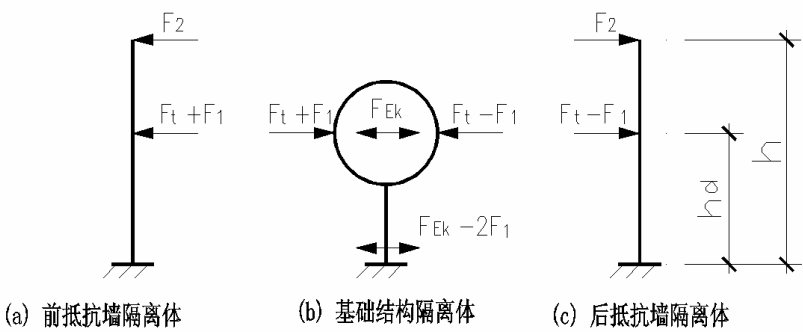


图 H. 0. 2 焦炉基础纵向各部位的结构隔离体

H.0.3 抵抗墙斜烟道水平梁中线处的位移系数，可按下式计算：

$$\eta_1 = \frac{\delta_g}{\delta_{11} + 2\delta_g} \quad (\text{H.0.3})$$

H.0.4 抵抗墙炉顶水平梁处的位移系数，可按下列公式计算：

$$\eta_2 = \frac{2\delta_{12}}{\delta_c + 2\delta_{22}} \eta_1 \quad (\text{H.0.4-1})$$

$$\delta_{12} = \frac{3hh_d^2 - h_d^3}{6E_n I_d} \quad (\text{H.0.4-2})$$

$$\delta_{22} = \frac{h^3}{3E_n I_d} \quad (\text{H.0.4-3})$$

$$\delta_c = \frac{l_c}{n_c A_g E_g} \quad (\text{H.0.4-4})$$

式中 δ_{12} —— 作用于前抵抗墙隔离体斜烟道水平梁中线处的单位水平力在炉顶水平梁处产生的水平位移 (m/N)；

δ_{22} —— 作用于抵抗墙隔离体炉顶水平梁处的单位水平力在该处产生的水平位移 (m/N)；

δ_c —— 炉顶纵向钢拉条在单位力作用下的伸长 (m)；

h —— 基础底板顶面至炉顶梁水平中心线的高度 (m)；

l_c —— 纵向钢拉条的长度 (m)；

n_c —— 纵向钢拉条的根数；

A_g —— 纵向钢拉条的截面积 (m²)；

E_g —— 纵向钢拉条的弹性模量 (Pa)。

附录I 通廊横向水平地震作用计算

I.0.1 通廊横向水平地震作用计算简图（图 I.0.1），可按下列原则确定：

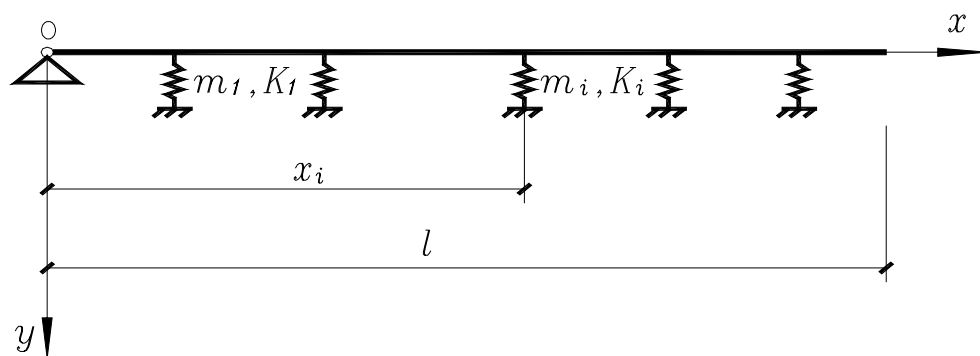


图 I.0.1 通廊一端铰支一端自由的横向计算简图

1. 通廊计算单元中的支承结构，可视为廊身的弹簧支座。
2. 廊身落地端和建（构）筑物上的支承端，宜作为铰支端。
3. 廊身与建（构）筑物脱开或廊身中间被防震缝分开处，宜作为自由端。
4. 计算时的坐标原点，可按下列规定确定：
 - 1) 两端铰支时，取最低端；
 - 2) 一端铰支一端自由时，取铰支端；
 - 3) 两端自由时，取悬臂较短端，悬臂相等时取最低端。

I.0.2 通廊横向水平地震作用，可按下列规定计算：

1. 通廊横向自振周期，可按下列公式计算：

$$T_j = 2\pi \sqrt{\frac{m_j}{K_j}} \quad (\text{I.0.2-1})$$

$$m_j = \varphi_{aj} l m_L + \frac{1}{4} \sum_{i=1}^n m_i Y_{ji}^2 \quad (\text{I.0.2-2})$$

$$K_j = C_j \sum_{i=1}^n K_i Y_{ji}^2 \quad (\text{I.0.2-3})$$

式中 T_j ——通廊第 j 振型横向自振周期（s）；

m_j ——通廊第 j 振型广义质量（kg）；

K_j ——通廊第 j 振型广义刚度（N/m）；

φ_{aj} ——第 j 振型廊身质量系数，可按表 I.0.2 采用；

K_i ——第 i 支承结构的横向侧移刚度；

C_j ——第 j 振型廊身刚度影响系数，可按表 I.0.2 采用；

Y_{ji} ——第 j 振型第 i 支承结构处的水平相对位移，可按表 I.0.2 采用。

表 I.0.2 通廊横向水平地震作用计算系数

边界条件			两端简支			一端简支 一端自由		两端自由	
j			1	2	3	1	2	1	2
ψ_{aj}			0.49	0.45	0.45	0.50	0.48	0.50	0.50
η_{aj}			0.63	0	0.21	0.61	0.26	0.67	0.35
C_j			1.0	1.4	3.0	1.0	2.5	1.0	1.0
Y_{ji}	x_i/l	0	0	0	0	0	0	0.27	1.41
		0.10	0.31	0.59	0.81	0.12	0.38	0.35	1.20
		0.13	0.38	0.71	0.88	0.15	0.48	0.37	1.15
		0.17	0.49	0.81	1	0.21	0.58	0.40	1.06
		0.20	0.59	0.95	0.88	0.25	0.67	0.43	0.99
		0.25	0.71	1	0.71	0.31	0.80	0.47	0.88
		0.30	0.81	0.95	0.28	0.37	0.86	0.51	0.78
		0.33	0.85	0.81	0	0.41	0.89	0.53	0.71
		0.38	0.92	0.71	-0.37	0.46	0.94	0.57	0.62
		0.40	0.95	0.59	-0.59	0.49	0.92	0.59	0.57
		0.50	1	00	-1	0.61	0.83	0.69	0.35
		0.60	0.95	-0.59	-0.59	0.74	0.55	0.75	0.14
		0.63	0.92	-0.71	-0.37	0.77	0.47	0.77	0.09
		0.67	0.85	0.81	0	0.82	0.32	0.80	0
		0.70	0.81	-0.95	0.28	0.86	0.19	0.83	-0.07
		0.75	0.71	-1	0.71	0.92	0	0.87	0.18
		0.80	0.59	-0.95	0.88	0.98	-0.28	0.91	-0.28
		0.83	0.49	-0.81	1	1.02	-0.47	0.94	-0.35
		0.88	0.38	-0.71	0.88	1.07	-0.71	0.97	-0.44
		0.90	0.31	-0.59	0.81	1.10	-0.85	0.99	-0.49
		1.00	0	0	0	1.23	-1.41	1.07	-0.71

注：1 中间值按线性内插法确定；

2 x_i 为第 i 支承结构距坐标原点的距离。

2. 通廊第 i 支承结构顶部的横向水平地震作用标准值，可按下列公式计算：

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j Y_{ji} G_{ji} \quad (\text{I.0.2-4})$$

$$\gamma_j = \frac{1}{m_j} [\eta_{mj} \bullet l m_L + \frac{1}{4} \sum_{i=1}^n m_i Y_{ji}] \quad (\text{I.0.2-5})$$

$$G_{ji} = \frac{K_j [\eta_{mj} \bullet l m_L + \frac{1}{4} \sum_{i=1}^n m_i Y_{ji}] g}{\sum_{j=1}^n K_j Y_{ji}} \quad (\text{I.0.2-6})$$

式中 F_{ji} ——第 j 振型第 i 支承结构顶端的横向水平地震作用标准值；
 α_j ——相应于第 j 振型自振周期的地震影响系数，应按本规范第 5.1.5 条规定确定；
 γ_j ——第 j 振型的参与系数；
 G_{ji} ——第 j 振型第 i 支承结构顶端所承受的重力荷载代表值；
 η_{aj} ——第 j 振型廊身重力荷载系数，可按表 I.0.2 采用。

3. 两端简支的通廊，中间有两个支承结构且跨度相近时，可仅取前 2 个振型；中间有一个支承结构且跨度相近时，可仅取第 1、第 3 两个振型。

附录J 尾矿坝的抗震等级

尾矿坝的抗震等级，应根据尾矿库容量和尾矿坝坝高，按表 23-A 确定。当尾矿库失事将使下游重要城镇、工矿企业、生命线和区域生态环境遭受严重灾害时，尾矿坝的抗震等级可以提高一级。

表 A.0.1 尾矿坝的抗震等级

等级	V (亿 m^3)	h (m)
一	二级尾矿坝具备提高等级条件者	
二	$V \geq 1.0$	$h \geq 100$
三	$0.1 \leq V < 1.0$	$60 \leq h < 100$
四	$0.01 \leq V < 0.1$	$30 \leq h < 60$
五	$V < 0.01$	$h < 30$

注：① V 为库容，为该使用期设计坝顶标高时尾矿库的全部库容；

② h 为坝高，为该使用期设计坝顶标高与初期坝轴线处坝底高之差；

③ 坝高与全库容分级指标分属不同等级时，以其中高的等级为准，当级差大于一级时，按高者降低一级。

附录K 尾矿坝地震液化简化判别

K.0.1 坝体中饱和尾矿的抗液化率，可按式（K. 0. 1）计算。

$$F_L = R / L \quad (\text{K. 0. 1})$$

式中 R --抗液化应力比；

L --地震作用应力比。

K.0.2 尾矿的抗液化应力比 R ，宜根据尾矿沉积状态通过动力试验确定。当试验不便时，可按式（K. 0. 2）或其它成熟方法确定。

$$R = c \lambda_d R_{15} N_{sf} \quad (\text{K. 0. 2-1})$$

$$R_{15} = 0.123 - 0.044 \lg d_{50} \quad (\text{K. 0. 2-2})$$

$$\lambda_d = \begin{cases} D_r / 50 & d_{50} \geq 0.075 \text{ mm} \\ 1 & d_{50} < 0.075 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{K. 0. 2-3})$$

$$N_{sf} = (N_e / 15.0)^{-0.15} \quad (\text{K. 0. 2-4})$$

式中 c --试验条件修正系数，取 1.2；

λ_d --相对密度修正系数；

R_{15} --固结比等于 1、相对密度为 50%、地震等价作用周次为 15 时的三轴试验液化应力比；

N_{sf} --振次修正系数；

D_r --尾矿土的相对密度（%）；

d_{50} --中值粒径（mm）；

N_e --等价地震作用次数，按表 K. 0. 2 取值。

表 K. 0. 2 地震等价作用次数

震级（里氏）	6.00	6.75	7.50	8.50
地震等价作用次数 N_e	5	10	15	26

K.0.3 场地设防地震烈度小于 9 度时,三级以下尾矿坝的地震作用应力比 L 可按式 (K. 0. 3) 确定。

$$L = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{\alpha_m a_h}{g} \gamma_d \quad (\text{K. 0. 3})$$

式中 σ_v —静总竖向应力, kPa;

σ'_v —静有效竖向应力, kPa;

a_h —场地设计基本地震加速度;

α_m —坝坡加速度放大倍数, 取 2.0;

γ_d —动剪应力折减系数;

z —距坝坡面的深度 z , m。

附录L 动力法分析的基本要求

- L.0.1** 采用时程分析法进行尾矿坝抗震计算，宜符合下列基本要求：
- 1. 按材料的非线性应力应变关系计算地震前的初始应力状态；
 - 2. 采用室内动三轴试验方法测定材料的动力变形特性和抗液化动剪应力比；
 - 3. 采用等效线性或非线性时程分析法求解地震应力和加速度反应；
 - 4. 根据地震作用效应计算沿可能滑动面的抗震稳定性，以及计算由地震引起的坝体永久变形。
- L.0.2** 尾矿坝动力分析使用的地震加速度时程，宜符合下列要求：
- 1. 至少应选取 2-3 条类似场地和地震地质环境的实测地震加速度记录和 1 条人工合成地震加速度时程；
 - 2. 合成地震加速度时程的目标谱应为场地的设计反应谱；
 - 3. 地震加速度时程的峰值应为场地设计加速度值；
 - 4. 合成地震加速度时程的持续时间可按表 L.0.2 取值。

表 L. 0. 2 地震加速度持时

潜在震源震级, M_s	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
持续时间, s	10-20	10-25	15-30	25-35	35-45

注：持续时间近震取小值，远震取大值。

附录M 尾矿坝抗震稳定分析

M.0.1 采用瑞典条分法计算尾矿坝抗滑移安全系数 F_s ，可按式(M.0.1)确定：

$$F_s = \frac{\sum \{cb \sec \theta + [(1 \pm k_v)W \cos \theta - k_h W \sin \theta - ub \sec \theta] \tan \phi\}}{\sum [(1 \pm k_v)W \sin \theta + M_h / r]} \quad (\text{M. 0. 1-1})$$

$$u = u' + u_l \quad (\text{M. 0. 1-2})$$

式中： r —圆弧半径；

b —滑动体条块宽度；

θ —条块底面中点切线与水平线的夹角；

u —条块底面中点的孔隙水压力代表值；

u' —条块底面中点的静孔隙水压力。当采用总应力分析方法时， $u'=0$ ；

u_l —地震引起的条块底面中点的超孔隙水压力。当采用总应力分析方法时， $u_l=0$ ；

W —条块实重标准值；

k_h —水平向地震系数，宜根据动力时程分析结果确定；

k_v —竖向地震系数，取 $k_h/3$ ，其作用方向可向上（－）或向下（＋），以不利于稳定的方向为准；

M_h — $k_h W$ 对圆心的力矩；

c 、 ϕ —分别为条块底部尾矿的凝聚力和摩擦角。

M.0.2 三级以下尾矿坝的抗滑移安全系数 F_s ，可按简化式(M.0.2)确定：

$$F_s = \frac{\sum \{cb \sec \theta + [W \cos \theta - ub \sec \theta - F_h \sin \theta] \tan \phi\}}{\sum [W \sin \theta + M_h / r]} \quad (\text{M. 0. 2})$$

式中 F_h —作用在条块重心处的水平向地震惯性力代表值，即条块实重标准值乘以条块重心处的 $a_h \xi \alpha_i / g$ ；

M_h — F_h 对圆心的力矩；

a_h —场地设计地震加速度；

ξ —综合影响系数，取 1/4；

α_i —质点 i 的动态分布系数，按图 M. 0. 2 取值。

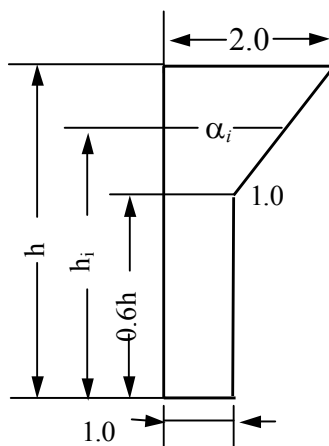


图 M. 0. 2 尾矿坝坝体动态分布系数

M.0.3 地震引起条块底面中点的超静孔隙水压力 u_i ，可根据抗液化率 F_L 按式 (M. 0. 3) 计算。

$$\frac{u_i}{\sigma'_v} = \begin{cases} 1.0 & F_L < 1.0 \\ 117.0 \exp(-F_L / 0.21) & 1.0 \leq F_L \leq 1.5 \\ 0.0 & F_L > 1.5 \end{cases} \quad (\text{M. 0. 3})$$

式中 σ'_v —一条块底面上的静有效竖向应力。

UDC

GB

中华人民共和国国家标准

P

构筑物抗震设计规范

(条文说明)

Code for seismic design of special structures

(征求意见稿)

《构筑物抗震设计规范》编制组

2006年9月

条文说明

编制说明

暂缺。

1. 总则

1.0.1 本规范构筑物的抗震设防基本原则和目标同 GB50191-93 规范（以下简称 93 规范）是相同的。构筑物的抗震设防的基本原则和目标是“三个水准”设防手段，达到减轻地震破坏，避免人员伤亡或完全丧失使用功能，减少经济损失。本规范所包含的构筑物，大多数为工业构筑物，部分为民用构筑物，这些构筑物的地震破坏可能产生直接灾害，也可能产生次生灾害。因此，减轻地震破坏程度也包括减轻次生灾害在内。保障地震安全的程度是受到科学技术和国家经济条件两方面制约的。地震工程是近十余年才发展起来的新兴学科，涉及到多种学科的理论和技术问题，尚有许多未被认识的领域和技术难题；特别是构筑物的抗震设计问题，研究的起步比一般工业与民用建筑晚，震害经验也较少，技术难题更多，且由于工矿企业的生产连续性强、占地广等特点，带来一定技术难度；本规范的科学依据，只能是现有的震害防治经验、研究成果和设计经验。随着地震工程科学水平的不断提高，本规范的内容将会不断完善和提高。构筑物抗震设计规范与其它规范一样，要根据国家的实际经济条件，取用适当的设防水准，使其具有可行性。

本条提出三个水准的抗震设防目标，就是“小震不坏，中震可修，大震不倒”。即：遭遇低于设防烈度地震影响时，结构基本处于弹性工作状态，不需修理仍能保持其使用功能。遭遇设防烈度地震影响时，结构的主要受力构件局部可能出现塑性或其它非线性轻微损坏，使损坏控制在经一般修理即可恢复其使用功能的范围，即结构处于有限塑性变形的弹塑性工作阶段。所谓大震的设防水准，是据中国建筑科学研究院抗震所对全国 60 多个城市的地震危险性分析结果，合理的设防目标是 50 年超越概率为 2%~3%；遭此地震影响时，地震烈度大致高于设防烈度一度，结构无论从整体还是某些层位，已处于弹塑性工作阶段，此时结构的变形较大，但还是控制在规定的范围内，结构尚未失去竖向承载能力，不致出现危及生命的严重破坏或倒塌。

为实现三个设防水准的要求，本规范采用二阶段设计。第一阶段设计是按第一设防水准（多遇地震）或第二设防水准（设防烈度地震）进行强度验算；对大多数结构，可通过抗震设计的基本要求（即概念设计）和抗震措施要求来满足第三水准（罕遇地震）的设计要求。第二阶段设计则是对一部分较重要的构筑物和地震时易倒塌的构筑物，除满足第一阶段设计要求外，还要按高于设防烈度一度的大震进行弹塑性变形验算，并要进行薄弱部位的弹塑性层间变形验算，以满足第三水准的设防要求。

1.0.2 本条是强制性条文，要求抗震设防区所有新建的构筑物必须进行抗震设计。本规范用粗体字表示的条文，均为强制性条文。

1.0.3 本规范的适用范围，仍与 91 规范相同，适用于 6~9 度一般构筑物抗震设计。鉴于近数十年来很多 6 度地震区发生了较大的地震，甚至发生特大地震，如 1976 年唐山地震之前唐山市为 6 度区，当时不属于抗震设防城市，实际发生的地震烈度为 8~11 度。因此，对 6 度区的构筑物应进行抗震设计，采取相应的抗震措施，以减轻地震灾害。

关于大于 9 度地区的构筑物抗震设计，由于缺乏可靠的近场地震资料和数据，本规范尚未给出具体设计规定，目前可按建设部印发（89）建抗字第 426 号《地震基本烈度 X 度区建筑抗震设防暂行规定》执行，并结合构建物的特点进行理论和试验研究，确定其分析方法和抗震结构措施。对于结构形式特殊的电视塔、框排架等构建物或超过本规范适用范围的构筑物，也应通过专门的研究为设计提供依据。

1.0.4 本条是强制性条文。新建构筑物的抗震设防烈度，未经主管部门批准，不得随意提高或降低采用。

1.0.5 本条是抗震设防的基本依据。一般情况下，抗震设防烈度是按国家标准《中国地震动参数区划图》（GB18306）的基本烈度采用。正如《中国地震动数区划图》（GB18306）使用规定指出：“下列工程或地区的抗震设防要求不应直接采用本标准，需做专门研究：a) 抗震设防要求高于本地震动参数区划图抗震设防要求的重大工程、可能发生严重次生灾害的工程、核电站和其他有特殊要求的核设施建设工程；b) 位于地震动参数区划分界线附近的新建、扩建、改建建设工程；c) 某些地震研究程度和资料详细程度较差的边远地区；d) 位于复杂工程地质条件区域的大城市，大型厂矿企业、长距离生命线工程以及新建开发区等。”基于以上规定，本规范对于已做过地震安全性评价的工程场地或已编制抗震设防区划的地区，可采用经主管部门批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设计。

2. 术语和符号

本次修订，增加了一些术语。

抗震设防标准，是一种衡量对构筑物抗震能力要求高低的综合尺度，既取决于地震强弱的不同，又取决于使用功能重要性的不同。

地震作用的涵义，强调了其动态作用的性质，不仅是加速度的作用，还应包括地震动的速度和位移的作用。

3. 抗震设计的基本要求

3.1 构筑物抗震设防分类和设防标准

3.1.1~3.1.3 构筑物的抗震分类原则与《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)基本相同,尽量使同一生产线上的厂房建筑和构筑物抗震设防类别保持一致。确定构筑物抗震设防类别的依据是按其重要性和受地震破坏后果的严重程度,其中包括人员伤亡、经济损失、社会影响等;对于严格要求连续生产的重要厂矿,其震害后果还应包括停产造成的损失。当停产超过工艺限定时间的规定时,还可能导致整个生产线更长时间停顿的恶果。例如悬吊式锅炉、焦炉、高炉等,当失去恒温条件时,将导致内衬开裂、炉体报废,从而使恢复生产的时间大为延长;井塔、井架等矿井的安全出口如地震时发生堵塞,将会导致严重的后果;运送、贮存易燃、易爆和有毒介质的管道、贮罐一旦破坏,将会造成严重次生灾害。因此,对这些与生命线工程相关的构筑物,在估量其震害后果划分重要性类别时,还应考虑对恢复生产的影响程度,与一般民用建筑和工业建筑相比,其要求从严。此外,像电视塔这样的构筑物,一旦建成,它在城市中就占有特殊地位,在确定重要性类别时,要结合城市的等级考虑其政治影响与社会稳定因素,要从严掌握。

有关各种构筑物如何确定其抗震设防类别,不属于本规范的业务范围。对其中一部分构筑物,在国家标准《建筑抗震设防标准》GB50223 和国家行业标准《冶金建筑抗震设计规范》YB9081 等已作了规定,可以参照执行。

按《建筑抗震设防标准》GB50223 的规定,本规范中只有电视塔可能属于甲类构筑物。但对于甲类构筑物,不按 GB50223 规定其地震作用应按提高设防烈度提高一度设计。此外,对丁类构筑物,也不按 GB50223 规定其抗震措施可按本地区抗震设防烈度降低一度设计,改为按本地区设防烈度的要求适当降低。

3.2 地震影响

构筑物在特定场地条件下所受到的地震影响,除与地震震级(地震动强度)大小有关外,主要取决于该场地条件下反应谱频谱特性中的特征周期值。反应谱(地震影响系数曲线)的特征周期又与震级大小和震中距远近有关,为此引入“设计特征周期”的概念。在本规范中,设计特征周期是通过设计所用的地震影响系数特征周期 T_g 来表征。为了更好的体现震级和震中距的影响,在现行国家标准《中国地震动反应谱特征周期区划图 B1》(GB18306-2001)基础上将远震部分作了收缩调整,按国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)附录 A(我国主要城镇抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组)进行设计地震分组,按三组分别给出设计特征周期值。由于本规范特征周期的连续性,即场地仍划分为 4 类,但与场地所对应的特征周期是连续变化的,因此对地震二、三组的特征周期要乘以修正系数(1.17 和 1.33)。

关于设计基本地震加速度的取值,仍按建设部 1992 年 7 月 3 日颁发的建标[1992]419 号《关于统一抗震设计规范地面运动加速度设计取值的通知》给出。其定义:50 年设计基准期超越概率 10%的地震加速度的设计取值:7 度 0.1g,8 度 0.2g,9 度 0.4g。此外,在表 3.2.2 中还按《中国地震动参数区划图 A1》(GB18306-2001)引入了 6 度区设计基本地震加速度值 0.05g,并将 0.15g 和 0.3g 区域分别列入 7 度区和 8 度区。

3.3 场地和地基基础

3.3.1 除地震动直接引起构筑物破坏外,场地地形、地貌和岩土特性对构筑物的破坏影响是不能忽视的。为此将场地划分有利、不利和危险地段,其划分的地质、地形、地貌与 93 版基本一致。

3.3.2 为本规范的强制性条文。在进行工程规划、地震安全性评价和工程地质勘探时,均应对工程场地进行有利地段、不利地段和危险地段的综合评定与划分,提出避开不利地段和不在危险地段建造丁类以外构筑物的要求。

3.3.3 在 I 类场地的丙类构筑物,仅允许降低抗震构造措施,但不得降低抗震措施中的其它要求。抗震措施中包括抗震构造措施,还包括概念设计要求和地基基础等方面的要求。

3.3.4 本规范中所有构筑物,在抗震设计时仅允许降低一次抗震措施要求或抗震构造措施要求,不得重复降低。如丁类构筑物已允许降低抗震措施要求,不能再次降低抗震构造措施。

3.3.5 本条第一、二款,对一般体型不大的构筑物均可满足要求;但对于大型构筑物若不满足要求时,可通过地震作用下的地基变形和结构反应分析确定地基、地上结构的抗震措施。

3.4 结构体系

3.4.1 构筑物在平面和竖向规则,是指平面、立面外形简单、匀称,抗侧力构件布置对称、均匀,质量分布均匀,结构承载力分布均匀、无突变等。这是对建筑师、工艺设计师在进行方案设计时的基本要求,是合理的概念设计的基本原则。

3.4.2 结构体系的合理性与经济性是密切相关的,为了实现二者统一,必须根据构筑物的抗震设计防类别,抗震设防烈度、结构高度、场地条件、地基情况、结构材料和施工等因素,对设计方案进行综合分析、比较才能确定。

3.4.3 结构规则、对称有利于抗震,是震例、实验和理论分析均得到证实的概念。这不仅指平面和立面外形要求,还包括其刚度、质量和强度分布的要求,总目的是:(1)避免过大的偏心距引起结构扭转振动;(2)避免抗侧力构件或结构出现薄弱部位(层)或塑性变形集中。

3.4.4, 3.4.5 明确的计算简图和合理的地震作用传递途径,包括以下三重含义:(1)在地震作用下结构的实际受力状态与计算简图相符;(2)结构传递地震作用的路线不能中断;(3)结构的地震反应通过最简捷的传力路线向地基反馈,充分发挥地基逸散阻尼效应对上部结构的减震作用。

关于薄弱层(部位)概念,是本规范抗震设计的一个重要内容:

1. 在罕遇地震作用下,结构的强度安全储备所剩无几,此时应按构件的实际承载力的标准值来分析,判定薄弱层(部位)的安全性。

2. 楼层(部位)的实际承载力和设计计算的弹性受力之比(即楼层的屈服强度系数)在高度方向要相对均匀变化,突变将会导致塑性变形集中。

3. 要避免对结构中某些构件或节点采取局部加强措施,以造成整体结构的刚度、强度的不协调而使其它部位形成薄弱环节。

4. 在抗震设计时要控制薄弱层(部位)有较好的变形能力,以避免薄弱层(部位)发生转移。

关于多道抗震防线问题。当采用几个结构体系组联成整体结构体系时,要通过延性好的构件连接并达到协同工作。如框架-抗震墙体系,是由延性框架和抗震墙二个系统组合;双肢或多肢抗震墙体系由若干个单肢墙分系统组成。尽量增加结构体系的赘余度,如果当一个分体系遭到地震破坏,吸收大量的地震能量,保护了整体结构,局部受损构件可以在震后修复。

3.4.6 对脆性材料（砌体和混凝土）的构件，提出改善变形能力，提高承载力的原则要求。对延性好钢构件，主要防止因局部失稳（屈曲）和整体失稳而提前退出工作。对预应力混凝土抗侧力构件，为避免在地震作用下预应力有所降低，要求适当配置非预应力筋。

3.4.7 主体结构构件之间连接的可靠性是保证结构体系空间整体性的重要环节，也是保持结构整体振动与其动力计算简图和内力分析相一致，即通过其连接节点的承载力达到发挥构件预期承载力、变形能力，以使整体结构具有良好的抗震能力。

3.4.8 本条的支撑系统包括屋盖支撑和柱间等支撑，设计上的不完善或不合理，将影响结构的整体性和抗震能力的发挥。

3.5 结构分析

3.5.1 本规范中除少数构筑物按抗震设防烈度的偶遇地震进行抗震验算外，其余均按低于本地区抗震设防烈度的多遇地震作用进行反应（结构内力和变形）分析，此时假定结构及其构件均处于弹性工作状态。

3.5.2 通过现有工程实例分析，本规范仅对 8、9 度区的部分场地条件下的框排架结构、柱承式贮仓等构筑物要求进行罕遇地震作用下的变形验算，也就是对其薄弱层（部位）进行层间弹塑性变形控制，以防止因变形集中导致结构倒塌。具体的分析方法，可采用本规范给出简化法，也可采用其它方法进行计算。

3.5.3 当构筑物高宽比较大或具有薄弱层，框架结构或框架-抗震墙（支撑）结构在重力附加弯矩 M_a 与初始弯矩 M_o 之比（即稳定系数 Q_i ）符合下式时，应考虑结构变形的几何非线性，即重力二阶效应的影响。

$$Q_i = \frac{M_a}{M_o} = \frac{\sum G_i \cdot \Delta u_i}{V_i h_i} > 0.1$$

式中 $\sum G_i$ ——i 层以上全部重力荷载代表值，8、9 度时尚应考虑竖向地震作用总重力荷载的 10%、20%；

Δu_i ——第 i 层楼层质心处的弹性或弹塑性层间位移差；

V_i ——第 i 层地震剪力标准值；

h_i ——第 i 层楼层高度。

一般情况下，结构的侧向稳定可以通过限制弹性层间位移来控制，尤其对于钢筋混凝土框架—抗震墙结构，均可满足稳定系数小于 0.1。对于侧向刚度较小的钢筋混凝土框架结构或钢框架结构，则应重视重力二阶效应问题。前者计算侧移时，尚应考虑刚度折减。

3.6 非结构构件

非结构构件应进行抗震设计，是现代地震中引发次生灾害、生产中断等众多震害开始引起人们重视的问题。因此要求建筑师、设备专业工程师与结构设计工程师相互配合，对构筑物上的各种设备、管线及其与主体结构的连接，应按同等设防烈度进行抗震验算，并采取可靠的固定措施。

围护墙、隔墙等非结构构件，与主体结构既要有可靠的拉结，又要求考虑对主体结构的不利影响，二者应协调起来。如柱间不到顶的填充墙，可使柱形成短柱破坏形态（脆性破坏）。

3.7 结构材料与施工

3.7.1 抗震结构设计对材料和施工方面的要求，包括材料代用的技术要求，主要指材料的最低强度等级、延性、施工工艺有关的性能、焊接性能等，均应在设计文件中注明。

3.7.2, 3.7.3 对结构材料的要求，分为强制性条文和非强制性条文。

在钢筋混凝土结构中对混凝土强度等级的限制，是基于强度等级愈高其脆性破坏的危险性愈大。

对一、二级框架结构的纵向受力钢筋（普通钢筋），其实测的强屈比要求不小于 1.25，是为了满足构件出现塑性铰时具有足够的转动能力、耗能能力。要求屈服强度实测值与标准值之比不大于 1.3，是根据实现强柱弱梁、强剪弱弯规定的内力调整目标。

钢结构的钢材，目前主要按国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T1591-94、《建筑结构用钢板》GB/T19879-2005、《碳素结构钢》GB700-88 等选用。钢材的屈服强度决定了强度设计指标，但不宜过高。通过实测的屈强比不大于 0.85、有明显的屈服台阶、伸长率不小于 20%，来保证钢材具有足够的塑性变形能力。按构筑物实际工作温度对钢材提出冲击韧性指标，也是抗震结构的一项重要要求。

国家标准《碳素结构钢》GB700 规定，各种牌号的 A 级钢其碳含量不作为交货条件，即碳含量不作为控制指标，这将影响钢材的焊接性，因此焊接结构不应采用 A 级钢。国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T1591 中的 A 级钢不保证冲击韧性要求，因此也不建议采用。

3.7.4 在钢筋混凝土施工中，如果采用不同型号、规格的钢筋代替时，使替代后的纵向钢筋的总承载力设计值不高于原设计的总承载力的设计值，以免造成薄弱部位的转移，以及构件在有影响部位混凝土发生脆性破坏（压碎或剪力破坏等）。同时注意由于钢筋强度和直径改变后会影晌正常使用阶段的挠度和裂缝开展宽度，因此还要满足最小配筋率和钢筋间距等构造要求。

3.7.5 在有约束或钢板的刚度较大时，厚板焊接容易引起层状撕裂，为此要求板厚不小于 40mm 的钢板应具有厚度方向断面收缩率不小于 Z15 的规定，根据节点形式、焊脚尺寸、板厚等因素，来综合判定层状撕裂的危险性，然后确定选用 Z15、Z25 或 Z35 级钢材。

3.8 构筑物地震反应观测系统

这是本规范首次提出设置地震反应观测系统的要求，目的是有助于观察超高结构（本规范中主要为电视塔）地震反应，以及结构构件和非结构构件的破坏性状，提高抗震设计水平和防震减灾能力具有重要意义。对于大型尾矿坝和挡土结构，这里没有作规定，可根据实际情况（高烈度区和破坏后危害大等因素）确定是否设置。

4. 场地、地基和基础

5. 地震作用和结构抗震验算

6. 钢筋混凝土框排架结构

6.1 一般规定

6.1.1 框排架结构是框架（或框架—抗震墙结构）与排架或框架与框架的组联结构，是冶金厂、发电厂、水泥厂、化工厂和矿山等常用的结构形式。其特点是平面、立面布置不规则、不对称，纵向、横向和竖向的质量等分布很不均匀，结构的薄弱环节较多；结构地震反应特征和震害要比框架结构和排架结构较复杂，表现出更显著的空间作用效应。因此抗震设计除与框架结构、排架结构类同外还有它特殊要求。国内现行各类抗震设计规范中，尚没有包含框排架结构的抗震设计和抗震构造措施，因此，本规范列入了这部分内容。

6.1.2 震害调查及试验研究表明，钢筋混凝土结构的抗震设计要求，不仅与构筑物重要性、设防烈度和场地有关，而且与结构类型和结构高度等有关。如设贮仓、短柱和薄弱层等的框架结构应有更高的抗震要求，高度较高结构的延性要求比较低的结构更高等等。

框排架结构按框架结构划分抗震等级，是为了把地震作用计算和抗震构造措施要求联系起来，体现在同样设防烈度和场地条件下，不同的结构类型、不同的高度有不同的抗震构造措施要求。条文中一般用抗震等级、相应的地震作用效应调整系数和抗力调整系数、构造措施来考虑。

本次修订，对设有贮仓的框架结构高度限制比一般框架结构要严。震害表明，同等高度设有贮仓的比不设贮仓的框架在地震中破坏的严重。

其次，在设贮仓的框架中，将贮仓壁为浅梁的框架结构取消，这主要是将 8 度区结构高度划分为两档（原规范分为三档）。这次明确设有贮仓的框架结构指在柱上设有纵向、横向的钢筋混凝土贮仓竖壁，竖壁的跨高比不大于 2.5，当大于 2.5 时按不设贮仓的框架抗震等级考虑。

框架—抗震墙结构，在基本振型地震作用下，若框架部分承受倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，框架部分成为主要的抗侧力构件，则框架部分的抗震等级应按框架结构确定。

6.1.3 框排架结构抗侧力构件的平面布置和竖向布置宜规则，这对抗震设计是非常重要的。

震害表明，规则的结构在地震时破坏很轻，甚至没有破坏。规则与不规则的结构是与结构单元平面和竖向的抗侧力结构布置、质量分布等有关。框排架结构是形成由工艺流程要求确定的，一般都不太规则，因此结构设计人员应与工艺人员很好配合尽量使框排架结构减少不规则，应避免采用严重不规则的方案，从而减轻结构的地震效应。

因此本条对框排架结构的平面和竖向布置以及结构选型、选材等方面提出了要求。

6.1.4 框排架结构中通常设有贮仓或大型设备，质量和刚度沿纵向分布有突变、结构的平面布置不规则等，在强烈地震作用下，震害比较严重。为了减轻结构在地震时的地震作用效应，故采用防震缝分隔处理，比其它措施更为有效。当选择合适的结构方案，可不设防震缝。设防震缝存在两个问题：一是在强烈地震作用下相邻结构仍可能发生局部碰撞，而造成破坏；二是防震缝过大在立面处理和构造上有一定的困难。因山可通过合理选择结构方案尽量不设防震缝。本条规定了设置防震缝的原则和防震缝最小宽度要求。

6.1.5 震害调查表明，装配整体式钢筋混凝土结构的接头在 9 度时发生过严重破坏，后浇的混凝土酥碎，钢筋剖口焊接的接头开裂和断开。因此本条规定一、二级和设有贮仓的框架，应采用现浇钢筋混凝土结构；三、四级框架，可采用装配整体式钢筋混凝土结构。

6.1.6 排架跨屋盖与框架跨的联结点设在框架跨的层间，会使排架跨屋盖的地震作用集中

到框架柱的中间（层间处），并形成短柱，从而成为结构的薄弱环节。唐山震害表明，凡排架跨屋盖设在框架柱的层间，在该处的框架柱多数发生裂缝或破坏。故在设计中应尽量避免排架跨屋盖设在框架柱的层间，否则应采取相应的抗震构造措施。

排架跨的屋架或屋面梁支承在框架柱顶伸出的单柱上，该柱在横向形成排架柱，在纵向形成框架，当该柱较高时可在纵向柱中间增加一道框架横梁，这是经过设计实践总结的。

6.1.7 震害表明，突出屋面的天窗对结构抗震是不利的，必须设置天窗时宜采用突出屋面较低的避风型天窗。下沉式天窗要比其他形式的天窗抗震性能好。

不从屋盖第一开间或第二开间设置天窗，宜从第三开间设置，主要是为了防止排架跨屋面纵向水平刚度削弱太大，对结构抗震不利，同时还可防止屋面板在地震时掉落。天窗屋盖、端壁板和侧板采用轻型材料就是为了减小对天窗架和下部结构的地震作用效应。

6.1.8 唐山震害调查表明，钢结构屋架抗震性能最好，钢结构屋架基本没有破坏，而屋盖倒塌的都是由于屋面支撑系统薄弱等原因所致。钢筋混凝土屋架的破坏或倒塌，主要是由于屋架与小柱连接薄弱、柱头埋件拉断、小柱强度不够等原因。

设有天窗的钢筋混凝土或预应力混凝土屋架在地震作用下，天窗两侧竖向支撑对屋架节点、斜腹杆等产生严重的破坏现象，故不宜采用。必须采用时应验算设有天窗两侧竖向支撑下的屋架在地震作用产生的附加影响。

块体拼装屋架（或屋面梁）整体性差，拼装节点是薄弱环节，唐山地震时拼装屋架破坏比较多，故不宜采用。

6.1.9 排架柱列的柱子，采用矩形、工字形和斜腹杆双肢钢筋混凝土柱，抗震性能都很好，并在地震时经受了考验。对于腹板开孔或预制腹板的工字形柱，在天津 8 度区腹板出现斜裂缝，故本条规定不应采用。当采用捣制柱时，应尽量采用矩形断面，这主要是为了保证质量和方便施工。

6.1.10 规定上下吊车的钢梯位置，目的在于吊车停用时能使吊车桥架停放在对结构抗震有利部位。经大量的框排架结构空间抗震计算表明，吊车桥架所放的位置对结构产生的地震作用效应影响很大。在单元内一端有山墙另一端无山墙时，当吊车桥架放在靠山墙一端和靠无山墙的一端，二者对结构产生的地震作用效应差别很大。吊车桥架停放在山墙一端对结构影响小，停放在无山墙一端对结构影响大。故吊车桥架的停放应选择在结构抗震有利的位置。

在单元内两端均有山墙或均无山墙时，吊车桥架放在单元中部（也就是上下吊车的钢梯应放在单元的中部）对结构的地震作用效应影响很小。

6.1.11 框排架结构和框架—抗震墙结构中，框架和抗震墙的布置及数量以满足刚度（层间位移限值）表确定；双向设置，纵横向抗震墙相连，不但可以加大刚度，还有利于提高塑性变形能力。

柱中线与抗震墙中线、梁中线与柱中线之间的偏心距不宜大于柱宽的 $1/4$ ，其目的是减小地震作用对柱的扭转效应；偏心距超过 $1/4$ 柱宽时，应采取有效措施，如加强柱的箍筋、采用水平加腋梁等。

6.1.12 楼、屋盖平面内的变形，将影响楼层水平地震作用在各抗侧力构件之间的分配。

为了使楼、屋盖具有传递水平地震作用的刚度，故限规定烈度下抗震墙之间的楼、屋盖的长宽比限值。如超出限值时，需考虑楼、屋盖平面内变形对楼层水平地震作用分配的影响。

6.1.13 框架—抗震墙结构中，抗震墙是主要抗侧力构件，竖向布置应连续，墙中不宜开大洞口，防止抗震墙的刚度突变或承载力削弱。

洞边距柱边不宜小于 300mm ，以保证柱作为边缘构件的作用并保证约束边缘构件的长度。抗震墙开洞口宜上下对齐，避免墙肢截面突变。结构纵向较长时，刚度较大的纵向墙不宜设置在结构的端开间，以避免温度应力对结构抗震的不利影响。对一、二级抗震墙的洞口连梁要求跨高比和梁的高度，是使连梁有比较大的刚度，墙的整体性较好，并增大耗能能力。

6.1.14 抗震墙在地震作用时塑性铰一般发生在墙肢的底部以上的一定范围内,将塑性铰范围及其以上一定高度作为加强部位。其目的是为了保证墙肢出现塑性铰后抗震墙具有足够的延性,适当提高承载力并避免墙肢受剪脆性破坏,改善整个结构的抗震性能。

6.1.15 ~ 6.1.16 规范规定设置基础连梁主要是保证基础结构在地震作用下的整体工作,否则地震作用下基础转动等会给结构造成不利影响。一般情况下,连梁宜设在基础顶部,应避免连梁与基础顶之间形成短柱。

当地基土较弱,无整体基础的框架—抗震墙结构,基础的刚度和整体性均较差,在地震作用下,抗震墙基础可能发生转动。为此必须加强抗震墙基础结构的整体刚度,必要时应适当考虑抗震墙基础转动的不利影响。

6.2 计算要点

6.2.1 框排架结构抗震计算,本规范未作规定的还应符合有关现行设计规范要求,如弹性层间位移角限值、抗震墙稳定计算和非结构构件抗震设计等。

6.2.2 框排架结构由于刚度、质量分布不均匀等,在地震作用下将产生显著的扭转效应,因此推荐采用空间计算模型计算,可较好的反映结构实际的地震作用效应。

振型数的多少与结构层数及结构形式有关,当结构层数较多或结构层刚度突变较大时,振型数就应取多一些。根据大量工程实例的空间计算模型分析,框排架结构取前 9 个振型还是不够的,这次修改为不宜少于 12 个振型。

应当指出:计算的结构振型参与质量达到总质量的 90%时,所取的振型数就足够了。如果小于 90%,会导致地震作用偏小,结构存在不安全性。

框排架结构计算周期调整,主要是考虑以下几方面的因素:由于围护结构、铰接点的刚性、地坪嵌固及排架跨内的操作平台等影响,使结构实际刚度远大于计算刚度,实测周期比计算周期小。若按计算周期计算,地震作用要比实际的小,结构是偏于不安全的,因此结构计算周期需要调整。

6.2.3 本规范为方便广大设计者,对常用的四种形式的框排架结构通过了大量的按空间与平面模型的计算对比和分析,得出这四种结构的空间效应调整系数,即按平面结构模型进行计算地震作用效应再乘以调整系数。但必须指出:只有符合附录 D 规定条件的框排架结构才能采用平面模型计算地震作用效应,其它类型框排架结构以及 9 度时,仍应按空间模型计算,否则会带来很大的误差(可达 1 倍以上),并可能掩盖实际存在的结构薄弱环节。

6.2.4 计算地震作用时,贮仓内料的自重为重力荷载标准值,该值乘以充盈系数(ψ)后,即为有效重力荷载标准值,该值也是可变荷载,其组合值系数取 1.0。

6.2.5 框架结构的底层柱底和支承贮仓柱的上端和下端,在地震作用下如果过早出现塑性屈服,将影响整体结构的变形能力。对一、二、三级框架结构的上述部位分别乘 1.50、1.25 和 1.15 弯矩增大系数,以增大其正截面承载力。这是概念设计采取的“强底层”措施。

93 规范中规定采用附录 D 的空间效应调整系数,大于 1.05 时可取 1.05,实际数值偏小,本次予以修订一不考虑对空间效应调整系数修改。

6.2.6 框架结构的变形能力与框架的破坏机制有密切相关。试验研究表明,梁的延性通常远大于柱子,这主要是由于框架柱受轴压力作用所致,又由于地震的复杂性和楼板的影响、梁端实配钢筋超量等,因此采取“强柱弱梁”的措施,使柱端不提前出现塑性铰,而有目的地增大柱端弯矩设计值,降低柱屈服的可能性,是保证框架抗震安全性的关键措施。

对于轴压比小于 0.15 的框架柱,包括顶层框架柱在内,因其具有与梁相近的变形能力,可不满足上述要求。

本次修改“强柱弱梁”原给出的柱端弯矩增大值偏小,故提高柱端弯矩增大系数。对于

9 度和一级框架结构仍需考虑框架梁的实际受弯的承载力。

6.2.7 ~6.2.9 防止梁、柱和抗震墙底部在弯曲屈服前出现剪切破坏，这是概念设计的要求，即构件的受剪承载力要大于构件弯曲屈服时实际达到的剪力。也就是按实际配筋面积和材料强度标准值计算的承载力要大于构件弯曲屈服时实际达到的剪力，这是“强剪弱弯”的体现。对不同抗震等级采用不同的剪力增大系数，使“强剪弱弯”的程度有所差别。

要注意的是：柱和抗震墙的弯矩设计值是经本节有关规定调整后的取值；梁端和柱端弯矩设计值之和须取顺时针方向之和以及反时针方向之和二者的较大值；梁端纵向受拉钢筋也按顺时针及反时针方向考虑。

6.2.10 对一级抗震墙规定调整各截面的组合弯矩设计值，目的是通过配筋方式迫使塑性铰区位于墙肢的底部加强部位。故底部加强部位的弯矩设计值均取墙底部截面的组合弯矩设计值，底部加强部位以上，均采用各墙肢截面的组合弯矩设计值乘以增大系数 1.2。

双肢抗震墙的某个墙肢一旦出现全截面受拉开裂，则其刚度退化严重，大部分地震作用将转移到受压墙肢，因此受压墙肢需适当增加弯矩和剪力设计值，其值可增大 1.25 倍。应注意的是地震是往复的作用，双肢抗震墙都有可能全截面受拉开裂，故双肢墙都应考虑增加弯矩和剪力设计值。

6.2.11 对框架角柱，在历次强震中其震害相对较重。角柱因受扭转和双向剪切等不利影响，在设计中，其弯矩、剪力设计值应取调整后的弯矩、剪力设计值并乘以不小于 1.1 的增大系数。

6.2.12 梁、柱、抗震墙和连梁的截面不要太小，如果构件截面的剪压比 ($\frac{V}{f_c b h_0}$) 过高

则混凝土就会过早破坏，等到箍筋充分发挥作用时，混凝土抗剪强度已大大降低，故必须限制剪压比，实际是构件最小截面的限制条件，也是“强剪弱弯”的一个体现。

对跨高比不大于 2.5 的连梁、剪跨比不大于 2 的柱和抗震墙，以及落地抗震墙的底部加强部位要求更高一些，采用剪压比为 $\frac{V}{f_c b h_0} \leq 0.15$ 。

6.2.13 本条规定了在结构整体分析中的内力调整：

1. 框架—抗震墙结构在强烈地震时，抗震墙开裂而刚度退化，引起框架和抗震墙二者的塑性内力重分布，框架部分应力增加。框架部分计算所得的剪力一般都较小，为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力，需调整框架各层承担的地震剪力。因此采取任一层框架部分按框架和抗震墙协同工作分析的地震剪力，不应小于结构底部总地震剪力的 20% 和框架部分各层按协同工作分析的地震剪力最大值 1.5 倍二者的较小值（满足上述条件的各层，其框架剪力不必调整）。这是框架—抗震墙中的框架各层的地震剪力值的控制。也体现了多道抗震设防的原则。

应注意的是各层框架所承担的地震总剪力按本条文中 1 款调整后，应按调整前、后总剪力的比值调整框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值不予调整。

2. 抗震墙连梁内力由风荷载控制时，连梁刚度不宜折减。地震作用控制时刚度折减后，如连梁不能满足剪压比 ($\frac{V}{f_c b h_0}$) 限值时，可按剪压比要求降低抗震墙连梁剪力设计值及弯矩，并相应调整抗震墙的墙肢内力。

6.2.14 抗震墙的水平施工缝处，由于混凝土结合不良，也是抗震薄弱部位，会产生水平滑

移,故规定一级抗震墙需进行水平施工缝处的受剪承载力验算。验算式中忽略混凝土的作用,但考虑轴向压力的摩擦作用有利影响和轴向拉力的不利影响,验算配置穿过施工缝处竖向分布钢筋、竖向插筋和边缘构件的纵向钢筋是否满足抵抗水平剪力要求。验算时钢筋强度采用0.6的折减系数。应注意的是在轴向力设计值计算中,重力荷载的分项系数(γ_G)受压时为有利,取1.0;受拉时取1.2。

6.2.15 框架节点核芯区是保证框架承载力和延性的关键部位,节点核芯区不能先于梁、柱破坏。震害表明:框架节点破坏主要是由于节点核芯区在剪力和压力共同作用下节点核芯区混凝土出现交叉斜裂缝,箍筋屈服甚至被拉断。因此为防止节点核芯区发生剪切脆性破坏,必须保证节点核心区混凝土的强度和箍筋的数量,其目的就是让节点核芯区不先于梁、柱破坏。

6.2.16 分析框排架结构时,一般不考虑对屋架下弦产生的拉压力的附加影响,这是因为产生的拉压力较小。如某选矿主厂房为框排架结构,在球磨跨(排架跨)的屋架(风荷 0.5kN/m^2)产生拉压力为41.7kN,建成后没有发生过问题。但在地震作用下(8度Ⅱ类场地),该跨屋架下弦产生的拉、压力为77kN,比较大。因此本条规定在8度及9度时屋架下弦要考虑由地震作用引起拉力和压力的影响。

6.2.17 唐山地震在8度及以上地区的厂房屋架(屋面梁)与柱头的连接处大部在预埋板螺栓处产生斜裂缝,柱顶埋件拉出压屈等现象。如唐钢铸造车间、二轧车间、废钢车间,矿山机械厂四金工车间、铆焊车间,水泥机械厂清铲车间和机车车辆厂机修车间等均出现上述现象。因此屋架与柱头连接处,除应满足相应的构造措施要求外,还应进行节点抗震验算:屋架与柱头连接节点承载力、预埋件与柱头锚固和柱头混凝土局部承压等。

6.2.19 海城、唐山地震的有关调查报告指出:框排架结构排架跨和单层厂房的屋盖破坏、倒塌的主要原因之一,是由于屋盖支撑系统薄弱、强度和稳定不满足要求所致。框排架结构纵向抗震计算,由于柱列刚度、屋盖刚度等的影响,在屋盖产生的位移差引起的屋盖横向水平支撑杆件内力比较大。经框排架结构空间模型计算三例(排架跨度均为18m,钢屋架厂房高20m左右,8度Ⅱ类场地)其屋盖处两端柱列产生的位移差分别为:6.926cm;5.098cm;6.526cm。对设有横向水平支撑的屋架下弦产生的拉力分别为:140kN;100kN;135kN。横向水平支撑的斜腹杆拉力为:186kN;155kN;180kN。故本条规定:在8度和9度时,设置屋架横向水平支撑的跨间须考虑屋盖两端产生的位移差对屋架弦杆和横向水平支撑斜腹杆的影响。

6.2.20 震害表明:框排架结构和不等高屋盖的高低跨柱的支承低跨屋架的牛腿,普遍在牛腿表面预埋板螺栓处产生外斜裂缝,甚至产生向外移位破坏。因此除在构造上采取措施外,牛腿的纵向钢筋还要通过计算满足重力荷载和水平地震作用下所需钢筋面积。公式6.2.20中第一项为承受重力荷载所需要的纵向钢筋面积;第二项,为承受水平拉力所需要的纵向钢筋面积。

6.2.21 地震震害表明,没有考虑抗震设防的一般钢筋混凝土天窗架,其横向受损并不明显,这主要是天窗架横向刚度很大,基本上随屋盖平移。天窗架的横向抗震计算中,根据震害和设计经验,在烈度为7度和8度时有斜腹杆的钢筋混凝土天窗架,且跨度小于等于9m时,可不进行横向抗震强度验算。当烈度为9度或天窗架跨度大于9m时,可以直接采用底部剪力法计算。天窗架在纵向地震破坏比较普遍,故在纵向应进行抗震验算,验算时可采用双质点体系,即天窗的屋盖和天窗分别设置质点的底部剪力法计算,地震作用效应。

这次修改增加了天窗可作为框排架结构的组成部分,纳入结构的计算模型参与框排架结构横向与纵向地震作用计算。

6.2.22 山墙柱在地震中破坏时有发生,故仅从抗震构造措施上考虑还是不够的,要进行抗震验算。但由于受力比较复杂,如纵向地震作用对山墙柱顶铰支点产生的变位等,没有合适的简化计算方法。本规范规定:将山墙柱纳入框排架结构的计算模型,参与结构的纵向地震

作用计算。其二可采用简化计算方法：即由山墙柱承担的自重、两侧相应范围的山墙自重和管道平台等自重引起的地震作用以及由屋盖纵向地震位移引起的山墙柱的地震作用，两部分产生的地震作用组合进行计算，其计算方法可按本规范附录 F 进行。

6.3 框架部分抗震构造措施

6.3.1 框架梁是框架结构在地震作用下的主要耗能构件，特别是梁的塑性铰区应保证有足够的延性，因此对梁的最小截面有一定的要求。

在地震作用下，梁端塑性铰区保护层容易脱落，如梁截面宽度过小，则截面损失较大。梁断面高宽比太大不利于混凝土的约束作用，梁的塑性铰发展范围与梁的跨高比有关，当梁净跨与梁断面高度之比小于 4 时，在反复受剪作用下交叉裂缝将沿梁的全跨发展，从而使梁的延性及受剪承载力急剧降低。

6.3.2 ~ 6.3.3 梁的变形能力主要取决于梁端的塑性转动量，而梁的塑性转动量与截面混凝土受压区相对高度有关。当相对受压区高度为 0.25 至 0.35 范围时，梁的位移延性系数可达 3~4。计算梁端受拉钢筋时宜考虑梁端受压钢筋的作用，计算梁端受压区高度时宜按梁端截面实际受拉和受压钢筋面积进行计算。

梁端底面和顶面纵向钢筋的比值，同样对梁的变形能力有较大影响。梁底面的钢筋可增加负弯矩时的塑性转动能力，还能防止在地震中梁底出现正弯矩时过早屈服和破坏过重，从而影响力承载力和变形能力的正常发挥。

根据试验和震害经验，随着剪跨比的不同，梁端的破坏主要集中在 1.5~2.0 倍梁高的长度范围内；当箍筋间距小于 $6d \sim 8d$ (d 为纵筋的直径) 时，混凝土压溃前受压钢筋一般不致压屈，延性较好。因此规定了箍筋加密范围，限制了箍筋最大肢距；当纵向受拉钢筋的配筋率超过 2% 时，箍筋的要求相应提高。

贯通中柱，梁的纵向钢筋直径不宜大于沿纵筋方向柱截面边长的 $1/20$ ，是纵向钢筋锚固的要求。

6.3.4 楼盖是保证结构空间整体性的重要水平构件，要具有足够的刚度。其加强措施是按以往工程设计经验整理提出的。其他见 6.1.5 条说明。

6.3.5 震害和试验表明，框架柱是弯曲破坏型还是剪切破坏型，取决于剪跨比（剪跨比用于区分变形特征和变形能力）和轴压比（轴压比是影响柱的破坏形态和变形能力重要因素）两个主要因素。当剪跨比小于等于 2，特别是小于 1.5 时，即使采取了一般抗震措施，也难以脆性破坏。因此规定剪跨比宜大于 2。

6.3.6 轴压比是影响柱的破坏形态和变形能力的重要因素。限制框架柱的轴压比就是为了保证框架结构的延性要求。国内外的试验研究表明，偏心受压构件的延性随轴压比增加而减小。为了满足不同类型结构的框架柱在地震作用组合下延性要求，本条规定了不同类型的柱轴压比限值。

在框架—抗震墙结构中，框架处于第二道防线，因此可将框架柱的轴压比分别放宽 0.05（设有贮仓的柱不放宽）。

震害表明，设贮仓框架柱的延性比一般框架柱差，设有贮仓下的柱破坏较多，因此设贮仓框架，其柱的轴压比限值应从严。

有关资料提出考虑箍筋约束提高混凝土抗压强度，当复合箍筋肢距不大于 200mm，间距不大于 100mm，直径不小于 12mm 时，是一种非常有效的提高正性措施，因此可放宽轴压比限值。

试验研究和工程经验都证明在矩形或圆形截面柱内设置矩形核芯柱，不但可以提高柱的受压承载力，还可以提高柱的变形能力，特别对承受高轴压比的短柱，更有利于改善变形能

力，延缓倒塌，但芯柱边长不宜小于 250mm。

6.3.7 ~6.3.12 试验表明，柱的屈服位移角 Q_y （屈服位移除以柱高）主要受纵向受拉钢筋的配筋率（ ρ_t ）支配，并随受拉钢筋配筋率的增大，呈线性增大，为使柱的屈服弯矩远大于开裂弯矩，避免过早屈服，保证屈服时有较大变形能力，适当提高角柱和贮仓下柱最小总配筋率。原规定的偏低，本次修订适当提高。

为防止柱纵筋配置过多，对框架的全部纵向受力钢筋的最大配筋率，根据工程经验做了规定：柱总配筋率不应大于 5%。

柱净高与截面高度的比值为 3~4 的短柱，试验表明，此类框架柱易发生粘结型剪切破坏和对角斜拉型剪切破坏。为减少这种脆性破坏，要控制柱中纵向钢筋的配筋率不宜过大。因此对一级抗震等级，且剪跨比不大于 2 的框架柱，规定其每侧的纵向受拉钢筋的配筋率不大于 1.2%。

边柱和角柱考虑地震作用组合产生的小偏心受拉时，为了避免柱的受拉钢筋屈服后受压，故柱内纵筋总截面面积应比计算值增加 25%。

柱的箍筋加密和合理配置对柱截面核心混凝土能起约束作用，显著提高混凝土极限压应变，改善柱的变形能力，防止该区域内主筋压屈和斜截面严重裂缝。

箍筋的约束作用与轴压比、含箍量、箍筋形式、肢距以及混凝土与箍筋强度比等因素有关。箍筋加密区的长度，是根据试验及震害所确定的。同时箍筋肢距也做了规定。为了避免配筋率过小，还规定了最小体积配筋率。

考虑到柱子在层高范围内剪力不变及可能的扭转影响，为避免柱子非加密区的受剪能力突然降低很多，导致柱的中段破坏，对非加密区的最小箍筋量也做了规定。

6.3.13 剪跨比是影响钢筋混凝土柱延性的主要因素，一般对剪跨比以 2 为界限。剪跨比大于 2 时，是以弯曲变形为主具有延性。当剪跨比小于和等于 2 时，称为短柱，以剪切变形为主，延性较差，当剪跨比小于 1.5 时，为剪切脆性破坏型，故须采取特殊构造措施。

短柱是抗震设计中应力求避免的，但由于工艺要求有时是不可避免（如有错层等），除了对箍筋提高一个抗震等级要求外，还应采用井字形复合箍。试验研究表明：采用复合箍筋不但可以有效地约束核心混凝土提高柱的混凝土抗压强度，放宽柱的轴压比限值，而且增加延性，耗能能力强，改善变形能力。其次是在柱内配置对角斜筋可以改善短柱的延性，控制裂缝宽度，这是参考国内外成功经验制定的。

6.3.14 梁柱节点的核芯区，处于受压受剪状态，箍筋兼作抗剪和对核心混凝土的约束作用，配筋率要按节点强度计算确定。为了使框架的梁柱纵向钢筋有可靠的锚固条件，框架梁柱节点核芯区的混凝土要具有良好的约束，考虑核芯区内箍筋的作用与柱端有所不同，其构造要求与柱端有所区别。

6.4 抗震墙部分抗震构造措施

6.4.1 本条内容是控制各级抗震墙的厚度及底部加强部位抗震墙的厚度，主要是为了保证在地震作用下墙体出平面的稳定性。

在建筑抗震设计规范（GB50011-2001）及高层建筑混凝土技术规程（JGJ3-2002）中对抗震墙的厚度取值都是一致的，其中抗震墙厚度不应小于层高的 1/20，底部加强部位的厚度不应小于层高的 1/16。本规范采用抗震厚度不宜小于层高的 1/20，底部加强部位的厚度不宜小于层高的 1/16。主要是由于框排架结构中的特点之一，各层层高变化较大，层高较高等原因而要求的。

6.4.2 抗震墙的塑性变形能力，除了与纵向配筋和轴压比等有关外还与墙两端的约束范围、约束范围内配箍特征有关。因此框架—抗震墙结构的抗震墙周边均由梁和端柱组成的边

框，端柱截面及构造均要求与同层框架柱相同处理。

6.4.3 抗震墙分布钢筋的作用是多方面的：受剪、受弯和减少混凝土收缩裂缝等。试验研究表明，分布钢筋过少，抗震墙会使纵向钢筋拉断而破坏。因此控制了竖向和横向分布钢筋的最小配筋率不应小于 0.25%。同时也控制分布钢筋直径范围和间距。分布钢筋间距小，有利于减少混凝土收缩和减少反复荷载作用下的交叉斜裂缝，保证裂缝出现后发生脆性的剪拉破坏并有足够的承载力和增加一定的延性。

6.4.4 ~6.4.6 影响压弯构件的延性或屈服后变形能力的因素有：截面尺寸、混凝土强度等级、纵向配筋、轴压比和箍筋量等，其主要因素是轴压比和配箍率。抗震墙墙肢试验研究表明，轴压比超过一定值，很难成为延性抗震墙，因此对轴压比进行限值，应指出，轴压比只需计算嵌固端截面的轴压比。同样对配箍率和纵向配筋也进行了限值。

6.4.7 试验表明，配置斜向交叉钢筋的连梁具有更好的抗剪性能。跨高比小于 2 的连梁难以满足强剪弱弯的要求。配置斜向交叉钢筋作为改善连梁抗剪性能的构造措施，但不计入受剪承载力。

6.5 排架部分抗震构造措施

6.5.1 有檩屋盖体系只要设置完整的支撑体系，屋面与檩条；檩条与檩托；檩托与屋架有牢固的连接，就能保证其抗震能力，否则地震时就在 7 度地震区，也会出现严重震害。在海城、唐山地震时均有这种情况出现。

6.5.2 无檩屋盖体系各构件相互联成整体是结构抗震的重要保证，因此，对屋盖各构件之间的连焊等提出具体要求。

设置屋盖支撑系统是保证屋盖整体性的重要抗震措施，为了使排架跨屋面的刚度与框架跨刚度相协调，以减小扭转效应，对排架跨屋盖支撑系统的要求比单层厂房屋盖支撑系统有所加强。唐山地震经验表明，很多屋架倒塌不是因为屋架强度不够，而是由于屋架支撑系统薄弱所致。

6.5.3 本条为屋盖支撑布置的补充规定，在屋盖的支撑布置规定中，当设天窗时屋架脊点处应设通长水平系杆，在本条予以明确。

抽柱子时下设托架（梁）区段及其相邻开间应设下弦纵向水平支撑，其目的是增强抽柱子处下弦的水平刚度。

6.5.4 天窗架的震害表明：钢筋混凝土天窗架两侧墙板与天窗立柱采用刚性焊连时，天窗架立柱普遍在下端和侧板连接处出现开裂、破坏甚至倒塌。因此提出宜采用螺旋连接。如果天窗架在横向与纵向刚度很大时，方可采用焊连。

6.5.5 梯形屋架端竖杆和第一节间上弦杆，在屋架静力计算时均作为非受力杆件，对截面和配筋均按一般构造处理。地震时，由于平、空耦连振动，这两个杆件处于压、弯、剪和扭的复杂受力状态，在海城和唐山地震时，这两个杆件破坏比较严重，因此需要加强。

6.5.6 海城、唐山地震时排架柱列的上柱和下柱的根部、屋架或屋面梁与柱连接的柱顶处、高低跨部位牛腿上下柱处以及山墙抗风柱的柱头部位等有的产生裂缝和折断等现象并造成屋盖倒塌。为了避免在上述柱段内产生剪切破坏并形成塑性铰后有足够的延性，故在这些部位采取箍筋加密措施。

这次修订对山墙抗风柱的构造等做了具体要求，同时在附录 F 给出了山墙抗风柱的计算方法。在柱中变位受约束处以及受压、弯、剪、扭等复杂受力状态角柱等一些部位，都给予加强；如箍筋间距加密、直径加大和肢距也做了限制。

6.5.7 柱间支撑是传递和承受结构纵向地震作用的主要构件，在唐山、海城地震时，有不少厂房因柱间支撑破坏或失稳而倒塌。因此本条规定了支撑设置的原则，并控制了支撑杆件

的最大长细比以及构造要求。为与屋盖支撑布置相协调且传力合理，一般上柱柱间支撑均与屋架端部垂直支撑布置在同一柱间内。这次修改中主要是支撑杆件的长细比限值按烈度和场地类别进行划分。

6.5.8 在排架跨内不设吊车时排架柱列的柱一般采用等截面，当柱较高时，采用柱间钢支撑往往满足不了要求，此时可采用框架或框架—抗震墙结构形式来承受纵向地震作用。柱断面较大时，框架横梁可采用双排。

6.5.9 框排架结构的排架跨，在 8 度且跨度大于等于 18m 或 9 度时，纵向柱列的柱头处在纵向水平地震作用产生的剪力比较大，如果只设柱头系杆不设屋架下弦系杆，或只设屋架下弦系杆不设柱头系杆，则柱头上的剪力分布是不均匀的，受力大的柱头会导致柱头上的连接件破坏。在海城地震时的厂房就出现了这种情况。图 6.5.9 所示：其中 (a) 图为仅设屋架下弦系杆，只能通过①②⑤⑥柱头传递水平力。(b) 图为仅设柱头系杆也只能通过①②⑤⑥柱头传递水平力。(c) 图为屋架下弦及柱头同时设置系杆，此时每个柱头均传递水平力，而每个柱头上的水平剪力为 $F/6$ 。因此在条文中规定在 8 度时且屋架跨度不小于 18m 或 9 度时柱头与屋架下弦应同时设置水平系杆。

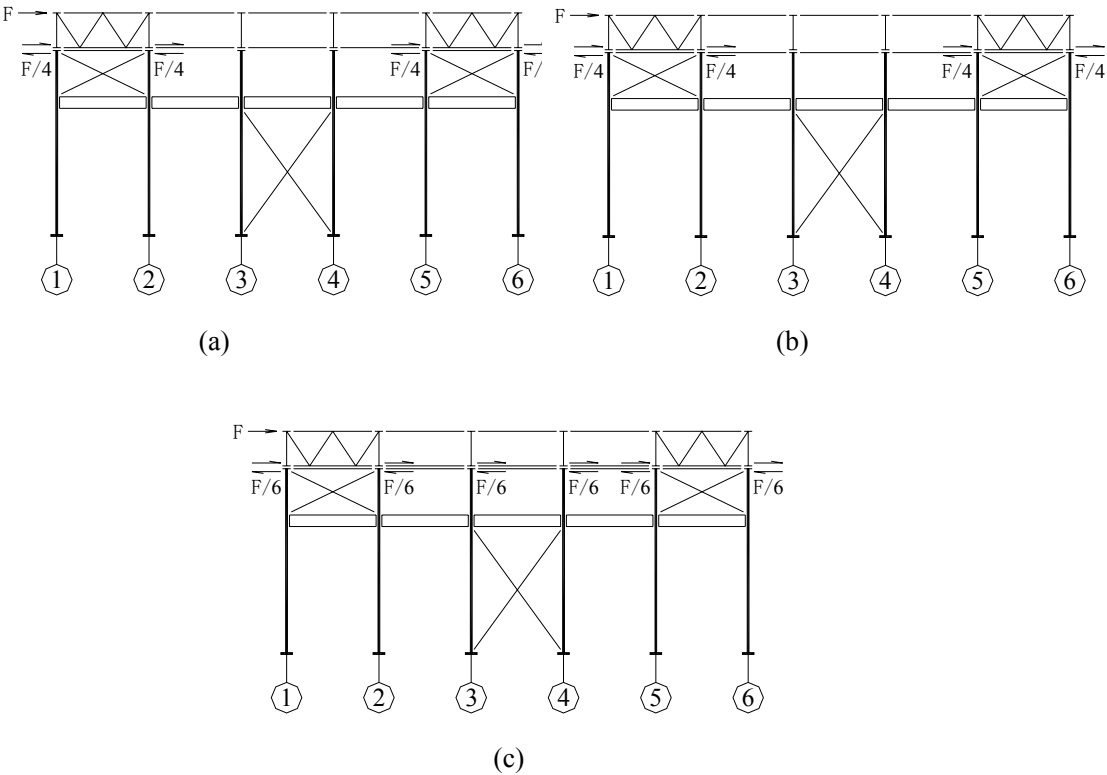


图 6.5.9 排架跨纵向柱列水平地震作用传递

6.5.10 根据震害经验，本条对框排架各构件的连接节点和埋设件等发生震害较多的部位均给予加强，并规定最低要求标准。关于柱顶和屋架（或屋面梁）间连接采用钢板铰，原苏联采用的较多，并在地震中经受了考验，效果良好。

唐山地震时，一些支承低跨屋盖的牛腿上的预埋件锚筋被拉出、牛腿混凝土被压坏，并且箍筋被拉出等致使屋盖倒塌。其原因主要是牛腿在地震作用下受拉、压、剪和扭等的复杂受力状态所致，除预埋件与牛腿受力钢筋焊连外，本条对牛腿箍筋构造措施也提出了要求。

7. 钢框排架结构

7.1 一般规定

7.1.1 随着国家经济的不断发展,钢框排架结构在构筑物中的使用越来越普遍,但国内现行各类抗震设计规范中,尚未包含钢框排架结构的设计问题。因此,本次规范修改列入了这部分内容。

7.1.3 突出屋面的天窗架是地震反应较强烈的部位,本条提出了较合理并常用的天窗架结构形式。同时提出了天窗架布置要求以减少屋面板开洞过大刚度削弱的影响。

7.1.4 保证结构的整体刚度、良好的空间整体工作性能及抗震性能。

7.1.5 为保证结构整体空间工作,应采用刚性构造的现浇楼(屋)盖,对预制板楼(屋)盖亦应设符合抗震构造的现浇层。

7.1.6 在构筑物震害中,砖砌体墙因质量大、刚度大、强度低而导致其自身损坏或对厂房造成的损害较为严重,故应尽量选用轻质墙体;当采用砖砌体墙时亦应考虑柔性连接、对称布置、外包布置、防止刚度突变(如不设与柱刚接的横向半高墙等)等构造与布置要求,以减少地震作用影响。如砖砌体墙(外包或嵌砌)与柱为非柔性连接时,则应在抗震计算中计入墙体质量及折减刚度。

7.1.7 质量较大的烟囱、放散管等支承于框排架结构上,在地震时,对部分截面或连接会产生较强的地震作用,故应考虑多振型影响。但其震型组合情况较为复杂,一般采用的简化计算方法不能保证其安全,故宜与结构整体分析合理设计。

7.2 框排架结构地震作用计算

7.2.1 框排架的抗震验算,一般应采用空间结构模型进行抗震分析。当平面布置规则,结构简单时仍可简化成平面计算。

7.2.2 对单层框排架结构地震作用计算模型中柱、横梁、支撑等刚度确定的简图、计算方法、组合数量等作了较具体的规定。对整体分析中格构式柱及桁架横梁的计算模型,目前实际工程中仍多采用简化等效实腹截面(即以弦杆对中和轴取惯性矩)再折减的方法,虽然计算结果误差稍大,但已有多年应用的经验,一般仍可应用。同时考虑到目前计算机广泛采用,故也推荐按格构式柱或桁架实际简图作为模型计算的方法。

7.2.3 对多层框架结构地震作用计算模型中柱、梁及支撑杆件等刚度、变形的确定、组合楼盖梁的计算宽度等;按一般习惯方法作了较具体的规定。对框架短柱、短梁其剪切变形影响不宜忽略,故应计入。

7.2.4 按钢结构工程设计经验及通常作法提出厂房柱计算高度的规定。

7.3 结构地震作用及效应的调整

7.3.1 多层框架结构的支撑框架结构体系,因由带支撑框架与纯框架共同组成抗侧力体系,在分配楼层剪力时,应将支撑框架中的支撑刚度,乘以支撑承载力降低系数,并应保证层间剪力不低于结构底部总剪力的25%。

7.3.2 当结构按双质点底部剪力法简化进行纵向计算时,对边跨或受纵向约束中间跨的纵

向天窗架垂直支撑,应考虑额外传递部分屋盖地震作用给柱间支撑或纵墙的情况,而应将其仅按传递天窗架屋盖地震作用的计算值再予以增大,这一情况也为实际震害调查所证实。

7.3.3 按本章规定的方法验算结构构件时,对表 7.3.3 所列构件尚应考虑其受力特性而将其地震作用予以增大:

1. 地震作用可来自任何方向,而本章是按单向(纵向或横向)来计算结构或构件地震作用效应的,即结构构件内力是按单方向地震作用确定的。故对于两个互相垂直的抗侧力构件共有的柱应考虑其他方向的地震作用的影响;

2. 多层框架的转换梁在地震作用时有倾覆力矩等引起的加作用力,故以增大系数考虑此不利影响;

3. 单层排架和多层框架的柱间支撑(中心支撑)是构筑物向抗震的主要构件,许多国家的抗震规范均认为进入弹塑性阶段后,塑性铰大多在支撑构件中发生,故采用增大系数以加大安全度;

4. 采用简化方法计算时,对较大质量的伸悬设施,所算得的地震作用不能反应高振型参与的影响,故应计入增大系数修正。

7.4 框排架梁、柱及其节点抗震承载力验算

7.4.1 钢结构构件的抗震承载力的基本计算依据为现行《钢结构设计规范》(GB50017)。构件进行地震组合验算时,按照建筑结构极限状态及可靠度的设计原则,应对其钢材及连接强度除以抗震调整系数 γ_{RE} 后采用。

7.4.2 为保证梁整体稳定条件而确定的。

7.4.3 框架梁端处,或当有加腋时,在梁全长的最大弯矩处,均为有可能发生塑性铰部位,故应设置侧向支撑,其间距应符合《钢结构设计规范》(GB50017)相应要求,同时由于形成塑性铰并有转动的可能,故截面的上、下翼缘均匀有支撑支持,以防翼缘在转动过程中,局部失稳。

7.4.4 框架节点区格板的强度与稳定,不仅关系到结构的整体塑性性能,而且还直接影响结构的变形与稳定。这里提出了框架梁柱节点的格板剪应力验算,最小厚度及加劲肋验算等计算公式。

式 7.4.4-1 中略去了构件的剪力影响,故将屈服剪应力 f_{vy} 值提高 33%,即 $f_{vy}=1.33 \times 0.58 f_y = 0.77 f_y$ 。

7.4.5~7.4.6 对刚架节点进行抗震验算时,应按截面发展塑性计算。加腋后,为使塑性铰不在变截面段产生,故设计计算时应满足式 7.4.5 的要求,否则应加大变截面高度 h_x 。当节点区格板强度不能满足要求时,通常宜加斜加劲解决。第 7.4.6 条根据有关资料,提出了斜加劲肋的计算公式。当需在圆弧上加短加劲肋时,可参考英国“Steel Engineers Manual”等资料中有关公式计算。

7.5 连接节点承载力的抗震验算

7.5.1 钢结构抗震设计中宜采用的连接类型,其中栓焊混用连接系指在梁与柱的刚接连接中,翼缘与柱焊接而腹板与柱栓接,分别抗弯抗剪并共同工作的构造。应注意在设计中栓焊混用连接不得在抗剪、抗拉(压)连接部位采用。

7.5.2 ~7.5.3 钢结构节点连接是保证结构抗震工作的重要部位,也是易于产生塑性处。按照连接强于构件的设计原则,为了保证这些部位的连接不先于构件达到塑性或破坏。

7.5.4 实腹刚架梁中塑性铰一般产生在梁端至本条(1)、(2)所述范围内,故梁应尽量避

免在此范围内拼接,如不可避免时应按条文所述要求加大截面模量,使塑性铰移在拼接点外。

7.5.5 柱间支撑是框排架结构纵向抗震的主要构件,过去地震中支撑所产生的问题,大多由于节点构造不当,故本条针对上述问题与国内外关于节点连接的研究成果而制定,其主要目的是使支撑节点传力直接,不产生偏心与局部应力集中,从而增强支撑节点的抗震能力。

7.5.6~7.5.8 钢柱柱脚构造可分为外露式和埋入式两种,外露式柱脚多用于单层排架和多层框架,其柱脚连接不能充分保证形成可转动塑性铰的机制;埋入式柱脚,由于底端锚固于混凝土基础中,铰在近柱脚的柱截面处形成,故一般更适用于高层建筑或高烈度区结构柱脚。根据冶金建筑研究总院、西安建筑科技大学及北京钢铁设计研究总院等单位的研究成果及设计经验,提出了埋入式柱脚的计算公式。

7.6 框排架结构支撑抗震设计

7.6.1 柱间支撑是结构体系中传递地震作用等纵向力的重要保证,根据合理确定单元长度及设置支撑,选定支撑刚度,减少框排架结构整体扭转影响等原则,结合钢结构特点,综合提出了对柱间支撑布置的要求。其中关于增设一道支撑的单元长度限值,是根据设计经验控制柱间支撑杆件最大内力在合理范围内而确定的。

7.6.3 条文中列出交叉型支撑的长细比要求和承载力计算公式。设计经验与震害调查均表明,对抗震作用而言,柱间支撑杆件的长细比宜合理控制,不宜过刚或过柔,同时在计算交叉支撑长细比时应按《钢结构设计规范》(GB50017)有关规定进行。本条中有关计算刚度及强度的规定及计算式,是考虑压杆在反复循环荷载下对拉杆卸载影响而提出的,其相关内容为冶金建筑研究总院及机械部规划设计院等单位的研究效果。

7.6.5 多层框架结构一般横向为框架体系,纵向为支撑体系、故对多层框架结构主要是在纵向支撑方面作出有关设计规定。纵向柱间支撑的综合布置要求,其原则是保持各层各列间刚度对称、均匀,不引起地震作用的突变或附加扭转,对高烈度区宜考虑消能(偏心支撑)措施,合理选用支撑型式。

7.6.6 根据设计经验以框排架组合结构的支撑布置提出的要求。

7.6.7 中心支撑仍为多层框架结构常用的支撑类型,本条综合规定了有关设计构造要求。对人字或V形支撑,多以框架横梁为支撑横杆,由于在施工中节点连接及承载顺序难以完全预先控制,故按实际工程设计习惯做法,一般仍不考虑人字形(或V形)斜杆对横梁支承荷载的有利作用,而只考虑斜杆承担横梁传来荷载的不利影响。

7.6.8 交叉形、人字形(V形)支撑,其杆端与梁柱相交汇,当柱身因轴向力而产生轴向(如压缩)变形时,因节点变形协调关系,支撑斜杆中亦引起附加变形与应力,当竖向荷载较大或层数较多时,此附加影响不可忽视,提出了此附加应力的计算公式。

7.6.9~7.15 柱间偏心支撑为近几十年来研究发展并实际应用的一种特型支撑,具有较大延性及适应非弹性往复变形的能力,因其构造有耗能梁段,在强震时可形成塑性铰以吸收地震能量,故特别适用于高(多)层结构有强震反应的抗侧力体系中。目前此型支撑在日本、美国研究应用比较成熟,国内西安建筑科技大学、清华大学亦进行了合作研究及验证试验研究,并开始应用于实际工程。

试验研究表明:偏心支撑采用剪切屈服型耗能梁段对抗强震更为有利,故亦推荐此种构造类型。

综上所述,参照欧洲规范(N°8)有关规定,对偏心支撑的选型、承载力、连接强度、耗能段计算与构造、相关柱的验算等均作了具体规定。

7.7 抗震构造措施

7.7.1 高强度螺栓连接具有承载力可靠,抗反复荷载性能优良及对大变形有良好的适应性等特性,故应优先用于重要连接中;普通螺栓连接抗剪强度较低,抗反复荷载性能很差,故对其应用范围作了限制。

7.7.2 近年来框架梁、柱采用翼缘不带拼材的翼焊—腹栓并用连接形式,已在国内十余幢高层钢结构中普遍应用。经验表明这种连接构造具有施工快速、节约拼材、承载力强(与母材等强或超过母材)、抗反复荷载性能良好等特点,故宜优先选用。当条件有限制时,腹板连接亦可采用焊接。对翼缘、腹板均带拼材的焊接连接,其抗反复荷载性能较差,构造亦较复杂、耗材较多,故一般不推荐在梁柱连接中采用。

7.7.3 框架节点垂直于受力方向的焊缝一般均为直接传递母材内力的焊缝,按等强要求应采用焊透对接焊缝。

7.7.4 承压型高强度螺栓连接是以允许微量滑移为承载前提的,故《钢结构设计规范》(GB50017)亦明确规定不得将其用于承受动载的连接。而地震作用是有动力性质的反复荷载,故不宜选用上述两类连接。

7.7.5 框排架结构主要承重柱柱脚的构造一般均要求双螺帽,以防止在长期使用中各种内力作用下可能发生松动而不能保证连接性能等情况;对承受地震反复作用的柱脚更应符合这一构造要求。此外因柱脚锚栓不能抗剪,故对有较大剪力作用的柱脚宜采用有专门抗剪措施的构造(如抗剪键)。

7.7.6 根据设计经验提出了刚架节点加腋的构造要求。在加腋区拐点处,受压翼缘有拐折分力作用,为保证其局部稳定,应设横加劲肋。本条节点构造示例仅示出了带拼材的节点连接构造,有条件时亦可采用翼缘无拼材对焊(应准确定位剖口等强对焊)构造。一般在弯矩较大的拼接处不宜采用螺栓法兰拼接,因其抗弯性能较差。

7.7.7 ~ 7.7.8 本条参照高层钢结构工程经验,提出了工序形截面柱翼缘对焊的等强拼接构造及框架梁柱连接构造要求。

7.7.11 在区格板上贴焊附加板需采用周边封闭焊缝,且又与原区格分格边界处已有的周边焊缝非常接近,因而会造成板域较大的附加焊接应力,对承受反复作用力有不利影响,故不宜采用。

8. 锅炉钢结构

8.1 一般规定

8.1.1 本条明确了本章适用的范围。

8.1.2 本条款按照《建筑抗震设防分类标准》GB50223-95 第 6.0.3 条和《电力设施抗震设计规范》GB50260-96 第 1.0.5 条，确定单机容量为 300MW 及以上或规划容量为 800MW 及以上的火力发电厂锅炉钢结构应属于乙类构筑物。

8.1.3 抗震设防烈度 6 度建于 IV 类场地属于乙类建筑的锅炉钢结构，7 度和 7 度以上的锅炉钢结构，应进行多遇地震作用下的截面抗震验算，但是对于不规则且具有明显薄弱部位可能导致地震时严重破坏或高度大于 150m 及建于 9 度地区属于乙类建筑的锅炉钢结构应按本规范的规定进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。

8.1.4 锅炉钢结构和邻近建筑结构属不同类型的结构，若将它们联系在一起将形成体型复杂、平立面特别不规则的建筑结构，所以一般情况下，应按实际需要在适当部位设置防震缝，避免锅炉钢结构承受邻近厂房的地震作用。当用户有特殊要求，不能形成单独的抗侧力结构单元时，则应按不规则建筑结构，采用空间结构计算模型，进行水平地震作用计算和内力调整，并对薄弱部位采取有效的抗震措施。

8.1.5 金属框架护板与锅炉钢结构梁、柱嵌固在一起，形成刚度大、能较好地抵抗水平作用的结构，因而能视作刚盘平面结构。

8.1.6 K 形支撑体系在地震作用下，可能因受压斜杆屈曲或受拉斜杆屈服，引起较大的侧向变形，使柱发生屈曲甚至造成倒塌，故不应在抗震结构中采用。偏心支撑至少有一端交在梁上，而不是交在梁与柱的交点上，使结构具有较大变形能力和耗能能力以及稳定的恢复力特性，是一种良好的抗震结构，偏心支撑更适用于高烈度地震区。

8.1.8~8.1.9 垂直支撑、水平支撑与柱和梁组成空间桁架体系，以保证结构的整体刚度，提高结构的整体刚度。

垂直支撑和水平支撑布置在承载较大平面内是为了传力直接，缩短传力途径。水平支撑在锅炉钢结构周围连续封闭布置，可避免柱承受弯矩，国外有关资料规定水平支撑之间的间距为 40 英尺，我们根据此数据定为 12-15m。

8.1.11~8.1.12 锅炉屋顶盖和紧身封闭的结构件承受的主要是荷载是风荷载，在锅炉钢结构设计时只计它传递到钢架的风荷载和自重，而不考虑它与锅炉钢结构共同工作，采用轻型钢结构自重轻，对抗震设防更有利。

8.2 计算要点

8.2.1 锅炉是火力发电厂主机设备之一，电厂的工程勘察由总设计单位委托相关部门实施。通常电厂对各主机设备设计、制造厂家只按照工程勘察报告提供场地类别，而不提供土层剪切波速和场地覆盖层厚度等相关资料，此时地震影响系数可根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自震周期以及阻尼比按《建筑抗震设计规范》GB500115 第 5.1.4 和 5.1.5 进行计算。

8.2.2 锅炉钢结构的基本自振周期的近似计算公式摘自美国 UBC，根据此公式计算得到的基本自振周期与锅炉钢结构的实则数值接近，因此推荐使用此公式计算锅炉钢结构的基本

自振周期。

8.2.3 锅炉行业曾对锅炉钢结构进行过多次测震,但 300MW 及以上的锅炉实测较少,本条规定的阻尼比数值一方面根据实测数据,同时也参考《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)关于高层钢结构阻尼比的推荐数值。

8.2.4、8.2.5 经与振型分解反应谱法计算结果比较,锅炉钢结构属弯剪型结构。因此,采用底部剪力法计算时,其结构类型指数和基本振型指数均应以弯剪型结构取值。

8.2.6 容量为 300MW 及以下锅炉钢结构高度一般不超过 65m,其抗震计算可采用底部剪力法,容量为 600MW 及以上的锅炉钢结构宜采用振型分解反应谱法进行抗震计算。

8.2.8 悬吊锅炉炉体通过导向装置将炉体的水平地震作用直接作用在锅炉钢结构相应位置上,可不进行沿高度重新分配。

各导向点的重力荷载取值可按图 8.2.7 计算,也可以使用简化方法近似选取各导向点所负担的重力荷载值,炉膛上部导向点负责炉膛悬吊总重的 50%,炉膛中部导向点负责炉膛悬吊总重的 30%,炉膛下部导向点负责炉膛悬吊总重的 20%。尾部烟道上、下部导向点各负责尾部烟道悬吊总重的 50%。

8.2.10 大型锅炉都设有导向装置,但是 200MW 及其以下的悬吊锅炉有的不设导向装置,悬吊炉体和锅筒的地震作用只作用在锅炉钢结构的顶部,根据实测 7 度地震 II 类场地的地震影响系数为 0.022,此规定锅炉行业已使用多年。

200MW 及以下锅炉钢结构的基本自振周期在 T_g 和 $5T_g$ 之间,地震影响系数
$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T} \right)^{0.9} \eta_\xi \alpha_{\max}$$
 ,当结构确定之后,结构的阻尼比 ξ 和自振周期 T 随之确定,阻尼修正

系数 η_ξ 也被确定,不同场地类别和设计地震分组的地震作用系数只随 $(T_g)^{0.9}$ 变化。我们以设防 7 度、加速度 0.10g、第一组、II 类场地的地震影响系数 0.022 为基准,根据不同场地类别和设计地震分组的特征周期值之间的比例关系,推算出无导向装置悬吊锅炉不同场地类别,不同设计地震分组在多遇地震作用下的地震影响系数,也就是表 8.2.10。

8.2.11 对于基本周期大于 3.5s 的结构,可能出现计算所得的水平地震作用效应太小,出于结构安全考虑,给出了各主平面水平地震剪力最小值的要求,对于一般的锅炉钢结构基本自振周期远小于 3.5s,本条要求自然满足,不需进行验算。当在特殊情况下,基本周期大于 3.5s 时,应按本条进行验算,若不满足要求应对结构的水平地震作用效应进行相应的调整。

8.2.12 需要计算竖向地震作用的范围。

8.2.14 锅炉钢结构是由永久荷载起控制作用的,同时风荷载是最主要的可变荷载,其他可变荷载很小。考虑到锅炉钢结构以往的设计经验和效应组合的一贯做法,避免结构可靠度的降低,保持和过去的设计安全度相当,故将永久荷载分项系数和风荷载分项系数取为 1.35。

8.2.15 锅炉钢结构构件承载力的抗震调整系数,根据锅炉钢结构的特点和我国锅炉行业多年的设计经验,规定如表 8.2.14 所示,仅梁、柱承载力的抗震调整系数与表 5.4.2 稍有不同。

8.3 抗震构造措施

8.3.1~8.3.4 锅炉钢结构的主柱和支撑杆件的长细比,柱、梁和支撑杆件板件的宽厚比是参照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)和《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99-98)并考虑到的锅炉钢结构的特点以及锅炉界的多年设计经验而确定的,其限值有所放宽。

8.3.5 抗震设防为 6 度时,除建于 IV 类场地属于乙类建筑的锅炉钢结构外,可不进行地震作用计算。为了保证结构的安全,贯彻构件节点的破坏不应先于其连接的构件的原则,节点

的承载力应适当高于设计值。原《锅炉构架抗震设计标准》(JB5339-91)规定宜提高 20%。

8.3.6 参照国外的有关标准,支撑力取支撑标高以上柱所承受的全部永久荷载的 2%,当需支撑的柱子多于 1 根时取 1%。支撑力不与其他作用产生的轴力叠加。

8.3.7 强震区的锅炉钢结构,梁与柱的连接不宜采用铰接,主要考虑是铰接将使结构位移增大,同时考虑双重抗侧力体系对大型锅炉钢结构抗强震是有利的。

8.3.8 埋入式结构是指刚接或铰接柱脚,柱底板的下标高均设在锅炉房±0.0m 以下,根据其承受荷载的大小,可选择埋深为 300~1000mm。

8.3.9 柱底板所受水平力,不考虑由柱脚锚栓承受,《钢结构设计规范》(GB50017-2003)规定由底板与混凝土基础间的摩擦力承受(摩擦系数可取 0.4),当不满足时,应设抗剪键。在计算摩擦力时柱的直压力取 0.75 倍的永久荷载减去最大一种工况的上拔力,因为在统计永久荷载时是取最不利的工况,而且可能统计偏大,因此取 0.75 倍的永久荷载这样比较安全。另一种方法是由受水平力方向的柱底板端面作用在混凝土基础上来承受水平力,此时所能承受的水平力为受水平力方向的柱底板端面积乘以混凝土基础的局部承压强度设计值 f_c ,如果此值小于柱底板所受水平力,应设置抗剪键。

当基础出现上拔力时,锚栓的数量和直径应根据柱脚作用于基础上的净上拔力确定,计算上拔力时使用最大一种工况的上拔力减去 0.75 倍的永久荷载,也是为了使设计更安全。

8.3.11 本条给出了梁采用悬臂梁段与柱刚性连接的构造要求。

8.3.12 梁与柱为刚接时,柱在梁翼缘对应位置设置横向加劲肋是十分必要的,参照有关标准,横向加劲肋的厚度宜取为梁翼缘的厚度。

8.3.13 连接杆件的轴力通过连接件在节点板内按照 30° 应力扩散角传至连接件端部与杆件垂直的有效宽度内,为了承受地震作用,应保证足够的有效宽度。

支撑与节点板嵌固点保留一个小距离,可使节点板在大震时产生平面外屈曲,从而减轻对支撑的破坏。

9. 筒仓

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用范围系根据钢筋混凝土、钢及砌体筒仓结构特点、震害经验及技术水平，并结合我国具体条件制定的。我国煤炭、建材、冶金、电力、粮食等系统的大、中型筒仓，一般均与厂房分开，建成独立的结构体系，本章涉及的筒仓，有别于第6章中带筒仓的框架结构，筒仓平面也不限定为圆形。散状物料是指其粒径、颗粒形状、颗粒组成及其均匀度满足散体力学特性的粒状或粉状物料所组成的贮料，如矿石、煤、焦炭、水泥、砂、石灰、粮食、灰渣、矿渣及粉煤灰等，但不包括青贮饲料、液态及纤维状物料。唐山地震的震害调查资料表明，地下、半地下式筒仓的震害极其轻微，地面上的筒仓与地下构筑物相比，遭受的震害较为严重。柱支承的筒仓与筒壁支承的筒仓相比，前者震害较为严重。由于地下、半地下式筒仓近年来使用较少，因此，本章仅考虑常见的架立于地面上的矩形筒仓或圆形筒仓。槽仓及利用支柱支承的滑坡式仓，其支承结构与矩形仓相似。对利用地形落地式滑坡式仓已很少采用，抛物线仓及其他形式的地面仓，其结构特性有别于上述筒仓，又无相关震害经验，因而本章亦未予包括。

9.1.2 筒仓结构布置的基本原则与一般建筑物的要求一致。根据筒仓的实际震害，并结合其受力特点，通过分析研究，提出了筒仓布置的具体建议和要求。

筛分间及布置在筒仓上面的输送机栈桥的转载间，除利用仓壁延升作为其支承结构的筒仓外，其他结构的筛分间或转载间会使筒仓在竖向形成刚度突变，随着质心高度的提高，显然对抗震不利。因此，在高烈度区应与工艺设计协调，将筛分间及较重的设备下移到地面或另置于独立的框架结构上。

9.1.3 筒仓结构的选型、选材，是根据以往震害经验，并结合材料及生产工艺等因素综合考虑而定。

据对我国煤炭、建材、冶金系统在7度及7度以上地区已建筒仓的调查，以现浇钢筋混凝土高架矩形仓和圆形筒仓居多，约占82.6%。鉴于现浇钢筋混凝土筒仓量大面广，且在设计、施工及使用方面有丰富的经验，因此，在地震区应优先采用，也是本章的主要内容。

筒仓的抗震能力主要取决于其支承结构。海城、唐山两次地震的筒仓震害调查表明，柱承式矩形仓震害最严重，筒承式圆形筒仓最轻。

柱承式矩形、方形及圆形或其他几何形外的筒仓是典型的上重下轻、上刚下柔的鸡腿式结构。其支承体系存在超静定次数低，柱轴压比大，仓体与支承柱之间刚度突变等不利因素，使得结构延性较差，对抗震不利。对平面布置为排仓或群仓，当各个仓体内贮料盈空不等或结构不对称时，在地震作用下会引起扭转振动，而进料通廊如偏心支承于群仓上，将会加剧筒仓的扭转效应，由此造成的破坏实例，在唐山地震中并非罕见。

随着筒仓震害经验的积累和抗震技术的发展，已经提出了一些提高柱承式矩形筒仓抗震性能的有效措施。将仓下的支承柱延伸至仓顶并增加下部支承结构的超静定次数，减少刚度突变，增加基础的整体性，使柱子底端成为固定端，从而有利于结构的整体抗震性能，吸收较多的地震能量减少震害。

筒承式圆形筒仓是壳体结构，其刚度大、抗变形能力强，单体筒仓结构对称，当组合仓群布置对称时，抗扭性能好。

由于散粒体贮料在地震时与筒仓仓体的运动有一定的相位差，从而产生耗能作用。国内外试验研究及震后检测调查结果表明，筒承式筒仓的贮料耗能效果非常显著。此外筒仓的抗

震性能与其支承结构的刚度有关，刚度大者耗能效果明显。

支柱较多的柱承式圆形筒仓，柱轴压比一般低于柱承式矩形仓，且筒仓质心也相对较低，其抗震性能介于筒承式圆形筒仓与柱承式矩形仓之间。

柱承式矩形或方形筒仓的支承柱向上延伸，并与仓壁及仓上建筑整体连接，有利于增强仓体的整体刚度。对于柱承式非跨线（装车仓）单仓、排仓及群仓应加大仓下支承柱的超静定次数，以利吸收地震动能减少震害。对于柱承式跨线（装车仓）单仓、排仓及群仓加大纵向超静定次数或刚度容易处理，其横向（跨线方向）由于受到铁路或汽车装车限界的限制，不可能增加更多的横向构件或斜撑，为此，应调整柱的截面加强横向刚度。对于槽仓及柱承式斜坡仓亦应采取同样的处理。

唐山地震前，唐山地区的建、构筑物的设计均无地震设防。唐山地震中无抗震设防的钢筒仓，除少数因强度不足、支撑体系残缺和原设计不当的钢筒仓严重破坏或倒塌外，一般震害轻微。钢筒仓延性好，轻质高强，具有较强的抗震能力

由于钢筒仓的结构形式各不相同，钢板仓群间或独立单仓间的净距应满足施工、维修、防火及地震次生灾害的要求，控制其通道的必要宽度。

砌体圆形筒仓以往仅用于低烈度区小直径筒承式圆筒仓。从砌体筒仓的结构特点来看，该结构刚度大，强度低，延性差，其高度及直径不宜过大，需要限制使用，且不适用于七度以上地区。若超越规定不但不经济还将可能造成较大的地震灾害，且往往难以修复。近年来我国耕地逐年减少，粘土砖砌体筒仓的使用应受到严格的限制。

9.1.4 震害经验表明，钢结构仓上建筑的震害最轻，抗震性能好；钢筋混凝土仓上建筑的抗震性能较好，唐山地震时，即使在 9 度区也很少发生严重的破坏；砌体结构仓上建筑震害最严重，故应慎用，尤其应考虑仓上建筑的鞭梢效应对砌体结构的震害。

轻质屋面结构的地震作用较小，现浇钢筋混凝土屋面及相应的支承结构的整体性较好，二者对仓上建筑的抗震均有利。

钢结构仓上建筑必须设置完整的支撑体系，保证结构的整体稳定并选取轻质围护材料，以免削弱结构轻质高强延性好的优越性。

9.1.5 国内外由于结构平、立面布置不当而造成震害者不胜枚举，在唐山地震中筒仓由此引起或加剧震害的实例亦为数不少。对此，以往常用的重要手段是设置防震缝。在群仓上部设有筛分间或其他工作间且形成较大高差处和辅助建筑毗邻处应设置防震缝。将结构分成若干体形简单、规整、结构刚度均匀的独立单元，但防震缝如缝宽过小，则起不到预期效果，仍难免相邻结构局部碰撞而造成损坏及次生灾害。当筒仓较高时，防震缝过大有损结构的整体形，对抗震不利。设计者也可采取结构刚度调整、平面、空间布置及其他措施，使之取得与设置防震缝同样的效果。

9.1.6 当地基属软弱土、液化土及不利地段地基土且基础的刚度和整体性较差时，在地震作用下，基础不能充分吸收上部结构传来的地震效应，将产生较大的转动，从而降低了柱承式筒仓的抗侧力刚度，对内力和位移都将产生不利影响。对基础间无连接构件相连的单独基础，往往不能满足要求，为此选择刚度较大的整体基础是非常必要的。

9.1.8 柱承式筒仓，当基础的刚度不能使支柱的底端成为真正的固定端时，基础对支柱的底部将不产生约束。地震作用产生的弯矩将全部由柱顶承受，支柱的抗力将无法满足而破坏。为此除加强基础的刚度使支柱的底部产生可靠的固端约束，将地震作用产生的弯矩分别由支柱的上下端承受外，增加支撑及赘余杆件并由其吸收更多的地震能量，分担支柱上端的地震作用产生的作用力，从而减少筒仓的侧移、变形及震害。

9.1.9 未经处理的液化地基、不利地段的不均匀地基将严重影响筒仓的稳定性，使筒仓在地震时产生严重变形及倒塌，从而影响与筒仓有连接关系的建、构筑物，造成严重的次生灾害，为震后修复带来困难，为此需严格控制独立筒仓的倾覆及侧移。

9.1.10 由于筒仓用途广范,因此重要性分类不取决于筒仓的大小和多少,而取决于其在工业企业中作用的重要性,其分类应参照有关专业标准确定。

9.1.12 采用人工地基的目的,是要将筒仓基础持力层及下卧层的各不同地基土层,经人工处理后达到接近各同一土层的性能,从而减少地基不均匀变形。

9.2 抗震计算

9.2.3 贮料是筒仓抗震设计的主要重力荷载,其取值与地震时贮料充盈程度和有无耗能作用两个因素有关。

9.2.4 根据筒承式筒仓的结构特点,采用底部剪力法进行抗震计算时,采用多质点体系模型的计算结果比较精确,但要把仓上建筑也作为多质点体系中的质点。

9.2.5 柱承式筒仓的质量主要集中于贮料部分的仓体,其支承结构的刚度远远小于该仓体的刚度,地震作用效应以剪切变形为主,因此可简化为单质点体系,采用底部剪力法计算。条文中表 9.2.5 所列出的放大系数是参照筒仓按整体分析(把仓上建筑、仓体和仓下支承系统作为整体),用振动分解反应谱法计算的地震作用效应结果与仓上建筑单独分析的结果(把仓上建筑按落地独立结构计算)相比较而确定的。

9.2.6 在高烈度及软弱地基条件下,地震作用将引起筒仓侧移。重力偏移($P-\Delta$)效应,可能使支承柱进入塑性工作状态,成为筒仓倾斜、失稳及倒塌的重要原因。对柱承式筒仓应按本条给出的公式进行附加水平地震作用的计算,该公式是根据能量原理导出的。

9.2.7 组成柱承式排仓的单仓个数,是影响筒仓扭转效应的主要因素,随着其个数的增加,支柱的扭转效应显著增大。因此,组成排仓的单仓个数不宜过多。

9.2.9 当筒仓采用筒壁与柱联合支承时,为了使支柱抗震能力不致过低,本规范规定了其承担地震剪力的最小值。

9.2.10 开洞面积在控制范围内,筒壁与仓底整体连接的筒壁支承筒仓,刚度大并具有良好的抗震性能。有关地震资料表明,在 7、8 度地震区几乎没有震害,故无须进行抗震验算。

9.2.11 对于柱承式筒仓,由于筒仓贮料部分的仓体刚度远大于支承结构的刚度,柱顶与柱底均为刚性约束(仓底、柱底节点无转角)。因此,对支柱与基础和仓体连接端的组合弯矩设计值的增大系数比普通框架略高。当柱间设有横梁时,可以提高支承结构的延性,故增大系数的取值低于无横梁框架的增大系数。地基过于软弱且柱下基础整体性不好,则地震时由于基础转动引起柱顶端弯矩加大,支承柱无横梁时柱顶弯矩会进一步增大,故应调整增大系数。

9.2.17 钢筋混凝土筒承式群仓的水平变形从单个筒仓时的弯曲变形过渡到剪切变形,抗侧移刚度有较大提高,自振基频也提高,将明显提高抗水平地震的作用;根据条文中公式,可通过单仓自振基频计算出筒承式群仓的自振基频,进而计算出水平地震作用效应,进而对支承筒壁进行抗震验算。

9.3 构造措施

9.3.1 本条对水平横梁的相对位置和水平横梁与柱的线刚度比作了规定,目的在于提高筒仓结构的延性。

9.3.2 筒仓支柱的轴压比直接影响筒仓结构的承载力和塑性变形能力,对柱的破坏型式也有重要影响。因此,必须合理确定柱轴压比的限值,避免轴压比过大而延性太差,保证结构有较好的变形能力。

柱承式筒仓的延性比一般框架差,柱的轴压比限值应予从严。因此,要求筒仓柱轴压比

限值略低于框支柱。设计时,可通过提高混凝土的强度等级、增加柱的根数等方法来减小轴压比,也可增大柱截面,但不要形成短柱。

第 3.3.4 条规定:Ⅲ类、Ⅳ类场地时,对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.3g 的地区,宜分别按 8 度(0.2g)和 9 度(0.4g)时各类构筑物的要求来采取抗震构造措施。本条对此作了强调,并适应于以下各条。

9.3.3 地震动方向是反复的,因此柱内纵向钢筋应对称配置,配筋量根据烈度及支承柱有无横梁计算确定。多数筒仓支柱的轴压比应大于一般框架柱的轴压比,因而,应适当提高其最小配筋率。为了避免贮料卸载后在柱内引起水平裂缝,本条规定了支柱纵筋的最大配筋率。美国、日本等国支柱最小配筋率分别为 1.0%、0.8%,其他国家按柱位采用不同的配筋率,其值按中柱、边柱和角柱采用 0.8~1.0%。我国《建规》按结构抗震等级及框架柱位,采用不同的纵筋最小总配筋率。本规范考虑到筒仓使用功能、仓下支承结构形式及其支柱与一般建筑框架不同,本此修改不再按贮料、柱位及烈度分类。

9.3.4 支柱箍筋应沿柱全高加密,这不仅能增强柱的抗剪能力,而且还提高核芯混凝土强度和极限压应变,阻止纵向钢筋的压屈,对抗震颇为有利。条文中提出了箍筋最小直径、最大间距和最小体积配箍率等构造要求。

9.3.5、9.3.6 控制支承柱横梁截面的混凝土受压区相对高度、最大配筋率、拉压筋相对比例、梁端箍筋加密范围、箍筋最大间距和最小直径等要求,目的皆在于提高梁和整个结构的变形能力。

9.3.7 鉴于支承筒壁对圆形筒仓抗震的重要性,以及为满足配置双层钢筋及施工的要求,结合以往设计经验,筒壁厚度不宜过小;洞口处筒壁截面被削弱且有应力集中,在应力集中区应加强抗集中应力钢筋的配置。对于大洞口设置的加强框,其截面不宜过大,与筒壁的刚度比过大将使洞口应力集中在加强框上,造成加强框严重超筋,甚至无法配置。为此,应通过洞口应力解析按应力分布状态配置钢筋更为合理;为保证狭窄筒壁结构的稳定性,洞口间的筒壁尺寸不应小于本条规定的最小尺寸。

9.3.8 砌体筒仓的圈梁和构造柱设置,是根据砌体筒仓震害经验,并借鉴一般砌体结构的抗震经验和研究成果确定的。

9.3.9 根据砌体结构仓上建筑的震害经验,并考虑到仓上建筑横向较空旷等特点,为了提高结构的整体性和抗震能力,提出本条构造要求。

9.3.10 钢结构筒仓震害的主要部位在柱脚。根据海城、唐山、日本宫城地震经验及有关分析研究结果,提出本条的构造规定。钢柱断面一般较小,考虑到仓下支承结构体系的整体稳定,仓下支承钢柱应设柱间支撑。

10. 井架

原规范井架部分有两章（原规范 10、钢筋混凝土井架与 11、斜撑式钢井架），本次修编将其合并为一章，且将适用范围扩大至双斜撑式钢井架。

10.1 一般规定

10.1.1 立井井架是置于矿山井口上方，支承提升机天轮（导向轮）的构筑物。矿井提升机有单绳和多绳两种。井架型式大体上有五种：四柱或筒体悬臂式钢筋混凝土井架、六柱斜撑式钢筋混凝土井架、单斜撑式钢井架、双斜撑式钢井架、钢筋混凝土立架和钢斜撑组合式井架。

筒体悬臂式钢筋混凝土井架及钢筋混凝土立架和钢斜撑组合式井架使用不多，故本规范未包含此类型井架。目前也有将井架与井口房联建成一个建筑物的，此类建筑已没有井架的结构特点，更类似多层框架结构房屋，本规范也未包括这种类型。

虽然从发展趋势看，今后井架将会以钢井架为主，但考虑钢筋混凝土井架目前仍在中、小矿山使用，所以本规范仍将其列入。

斜井井架受力状态与立井井架不完全相同，相对来说它受力比较简单，这里未将其包含进去。

这里指的四柱悬臂式井架包括以井颈（锁口盘）为基础的井架，也包括将四柱叉开座落在天然地基上的井架。斜撑式井架的立架一般都支承在（或通过井口梁支承在）井颈上，斜撑则座落在天然地基上。双斜撑钢井架包括四柱式，也包括三柱式。双斜撑钢井架的立架有两种作法，一是立架自成体系，支承在（或通过井口梁支承在）井颈上；二是立架悬吊在双斜撑组成的上部平台上。考虑立架支承在井口梁上及立架悬吊在斜撑上的形式不利于抗震，故在本规范 10.1.6、10.1.7 条明确规定这两种形式在地震区不宜采用。

10.1.2 井架是联系矿井上下的重要构筑物，地震时它直接承担着将井下矿工安全运送到地面的功能，属于“地震时使用功能不能中断”的构筑物。所以，抗震设防类别应划为乙类。考虑井架的这种功能对各种生产能力的矿山是一样的，因此本章规定各种生产能力的矿山提升井架，抗震设防类别都为乙类。

10.1.4 钢筋混凝土井架的结构型式与框架接近，因此，其抗震等级可采用“建筑抗震设计规范”（GB50011）中对钢筋混凝土框架结构的规定。鉴于井架的重要性，与原规范一致，规定抗震等级最低不低于三级。又根据上一条的规定，钢筋混凝土井架高度一般都在 25m 以内，所以这里将表格予以简化。

10.1.5 由于井架和贴建的井口房（井棚）结构型式不同，高度不同，刚度不同，自振周期也不同，因此，在地震作用下，井架和井口房（井棚）之间很容易互相碰撞而产生破坏，国内外均不乏这类震害实例。因此，井架与井口房（井棚）之间必须设防震缝。

10.1.6 防震缝最小宽度，这次修编时对原规范进行了一些简化。

10.1.7 考虑井架立架支承在井口梁上不利于抗震，所以不推荐在地震区采用这种形式。设计时可以适当加大立架平面将立架支承在井颈上或支承在井颈外侧的天然地基上。

10.1.8 将立架悬挂在双斜撑上既增加了斜撑的负担也不利于抗震，所以不推荐使用。

10.2 抗震计算

10.2.1 本规范第 5.1.5 条将抗震计算所用的地震影响系数最大值分为水准 A 和水准 B。水准 A 的参数值相应于第一水准烈度（众值烈度），水准 B 的参数值相应于第二水准烈度（基本烈度）。现行的“建筑抗震设计规范（GB50011）及本规范中的大部分构筑物都是采用第一水准烈度的地震动参数计算结构的弹性地震作用标准值和相应的地震作用效应。井架也采用第一水准烈度的地震动参数进行地震作用计算。

10.2.2 四柱式钢筋混凝土井架，其纵向在 7、8 度水平地震影响时及六柱式钢筋混凝土井架，其纵向在 7 度水平地震影响时，内力组合值一般均小于断绳时的内力组合值，故可不进行抗震验算。

钢井架抗震性能较好，7 度时基本无震害，因此可不进行抗震验算。

10.2.3 钢井架模型模拟地震振动台试验实测得出的阻尼比，多绳提升井架为 0.0182~0.017，单绳提升井架为 0.0199~0.0146。所以本条推荐钢井架的阻尼比采用 0.02。

10.2.4 井架的提升平面指提升容器的钢丝绳通过井架上部的天轮（导向轮）引向地面提升机所形成的与地面垂直的平面。它是井架主要的受力平面，结构的布置一般都以此平面为主。一个井筒布置两台提升设备时，一般也都是将两台提升机布置在井筒相对的两侧。所以该平面方向（纵向）和与其垂直的另一平面方向（横向），自然成为进行水平地震作用计算的两个主要方向。

10.2.5 无论钢筋混凝土井架还是钢井架，都是由若干空间杆件组成的结构体系，所以，井架的计算模型采用多质点空间杆系模型最符合结构的实际情况。当然这就须采用振型分解反应谱法。

四柱式钢筋混凝土井架纵向对称，横向接近对称，井架的质量和刚度沿高度的分布比较均匀，水平力作用下的空间作用小。纵横两个方向的地震作用都可简化成平面结构进行计算（并且可只取平面结构的第一振型），所以可采用底部剪力法。

斜撑式钢井架进行时程分析计算的结果基本上与唐山地震中的实际震害一致。同时，时程分析又可以清晰地看出钢井架在强震作用下的弹塑性发展过程。这对宏观上评价钢井架在强震作用下的抗震性能以及采取有效对策十分有益。因此，高烈度区设计钢井架时，除了采用振型分解反应谱法计算地震作用外，宜再用时程分析法进行多遇地震下的补充计算。考虑目前设计单位进行时程分析计算的手段还不太普及，所以本规范规定用时程分析法进行补充计算的范围为 9 度区且高度大于 60m 的钢井架。

10.2.6 原规范规定采用振型分解反应谱法时，钢筋混凝土井架应取不少于 3 个振型，钢井架应取不少于 5 个振型。考虑空间杆系模型中每个节点都有三个位移自由度，原规定的振型数有些偏少，故这次修编将其改为钢筋混凝土井架应取不少于 9 个振型，钢井架应取不少于 15 个振型。

10.2.7 原规范中还有六柱式钢筋混凝土井架和单斜撑式钢井架的基本自振周期经验公式，考虑本规范对这类井架都要求采用空间杆系模型、振型分解反应谱法计算，计算时会求出基本自振周期，所以，这里未再列出这些经验公式。

原规范编制说明指出，四柱式钢筋混凝土井架的基本自振周期公式考虑了震时周期加长系数 1.3。

10.2.8 提升容器（箕斗、罐笼）、拉紧重锤（单提升容器的平衡锤、钢丝绳罐道及防坠钢丝绳的拉紧重锤等）是悬挂于钢丝绳上的，在地震作用下产生的惯性运动与井架结构的运动是不一致的。即使地震时箕斗恰巧在卸载曲轨处或罐笼恰巧在四角罐道处，由于箕斗与曲轨之间、罐笼与罐道之间都有一定间隙，在地震作用下，箕斗和罐笼的运动较井架的运动滞后，两者不同步。所以，在计算地震作用时，可不考虑提升容器及物料、拉紧重锤及有关钢丝绳

的重力荷载。

10.2.10 井架的竖向地震作用效应乘以增大系数 1.5，是使结构总竖向地震作用标准值，9 度时略大于重力荷载代表值的 20%。原规范增大系数取 2.5，使结构的总竖向地震作用标准值，9 度时达到重力荷载代表值的 39%，有些大了。

井架设计中的断绳荷载、防坠制动荷载等偶然作用荷载与地震作用同时发生的概率很低，不予考虑。

10.2.11 提升工作荷载标准值的计算要考虑提升容器自重、物料重、提升钢丝绳自重、尾绳自重、提升加速度、运行阻力等，计算方法按井架设计的规定执行。它不属于抗震设计的内容，所以这里未将计算公式列出。提升工作荷载的变异性大于一般永久荷载，所以其分项系数取 1.3。

10.2.12 本条规定了钢筋混凝土井架的框架梁、柱在结构分析后，对组合内力的调整，基本上与“建筑抗震设计规范”（GB50011）一致，但根据井架的特点作了些修正：

1. 为避免底层框架柱下端过早出现塑性屈服，影响整个结构的变形能力，将底层柱下端弯矩乘以增大系数。本款与“建筑抗震设计规范”一致。

2. 依照“强柱弱梁”的抗震设计思想，将中间各层框架的梁柱节点处上下柱端截面组合的弯矩设计值乘以增大系数。本款与“建筑抗震设计规范”的精神一致，但考虑井架的框架基本上都是单跨，支承天轮梁的框架梁截面往往很大，所以，这里作了些修正。

3. 依照“强剪弱弯”的抗震设计思想，将框架梁、柱端截面组合的剪力设计值乘以剪力增大系数。本款基本与“建筑抗震设计规范”一致。

4. 取消了“建筑抗震设计规范”中对角柱的内力调整，因为井架几乎都是角柱，空间杆系分析中又已经考虑了结构的扭转影响。

10.2.14 钢井架在地震作用下变形较大，应计算其重力附加弯矩和初始弯矩，当重力附加弯矩大于初始弯矩的 10%时，应计入重力二阶效应的影响。

10.2.15 本条根据井架的实际情况，对本规范表 5.4.2 列出的承载力抗震调整系数取值作了具体规定。

10.2.16 本规范 6.2.12 条实际上是对梁、柱截面满足抗剪能力的最低要求，它限制梁、柱截面不能太小。

10.2.17 本条第一款是“强柱弱梁”抗震设计思想在钢井架设计中的体现，这里也较“建筑抗震设计规范”（GB50011）作了一些简化。

10.3 钢筋混凝土井架的抗震构造措施

10.3.1 考虑井架在矿山生产中的重要性及井架直接位于井口上方，长期处于井下潮湿甚至有一定腐蚀环境的影响。所以这里规定井架的混凝土强度等级不应低于 C30。混凝土强度等级的最高限值与本规范 3.7.3 条的规定一致。

10.3.2 天轮大梁及其支承框架梁，受断绳荷载控制，其截面尺寸一般都很大，有时会难以满足 6.3.1 条的规定。

10.3.8 为了避免地震作用下柱过早进入屈服，并保证有较大的屈服变形，规定柱的每一侧纵向钢筋的配筋率不应小于 0.3%。

井架立架在地震作用下进入弹塑性状态时，其横向框架的底层柱可能全高受弯（没有弯矩零点），并且弯矩较大，轴力、剪力也较大。为了提高框架底层柱的变形能力，规定底层柱的箍筋加密区范围取柱的全高。

10.3.9 井架底层的横向框架梁设计成加腋的形式，可以避免塑性铰发生在柱子上。同时，

也提高了井架在弹性工作状态下的侧移刚度。

10.3.10 天轮梁的支承横梁，受很大的断绳荷载，设计截面较大，致使井架的横向框架沿高度的刚度和质量有突变，且会造成应力集中，对抗震不利。将支承横梁设计成带斜撑的梁式结构（见图 10.3.10），可以改善其抗震和传力性能。

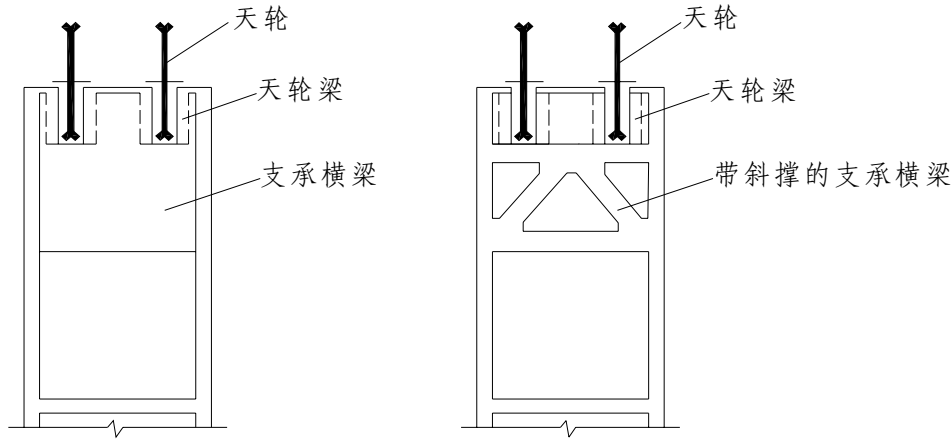


图10.3.1 天轮梁的支承横梁

10.4 钢井架的抗震构造措施

10.4.1 钢井架的实际震害表明，节点震害基本上都发生在普通螺栓连接的节点上，以螺栓剪断为主要破坏形式。因此规定钢井架采用螺栓连接时应采用高强螺栓连接，以避免螺栓受剪脆性破坏。

10.4.2 本条是依据“建筑抗震设计规范”（GB50011）中对多、高层钢结构房屋柱长细比的限值、“钢结构设计规范”（GB50017）中对受压、受拉构件的长细比限值及钢井架设计的有关行业规定综合确定的。

10.4.3 本条基本上采用了“建筑抗震设计规范”（GB50011）中对不超过 12 层的钢框架多、高层结构房屋梁、柱板件宽厚比的限值。限制板件的宽厚比是为了保证板件在受压时的局部稳定。结构构件在地震作用下梁会出现塑性，柱仅在后期会出现少量塑性。所以，这里较“钢结构设计规范”（GB50017）中对弹性设计中柱、梁板件宽厚比的限值严一些，特别是梁。但低烈度时构件出现塑性的机会和范围都较小，6 度区基本上不会出现塑性，所以这里未对 6 度区予以加大限制。

10.4.5 钢井架斜撑基础的震害主要表现在锚栓和混凝土两方面。锚栓的震害主要表现为松动或拔出。但是震害也表明，按常规设计的锚栓能满足 9 度地震作用的强度要求，仅在 11 度区有个别锚栓被剪断的实例。这是因为我国钢井架常规设计一般都采用带有锚梁（或锚板）的 $\Phi 30 \sim \Phi 40$ 锚栓，锚固于混凝土内的长度约为 1300~1450mm，较一般厂房钢柱脚的锚栓锚固长度长，所以这里未提出更多的要求。

关于锚栓中心距基础边缘的距离，国内外的规定一般是 4~8 倍锚栓直径，且不小于 100~150mm。我国钢井架常规设计所采用的值为 4~7.5 倍锚栓直径，与上述规定基本一致，这里规定为上限——8 倍锚栓直径。

10.4.6 震害表明，基础混凝土开裂、酥碎及混凝土局部错断都发生在基础顶面以下 500mm

高度范围内。所以，这里特别规定了斜撑基础顶面以下 1.5m 范围内，沿锥面四周应配置竖向钢筋。

11. 井塔

11.1 一般规定

11.1.1 井塔是建于矿山井口上方，支承提升机及导向轮的构筑物。从外观上看，井塔类似一座高层建筑。

钢筋混凝土井塔的结构类型有框架型、箱型、外箱内框型、内外箱型等，内外箱型用的不多，本规范仍沿用原规范的称呼，将箱型和外箱内框型统称箱（筒）型，它们分别相当于剪力墙（抗震墙）和框架—剪力墙（抗震墙）体系。

钢井塔的结构类型有框架、桁架、框桁架等。框桁架结构就是在框架结构的基础上再布置一定数量的斜撑，用以承受水平力，相当于钢结构房屋中的框架—支撑型。本章对框架—支撑型的一些规定就是针对这类结构型式的钢井塔。桁架型式一般仅用于单跨，也即井塔平面不大时。它与框桁架的区别就是桁架的各面都有斜撑，横梁可以与柱铰接。但柱子还是连续的压弯构件，与框桁架结构的柱受力状态类似。桁架结构井塔设计时，可以参考本章对框架—支撑型结构的各项规定。

11.1.2 井塔是联系矿井上下的重要构筑物，地震时它直接承担着将井下矿工安全运送到地面的功能，属于“地震时使用功能不能中断”的构筑物。所以，抗震设防类别应划为乙类。井塔的这种功能对各种生产能力的矿山是一样的，因此本章规定各种生产能力的矿山提升井塔，抗震设防类别都为乙类。

11.1.3 限制不同结构型式建筑高度，是从安全、经济诸方面考虑的。本条规定的限值是从综合考虑了“建筑抗震设计规范”（GB50011）、“高层建筑混凝土结构技术规程”（JGJ3）、“高层民用建筑钢结构技术规程”（JGJ99）等规程、规范，又结合井塔的特点而确定的。由于目前国内井塔还没有超过 100m 的，所以，凡限值可以大于 100m 者都定为不限。

11.1.4 本条对地震区井塔设计的建筑布置提出了一些基本要求。将原规范 9.1.4、9.1.5 合并为一条，删去了对井塔平面长宽比的限定。限制建筑物平面的长宽比，是因为平面过于狭长的建筑物在地震时由于建筑物两端地震波输入有位相差而容易产生不规则振动，会产生较大的震害。“高层建筑混凝土结构技术规程”（JGJ3）规定，高层建筑长宽比 6、7 度时不宜大于 6，最好在 4 以内；8、9 度时不宜大于 5，最好在 3 以内；“高层民用建筑钢结构技术规程”（JGJ99）规定长宽比不大于 5。这些规定都大于原规范 9.1.4 条的限值，但井塔的长宽比一般都在 2 之内，所以这个限制毫无意义。

井塔提升机大厅层的允许悬挑长度，原规范规定 6、7、8 度区分别为 5、4、3.5m。本次修编统一为 4m。

井塔采用固接于井筒上的井颈基础时，因井塔的平面肯定大于井筒平面，为改善井颈及井筒的受力状态，应尽量减小井塔平面尺寸，且宜使井塔平面对称于井筒中心线。

11.1.5 限制井塔的高宽比主要是保证井塔的倾覆稳定。本条的限值是综合考虑了“建筑抗震设计规范”（GB50011）、“高层建筑混凝土结构技术规程”（JGJ3）、“高层民用建筑钢结构技术规程”（JGJ99）等规程、规范，又结合井塔的特点而确定的。如果通过抗倾覆计算可以保证井塔的倾覆稳定性也可突破本条规定的限值。

11.1.6 本条对地震区井塔设计的结构布置提出了一些基本要求。

1. 框架结构中，框架柱是最主要的受力构件，除中柱可以只伸至提升机大厅层而在上部截断外，其他柱都不应在中间层截断。特别是底层柱，更不应被截断。

2. 钢筋混凝土箱（筒）型井塔的壁板是井塔的主要抗侧力构件，应双向布置。由

于工艺要求,井塔下部壁板经常需要开设较大的洞口。设计时,应尽量减少洞口尺寸。为了保证井塔有足够的侧向刚度和侧向承载能力,应在洞口两侧保证有足够宽度的壁板延伸至基础。

3. 钢框架——支撑型结构井塔,本规范没有推荐采用偏心支撑和设消能梁的结构体系。主要考虑井塔的平面尺寸较小,跨数较少,层高较大,荷载较大。而且井塔属工业构筑物,与民用建筑的功能不同。

4. 井塔的各层楼板虽然开孔较多,一般情况下都不能将整个楼板当绝对刚性楼板考虑。但楼板的侧向刚度大一些还是对抗震有利的。本款的各项规定都是提高楼板刚性的一些具体措施。

11.1.7 乙类构筑物应按调整后的设防烈度确定抗震等级。条文中未加注明是因为按本规范 2.1.14 的术语解释,抗震构造措施只是抗震措施的一部分,抗震措施指“除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容”,内力调整属于抗震措施范围。所以,确定抗震等级自然应采用调整后的设防烈度。11.1.3、11.1.5 之所以加附注是因为按本规范 2.1.14 的术语解释,它们也应按调整后的设防烈度确定其有关限值,但考虑这两项限值可以放宽,所以加注说明可以按调整前的设防烈度确定有关限值。

11.1.9 本条对楼面开洞尺寸的规定是可以在地震计算中将楼板看作在自身平面内刚度无限大的条件。在实际井塔的设计中,导向轮层以下的各层楼面要留有提升容器通行孔、电梯通道、安装孔、楼梯孔等,要满足这些条件是很困难的。此时就要求在地震作用计算中选择与楼面具体情况相适应的计算简图。

11.1.10 钢筋混凝土井塔与贴建的井口房(井棚)之间防震缝的宽度,原规范高烈度区定的偏大,本次修编作了一些调整。本次修编又参考“建筑抗震设计规范”(GB50011)中高层民用建筑钢结构房屋的有关条文,增添了对钢结构井塔与贴建的井口房(井棚)之间防震缝宽度的规定。

11.2 抗震计算

11.2.1 井塔在原规范中是按水准 B 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算,计算结果再乘以 0.35 的折减系数。这使得井塔计算不能利用目前广泛使用的一些计算软件,给井塔设计带来很多困难。本次修编改为按水准 A 确定地震影响系数并进行水平地震作用和作用效应计算,方便了井塔设计。井塔的结构类似于高层建筑,按水准 A 进行地震作用计算,也无不合适之处。

11.2.2 建于 7 度 I、II 类场地上的钢筋混凝土箱(筒)型井塔,当塔高不超过 50m 时,根据设计经验,在满足正常风荷载作用要求后,一般都能满足抗震强度计算要求,故可不进行抗震验算。

钢井塔抗震性能较好,7 度 I、II 类场地上基本无震害,因此可不进行抗震验算。

11.2.5 如 11.1.9 条的编制说明所说,井塔楼面要达到在自身平面内刚度无限大的条件是很困难的。所以,井塔在地震计算时很难采用平面结构空间协同计算模型。在大多数条件下,钢筋混凝土箱(筒)型井塔,可采用空间杆—薄壁杆系或空间杆—墙板元计算模型。楼面应根据开洞情况,将其看作整体刚性楼面、之间弹性连接的部分刚性楼面、弹性楼面等。

钢筋混凝土和钢结构框架型井塔及钢结构框架——支撑型井塔主要受力构件是梁、柱和支撑,所以应采用空间杆系模型。

11.2.6 采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算的条件限定为 9 度区且高度大于 60m,主要参考了“建筑抗震设计规范”(GB50011)。对时程分析的一些要求主要参考了“高层建筑混凝土结构技术规程”(JGJ3)。

11.2.9 井塔的各种荷载与井架类似，本条有关规定的理由可参见 10.2.8 条编制说明。

11.2.11 竖向地震作用效应增大系数取 1.5 的理由见 10.2.10 条编制说明。

11.2.13 钢筋混凝土箱——框型井塔类似于框架剪力墙结构。在水平地震作用下，剪力主要由壁板承担。框架柱计算出的剪力一般都较小，为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力能力，需要对框架承担的剪力予以适当的调整。调整幅度参考“建筑抗震设计规范”（GB50011）和“高层建筑混凝土结构技术规程”（JGJ3），并根据井塔的具体特点确定。

11.2.14 钢框架——支撑型井塔在水平地震作用下，剪力主要由支撑承担。计算出的无支撑框架柱承受的剪力一般也较小，出于同样的理由，需要对框架承担的剪力予以适当的调整。调整幅度参考“建筑抗震设计规范”（GB50011）和“高层民用建筑钢结构技术规程”（JGJ99），并根据井塔的具体特点确定。

11.2.15 ~11.2.16 钢筋混凝土井塔框架梁、柱的受力情况与井架类似，所以，组合内力的调整也与井架一致。但井架没有考虑角柱的内力调整，井塔的平面尺寸大于井架，框架往会是多跨，因此井塔增加了对角柱的内力调整要求。

11.2.18 井塔的壁板类似抗震墙，6.2.10 条 1 款调整的目的在于保证在高烈度地震作用下，壁板出现塑性铰时，只能出现在底层。6.2.11 条调整的目的在于体现强剪弱弯的原则，保证底层壁板不致于受剪破坏。

11.2.22 本条体现的是钢框架结构井塔在抗震设计中的强柱弱梁思想。与钢筋混凝土结构比较，这里的增大系数小一些。这是因为钢结构的抗震性能优于钢筋混凝土结构。条文中提出了三项不须验算的条件，是考虑当满足其中的任一条件时，柱的承载力都有较大富裕，所以，不必再提高柱子的承载能力。

11.2.23 在抗震设计中，钢框架结构的节点域既不能太强，也不能太弱。太强了会使节点域不能发挥其耗能作用，太弱了将使框架的侧向位移太大。本条 1 款是保证节点域的稳定；2 款是保证节点域的强度，4/3 是考虑了公式左侧未计入剪力引起的剪应力以及节点域在周边构件的影响下其承载力会提高。3 款是防止节点域的承载能力过大。所以满足本条各款规定，就可以保证大震时节点域首先屈服，其次才是梁出现塑性铰。

11.2.24 支撑斜杆在地震时会反复受拉压，如遇大震，受压屈曲变形较大，转为受拉时变形不能完全拉直，再次受压时承载力就会降低，即出现退化现象。所以，这里要求在计算支撑斜杆的受压承载力时乘以一个强度降低系数。斜杆的长细比越大，这种退化越严重，因此该强度降低系数与斜杆长细比有关。

11.2.25 天然地基基础的井塔在抗震计算时是将基础上表面取作下端嵌固点。当井塔采用井颈基础时，井塔与井筒形成一个整体，井筒的截面又比较小，软场地对井筒的嵌固作用又较差，如果仍将基础上表面作为井塔的嵌固点，显然是不合适的。所以本条规定抗震计算时宜考虑井塔、井筒及土的相互作用。考虑这种计算方法目前在设计中应用并不普遍，所以本条也规定仍允许只对井塔进行地震计算，但在 IV 类场地土时，应乘以增大系数。

11.3 钢筋混凝土井塔的抗震构造措施

11.3.1 井塔的框架与其它建（构）筑物的框架是相似的，所以抗震构造措施要求，也应与框架结构的普遍要求一致。

11.3.2 井塔的壁板与普通建（构）筑物的抗震墙不完全相同，本条根据井塔壁板的特点，作了一些规定。

1. 井塔的层高较高，有的层高在 10m 以上，这时如仍限制壁板的高厚比不得超过 1/25，会使设计无法进行。限制壁板的高厚比主要是为了保证壁板的局部稳定，设置壁柱同样可以起到保证壁板稳定的作用，此时只要保证壁板的宽厚比就可以了。当然，壁柱应有

足够的刚度，能起到限制壁板屈曲的作用。

2. 规定壁板横向钢筋配置于竖向钢筋的外侧是从方便施工考虑的。

3. 井塔壁板即使其他部位都没有设壁柱，在四角壁板相接处也应设角形壁柱或矩形壁柱。这是因为四角相当于抗震墙的端部，应设边缘构件。

4. 边缘构件的设置与其他抗震墙的要求基本一致。

5. 本款主要指井塔壁板上的窗洞口。它的面积一般较小，而上下窗洞口之间距离又较大，所以可以不按连梁配筋，仅在洞口上下部位配置水平加强钢筋和箍筋。

6. 对井塔底层壁板上的大洞口，应在洞口两侧设壁柱（条文中为与井塔贯通全高的结构壁柱相区别，称加强肋），上部设连梁。壁柱应贯通全层。当然，此壁柱如果能与井塔的结构壁柱相结合，更合适。连梁高度可取洞口顶面至楼板顶面，也可取该洞口顶面至上部洞口底面。连梁宽度可与壁板厚度一致（即暗梁），也可将该处壁板局部加厚。为了方便施工，取消了原规范要求洞口角部设置斜向钢筋的要求，但要求连梁和壁柱在纵筋锚固区内均按框架梁柱的要求配置加密箍筋。如果洞口不在壁板底部，为使洞口四周形成封闭的加强框，洞口下部也应设置连梁，其要求与上部连梁相同。

11.3.3 井颈基础混凝土的最低强度等级改为 C25，是因为“混凝土结构设计规范”（GB50010）中将与无侵蚀土壤直接接触的混凝土最低强度等级定为 C25。要求井筒壁的竖向钢筋必须与井颈基础的竖向钢筋焊接，且按受拉要求钢筋接头，是因为在地震作用下，井筒外侧竖筋会受拉。

11.4 钢井塔的抗震构造措施

11.4.1 钢结构构件之间的连接，在现行的“建筑抗震设计规范”（GB50011）和“高层民用建筑钢结构技术规程”（JGJ99）中都允许栓焊混合连接，即翼缘用焊接，腹板用高强螺栓连接。JGJ99 的编制说明中说这种连接应用比较普遍，优点是先用螺栓安装定位，方便施工，而试验表明这种连接的滞回曲线又与全焊接相近。缺点是焊接时对螺栓预拉力有一定影响，可使螺栓预拉力平均降低 10%，所以设计时应应对螺栓留有富余。鉴于此，钢井塔的构件连接也允许栓焊混合连接。高强螺栓连接施工方便，但连接接头尺寸较大，螺栓价格也较贵，大震时又不能完全避免有滑移，所以实际应用中，柱柱连接多用焊接，梁柱连接多用栓焊连接，支撑连接多用螺栓连接。

11.4.2 本条是综合参考了“建筑抗震设计规范”（GB50011）、“钢结构设计规范”（GB50017）和“高层民用建筑钢结构技术规程”（JGJ99），并结合钢井塔的具体特点确定的。

11.4.3 限制板件宽厚比主要是控制板件的局部稳定，地震区较非地震区限制严格的原因是考虑在罕遇地震时梁会出现塑性铰，且会有较大转动。而柱也可能出现塑性铰，但转动不会大，故柱的限制比梁小。6 度时柱一般不会出现塑性铰，梁可能出现塑性铰，但转动也不会大。但考虑井塔一般都较高，参考“建筑抗震设计规范”（GB50011）对超过 12 层框架结构的规定，6 度区也较非地震区适当从严限制。本条基本上采用了“建筑抗震设计规范”（GB50011）中超过 12 层的钢框架高层结构房屋梁、柱板件宽厚比的限值。

12. 双曲线冷却塔

12.1 一般规定

12.1.1 双曲线钢筋混凝土冷却塔为自然通风冷却塔中最常用的塔型,除此之外还有钟型塔、截锥塔、子午向由多条曲线连接而成的塔型等等,故本次修订中增加了或其它形状的自然通风冷却塔。

12.1.3 明确冷却塔抗震设防标准,冷却塔系重要工矿企业中,在地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的构筑物。按其使用功能的重要性分类,参照《建筑抗震设计规范》GB5001-2001 规定,应属乙类抗震设防类别的建筑物。但从我国历年来地震灾害震后的调查表明,冷却塔的结构型式有较强的抗震性能。为此本条文参照乙类建筑物的抗震设防烈度和抗震措施免去了“提高一度”和“更高”的这一要求,规定“冷却塔应按本规范第 5 章偶遇地震确定地震影响系数并进行地震作用和作用效应计算”是适宜的。

水平地震影响系数最大值按 5.1.5 条规定选用,竖向地震影响系数最大值按 5.1.6 条规定,可采用水平地震影响系数最大值的 65%。

12.1.4 钢筋混凝土结构的冷却塔,在地震作用和抗震措施上,不同面积(高度)有不同的抗震要求。故本次修订中增加了本条文,沿用三种不同塔体面积(高度)的分类,根据设防烈度标准,参照《混凝土结构设计规范》GB50010-2002,对应划分了一级、二级、三级和四级四个抗震等级。这样,不但可以与结构相关的规范相容并保持一致;而且对冷却塔中一些共性的混凝土结构部分(如:淋水装置的框、排架结构,以及钢筋的抗震锚固等等)对其抗震的有关计算要求和抗震构造措施(除本规范有特殊规定以外)都能共用,这对实现共性技术问题设计方法的统一是有利的。

等级的划分充分体现了塔体越大(越高),抗震等级越高,对抗震越严的要求。

12.2 塔筒

12.2.1 本条对塔筒可不进行抗震验算的范围作了规定。

1. 根据我国习惯,双曲线自然通风冷却塔的规模以淋水面积计,淋水面积系指淋水填料顶高程处的毛面积。

2. 本条不验算范围是根据下列情况制订的:

根据唐山地震震害调查,位于 10 度区的唐山两座淋水面积 2000 m²塔,采用单独基础,座落于基岩上,震后塔筒结构完好。另一座 1520 m²塔,座落于不厚的倾斜覆盖层(下有基岩)上,震后塔体发生倾斜,但塔筒结构未见开裂。位于 7 度区的天津杨柳青某厂 3500 m²塔,座落于Ⅲ类场地上且下卧层有一层较薄的淤泥层,但由于地层均匀,震后塔筒亦未见异常。

根据冷却塔专用程序计算,风载(主要是 $\cos 2\theta$ 项)引起的环基内的环张力较小。而富氏谐波数等于 0、1 的竖向地震和水平地震所引起的环张力,在Ⅲ类场地上有可能大于风载引起的环张力而成为由地震组合控制。在这种情况下,不验算范围只能在淋水面积小于 4000 m²的范围内。

12.2.2 本条对地震区建塔的场地条件要求作了具体规定。

1. 实际工程中常遇覆盖层较厚的Ⅲ类场地,故规定 7~8 度时对地基的要求:若采用天然地基,则应是均匀地基,地基承载力大于 180kPa,土层平均剪变模量大于 45MPa,否则应进行地基处理;

2. 如天然地基为不均匀地基，则要求严格处理成均匀地基；
3. 如为倾斜地层，则要求采取专门措施，如采用混凝土垫块等砌至基岩或砂卵石层。

12.2.4 根据计算，通风筒结构抗震验算中竖向地震作用效应和水平地震效应占总地震作用效应的百分比见表 1。在总地震效应中水平地震作用效应所占百分比大于竖向，但是竖向所占百分比亦不小，故需考虑水平地震作用效应与竖向地震作用效应的不利组合。根据国内外文献及以往设计经验，组合方法采用平方和开方法。在式(12.2.4)中已考虑竖向地震作用效应增大系数。

表 12.2.4 竖向与水平地震作用效应的比例

通 风 筒 壳 体				通风筒基础	
竖向		水平		竖向	水平
子午向内力	纬向内力	子午向内力	纬向内力	环张力	环张力
49.83~15.56	3.06~44.26	50.17~84.44	96.94~55.74	26.41	73.59

由于大型冷却塔环形基础直径大，占地面积大，天然地基的不均匀性也普遍存在，对于不均匀地基冷却塔地震响应，应考虑竖向与水平地震作用相互耦合，此时其地震影响系数仍按图 5.1.5 得到。

需要说明的是条文中(12.2.4)式用于计算均匀地基上冷却塔塔筒地震作用标准值效应。对于非均匀地基冷却塔塔筒地震作用标准值效应，由于此时竖向与水平地震作用相互耦合，应按下式计算

$$S_{Egk} = \xi \sqrt{\sum_{j=1}^m S_{Ej}^2}$$

式中 S_{Ej} 为竖向与水平向联合地震作用下耦合系统第 j 个振型的标准值效应； ξ 为地震效应折减系数。

12.2.5 冷却塔的质量、刚度分布均匀、对称，沿高度变化有一定规则，目前国内冷却塔抗震计算大多采用振型分解反应谱法。计算耗时也较少，故规定冷却塔一般宜采用振型分解反应谱法。

对于采用时程分析法进行补充计算，一般情况下仅作线性分析，不考虑基础滑移，可采用 ANSYS 及 ABAQUS 程序等进行计算。当考虑材料非线性时，斜支柱钢筋由杆元代表，混凝土由梁单元代表，裂缝单元与壳体间设塑性铰，支柱底与基础间亦设置塑性铰以限制弯矩传递，环基础与基底弹簧间设置裂隙单元以模拟基础上拔力和滑移。但由于计算模型复杂，建议在 9 度或 10000m² 及以上特大塔进行非线性分析。

1. 本条对振型分解反应谱法所取振型个数作了规定。用 LBSD 程序每个谐波取 5 个与 7 个振型相比，斜支柱及环基仅差 0.1%~2.53%；壳体底部纬向内力差 4.13%，壳顶部子午向内力差 6.25%；因此每阶谐波取 5 个振型的结果已有较好的精度。对其他冷却塔专用程序，也有类似的结论，因此规定每阶谐波宜取不少于 5 个振型。

对于通用有限元分析软件（如 ABAQUS，ANSYS 等）用振型分解反应谱法计算冷却塔地震响应，由于大部分的振型是前几阶谐波的耦合(前几阶振型是以高阶谐波为主，且存在大量的重频)，且对冷却塔的地震响应几乎不起作用，为了保证计算精度，需取足够多的振型进行计算才能达到所需的精度要求。例如，某冷却塔塔高 165m，喉部直径 75.44m，底部直径 125.94 m，最小厚度 0.22m，48 对直径为 1.1 m 人字型支柱支承，环板基础，用 ANSYS 通用有限元软件计算，建模时旋转壳用四节点壳单元，人字型支柱及环梁用梁单元，共用

51840 个壳单元, 1680 个梁单元, 总自由度数近 32 万, 在 2.8 兆主频 2 兆内存 PC 机上用分块 Lanczos 算法计算前 300 阶振型需用时 1 小时 20 分钟, 由计算结果知, 最小频率为 0.7256Hz, 它是四阶谐波为主的振型, 绝大多数频率是成对出现的, 第 300 阶振型频率为 7.3148 Hz, 其中真正对水平及竖向地震作用有影响的振型是很少的, 例如对竖向地震作用有影响的仅第 69、116、167、250 这 4 个模态, 因此本条文规定宜取不少于 300 个振型。

2. 进行时程分析时, 输入不同地震波计算的结果相差很大。故本次修订中增加了本条文, 对“选波”原则进行了规定, “采用时程分析法进行补充计算时, 应满足本规范第 5.1.3 条规定。其加速度时程的最大值可按表 5.1.7 选取, 振型阻尼比应与振型分解反应谱法一致。”即在选择地震波时, 除地震波最大值、特征周期和持时满足上述要求外, 还要考察所选用的地震波的频谱特性(即地震反应中各频率分量的组成特性, 可用功率谱、地震影响系数曲线代表)是否具有广泛的代表性。按照建筑场地类别和设计地震分组宜选用 3~5 条实际强震纪录或人工模拟的加速度时程曲线, 其平均地震影响系数曲线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, 找出适合所建工程场地、抗震设防烈度的地震波, 使结构弹塑性地震反应分析具有较强的针对性, 为改进结构抗震设计提供依据。

目前在抗震设计中有关地震波的选择有以下两种方法:

直接利用强震记录。常用的强震记录有埃尔森特罗波、塔夫特波、天津波等。在地震地面运动特性中, 对结构破坏有重要影响的因素为地震动强度、频谱特性和强震持续时间, 地震波能量大, 结构反应较强烈。频谱特性可由地震波的主要周期表示, 它受到许多因素的影响, 如震源的特性、震中距离、场地条件等。在选择强震记录时除了最大峰值加速度应与建筑地区的设防烈度相应外, 场地条件也应尽量接近, 也就是该地震波的主要周期应尽量接近建筑场地的卓越周期。当所选择的实际地震记录的加速度峰值与建筑地区设防烈度所对应的加速度峰值不一致时, 可将实际地震记录的加速度按比例放大或缩小来加以修正; 对于强震持续时间, 原则上应采用持续时间较长的波, 一般为结构基本周期的 5~10 倍。

采用模拟地震波。这是根据随机振动理论产生的符合所需统计特征(如速度峰值、频谱特性、持续时间)的地震波, 又称人工地震波。人工地震波可以通过修改真实地震记录或用随机过程产生。修改真实地震波的方法是: 修改振幅可实现不同的震级要求, 改变时间尺度可以修改频率范围, 截断或重复记录可以修改持续时间的长短。具体做法如下:

首先选择一条地质条件、地震动参数(烈度、震中距、场地特征周期等)与抗震设计所需条件接近的真实地震加速度数字记录 $a(t)$ 。再按下列两式调整地震加速度幅值和时间坐标:

加速度幅值调整:

$$a_0(t_i) = \frac{a_{0.\max}}{a_m} a(t_i) \quad (1)$$

式中 $a_{0.\max}$ ——设计所需最大加速度(查表 5.1.7);

a_m ——所选地震记录的最大加速度;

t_i ——实际地震加速度时间坐标点, $i=1, \dots, n$, n 为记录点数。

时间坐标调整:

$$t_{0,j} = \frac{T_g}{T} t_i \quad (2)$$

式中 T_g ——工程场地特征周期值。由“附录 C 场地分类和场地特征周期”数值表查得；

T ——所选地震记录的特征周期；

$t_{0,i}$ ——人工地震波加速度时间坐标点。

持续时间调整：为保证结构的非线性工作过程得以充分展开，要求输入地震加速度的持续时间一般不短于结构基本周期的 5~10 倍，即 $T_{l,0} = 5T_1 \sim 10T_1$ 。按照上述两公式调整后，加速度 $a_0(t_{0,i})$ 的持续时间并不一定等于 $T_{l,0}$ ，此时可通过截断尾部数据的办法实现：在选择地震动纪录 $a(t)$ 时，选择持续时间较长者，将其调整后，保留持续时间 $T_{l,0}$ 内的数据，切除掉尾部幅值较小的地震记录，这对特征周期和地震作用不会造成较大影响。

这样选取的地震波进行时程分析计算，得到的平均底部剪力一般不会小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

12.2.6 冷却塔地震作用效应和其他荷载效应组合是参考下列依据制定的：

1. 冷却塔是以风载为主的结构，对风载反应比较敏感，故在我国火力发电厂《水工设计技术规定》的地震偶然组合中均考虑了 $0.25 \times (1.4) S_{wk}$ 风载；此外还考虑了 $0.6 S_{tk}$ 。

2. 1982 年德国 BTR 冷却塔设计规范中，地震荷载组合亦考虑了 $1/3 S_{wk}$ 及 S_{tk} 。

12.2.7 本条强调了冷却塔地震作用计算时要注意的两点要求：①考虑结构与土的共同作用，地震与上部结构宜整体计算；②塔筒的地震反应是竖向振动，水平振动与摇摆振动的耦合振动。因此计算时必须考虑地基抗压刚度系数，抗剪刚度系数和动弹性模量等一系列土动力学特性指标，这些参数一般要通过现场试验取得。计算结果表明，考虑了上述共同作用后，基础环张力比较接近实际，不致过大。

12.2.10 整个冷却塔通风筒结构，按地震破坏次序，可分为首要部位(薄弱环节)和次要部位。斜支柱为首要部位，壳体、基础为次要部位，而最薄弱环节为斜支柱顶与环梁接触处。为了减少柱顶径向位移，布置斜支柱时要注意 ϵ 角的选择， ϵ 为每对斜支柱组成的侧向平面内夹角的 1/2， ϵ 角大小将影响塔的自振频率和振动幅值。 $\epsilon < 9^\circ$ 时柱顶径向位移将大于塔顶径向位移，见图 7、图 8。故本条建议 ϵ 角不宜小于 11° 。为保持塔体结构与斜支柱的整体性和减少交接处的附加应力，斜支柱的倾角轴线应与环梁保持一致。

12.2.12 本条对斜支柱的最大轴压比限值作了规定。构件的位移延性系数随轴压比的增加而减少，冷却塔中斜支柱由于其工作状态处于冻融交替，混凝土保护层常出现剥离开裂情况，构件破坏时的变形与屈服时的变形的比值称为构件的延性系数 μ ：

$$\mu = \Delta u / \Delta y$$

延性系数越大，则结构在强震作用下可以承受大的塑性变形而不破坏倒塌，可以使地震效应减小。因此斜支柱的设计和配筋构造都要保证它具有足够的延性。通常为保证结构有良好的抗震性能，一般要求 $\mu > 3$ 。构件的延性由以下因素来保证：纵向钢筋的配筋率不宜太高；轴压比不宜太大。筋的间距不宜太大。

结构构件的变形能力越大，其耗能能力越大，地震效应越小。故应斜支柱的设计采用较小的轴压比为宜。

12.2.13 本条文对纵向钢筋最小、最大配筋率限值作了规定。规定最小限值的原因：

1. 在冷却塔设计中，不宜采用过大的斜支柱截面，从而保证进风口阻力不致过大；
2. 实际设计中，在承受风载为主的工作状态时，纵向配筋亦常大于最小限值。规定最大限值为 5%与现行的《混凝土结构设计规范》GB50010-2002 保持一致性。同时是为了保持较低的轴压比并考虑过大配筋率会影响混凝土浇筑密实度。

12.2.14 本条对加密区钢箍最小配筋率、加密区范围及加密区箍筋间距作了规定，这是为了增加对混凝土的约束，提供纵向钢筋侧向支承并提高抗剪强度，从而保证足够的延性。

同时由于圆形斜支柱可以减少进风口阻力，新设计的冷却塔斜支柱大多采用圆形截面，故本条推荐采用螺旋箍。螺旋箍对提高剪切强度和增加结构的延性十分有效。

12.3 淋水装置

12.3.1 根据唐山震害调查，位于 10 度地震区的唐山电厂 3 座冷却塔，除竖井附近梁拉裂、淋水构架梁与筒壁相撞、个别配水槽拉脱外，未见严重震害。位于 7 度区中软场地上的杨柳青电厂 3500 m²塔，淋水构架亦未见严重震害。故规定 7 度区中软及以上场地的进风口高程在 8m 以下时，可不进行淋水构架抗震验算。

12.3.3 根据唐山震害经验，构架与竖井、筒壁连接部分均有不同程度的拉裂、撞坏；竖井、筒壁和构架的自振周期各不相同，地震位移不一致，因而构架梁在筒壁和竖井之间要允许相对位移和转动，以免构件拉裂。

12.3.7 本条是梁和水槽搁置于筒壁和竖井牛腿上时的措施。隔震层一般采用氯丁橡胶，空隙中的填充物通常用泡沫塑料；梁端与牛腿间可以用柔性拉结装置连接，既能防止梁倒落又不传递地震作用。

13. 电视塔

13.2 抗震计算

13.2.2 与地震作用有关的不仅是土的硬、软，还有地基土层的厚度，地基土类别 I、II、III、IV 能全面反应地震影响，故取代土的软、硬。对 III、IV 类场地加强了验算。带塔楼的 200 米及以上的混凝土塔不可以不算抗震。

13.2.3 “同时”计算两个主轴方向的水平地震作用不符合基本原理，也不符合本规范 5.1.1.1 条和 7.2.3 条，9.2.3 条，11.2.3 条的规定，故改为“分别”。

13.2.7 取消。其内容归并到 13.2.1 条与 13.2.1 条第 3 款。

13.2.8 根据《混凝土电视塔结构技术规范》对结构安全等级为三级的塔振形数取 5，其它取 7。而电视塔几乎没有三级，故振形数应不小于 7。而高度越大，高频地振作用的比例也大，结构不对称，扭转震动等振形影响大而多，故应适当增加振形数。根据现在的计算手段，增加振形数已没有什么困难。此处 250 米与原规范 13.2.8 条中自振周期 3 秒基本相当。

13.2.9 取消。原条文的含义与第 5.1.3 条重复，而原文中“每条地震波宜包括 2 个或 3 个分量”的要求与目前所有抗震规范整体要求不相适应，故取消。

13.2.10 参照《核电厂抗震设计规范》GB50267—97 取值，仅钢塔取“焊接钢结构”的阻尼比值，而原文中螺栓连接钢结构的相应阻尼比为 4% 和 7%，显得过大。也许包括一部分维护材料的影响，故选低值采用。根据我们做的多座钢塔的实测，在地脉力下阻尼比也均在 2% 或以上，故这一数据应该说是可靠的。

13.2.11 取消。原因同 13.2.3 条，而此处提出的两条具体方法也显得无实际意义。如 13.2.11.2 两个方向同时计算的地震作用遇合为单项作用的 1.044 倍。与荷载分项系数有重复。

13.2.14 地震属高频振动，变形相对较小，P- Δ 效应也较小。故将非线性计算范围适当缩小。而且非线性计算范围缩小后与 13.2.1 第 3 条中的规定较一致。

13.2.15 原条文可操作性差，而且在抗震规范中几乎没有这样要求的，故取消原条文。但为了减小地基过大变形对电视塔结构抗震的不利影响，故加入控制地基变形和液化两条要求，这样更加实际。

13.3 构造措施

13.3.1 钢塔为直接承受动力荷载的结构，但非疲劳荷载作用下的钢结构。对材料要求高于承受静力荷载为主的钢结构，而低于承受疲劳荷载的钢结构。故一般要求常温下冲击韧性保证，对于严寒地区，则进一步要求 00C 时冲击韧性保证。无缝钢管以 20# 钢为最常用，各项性能均满足 Q235B 的要求。《高耸结构设计规范》GB50135—2005 已采用。

13.3.2 与钢结构设计规范一致，但预应力拉杆必须“完全预应力”，即不可能拉力为 0。要求严格控制预拉力。

13.3.4 螺栓和销性能近似，但又有不同。柔性预应力拉杆两端用单个销连接，很普通且成熟，故予以列出。但对其质量控制加强。

13.3.6 此处增加水灰比不宜大于 0.45，是为了增加混凝土的耐久性，在《混凝土电视

塔结构技术规范》和《高耸结构设计规范》中都有相应条文，钢筋未列入碳素钢丝和冷拉 II、III、IV 级钢筋，因为《混凝土结构设计规范》GB50010—2002 中也未列入。

13.3.8 横膈往往包括梁和板，板的连接不会向塔身传递多大弯矩，而板配筋的构造要求往往必然形成刚接，不能要求板在支座处开裂。

13.3.14~13.3.16 与《烟囱规范》、《高耸结构设计规范》一致，也符合《混凝土电视塔结构技术规范》。

13.3.19 与《烟囱规范》、《高耸结构设计规范》一致，也符合《混凝土电视塔结构技术规范》。

14. 石油化工塔型设备基础

14.2 抗震计算

14.2.2 基础底板顶面到设备顶面的总高度不超过 65m 的圆筒式、圆柱式塔基础受力状态接近于单质点体系，属于弯曲型结构，所以，可采用底部剪力法计算地震作用。框架式塔基础的地震反应特征与框架接近，质量和刚度沿高度分布不均匀，因此，宜采用振型分解反应谱法计算地震作用为宜。

14.2.3 塔型设备的阻尼比目前为估计值，近期正在进行实测，等实测结果出来后再做调整。

14.2.4 因圆筒式、圆柱式塔型设备在竖向地震作用下的受力特性与烟囱相似，故本规范给出的塔型设备在竖向地震作用下的计算方法是参照《烟囱设计规范》GB50051-2002 的计算方法，它是根据冲量原理推导的并进行了实验实测。根据理论计算及实验实测结果，最大竖向地震力的绝对值，发生在烟囱的质量重心处，在烟囱的上部和下部相对较小。按此方法计算的竖向地震作用效应不再乘以增大系数 2.5。

框架式塔基础塔型设备和框架(钢结构或钢筋混凝土结构)的质量和刚度均有很大差异，且两者之间是通过螺栓连接起来的，竖向地震力不可能象钢筋混凝土烟囱那样完全按冲量法计算和传递。对框架来说，最不利的是设备竖向地震力直接作用在框架顶层梁板上。考虑到以上情况，规范规定仅考虑设备作用于框架顶部的竖向地震力，该地震力也按冲量法计算至设备底部。

14.2.11 石油化工塔型设备的基本自振周期，采用理论公式计算很繁琐，同时公式中的参数难以取准，管线，平台及塔与塔相互间的影响无法考虑，因而理论公式计算值与实测值相差较大，精度较低。一般根据塔的实测周期值进行统计回归，得出通用的经验公式，较为符合实际。周期计算的理论公式中主要参数是 h^2/d ，除考虑影响周期的相对因素 h/d 外，还考虑高度 h 的直接影响，所以，统计公式采用 h^2/d 为主要因子是适宜的。

圆筒(柱)形塔基础的基本自振周期公式，是分别由 50 个壁厚不大于 30mm 的塔的实测资料 ($h^2/d < 700$) 和 31 个塔实测资料 ($h^2/d \geq 700$) 统计回归得到。

框架式基础塔的基本周期公式，是由 31 个塔的实测基本周期数据统计回归得出的。

壁厚大于 30mm 的塔型设备，因实测数据较少，回归公式不能适用，可用现行国家规范的有关规定计算。

排塔是几个塔通过联合平台连接而成，沿排列方向形成一个整体的多层排列结构，因此，各塔的基本周期互相起着牵制作用，实测的周期值并非单个塔自身的基本周期，而是受到整体的影响，各塔的基本周期几乎接近。实测结果表明，在垂直于排列方向，是主塔的基本自振周期起主导作用，故规定采用主塔的基本周期值。在平行于排列方向，由于刚度大大加大，周期减小，根据 40 个塔的实测数据分析，约减少 10%左右，所以乘以折减系数 0.9。

14.2.14 根据塔基础的特点，本条规定了可以不进行截面抗震验算的范围。

圆筒式、圆柱式塔基础在 7 度硬场地和中硬场地的条件下，竖向荷载和风压值起控制作用，可不进行截面的抗震验算。

框架式塔基础，受力杆件较多，塔径也较大，地震作用所产生的杆件内力小于直接受竖向荷载作用所产生的杆件内力，地震作用不起控制作用的范围比较大。所以，不验算范围有所扩大。

14.3 构造措施

14.3.3 表 14.3.3 中地脚螺栓锚固长度是按 C20 混凝土计算所得,已经考虑了地震时螺栓增长 5d。

15. 焦炉基础

15.1 一般规定

15.1.1 我国炭化室高度 4.3m 以上（含 4.3m）的大、中型焦炉绝大多数采用的是钢筋混凝土构架式基础。辽南、唐山地震后的震害情况表明，该种形式的焦炉炉体、基础震害不重，大都基本完好。本节是在震害经验和理论分析的基础上编制的。

15.1.2 计算结果表明，Ⅲ、Ⅳ类场地时，加强基础结构刚度，缩短自振周期，对降低基础构架水平地震作用有利。因此，本条对此作出规定。而对其它条件时，基础选型可以不考虑烈度和场地条件的影响。

15.2 抗震计算

15.2.1 焦炉基础的抗震计算与一般建筑物比较接近，所以可按抗震计算水准 A 进行水平地震作用计算。

15.2.2 本条是根据震害经验制定的。

15.2.3 焦炉基础横向计算简图假设为单质点体系，是因为基础结构顶板以上的炉体和物料等重量约占焦炉及其基础全部重量的 90%以上，类似刚性质点，并且刚心、质心对称，无扭转，顶板侧向刚度很大，可随构架式基础结构的构架柱整体振动。此外，根据辽南、唐山地震时焦炉及其基础的震害经验，即使在 10 度区基础严重损坏的条件下，炉体仍外观完整，没有松动、掉砖，炉柱顶丝无松动，设备基本完好。说明在验算焦炉基础抗震强度时，将炉体假定为刚性质点是适宜的。

图 15.2.3 为唐山某焦化厂焦炉基础的基础结构震害调查结果。基础结构边列柱的上、下两端和侧边窄面呈局部挤压破坏，少数边柱的梁在柱边呈挤压劈裂；中间柱在上端距梁底以下 600~700mm 范围内和下端距地坪以上 800mm 范围内，出现单向斜裂缝或交叉斜裂缝，严重者柱下端的两侧宽面混凝土剥落、钢筋压曲，呈灯笼式破坏，这就是横向构架柱的典型震害。

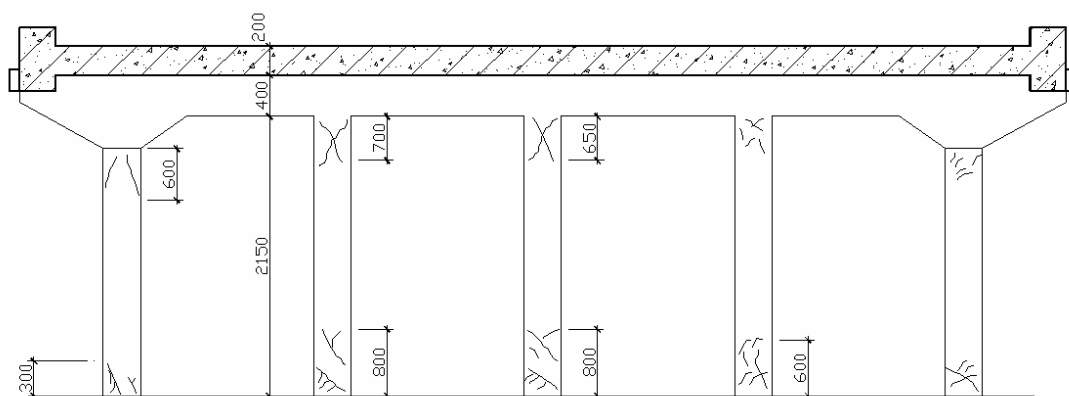


图 15.2.3 唐山焦化厂焦炉震害

条文公式中的 δ 值，可按结构力学方法或用电算算出。为方便计算，在附录 H 中给出了计算 δ 的实用公式。

附录 H 中的 K_1 数值就是按不同种类的横向构架计算的。有些构架由于推导过程复杂，

其 K_i 值是根据各构架的梁与柱的线刚度比值，用电算计算而得的。

15.2.4 焦炉基础纵向计算简图是根据焦炉及其基础（炉体、基础结构抵抗墙、纵向钢拉条）处于共同工作状态的结构特点和震害调查分析的经验而确定的。

焦炉用耐火材料砌筑，连续生产焦炭。为消除焦炉自身在高温下膨胀对炉体的影响，在炉体的实体部位预留出膨胀缝和滑动面，通过抵抗墙的反作用使滑动面滑动，从而保证了炉体的整体性。支承炉体的基础结构是钢筋混凝土结构，由基础顶板、构架梁、柱和基础（基础底板）组成。抵抗墙在炉体纵向两端与炉体靠紧，是由炉顶水平梁、斜烟道水平梁、墙板和柱组成的钢筋混凝土构架。纵向钢拉条沿抵抗墙的炉顶水平梁长度方向每隔 2~3m 设置 1 根（一般共设置 6 根），其作用是拉住抵抗墙以减少因炉体膨胀而产生的向外倾斜。正常生产时，由于炉体高温膨胀，炉体与靠紧的抵抗墙之间，有相互作用的内力（对抵抗墙作用的是水平推力，纵向钢拉条中是拉力）和变形。这是焦炉及其基础的共同工作状态和各自的结构特点。

纵向水平地震作用计算时，作如下假定：以图 15.2.4 为例，焦炉炉体为刚性单质点（振动时仅考虑纵向水平位移）；抵抗墙和纵向钢拉条为无质量的弹性杆；支承炉体的基础结构和抵抗墙相互传力用刚性链杆 1 表示，其位置设在炉体重心处并近似地取在抵抗墙斜烟道水平梁中线上；考虑到在高温作用下炉体与其相互靠紧的抵抗墙之间已经产生了相互作用的内（压）力和水平位移，在链杆 1 端部与炉体接触处留无宽度的缝隙，以表示只传递压力。振动时，称振动方向前面的抵抗墙为前侧抵抗墙，后面的为后侧抵抗墙。隔离体图 D.0.2 中 F_1 、 F_2 是炉体与前、后侧抵抗墙之间（即在链杆 1 中）互相作用的力。

上述的计算简图的假定和条文中的公式的计算结果，与震害调查分析的结论比较吻合。

15.2.5 焦炉基础板顶长期受到高温影响，顶面温度可达 100℃，底面也近 60℃，这使基础结构构架柱（两端铰接和位于温度变形不动点部位者除外）受到程度不同的由温度引起的约束变形。对焦炉基础来说，温度应力影响较大，并且犹如永久荷载。

焦炉炉体很高，在焦炉炉体重心处水平地震作用对基础结构顶板底面还有附加弯矩，此弯矩将使构架柱产生附加轴向（拉、压）力组成抵抗此附加外弯矩的内力矩，沿基础纵向由于内力臂比横向大得多，因此，纵向构架柱受到的附加轴力远比横向构架柱为小，验算构架柱的抗震强度时，可以仅考虑此弯矩对横向构架的影响。

15.3 构造措施

15.3.1 由于工艺的特殊性，焦炉基础构架是较典型的强梁弱柱结构。震害中柱子的破坏类型均属混凝土受压控制的脆性破坏，未见有受拉钢筋到达屈服的破坏形式。但由于柱数量较多，一般不致引起基础结构倒塌。所以，必须在构造上采取措施加强柱子的塑性变形能力。故本条规定基础构架的构造措施要符合框架的要求。

基础构架的铰接端，理论上不承受水平地震作用和温度变形所引起的水平力，而焦炉的水平地震作用，也仅能使边柱增加轴向压力。但实际上柱头与柱脚都整体浇灌混凝土，由于不能自由转动而形成局部挤压，并在水平力作用下产生弯矩，形成压弯构件，在正、反向受力情况下，使两端节点混凝土剥落。这就可理解为什么地震时焦炉两端铰接柱产生如此严重的压弯破坏。有鉴于此，铰接柱节点端部除设置焊接钢筋网外，伸入基础（基础底板）杯口时，柱边与杯口内壁之间应留间隙并浇灌软质材料。

16. 运输机通廊

16.1 一般规定

16.1.1 一般结构形式是指支承结构间采用杆式结构，廊身为普通桁架或梁板式结构的通廊；这种结构形式的通廊，在我国历次大地震中已有震害经验。悬索通廊和基础及廊身为壳型结构的通廊等结构形式，未经大地震检验，不包括在本章范围内。

16.1.2 廊身露天、半露天或采用轻质材料时，质量较小，无论是在海城地震，还是在唐山地震中均完好无损。因此，建议廊身露天、半露天时采用轻质材料做为墙体材料。

16.1.3、16.1.4 通廊支承结构及承重结构以往习惯采用钢筋混凝土结构。近年来随着我国钢产量的增加，钢结构通廊逐渐增多。由于钢筋混凝土结构具有较高的抗弯、抗剪承载能力，在地震作用下具有较好的延性。钢支架一般都完好。因此，推荐优先选用钢筋混凝土支承结构，跨度较大时采用钢结构。

16.1.5 通廊是两个不同生产环节的连接通道，属窄长型构筑物，其特点是廊身纵向刚度很大，横向刚度较小，而支架刚度亦较小，和相邻建筑物相比，无论刚度和质量都存在较大的差异，同时，通廊作为传力构件，地震作用将会互相传递，导致较薄弱的建筑物产生较大的破坏。若通廊偏心支承于建（构）筑物上，还将产生偏心扭转效应，加剧其它建筑物的破坏。基于以上原因，规定 7 度时，宜设防震缝脱开；8 度及 9 度时应设防震缝脱开。

16.1.6 通廊和建（构）筑物之间防震缝的宽度，应比其相向振动时在相邻最高部位处弹塑性位移之和稍大，才能避免大的碰撞破坏。这个位移取决于烈度高低、建筑物高度、结构弹塑性变形能力、场地条件及结构形式等。通廊支承结构间距较大，相互之间没有加强整体性的各种连系，刚度较弱，地震时位移较大。表 8 列出了唐山、海城两地通廊震害的调查资料，表中所列位移数字为残余变形，如果加上可恢复的弹性位移，数值将更大，9 度时可达高度的 1%。如果防震缝按这个比例，高度在 15m 时即达 15cm，宽度太大，将会造成构造复杂，耗资增大。考虑到和其它建（构）筑物的协调一致，防震缝的宽度仍取一般框架结构的规定。

表 16.1.6 通廊纵向地震位移

序号	通廊名称	烈度	高度(m)	支架结构形式	地震作用下位移(mm)	备 注
1	海城华子峪装车矿槽斜通廊	9	7.5	钢筋混凝土	50	高度按照照片比例量得
2	海城某厂球团车间通廊	9	9.5	钢筋混凝土	80	高度按照照片比例量得
3	辽阳矿渣砖厂原料车间通廊	9	-	钢筋混凝土	50	
4	营口青山怀矿破碎车间通廊	9	-	钢筋混凝土	60	
5	青山怀矿另一通廊	9	-	钢筋混凝土	100	
6	金家堡矿细碎 2 号通廊	9	-	钢结构	40	
7	金家堡矿 1 号通廊	9	-	钢筋混凝土	60	
8	吕家索坨煤矿准备车间至原煤装车点通廊	9	-	钢结构	200~220	
9	国各庄矾土矿原料贮仓至竖炉工段通廊	10	-	钢结构	100	
10	唐钢二炼钢上料通廊	10	21.5	钢结构	230	地基液化加大了位移

16.2 抗震计算

16.2.1 通廊的地震作用计算与建筑物相近，因此其地震作用可按本规范第 5 章水准 A 进行水平地震作用及其作用效应计算。

16.2.2 通廊作为两个生产环节的联络构筑物，是不可轻视的，然而经验表明，支承结构的破坏主要是与相邻建筑物共同工作所致，因此规定低烈度时支承结构可不验算。

16.2.6 随着计算机应用技术的普及，结构计算软件的日益丰富，一些大型计算软件已可以进行通廊的整体分析，所以规定宜采用符合通廊实际受力情况的空间分析模型进行分析。

16.2.7 通廊廊身的纵向刚度相对于支架的刚度来说是很大的，且通廊廊身质量也远比支架为大，倾角一般较小。实测证实廊身纵向基本呈平移振动，故通廊可以假定按只有平动而无转动的单质点体系来计算。

16.2.10 震害调查表明，与建（构）筑物相连的通廊，多数都发生破坏。因此，凡不能脱开者，规定采用传递水平力小的连接形式。本条是通廊对建（构）筑物的影响计算规定。

16.3 构造措施

16.3.1 通廊支承结构为钢筋混凝土框架时，在地震中除因毗邻建（构）筑物碰撞而引起框架柱断裂事故外，框架本身的震害一般不太严重。海城、唐山两次地震震害调查均未发现由于钢筋混凝土支架自身折断而使通廊倒塌事例，但局部损坏则较多。钢筋混凝土支架的损坏部位多在横梁（腹杆）与主柱的接头附近，横梁裂缝一般呈八字型，少数为倒八字型或 X 型。立柱主要在柱头处劈裂。据此，规定了支架的抗震构造措施可按框架的采取。

16.3.2 钢支承结构由于其材料强度较高，延性好，所以抗震性能好。但由于钢结构杆件截面较小，容易失稳，这已有震害实例证实。为了保证钢支承结构的抗震性能，对杆件长细比做了规定。

16.3.5 通廊纵向承重结构采用钢筋混凝土大梁时，其主要震害为梁端拉裂，混凝土局部脱落，连结焊缝剪断。尚未发现由于竖向地震作用引起梁的弯曲破坏，因此，只需在梁端部予以加强就可满足抗震要求。

16.3.6 支承通廊纵向大梁的支架肩梁、牛腿在地震作用下除承受两个方向的剪力外，还承受竖向地震作用。当竖向地震作用从支架柱传到支座时，由于相位差，也可能会出现拉应力。因此，这些部位在地震作用下受力是极复杂的。地震中常见震害表现为：①牛腿与通廊大梁的接触面处牛腿混凝土被压碎、剥落及酥碎；②支座埋设件被拔出或剪断；③肩梁或牛腿产生斜向裂缝。故应加强以保证连结可靠。

16.3.7 某些情况下由于工艺要求及结构处理上的困难，通廊和建（构）筑物不可能分开自成体系，其后果如第 16.1.5 条说明所述。为了减少地震中由于刚度、质量的差异所产生的不利影响，宜采用传递水平力小的连结构造，如球形支座（有防滑落措施）、悬吊支座、摇摆柱等。

附录 I 通廊横向水平地震作用计算

当按本条规定的方法进行通廊横向水平地震作用整体结构计算时，对计算假定及简图选取原则作了规定。

（1）计算假定及简图选取

①通廊相当于支承在弹簧支座上的梁，其质量分布均匀，各支架 1/4 的质量作为梁的集中质量；

②以抗震缝分开部分为计算单元；

③端部条件：与建（构）筑物连接端或落地端视为铰支，与建（构）筑物脱开端视为自由；

④支架固定在基础顶面上；

⑤关于坐标原点，由于廊身大都倾斜，支架高度各不相同，一般高端支架刚度较弱，变形较大，但两端自由时，悬臂较长端变形比较短端要大，而坐标原点均取在变形较小端。因此，对不同边界作了具体规定，以便查表计算振型函数值。

（2）横向水平地震作用和自振周期计算时振型函数的选取

通廊体系视为具有多个弹簧支座的梁时，用能量法按拉格朗日方程可建立起振动微分方程，求得自振频率计算公式。其中广义刚度为 $K = \int EI y''^2(x) dx + \sum K_j y(x_j)$ ，式中第一项为振型函数二阶导数的平方乘廊身刚度的积分。由于廊身结构形式多样，所用材料不同，廊身刚度计算无法给出统一公式，这样会给一般设计者造成一定困难。另外，通过电算对比，发现通廊基频与廊身刚度取值关系不大，是支架刚度起主要作用；高振型以廊身弯曲为主，故廊身刚度起主要作用。为简化计算，将振型曲线以多条折线代替，使其二阶导数为 0，这样广义刚度中不再包含廊身刚度项，使计算公式大大简化。为了保证计算精度，满足抗震设计要求，经过电算与实测的分析对比，对高振型的广义刚度进行了调整，即广义刚度乘以廊身刚度影响系数，使计算结果与按曲线振型时计算的结果非常接近。

（3）横向水平地震作用采用振型分解反应谱法

第 i 支承结构第 j 振型时的横向水平地震作用，是利用该振型时第 i 支承结构顶部的实际位移乘以单位位移所产生的力求得。其支架顶部的实际位移是按不同边界条件下振动时总的地震作用与弹簧支座总反力的平衡关系求得的。由于假设位移函数时没有考虑支承结构的影响，会造成一定程度的误差，但这种影响对基频是很小的，而基频对地震作用的贡献占主要地位。按本章近似方法的计算结果，在低频范围内，与实测、电算是相当接近的。地震作用的计算，按通廊结构具体情况取 2~3 个振型叠加即可满足抗震设计要求。

（4）两端简支的通廊

对于两端简支的通廊，当中间有两个支承结构且跨度相近，或中间有一个支承结构且跨度相近，计算地震作用时，前者不计入第三振型（即 F_{31} ），后者不计入第二振型（即 F_{21} ）。其原因是前者对应的振型函数 $Y_3(x_1) = 0$ ，后者 $Y_2(x_1) = 0$ 。周期按近似公式计算时，分母广义刚度是利用刚度调整系数考虑廊身刚度，而不是和的形式，因此当 $Y_j(x_i) = 0$ 时， $C_j \geq K_i Y_j^2(x_i) = 0$ ，而使周期出现无穷大，这是不合理的。但对于该振型的地震作用，由于 $Y_j(x_i) = 0$ ， $F_{ji} = 0$ ，这是正确的。因此，条文中规定在以上情况下，对前者不考虑第三振型，对后者不考虑第二振型。

17. 管道支架

17.1 一般规定

17.1.2 根据海城地震、唐山地震等震害分析资料，一般钢筋混凝土和钢结构的管道支架，均基本完好，说明现有的管道支架设计在选型和选材料上均具有较好的抗震性能。主要表现在除管道自身变形（如补偿器弯头等）、管道与支架的活动连接、支架结构的型式外，支架的材料具有较好延性，能适应地震时的变形要求，消耗一定能量，减小支架的地震作用，使结构保持完好。

17.1.3 一个厂区的管线往往有几百米，甚至几千米之长，管线因热胀（或冷缩）产生的变形量相当大，管线变形后，为了控制其变形方向及变形范围，做到有计划地分配管线的膨胀（或收缩）量，固定支架的设置相当重要，固定支架的位置，应尽量选择接近天然膨胀零点处，以减小作用于固定支架的水平推力。工程上已发生了多起由于固定支架设置不当被完全推倒而导致管线破坏的工程事例，应引起足够重视。管线的敷设位置对支架的受力有着直接的影响，管线布置越对称、均匀，管道间的相互牵制作用越大，支架受力越合理。当多管共架时，一般情况下，主动管是温度高、重量大的管线，在地震时产生的地震作用也较大，如其位置敷设不当，将导致支架梁、柱受力极不合理，特别是单柱式支架，不宜在悬臂的一侧敷设重量大的管线。

17.1.4 该条主要考虑到在地震作用下，梁、柱节点受力复杂，装配式的梁柱节点不易保证，故对装配式钢筋混凝土支架要求梁、柱整体预制，由于固定支架所受地震作用较大，且对保障整个管线的运行起着重要的作用，故一般情况宜为现浇结构。

17.1.5 对较大直径管道的定义目前没有统一标准，设计上可根据各行业的实际情况确定。本条与原条文相比，略有调整，主要是将固定支架的结构形式扩大，而不局限于框架结构。因为实际工程中，四柱式固定支架广泛采用的一种结构是组合式空间体系结构。如图 1：

17.1.6 唐山地震时，半铰接支架的柱脚处有裂缝出现。可见，处于半固定状态的半铰接支架，在强烈的震动作用下，承受了一定地震作用。此外，还发现管道拐弯处的半铰接支架因地震作用导致歪斜等。因此，本条规定 8 度和 9 度时，不宜采用半铰接支架。

凡以管道做为支架结构的受力构件时，一般跨度都比较大，由于振动对管道有较大影响，所以，8 度和 9 度时不宜将输送危险介质的管道作为受力构件。

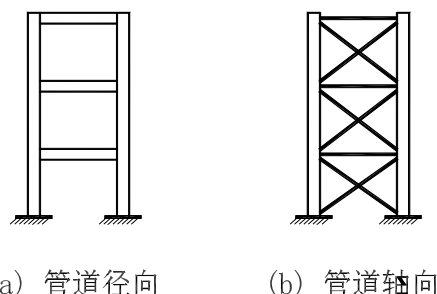


图 17.1.6 组合式空间管道支架

17.1.7 输送易燃、易爆、剧毒介质的支架，如在地震作用下发生破坏，将产生严重的次生灾害，故与原条文相比将其抗震等级提高一级。

17.1.8 水平地震作用点的位置，过去设计中极不统一，有取管道中心的，有取管道与管托的接触处，亦有取梁顶面的。各种管托的构造型形式见图 2，因此水平地震作用点的位置，对上滑式管托，可近似取管道最低点，其它管托取梁顶面，对挡板式固定管托，地震作用位置为梁下 $e/3$ 处，由于离梁顶距离一般很小，故偏安全统一取为支承梁顶面。

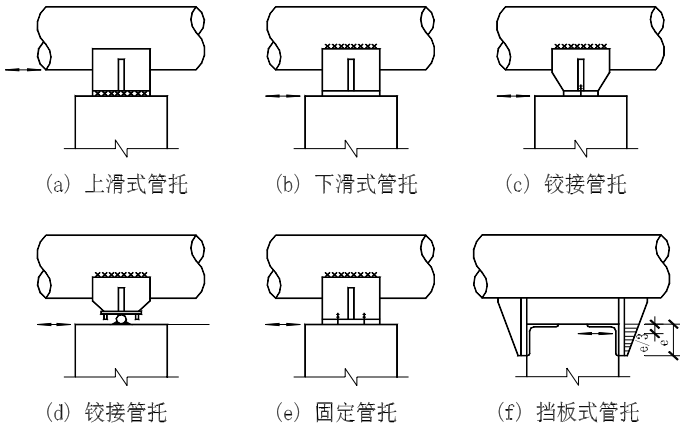


图 2 各种管托的地震作用位置

图 17.1.8 各种管托的地震作用位置

17.2 抗震计算

17.2.2 本条与原条文相比，对可不进行抗震验算的活动支架的范围作了调整，主要考虑到：在支架的静力计算中，支架的横向水平荷载主要是管道及支架所受的风荷载，并没有考虑管道和支架间的摩擦力，因此，在高烈度下横向水平地震作用可能大于作用于支架上的水平荷载，故在地震作用下应进行抗震计算。在管道纵向，当管道和支架发生相对滑移时，对刚性活动支架，作用于支架上的最大地震作用不会超过静力计算中支架所受的滑动摩擦力，可不进行抗震验算，只需满足抗震构造要求。但对柔性活动支架，在静力计算中，由于它能适应管道变形的要求，主要承受支架柱的位移反弹力，其所受轴向水平荷载小于管道与支架间的滑动摩擦力，支架所受的轴向水平力为：

$$P_f = K\Delta \tag{17.2.2}$$

式中 K ——支架柱的总刚度 (N/m)

Δ ——支架顶的位移 (m)

由此可见，在高烈度区（如 8 度、9 度）当支架位移 δ 大于静力计算中的位移 Δ 时，柔性支架所受轴向水平地震作用大于静力计算时的水平荷载，故应予验算。

17.2.3 关于计算单元和计算简图

1. 管道横向刚度较小，支架之间横向共同工作可忽略不计，所以，取每个管架的左右跨中至跨中区段作为横向计算单元。

2. 管架结构沿纵向是一个长距离的连续结构，支架顶面由刚度较大的管道相互牵制。但在补偿器处纵向刚度比较小，可以不考虑管道的连续性。故采用两补偿器间区段作为纵向计算单元。

17.2.5 补充了积灰荷载和走道活荷载的重力荷载代表值的取值。当走道活荷载是按实际情

况取值时，活荷载的重力荷载代表值应取标准值的 100%。

17.2.6 ~17.2.10 对有滑动支架的计算单元，纵向地震作用的计算可分为两种状态：

1. 支架和管道间没有发生滑移呈整体工作状态，此时各支架的刚度可按结构力学方法确定，作用于支架上的水平地震作用小于管道与支架间的滑动摩擦力。

2. 支架和管道间产生了相对滑移，成非整体工作状态，此时支架本身的刚度没有发生变化，但支架刚度并没有充分发挥，即此时滑动支架参与工作的刚度小于支架自身的固有刚度。

如设作用于滑动支架上的总重力荷载代表值为 G_D ，计算单元的总重力荷载代表值为 G_E ，地震影响系数为 α ，滑动支架的总刚度为 K_d ，计算单元的总刚度为 K 。则在整体工作状态时，滑动支架所承受的水平地震作用为：

$$F_{Ed} = \alpha G_E \cdot \frac{K_d}{K}$$

管道滑动时，滑动支架所受的总滑动摩擦力为：

$$P_m = G_D \cdot u$$

当 $F_{Ed} \geq P_m$ ，即 $\zeta = \alpha \cdot \frac{G_E}{G_D} \cdot \frac{K_d}{K \cdot u} \geq 1$ 时，管道在支架上产生滑动。

当作用于滑动支架上的水平地震作用等于管道和支架间的滑动摩擦力 P_m 时，支架所受水平荷载已达到极限状态，由于此时水平地震作用和竖向重力荷载代表值之间存在直接的联系，故可以设定：支架在水平地震作用和竖向重力荷载代表值作用下，达到了临界状态，但由于支架并未达到其承载力极限状态（由于各分项系数的存在），故其处于一种稳定的临界状态。此时，作用于支架上的重力荷载代表值即为其临界荷载，通过求解临界荷载，可间接求出支架此时参与工作的实际刚度(折算刚度)。条文中当管道在支架上滑动后滑动支架的实际参与工作的刚度就是据此原理推导出来的。

应该注意的是：本条文中的双柱滑动支架是指沿管道径向为双柱，而在轴向为单柱的 π 形支架。在计算纵向计算单元的水平地震作用标准值时，地震影响系数 α 应根据管道在支架上是否滑动确定。

由于已经求出管道和支架产生相对滑动时，支架参与工作的实际刚度，故纵向计算单元内各支架所受的水平地震作用可直接按各支架的刚度比例进行分配。

17.2.13 多管温度作用效应组合系数取 0.8，主要是考虑多管时各管计算的水平推力与生产状态下的实际推力之间的差异，根据设计经验确定的。

17.3 构造措施

17.3.2 该条是参考国内相关资料，并考虑支架的环境类别至少为二 a 类的条件确定的。当支架位于强腐蚀性地区或其他环境时，应满足相应规范要求。

17.3.3 ~17.3.4 该条是参照国内相关资料、统计了中冶长天国际工程有限责任公司等设计单位近几年所作部分实例工程的结果并考虑到支架所受竖向荷载一般均较小而弯矩较大的特点确定的。

唐山一丰南地震、辽宁海城地震等支架的震害调查表明：管道从支架上滑落下来而造成的破坏是地震区的主要震害之一，因此对穿支架管道，本条规定了其外缘距柱、梁的最小净距，以免在地震作用下碰坏管道，150mm 的净距是根据国内的通常做法确定的。对敷设于

顶层横梁上的管道为防止管道滑落，可设置防震短柱、防震挡板（如图 3），或设置防震管卡。对下滑式管托，不管是地震区或非地震区，支架破坏的原因，十之七八是由于管托滑落于梁侧造成的，由于通常的设计管托长度在 200~300mm，加上施工安装误差，实际能供管道的滑移量仅有 80~100mm。管道在正常运行时，管道的伸缩量很大，接近甚至超过 80~100cm，在地震作用下，很容易滑落于梁侧，从而导致支架破坏。虽然从理论上讲，当抗震防烈度为 6 度、7 度时支架和管道之间不会产生相对滑移，但在鞍山、盘锦等七度区也有滑动现象，故也宜采取相应的防滑落措施。

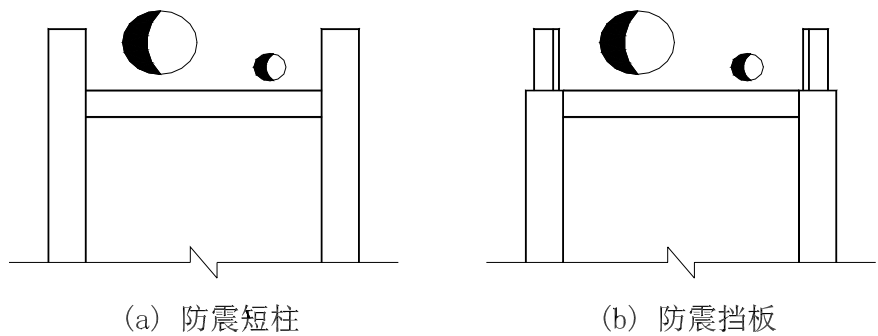


图 17.3.5 防止管道滑落的构造措施

17.3.5 石化行业的调查发现：部分支架的梁、柱节点和连接角钢，当所受水平荷载较大时，经常出现锚筋拔出现象，在地震区为避免钢筋“锚固先于构件破坏”，制定了本规定，锚筋的大小和锚固长度是根据规范要求并参考石化行业的做法确定的。

17.3.6 支架的悬臂横梁为双向受弯兼受扭构件，受力情况复杂，在高烈度下并受竖向地震作用的影响。柱子为斜压弯构件，一般垂直荷载较小，而管道径向或轴向的弯矩均较大，特别是单柱式支架。根据长期的设计经验，当挑梁长度大于 1.5m 时，由于内力较大，或者导致梁、柱截面过大，既不经济又不美观，或导致设计上的困难。

17.3.7 管廊式支架一般可不设中间固定支架，但仍应设置中间固定点，固定点一般设于支架横梁上。在直管线段的末端，一般设置柱间支撑，用以增加纵向刚度和稳定性，特别是增强其在地震作用下抵抗振动的刚度，同时利用支撑承受支架的不平衡内力。柱间支撑应能将地震作用直接传至基础。水平支撑宜设置在管道固定点处。

17.3.8 半铰接支架柱脚处出现裂缝，说明半铰接支架不是完全铰，处于半固定状态，因而在强烈震动下承担了一定地震作用，为了保证半铰接支架在地震区的使用安全，应沿纵向加强构造配筋。

17.3.12 对四柱式固定支架，通常情况下，管道并不一定敷设于框架梁上，为保证支架在地震作用下的空间整体作用，增加支架的刚度，抗震设防烈度为 8 度、9 度时，在直接支承管道的平面内应设置水平支撑，同时，在支架的中间高度处亦应根据具体情况设置水平支撑。水平支撑间的间距 8 度时不宜大于 6m，9 度时不应大于 6m。

17.3.13 钢结构柱脚的设计应保证能传递柱底的内力，由于铰接柱脚仅能传递竖向压力和水平剪力，因此，一般情况下对轴心受压柱采用该种柱脚形式。而对固定支架，由于柱底存在较大弯矩，在地震作用下，为保证能将柱底内力传递至基础，使基础和柱子共同工作，应采用刚性柱脚。鉴于通常的钢支架中，一般不采用埋入式或外包式柱脚，本条没有推荐该两种柱脚形式，实际工程中，如支架受荷很大或有需要时，可予采用。虽刚性柱脚比较接柱脚繁琐，但由于固定支架受地震作用较大，而数量较少（约占支架总数的 10%左右），对少量的固定支架柱脚作重点处理是有现实意义也是可行的。

18. 浓缩池

18.1 一般规定

18.1.1 ~18.1.2 浓缩池做成落地式不仅抗震性能好，而且经济指标亦优于其它型式。但当地势起伏以及工艺有要求（例如需要多次浓缩）时，需抬高浓缩池，于是成为架空式。如无前述情况，浓缩池要优先采用落地式。

18.1.3 浓缩池的直径越做越大，已经达到了 55m。底部呈扁锥形状，矢高甚小（坡度一般为 8° 左右），空间作用也较小，故底板只能看成为一块巨大的圆板。这种底板在平面外的刚度是很小的，在数米高水柱作用下，底板无力控制地基的沉降差异。因此，浓缩池应避免引起较大差异沉降地段。当不能避开这些地段时，要通过处理地基或处理上部结构来解决。究竟采取哪种措施或兼而用之，需视具体情况而定，不作硬性规定。

18.1.4 我国北方或风沙较大的地区，常需将浓缩池覆盖起来，以防冻或防沙，以免影响产品质量。无论出于哪种需要，将顶盖及维护墙做成轻型结构总是必要的。关于自成体系还是架设在池上，取决于经济合理。当池子直径较大时，挑板的厚度会很大，不如自成体系更经济。

18.1.7 架空式浓缩池的支承框架的高度一般都较低，因此，本条根据设计经验，按烈度规定了抗震等级标准，以免抗震构造措施要求过低。

18.2 抗震计算

18.2.1 浓缩池的地震作用效应与储液动态反应有关，地下或半地下浓缩池的地震作用还与土压力有关。因此，浓缩池按本规范第 5 章表 5.1.5 多遇地震进行水平地震作用计算是适宜的。

18.2.2 浓缩池的震害甚少，因此对于按现行习惯设计的浓缩池在 6 度和 7 度时，可以仅考虑抗震构造措施要求。对 8 度和 8 度以上时，除半地下式 8 度可以不验算外，其它都要按规定进行抗震验算。

18.2.3 浓缩池是大而矮的结构（即径高比很大），在地震作用下，池壁的空间作用不明显，刚度较小，因此，8 度和 8 度以上时，大部分池壁要作抗震验算。架空式浓缩池的支承结构主要包括两部分，即支承框架和池底以下的中心柱，浓缩池虽然高度不大，但自重（含贮液重）一般很大，所以，支承结构要作抗震验算。

18.2.5 在水平地震作用下，池壁自重的惯性力本来也可以展开成正弦三角级数 $\sin n\pi z/2h$ 的形式，但考虑到池壁顶部有走道板、钢轨及其垫板、壁顶扩大部分，所以将其视作集中质量比较符合实际，且计算简单。

18.2.6 浓缩池与一般圆形水池的差异不仅在于前者之底部呈一扁锥形状，而更重要的是直径与壁高之比很大，难以形成整个池子的剪切变形，故现有的按整体剪切变形振动模型给出的动液压力表达式不大适用。考虑到这一情况，我们按池壁出现局部弯曲型振动模型进行了研究，得到了池壁呈弯曲型振动时的动液压力表达式。当然，在这个模型中，剪切型与弯曲型这两种动液压力表达式按 r/h 连续过渡而不存在不协调之处。

18.2.7 本条采用与动液压力相似的公式形式，以日本地震学者物部长穗的静力计算方法为基准，对 $\Phi=0\sim50^\circ$ 、 K_h （水平方向地震影响系数）=0.16、0.32，取 113 个点而得到的经验公式，最大误差为 6.28%，且偏于安全方面。该公式适用于计算地面及地面下作用于池壁的

动土压力，而落地式浓缩池只是其中的一种，此时公式取特殊情况。

18.2.8 架空式浓缩池一般用框架柱支承，柱截面的轴线方向与池的径向相一致。除了柱子以外，有些浓缩池设有中心柱（埋至地下通廊之下），故地震作用主要由上述两种支承结构共同承担。

18.3 构造措施

18.3.1 池壁厚度是根据现有设计经验确定的，同时，还考虑到施工的方便性。

18.3.2 以往设计对中心柱很少作计算，因为中心柱直径较大。但即使在大直径条件下，仍然出现过破坏实例。因此，有必要作一些构造规定，以弥补各种未知因素带来的不利影响。特别是与池底及基础交接处，属于刚度突变部位，对箍筋作出了加强的规定。

18.3.8 底板中部有漏斗口时，设置环梁主要是考虑防止漏斗口边产生裂缝。孔边加强，增加其孔边刚性。同时漏斗口下一般设有阀门，要求预埋一些安装螺栓，为方便预埋，故梁宽不宜小于 300。

19. 常压立式圆筒形储罐基础

本次修订主要改进如下：

- 1、为使修订后的内容与本规范名称相符，取消了原章节中与设备本体有关的计算内容。
- 2、增加了“抗震构造措施”一节。

19.1 一般规定

19.1.2 护坡式基础经济，但抗震性能差，一般仅限于 I 类和 II 类场地土上固定顶罐基础。

19.2 抗震计算

19.2.1 根据本规范所提出的抗震设防三个水准、二阶段设计的要求，在对储罐基础的抗震计算时，按多遇地震来确定地震影响系数是适宜的。

19.2.2 该阻尼比系数是根据中国石化工程建设公司与中国建筑科学研究院共同完成的“石油化工设备阻尼比研究”课题的研究成果给出的。

19.2.7 对需要设置地脚螺栓储罐的基础，应对基础结构构件的截面进行抗震验算，其地震作用标准值效应和其他荷载效应的基本组合应按第 5.4 节的有关规定进行计算。

19.3 抗震构造措施

19.3.1 罐壁位置下设置一道钢筋混凝土构造环梁以适当提高罐壁位置下的基础刚度。

20. 球形储罐基础

本次修订的主要原则同 19 章。

20.1 一般规定

20.1.2 球罐一般是用来储存易燃易爆和有毒介质的高压容器,其结构形式一般都是采用赤道正切式支柱支撑,设备的全部质量是由支柱传递到基础上。因此,本条对球罐基础的结构形式提出要求。

20.2 抗震计算

20.2.2 采用该数值的理由见 19.2.2 条。

20.2.5 在对球罐基础结构构件的截面进行抗震验算时,其地震作用标准值效应和其它荷载效应进行组合。

21. 卧式圆筒形储罐基础

本次修订的主要原则同 19 章。

21.1 一般规定

21.1.3 本条对卧式容器基础的型式给出了选用规定。

21.2 抗震计算

21.2.1 采用该数值的理由见 19.2.2 条。

21.2.2 由于冷换类设备重量较轻，而且结构的重心也比较底，因此，一般情况下其基础是由抽芯力控制的，可不进行地震作用计算，但应满足抗震构造措施。

21.2.3 根据振动台试验和现场实测结果，卧式容器的结构自振周期均小于 0.2 秒，所以在计算结构对基础产生的水平地震作用标准值时，地震影响系数可直接取 $\alpha_{\max}$ 。

22. 高炉系统结构

22.1 一般规定

22.1.1 高炉系统构筑物的结构形式随着工艺的不断改进可能出现较大的变化,本章条文主要适应于我国高炉系统构筑物的现状。当结构型式有较大改变,或由于某种原因可能导致结构的安全储备较一般做法降低时,有的条文,特别是不需抗震验算的范围就不能适用,对由此产生的特殊问题需进行专门研究。

1000m³ 以下的中小型高炉受国家政策限制,将是淘汰对象,本规范不予包括。

22.1.2 本章所指的高炉系统构筑物,主要包括高炉、热风炉、除尘器、洗涤塔及主皮带上料通廊五部分。至于炼铁车间的其它构筑物可按其它相关规范的有关要求执行。目前,国内新建高炉一般采用皮带运输通廊上料,高炉上料通廊与一般通廊相比,跨度较大、支架高度较高、荷载及皮带张力均较大,有必要对上料通廊的构造措施进行专门规定,因此,用上料通廊一节替代原规范斜桥一节。

22.2 高 炉

22.2.1 炉体框架不仅便于生产和检修,而且有利于抗震。炉体框架在炉顶处与炉体水平连接,能更好地发挥组合体的良好抗震作用。

22.2.2 导出管设置膨胀器的结构型式能大为改善导出管根部和炉顶封板等薄弱部位的工作状况,无论对非抗震设计还是抗震设计都具有突出的优越性。

22.2.3 本条沿用 93 规范规定,提出在 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时,高炉结构要进行抗震验算。但增加了 6 度时应满足抗震措施要求的规定。

22.2.4 必须验算的部位,是根据震害和验算中所发现的薄弱环节而提出的。

22.2.5 水平地震作用的方向可以是任意的,并且每个方向都可以达到最大影响。但是,针对高炉结构的特点,抗震验算时,可只考虑沿平行或垂直炉顶吊车梁及沿下降管这三个主要方向的水平地震作用。一般情况,下降管方向与炉顶吊车方向是一致的,只有在场地条件有限时,下降管才斜向布置。所以,实际上主要是两个方向。高炉结构(特别是炉顶平台以上部分)在这两个方向的结构布置和荷载情况明显不同,其地震反应差别也很大。根据国内的震害调研和高炉结构的抗震验算,这两个方向是起控制作用的。当下降管斜向布置时,还要考虑下降管的方向,以便更好地反映高炉除尘器组合体的实际状况。

1000m³ 及以上大型高炉的下降管跨度较大,根据《建筑抗震设计规范》GB50011 有关大跨度结构竖向地震作用的规定和参考国外抗震设计规定中竖向地震作用的有关资料,本条提出了跨度大于或等于 24m 的下降管应计算竖向地震作用。

22.2.6 近年来,高炉大修一般采用快速大修方式,因此取消了 93 规范的大修工况的抗震验算要求的规定。

22.2.7 本条是关于确定高炉结构计算简图的几个原则。

1. 高炉结构是由炉体、粗煤气管及框架等部分组成的复杂空间体系,在某一方向水平地震作用下,表现出明显的空间地震反应特征。所以,高炉结构应按空间模型进行抗震验算。目前,采用的计算程序有 SAP2000, SAP8451, STAAD/PRO, ANSYS 等。

2. 炉体的刚度主要取决于钢壳。炉料(包括散状、熔融状及液态)的影响可以不计,这是显而易见的。至于内衬砌体,由于以下原因,可不考虑其对炉体刚度的影响:

- 1) 衬砌体经受到侵蚀, 厚度逐步减少, 且各部位侵蚀情况不同;
- 2) 衬砌体抗拉性能极差;
- 3) 砌体与钢壳之间不但没有连接, 而且有填充隔热层隔开, 无法共同工作。

炉体上, 特别是炉缸、炉腹部位开孔很多。但一般来说局部开孔对整体刚度影响不大, 而要精确计算开孔后的炉壳刚度亦相当困难, 并且大的洞口处都有法兰和内套加强。所以, 建议炉壳刚度的计算可以不计孔洞的影响。

22.2.8 高炉重力荷载代表值在质点上的集中, 大部分情况下都可按区域进行分配, 但对以下两个部位, 需进行特殊考虑。

1. 高炉炉体沿高度分布的各部分重量, 不仅比较复杂, 重量也较大, 而且一般与所设质点的位置不是一一对应的关系, 特别是炉顶设备重量。如果简单地将这些重量按区域分配到质点上去, 将会使动力效应出现较大出入。

2. 上升管顶部或球形节点质点以上的放散管、阀门、操作平台、检修吊车等重力荷载, 也不能简单地加在该质点上。

以上两个部位重量, 要进行折算后再集中。

22.2.9 计算水平地震作用时, 确定高炉的重力荷载代表值, 需要考虑以下几个特殊问题:

1. 热风围管是通过吊杆吊挂于炉体框架的横梁上。围管重力荷载产生的地震作用必将直接传给各水平连接点, 因此, 规定将围管的全部重力荷载集中于高炉上的水平连接处, 并根据连接关系和高炉上被连接部位的刚度, 将全部重力荷载适当分配至高炉上的有关部位。这时, 可以完全略去吊杆传递动力的作用。

2. 确定通过铰接单片支架或滚动支座支承于高炉框架上的皮带通廊传给高炉的重力荷载时, 要区别平行和垂直皮带通廊方向两种情况:

- 1) 平行皮带通廊方向, 理论上, 铰接单片支架或滚动支座不能传递水平力, 但实际上理想的纯铰接是没有的, 铰接单片支架在其平面外也有一定的刚度, 滚动支座靠摩擦也能传递一定的水平力。这里提出计算水平地震作用时, 取皮带通廊在高炉框架上支座反力的 30% 集中于支承点处, 是偏安全的。

- 2) 垂直皮带通廊方向, 假定铰接单片支架或滚动支座能完全传递水平力, 所以计算水平地震作用时, 取支座反力的全部集中于支承点处。

3. 料斗和料罐直接支承于炉顶刚架或炉顶小框架上, 可以直接传递水平地震作用, 所以计算水平地震作用时, 料罐及其上的料重应全部集中到炉顶及相应的料斗或料罐处。

4. 炉底有一层较厚的实心砌体, 其重量很大, 但它主要直接座于基础上, 因此在计算对炉体的水平地震作用时, 可只取其部分重力荷载, 建议取 50%, 也是偏于安全的。

22.2.10 同一部位在不同振型作用时的地震响应不同, 为尽量找出可能出现的薄弱部位并加以控制, 这里建议一般取不少于 20 个振型。目前, 计算手段较先进, 可尽量多考虑一些振型为好。

22.2.11 对高炉结构抗震验算时的效应基本组合, 需要说明以下几个问题:

1. 炉顶吊车, 正常生产时一般是不用的, 休风时作一些小的检修, 起重量也不大。因此, 进行正常生产时的抗震验算, 不考虑吊车的悬吊重量, 只计其自重。

2. 与计算地震作用时的原则不一样, 在考虑与地震作用效应组合的其它荷载效应时, 作用于高炉上的各种荷载, 包括热风围管自重、皮带通廊支座反力、料罐荷载, 即取实际位置、实际荷载大小及实际传力情况, 不考虑不能完全传递动力的折减。对于炉体、炉顶设备自重及煤气放散系统的自重, 也应如实考虑, 不考虑动能等效的折减。

22.2.12 为提高高炉框架的抗震能力, 本条针对其薄弱部位, 以结构体系符合强柱弱梁、强节点为前提提出应采取的加强措施。参考《建筑抗震设计规范》GB50011, 本条增加了框架

梁、柱及主要支撑杆件的板件宽厚比限值的规定。

1. 合理设置支撑系统,对提高高炉框架的刚度,改善梁、柱受力状况,都有明显作用。这里强调的只是炉顶框架和炉身范围内的炉体框架;对于炉体框架的下部,由于操作要求,一般不允许设支撑,只能采用门型刚架。主要支撑杆件的长细比限值按其受力状态区别对待,本条取值参考《建筑抗震设计规范》第八章的规定。

2. 高炉炉体框架基本上是一个矩形的空间结构,在非抗震设计的荷载作用下,框架柱和刚接横梁的内力一般都不会是单向的。在地震发生时,由于实际地震运动方向的随意性,框架梁柱的各向都将有较大的地震作用效应。因此,这些杆件要选用各向都具有较好的刚度和承载能力以及塑性变形能力的截面型式。

对于炉顶框架,平行和垂直炉顶吊车梁方向的结构及荷载情况往往明显不同,框架柱也可以采用工字型或其它不对称的截面型式。

3. 柱脚固接的炉体框架刚度好、变形小、而且还能改善结构的受力状况,适宜地震区采用。

框架的铰接柱脚连接,往往是抗震的薄弱部位,抗震能力较差。增加抗剪能力的具体做法很多,例如,将柱脚底板与支承面钢板焊接或支承面上加焊抗剪钢板等。当柱脚支承于混凝土基础上时,基础顶面的预埋钢板可在板底焊置抗剪钢板。

22.2.13~22.2.14 导出管设置膨胀器时,上升管及部分下降管主要支承在炉顶平台梁上。这时,应使整个支承系统有足够的刚度,以加强对上升管的嵌固,减小地震变形。对支座与炉顶平台之间的连接,也要加强,以保证有可靠的抗剪能力。此时,上升管支座处的管壳厚度也应与导出管同样要求。当设置球节点时,与球节点连接的上升管和下降管均应加强。

22.2.15 本条是为保证炉体框架与炉体的共同工作,充分发挥组合体的良好抗震性能,而对炉体与炉体框架之间在炉顶处的水平连接提出的要求:

1. 使其间的水平力通过水平杆系或炉顶平台的刚性盘体比较直接、匀称地传到框架柱上去,而不使平台梁(特别是主梁)产生过大的平面外弯曲及扭转,也不使有关杆件产生过大的局部应力。

2. 保证水平连接构件及其与炉体和炉体框架之间的连接具有足够的抗震强度,因为在地震作用下,炉体与炉体框架间的水平力是比较大的。

3. 使水平连接的构造能够适应炉体和炉体框架之间的竖向差异变形。正常生产时,一般炉体的温度变形明显地比框架大,如连接构造处理不当,将拉坏连接或者增加框架及炉体的内力。

22.2.16 本条所规定的水平空隙值是针对炉顶框架顶部处各结构、设备水平位移都较大的部位。对其以下部位,随着高度的降低,可以适当减小。所提水平空隙值要求没有考虑施工误差。具体设计时,根据各工程的施工水平和工艺要求,适当考虑可能出现的施工误差

22.2.17 电梯间可以是自立式的,也可以依附于高炉保持其稳定。无论哪种型式,都要适当加强通道平台与电梯间和高炉的连接,以避免地震时连接拉坏,甚至脱落。

对于依附与高炉保持稳定的电梯间,除通道平台外,还有与高炉连接的专门措施,对此,也要予以加强。

加强连接的内容包括加强连接构件和连接螺栓或连接焊缝,对于通道平台还可以考虑适当加大搁置长度。

22.3 热风炉

22.3.1 近年来、大型高炉热风炉的燃烧室多采用钢支架或钢筒支承。燃烧室的支架是整个热风炉的抗震薄弱部位。因此,这里推荐高烈度区采用钢筒到底的燃烧室支承型式。

22.3.2 本条在 93 规范的基础上增加了 6 度时应满足抗震措施要求的规定。

22.3.3~22.3.12 基本上沿用 93 规范的规定。

22.3.13~22.3.14 支承燃烧室的支架是十分重要的受力结构，除满足强度要求外，还要按本条要求采取构造措施。

22.4 除尘器、洗涤塔

随着高炉技术的发展，高炉除尘方式愈来愈多地采用干式除尘，因此本节有关条文规定中的除尘器包括重力除尘器和旋风除尘器，增加了旋风除尘器。近年来，重力除尘器支架一般采用钢结构，因此本节条文取消了有关混凝土支架的规定。

22.4.1 有关除尘器的震害资料不多。1975 年海城地震时，7 度区的鞍钢，10 座大、中型高炉的除尘器均未发现破坏；1976 年唐山大地震时，10 度区的唐钢 4 座小高炉的除尘器，其钢筋混凝土支架有明显震害，如梁柱节点开裂及柱头压酥等。

对多座高炉的除尘器抗震验算结果表明，无论钢支架或钢筋混凝土支架，对于 8 度区的地震作用问题都不大。条文中仅提出 6 度、7 度 I、II 类场地可不进行结构的抗震验算，是留有余地的。

洗涤塔虽然比除尘器高，但其自重较小，基本上是个空筒，因此，抗震性能比较好。包括经受 10 度地震作用影响的唐钢在内，洗涤塔基本上没有震害，抗震验算结果也表明，即使是钢筋混凝土支架，未经抗震设防，也至少能抗御 8 度地震影响。因此，这里提出仅在 8 度 III、IV 类场地和 9 度时，才进行支架的抗震验算。

除尘器和洗涤塔筒体，是刚度和承载能力都相当好的钢壳结构，不用进行抗震验算。

22.4.3~22.4.5 重力除尘器和洗涤塔是一个比较典型的，主要只有支架侧移一个自由度的单质点体系。国家地震局工程力学研究所曾作过分析比较，如果同时考虑筒体的转动和弯曲变形的影响，自振周期和地震作用效应的差别均不到 10%。鉴于除尘器与高炉的连接关系，故建议优先采用与高炉一起的空间杆系模型分析。

由于洗涤塔较高而重力荷载较小，通常设计时风荷载的影响占的比重较大，因此建议抗震验算时考虑风荷载参与组合。

22.4.6 对除尘器和洗涤塔的构造要求，都是针对 7 度 III、IV 类场地和 8 度、9 度时结构中可能出现的薄弱部位提出来的。

加设水平环梁主要为了减小筒体在支座处的应力集中和局部变形。常规设计时，有的大型高炉的除尘器和洗涤塔也采取了这一措施。

22.5 上料通廊

22.5.1 上料通廊作为高炉与机械传动室或中间转运站间的联络构筑物，跨度一般较大、高度较高，其抗震是不可轻视的。参考国内外的类似研究资料，支承结构的破坏主要是与相邻构筑物共同工作所致，本条适当放宽了不验算范围。

22.5.2 震害情况表明，大跨度结构震害严重，特别是在高烈度区，本条参考建筑抗震设计规范规定 8 度、9 度时通廊跨度不小于 24m 时应计算竖向地震作用。

22.5.4 空间钢桁架具有相当好的抗震性能。廊身结构侧向刚度较差，在通廊两端支点处设置较强劲的门型刚架，是在满足生产使用的前提下增强廊身侧向刚度的有效措施。

通廊的固定支架用以传递纵向地震力及皮带机水平张力。

通廊在高炉框架上的支承推荐采用铰接单片支架或滚动支座，这是设计时经常采用的。其优点是，在平行通廊方向尽可能地减小了高炉框架与通廊间的相互影响，使其受力明确、

简单，既能减轻震害，又简化了设计。当采用滚动支座时，增加单向滚动的范围是满足地震作用下构筑物间的变形需要，防止通廊遭受破坏。条文中的最小滚动范围是根据经验提出的。

通廊廊身纵向刚度很大，横向刚度较小，和相邻建（构）筑物相比，无论刚度和质量都存在较大差异，同时，通廊作为传力构件，地震作用将会互相传递，导致较薄弱的机械传动室产生较大的破坏，因此提出了通廊与机械传动室间设置防震缝。

23. 尾矿坝

24. 索 道 支 架

24.2 抗震计算

24.2.5 在以往的工程设计中,支架的抗震设计一般简单地将索系质量集中于支架顶部进行分析,未计入索系振动对支架的影响,对支架纵、横向的分析均采用同一力学模型。此次规范修编,为更准确分析支架在地震作用下的动力特性,计入了索系振动对支架的影响。分别采用不同的力学模型沿支架纵、横向进行研究。研究表明,沿支架纵、横向,索系振动对支架的影响程度有差异,因此应分别沿纵向和横向计算支架的水平地震作用。

24.2.6 索系与支架之间的摩擦系数较小(约 0.025),近似无摩擦滑动,同时研究表明索系自振周期较长,一般远远大于支架自振周期。因此,计算支架纵向水平地震作用时可不计入索系振动对支架的影响。

24.2.7 研究表明,在某些情况下,索系振动对支架有减震作用。为保证支架具有足够的抗震能力,规定索系有减震作用时的地震作用不应小于单独计算支架地震作用的 80%。单独计算支架地震作用时,不计入索系的质量。

24.2.8 简化模型中,支架质量已集中于支架顶端,因而不计支架的分布质量。

计入索系影响的支架横向振动力学模型为双自由度体系,可按本规范提供的振型分解反应谱法计算地震作用。本条规定给出了一种求解结构第一、二振型的圆频率及质点水平相对位移的方法。

24.2.11 本条规定对高烈度区支架的地震作用效应进行放大,以保证支架具有足够的抗扭转能力。

24.3 构造措施

24.3.1 钢支架一般为由四片平面桁架围合组成的空间桁架。对其横截面四角位置的弦杆(通常称立柱,一般截面尺寸均较腹杆大),按 7 度和 8 度抗震设防时,为保证钢支架的整体稳定和抗扭转强度,其长细比控制较腹杆更严。

杆件长细比越大,其延性越差,在地震区长细比不宜过大。本规范的数值参考了相关规范和标准。

24.3.4 设置横膈主要是为了提高结构的抗扭刚度。

25. 挡土结构

暂缺。