

高楼钢结构体系 与工程实例

曾凡生 王 敏 编著
杨翠如 刘大海

全钢结构
钢-混凝土混合结构
型钢混凝土结构
钢管混凝土结构



机械工业出版社
CHINA MACHINE PRESS

高楼钢结构体系 与 工程实例

曾凡生 王 敏 编著
杨翠如 刘大海



机械工业出版社

本书系统阐述了全钢结构高楼、钢-混凝土混合结构高楼、型钢混凝土结构高楼、钢管混凝土结构高楼的特征、设计要点、构造要求等内容；收集了国内外 119 个钢结构高楼的工程实例，按照抗侧力构件的属性，归纳为 18 种结构体系；对每一种结构体系，均逐一阐述了其构件组成、受力特点、侧移形态、抗风能力、抗震性能、设计要点。本书配有三百余幅工程实例的结构平面布置图、剖面图、节点细部图等，供工程设计人员和相关专业的大中专院校师生学习参考。

图书在版编目 (CIP) 数据

高楼钢结构体系与工程实例/曾凡生等编著. —北京:
机械工业出版社, 2014. 6
ISBN 978 - 7 - 111 - 46739 - 7

I. ①高… II. ①曾… III. ①高层建筑 - 钢结构 - 结构设计 IV. ①TU973

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2014) 第 100989 号

机械工业出版社 (北京市百万庄大街 22 号 邮政编码 100037)
策划编辑: 马 宏 责任编辑: 马 宏
版式设计: 霍永明 责任校对: 张莉娟 任秀丽
责任印制: 刘 岚
北京京丰印刷厂印刷
2015 年 1 月第 1 版 · 第 1 次印刷
184mm × 260mm · 30.25 印张 · 2 插页 · 743 千字
标准书号: ISBN 978 - 7 - 111 - 46739 - 7
定价: 89.00 元

凡购本书, 如有缺页、倒页、脱页, 由本社发行部调换

电话服务

网络服务

社服务中心: (010) 88361066

教材网: <http://www.cmpedu.com>

销售一部: (010) 68326294

机工官网: <http://www.cmpbook.com>

销售二部: (010) 88379649

机工官博: <http://weibo.com/cmp1952>

读者购书热线: (010) 88379203

封面无防伪标均为盗版

前 言

随着我国经济建设和社会城市化的快速发展，城市人口密度持续增加，城市地面交通出现拥堵，迫使城市建筑向高空发展，高层建筑日益增多，建筑结构类型也从砌体结构、钢筋混凝土结构向钢结构延伸。尽管目前钢筋混凝土结构由于造价较低仍是高层建筑的主要结构类型，但随着钢结构设计和制造技术的进步，在高层建筑领域，二者在造价上的差距日渐缩小。

钢结构具有承载力高、截面尺寸小、建筑总重量轻、基础费用低和耐久性高等优点，最适宜建造高层建筑。与钢筋混凝土结构相比较，钢结构具有更大的韧性、延性、变形能力和耗能容量，是地震区高层建筑的首选结构类型。随着建筑技术的发展和工程实践经验的积累，钢结构高楼也从单一的全钢结构，拓展为钢-混凝土混合结构、型钢混凝土结构和钢管混凝土结构，进一步增强了高楼的抗风和抗震能力。

为了使工程设计人员在设计钢结构高楼时有所借鉴，本书广泛收集国内外钢结构高楼的工程实例，并按结构受力特点和侧向变形属性进行划分，归纳为 18 种结构体系，并逐一阐述结构体系的构件组成、受力特点、侧移形态、抗风能力、耐震性能、设计要点，以及相应的上百个工程实例。工程设计人员可以在这些工程实例的基础上，取长补短，使高楼结构设计实现更经济、更合理的方案，将高楼钢结构设计水平推向更高层次。

目 录

前言

第 1 章 高楼钢结构的类型、特征

和设计要点 1

1.1 全钢结构 1

1.1.1 钢构件的构造要求 1

1.1.1.1 杆件截面形状 1

1.1.1.2 抗风设计 1

1.1.1.3 抗震设计 4

1.1.2 结构性能 6

1.1.3 结构用钢量 7

1.1.4 结构造价与综合经济效益 7

1.1.5 国内外全钢结构高楼工程概况 8

1.2 钢-混凝土混合结构 9

1.2.1 混合结构体系的组成 9

1.2.2 混合结构的特点 11

1.2.3 混合结构的性能 12

1.2.4 混合结构抗震设计 12

1.2.5 混合结构高楼工程概况 14

1.3 型钢混凝土结构 18

1.3.1 型钢混凝土结构的组成 18

1.3.2 型钢混凝土结构的性能和特点 18

1.3.3 型钢混凝土结构的工程应用和适用范围 20

1.3.4 型钢混凝土结构设计要点 20

1.3.5 型钢混凝土结构构造要求 23

1.3.5.1 一般构造要求 23

1.3.5.2 梁、柱构造要求 26

1.3.6 型钢混凝土结构高楼工程概况 29

1.4 钢管混凝土结构 30

1.4.1 钢管混凝土结构特征 30

1.4.2 钢管混凝土杆件材料 31

1.4.3 钢管混凝土结构的应用与发展 32

1.4.4 钢管混凝土杆件的性能 32

1.4.5 钢管混凝土结构的特点 37

1.4.6 钢管混凝土结构设计要点 39

1.4.7 钢管混凝土结构高层建筑工程概况 42

第 2 章 高楼结构方案与构件布置 44

2.1 房屋体型 44

2.1.1 建筑平面形状 44

2.1.2 建筑立面形状 46

2.2 承重构件的布置 47

2.2.1 竖向承重构件 47

2.2.2 楼盖承重构件 49

2.3 抗侧力构件的类型 53

2.3.1 高楼结构设计特点 53

2.3.2 抗侧力构件的基本形式 54

2.3.3 抗侧力构件的分类 54

2.3.4 侧力作用下几种构件的变形状态 55

2.3.5 抗侧力结构的优化 57

2.3.6 承重构件和抗侧力构件的用钢量 61

2.4 房屋高度和高宽比 61

2.4.1 基本概念 61

2.4.2 全钢结构 62

2.4.3 钢-混凝土混合结构 64

2.5 高楼结构发展趋势 65

2.5.1 材料高性能化 65

2.5.2 建筑轻量化 66

2.5.3 构件立体化 66

2.5.4 巨柱周边化 66

2.5.5 支撑大型化 67

2.5.6 体形圆锥化 68

2.5.7 结构混合化 71

2.5.8 动力反应智能化 72

第 3 章 结构材料 74

3.1 结构钢 74

3.1.1 钢材性能	74	7 第一银行塔楼	139
3.1.2 国产钢材	75	8 标准石油公司大楼	139
3.1.3 国外钢材	83	9 世界贸易中心	140
3.2 焊接材料	89	10 波士顿办公大楼	142
3.3 螺栓与栓钉	95	11 城市协会大厦	142
3.3.1 高强度螺栓	95	12 加利弗尼亚广场大厦	143
3.3.2 圆柱头栓钉	100	4.2.7 型钢混凝土框筒体系工程实例	144
3.3.3 锚栓	101	13 德克萨斯商业大厦	144
3.4 钢筋混凝土材料	102	14 休斯敦美洲大厦	145
第4章 单一结构体系	103	4.2.8 钢管混凝土框筒体系工程实例	146
4.1 框架体系	103	15 爱尔莎塔楼	146
4.1.1 结构体系的组成	103	4.2.9 钢框架-混凝土框筒体系	149
4.1.2 结构特征	104	4.2.9.1 结构体系的组成	149
4.1.3 框架设计要点	106	4.2.9.2 抗震构造措施	149
4.1.4 框架结构杆件长细比和板件 宽厚比的要求	108	4.2.9.3 工程实例	150
4.1.5 框架梁-柱节点设计	111	16 贝壳广场大厦	150
4.1.6 框架体系适用房屋高度	119	17 国民广场大厦	151
4.1.7 工程实例	120	4.3 支撑框筒体系	151
1 北京长富宫中心—— 钢框架体系	120	4.3.1 支撑框筒的产生	151
2 印第安纳广场大厦—— 钢框架体系	121	4.3.2 支撑框筒结构体系的构成	152
3 台北荣民医院大楼—— 钢框架体系	122	4.3.3 支撑框筒结构的受力特点	152
4 福克斯广场大厦—— 钢框架体系	123	4.3.4 支撑框筒束体系	153
5 达拉斯中樞大厦—— 型钢混凝土框架体系	124	4.3.5 支撑框筒的设计要点	154
6 大阪奇艾思大厦—— 钢管混凝土框架体系	125	4.3.6 工程实例	154
4.2 框筒体系	127	18 第一国际广场大厦—— 全钢结构支撑框筒体系	154
4.2.1 框筒结构的特征	127	19 约翰·汉考克大厦—— 全钢结构支撑框筒体系	156
4.2.2 框筒受力特点	129	20 Shimizu 大厦—— 钢管混凝土柱支撑框筒 体系	158
4.2.3 圆形框筒与矩形框筒的比较	131	4.4 抗剪幕墙框筒体系	158
4.2.4 框筒设计要点	135		
4.2.5 框筒底层扩大柱距的对策	137		
4.2.6 全钢结构框筒体系工程实例	139		

4.4.1	结构体系的组成	158	31	香港中国银行大楼	182
4.4.2	结构特征	159	32	依依中心大厦	184
4.4.3	构件受力状态	159	4.7	周边大型支撑体系	185
4.4.4	工程实例	160	4.7.1	结构体系的组成	185
21	梅隆银行大厦	160	4.7.2	工程实例	186
4.5	框筒束体系	161	33	西南银行大楼	186
4.5.1	结构体系的组成	161	4.8	巨型框架体系	187
4.5.2	框筒束的适用范围	162	4.8.1	建筑的功能要求	187
4.5.3	框筒束的受力特点	163	4.8.2	结构体系的组成	187
4.5.4	框筒束的设计要点	164	4.8.3	构件受力特点	188
4.5.5	工程实例	165	4.8.4	钢结构巨型框架体系工程实例	188
22	西尔斯塔楼—— 方形框筒束	165	34	东京市政厅大厦	188
23	艾伦大厦—— 长方形框筒束	167	35	神户 TC 大厦	189
24	新宿 I-LAND 塔楼—— 长方形框筒束	168	36	日本电器总社塔楼	191
25	联合银行大楼—— 异形框筒束	170	37	信用银行大楼	193
4.6	大型立体支撑体系	171	38	四川航空大楼	195
4.6.1	结构体系的组成	171	39	东日本国铁大厦	197
4.6.2	结构的受力状态	172	40	日本动力智能大厦	199
4.6.3	构件的受力特点	172	4.8.5	钢管混凝土巨型框架体系工程实例	201
4.6.4	并联大型立体支撑体系	173	41	高雄国际广场大楼	201
4.6.5	大型立体支撑设计要点	174	4.9	悬挂结构体系	204
4.6.6	全钢结构大型立体支撑体系工程实例	174	4.9.1	结构概况	204
26	联邦银行大厦	174	4.9.2	芯筒悬挂体系	206
27	花旗银行大厦	175	4.9.2.1	结构体系的组成	206
28	上海 21 世纪大厦	176	4.9.2.2	结构变形特性	207
29	亚洲企业中心大厦	179	4.9.2.3	耐震性能	207
30	旧金山铝业公司总部大厦	179	4.9.2.4	结构设计要点	207
4.6.7	混合结构支撑筒体系工程实例	182	4.9.2.5	工程实例	208
			42	BMW 办公大楼	208
			43	标准银行大楼	209
			44	新加坡国库大楼	209

4.9.3 多筒悬挂体系	210	框架-跨层轴交支撑体系	248
4.9.3.1 结构体系的组成	210	56 第一中心银行大厦——	
4.9.3.2 结构受力特点	211	框架-支撑体系	248
4.9.3.3 工程实例	211	57 日本 ACT 大厦——	
45 联邦储备银行	211	框架-跨层轴交支撑体系	250
46 沈阳国税局大厦	212	5.2 框架-墙板体系	251
4.9.4 钢构架悬挂体系	213	5.2.1 结构特征	251
4.9.4.1 结构体系的组成	213	5.2.2 钢板剪力墙	252
4.9.4.2 结构受力特点	214	5.2.3 内藏钢板支撑剪力墙	254
4.9.4.3 工程实例	214	5.2.4 带竖缝混凝土墙板	258
47 香港汇丰银行大楼	214	5.2.5 工程实例	260
4.10 多筒-钢梁结构体系	215	58 京城大厦——	
4.10.1 结构特征	215	钢框架-墙板体系	260
4.10.2 工程实例	215	59 京王广场饭店——	
48 保险公司大楼	215	钢框架-墙板体系	262
49 中保大厦	216	60 京广中心大厦——	
第5章 双重结构体系	218	钢框架-墙板体系	264
5.1 框架-支撑体系	218	61 代官山高层公寓——	
5.1.1 结构特征	218	型钢混凝土框-墙体系	266
5.1.2 竖向支撑的力学特性	220	62 新达城广场大厦——	
5.1.3 轴交支撑	222	钢管混凝土框-墙体系	268
5.1.4 偏交支撑	225	63 沈阳专网局大楼——	
5.1.5 防屈曲支撑	233	钢管混凝土框-墙体系	271
5.1.6 工程实例	241	5.3 框架-支撑芯筒体系	271
50 费加罗大厦——		5.3.1 结构体系的组成	271
框架-轴交支撑体系	241	5.3.2 结构的受力特点	272
51 霖园大饭店——		5.3.3 适用的房屋高度	272
框架-偏交支撑体系	242	5.3.4 钢管混凝土框架-支撑芯筒体 系工程实例	272
52 京唐饭店——		64 太平洋第一中心大厦	272
框架-偏交支撑体系	244	65 联盟广场大厦	273
53 宏总亚太财经广场——		66 西雅图进口塔楼	274
框架-偏交支撑体系	246	5.3.5 全钢结构框架-支撑芯筒体系 工程实例	274
54 加拿大国家银行大楼——			
框架-跨层偏交支撑体系	247		
55 拜耳大西洋塔楼——			

- 67** 洛杉矶第一州际世界中心 274
- 5.4 支撑芯筒+刚臂体系 276
- 5.4.1 结构体系的组成 276
- 5.4.2 结构有刚臂、无刚臂的比较 277
- 5.4.3 增设刚臂的效果 279
- 5.4.4 全钢结构支撑芯筒+刚臂体系工程实例 280
- 68** 威斯康星大厦 280
- 69** 锦江饭店(分馆) 280
- 70** 天津国际贸易中心大厦 282
- 71** 匹兹堡美国钢铁公司总部大厦 284
- 5.5 筒中筒体系 286
- 5.5.1 结构体系的组成 286
- 5.5.2 构件变形属性 286
- 5.5.3 结构体系的受力特点 287
- 5.5.4 钢结构筒中筒体系工程实例 287
- 72** 上海国际贸易中心大厦 287
- 73** 北京国贸中心大厦(一期) 289
- 5.5.5 带墙板的钢结构筒中筒体系工程实例 291
- 74** 新宿三井大厦 291
- 75** 东京阳光大厦 292
- 76** 新宿行政大楼 294
- 5.5.6 支撑内筒工程实例 296
- 77** 台湾远东世界中心 296
- 5.5.7 “混凝土内筒-钢外筒”筒中筒体系 298
- 5.5.8 型钢混凝土筒中筒体系工程实例 300
- 78** 陕西信息大厦 300
- 79** 上海环球金融中心大厦 301
- 80** 南宁宝都大厦 304
- 81** 海口金融大厦 305
- 5.6 芯筒-框架体系 308
- 5.6.1 结构体系的组成 308
- 5.6.2 结构体系抗风抗震性能 309
- 5.6.3 结构设计要点 311
- 5.6.4 混凝土芯筒-钢框架体系工程实例 312
- 82** 蒙帕纳斯大厦 312
- 83** 阿拉空达塔楼 313
- 84** 纽约49号塔楼 314
- 85** 上海静安希尔顿饭店 314
- 86** 大连世界贸易大厦 317
- 87** 大连远洋大厦 319
- 88** 台中市乡林摩天大楼 323
- 89** 日本碳素横滨工厂办公楼 325
- 90** 日本海老名塔楼 328
- 91** 上海证券大厦 330
- 92** 新金桥大厦 332
- 93** 北京国贸中心大厦(二期) 334
- 94** 深圳发展中心大厦——
混凝土偏筒-钢框架体系 335
- 5.6.5 型钢混凝土结构“芯筒-框架”体系工程实例 339
- 95** 香格里拉饭店 339
- 96** 上海瑞金大厦 340
- 97** 休斯敦第一城市塔楼 341
- 98** 深圳八一大厦 343
- 99** 浦东国际金融大厦 344

100	富林广场大厦	347	组成	396	
101	上海世界金融大厦	348	5.8.3 工程实例	396	
102	广州汽车大厦	350	119	哈利法塔楼	396
5.6.6	钢管混凝土结构“芯筒-框架” 体系工程实例	352	附录	401
103	合银广场大厦	352	附录 A 国产型钢的规格及截面特性	401	
104	广州新中国大厦	356	A.1 圆钢管	401	
105	广州南航大厦	360	A.1.1 结构用无缝钢管	401	
106	深圳信息中心大厦	361	A.1.2 直缝电焊钢管	406	
107	厦门金源大厦	363	A.1.3 螺旋焊钢管	409	
108	天津今晚报大厦	364	A.2 热轧 H 型钢和剖分 T 型钢	412	
109	深圳赛格广场大厦	365	A.2.1 热轧轻型 H 型钢	412	
110	墨尔本联邦中心大厦	371	A.2.2 热轧 H 型钢	413	
111	深圳地王大厦	371	A.2.3 热轧窄翼缘 (HN 类) H 型钢	417	
112	香港长江中心大厦	378	A.2.4 超厚超重 H 型钢	417	
5.7	芯筒-翼柱体系	380	A.2.5 热轧桩用 H 型钢	420	
5.7.1	结构体系的组成	380	A.2.6 热轧剖分 T 型钢	421	
5.7.2	结构受力特点	381	A.3 焊接 H 型钢	424	
5.7.3	工程实例	381	A.3.1 普通焊接 H 型钢	424	
113	国家银行广场大厦	381	A.3.2 轻型焊接 H 型钢	428	
114	香港中环东北大楼	383	A.3.3 结构用普通高频焊接薄壁 H 型钢	429	
115	金茂大厦	384	A.3.4 结构用卷边高频焊接薄壁 H 型钢	431	
116	台北市国际金融中心大厦	388	A.4 国内厂家已生产的 H 型钢	431	
117	北京冠城园 A 楼	392	A.4.1 马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢产品	431	
118	米格林-拜特勒大厦	394	A.4.2 马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢桩产品	434	
5.8	叠置式混合结构体系	395	A.4.3 鞍山第一轧钢厂热轧 H 型 钢产品	434	
5.8.1	高楼结构设计概念的演化	395	A.4.4 莱芜钢铁股份有限公司 H 型钢产品	436	
5.8.2	叠置式混合结构体系的		A.5 热轧型钢	436	
			A.5.1 工字钢	436	
			A.5.2 槽钢	438	
			A.5.3 等边角钢	439	
			A.5.4 不等边角钢	439	
			A.5.5 L 型钢	449	
			附录 B 国外 H 型钢的规格及截面 特性	449	
			B.1 日本轧制 H 型钢	449	

B. 1. 1 日本轧制普通 H 型钢	449	B. 2. 3 英国轧制“柱用” H 型钢	456
B. 1. 2 日本产桩用 H 型钢	451	B. 3 美国轧制 H 型钢	456
B. 2 英国轧制 H 型钢	452	B. 3. 1 美国轧制 W 系列 H 型钢	456
B. 2. 1 英国轧制“通用梁型” H 型钢	452	B. 3. 2 美国轧制 M 系列 H 型钢	456
B. 2. 2 英国轧制“通用柱型” H 型钢	455	B. 3. 3 美国轧制 HP 系列 H 型钢	456
		参考文献	470

第 1 章

高楼钢结构的类型、特征 和设计要点

据统计, 1991 年以前建成的全世界最高的 100 幢建筑中, 采用全钢结构的为 58 幢, 采用钢-混凝土混合结构或型钢混凝土结构的为 28 幢, 采用钢筋混凝土结构的仅为 14 幢。

前一时期, 我国建造的高楼数量不多, 加之钢结构的用钢量较大, 造价较高, 设计、施工技术比较复杂, 配套轻质材料不全等原因, 我国建造的高楼均采用钢筋混凝土结构。20 世纪 80 年代末, 特别是近十年来, 情况有所改变, 北京、上海、深圳等地, 相继兴建了全钢 (S) 结构、钢-混凝土 (S-RC) 混合结构、型钢混凝土 (SRC) 结构和钢管混凝土 (CFT) 结构高楼 60 余幢, 在钢结构高楼的设计和施工方面积累了一定的经验, 为钢结构高楼在我国的发展奠定了基础。

随着经济的发展和技术的进步, 钢结构高楼的优点日益显露出来。从用钢量、面积利用系数、基础费用、工期等多方面的综合经济效益来看, 在高空这一领域, 钢结构与钢筋混凝土结构的差距正在缩小, 即使在我国当前的经济和技术条件下, 钢结构高楼也存在着较大、较快发展的可能。

1.1 全 钢 结 构

1.1.1 钢构件的构造要求

1.1.1.1 杆件截面形状

高楼钢结构所采用的框架体系、框架-支撑体系、框架-墙板体系和筒中筒体系中, 用作承重构件和抗侧力构件的有框架、桁架、水平支撑、竖向支撑和带肋钢板, 其中的梁、柱、桁架腹杆、支撑斜杆等受力杆件, 一般均采用热轧或焊接的工字钢、H 型钢、圆钢管、方钢管或矩形钢管, 或由 H 型钢与剖分 T 型钢拼焊成的十字形截面 (图 1-1a ~ e)。

1.1.1.2 抗风设计

1. 杆件长细比

(1) 框架柱 钢框架柱的长细比 λ 不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$, 其中, f_{ay} 为钢材的屈服强度。

(2) 框架梁

1) 为充分发挥钢梁的最大承载力, 通常是通过刚性楼板或侧向支撑系统来保证梁的整体稳定性。

2) 钢框架梁的端部以及梁的集中荷载作用点等可能出现塑性铰的部位, 梁的受压翼缘应设置侧向支承。

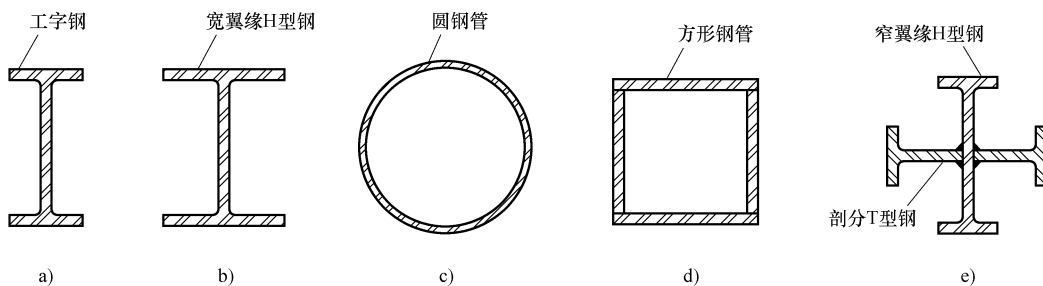


图 1-1 钢构件的杆件截面

a) 工字钢 b) H 型钢 c) 圆钢管 d) 矩形钢管 e) 十字形截面

3) 钢框架梁在相邻两个侧向支承点之间的杆件侧向长细比 λ_y 应符合 GB 50017—2003《钢结构设计规范》第 9 章关于塑性设计的有关规定, 且应符合表 1-1 的要求。

表 1-1 钢梁的容许侧向长细比 λ_y

应力比值	侧向支承点间的构件长细比 λ_y	应力比值	侧向支承点间的构件长细比 λ_y
$-1.0 \leq \frac{M_1}{W_{px} f} \leq 0.5$	$\lambda_y \leq \left(60 - 40 \frac{M_1}{W_{px} f} \right) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}}$	$0.5 \leq \frac{M_1}{W_{px} f} \leq 1.0$ 时	$\lambda_y \leq \left(45 - 10 \frac{M_1}{W_{px} f} \right) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}}$

注: 表中 λ_y ——钢梁在弯矩作用平面外的长细比, $\lambda_y = l_1 / i_y$;

l_1 ——钢梁相邻侧向支承点之间的距离;

i_y ——钢梁截面对 y - y 轴的回转半径;

M_1 ——与塑性铰相距为 l_1 的侧向支承点处的弯矩; 当长度 l_1 范围内为同向曲率时, $M_1 / (W_{px} f)$ 为正; 当为反向曲率时, $M_1 / (W_{px} f)$ 为负;

W_{px} ——钢梁对 x 轴的塑性截面模量 (抵抗矩);

f_{ay} 、 f ——钢材的屈服强度和抗拉强度设计值。

2. 板件宽厚比

(1) 框架柱 为防止压弯构件的局部失稳, 板件的宽厚比应满足下列要求。

1) 圆管截面 (图 1-2a) 圆管截面的受压构件, 其外直径与壁厚之比不应超过 $100 \cdot (235 / f_{ay})$ 。

2) H 形截面 (图 1-2b)

① 框架柱的翼缘板, 自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t_f (图 1-2b) 之比, 应满足下列要求:

$$\text{一般情况} \quad \frac{b_1}{t_f} \leq 13 \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (1-1)$$

当强度和稳定计算中取 $\gamma_x = 1.0$ 时

$$\frac{b_1}{t_f} \leq 15 \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (1-2)$$

上式中, 翼缘板自由外伸宽度 b_1 的取值, 对焊接构件, 取腹板边至翼缘板边缘的距离; 对轧制构件, 取内圆弧起点至翼缘板边缘的距离。

②H形截面压弯构件的腹板, 依其应力差值 α_0 的大小, 腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w (图 1-2b) 之比, 应符合下列公式要求:

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (1-3)$$

$$\text{当 } 0 \leq \alpha_0 \leq 1.6 \text{ 时, } \frac{h_0}{t_w} \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (1-4)$$

$$\text{当 } 1.6 \leq \alpha_0 \leq 2.0 \text{ 时, } \frac{h_0}{t_w} \leq (48\alpha_0 + 0.5\lambda + 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (1-5)$$

式中 σ_{\max} ——腹板计算高度边缘的最大压应力, 计算时不考虑构件的稳定系数和截面塑性发展系数;

σ_{\min} ——腹板计算高度另一边缘相应的应力, 压应力取正值, 拉应力取负值;

λ ——构件在弯矩作用平面内的长细比, 当 $\lambda < 30$ 时, 取 $\lambda = 30$; 当 $\lambda > 100$ 时, 取 $\lambda = 100$ 。

3) 方管截面 (图 1-2c)

①在方形或矩形钢管截面的压弯构件中, 受压翼缘的宽厚比 b_0/t_f (图 1-2c) 应不大于 $36 \sqrt{235/f_{ay}}$, 式中, f_{ay} 为钢材的屈服强度。

②方形或矩形钢管截面压弯构件的腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w (图 1-2c) 之比, 不应超过式 (1-4) 或式 (1-5) 右侧乘以 0.8 之后的限值。当此值小于 $40 \sqrt{235/f_{ay}}$ 时, 应采用 $40 \sqrt{235/f_{ay}}$ 。

③大型实腹式柱, 在受有较大水平力处及运送单元的端部, 应设置横隔板, 横隔板的间距不得大于柱截面较大宽度的 9 倍, 且不应大于 8m。

(2) 框架梁 钢框架梁的板件宽厚比, 随截面塑性变形发展程度的不同, 而需满足不同的要求。

翼缘板自由外伸宽度 b_1 的取值, 对焊接工字钢, 取腹板边至翼缘板边缘的距离; 对轧制 H 型钢, 取腹板顶端圆弧起点至翼缘板边缘的距离。

1) 工字形和箱形截面钢梁, 受压翼缘的自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t_f (图 1-3a、b) 的

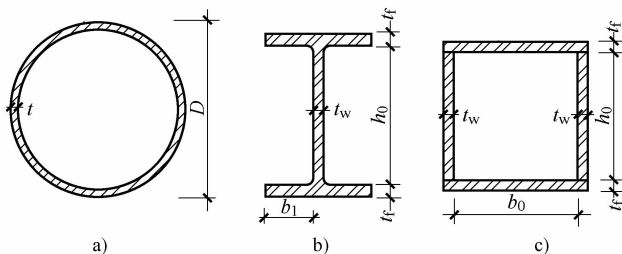


图 1-2 钢柱的截面形状

a) 圆形钢管 b) H 型钢 c) 矩形钢管

比值 b_1/t_f 不应大于 $11\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

2) 工字形和箱形截面钢梁, 腹板截面高度 h_0 与其厚度 t_w 的比值 h_0/t_w 应符合式 (1-6) 的要求。

$$\frac{h_0}{t_w} \leq \left(85 - 120 \frac{N_b}{A_f} \right) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (1-6)$$

式中 N_b ——梁的轴向力;

A ——梁的截面面积;

f ——钢材的抗压强度设计值;

f_{ay} ——钢材的屈服强度。

3) 箱形截面钢梁 (图 1-3b) 受压翼缘在两腹板之间的宽度 b_0 与其厚度 t_f 的比值 b_0/t_f 应不大于 $36\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

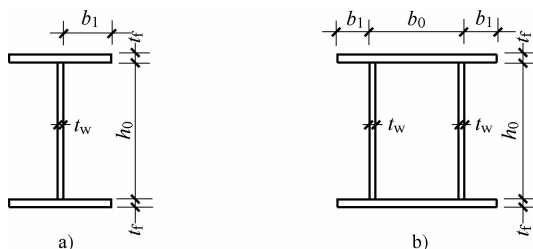


图 1-3 钢梁的截面形状

a) 工字形截面 b) 箱形截面

1.1.1.3 抗震设计

1. 结构抗震等级

国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.1.3 条规定: 钢结构高楼的结构和构件, 应根据建筑抗震设防类别、抗震设防烈度、房屋高度, 采用不同抗震等级。乙类和丙类建筑的结构及其构件的抗震等级应按表 1-2 确定。

表 1-2 钢结构房屋的结构抗震等级

建筑抗震设防类别		乙类				丙类			
抗震设防烈度		6度	7度	8度	9度	6度	7度	8度	9度
房屋高度	≤50m	四级	三级	二级	一级	—	四级	三级	二级
	>50m	三级	二级	一级	一级	四级	三级	二级	一级

注: 1. 高度接近或等于高度分界时, 应允许结合房屋不规则程度和场地、地基条件确定抗震等级。

2. 一般情况, 构件的抗震等级应与结构相同; 当某个部位各构件的承载力均满足 2 倍地震作用组合下的内力要求时, 7~9 度的构件抗震等级应允许按降低一度确定。

2. 适用的结构体系

国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.1.1 条和第 8.1.5 条规定:

(1) 钢结构房屋依其房屋高度和抗震设防烈度, 按照第 2 章表 2-3 的规定, 分别采用框架、框架-支撑、框架-墙板、各类筒体或巨型框架等结构体系。

(2) 结构抗震等级为一级和二级的钢结构房屋, 宜采用含有偏交支撑 (偏心支撑)、带

竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板或防屈曲支撑（屈曲约束支撑）等耗能支撑的框架-支撑结构或各类筒体结构。

(3) 采用框架结构时，建筑抗震设防类别为甲、乙类的建筑以及高层的丙类建筑，不应采用单跨框架，多层的丙类建筑不宜采用单跨框架。

3. 钢构件的杆件长细比

(1) 框架柱的长细比 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.1 条规定：一级钢框架柱的长细比不应大于 $60\sqrt{235/f_{ay}}$ ；二级，不应大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$ ；三级，不应大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$ ；四级，不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。式中， f_{ay} 为钢材的屈服强度设计值。

(2) 框架梁的长细比 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.3 条及其条文说明规定：

1) 钢框架梁的受压翼缘应根据需要设置侧向支承。当梁上翼缘与楼板有可靠连接时，简支梁可不设置侧向支承，固端梁下翼缘在梁端 0.15 倍梁跨附近宜设置隅撑。梁端采用骨形连接、梁端扩大或加盖板时，应在塑性区外设置竖向加劲肋，隅撑与偏置的竖向加劲肋相连。梁端翼缘宽度较大，对梁下翼缘侧向约束较大时，也可不设置隅撑。

2) 钢框架梁在地震作用下出现塑性铰的截面，上、下翼缘均应设置侧向支承。

3) 钢框架梁在相邻两个侧向支承点之间的杆件侧向长细比 λ_y ，应符合国家标准 GB 50017《钢结构设计规范》第 9 章关于塑性设计的有关规定，且应符合表 1-1 的要求。

4. 钢杆件的板件宽厚比

GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.2 条规定，钢框架梁和柱的板件宽厚比，应符合表 1-3 的规定：

表 1-3 钢框架梁、柱的板件宽厚比限值

杆件名称和板件部位		构件抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	管形截面壁板	33	36	38	40
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72 - 120 \frac{N_b}{Af}$	$72 - 100 \frac{N_b}{Af}$	$80 - 110 \frac{N_b}{Af}$	$85 - 120 \frac{N_b}{Af}$
		≤ 60	≤ 65	≤ 70	≤ 75

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

2. $N_b/(Af)$ 为框架梁的轴压比。

5. 框架梁与柱的连接

GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.4 条至第 8.3.7 条规定，钢框架的梁与柱的连接构造应符合下列要求：

(1) 梁与柱的连接宜采用柱贯通型。

(2) 柱在两个互相垂直的方向都与梁刚接时宜采用方形或矩形管截面，并在梁翼缘连

接处设置隔板。隔板采用电渣焊时，壁板厚度不应小于 16mm；小于 16mm 时可改用 H 形柱或采用贯通式隔板。当柱仅在一个方向与梁刚接时，宜采用 H 形截面，并将柱腹板置于刚接框架平面内。

(3) H 形柱（绕强轴）和管形柱与梁刚接时，应符合下列要求：

1) 梁翼缘与柱翼缘间应采用全熔透坡口焊缝；构件抗震等级一、二级时，应检验焊缝的 V 型切口冲击韧性，其夏比冲击韧性在 -20°C 时不低于 27J。

2) 柱在梁翼缘对应位置设置横向加劲肋（隔板），加劲肋（隔板）厚度不应小于梁翼缘厚度，强度与梁翼缘相同。

3) 梁腹板宜采用摩擦型高强度螺栓与柱连接板连接（经工艺试验合格能确保现场焊接质量时，可用气体保护焊进行焊接）；腹板角部应设置焊接孔，孔形应使其端部与梁翼缘和柱翼缘间的全熔透坡口焊缝完全隔开。

4) 腹板连接板与柱的焊接，当板厚不小于 16mm 时应采用双面角焊缝，焊缝有效厚度应满足等强度要求，且不小于 5mm；板厚大于 16mm 时采用 K 形坡口对接焊缝。该焊缝宜采用气体保护焊，且板端应绕焊。

5) 构件抗震等级一级和二级时，宜采用能将塑性铰自梁端外移的端部扩大形连接、梁端加盖板或骨形连接。

(4) 框架梁采用悬臂梁段与柱刚性连接时，悬臂梁段与柱应采用全焊接连接，此时上、下翼缘焊接孔的形式宜相同；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。

(5) 管形柱在与梁翼缘对应位置设置的隔板，应采用全熔透对接焊缝与壁板相连。H 形柱的横向加劲肋，与柱翼缘间应采用全熔透对接焊缝连接，与腹板间可采用角焊缝连接。

(6) 梁与柱刚性连接时，柱在梁翼缘上下各 500mm 的范围内，柱翼缘与柱腹板间或管形柱壁板间的连接焊缝应采用坡口全熔透焊缝。

(7) 框架柱的接头宜位于框架梁上方 1.3m 附近，或柱净高的一半，取二者的较小值。

(8) 上、下柱的对接接头应采用全熔透焊缝，柱拼接接头上、下各 100mm 范围内，H 形柱翼缘与腹板间及管形柱角部壁板间的焊缝，应采用全熔透焊缝。

1.1.2 结构性能

(1) 延性大——与钢筋混凝土结构相比较，钢结构的延性大，抗震性能好，特别适用于地震区的高层建筑。

1976 年我国唐山地震、1985 年墨西哥地震和 1995 年日本阪神地震，钢结构房屋的破坏率和破坏程度均远低于钢筋混凝土结构房屋。

(2) 柱网大——钢结构的承载能力大，梁截面高度相同的情况下，钢结构的柱网尺寸可以比钢筋混凝土结构加大 50% 左右，提高了建筑布置的灵活性。

(3) 自重轻——钢结构高楼的自重约为钢筋混凝土结构的 60%，由于自重较轻，更易于采用调频质量阻尼器等消能装置，以减弱地震时的结构振动，提高楼房的抗震可靠度。此外，建筑自重轻还可降低基础费用。

1.1.3 结构用钢量

据不完全统计,我国近期兴建的几十幢高度在100m以上的30~62层钢筋混凝土高楼,其用钢量约为 $90\text{kg}/\text{m}^2$ 。分级统计数字列于表1-4。

表1-4 30层以上钢筋混凝土高楼的用钢量

用钢量/ (kg/m^2)	60~69	70~79	80~89	≥ 90
在统计总数中所占比例	11%	11%	56%	22%

我国近期兴建的36幢钢结构(含钢-混凝土混合结构)高楼,其中有10幢高度超过了200m。不同时期建造的高楼,其平均用钢量列于表1-5。

表1-5 我国200m以上钢结构高楼的用钢量

建造时期	统计的总幢数	高200m以上的幢数	总建筑面积 $\text{}/(10^4\text{m}^2)$	总用钢量 $\text{}/(10^4\text{t})$	平均用钢量 $\text{}/(\text{kg}/\text{m}^2)$
20世纪80年代	11	1	73.4	9.0	123
20世纪90年代	15	5	140.8	13.4	95
建造中	10	4	120	9.9	83

从表1-5中的数字可以看出,随着建筑技术的进步,钢材力学性能的提高,结构体系的改进,计算理论的发展,钢结构高楼的用钢量有逐年下降的趋势。

美国的情况也是一样,以50层钢结构楼房为例,1962年以前建成的,用钢量为 $130\text{kg}/\text{m}^2$;而1971年在明尼阿波利斯建成的54层I. D. S大楼,用钢量降为 $87\text{kg}/\text{m}^2$ 。又如1931年在纽约建成的102层帝国大厦,用钢量为 $206\text{kg}/\text{m}^2$;而1968年在芝加哥建成的100层汉考克大厦,用钢量仅为 $146\text{kg}/\text{m}^2$ 。

上海建筑设计研究院搜集、整理了美国不同年代、不同层数钢结构楼房的用钢量,其平均值列于表1-6。统计数字表明,随着时代的进步,43层以上楼房的用钢量,约下降了43%。

表1-6 美国不同年代钢结构楼房用钢量的比较

房屋层数 建造年代	31层~42层			43层以上		
	幢数	用钢量 (kg/m^2)	相对值	幢数	用钢量 (kg/m^2)	相对值
1965年以前	14	144	100%	14	163	100%
1966年以后	6	93	65%	12	93	57%

1.1.4 结构造价与综合经济效益

工程实践表明,单就楼房的上部结构造价而言,由于型钢价格较高,纯钢结构的造价约为钢筋混凝土结构造价的两倍。

就一幢高楼而言,上部结构造价约占整个结构造价的60%;而结构造价则仅占包括装修、设备在内的工程造价的30%;在工程总投资(含土地、动迁)中,工程造价又仅占50%。据此,上部结构造价约占工程总投资的9%,钢结构与钢筋混凝土结构的差价则仅占4.5%。

若是考虑到钢结构的自重轻、地震力小、结构面积小，基础造价少、工期短、提前使用等情况后的综合效益，钢结构与混凝土结构差价在工程总投资中所占比例将进一步下降。

考虑到综合经济效益，钢结构高楼与钢筋混凝土高楼相比，有如下优势：

(1) 自重轻——钢结构高楼的自重约为 $8 \sim 11 \text{ kN/m}^2$ ，钢筋混凝土高楼的自重约为 $15 \sim 18 \text{ kN/m}^2$ ，前者比后者减轻自重 40% 以上（表 1-7）。

表 1-7 43 层希尔顿酒店三种结构类型方案的比较

结构类型	建筑总重 /kN	单位面积自重 /(kN/m ²)		基底压力 /(kN/m ²)	结构面积 /m ²	结构面积 /建筑总面积
钢筋混凝土结构	941000	18.0	100%	770	4700	9%
钢-混凝土结构	664000	12.8	71%	550	1730	3.3%
钢结构	546000	10.5	58%	450	1320	2.5%

建筑自重减轻，地震作用变小，使构件内力进一步减小。此外，对于软弱地基，上部结构减轻 40% 还可使基础造价出现较大幅度的降低。

(2) 结构面积小——由于钢结构强度高，钢柱截面的外轮廓面积仅为钢筋混凝土柱的 1/3（表 1-7）。据统计，钢柱和钢筋混凝土柱的结构面积分别约占建筑面积的 3% 和 7%。以 8 万 m² 的楼房为例，若采用钢结构，可增加有效使用面积 3200m²。

(3) 工期短——钢结构由于制造工厂化程度高，施工速度比钢筋混凝土结构约快 1.5 倍。一般钢结构高楼，每 4 天完成一层；钢筋混凝土高楼，则需 6 天才能完成一层。一幢 40 层楼房，若采用钢结构，工期可缩短 3 个月。

高档办公楼一般是三年左右收回投资，若提前 3 个月投入使用，节省的贷款利息相当于减少投资 8%。

(4) 降低层高——高层建筑内部管道较多，混凝土梁一般不能开洞，管道只好从梁下通过。而钢梁允许在腹板上开洞，用以穿越管道，层高得以降低。在建筑总高度相同的情况下，采用钢结构，可以多出两三层建筑面积。

综合以上各方面因素，并根据我国某些高楼的经济分析，对于 50 层左右的高楼，考虑了综合效益后，采用钢结构与采用钢筋混凝土结构，两者的工程投资基本持平。层数多于 50 层，钢结构将更加经济。

1.1.5 国内外全钢结构高楼工程概况

国内外已建的全钢结构高楼的工程概况列于表 1-8。

表 1-8 国内外全钢结构高楼的工程概况

序号	建筑名称	高度 /m	层数 (地上/地下)	建造 年份	地点	抗震设 防烈度	结构 体系	房屋高 宽比
1	西尔斯塔楼	443	109/3	1974	芝加哥	非抗震 设防	框筒束	6.5
2	世界贸易中心	417	110/6	1973	纽约		框筒	6.6
3	帝国大厦	381	102	1931	纽约		框-墙	—
4	标准石油公司	342	82/5	1973	芝加哥		框筒	5.8
5	汉考克大厦	344	100/2	1968	芝加哥		支撑框筒	7.1

(续)

序号	建筑名称	高度 /m	层数 (地上/地下)	建造 年份	地点	抗震设 防烈度	结构 体系	房屋高 宽比
6	克瑞斯勒大厦	319	77	1930	纽约	非抗震 设防	框-墙	—
7	中国银行	315	70	1989	香港		混合支撑筒	—
8	联合银行大楼	296	71/4	1983	休斯敦		框筒束	—
9	美洲国际大厦	290	66	1931	纽约		框-墙	—
10	第一银行塔楼	285	72	1975	多伦多		框筒	5.2
11	海外联合银行	280	63	1986	新加坡		—	—
12	传斯科塔楼	275	64	1983	休斯敦	—	—	
13	阳光大厦	226	60	1978	东京	8度	框筒-墙板	5.2
14	新宿三井大厦	212	55	1974	东京	8度	筒中筒	4.7
15	新宿行政大楼	223	54	1979	东京	8度	筒中筒	5.3
16	新宿住友大厦	200	52	1974	东京	8度	—	—
17	天津国贸大厦	260	64/3	1998	天津	7度	框-撑	8.8
18	京广中心	196	53/3	1989	北京	8度	框-墙	5.4
19	京城大厦	183	52/4	—	北京	8度	框-墙	3.6
20	中国国贸中心	155	39/2	1989	北京	8度	筒中筒	3.4
21	锦江饭店分馆	153	44/1	1988	上海	7度	支撑芯筒-刚臂	4.8
22	世界广场	150	38/2	—	上海	7度	框-撑	3.5
23	上海国贸中心	142	37/2	—	上海	7度	筒中筒	3.2
24	森茂大厦	109	24/2	1997	大连	7度	框-撑	—
25	长富宫中心	94	26/2	1987	北京	8度	框架	3.6
26	九洲大厦	91	25/2	—	厦门	7度	框-撑	—
27	中国工商银行总行	48	10/3	1996	北京	8度	框-撑	—
28	北京银泰中心 (A座)	250	63/4	2005	北京	8度	框架-筒体	—
29	北京电视中心综合楼	199	48/3	2008	北京	8度	巨型框架	—
30	常州天宁寺宝塔	154	29/1	2001	常州	7度	框架	—
31	中关村金融中心	150	35/4	2004	北京	8度	框架-筒体	—

1.2 钢-混凝土混合结构

1.2.1 混合结构体系的组成

钢-混凝土 (S-RC) 混合结构, 简称钢-混凝土结构, 其结构体系中的承重构件和抗侧力构件, 根据其承载力要求, 可分别采用钢构件、型钢混凝土构件或钢筋混凝土构件。

结构体系中的钢构件和钢筋 (型钢) 混凝土构件, 通过各楼层的板、梁和伸臂桁架之

类水平构件连为一体，共同承担作用于楼房的水平荷载和竖向荷载，并按照它们各自的抗推刚度和荷载从属面积进行分配。

目前在高层建筑中应用较多的钢-混凝土混合结构，有如下两种结构体系：

1. 芯筒-框架体系

此种结构体系一般是由钢筋混凝土芯筒（核心筒）与外圈钢框架组合而成。图 1-4 为上海浦东世界金融大厦的典型层结构平面，大厦平面呈梭形，地下三层，地上 44 层，总高 168m。

芯筒主要是由四片以上的钢筋混凝土墙体围成的方形、矩形或多边形筒体，内部设置一定数量的纵、横向钢筋混凝土隔墙。当楼房很高等某些情况下，芯筒墙体内可能设置一定数量的型钢骨架。

外圈钢框架是由钢柱与钢梁刚接而成，其平面形状和柱距大小，均按照建筑平面布置要求而定。

某些工程根据结构内力分析和侧移计算结果，在结构顶层以及每隔若干层的楼层内，设置若干道由芯筒外伸的纵、横向刚臂（伸臂桁架）及与之配套的外圈带状钢桁架。

2. 筒中筒体系

此种结构体系一般是由钢筋混凝土芯筒（或型钢混凝土芯筒）与外圈钢框筒组合而成（图 1-5）。它适用于层数很多的超高层建筑。

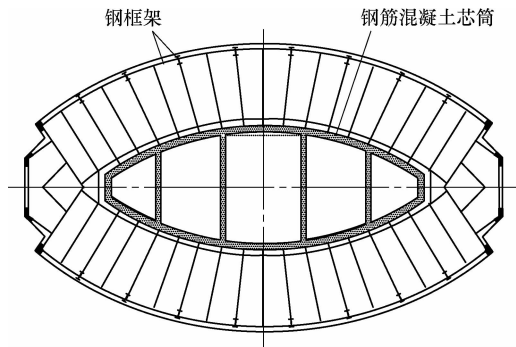


图 1-4 混凝土芯筒-钢框架
结构体系典型层平面

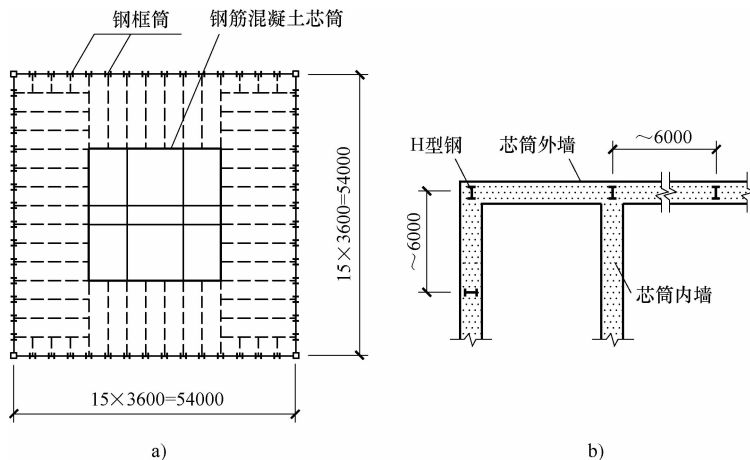


图 1-5 混合结构筒中筒体系

a) 典型层结构平面 b) 芯筒型钢暗柱

外圈钢框筒是由密柱、深梁刚接而成，钢柱的柱距一般在 4m 以下，钢梁的截面高度也较大，以尽量减小框筒在水平荷载作用下的剪力滞后效应，使外框筒形成一个有效的立体构

件,充分发挥其整体抗弯作用,减小整个结构的侧移。

芯筒的构造以及是否设置刚臂和外圈带状桁架,与上述的芯筒-框架体系大致相同。

1.2.2 混合结构的特点

1. 优势互补

钢构件具有材料强度高、延性好、截面尺寸小、能跨越较大跨度等优点;但用作竖构件时,其抗推刚度相对较小。

钢筋混凝土墙体或墙筒,则具有较大的抗推刚度和较强的受剪承载力。

高层建筑采用钢构件和钢筋混凝土构件两者兼有的混合结构,利用钢筋混凝土墙筒提供较大的抗推刚度和水平承载力,利用钢构件承担较大的竖向荷载,则兼备钢结构和混凝土结构的优点。

2. 技术优点

与全钢结构相比较,钢-混凝土混合结构具有如下优点:①抗推(侧向)刚度大;②结构风振加速度小;③用钢量少;④复杂而昂贵的钢构件刚性连接点少;⑤施工速度并不慢;⑥造价低。

与钢筋混凝土结构相比较,钢-混凝土混合结构具有如下优点:①构件截面尺寸小;②结构占用的建筑面积少;③建筑有效使用面积增大;④结构延性性能好;⑤结构抗震可靠度高。

3. 工程应用情况及经济指标

非地震区高楼采用钢-混凝土混合结构始于1972年,第一幢此类结构的楼房是建在美国芝加哥市的Gateway大厦。此后,美国、法国和新加坡又相继建造了几幢高楼,其中具有代表性的几幢楼房的结构概况列于表1-11。

在地震区,1992年日本神奈川县先后建成了两幢钢-混凝土混合结构楼房,一幢是“日本碳素横滨工厂再开发计划”办公楼,地上18层,高78m;另一幢是“日本第一人寿保险公司”大厦,地上26层,高107m。

20世纪80年代上海市同期建造了锦江饭店(分馆)和静安希尔顿饭店,这两座建筑的使用性质相同,房屋高度、总层数和建筑面积也大体相同,但两者的结构类型不同。

锦江饭店(分馆)为带切角的方形平面,采用钢结构的支撑芯筒-刚臂体系(详见第5章图5-81)。希尔顿饭店为三角形平面,采用混凝土芯筒-钢框架混合结构体系(参见第5章图5-114)。两座建筑的各项经济指标列于表1-9。

从表1-9中数据可以看出,采用混合结构的希尔顿饭店,与采用钢结构的锦江饭店(分馆)相比较,每平方米建筑面积的用钢量减少了20kg,而且工期缩短了三个月。

表1-9 锦江饭店(分馆)与希尔顿饭店的技术经济比较

建筑名称	指标							
	总层数	建筑 面积 /m ²	结构类型	总用钢量 /(kg/m ²)	型钢用量 /(kg/m ²)	底层柱 截面尺寸 (mm×mm)	抗震 设防	施工 工期
锦江饭店(分馆)	44	48000	钢结构	150	120	700×700	7度	
希尔顿饭店	44	52000	混合结构	130	50	400×400	7度	快3个月

1.2.3 混合结构的性能

1. 受力特点

(1) 在钢-混凝土混合结构中, ①利用抗推刚度(侧向刚度)很大的钢筋混凝土芯筒来承担水平荷载; ②利用材料强度很高的外圈钢框架来承担竖向荷载; ③利用能跨越较大跨度的钢梁, 作为芯筒与外框架之间楼盖的承重构件; 使不同结构类型的构件均能发挥各自的特长。

(2) 在芯筒-框架体系中, 钢筋混凝土芯筒的抗推刚度远远大于外圈钢框架, 几乎全部承担了作用于高楼上的水平荷载, 钢框架主要承担竖向荷载及分担少量的水平荷载。

(3) 在筒中筒体系中, 外圈钢框架筒已成为具有空间受力特性的立体构件, 具有较大的抗推刚度, 因而除了承担竖向荷载之外, 还将分担 30% ~ 40% 的水平荷载。

2. 抗风能力

采用全钢结构的楼房, 特别是房屋高宽比值较大的楼房, 由于抗推刚度较小, 在强风作用下, 高楼的横风向振动加速度有可能超过容许值, 引起楼内人员产生风振不适感, 需要采取附加的减振措施。为了减小高楼的结构侧移值和风振加速度, 不得不加大构件的截面尺寸, 以致结构用钢量超出经济、合理的范围。

高楼若采用钢-混凝土混合结构, 由于钢筋混凝土墙筒的巨大抗推刚度, 从而具有较大的抗风能力, 其顺风向、横风向振动加速度均较易于控制在容许限值以内。

3. 抗震能力

(1) 基本属性

1) 混合结构的芯筒-钢框架体系, 主要是依靠钢筋混凝土芯筒来抵抗侧力, 因此, 其耐震性能和抗震能力仅稍强于钢筋混凝土结构。

2) 混合结构的筒中筒体系, 因为外圈钢框架筒承担了一大部分地震倾覆力矩和一部分水平地震剪力, 不仅使芯筒所受地震剪力得以减小; 更主要的是, 芯筒承担的地震倾覆力矩较大幅度地削减后, 芯筒受压区混凝土压应力的下降减少了受压墙肢发生脆性压剪破坏的危险性; 受压墙肢和受拉墙肢应力差的减小, 改善了地震剪力在墙肢间的不均匀分配, 从而提高了芯筒的总体受剪承载力。所以, 筒中筒体系的耐震性能介于全钢结构与混凝土结构之间。

(2) 国外经验

1) 1964 年美国阿拉斯加地震, 采用混凝土芯筒-钢框架混合结构的楼房, 曾发生严重破坏甚至倒塌。据此, 美国工程界一些人士认为, 混合结构不宜用于地震区的高楼。

2) 1992 年, 日本神奈川县建成了高度分别为 78m 和 107m, 采用混凝土芯筒-钢框架的两幢混合结构高楼。之后, 日本学者开展了讨论, 认为需要对这类结构进行深层次的研究。现阶段, 若再建造高度超过 45m 的混合结构高楼, 需报送日本建设大臣审批, 并采取了谨慎对待的态度。

1.2.4 混合结构抗震设计

1. 结构抗震等级

(1) 试验表明, 钢框架-混凝土筒体结构在地震作用下, 破坏首先出现在混凝土筒体底

部,因此,钢框架-混凝土筒体结构中的筒体应该比混凝土结构中的筒体采取更为严格的抗震构造措施,以保证混凝土筒体的延性,所以应适当提高其抗震等级。型钢混凝土柱-混凝土筒体及筒中筒体系的房屋最大适用高度已较B级高度的钢筋混凝土结构略高,所以对其抗震等级也应适当提高。

(2) 行业标准 JGJ3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.4.1 条规定,钢-混凝土混合结构房屋抗震设计时,混凝土筒体及型钢混凝土框架的抗震等级应按表 1-10 确定,并应符合相应的计算和构造措施。

表 1-10 钢-混凝土混合结构的构件抗震等级

抗震设防烈度		6 度		7 度		8 度		9 度
钢框架-钢筋 混凝土核心筒	高度/m	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100	≤70
	钢筋混凝土核心筒	二	一	一	特一	一	特一	特一
型钢混凝土框架-钢 筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	二	二	二	一	一	特一	特一
	型钢混凝土框架	三	二	二	一	一	一	一
钢外筒-钢筋 混凝土核心筒	高度/m	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120	≤90
	钢筋混凝土核心筒	二	一	一	特一	一	特一	特一
型钢混凝土外筒-钢 筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	二	二	二	一	一	特一	特一
	型钢混凝土外筒	三	二	二	一	一	一	一

注:钢结构构件的抗震等级,抗震设防烈度为 6、7、8、9 度时应分别取四、三、二、一级。

2. 结构设计要求

(1) 混合结构中,外围框架平面内梁与柱应采用刚性连接;楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。

(2) 行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.2.4 条规定,钢筋混凝土内筒的设计应符合下列要求:

1) 8、9 度抗震时,应在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角设置型钢暗柱;7 度抗震时,宜在上述部位设置型钢暗柱。

2) 外伸臂桁架与核心筒墙体连接处宜设置“构造”型钢暗柱,型钢暗柱宜至少延伸至伸臂桁架高度范围以外上、下各一层。

3) 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构,抗震等级为一、二级的筒体底部加强部位分布钢筋的最小配筋率不宜小于 0.35%,筒体一般部位的分布筋不宜小于 0.30%,筒体每隔 2~4 层宜设置暗梁,暗梁的高度不宜小于墙厚,配筋率不宜小于 0.30%。筒中筒结构和钢筋混凝土(钢管混凝土、型钢混凝土)框架-钢筋混凝土核心筒结构中,筒体剪力墙的构造要求同《高层建筑混凝土结构技术规程》9.1.7 条的规定。

4) 当连梁抗剪截面不足时,可采取在连梁中埋设型钢或钢板等加强措施。

3. 楼层剪力和层间位移要求

(1) 钢-混凝土混合结构,在风荷载及多遇地震作用下按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值,以及在罕遇地震作用下结构的弹塑性层间位移,均应符合行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 3.7.3 条和第 3.7.5 条的有关规定。

(2) JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第9.1.11条规定,抗震设计时,钢框架-钢筋混凝土核心筒结构框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力标准值,应符合下列规定:

1) 框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不宜小于结构底部总地震剪力标准值的10%。

2) 当框架部分分配的地震剪力标准值的最大值小于结构底部总地震剪力标准值的10%时,各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的15%;此时,各层核心筒墙体的地震剪力标准值宜乘以增大系数1.1,但可不大于结构底部总地震剪力标准值,墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用,已为特一级的可不再提高。

3) 当框架部分分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的20%,但其最大值不小于结构底部总地震剪力标准值的10%时,应按结构底部总地震剪力标准值的20%和框架部分楼层地震剪力标准值中最大值的1.5倍二者的较小值进行调整。

按第2)条或第3)条调整框架柱的地震剪力后,框架柱端弯矩及与之相连的框架梁端弯矩、剪力应进行相应调整。

有加强层时,上述框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不应包括加强层及其上、下层的框架剪力。

4. 抗震措施

对于采用钢-混凝土混合结构的高楼,结合工程条件采取下列抗震措施,将有助于改善高楼的抗震性能。

(1) 对于房屋高宽比值大于4的高楼,宜采用筒中筒体系,即内部采用型钢混凝土芯筒,外圈采用钢框筒。

(2) 在钢筋混凝土芯筒内配置型钢构架,于墙体转角、纵横墙交接处,以及洞边设置型钢暗柱,实体墙内型钢暗柱的间距一般不大于6m,钢梁间距不大于层高和6m;必要时,还可在型钢暗柱间增设交叉斜撑。此外,于洞口处的连梁内配置斜向交叉钢筋骨架,并使截面上、下纵向钢筋骨架封闭箍筋的纵、横向间距均不大于200mm,以提高芯筒的延性和整体受弯、受剪承载力。

(3) 对于芯筒-框架体系,当抗震设防烈度为7度时,混凝土芯筒的高宽比不宜大于10。超过时,宜在结构顶层以及每隔15层左右的楼层内,设置若干道纵、横向刚臂(由芯筒伸出的一层或两层楼高的钢桁架)和周边钢桁架,使周边各钢框架柱均参与抵抗作用于建筑的倾覆力矩,以减小水平荷载下芯筒的整体弯曲应力。

1.2.5 混合结构高楼工程概况

钢-混凝土混合结构高楼是指内部设置钢筋混凝土芯筒(核心筒)、外圈设置钢框架或钢框筒的结构体系。

20世纪80年代以来,特别是90年代后期,上海、深圳、厦门等地兴建的高楼,多数采用钢-混凝土混合结构,其中不少是按7度抗震设防,高度有的甚至超过300m。表1-11、表1-12列出了国内外具有代表性的混合结构高楼的工程概况。

表 1-11 国内外钢-混凝土混合结构高楼工程概况

序号	建筑名称	地点	高度/m	层数		结构体系	高宽比		建筑面积 /(10 ⁴ m ²)	总用钢量 /(10 ⁴ t)	单位面积 用钢量 /(kg/m ²)
				地上	地下		房屋	芯筒			
1	环球金融中心	上海	492	101	3	RC 芯筒; 钢框架 (钢柱、SRC 柱)	7.4	14	33	2.6	78.7
2	金茂大厦	上海	421	88	3	RC 芯筒; 钢框架 (钢柱、SRC 柱)	7.3	14.2	17.7	1.6	90.1
3	远华国际中心	厦门	390	88	4	RC 芯筒及钢臂; 钢框架、SRC 柱	—	—	28	—	—
4	地王大厦	深圳	384	81	3	RC 芯筒; 钢框架, SRC 柱	8.8	24.8	16	1.2	75
5	浦东国际金融大厦	上海	230	53	3	RC 芯筒, 钢框架	4.6	9.2	12	1.1	91.7
6	国际航运大厦	上海	210	48	3	RC 芯筒, 钢框架	—	—	10	0.95	—
7	云山大厦	大连	208	52	4	RC 芯筒, 钢框架	—	—	9.6	0.7	—
8	远洋大厦	大连	201	51	4	RC 芯筒, 钢框架	5.9	11.4	7	0.5	—
9	森茂大厦	上海	198	48	3	RC 芯筒, SRC 框架	—	—	11	0.8	—
10	信息枢纽大厦	上海	196	41	4	RC 芯筒, 钢框架	—	—	8.7	0.8	—
11	东海广场大厦	上海	194	52	3	RC 芯筒, 钢框架	—	—	14	0.74	—
12	世界金融大厦	上海	198	46	3	RC 芯筒, SRC 框架	5.5	14.3	8.3	0.33	34 (地 面以上)
13	发展中心大厦	深圳	165	41	1	RC 边筒, 钢框架	4.0	—	5.6	0.9	—
14	云顶花园大厦	天津	165	43	2	RC 芯筒, 钢框架	—	—	6	1.3	—
15	国贸中心(二期)	北京	156	39	3	RC 芯筒, 钢框架	3.5	—	—	—	—
16	商品交易大厦	上海	158	43	2	RC 芯筒, 钢框架	—	—	8.5	0.65	—
17	期货大厦	上海	157	43	3	RC 芯筒, 钢框架	—	13	8.5	0.65	—
18	新金桥大厦	上海	167	42	2	RC 芯筒, 钢框架	4.6	12.3	4	0.7	7.3
19	中国保险大厦	上海	154	39	3	RC 筒体, 钢桁架梁	—	—	6.6	—	—
20	静安希尔顿饭店	上海	143	43	1	RC 芯筒, 钢框架	4.4	9.5	5.2	0.4	—
21	证券大厦	上海	121	30	3	RC 芯筒, 钢支撑框架	5.8	10.1	9.8	0.9	—
22	远洋公寓	广州	103	30	3	RC 芯筒, 钢框架	—	—	—	—	—
23	瑞金大厦	上海	107	27	1	RC 芯筒, 钢框架	3.6	7.8	3.2	0.37	117
24	光大银行	长春	99	26	2	RC 芯筒, 钢支撑框架	—	—	—	—	—
25	沪东造船厂大厦	上海	99	26	1	RC 芯筒, 钢框架	—	—	5.6	0.36	—
26	Gateway III Building	芝加哥	137	36		RC 芯筒, 钢框架	—	—	—	—	—
27	Mantparnasse	巴黎	229	64		RC 芯筒, 钢框架	—	—	—	—	—
28	新州财政大厦	新加坡	235	52		RC 芯筒, 钢框架	—	—	—	—	—
29	Columbia Center	西雅图	291	76		RC 芯筒, 钢框架	—	—	—	—	—

表 1-12 国内钢-混凝土混合结构高楼工程概况

序号	建筑名称	高度/m		层数		建筑年份	地点	抗震设防类别	结构体系	平面形状
		塔顶	屋面	地上	地下					
1	南京紫峰大厦	450	381	70	4	2008	南京	7度	芯筒-框架	三角形
2	武汉民生银行大厦	330	281	68	3	2004	武汉	6度	筒中筒	—
3	中华广场	269	256	62	4	2006	广州	7度	芯筒-框架	六边形
4	世茂国际广场	333	246	60	3	2004	上海	7度	芯筒-框架	三角形
5	大连期货广场 A 座	—	240	53	3	2009	大连	7度	芯筒-框架	正方形
6	大连期货广场 B 座	—	240	53	3	2009	大连	7度	芯筒-框架	正方形
7	招商银行大厦	—	237	54	3	2001	深圳	7度	芯筒-框架	方形
8	朗诗城市广场	—	232	54	2	2008	南京	7度	芯筒-框架	正方形
9	富力中心	245	230	54	5	2007	广州	7度	芯筒-框架	矩形
10	华敏帝豪大厦	—	229	61	4	2007	上海	7度	芯筒-框架	矩形
11	浦东国际金融大厦	230	226	53	3	2000	上海	7度	芯筒-框架	—
12	深圳新世界中心	238	218	52	4	2007	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
13	卓越时代广场	—	218	52	3	2005	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
14	商茂广场	—	218	50	3	2004	南京	7度	芯筒-框架	矩形
15	上海新世界中心	—	217	58	3	2002	上海	7度	芯筒-框架	—
16	长峰大酒店	229	213	56	3	2003	上海	7度	芯筒-框架	—
17	时代财富大厦	—	208	56	3	2007	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
18	京广中心	221	208	57	3	1990	北京	8度	框架-剪力墙	扇形
19	深圳世界金融中心	—	207	54	—	2004	深圳	7度	芯筒-框架	方形
20	深圳荣超经贸中心	—	206	46	3	2008	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
21	合银广场	253	—	—	—	2002	广州	7度	芯筒-框架	—
22	维多利亚广场 A 塔	228	203	52	4	2007	广州	7度	筒中筒	多边形
23	上海国际航运大厦	232	203	50	3	1998	上海	7度	芯筒-框架	—
24	大连世贸大厦	242	202	51	4	1998	大连	7度	芯筒-框架	—
25	广州新中国大厦	225	202	51	5	1999	广州	7度	框-墙	—
26	大中华国际交易广场	—	202	38	3	2006	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
27	金中环商务大厦	202	200	49	3	2006	深圳	7度	芯筒-框架	方形
28	上海银行大厦	230	200	46	3	2004	上海	7度	芯筒-框架	—
29	福田香格里拉	—	200	40	3	2008	深圳	7度	芯筒-框架	棱形
30	招商局国际金融中心	233	197	51	2	2006	南京	7度	芯筒-框架	弹头型
31	财富中心二期公寓楼	198	193	57	4	2006	北京	8度	芯筒-框架	风车型
32	华润中心二期酒店	195	193	42	3	2009	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
33	诺德中心	—	193	40	4	2004	深圳	7度	芯筒-框架	矩形

(续)

序号	建筑名称	高度/m		层数		建筑年份	地点	抗震设防类别	结构体系	平面形状
		塔顶	屋面	地上	地下					
34	福口保税区加福广场	212	192	58	3	2005	深圳	7度	芯筒-框架	方形
35	上海华尔登广场办公楼	195	189	40	2	2004	上海	7度	芯筒-框架	—
36	金玉兰广场	226	185	55	2	2006	上海	7度	芯筒-框架	三角形
37	锦州国际酒店	210	185	43	3	2008	锦州	6度	框-墙	棱形
38	上海信息大楼	288	185	41	4	2001	上海	7度	芯筒-框架	—
39	京城大厦	186	182	52	4	1991	北京	8度	框-墙	方形
40	黄金置地大厦	200	180	41	2	2007	上海	7度	芯筒-框架	方形
41	现代商务大厦	186	180	32	3	2008	深圳	7度	芯筒-框架	方形
42	江胜大厦	—	179	33	4	2008	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
43	沈阳皇朝万鑫大厦	217	177	46	3	2006	沈阳	7度	芯筒-框架	矩形
44	中国民生银行	189	176	45	2	2007	上海	7度	芯筒-框架	方形
45	电子世界大厦	185	175	46	3	2008	南京	7度	芯筒-框架	方形
46	深圳腾讯大楼	193	174	39	3	2008	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
47	世界广场	200	172	43	3	1997	上海	7度	框加-支撑	八角形
48	上海力宝中心	—	172	40	2	1998	上海	7度	芯筒-框架	矩形
49	中环国际广场	192	170	50	3	2008	南京	7度	芯筒-框架	三角形
50	罗湖商务大厦	228	170	45	3	2003	深圳	7度	芯筒-框架	—
51	星河世纪广场	—	170	39	—	2006	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
52	富力盈隆广场	179	167	42	4	2006	广州	7度	芯筒-框架	矩形
53	新世界贸易中心	176	166	45	2	2002	南京	7度	芯筒-框架	—
54	南京银河大厦	174	166	44	3	2006	南京	7度	芯筒-框架	半月形
55	华敏国际办公楼	—	165	45	2	2007	成都	7度	筒体	矩形
56	北京财富中心一期	166	165	43	3	2004	北京	8度	芯筒-框架	—
57	华润中心二期住宅	—	164	49	3	2009	深圳	7度	芯筒-框架	矩形
58	地铁大厦	—	164	41	3	2006	天津	7度	芯筒-框架	楔形
59	中闽大厦	—	161	46	3	2006	厦门	7度	芯筒-框架	矩形
60	富力丽思卡尔顿酒店	181	160	40	4	2007	广州	7度	芯筒-框架	矩形
61	上海银冠大厦	—	156	38	4	1998	上海	7度	芯筒-框架	矩形
62	太仓港区商务办以楼	—	155	39	2	2008	太仓	7度	芯筒-框架	矩形
63	中兴通讯研发大厦	157	153	36	2	2006	深圳	7度	芯筒-框架	椭圆形
64	财富中心一期办公楼	162	152	40	3	2004	北京	8度	芯筒-框架	风车形
65	群星广场	155	151	38	4	2001	深圳	7度	芯筒-框架	椭圆
66	北京国际财源中心	155	151	35	5	2008	北京	8度	芯筒-框架	方形
67	苏州伊莎中心	168	150	42	2	2003	苏州	6度	芯筒-框架	矩形

1.3 型钢混凝土结构

1.3.1 型钢混凝土结构的组成

型钢混凝土 (SRC) 结构是由型钢混凝土柱与钢梁或型钢混凝土梁所组成。在某些高楼中, 也设置型钢混凝土墙或型钢混凝土墙筒。

型钢混凝土柱是在钢筋混凝土柱内埋设型钢芯柱。型钢芯柱可以是: ①热轧或焊接 H 型钢 (图 1-6a); ②由钢板或剖分 T 型钢焊接成的十字形截面 (图 1-6b); ③方钢管 (图 1-6c); ④圆钢管 (图 1-6d); ⑤由工字钢和剖分 T 型钢焊接成的 T 形截面 (图 1-6e)。

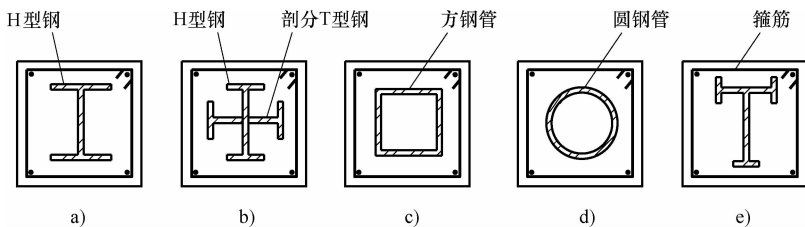


图 1-6 型钢混凝土柱的芯柱截面形式

a) H 型钢 b) 十字形截面 c) 方钢管 d) 圆钢管 e) T 形截面

型钢混凝土梁是在钢筋混凝土梁内埋设工字形型钢 (图 1-7a) 或型钢桁架 (图 1-7b)。后者仅用于大跨度梁。

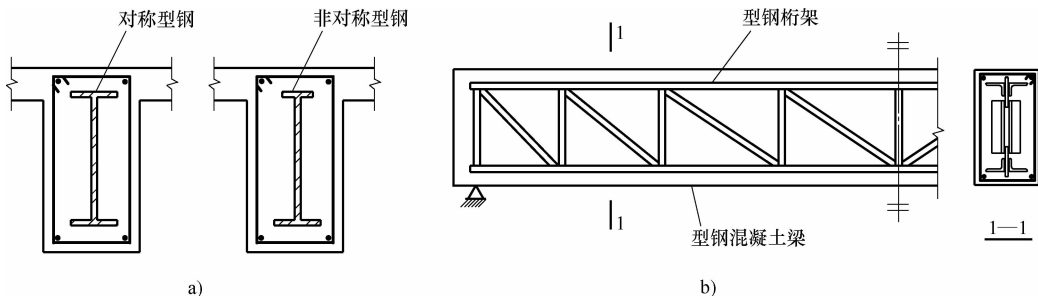


图 1-7 型钢混凝土梁的构成

a) 实腹钢梁 b) 型钢桁架

1.3.2 型钢混凝土结构的性能和特点

1. 构件工作特性

试验表明, 当钢骨翼缘位于截面受压区, 且配置一定数量的钢筋和箍筋, 钢骨与外包混凝土能够较好地共同工作, 截面应变分布基本上符合平截面假定。

试验还表明, 除了需要设置足够箍筋, 以约束混凝土, 增强钢骨与混凝土之间的粘结力外, 在柱脚、结构类型转换层等传递较大内力的部位, 还应在钢骨翼缘外侧设置栓钉, 以防

止构件受力时钢骨与混凝土之间产生相对滑移。

型钢混凝土结构的动力性能更接近于钢筋混凝土结构，因此计算型钢混凝土结构楼房的风振响应或地震反应时，结构的阻尼比可取 0.04。

2. 抗震性能

日本 1923 年东京大地震，大量钢筋混凝土建筑严重破坏和倒塌；而高约 30m 的日本兴业银行，由于采用了型钢混凝土结构，几乎没有任何损坏。

日本 1995 年阪神 7.2 级地震，采用实腹式钢骨的型钢混凝土结构，表现出良好的抗震性能；但是，采用由 4 根角钢和缀板组成的格构式钢骨，其构件的破坏程度远比采用实腹式钢骨的构件破坏程度严重得多。

日本阪神地震时，楼房下部采用型钢混凝土、上部采用钢筋混凝土的框架柱，在其刚度和强度突变处，常发生较严重的破坏。因此，JGJ 138—2001《型钢混凝土组合结构技术规程》第 4.1.1 条规定：对各类结构体系的框架柱，当房屋的抗震设防烈度为 9 度且构件抗震等级为一级时，应全部采用型钢混凝土结构。

3. 型钢混凝土结构的特点

(1) 截面尺寸小——钢筋混凝土柱受到配筋率限值的制约，提高承载力的唯一途径是加大截面尺寸；而型钢混凝土柱可以不受含钢率的限制，承载力相同的情况下，构件截面面积可以减小一半。

(2) 构件延性好——由于柱内型钢的作用，型钢混凝土柱的延性远高于钢筋混凝土柱。1995 年日本阪神地震，与钢筋混凝土结构高楼的破坏率高、破坏程度严重形成对照的是，采用型钢混凝土结构的高楼，破坏程度轻微。

(3) 耐火度高——型钢芯柱有较厚的混凝土保护层，因而其耐火度和防腐性均高于钢结构。

(4) 兼作模板支架——型钢混凝土结构中的型钢，在混凝土尚未浇灌之前即已形成钢构架，已具有相当大的承载力，可用作其上若干层楼板平行施工的模板支架和操作平台，因而施工速度仅稍慢于全钢结构。

(5) 与钢结构相比较，型钢混凝土结构具有下列优点：

1) 型钢混凝土构件的外包混凝土，可以阻止其中型钢的局部屈曲，并能显著改善型钢的出平面扭转屈曲性能，使钢骨的钢材强度得以充分发挥。

2) 节约钢材 50% 以上。

3) 具有更大的抗推刚度和阻尼比（约为 0.04），有利于控制风或地震作用下高楼结构的侧向变形和风振加速度。

4) 外包钢筋混凝土提高了结构的耐久性和耐火性，并节省了钢构件的防火涂料。

(6) 与钢筋混凝土结构相比较，型钢混凝土结构具有下列优点：

1) 构件的受压、受剪和压弯承载力大幅度提高。

2) 构件截面面积约减少 50%。

3) 框架梁-柱节点的抗震性能得到显著改善。

4) 低周往复荷载下的构件滞回特性、耗能容量，以及构件的延性，均有较大幅度的提高。

5) 可以利用构件中的钢骨承担施工阶段荷载，并可将构件模板悬挂在钢骨上，实现几

个楼层同时进行浇灌混凝土等作业，加快施工进度。

6) 有利于地下室结构的逆作业法施工，从而加快整个高楼结构的施工速度。

(7) 型钢混凝土结构的缺点是型钢混凝土构件既要求进行钢构件的制作和安装，又要求支模板、绑扎钢筋和浇筑混凝土，施工工序增多。

1.3.3 型钢混凝土结构的工程应用和适用范围

1. 工程应用情况

在日本，型钢混凝土结构的应用最为广泛。1921年在东京建成的海上大厦，高30m，采用了型钢混凝土结构，1923年东京大地震时几乎没有损坏，显示了型钢混凝土结构的良好抗震性能。自此，型钢混凝土结构成为地震区高楼的主要结构类型。据统计，1981年至1985年间日本建造的16层以上的高楼中，采用型钢混凝土结构的占50%；此外，采用钢结构的其余高楼中，其底部1~5层也多采用型钢混凝土结构。

在我国，型钢混凝土结构应用到高楼始于20世纪80年代末。到目前为止，已有数十幢高楼采用或部分采用型钢混凝土结构。

例如，采用型钢混凝土柱的工程有：广州汽车大厦（40层，高142m）；上海世界金融大厦（43层，高174m）；陕西信息大厦（52层，高189m）；上海森茂大厦（48层，高198m）；厦门远华国际中心（88层，高390m）；上海金茂大厦（88层，高421m）；上海环球金融中心（95层，高492m）。

2. 适用范围

(1) 要求柱具有高承载力的大柱网高层建筑。

(2) 转换层下面扩大柱网的楼层柱及转换层的托柱大梁。

(3) 地震区超过钢筋混凝土结构适用最大高度限值的高楼。

(4) 抗震设防的楼房结构类型高位转换时的底部框支层结构。

(5) 高楼钢结构向地下室混凝土结构过渡的地上一、二层的框架柱，以避免钢柱与混凝土柱的复杂连接，并缓解结构底部楼层刚度的突变。

1.3.4 型钢混凝土结构设计要点

1. 构件计算原理

目前，世界各国对型钢混凝土构件正截面受弯承载力的计算理论，可以归纳为如下三种方法：

(1) 第一种方法——考虑外包混凝土对钢骨刚度的提高作用，按钢结构稳定理论计算。它适用于含钢率（型钢配置率）较大的情况。采用此方法的有英国规范和欧洲规范。

(2) 第二种方法——假定构件内的钢骨与外包混凝土形成一个整体，变形一致，从而套用钢筋混凝土的有关计算理论。采用此方法的有美国ACI规范和前苏联CH 3-78《劲性钢筋混凝土结构设计指南》。

试验结果表明，按此方法计算，少数情况偏于不安全。

(3) 第三种方法——日本的“强度叠加法”，它不要求钢骨与外包混凝土完全实现整体工作，认为，型钢混凝土构件的抗弯能力，等于其中钢骨的抗弯能力与外包钢筋混凝土抗弯能力之和。

强度叠加法是一种比较实用的方法，但计算结果偏于保守。

2. 抗震调整系数

行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.4.2 条规定，有地震作用组合内力设计的型钢混凝土构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 可按表 1-13 所列数值采用。

表 1-13 型钢（钢管）混凝土构件承载力抗震调整系数 γ_{RE}

正截面承载力计算				斜截面承载力计算	钢板件连接
型钢混凝土梁	型钢混凝土柱、钢管混凝土柱	剪力墙	支撑	各类构件及节点	焊缝、高强度螺栓
0.75	0.80	0.85	0.85	0.85	0.90

3. 构件刚度

(1) 在进行结构整体内力和变形分析时，型钢混凝土梁、柱及钢管混凝土柱的轴向、抗弯、抗剪刚度都按照钢与混凝土两部分刚度叠加方法计算。

(2) 行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.3.3 条规定，结构弹性阶段的内力和位移计算时，构件刚度取值应符合下列规定：

1) 型钢混凝土构件、钢管混凝土柱的刚度可按下式计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a$$

式中 $E_c I_c$, $E_c A_c$, $G_c A_c$ ——分别为构件内钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度；

$E_a I_a$, $E_a A_a$, $G_a A_a$ ——分别为构件内型钢、钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度。

2) 无端柱的型钢混凝土剪力墙，可按相同截面的钢筋混凝土剪力墙计算轴向、抗弯、抗剪刚度；有端柱的型钢混凝土剪力墙，可按 H 形截面混凝土墙计算轴向和抗弯刚度，端柱中的型钢可折算为等效混凝土截面面积计入 H 形截面的翼缘面积，墙的抗剪刚度可只计入腹板混凝土截面面积。

3) 钢板混凝土剪力墙可将钢板折算为等效混凝土截面面积计算轴向、抗弯、抗剪刚度。

4. 结构侧移

(1) 型钢混凝土结构高楼，按风荷载或地震作用组合，采用弹性分析方法计算所得的结构顶点侧移角 u/H 和层间侧移角 $\Delta u/h$ ，宜满足行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》所规定的限值。这是因为型钢混凝土结构的较大延性和耗能容量已在框架柱的轴压比限值中得到了考虑。

(2) 抗震设计第二阶段，罕遇烈度地震作用下结构柔弱层（Soft and Weak Story）的弹塑性层间侧移角 $\Delta u_p/h$ ，宜满足 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》所规定的限值。

(3) 考虑到型钢混凝土结构的变形性能优于钢筋混凝土结构，其侧移角限值，可比上述规程和规范对钢筋混凝土结构所规定的限值适当放宽。

5. 柱的长细比

行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.5.5 条规定：型钢混凝土柱的长细比不宜大于 30。

6. 柱的轴压比

行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.5.4 条规定：当考虑地震作用组合时，“钢-混凝土”混合结构中型钢混凝土柱的轴压比不宜大于表 1-14 的限值，轴压比可按下列式计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a)$$

式中 μ_N ——型钢混凝土柱的轴压比；

N ——考虑地震组合的柱轴向力设计值；

A_c ——扣除型钢后的混凝土截面面积；

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值；

f_a ——型钢的抗压强度设计值；

A_a ——型钢的截面面积。

表 1-14 型钢混凝土柱的轴压比限值

抗震等级	一	二	三
轴压比限值	0.70	0.80	0.90

注：1. 框支层柱的轴压比比表中数值减少 0.10 采用。

2. 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比比表中数值减少 0.05 采用。

3. 当采用 C60 以上混凝土时，轴压比宜减少 0.05。

7. 构件抗震等级

(1) 需要进行抗震设防的型钢混凝土结构高楼，应根据其设防烈度、结构体系和房屋高度，确定其各类构件的抗震等级，采用相应的计算和构造措施。

(2) 行业标准 JGJ 138—2001《型钢混凝土组合结构技术规程》第 4.2.6 条规定，型钢混凝土结构不同情况下的构件抗震等级，应符合表 1-15 的规定。

表 1-15 型钢混凝土组合结构的构件抗震等级

抗震设防烈度		6 度		7 度		8 度			9 度	
		≤25	>25	≤35	>35	≤35	>35	≤25	>25	
框架体系	房屋高度/m	≤25	>25	≤35	>35	≤35	>35	≤25		
	框 架	四	三	三	二	二	一	一		
框-墙体系	房屋高度/m	≤50	>50	≤60	>60	<50	50~80	>80	≤25	>25
	框 架	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	剪力墙	三	三	二	二	二	一	一	一	一
剪力墙 体 系	房屋高度/m	≤60	>60	≤80	>80	<35	35~80	>80	≤25	>25
	一般剪力墙	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	框支层落地剪力 墙底部加强区段	三	二	二	二	二	一	一	不应采用	
	框支层框架	三	二	二	一	一	一	一		

(续)

结构体系		抗震设防烈度	6度	7度	8度	9度
芯筒-框架体系	框架	三	二	—	—	
	芯筒	二	二	—	—	
筒中筒体系	外框筒	三	二	—	—	
	内墙筒	三	二	—	—	

注：1. 框架-剪力墙体系中，当剪力墙部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总地震倾覆力矩的50%时，其框架部分应按框架体系的抗震等级采用。

2. 部分框支剪力墙结构当采用型钢混凝土结构时，对8度设防烈度，其房屋高度不应超过100m。

3. 有框支层的剪力墙体系，除落地剪力墙底部加强部位外，均按一般剪力墙的抗震等级采用。

1.3.5 型钢混凝土结构构造要求

1.3.5.1 一般构造要求

1. 钢骨（轧制型钢或焊接型钢）

(1) 含钢率

1) 含钢率是指型钢混凝土杆件内的钢骨截面面积与杆件全截面面积的比值。型钢宜采用Q235或Q345钢。

2) 最小含钢率为4%。因为小于此值时，可以采用钢筋混凝土构件，而不必采用型钢混凝土构件。

3) 最大含钢率为15%。因为型钢与混凝土的粘结强度较低，若含钢率过大，型钢与混凝土之间的粘结破坏特征将更为显著，型钢与混凝土不能有效地共同工作，构件的极限承载力反而下降。此外，含钢率过高，也会造成混凝土浇筑困难。

4) 外国对最大含钢率的规定是：日本规范，13.3%；美国规范，20%；欧洲统一规范，13.3%（C20）~35.3%（C60）。

5) 一般而言，比较合适的含钢率为5%~8%。

(2) 板件宽厚比

1) 型钢混凝土梁、柱等杆件内的钢骨板件（钢板）厚度不宜小于6mm。

2) 行业标准JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第11.5.1条规定，型钢混凝土梁、柱内钢骨的板件宽厚比（图1-8），不应大于表1-16的限值。满足此要求时，可不进行钢骨的局部稳定性验算。

表 1-16 型钢混凝土梁、柱的型钢钢板宽厚比限值

钢号	梁		柱			
			H、+、T形		矩形钢管	圆钢管
	b/t_f	h_w/t_w	b/t_f	h_w/t_w	h_w/t_w	D/t_w
Q235	23	107	23	96	72	150
Q345	19	91	19	81	61	109
Q390	18	83	18	75	56	90

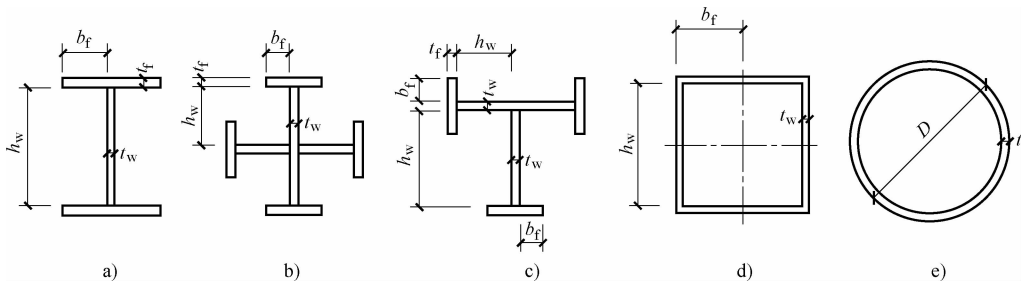


图 1-8 钢骨板件的宽厚比

a) H形或工字形 b) 十字形 c) 丁字形 d) 方管 e) 圆管

3) 型钢混凝土杆件内的型钢, 由于受到外包混凝土和箍筋的约束, 其板件不易发生局部压屈, 因此, 其板件的宽厚比限值, 可以比钢杆件的板件宽厚比限值适当放大。日本试验数据表明, 放大的幅度为 1.5~1.7 倍。与钢杆件的规定相比较, 表 1-16 中的钢板宽厚比限值, 对于 H 形钢骨的翼缘, 约放大 1.5 倍; 对于 H 形钢骨的腹板, 约放大 2 倍。

4) 型钢混凝土杆件的试验结果还表明:

① 箍筋若能充分地约束内部的混凝土, 型钢翼缘的板件宽厚比即使达到 40 以上, 也能确保钢骨塑性变形的充分发展, 延性系数达到 6~7 时, 杆件的承载力也没有下降。

② 纯钢杆件的翼缘, 压屈后呈铰接波形 (图 1-9a); 而型钢混凝土杆件, 即使外包混凝土局部剥落, 其中钢骨翼缘的局部屈曲形状也是呈固接波形 (图 1-9b)。

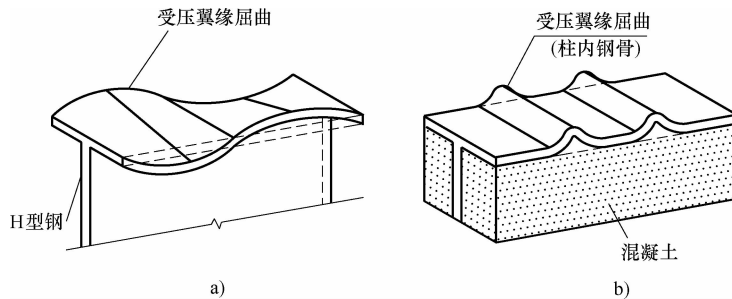


图 1-9 工字钢翼缘的压屈形状

a) 钢杆件 b) 型钢混凝土杆件内的钢骨

③ 对于 H 形钢骨的腹板, 因其两面有较厚混凝土的约束, 更不易产生局部屈曲。不过, 一般型钢混凝土杆件中的箍筋, 无支长度较大, 对内部混凝土的约束作用减弱。试验结果表明, 当柱的轴力很大时, 型钢腹板有可能发生如图 1-10 所示的压屈波形, 同时混凝土被挤出。因此, 腹板的宽厚比还是应该适当从严控制, 并尽可能减小箍筋的水平肢距。

(3) 焊缝连接

1) 钢骨的焊接材料应符合第 3 章 3.2 节的各项规定。

2) 钢骨的连接焊缝的计算与构造, 应符合《钢结构设计规范》和 GB 50661—2011《钢结构焊接规范》的要求。

(4) 栓钉

- 1) 钢骨（型钢）上设置的抗剪连接件，宜采用栓钉，不得采用短钢筋代替栓钉。
- 2) 型钢混凝土杆件中需要设置栓钉的部位，可按弹性方法，计算钢骨翼缘外表面处的剪应力，相应于该剪应力的剪力，全部由栓钉承担。
- 3) 栓钉应符合现行国家标准 GB/T 10433—2002《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》的规定。
- 4) 钢骨上设置的抗剪栓钉的直径规格，宜选用 19mm 或 22mm，其长度不宜小于 4 倍栓钉直径。
- 5) 栓钉的间距不宜小于 6 倍栓钉直径。
- 6) 栓钉的力学性能，可采用制作栓钉的材料力学性能，但应满足表 1-17 的要求。

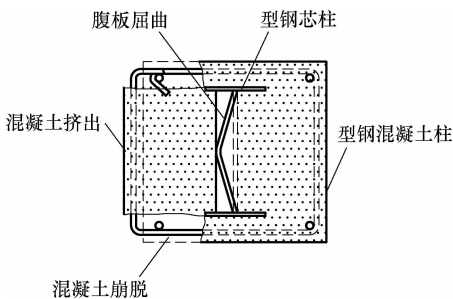


图 1-10 型钢混凝土杆件内 H 形钢骨腹板的局部屈曲

表 1-17 栓钉的力学性能

钢号	极限抗拉强度最小值 f_u^{st} (N/mm ²)	屈服强度 f_y^{st} (N/mm ²)	伸长率 δ_s (%)
Q235	≥400	≥240	≥14

(5) 钢骨保护层

- 1) 钢骨（型钢）的混凝土保护层厚度是根据以下因素确定的：①耐火性；②耐久性；③确保钢骨与混凝土粘结强度的充分发挥；④防止钢骨板件发生局部压屈；⑤钢骨与钢筋有足够间隙，方便混凝土浇筑。

2) 构件耐火试验结果表明，对于型钢混凝土梁和柱，钢骨的混凝土保护层厚度为 50mm 或 60mm 时，耐火时间分别为 2h 或 3h。

3) 型钢混凝土杆件内，钢骨的混凝土保护层最小厚度为 50mm。为保证杆件内钢骨与混凝土良好粘结而整体工作，并提高钢骨抵抗局部压屈变形的能力，钢骨的混凝土保护层厚度，对于梁，宜不小于 100mm；对于柱，宜不小于 120mm（图 1-11）。

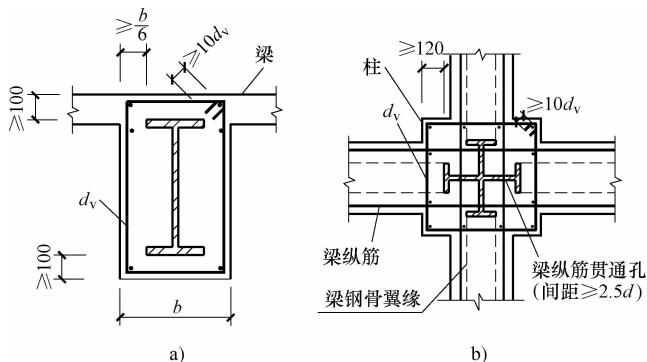


图 1-11 钢骨的混凝土保护层厚度
a) 梁 b) 柱

- 4) 梁内钢骨翼缘侧边距离梁腹截面侧面宜不小于梁腹截面宽度 b 的 $1/6$ （图 1-11a），以方便混凝土的浇注。

(6) 型钢混凝土构件常用的型钢型号和规格，分别列于本书附录 A 和附录 B。

2. 纵向钢筋

- (1) 型钢混凝土构件的纵向钢筋宜采用 HRB335、HRB400 级普通热轧钢筋。
- (2) 纵向钢筋的直径不应小于 16mm，型钢混凝土柱的竖向钢筋的总配筋率不宜小于

0.8%。

(3) 纵向钢筋的净间距, 不应小于钢筋直径的 1.5 倍, 且不小于混凝土粗集料最大粒径的 1.5 倍; 对于梁和柱, 还应分别不小于 25mm 和 60mm。

(4) 纵向钢筋与钢骨的净间距不应小于 30mm, 且不小于粗集料最大粒径的 1.5 倍。若粗集料最大粒径为 25mm 时, 则净间距不应小于 40mm。

(5) 框架柱的钢骨(型钢芯柱)腹板上, 梁纵向钢筋贯穿孔的间距不应小于 2.5 倍纵筋直径(图 1-11b)。

3. 箍筋

(1) 型钢混凝土构件内的箍筋, 起着十分重要的作用, 应该得到合理配置。

(2) 箍筋所起到的作用有: ①增强构件的受剪承载力; ②防止构件发生脆性剪切破坏; ③约束混凝土, 增强构件塑性较区段的变形能力和耗能容量; ④确保型钢与外包钢筋混凝土整体工作; ⑤避免构件因型钢表面与混凝土粘结强度较小, 而过早出现纵向劈裂和混凝土保护层剥落。

(3) 有抗震要求的梁、柱、斜撑等杆件, 应采用末端带有 135°弯钩的封闭式箍筋, 弯钩端部直线段的长度不应小于 10 倍箍筋直径。当采用拉结箍筋时, 至少应有一端带 135°弯钩。

4. 混凝土

(1) 型钢混凝土构件的混凝土强度等级不应低于 C30。

(2) 混凝土粗集料的最大粒径不应大于 25mm, 且不大于构件内型钢外侧保护层厚度的 1/3。

(3) 一般情况下, 型钢混凝土构件应采用强度等级较高的混凝土。但是, 混凝土的脆性随着强度等级的提高而增大, 为了确保抗震结构具有足够的延性, 对于钢筋混凝土构件, GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 3.9.3 条规定: 钢筋混凝土结构的混凝土强度等级, 9 度时不宜超过 C60, 8 度时不超过 C70。对于型钢混凝土构件, 考虑到其内部型钢和箍筋对混凝土的约束作用并不比钢筋混凝土构件更强, 所以, 也应遵守上述规定, 即型钢混凝土构件的混凝土强度等级不宜超过 C80(6、7 度)、C70(8 度)或 C60(9 度)。

此外, 当构件采用高强混凝土时, 还应对框架梁的受压区高度和箍筋配置、框架柱的轴压比限值及纵筋和箍筋的最小配筋率等, 作出更严格的要求^{[4],[35]}。

(4) 水平地震作用下, 型钢高强混凝土框架柱的极限变形能力, 至少应满足下列要求: ①层间极限水平位移 u_u 与屈服位移 u_y 的比值, 即位移延性比 μ , 不小于 3; ②层间极限水平位移 u_u 与层高 H_i 的比值 γ_u , 不小于 1/50。

(5) u_u 和 u_y , 可从往复水平荷载作用下柱试件水平位移滞回曲线的骨架线上量得。 u_u 可定义为: 抗力下降到最大值的 85% 时的位移; u_y 则按能量相等原则, 将抗力的上升段曲线简化为理想弹塑性折线后确定之。

1.3.5.2 梁、柱构造要求

1. 型钢混凝土梁

行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.5.2 条和第 11.5.3 条规定:

(1) 型钢混凝土梁的构造应符合下列要求。

1) 型钢混凝土梁的混凝土强度等级不宜低于 C30, 型钢混凝土结构中的混凝土粗集料最大直径不宜大于 25mm, 型钢宜采用 Q235 及 Q345 级钢材, 也可采用 Q390 或其他符合结构性能要求的其他钢材。

2) 型钢混凝土梁的最小配筋率不宜小于 0.30%。梁的纵向受力钢筋不宜超过两排; 配置两排时, 第二排钢筋宜配置在截面外侧。梁的纵筋宜避免穿过柱中型钢翼缘。当梁的腹板高度大于 450mm 时, 在梁的两侧面应沿高度配置纵向构造钢筋, 纵向构造钢筋的间距不宜大于 200mm。

3) 型钢混凝土梁中型钢的保护层厚度不宜小于 100mm, 梁纵筋净间距及梁纵筋与型钢骨架的最小净距不应小于 30mm, 且不小于粗集料最大粒径的 1.5 倍及梁纵向钢筋直径的 1.5 倍。

4) 型钢混凝土梁中的纵向受力钢筋宜采用机械连接。如纵向钢筋需贯穿型钢柱腹板并以 90°弯折固定在柱截面内时, 抗震设计结构, 弯折前直线段长度不应小于 0.4 倍的钢筋抗震锚固长度 l_{aE} , 弯折后直线段长度不应小于 15 倍纵向钢筋直径; 非抗震设计结构, 弯折前直线段长度不应小于 0.4 倍的钢筋锚固长度 l_a , 弯折后直线段长度不应小于 12 倍纵向钢筋直径。

5) 梁腹开洞不宜大于梁截面总高度的 0.4 倍, 且不宜大于内含型钢截面高度的 0.7 倍, 并应位于梁高及型钢高度的中间区域。

6) 型钢混凝土悬臂梁自由端的纵向受力钢筋应设置专门的锚固件, 型钢梁的上翼缘宜设置栓钉。型钢混凝土转换梁在梁端 1/4 跨度范围内, 型钢上翼缘宜设置栓钉。栓钉的最大间距不宜大于 200mm, 栓钉的最小间距沿梁轴线方向不应小于 6 倍的栓钉杆直径, 垂直梁方向的间距不应小于 4 倍的栓钉杆直径, 且栓钉中心至型钢板件边缘的距离不应小于 50mm。栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

(2) 型钢混凝土梁的箍筋应符合下列要求。

1) 箍筋的最小面积配筋率应符合 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 6.3.4 条第 4 款和第 6.3.5 条第 1 款的规定, 且不应小于 0.15%。

2) 型钢混凝土梁应采用具有 135°弯钩的封闭式箍筋, 弯钩的直线段长度不应小于 8 倍箍筋直径。非抗震设计时, 梁箍筋直径不应小于 8mm, 箍筋间距不应大于 250mm。抗震设计时, 梁箍筋的直径和间距应符合表 1-18 的要求, 且箍筋间距不应大于梁高的 1/2; 梁端箍筋应加密, 加密区范围, 一级取梁截面高度的 2 倍, 二、三、四级取梁截面高度的 1.5 倍, 当梁净跨小于梁截面高度的 4 倍时, 梁全跨箍筋应加密设置。

表 1-18 型钢混凝土梁的箍筋直径和间距

(单位: mm)

结构抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥12	≤180	≤120
二	≥10	≤200	≤150
三	≥10	≤250	≤180
四	≥8	250	200

2. 型钢混凝土柱

行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.5.5 条和 11.5.6 条规定:

(1) 型钢混凝土柱应满足下列构造要求。

1) 型钢混凝土柱的混凝土强度等级不宜低于 C30，混凝土粗集料的最大直径不宜大于 25mm。柱内型钢的保护层厚度不宜小于 150mm，柱纵筋净间距不宜小于 50mm，且不小于柱纵筋直径的 1.5 倍，柱纵筋与型钢的最小净距不应小于 30mm，且不小于粗集料最大粒径的 1.5 倍。

2) 型钢混凝土柱的纵向钢筋最小配筋率不宜小于 0.8%，且必须在四角各配置一根直径不小于 16mm 的纵向钢筋。

3) 柱中纵向受力钢筋的间距，不宜大于 300mm，间距大于 300mm 时，宜设置直径不小于 14mm 的纵向构造钢筋。

4) 型钢混凝土柱的型钢含钢率不宜小于 4%。

5) 型钢混凝土柱的箍筋应做成 135° 的弯钩，非抗震设计时弯钩箍筋直段长度不应小于 5 倍箍筋直径，抗震设计时弯钩箍筋直段长度不应小于 10 倍箍筋直径。

6) 位于房屋底部加强部位、房屋顶层以及型钢混凝土与钢筋混凝土交接楼层的型钢混凝土柱宜设置栓钉，型钢截面为管形的柱子也宜设置栓钉，栓钉水平间距不宜大于 250mm。

(2) 型钢混凝土柱的箍筋应符合下列要求。

1) 型钢混凝土柱箍筋的非抗震设计时，箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于 200mm；抗震设计时，应符合表 1-19 的规定，柱端箍筋应加密，加密区范围取柱的矩形截面长边尺寸（或圆形截面直径）、柱净高的 1/6 和 500mm 三者的最大值。

2) 加密区箍筋最小体积配箍率应符合下式的规定：

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_y$$

式中 λ_v ——柱的最小配箍特征值。

二级及剪跨比不大于 2 的柱，加密区箍筋最小体积配箍率尚不宜小于 0.8%；框支柱、一级角柱和剪跨比不大于 1.5 的柱，箍筋均应全高加密，箍筋间距均不应大于 100mm。非加密区箍筋最小体积配箍率不应小于加密区箍筋最小体积配箍率的一半。

表 1-19 型钢混凝土柱的箍筋直径和间距

(单位：mm)

结构抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥12	≤150	≤100
二	≥10	≤200	≤100
三、四	≥8	≤200	≤150

注：箍筋直径除应符合表中要求外，尚不应小于纵向钢筋直径的 1/4。

3. 型钢混凝土梁-柱节点

行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.5.7 条规定，型钢混凝土框架的梁-柱节点应满足下列构造要求：

(1) 型钢芯柱在梁水平翼缘处应设置水平加劲肋，其构造不应影响混凝土的浇注密实。

(2) 节点内的柱箍筋间距不宜大于柱端箍筋加密区间距的 1.5 倍；箍筋直径不宜小于柱端箍筋加密区的箍筋直径。

(3) 梁中钢筋穿过梁柱节点时，不宜穿过型钢芯柱的翼缘，需穿过芯柱的腹板时，柱腹板截面损失率不宜大于 25%，当超过 25% 时，则需进行补强，梁中主筋不得与柱内型钢芯柱直接焊接。

1.3.6 型钢混凝土结构高楼工程概况

国内外已建的型钢混凝土结构高楼的工程概况列于表 1-20。

表 1-20 型钢混凝土结构高楼的工程概况

序号	工程名称	地点	高度 /m	层数		房屋 高宽比	抗震设 防烈度	结构体系
				地上	地下			
1	达拉斯中枢大厦	达拉斯	280	73	3	5.9	—	框架体系, 钢梁、SRC 柱
2	香格里拉饭店	北京	83	24	2	3.9	8 度	框-墙体系, 钢梁、SRC 柱、RC 墙
3	代官山高层公寓	东京	115	36	4	3.6	8 度	框-墙体系, SRC 框架、钢板减震墙
4	瑞金大厦	上海	107	27	1	3.6	7 度	芯筒-框架体系, RC 芯筒、SRC 框架
5	第一城市塔楼	休斯敦	207	49	1	5.2	—	芯筒-框架体系, RC 芯筒、SRC 框架
6	深圳八一大厦	深圳	288	81	2	5.8	7 度	芯筒-框架体系, RC 芯筒、SRC 框架
7	浦东国际金融大厦	上海	221	53	3	5.5	7 度	芯筒-框架体系, SRC 芯筒、SRC 框架
8	富林广场大厦	沈阳	99	30	2	—	—	芯筒-框架体系, RC 芯筒、SRC 框架
9	上海世界金融大厦	上海	174	43	3	5.5	7 度	芯筒-框架体系, RC 芯筒、SRC 框架
10	广州汽车大厦	广州	142	40	3	5.6	7 度	芯筒-框架体系, RC 芯筒、SRC 框架
11	森茂大厦	上海	198	48	3	5.2	7 度	芯筒-框架体系, RC 芯筒、SRC 框架
12	德克萨斯商业大厦	休斯敦	305	75	2	6.9	—	框筒体系, SRC 框筒
13	休斯敦美洲大厦	休斯敦	188	42	2	4.9	—	框筒体系, SRC 框筒
14	陕西信息大厦	西安	189	52	3	4.9	8 度	筒中筒体系, RC 芯筒、SRC 框筒
15	环球金融中心大厦	上海	492	95	3	9.1	7 度	筒中筒体系, RC 芯筒、SRC 框筒
16	南宁宝都大厦	南宁	179	48	3	4.9	6 度	筒中筒体系, RC 芯筒、SRC 框筒
17	海口金融大厦	海口	169	48	3	4.1	8 度	筒中筒体系, SRC 芯筒、SRC 框筒
18	米格林-拜特勒大厦	芝加哥	483	108	3	8.8	—	芯筒-翼柱体系, RC 芯筒、SRC 翼柱

(续)

序号	工程名称	地点	高度 /m	层数		房屋 高宽比	抗震设 防烈度	结构体系
				地上	地下			
19	国家银行广场大厦	亚特兰大	285	57	5	5.8	—	芯筒-翼柱体系, RC 芯筒、SRC 翼柱
20	香港中环东北大楼	香港	420	88	2	7.6		芯筒-翼柱体系, RC 芯筒、SRC 翼柱
21	金茂大厦	上海	383	88	3	8.0	7度	芯筒-翼柱体系, RC 芯筒、SRC 翼柱
22	北京冠城园 A 楼	北京	140	36	2	3.15	8度	芯筒-翼柱体系, RC 芯筒、SRC 翼柱

1.4 钢管混凝土结构

1.4.1 钢管混凝土结构特征

1. 钢管混凝土结构的组成

钢管混凝土结构,是指其主要构件采用钢管混凝土杆件所形成的结构。

在高层建筑中,钢管混凝土框架或框筒,是以钢管混凝土柱与钢梁、型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁所构成。

高层建筑采用大型支撑时,为了提高支撑斜杆的轴压承载力和稳定性,往往在斜杆的矩形钢管内充填高强、高性能混凝土,形成钢管混凝土组合杆件。

2. 钢管混凝土杆件截面特征

钢管混凝土杆件(CFT),是指在钢管内灌填混凝土所形成的组合杆件(图 1-12)。早期的钢管混凝土杆件采用圆钢管(图 1-12a),它是借鉴钢筋混凝土圆柱中螺旋箍筋对核心混凝土的约束作用,结合型钢混凝土组合杆件的特征,融合、演变而成。其基本原理是:①借助内填混凝土来增强钢管壁的局部稳定性;②借助钢管对核心混凝土的约束作用,使管内混凝土处于三向受压状态,从而提高其抗压强度和变形能力。

随着钢管混凝土柱在高层建筑中的应用日益广泛,而高层建筑的平面、体型和使用功能又日趋多样化,单一的圆形钢管混凝土柱已不能满足要求,方形、矩形以至 T 形、L 形截面(图 1-12b、c、h)等异形钢管混凝土柱,也已在高层建筑中得到应用。

对于特大荷载的大截面圆钢管混凝土柱,为了避免钢管壁过厚,也可考虑在柱截面内部增设一个较小直径钢管,即二重钢管混凝土柱(图 1-12d),内钢管的直径一般取外钢管直径的 3/4。

对于大截面方形、矩形、T 形、L 形钢管混凝土柱,为强化钢管对内部混凝土的约束作用,并延缓管壁钢板的局部屈曲,宜加焊横向加劲肋(图 1-12e)或纵向加劲肋(图 1-12f),或按一定间距设置水平约束拉杆(图 1-12g、h)。此外,为了加强钢管内壁与混凝土的粘结,在内壁加焊一定数量的栓钉。

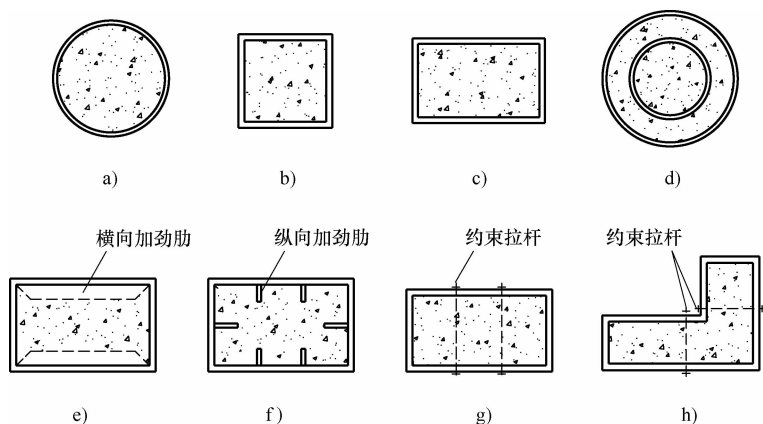


图 1-12 钢管混凝土柱的截面形状

a) 圆钢管 b) 方形钢管 c) 矩形钢管 d) 二重钢管 e) 横向加劲肋
 f) 纵向加劲肋 g) 带约束拉杆 h) 异形钢管

1.4.2 钢管混凝土杆件材料

1. 钢管

圆钢管多用钢板以螺旋方式卷制焊接而成；方形、矩形及异形钢管，则采用多块钢板、热轧型钢或冷弯型钢拼合焊接而成，但也有一些钢厂生产螺旋焊缝“圆变方”矩形钢管。

(1) 圆、方钢管可采用螺旋缝焊接钢管、直缝焊接钢管或热轧无缝钢管。

1) 一般情况宜采用螺旋缝焊接钢管，因为它容易达到焊缝与母材等强度的要求。

2) 当螺旋焊接管的常用规格不能满足要求，或管壁较厚时，可采用钢板卷成的直缝焊接钢管，且应采用对接坡口全熔透焊缝，不允许采用钢板搭接的角焊缝。

3) 无缝钢管的价格较高，且管壁相对较厚，仅当必要时方可采用。

(2) 焊接钢管必须采用双面或单面 V 形坡口全熔透对接焊缝，并达到与母材等强度的要求；直缝、环缝和螺旋形缝的焊缝质量均应符合 GB 50205—2001《钢结构工程施工质量验收规范》一级焊缝的标准；现场安装分段接头处的受压环形焊缝，应符合二级焊缝的标准。

(3) 钢管的钢材应采用屈强比 $f_y/f_u \leq 0.8$ 的 Q235 或 Q345 号钢，钢管壁厚不宜大于 25mm，以确保沿厚度方向的良好性能。用于加工制作钢管的钢板，尚应具有冷弯 180° 的合格保证。

(4) 国产热轧无缝钢管、电焊钢管和螺旋焊钢管的规格及截面特性，分别见本书附录 A 的表 A-1、表 A-2 和表 A-3。

2. 混凝土

(1) 钢管内的混凝土强度等级，根据承载力的要求及与钢管钢号的匹配，可采用 C30 ~ C80。一般情况下，Q235 钢，配 C30、C40 或 C50 级混凝土；Q345 钢，配 C40、C50 或 C60 混凝土；Q390 钢，配 C50 ~ C80 级混凝土。

(2) 由于钢管是封闭的，混凝土中的多余水分不能排出，混凝土的水灰比不宜过大。

为了减少钢管内混凝土的游离水分，采用振捣浇灌工艺时所使用的塑性混凝土，其水灰

比不宜大于 0.4；采用泵送混凝土或抛落无振捣浇灌工艺时所使用的流动性混凝土，其水灰比不宜大于 0.45。

(3) 为了确保混凝土易于振捣密实，可以掺入引气量小的减水剂。

(4) 粗集料的粒径宜不大于 25mm，压碎指标宜不大于 5%。

(5) 对于直径大于 500mm 的钢管混凝土柱，管内混凝土宜选用自补偿或微膨胀混凝土。

1.4.3 钢管混凝土结构的应用与发展

1. 国外应用情况

1879 年英国最早将钢管混凝土杆件用于 Severn 铁路桥的桥墩，在钢管内充填混凝土，以承受压力，并防止钢管内部锈蚀。

20 世纪 50~60 年代，在西欧、东欧各国，钢管混凝土杆件又推广应用于单层厂房排架柱和多层厂房框架柱。但早期的钢管混凝土杆件，采用的钢管多为热轧钢管，管壁厚、价格高；而且设计中不考虑钢管与内填混凝土相互作用对承载力的提高。

在日本，1923 年关东大地震时，钢管混凝土结构的破坏很轻，此后，钢管混凝土结构得到较快的发展，在多、高层建筑中得到较广泛的应用。特别是 1995 年阪神地震后，钢管混凝土结构更显示出其优良的耐震性能，进一步掀起对钢管混凝土结构研究与应用的热潮。

近十余年来，在美国、日本、澳大利亚等国，建成的钢管混凝土结构高层建筑已经超过 40 幢。

目前，国外关于钢管混凝土结构的设计规程主要有：①美国的 ACI 319—89 和 LRFD (1994)；②日本的 AIJ (1997)；③英国的 EC4 (1996)；④德国的 DIN 18800 (1997) 等。

2. 国内应用情况

20 世纪 60 年代初，原中国科学院哈尔滨土建研究所即开展钢管混凝土杆件的研究工作。之后，建筑材料研究院、北京地下铁道工程局、哈尔滨建筑大学、冶金建筑科学研究院、电力部电力研究所和中国建筑科学研究院等单位，相继对钢管混凝土结构的基本性能、设计方法、节点构造和施工技术等方面，进行了比较系统的研究。

20 世纪 60 年代中期，钢管混凝土杆件开始用于单层厂房柱和地铁工程中；进入 20 世纪 70 年代，钢管混凝土杆件在冶金、造船、电力等行业的单层和多层厂房中得到较多的应用。

20 世纪 90 年代以来，钢管混凝土结构在高层建筑中得到较广泛的应用。开始时，多用于高楼门厅需要控制截面尺寸的柱；以后，逐步推广应用到整个结构。由于钢管混凝土构件具有截面小、刚度大、延性好、韧性强、适宜采用高强混凝土等优点，钢管混凝土正发展成为强风、强震地区超高层建筑的一种主导结构类型。迄今为止，我国已建成和拟建的钢管混凝土结构高楼近 20 幢。

1.4.4 钢管混凝土杆件的性能

1. 基本力学性能

(1) 借助内填混凝土来增强钢管薄壁的受压屈曲稳定性。

(2) 借助钢管对管内混凝土的紧箍（约束）作用，使混凝土处于三向受压状态，从而具有更高的抗压强度和变形能力。

(3) 采用高性能的高强混凝土, 将进一步提高钢管混凝土杆件的承载力和延性。

2. 静力性能

(1) 轴压杆件

1) 钢管混凝土杆件的钢管与混凝土起着相互约束作用。在轴压荷载作用下, 内填混凝土受到钢管的紧箍效应, 处于三向受压状态, 延缓了混凝土受压时的纵向开裂; 薄壁钢管则借助于内填混凝土的侧向支承, 推迟了管壁受压屈曲的发生, 增强了受压稳定性。

2) 圆钢管混凝土杆件的受压承载力, 可达到钢管与混凝土柱体单独承载力之和的 1.7~2.0 倍。方形(含矩形)钢管混凝土杆件, 由于钢管与混凝土的相互约束作用较弱, 其受压承载力的提高幅度也较小。

3) 图 1-13 为方钢管混凝土杆件、空钢管、素混凝土柱体单独进行轴压试验所得结果的对比情况, 可以看出, 方钢管混凝土的承载力和变形能力, 都大大高于空钢管与内填混凝土的单独承载力之和。

4) 试验结果表明, 钢管混凝土短柱轴心受压破坏时, 往往可以被压缩到原长度的 2/3, 仍没有脆性破坏特征, 表明它具有很大的塑性变形性能。

5) 钢管混凝土柱与空钢管柱的破坏形态有着较大差别, 空钢管柱是首先在中段截面处发生局部屈曲, 最终形成塑性铰而破坏(图 1-14a); 而钢管混凝土柱则表现出较好的塑性和稳定性, 外钢管没有发生明显的局部屈曲(图 1-14b)。

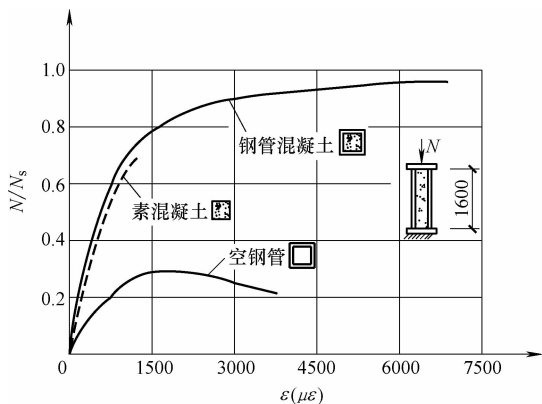


图 1-13 方钢管混凝土轴压杆件的轴力-应变曲线

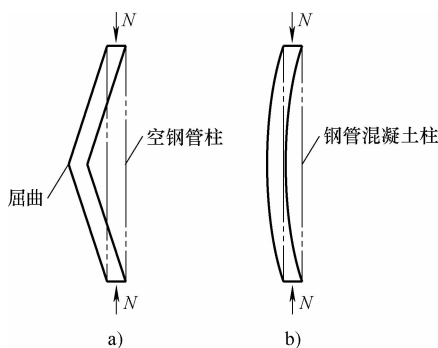


图 1-14 受压杆件的屈曲模态
a) 空钢管柱 b) 钢管混凝土柱

6) 钢筋混凝土柱的破坏是以混凝土的劈裂、崩落为标志; 而钢管混凝土柱的破坏则是以钢管的胀裂为标志。

(2) 受弯杆件

1) 试验结果表明, 受弯的钢管混凝土杆件, 当跨中截面处挠度达到跨度的 1/20 时, 外荷载仍能有所增加, 表明杆件即使在挠度很大的情况下仍具有承受外弯矩的能力。

2) 方钢管混凝土和圆钢管混凝土受弯杆件的弯矩-曲率 ($M-\varphi$) 关系曲线非常相似。

(3) 压弯杆件

1) 偏心受压杆件(图 1-15), 一开始就发生挠曲, 且截面上的应力分布不均匀。

2) 较小长细比 ($\lambda < 12$) 且荷载偏心率较小的偏压杆件, 破坏时多呈现出强度型破坏

特征，在达到极限承载力之前，全截面发展塑性。长细比较大的偏压杆件，往往伴有整体失稳的因素。

3) 图 1-16a 所示三条曲线为不同长细比和偏心率偏压杆件的荷载-挠度 ($N - u_m$) 关系曲线。三类杆件危险截面上钢管应力的分布也不同 (图 1-16b)，曲线①，是全截面受压；曲线②，受压区单侧发生塑性变形；曲线③，压、拉两侧都发生塑性变形。

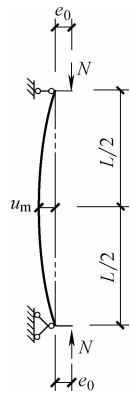


图 1-15 偏心受压杆件示意图

4) 管内混凝土受到钢管的有效约束，不致过早地被压碎；内填混凝土又反过来阻止或延缓钢管的局部屈曲，从而保证两者的材料得以超常发挥，承载力增大，且使杆件的压弯破坏过程具有较大的塑性。

(4) 受剪杆件

1) 与钢筋混凝土杆件受剪脆性破坏不同，钢管混凝土杆件受剪时，由于钢管与内填混凝土的相互约束，其破坏形态也呈塑性。

2) 剪力作用下的钢管混凝土杆件，其受剪承载力的计算，可适当考虑截面剪切变形的塑性发展，取钢管最大纤维应变接近剪切屈服、混凝土开始微裂时 (图 1-17 曲线的 A_0 点) 的受剪承载力，作为截面抗剪强度极限。

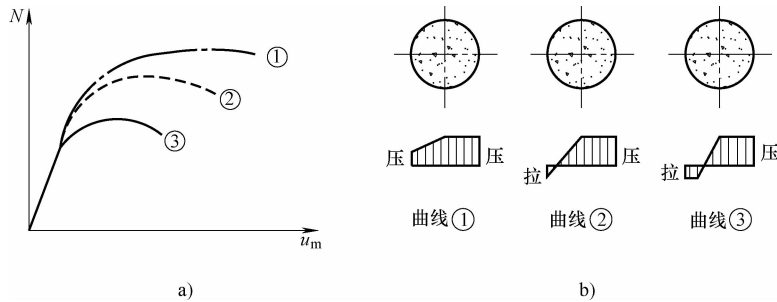


图 1-16 压弯杆件的荷载-变形曲线

3) 钢管混凝土杆件受剪时，经历弹性阶段 (图 1-17 曲线的 OA 段)、弹塑性阶段 (AB 段) 和塑性强化阶段 (BD 段)。钢管屈服后，混凝土虽已微裂，但仍能有效地阻止钢管局部失稳，受剪承载力得以继续增长，表现出良好的塑性性能，而且受剪承载力有着较大幅度的提高。

3. 动力性能

以上论述表明，在静力荷载作用下，钢管混凝土结构具有十分良好的塑性。当钢管混凝土结构用于地震区高层建筑时，需要探明其动力性能，以便进行结构的弹塑性地震反应分析，采取恰当的抗震措施。

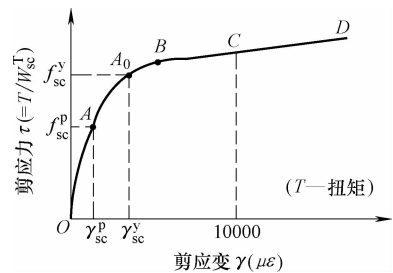


图 1-17 钢管混凝土杆件的剪应力-剪应变曲线

(1) 压弯杆件弯矩-曲率滞回特性

1) 由于钢管与混凝土相互约束，共同工作，阻止钢管的局部屈曲，管内混凝土由脆性转变为塑性，压弯杆件的弯矩-曲率 ($M - \varphi$) 滞回曲线表现出良好的稳定性，基本上没有出现刚度退化和强度劣化现象，曲线图形饱满，呈纺锤形，无捏拢现象，吸能性能良好。

2) 典型的圆、方钢管混凝土压弯杆件的弯矩-曲率滞回曲线示于图 1-18。两条曲线大致可分为以下 6 个阶段:

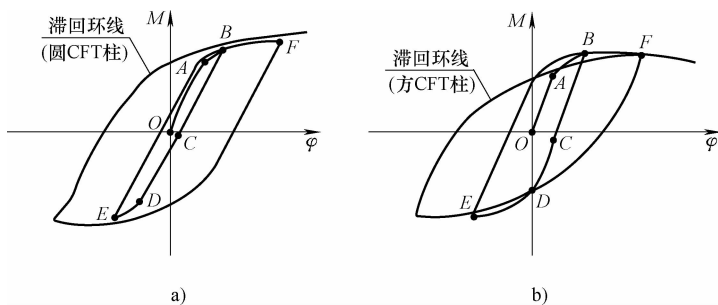


图 1-18 压弯杆件弯矩-曲率滞回曲线
a) 圆钢管混凝土 b) 方钢管混凝土

①OA 段——呈直线，钢管处于弹性受力状态。在 A 点，受压区钢管最外纤维开始屈服，卸载区开始出现拉应力。

②AB 段——呈曲线，截面总体处于弹塑性状态；随着外加弯矩的增加，钢管受压区的屈服面积不断增加，刚度不断衰减。

③BC 段——呈直线，从 B 点开始卸载，卸载刚度与 OA 段基本相同；在 C 点，弯矩为零，但截面上有残余正向曲率。

④CD 段——反向加载，弯矩-曲率关系基本上呈直线，钢管处于弹性状态。在 D 点，受压区钢管最外纤维开始屈服，截面部分混凝土开始出现拉应力。

⑤DE 段——截面处于弹塑性阶段，随受压区钢管屈服面积的不断增大，截面刚度开始逐渐降低。

⑥EF 段——工作状态类似于 BE 段，由于钢材进入强化阶段，压区混凝土受到钢管的约束，整个截面仍具有一定的刚度。

以上情况表明，钢管混凝土压弯杆件弯矩-曲率骨架曲线的特点是：①无显著的下陷段；②转角延性好。曲线的形状与不发生局部失稳的钢杆件相类似。

(2) 压弯杆件侧力-侧移滞回曲线

1) 钢管混凝土框架柱在往复水平荷载作用下（图 1-19）的侧力-侧移（ $F-u$ ）滞回曲线示于图 1-20。从中可以看出，曲线形状饱满，基本上无捏拢现象，表明吸能性能良好，从而说明钢管混凝土框架柱具有优良的抗震性能。

2) 从图 1-20a、b 可以看出，圆钢管混凝土柱 $F-u$ 滞回曲线的骨架线无下降段，而方钢管混凝土柱则具有较平缓的下陷段，说明方钢管混凝土柱的抗震性能稍差。

3) 试验分析结果表明，下列几种参数将对 $F-u$ 滞回曲线的骨架曲线（各次循环加载时滞回曲线峰值点的连线）的形状产生影响：

①轴压比——轴压比（ n ）愈大，水平承载力和强化段刚度愈小。当 n 达到一定数值

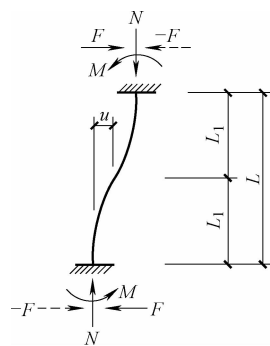
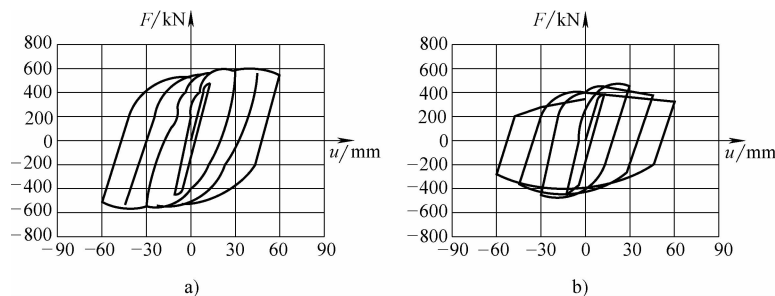


图 1-19 往复水平荷载作用下框架柱的层间侧移

图 1-20 钢管混凝土框架柱的 $F-u$ 滞回曲线

a) 圆钢管混凝土柱 b) 方钢管混凝土柱

时, 曲线将出现下降段, 下降段的倾斜度随 n 的增大而变陡, 柱的延性也越来越小。

②长细比——柱长细比 (λ) 的影响与 n 的影响类似。

③含钢率——构件弹性阶段刚度和水平承载力 (F), 随柱含钢率 (ρ_s) 的增大而提高, 曲线下降段的下降幅度也略有减小。

④钢材屈服极限——构件的水平承载力 (F), 随钢管钢材屈服极限 (f_y) 的提高而增大。

⑤混凝土抗压强度——构件的位移延性, 随管内混凝土抗压强度 (f_{ck}) 的增大而减小。

(3) 构件延性

1) 清华大学曾对采用高强混凝土的钢筋混凝土柱、型钢混凝土柱和钢管混凝土柱的抗震延性, 作过一些对比试验, 在试件尺寸、加载装置、加载制度、轴压比等试验条件相同的情况下, 得出三类构件作为延性表征的极限位移 (侧移) 角 R_u , 列于表 1-21。

表 1-21 往复水平荷载下三类构件的极限位移角 R_u

结构类型	混凝土强度 /MPa	轴压比 $n=0.4$		轴压比 $n=0.6$	
		含钢率 (%)	R_u	含钢率 (%)	R_u
钢筋混凝土柱	60	1.5 (配筋率)	(较小)	1.5 (配筋率)	(脆性突出)
型钢混凝土柱	62 ~ 71	7.4 ~ 10.3	1/47 ~ 1/50	10	1/66
钢管混凝土柱	80 ~ 97	5.9 ~ 11.8	1/26 ~ 1/35	11.8	1/43

2) 从表中数字可以看出, 钢管混凝土柱的延性约比型钢混凝土柱高出 50%。试验结果表明, 强度仅为 60MPa、轴压比为 0.4 时的钢筋混凝土柱试件, 在进入屈服阶段后, 很难在每级水平位移下经历 3 次循环时, 还能使抗力下降段的幅度值维持在最大抗力值的 80% 以上; 此外, 即使在每级水平位移下仅往复循环一次, 其极限位移角也比较小。

3) 抗震设防的框架柱, 当采用高强混凝土时, 应优先采用具有良好延性的钢管混凝土结构, 其次是型钢混凝土结构。

(4) 位移延性系数

1) 位移 (侧移) 延性系数 μ 的定义为

$$\mu = u_u / u_y$$

式中 u_y ——屈服位移, 取 $F-u$ 骨架曲线的弹性段延线与峰值 (峰点) 处切线的交点处位移;

u_u ——极限位移，取水平承载力下降到峰值承载力 85% 时的位移。

2) 钢管混凝土框架柱的位移延性系数 μ ，随其轴压比、长细比的增大而逐渐减小。

3) 位移延性系数有随含钢率的增大而逐渐增大的趋势。

4) 位移延性系数还随钢材屈服极限、混凝土强度的增大而呈现逐渐减小的趋势。

(5) 耗能比

1) 钢管混凝土柱的典型 $F-u$ 滞回环曲线示于图 1-21，其耗能比 φ 可表示为

$$\varphi = S_1/S_2, \quad S_1 + S_2 = S$$

式中 S_1 ——杆件在一个周期内所吸收的能量，又称耗能容量，它是衡量构件在地震作用下吸收能量的重要参数；

S_2 ——杆件在一个周期的卸载过程中所释放的能量；

S ——水平荷载所做的功。

2) 钢管混凝土框架柱的耗能容量 S_1 ，①随其轴压比、长细比的增大而减小；②随柱的含钢率、钢材屈服极限的增大而呈现增大趋势。

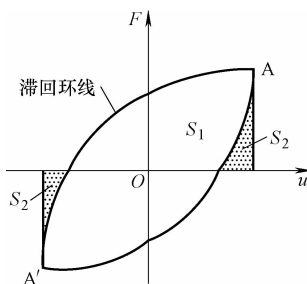


图 1-21 钢管混凝土框架柱的侧力-侧移滞回环曲线

1.4.5 钢管混凝土结构的特点

1. 钢管混凝土结构的技术优点

(1) 承载力高——钢管混凝土杆件的受压承载力达到钢管和混凝土单独承载力之和的 1.7~2.0 倍；受剪承载力也高。

(2) 混凝土强度高——可以安全地使用高强混凝土。钢管内的混凝土已成为一种改性混凝土，由于钢管的约束，使脆性的高强混凝土变成延性材料，从而可以安全地用于地震区的高层建筑。

(3) 截面小——与钢筋混凝土柱相比较，杆件截面面积可减小 60% 以上，结构占用面积减小，相对增大了建筑有效使用面积。框架柱截面尺寸的减小，还可以减少短柱的出现；并能减轻建筑自重，降低软弱地基上的基础造价。

(4) 延性好——管内混凝土因受到钢管的强力约束，延性性能显著改善，混凝土的破坏特征由脆性破坏转变为延性破坏。与普通钢筋混凝土杆件相比较，钢管混凝土杆件的极限应变值约增大 10 倍。

(5) 轴压比不限——因为承载力高，延性好，对钢管混凝土柱可以不限轴压比。

(6) 耗能容量大——钢管混凝土杆件在压、弯、剪往复荷载作用下，荷载-位移曲线的滞回环十分饱满，表明刚度无退化，耗能容量大，抗震性能好。

(7) 用钢量少——与钢柱相比，钢管混凝土柱可节约钢材 50%，降低造价 45%。与钢筋混凝土柱相比，用钢量仅有少量增加。

(8) 钢板较薄——深圳赛格广场大厦，地上 70 层，高 278m，钢管混凝土柱的钢管尺寸为 $\phi 1600 \times 28$ ，钢管壁的厚度为 28mm。而相同高度的钢结构楼房，钢柱的板件厚度将达到 60~80mm，需要采用厚度方向性能优良的进口钢板，焊接工艺要求也高，增大了施工难度。

(9) 混凝土级差不限——框架梁与柱的混凝土不必连续浇注，两者混凝土强度等级的

差别也不受限制，柱可以采用更高强度等级的混凝土，而不必相应提高梁的混凝土强度等级。

(10) 耐火性好——混凝土的比热远大于钢材，火灾时，管内混凝土能够吸收较多的热量，使钢管表面温度降低，耐火时间延长。与钢结构相比，达到相同耐火极限，钢管混凝土杆件可节约防火涂料 60% 以上。

(11) 混凝土后期强度高——钢管相当于管内混凝土的永久性模板，可以防止混凝土中水分的逸散，有利于混凝土后期强度的提高，并减小混凝土的收缩和徐变。

(12) 减小竖构件压缩差——采用混凝土芯筒-钢框架混合结构体系的高楼，由于外圈框架钢柱截面尺寸小，竖向压缩变形大，混凝土芯筒与钢柱之间较大的压缩差，给结构带来不利影响。若采用钢管混凝土柱取代钢柱，可以显著减小芯筒与框架柱的竖向变形差。

(13) 防锈费用低——因钢管内填满混凝土，与钢结构相比，防锈面积减少一半，防锈费用降低。

(14) 施工方便——钢管兼有纵向钢筋和箍筋的功能，管内无需设置钢筋骨架，便于混凝土的浇注，而且有利于采用先进的泵灌顶升混凝土工艺；钢管可取代模板，省去绑扎钢筋骨架、支模、拆模等工序，简化施工工艺，加快施工进度。若因地震遭到损坏，修复、加固构造也简单。

(15) 可采用逆作业法施工——对于多层地下室的深基坑，钢管混凝土柱还有利于地下楼层的逆作业法施工和兼作深基坑的支护系统。大楼的地上结构和地下结构可以同时施工，从而使大楼能提前使用，增加经济效益。

2. 钢管混凝土结构的经济性

(1) 与钢柱相比，钢管混凝土柱可节约钢材 50%，节约防火涂料 60%，降低造价 40%。

(2) 与一般型钢混凝土柱相比较，钢管混凝土柱的用钢量可减少 20%，这是因为，前者的型钢是配置在柱的核心部位，对混凝土不起约束作用，混凝土的抗压强度得不到提高。

(3) 与钢筋混凝土柱相比较，可节约混凝土 60%，并可省去钢筋骨架绑扎和安装模板工作量；可采用泵送混凝土灌填；空钢管可兼作施工支架；施工进度快。此外，对于具有多层地下室的高层建筑，钢管混凝土柱还有利于深坑采取自支护系统和逆作业法施工，缩短建筑工期。

(4) 北京世界金融中心，地下 3 层，地上 33 层，高 156m。设计过程中，曾对大厅 8 根内柱（最大轴力设计值为 46600kN）进行方案比较，计算结果列于表 1-22。

表 1-22 大厅内柱每 m 长度技术经济指标

结构类型	外直径 /m	型钢	竖向钢筋	箍筋	用钢量 /kg	混凝土量 /m ³	模板量 /m ²	造价 /元
钢筋混凝土柱	1.9	—	42 Φ 28	Φ 14@100	800 (100%)	2.8 (100%)	6 (100%)	6200 (100%)
型钢混凝土柱	1.4	2-H340 × 500 × 21	22 Φ 32	Φ 12@100	909 (114%)	1.5 (54%)	4.4 (73%)	8000 (129%)
钢管混凝土柱	1.4	Φ 1400 × 25	—	—	862 (108%)	1.5 (54%)	0 (0%)	9300 (150%)

3. 钢管混凝土结构的应用条件

钢管混凝土杆件，最适宜用于高层建筑中荷载很大的轴心受压或偏心受压柱。某些情况下，也可用于大偏心受压的框架柱，以及竖向支撑的受压斜杆。

由于结构延性好、耗能容量大，钢管混凝土杆件也适合用于地震区高层建筑。

1.4.6 钢管混凝土结构设计要点

1. 一般规定

(1) 钢管混凝土柱或支撑斜杆的钢管，可采用圆形、方形或矩形截面。对于轴向压力很大的柱，宜采用圆形钢管，以充分发挥钢管对核心混凝土的紧箍作用。

(2) 填灌钢管的混凝土强度等级不应低于 C40，有条件时，应采用高强、高性能混凝土。

(3) 为符合耐久性要求，钢管的壁厚不宜小于 8mm。

(4) 热加工管材和冷成型管材不应采用屈服强度 $f_y > 345\text{N/mm}^2$ 以及屈强比 $f_y/f_u > 0.8$ 的钢材，且钢管壁厚不宜大于 25mm，以确保沿板厚方向的良好力学性能。

(5) 钢管混凝土柱各个柱段之间的连接构造，应能使上段柱的轴向压力直接传递到下段柱的核心混凝土。

2. 构造要求

(1) 圆形钢管混凝土杆件

1) 圆形钢管的直径不宜过小，以保证混凝土浇筑质量。圆形钢管混凝土柱一般采用薄壁钢管，但钢管壁不宜太薄，以避免钢管壁屈曲。套箍指标是圆形钢管混凝土柱的一个重要参数，反映薄钢管对管内混凝土的约束程度。若套箍指标过小，则不能有效提高钢管内混凝土的轴心抗压强度和变形能力；若套箍指标过大，则对进一步提高钢管内混凝土的轴心抗压强度和变形能力的作用不大。

2) 行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.5.9 条规定，圆形钢管混凝土杆件宜满足下列构造要求：

① 钢管直径不宜小于 300mm；

② 钢管壁厚不宜小于 6mm；

③ 钢管外径与壁厚的比值 D/t 宜在 $(20 \sim 90)$ $(235/f_y)$ 之间， f_y 为钢材的屈服强度；

④ 圆钢管混凝土柱的套箍指标 $\frac{f_s A_s}{f_c A_c}$ 不应小于 0.5，也不宜大于 2.5， f_s 和 f_c 分别为钢管和核心混凝土的抗压强度设计值， A_s 和 A_c 分别为钢管和核心混凝土的横截面面积；

⑤ 柱的长径比 l/D 不宜大于 20， l 为柱的计算长度， D 为钢管的外直径；

⑥ 轴向压力偏心率 e_0/r_c 不应大于 1.0， e_0 为偏心距， r_c 为核心混凝土横截面半径；

⑦ 钢管混凝土柱与框架梁刚性连接时，柱内或柱外应设置与梁上、下翼缘位置对应的水平加劲肋。加劲肋设置于柱内时，中心部位应留孔（直径 $> 200\text{mm}$ ），以利混凝土的浇灌。加劲肋设置于柱外时，应形成加劲环板。

(2) 矩形钢管混凝土杆件

1) 为保证钢管与混凝土共同工作，矩形钢管截面边长之比不宜过大。为避免矩形钢管

混凝土柱在丧失整体承载能力之前钢管壁板件局部屈曲，并保证钢管全截面有效，钢管壁板件的边长与其厚度的比值不宜过大。

2) 行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.5.10 条规定，矩形钢管混凝土杆件宜满足下列构造要求：

①钢管截面边长尺寸不宜小于 300mm；

②钢管壁厚不宜小于 6mm；

③矩形钢管截面的长宽比不宜大于 2；当矩形钢管混凝土柱截面最大边尺寸大于等于 800mm 时，宜采取在柱子内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋、横向加劲肋或水平约束拉杆等构造措施；

④钢管管壁板件的边长与其厚度的比值不应大于 $60\sqrt{235/f_y}$ ；

⑤钢管混凝土柱的长度与截面短边尺寸的比值不宜大于 20；

⑥矩形钢管混凝土柱的轴压比 μ_N 不宜大于表 1-23 的限值，以确保柱具有足够的延性。钢管混凝土柱的构件抗震等级可参照表 1-15 的规定确定。

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_s A_s)$$

表 1-23 矩形钢管混凝土柱的轴压比 μ_N 限值

构件抗震等级	特一级、一级	二级	三级
轴压比 μ_N	0.70	0.80	0.90

3. 杆件长细比要求

钢管混凝土杆件（单肢）的长径比 φ 和长细比 λ ，分别按下列公式计算：

$$\varphi = l_c / D$$

$$\lambda = l_c / i = 4l_c / D$$

式中 l_c ——杆件的计算长度；

D 、 i ——钢管混凝土杆件的外直径和截面回转半径。

对于非抗震设计的结构，其钢管混凝土受压杆件的长径比 φ 或长细比 λ 不宜超过表 1-24 的限值。

表 1-24 钢管混凝土受压杆件的长径比 φ 和长细比 λ 的限值

项次	构件名称	φ	λ
1	轴心受压柱，偏心受压柱	20	80
2	桁架受压杆件，支撑受压杆件	30	120
3	其他受压杆件	35	140

抗震设计时，试验结果表明，在往复水平荷载作用下，当圆钢管混凝土柱的长细比小于表 1-25 的限值时，其侧移延性系数将不小于 5，满足抗震要求。

对于抗震设防结构，钢管混凝土框架柱的长细比 λ 不应超过表 1-25 中的限值 $[\lambda]$ 。

对于某些特殊的抗震设防结构（例如框支剪力墙结构中框支层的框架柱），需要具有更大的侧移延性系数和变形能力时，其钢管混凝土框架柱的长细比 λ 宜不超过表 1-26 中的限值 $[\lambda]$ 。

表 1-25 抗震设防框架结构中圆钢管混凝土柱的长细比限值 $[\lambda]$

钢管钢材	管内混凝土	含钢率 ρ_s								
		0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20
Q235	C30	—	—	44	44	43	43	43	43	43
	C40	—	—	—	42	42	42	42	42	42
	C50	—	—	—	—	41	41	41	41	41
	C60	—	—	—	—	—	40	40	40	40
	C70	—	—	—	—	—	—	—	39	40
	C80	—	—	—	—	—	—	—	—	39
Q345	C30	41	40	39	39	38	38	37	37	37
	C40	—	39	38	38	37	37	37	37	37
	C50	—	—	37	37	37	36	36	36	36
	C60	—	—	—	36	36	36	36	35	35
	C70	—	—	—	—	35	35	35	35	35
	C80	—	—	—	—	—	34	34	34	34
Q390	C30	40	39	38	37	37	36	36	36	35
	C40	38	37	37	36	36	36	35	35	35
	C50	—	37	36	35	35	35	35	35	34
	C60	—	—	35	34	34	34	34	34	34
	C70	—	—	—	34	34	34	34	34	34
	C80	—	—	—	—	33	33	33	33	33

表 1-26 具有更大变形能力的圆钢管混凝土框架柱的长细比限值 $[\lambda]$

钢管钢材	管内混凝土	含钢率 ρ_s								
		0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20
Q235	C30	—	—	25	25	25	25	25	25	25
	C40	—	—	—	24	24	24	24	24	24
	C50	—	—	—	—	24	24	24	24	24
	C60	—	—	—	—	—	23	23	23	23
	C70	—	—	—	—	—	—	22	23	23
	C80	—	—	—	—	—	—	—	—	22
Q345	C30	24	23	23	22	22	22	22	22	21
	C40	—	22	22	22	22	21	21	21	21
	C50	—	—	21	21	21	21	21	21	21
	C60	—	—	—	21	21	21	21	21	21
	C70	—	—	—	—	20	20	20	20	20
	C80	—	—	—	—	—	20	20	20	20
Q390	C30	23	23	22	22	21	21	21	21	20
	C40	22	22	21	21	21	21	21	20	20
	C50	—	21	21	21	20	20	20	20	20
	C60	—	—	20	20	20	20	20	19	19
	C70	—	—	—	19	19	19	19	19	19
	C80	—	—	—	—	19	19	19	19	19

1.4.7 钢管混凝土结构高层建筑工程概况

表 1-27 列出国内外已建的采用钢管混凝土结构的高层建筑工程概况。

表 1-27 国内外已建的钢管混凝土结构高层建筑的工程概况

序号	建筑物名称	地点	层数	高度 /m	钢管最大 尺寸/mm	混凝土 强度等级	建成 年代	钢管 截面形状
1	泉州邮电中心	泉州	16	53.5	φ800	C30	1990	圆钢管
2	ニツセイアロスクエア	东京都	22	82.3	φ914.4	C40	1998	
3	キ-エンス新大阪ビル(奇 艾思大厦)	大阪	23	101.2	φ914.4	C40	1994	
4	福州白马大厦	福州	23	89	φ1000	C40	—	
5	陆海工程	上海	25	84.7	φ300	C60	1999	
6	阜康大厦	厦门	27	86.5	φ1000	C35	1994	
7	天信大厦	天津	28	100	φ1220	C60	1997	
8	金源大厦	厦门	30	96	φ900	C40	1997	
9	南安邮电局	福建南安	30	99	φ720	C40	1997	
10	芳草园	广州	32	99	φ900	C60	—	
11	新达诚广场	广州	32	99.8	φ1000	C60	2001	
12	文昌花苑	广州	32	100	φ800	C60	—	
13	工商银行大厦	天津	32	120	φ1020	C60	1997	
14	重庆环球广场	重庆	33	110.6	φ800	C45	1998	
15	福建省电力调度通信中心	福州	33	145.6	φ1200	C60	—	
16	翠湖山庄	广州	34	99.8	φ1600	C60	—	
17	好世界广场	广州	36	116.3	φ1200	C60	1995	
18	世界金融中心	北京	36	120	φ1400	C50	1998	
19	联通枢纽大厦	哈尔滨	37	144.5	φ1000	C60	2003	
20	邦克大厦	昆明	39	126.1	φ800	C60	1998	
21	福州环球广场	福州	40	121.7	φ1000	C60	1997	
22	今晚报大厦	天津	40	137	φ1020	C60	1997	
23	Casselden Place	墨尔本	43	160	φ950	C80	1992	
24	亿安广场	广州	44	136	φ1200	C60	—	
25	民族广场	重庆	46	159.5	φ1200	C60	1999	
26	新中国大厦	广州	56	201.8	φ1400	C80	1999	
27	Two Union Square	西雅图	56	220	φ3200	C130	1989	
28	エルザク 7-55	琦玉县川口市	58	185.8	φ812.8	C70	1988	
29	江南中心	广州	58	207.7	φ1200	C60	—	
30	合银广场	广州	56	208	φ1600	C70	2000	
31	世蜀贸易中心	重庆	60	210	φ1500	C60	2000	
32	京光广场	广州	60	220	φ1600	C60	—	

(续)

序号	建筑物名称	地点	层数	高度 /m	钢管最大 尺寸/mm	混凝土 强度等级	建成 年代	钢管 截面形状
33	AT & T Gateway Tower	芝加哥	62	270	φ2740	C80	1989	圆钢管
34	南航大厦	广州	64	204.3	φ1200	C60	1999	
35	中华广场	广州	69	238.6	φ1100	C70	2000	
36	广东邮电通信枢纽综合楼	广州	74	249.8	φ1400	C60	2001	
37	赛格广场	深圳	76	291.6	φ1600	C60	1999	
38	Forrest Center	珀斯	28	110	—	—	1988	方钢管
39	LDC. Queen's Road Central	香港	73	292	800 × 800	C60	1998	
40	瑞丰国际商务大厦	杭州	28	89.7	600 × 600	C60	2001	
41	武汉国际证券大厦	武汉	71	242.9	1400 × 1400	C60	2003	
42	大连国际贸易中心	大连	83	325.4	1500 × 1500	C80	—	矩形钢管
43	台北国际金融中心	台北	106	508	2400 × 3000	C70	2008	
44	Shimizu Super High-Rise	东京	121	550	4000 × 2400	C70	—	三角形钢管
45	Commerzbank	法兰克福	56	259	1000 × 1000	C60	1996	
46	联邦中心大厦	墨尔本	46	172	φ950 × 16	C70	1991	圆钢管
47	邮电信息枢纽中心大厦	深圳	48	180	φ1400 × 20	C60	1999	
48	长江中心大厦	香港	62	283	φ1420 × 18	C60	1998	
49	地王大厦	深圳	79	325	1500 × 2500	C45	1996	矩形钢管
50	国际广场大楼	高雄	85	342	—	C60	1997	

注：层数为地上层数和地下层数相加的总层数。

第 2 章

高楼结构方案与构件布置

2.1 房屋体型

2.1.1 建筑平面形状

1. 抗风设计

(1) 对称平面

1) 大风作用下，高楼的顺风向或横风向振动加速度超过某一量值时，在楼内工作和生活的人员，就会因大楼的强烈摇晃而产生头晕等不适感。

2) 平面形状不规则、不对称的高楼，风荷载作用下将产生扭转振动。

工程实践证明，高楼在大风作用下即使仅仅发生轻微的扭转振动，也会使居住者感受到大楼振动加剧很多。

3) 采用钢结构的高层建筑，高度多在 100m 以上，风荷载量值和风振效应均很大。为了尽量减小结构侧移、风振加速度及扭转振动的不良影响，建筑平面应尽量采用双轴对称的平面形状，例如方形、圆形、正六边形、正八边形、矩形、椭圆形（图 2-1）。

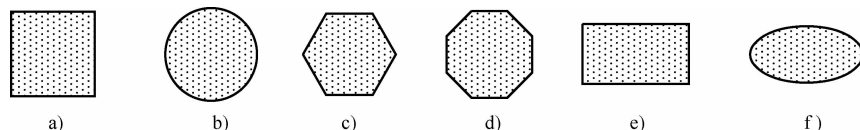


图 2-1 钢结构高楼的双轴对称平面

4) 建筑平面宜简单、规则，以减小建筑的风荷载体型系数。

5) 进行结构布置时，应结合建筑的平面、立面形状，使各楼层的抗推刚度（侧向刚度）中心与风荷载合力中心接近重合，并位于同一竖直线上，以避免建筑的扭转振动。

(2) 流线型平面

1) 高层建筑的楼层平面采用流线型平面形状，可显著减小高楼的风荷载效应。

2) 流线型平面的风荷载体型系数要比带棱角平面的系数小得多。正方形平面的风荷载体型系数 $\mu_s = 1.3$ ；而圆形平面 $\mu_s = 0.8$ 。因此，作用于圆形平面高楼上的风荷载标准值 ω_k ，

仅是方形平面高楼的 62%。

3) 风荷载作用下的高楼, 往往因横风向振动加速度超过某一量值, 而使大楼居住者感到不舒适。

4) 采用方形、矩形等带棱角平面的高楼, 当风速的冲角 α 发生改变时, 还会引起高楼发生横风向驰振, 从而增大高楼的横风向振动加速度, 加剧人的不适感。

采用圆形平面的高楼, 由于建筑平面具有双轴对称性, 当风速的冲角 α 发生任何改变时, 都不会引起侧力的变化, 因此也就不会引发高楼横风向驰振现象。

(3) 带切角平面

1) 十字形、正六边形、正八边形平面的风荷载体型系数, 都比方形和矩形平面要小。然而, 实际工程中, 高楼仍是采用方形、矩形平面居多。从减小风荷载体型系数的角度出发, 对方形或矩形平面进行切角处理, 也能取得一定的效果。

2) 对于采用框筒或框筒束结构体系的钢结构高楼, 将其方形或矩形平面进行切角处理, 还可减小风荷载作用下的角柱峰值应力。

2. 抗震设计

(1) 简单平面形状

1) 位于地震区的高楼, 其水平地震作用的分布取决于质量的分布。为使各楼层的水平地震作用在平面上的分布做到对称、均匀, 建筑平面应尽可能地采用图 2-1 所示的方形、圆形等双轴对称的简单平面形状。

2) 三角形平面虽然也属于简单平面形状, 但它仅是单轴对称平面。楼层平面为三角形的高楼, 在地震作用下, 发生平移振动的同时, 还会发生扭转振动, 从而加重建筑的震害程度。

(2) 不规则平面形状

1) 因建筑场地形状的限制或因城市街景的要求, 建筑平面需要采用图 2-2 所示的非简单平面形状时, 也应尽量符合表 2-1 的要求。

2) 若因建筑功能要求, 平面形状超出表 2-1 的限值时, 则属于不规则建筑平面, 就需要在抗震计算和构造方面采取相应的措施。

表 2-1 图 2-2 所示建筑平面形状的尺寸限值

抗震设防烈度	L/B	L/B_{\max}	l/b	l'/B_{\max}	B'/B_{\max}	l/B_{\max}
6 度、7 度	≤ 6	≤ 5	≤ 2	≥ 1	≤ 0.5	≤ 0.35
8 度、9 度	≤ 5	≤ 4	≤ 1.5	≥ 1	≤ 0.5	≤ 0.30

(3) 结构布置规则

1) 建筑平面确定后, 进行结构构件布置时, 应使抗侧力构件沿建筑纵、横主轴方向的布置, 均尽量做到“分散、均匀、对称”, 使建筑的刚度中心靠近质量中心, 实现结构平面的规则化。

2) 若因建筑使用要求, 抗侧力构件无法实现对称布置, 以致高楼在侧力作用下, 结构平面一端角部的层间侧移, 大于结构平面两端角部的平均层间侧移的 1.2 倍时, 则属于结构平面的扭转型不规则。此种结构不利于抗震。

3) 因建筑平面局部凹进, 或因楼板局部开洞, 使楼板有效宽度小于结构平面典型宽度的 50%; 或者楼板错层; 均属结构平面的非连续型不规则。此种结构也不利于抗震。

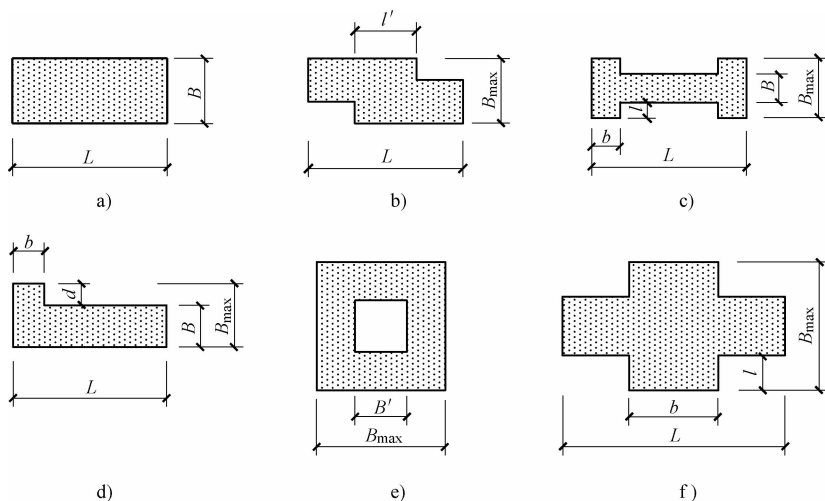


图 2-2 建筑的不规则平面形状 (当 $l/b > 1.0$ 或 $l/B_{\max} > 0.3$ 时)

4) 凡属结构平面不规则的高楼, 应对其抗震计算和构造采取相应的补充措施。

2.1.2 建筑立面形状

1. 抗风设计

(1) 作用于房屋的风荷载标准值是随距离地面的高度而增大。强风地区的高楼宜采用上小、下大的梯形或三角形立面 (图 2-3a、b)。

(2) 采用梯形或三角形立面的高楼, 其优点是: ①缩小了较大风荷载值的受风面积, 使楼房下部的风荷载倾覆力矩较大幅度地减小; ②从上到下, 楼层的抗推刚度和抗倾覆能力增长较快, 与风荷载水平剪力和倾覆力矩的增长情况相适应; ③楼房周边向内倾斜的竖向承力构件轴力的水平分力, 可部分抵消各楼层的风荷载水平剪力。

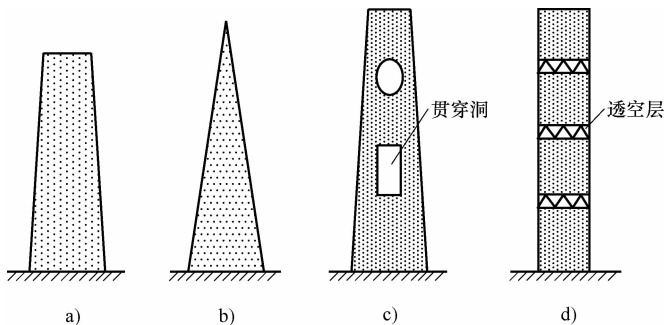


图 2-3 高楼的简单立面形状

(3) 对位于台风地区的层数很多、体量较高的高楼, 可结合建筑布局和功能需要, 在楼房的中、上部, 设置穿透房屋全宽的大洞 (图 2-3c), 或每隔若干楼层设置一个透空楼层 (图 2-3d), 可以显著减小作用于楼房的风荷载。

2. 抗震设计

(1) 简单立面形状

1) 位于地震区的钢结构高楼, 其立面形状也应该采用矩形、梯形、三角形或双曲线梯形等沿高度均匀变化的简单几何图形。

2) 采用三角形、梯形、双曲线梯形等上小、下大的简单立面形状的高楼, 由于整个建筑的质心位置下降, 地震倾覆力矩减小, 将取得与抗风同样的经济效果。

(2) 不规则立面形状

1) 高层建筑若采用阶梯形或倒阶梯形立面, 每个台阶的收进尺寸不宜过大, 建筑上段向外挑出长度 l 。更不宜超过 4m ; 否则, 将很不利于抗震。当台阶上段的建筑边长 B_1 小于下段建筑边长 B_2 的 75% 或大于下段建筑边长 B_2 的 110% , 即 $B_1/B_2 < 0.75$ 或 $B_1/B_2 > 1.1$ 时 (图 2-4), 就属于不规则立面形状。

2) 采用不规则立面形状的高楼, 高振型的不利影响加剧; 而且平面尺寸突然减小的楼层, 可能因塑性变形集中效应而使其层间侧移值成倍地增长。

(3) 结构竖向不规则 现代高楼多数是集办公、旅馆、娱乐和商业等多种功能于一体的综合性建筑, 建筑平面和立面设计往往受到建筑使用功能方面诸多因素的制约, 而不能完全符合结构抗震设计准则。

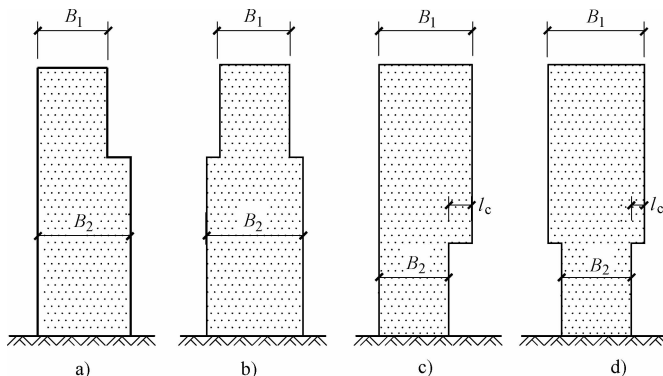


图 2-4 结构竖向不规则高楼的收进或外挑尺寸

当结构存在下列情况之一时, 就属于不利于抗震的结构竖向不规则的建筑, 需要采用能反映真实结构受力特性的计算模型和地震内力分析方法, 并采取有效的抗震构造措施予以补强。

1) 有柔软层——某一楼层的抗推刚度 (侧向刚度) 小于上一楼层抗推刚度的 70% , 或小于其上三个楼层抗推刚度平均值的 80% 。

2) 不连续——结构中的主要抗侧力构件在某一楼层 (转换层) 中断或转换为其他类型抗侧力构件。

3) 有薄弱层——某一楼层的水平受剪承载力小于上一楼层受剪承载力的 80% 。

2.2 承重构件的布置

2.2.1 竖向承重构件

1. 柱网形式

柱网形式和柱距是根据建筑使用功能要求而定。高楼的竖向承重构件有以下三种布置方式:

(1) 方形柱网——沿建筑纵、横两个主轴方向的柱距相等, 多用于层数较少、楼层面积较大的楼房。例如, 美国休斯敦市的 29 层、高 121m 的第一印第安纳广场大厦, 就是采用方形柱网 (图 2-5a)。

(2) 矩形柱网——为了扩大建筑的内部使用空间, 可将承载较轻的次梁的跨度加大。

日本东京的东邦人寿保险总社大厦，地上 32 层，高 131m，采用了 $6.0\text{m} \times 13.7\text{m}$ 的矩形柱网（图 2-5b）。

(3) 周边密柱——层数很多的塔形高楼，内部采用框架或芯筒，外圈则采用密柱、深梁的钢框筒，框筒的柱距多为 3m 左右，钢梁沿径向布置。荷兰鹿特丹市的 88 层、高 300m 的 Roai 大厦（图 2-5c），就是一个建筑实例。

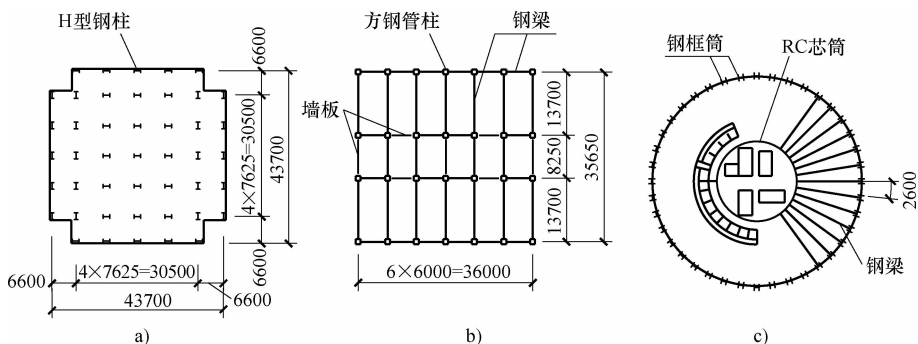


图 2-5 高层建筑平面的柱网布置

a) 方形柱网 b) 矩形柱网 c) 周边密柱

2. 柱网尺寸

柱网尺寸一般是根据荷载大小、钢梁经济跨度及结构受力特点等因素确定。

(1) 框架梁，一般采用工字形截面；受力很大时，采用箱形截面。大跨度梁及抽柱楼层的转换梁，可采用桁架式钢梁。

(2) 就工字形梁而言，主梁的经济跨度为 $6 \sim 12\text{m}$ ；次梁的经济跨度为 $8 \sim 15\text{m}$ 。

(3) 对于建筑外圈的钢框筒，为了不使剪力滞后效应过大而影响框筒空间工作性能的充分发挥，柱距多为 $3 \sim 4.5\text{m}$ 。

3. 钢柱截面形式

高层建筑需要承担风荷载、地震作用产生的侧力，框架柱在承受竖向重力荷载产生的巨大压力的同时，还要承受单向或双向弯矩。因此，确定钢柱的截面形式时，应根据它是作为承受侧力的主框架柱，还是仅承担重力荷载的次框架柱而定。

(1) H 形截面（图 2-6a）

1) 轧制宽翼缘 H 型钢是高层建筑框架柱最常用的截面形式。其优点是：①轧制成型，加工量少；②翼缘宽而等厚，截面经济合理；③截面是开口的，杆件连接较容易；④规格尺寸多，可直接选用。缺点是：截面性能（抗弯刚度和受弯承载力）分强轴和弱轴。

2) 焊接 H 形钢柱是按照受力要求采用厚钢板焊接而成的拼合截面，用于承受很大荷载的柱。JGJ 99—1998《高层民用建筑钢结构技术规程》第 3.2.1 条规定：柱截面的钢板厚度不宜大于 100mm 。

(2) 方管截面（图 2-6b）

1) 双向受弯的框架柱多采用方形或矩形管状截面。它通常是由四块钢板拼装焊接而成。虽然工厂也生产热轧方（矩）形钢管，但由于尺寸较小、规格较少，价格较高，高层建筑中很少采用。

2) 方(矩)形钢管的受弯承载力较强,而且截面性能没有强轴、弱轴之分,截面尺寸可以按照两个方向的刚度、强度要求而定,经济、合理。

3) 方(矩)形钢管的缺点是:需要拼装焊接,焊接工艺要求较高,加工量大。

(3) 圆管截面(图2-6c)

1) 圆形钢管多采用钢板卷制焊接而成。轧制圆管,同样是因尺寸较小、价格较高,高层建筑中很少采用。

2) 圆形钢管多用于轴心或小偏心受压的钢管混凝土柱。

(4) 十字形截面

1) 由4个角钢拼焊而成的十字形截面(图2-6d),多用于仅承受较小重力荷载的次框架中的轴向受压柱,特别适用于隔墙交叉点处的柱,与隔墙连接方便,而且不外露。

2) 由一个窄翼缘H型钢和两个剖分T型钢拼焊而成的带翼缘十字形截面(图2-6e),多用于型钢混凝土结构,以及由底部钢筋混凝土结构向上部钢柱转换时的过渡层柱。

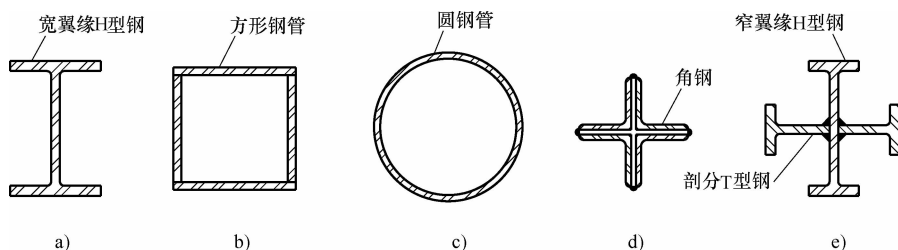


图2-6 钢柱的截面形状

a) H形截面 b) 方管截面 c) 圆管截面 d) 轻型十字形截面 e) 重型十字形截面

2.2.2 楼盖承重构件

1. 钢梁的布置

(1) 钢梁的布置原则

1) 钢梁是连接各根柱以形成空间结构体系的重要杆件,因此,它必须从纵、横两个正交方向与各根柱实现可靠连接。

2) 结构平面的外圈柱,是承担水平荷载倾覆力矩的主力杆件,需要较大的重力荷载作为平衡重。所以,进行楼盖的主梁布置时,应设法把尽可能多的楼盖重力荷载传递至外柱。在框筒体系中,宜通过斜向主梁将更多的楼盖重力荷载传至角柱(图2-7),以平衡角柱的高峰拉应力。

3) 次梁的间距,应与所采用楼板类型的经济跨度相协调。以压型钢板为底模的组合楼板,其经济跨度为3~4m。

(2) 长条形平面楼盖的钢梁布置 日本东京1971年建成的京王广场饭店,地上47层,高

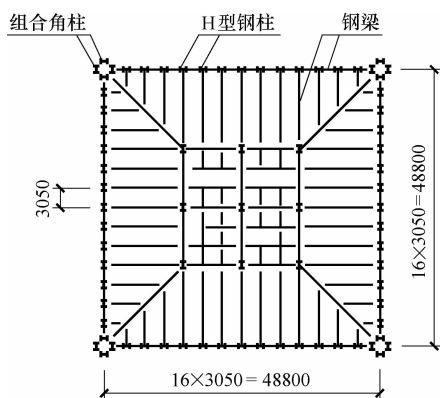


图2-7 方形框筒结构的楼盖钢梁布置方案

170m, 采用“框架-墙板”结构体系, 沿房屋纵向和横向, 在钢框架间嵌置若干列的带竖缝钢筋混凝土墙板。其典型层的楼盖结构平面如图 2-8 所示。纵向钢梁的间距为 2.8m 和 2.9m 两种, 上面为采用轻质混凝土浇制的压型钢板组合楼板。

(3) 矩形平面楼盖的钢梁布置 1974 年在东京建成的新宿三井大厦, 地上 55 层, 高 212m。框架柱全部采用 500mm×500mm 方形钢管, 柱距为 3.2m。楼盖钢梁, 除沿周圈布置外, 内部均沿横向布置, 横梁跨度为 15.6m, 少数为 13.2m, 横梁间距为 3.2m。典型层的楼盖结构平面如图 2-9 所示。

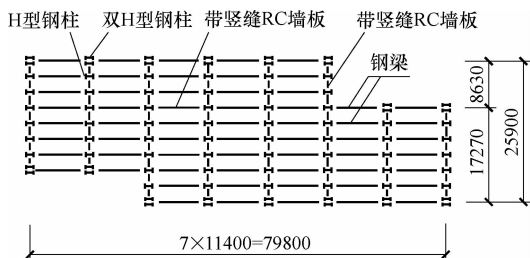


图 2-8 长条形楼盖的钢梁布置

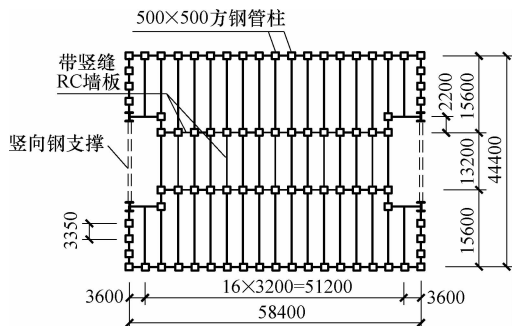


图 2-9 矩形平面楼盖的钢梁布置

(4) 方形平面楼盖的钢梁布置 日本东京 1974 年建成的国际通讯中心, 地上 32 层, 高 164m, 采用筒中筒结构, 芯筒沿纵、横方向均由 4 列框架组成, 钢柱均采用 H 型钢, 柱距为 3.6m, 内嵌带竖缝的钢筋混凝土墙板; 外圈框筒, 除角柱采用方形钢管外, 边柱均采用 H 型钢, 柱距为 3.6m。所有钢梁均采用窄翼缘 H 型钢, 连接内外框筒柱、跨度为 14.4m 的楼盖梁则采用孔腹式钢梁, 钢梁的间距为 3.6m。典型层的楼盖结构平面如图 2-10 所示。

(5) 船形平面楼盖的钢梁布置 对于船形平面楼盖 (图 2-11), 除沿楼盖周边布置钢梁外, 内部的主梁基本上沿横向布置, 使每根框架柱沿纵、横两个主轴方向均有钢梁与之连接; 次梁则是根据楼板的经济跨度来布置。

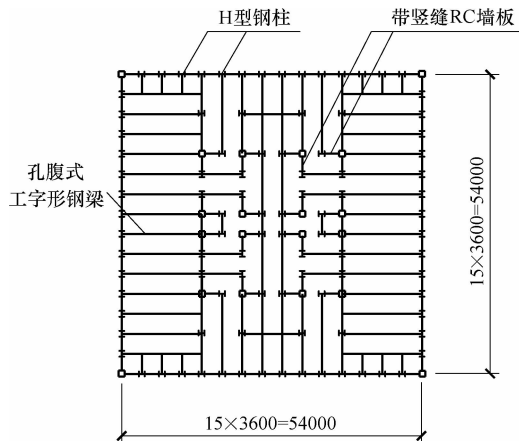


图 2-10 方形平面楼盖的钢梁布置

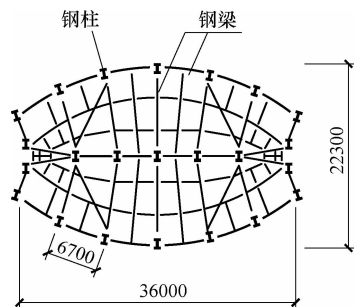


图 2-11 船形平面楼盖的钢梁布置

(6) 三角形平面楼盖的钢梁布置

1) 当楼层采用三角形平面时, 通常是将尖角切去, 并向内凹进, 以缓解倾覆力矩作用下角柱的高峰轴向应力。

2) 对于采用核心式建筑布置方案的三角形楼层平面, 核心部分的钢梁采用正交方式布置; 外圈则沿周边框架所在竖平面布置; 核心部位与外圈框架之间的楼盖使用面积, 其钢梁沿垂直于外圈框架的方向布置。图 2-12 表示三角形平面典型层楼盖的钢梁布置方案。

(7) 圆形平面楼盖的钢梁布置

1) 沿海台风地区兴建的高层建筑, 采用圆形平面, 其风荷载体型系数将比方形减小 50% 以上。若建在地区, 圆形平面也优于方形平面, 因为方形框筒的剪力滞后效应比圆形框筒严重得多。

2) 圆形平面高层建筑一般均采用核心式建筑布置方案, 芯筒与外圈框架或框筒之间的楼面, 钢梁通常是沿径向布置 (图 2-13), 并使外圈的每一根钢柱在径向均有钢梁相连。

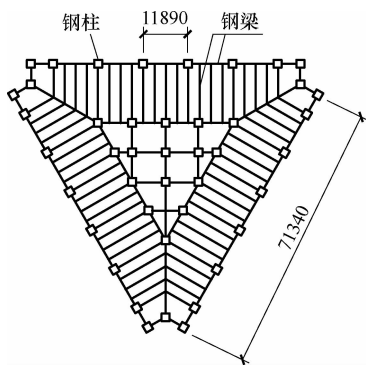


图 2-12 三角形平面楼盖的钢梁布置

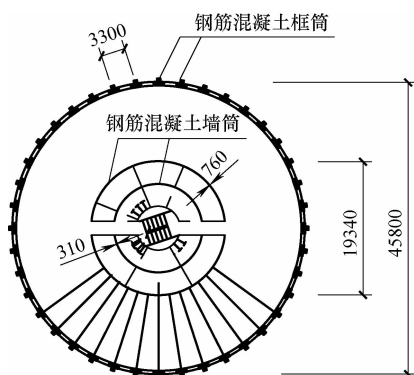


图 2-13 圆形平面楼盖沿径向布置钢梁

(8) 框筒束的楼盖平面的钢梁布置

1) 当房屋特别高或平面尺寸很大, 需要采用框筒束结构体系时, 为使纵、横方向各榀翼缘框架和各榀腹板框架受力均匀, 各层楼盖钢梁的走向应隔层相互交错布置。

2) 同一楼层各个框筒单元内的钢梁走向除应相互垂直外 (图 2-14a), 上、下相邻楼层的钢梁布置尚需整体地转动 90° 。例如, 奇数楼层的楼盖钢梁走向如图 2-14a 所示; 偶数楼层的楼盖钢梁走向如图 2-14b 所示。

2. 楼盖的减重

(1) 减轻楼盖自重的原因

1) 钢结构房屋的楼板, 宜采用以压型钢板为底模的现浇钢筋混凝土组合板或非组合板。对于不超过 12 层的楼房, 尚可采用装配整体式钢筋混凝土楼板, 也可采用装配式楼板或其他轻型楼盖,

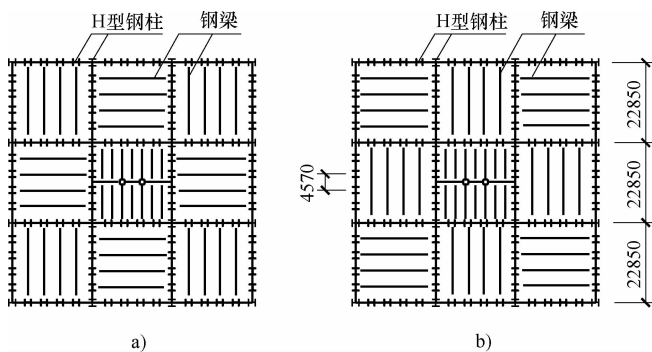


图 2-14 采用框筒束体系高楼的楼盖钢梁走向

a) 奇数楼层 b) 偶数楼层

但应将楼板预埋件与钢梁焊接，或采取其他保证楼盖整体性的措施。

2) 在钢结构高层建筑中，外墙多采用铝合金薄板或玻璃幕墙，内隔墙多采用轻质板材，自重均较小；惟独楼盖自重较大，成为建筑自重的最主要部分，所占比例约为40%。

3) 建于地震区的高楼，地震作用的大小几乎与建筑自重成正比，欲减小结构的地震作用效应，首要的是设法减轻楼盖的自重。

4) 位于深厚软弱地基上的高层建筑，由于作用于地基土上的荷载很大，往往需要设置超长桩，增加了基础施工难度和造价，减轻楼盖自重将会取得显著的经济效果。

(2) 减轻楼盖自重的途径

1) 采用轻质混凝土

① 高层民用建筑所常用的几类楼盖，均离不开混凝土楼板，而混凝土自重之中，又以粗集料所占比例最大。

② 工程实践表明，采用黏土陶粒、粉煤灰陶粒、火山渣或浮石作为粗集料配制成的混凝土，重度约为 18kN/m^3 ，比普通混凝土约减重 $1/4$ 。

2) 采用压型钢板组合板

① 压型钢板是用 1mm 厚的薄钢板压制而成的槽形截面，用它作底模浇制成的混凝土楼板，呈密肋状（图2-15a），从而具有较薄的折实厚度。

② 压型钢板仅用作永久性模板的现浇混凝土板，称为非组合板。压型钢板除用作永久性模板外，还兼作板底受拉钢筋的现浇混凝土楼板，称为组合板。

③ 压型钢板组合板是钢结构高层民用建筑中最常用的楼板类型，但其经济跨度为 $3\sim 4\text{m}$ ，最大跨度为 6m 。因而，其使用范围也受到一定限制。

④ 施工时不需要楼板支架，上、下几个楼层的楼板可以同时施工，进度快，但造价较高。

3) 采用无粘结预应力平板

① 采用核心式建筑布置方式的高层建筑，核心区与周边框架或框筒之间的楼盖使用面积，其宽度为 $9\sim 12\text{m}$ 。若由梁式楼盖改为平板式楼盖，楼层高度约可降低 300mm 。房屋高度不变的情况下，每12个楼层就可多出一个楼层。

② 20世纪90年代初建成的63层、高 197m 的广东国际大厦，内外筒之间的楼板跨度为 $7\sim 9\text{m}$ 。若采用普通钢筋混凝土平板，板厚为 300mm ，后改用无粘结预应力平板，板厚为 220mm ，使楼板自重减轻了26%。

4) 采用空心楼板

① 对于预应力和非预应力现浇钢筋混凝土楼板，均可采用非抽芯成孔的生产工艺，制成空心楼板。方法是：在楼板内顺跨度方向埋置波纹薄钢管、塑料管或硬纸管，然后浇筑混凝土，从而形成空心板。

② 北京的塔院小区30号楼和王村小区商务会馆均为高层建筑，前者，开间为 6.6m ，进深为 5.1m ；后者，开间为 7.2m ，进深为 9m 。各层楼盖均采用现浇钢筋混凝土空心板，板厚为 180mm 。

上述空心楼板是采用天津生产的以麦秆、玉米秆为原料的硬纸管作为孔芯，纸管外径为 110mm ，壁厚 4mm ，纸管在楼板的净距为 50mm （图2-15b）。如此形成的空心板，空心率约为30%。

③空心楼板的计算和构造，可按照中国工程建设标准化协会标准 CECS 175: 2004 《现浇混凝土空心楼盖结构技术规程》设计。

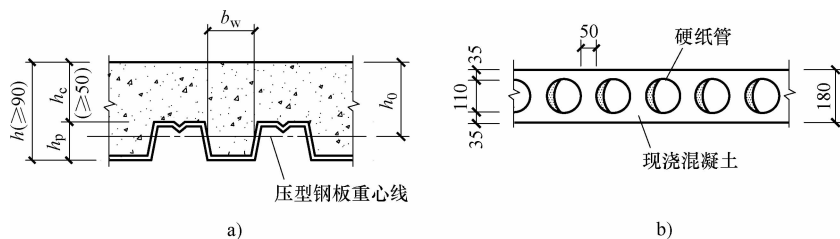


图 2-15 钢结构高层建筑的楼盖类型
a) 压型钢板组合板 b) 现浇钢筋混凝土空心板

2.3 抗侧力构件的类型

2.3.1 高楼结构设计特点

1. 水平荷载成为决定性因素

在较低楼房中，通常是以重力为代表的竖向荷载控制着结构设计，水平荷载对构件截面尺寸的影响甚微，一般是略去不计。

在高层建筑中，虽然竖向荷载仍对结构设计产生着重要影响，但水平荷载却起着决定性的作用，而且随着楼房层数的增多，水平荷载愈益成为结构设计中的关键性因素。

在高层建筑中，建筑自重和楼面使用荷载在竖构件中产生的轴力和弯矩，其数值仅与楼房高度 H 的一次方成正比；而水平荷载对结构产生的倾覆力矩，以及由此引起的竖构件轴向力，是与楼房高度 H 的二次方成正比。

2. 侧移成为控制指标

(1) 从下列公式可以看出，在水平荷载 q 的作用下，结构的顶点侧移 Δ 与楼房高度 H 的四次方成正比。

q 为均布水平荷载 (图 2-16a)：

$$\Delta = qH^4/8EI \quad (2-1)$$

q 为倒三角形分布水平荷载 (图 2-16b)：

$$\Delta = 11qH^4/120EI \quad (2-2)$$

(2) 高楼在阵风作用下的振动加速度 a 超过 0.02g 时，居住者就会产生头晕等不适感。从式 (2-3) 可以看出，当高楼在阵风作用下的振动频率 f 为一定值时，结构振动加速度 a 与结构振动侧移幅值 A 成正比。所以，欲控制结构加速度 a ，就应控制结构侧移。

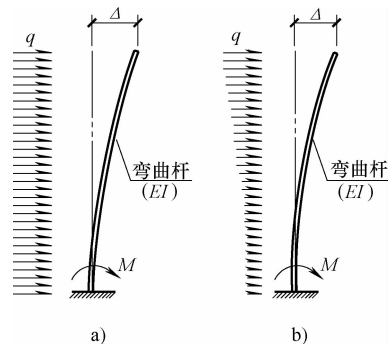


图 2-16 侧力作用下的结构顶点侧移

$$a = (2\pi f)A \quad (2-3)$$

(3) 高楼的重心位置较高，过大的结构侧移会使结构因 $P-\Delta$ 效应而产生较大的附加内

力。

(4) 结构的过大侧向变形还会导致隔墙、围护墙及其高级饰面材料开裂,甚至造成电梯因轨道变形而不能正常运行。

2.3.2 抗侧力构件的基本形式

高楼结构要承受水平荷载、竖向荷载和扭转力矩等的作用,这些作用的大小,又随楼房的高度、平面形状以及风荷载大小、抗震设防烈度高低等多种因素,而出现较大幅度的变化。

为了使高楼能够适应各种自然条件及不同的使用要求,实际工程中已经产生了十多种结构体系,然而组成这些结构体系的抗侧力构件,不外乎以下三种基本形式(形状):线形构件、平面构件和立体构件。

1. 线形构件

(1) 具有较大长细比的细长杆件,在单层结构中作为排架柱单独受力时,称为称线形构件(图 2-17a)。

(2) 当它不是作为一个独立构件承受荷载,而是作为某种构件(例如框架、桁架或支撑等)中的一个组成部分时,则称为杆件。

(3) 当它作为抗侧力构件“框架”中的柱和梁使用时,主要是承受弯矩和剪力,其变形的主要成分是垂直于杆轴方向的弯曲变形,剪切变形所占比例较小。

(4) 当它作为抗侧力构件“支撑”或承重构件“桁架”中的弦杆和腹杆使用时,主要是承受轴向压力或拉力,轴向压缩或轴向拉伸是其变形的主要成分。

2. 平面构件

(1) 横截面边长比(宽厚比)很大的片状构件,称为平面构件或面形构件。按其构件组成又分为实体平面构件——墙体(图 2-17b)和杆系平面构件——竖向支撑(图 2-17c)。

(2) 平面构件在其平面内具有很大的抗推刚度(侧向刚度)和受剪、受弯承载力;平面外的刚度和承载力均很小,结构分析中常略去不计。

3. 立体构件

(1) 由多根线形杆件或多片平面构件围成的筒状构件,称为立体构件,也称空间构件。

(2) 框筒就是由三榀以上密排柱框架所围成的立体构件(图 2-17e);支撑筒体则是由三片以上竖向支撑所围成的立体构件(图 2-17d)。

(3) 钢-混凝土混合结构中,由多片钢筋混凝土墙体所围成的核心墙筒,也是立体构件。

(4) 立体构件具有极大的抗推刚度、抗扭刚度和整体受弯承载力,具有很强的抵抗倾覆力矩的能力。

2.3.3 抗侧力构件的分类

为便于说明,下面以悬臂杆代表抗侧力构件,按其侧向变形属性进行分类。此方法可用于杆系构件(框架等)、平面构件和立体构件,按照它们的构件整体侧向变形属性来划分。

1. 弯曲型构件

(1) 细长悬臂杆在侧力作用下的侧移 Δ ,主要是由杆件的弯曲变形产生的;杆件的剪切变形很小,对杆件侧移的影响甚微。

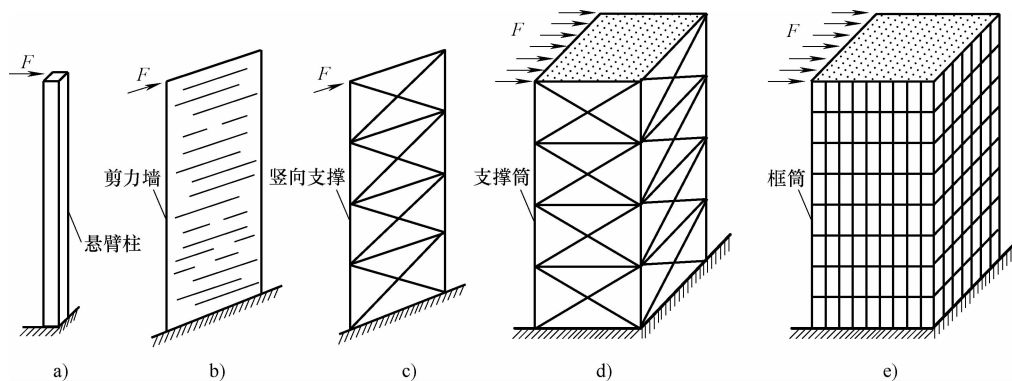


图 2-17 抗侧力构件的三种基本形式

a) 线形构件 b) 实体平面构件 c) 杆系平面构件 d) 立体构件 (一) e) 立体构件 (二)

(2) 侧力对悬臂杆各个截面产生的弯矩 (倾覆力矩), 使杆件横截面的受压一侧压缩、受拉一侧拉伸, 横截面发生围绕其“中和轴”的竖向转动 (倾斜), 从原来的水平状态向受压一侧倾斜而产生侧移 (图 2-18a)。

(3) 弯曲型悬臂杆的侧移 Δ 和侧移角 θ (层间侧移角), 在底端为零, 向上, 因横截面倾角的积累而逐渐加大, 在顶端达到最大值。

2. 剪切型构件

(1) 侧力作用下, 矮宽或短粗悬臂杆的侧移 Δ , 主要是由杆件的剪切变形产生的; 杆件的弯曲变形很小, 对杆件侧移几乎不产生影响。

(2) 侧力对悬臂杆各截面产生的水平剪力, 使各横截面产生水平错动, 导致悬臂杆产生侧移 (图 2-18b)。

(3) 在沿竖向分布的侧力作用下, 剪切型悬臂杆的侧移 Δ , 底端为零, 向上逐渐增大, 顶端达到最大值; 而其层间侧移角 θ , 则是顶端为零, 往下, 随着水平剪力的加大而逐渐增大, 在底端达到最大值。

3. 弯剪型构件

(1) 中度细长的悬臂杆, 在侧力作用下, 杆件的弯曲变形和剪切变形均达到较大的数值, 均对杆件的侧移做出较大贡献。

(2) 弯剪型悬臂杆的侧移曲线介于弯曲型和剪切型之间, 并在曲线的上段存在一个反弯点 (图 2-18c)。

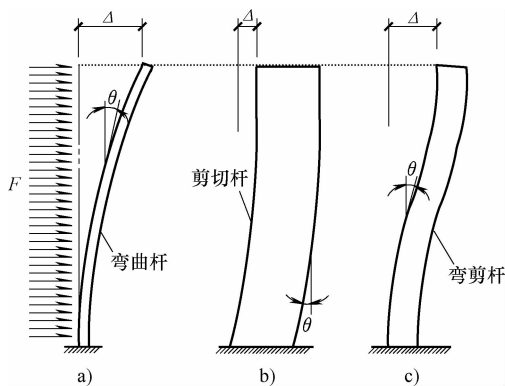


图 2-18 侧力作用下悬臂杆的侧向变形

a) 弯曲型杆件 b) 剪切型杆件 c) 弯剪型杆件

2.3.4 侧力作用下几种构件的变形状态

1. 钢框架——弯曲杆系 (图 2-19a)

(1) 框架是由线形杆件 (梁、柱) 正交所组成的弯曲杆系, 在侧力作用下, 楼层水平

剪力由框架柱承担，剪力使柱弯曲，进而使梁受弯、受剪，达到节点弯矩平衡。

(2) 框架是直角（正交）杆系，依靠梁和柱的杆件抗弯刚度为结构提供抗推刚度（侧向刚度），以控制结构的侧移；依靠梁、柱的受弯承载力和压弯承载力，为结构提供强度安全保证。

(3) 侧力作用下，框架的侧移是由梁、柱的垂直于杆轴方向的弯、剪变形产生的，其量值与梁、柱所受剪力的大小成正比。沿竖向分布的水平荷载作用下，框架的楼层水平剪力是由上向下逐层增大，因而框架的层间侧移角也就由上而下逐层增大，至底层达到最大值。因此，尽管框架是弯曲杆系，但按其侧向变形属性而论，框架则属于剪切型抗侧力构件。

(4) 钢杆件的抗弯刚度以及受弯、压弯承载力均较小，所以，采用钢框架结构体系的房屋，最大的适用高度较低。

2. 竖向支撑——轴力杆系（图 2-19b）

(1) 竖向支撑是由竖杆（柱）、水平杆（梁）和斜杆所组成的三角（斜交）杆系。支撑在侧力作用下，楼层水平剪力转化为斜杆的轴向压力和轴向拉力，梁和柱均不再受剪和受弯而仅承受轴向压力或轴向拉力。

(2) 侧力作用下，高层竖向支撑的侧移，主要是因倾覆力矩导致近侧竖杆拉伸、远侧竖杆压缩所产生的构件整体弯曲变形引起的，楼层水平剪力使支撑斜杆拉伸、压缩所产生的构件整体剪切变形所占份额较少。因此，按其侧向变形属性而论，高层竖向支撑属于弯曲型抗侧力构件。

(3) 因为钢杆件的抗压（拉）刚度远大于抗弯刚度，所以，属于轴力杆系的竖向支撑，其抗推刚度远大于属于弯曲杆系的框架。也就是说，在侧力作用下，竖向支撑的层间侧移远小于框架。

(4) 由于竖向支撑的抗推刚度和水平承载力均较强，采用框架-支撑体系的房屋的最大适用高度也就较高。

3. 抗剪墙板——平面构件（图 2-19c）

(1) 高层建筑钢结构，常在钢框架平面内嵌置钢板剪力墙、预制带竖缝钢筋混凝土墙板或内藏钢板支撑的钢筋混凝土墙板，形成框架-墙板体系（简称框-墙体系）。

(2) 上述三种墙板均属平面构件，平面内的刚度和承载力较大。墙板在侧力作用下，主要是承担楼层水平剪力，其侧移也是以剪切变形为主。

(3) 采用框-墙体系的楼房，在侧力作用下，由于墙板承担了大部分楼层水平剪力，使钢框架的剪力、弯矩以及层间侧移值均得以大幅度地减小。所以，采用框-墙体系房屋的最大适用高度，也随之大幅度地提高。

4. 筒体——立体构件（图 2-19d）

(1) 钢结构筒体是由四片密柱、深梁钢框架所形成的框筒，或者是由四片稀柱、浅梁钢框架加 X 形支撑所形成的支撑框筒。筒体属于立体构件，在侧力作用下，框筒发生侧向整体弯曲，周边框架柱均为轴向受压或受拉，整个构件的受力状态和变形状态，均近似于带密布孔洞的墙筒，因而具有极大的抗推刚度和抗倾覆力矩能力。

(2) 采用筒体体系的楼房，其最大适用高度可以比上述三种体系楼房更高。

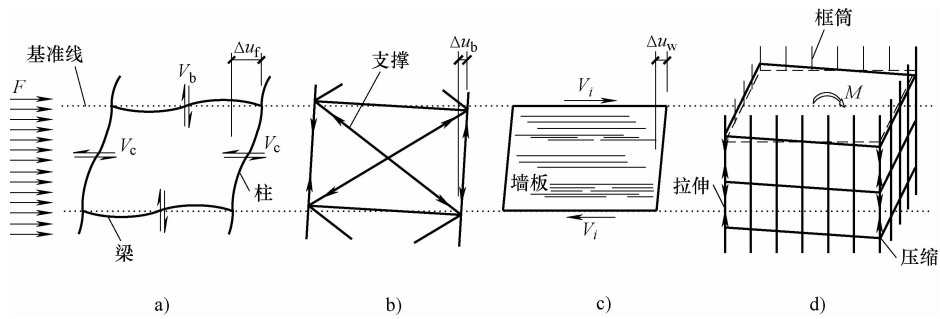


图 2-19 侧力作用下几种构件的变形状态

a) 弯曲杆系 b) 轴力杆系 c) 平面构件 d) 立体构件

2.3.5 抗侧力结构的优化

1. 抗侧力结构的基本要求

- (1) 具有明确的计算简图，合理的地震力传递途径。
- (2) 具有多道抗震防线，避免因部分结构或构件破坏，而导致整个结构体系丧失整体稳定和继续承载的能力。
- (3) 具备必要的水平承载力、良好的侧向变形能力和较大的消耗地震能量的能力。
- (4) 沿房屋高度，具有合理的侧向刚度和水平承载力分布，避免因个别楼层的局部削弱或突变，形成柔软或薄弱部位，引起过大的应力集中或塑性变形集中。
- (5) 避免结构发生整体失稳，其钢结构构件还应合理控制截面尺寸，避免局部失稳。
- (6) 结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

2. 抗侧力构件抗震性能

(1) 钢结构的设计应符合“三强”耐震设计准则，即“强节弱杆、强柱弱梁、强焊弱钢”。

1) “强节弱杆”指对于框架、支撑等杆系构件，使节点的承载力高于杆件的承载力，防止节点的破坏先于杆件的破坏，是确保构件整体性的必要条件。然而，对于钢框架，节点又不可过强，应允许地震时梁-柱节点域的板件能产生一定量的剪切屈服变形，以提高整个框架的延性。

2) “强柱弱梁”型钢框架，易于实现构件总体屈服机制，而“弱柱强梁”型框架则易发生构件楼层屈服机制。此外，地震时构件的坍塌，最终原因是由于其杆件受地震作用损伤后承重能力低于所承担的重力荷载。一般情况下，框架梁仅承担本楼层的重力荷载，而框架柱则需承担本层以上很多楼层的重力荷载，强柱有利于提高框架的防倒塌能力。

3) 杆件焊缝的延性，一般均低于被连接板件的钢材延性，“强焊缝、弱钢材”，即焊缝的承载力高于被连接钢材板件的承载力，可以使杆件的屈服截面避开焊缝而位于钢板件之中，从而提高杆件以至整个构件的延性。

(2) 水平地震作用下，构件可能出现塑性铰的部位，具有足够的转动能力和耗能容量。

(3) 竖向钢支撑在侧力作用下，应防止支撑斜杆发生出平面屈曲，以避免往复地震力作用下斜杆反复屈曲所引起的刚度退化和强度劣化。

(4) 螺栓连接的延性等耐震性能优于焊缝连接。高烈度地震区的钢结构, 重要的杆件接头和节点宜采用螺栓连接。

3. 结构超静定次数要多

(1) 防倒塌是建筑遭遇罕遇地震烈度时的最低设防标准。房屋不倒塌, 就可以避免人员大量伤亡。

(2) 非三角形杆系抗侧力构件, 仅当其各个节点或某一楼层全部节点出现塑性铰破坏而变成机动构架后, 建筑才会倒塌。结构的超静定次数愈多, 能够依次形成的杆件塑性铰的数量就多, 结构进入倒塌的过程就长。

(3) 在一定烈度和场地条件下, 输入某一结构的地震能量大体上是一个定量。

(4) 地震作用下, 结构每出现一个塑性铰, 即可吸收和耗散输入结构的一定数量的地震能量。整个结构在变成机动构架之前, 能够出现的杆件塑性铰愈多, 耗散地震能量也就愈多, 就更能经受住较强地震而不倒塌。超静定次数愈多的结构, 抗震可靠度也就愈高。

4. 耐震结构屈服机制

(1) 最佳破坏机制

1) 结构实现最佳破坏机制的特征是: 水平地震作用下, 结构各杆端陆续出现塑性铰的过程中, 在承载力基本保持稳定的条件下, 结构持续变形而不倒塌, 最大限度地吸收和耗散地震输入能量。

2) 控制塑性铰在结构各构件和各杆件中出现的先后顺序, 对防止结构倒塌有着重要影响。结构最佳破坏机制的判别条件是:

①结构的塑性铰发展, 宜从次要构件开始, 或从主要构件的次要杆件(或部位)开始, 最后才在主要构件上出现塑性铰, 从而构成多道抗震防线。

②构件的塑性铰, 首先出现在各水平杆件的端部, 最后才在竖向杆件上发生。

③结构中所形成的塑性铰的数量多, 塑性变形发展的过程长。

④构件中塑性铰的塑性转动量大, 整个结构的塑性变形量大。

(2) 屈服机制的类型

1) 高层结构构件的屈服机制, 可以划归为两个基本类型: ①总体屈服机制; ②楼层屈服机制。

若按构件的总体变形性质来定名, 可称为弯曲型屈服机制和剪切型屈服机制。若就构件中杆件出现塑性铰的位置和次序而论, 又可称为柱铰机制和梁铰机制。

2) 总体屈服机制, 是指构件在侧力作用下, 全部水平杆件的屈服均先于竖向杆件, 最后才是竖杆底端的屈服。

可能发生总体屈服机制的高层钢结构, 有强柱型框架(图 2-20a)和强剪型支撑(图 2-20b、c)。

3) 楼层屈服机制, 是指构件在侧力作用下, 竖杆件的屈服先于水平杆件, 从而导致某一楼层或某几个楼层发生侧向整体屈服。

可能发生楼层屈服机制的高层钢结构, 有弱柱型框架(图 2-21a、b)和弱剪型支撑(图 2-21c)。

(3) 总体屈服机制的优点

结构的总体屈服机制是耐震性能最佳的破坏机制。与楼层屈服机制相比较, 其优点是:

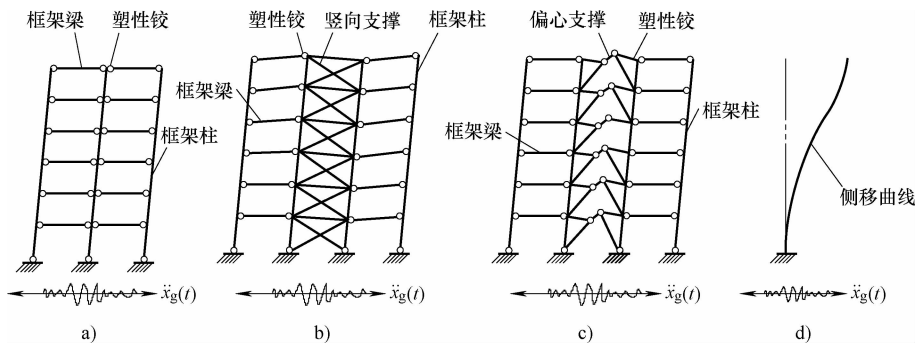


图 2-20 抗侧力构件的总体屈服机制

a) 强柱型框架 b) 强剪型支撑 c) 强剪型偏心支撑 d) 侧移曲线

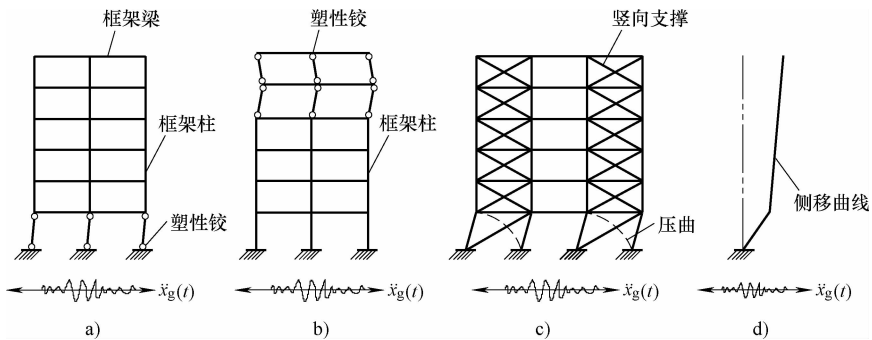


图 2-21 抗侧力构件的楼层屈服机制

a) 框架底层屈服 b) 框架顶层屈服 c) 支撑底层屈服 d) 侧移曲线

1) 结构在侧力作用下临近倒塌之前,可能产生的塑性铰的数量要多很多。

2) 总体屈服机制构件的层间侧移,沿竖向分布比较均匀(图 2-20d);而楼层屈服机制构件的层间侧移,沿高度方向呈非均匀分布,薄弱楼层的层间侧移因塑性变形集中而增大若干倍(图 2-21d)。

5. 结构竖向要等强

(1) 各楼层屈服强度系数 ξ_y 大致相等的结构,称为竖向等强度结构。结构某一层或某几层的 ξ_y 值小于上一楼层 ξ_y 值的 80% 时,称为竖向非等强结构。

(2) 楼层屈服强度系数 ξ_y ,等于按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力,除以强震作用下(按罕遇地震作用计算)的楼层弹性地震剪力。

(3) 强震作用下结构进入弹塑性变形阶段时,竖向等强度结构的各楼层层间侧移,大体是均匀变化的(图 2-22a);而竖向非等强结构,其中柔软层或薄弱层的层间侧移,将因塑性变形集中效应而增大数倍(图 2-22b),以致该楼层破坏程度骤然加重,甚至坍塌。

(4) 结构薄弱层塑性变形集中效应的强弱,与该楼层屈服强度系数 ξ_y 的大小成反比。

(5) 半高处存在薄弱层的高层建筑,在强烈地震作用下,各楼层的层间侧移延伸率 μ 沿高度方向的分布曲线,如图 2-23 所示。比较图中的三条曲线,可以看出:薄弱层的楼层

屈服强度系数 ξ_y 愈小，塑性变形集中效应就愈强烈。

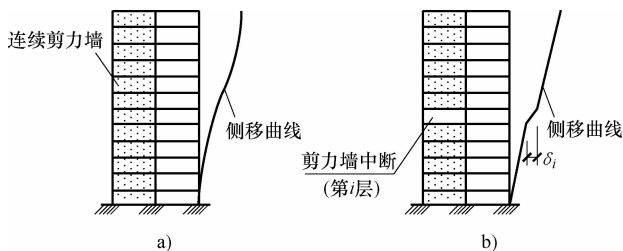


图 2-22 强震作用下的结构弹塑性侧移曲线
a) 竖向等强度结构 b) 竖向非等强结构

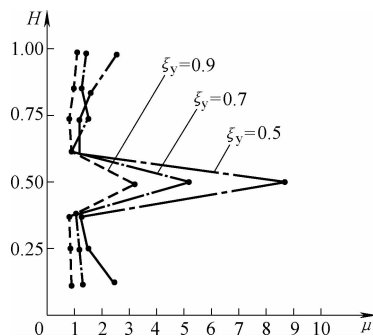


图 2-23 薄弱层的弹塑性变形集中效应

图中， H 为房屋总高度； μ 为楼层侧移延伸率（楼层延性系数），等于楼层弹塑性侧移 $\Delta\mu_p$ 与该楼层屈服侧移 $\Delta\mu_y$ 的比值。

6. 非单一传力路线

一般情况的静定结构竖向支撑，传力路线单一（图 2-24a）。水平地震作用下，一根斜杆的杆身或节点破坏后，整个结构就将因传力路线中断而失效。

超静定的 X 形支撑（图 2-24b）或成对布置的单斜杆支撑（图 2-24c），超负荷工作时，一个方向斜杆失稳破坏后，其水平地震剪力可以绕道通过另一方向斜杆传至基础。整个结构仍不失为具有一定抗震能力的稳定体系。

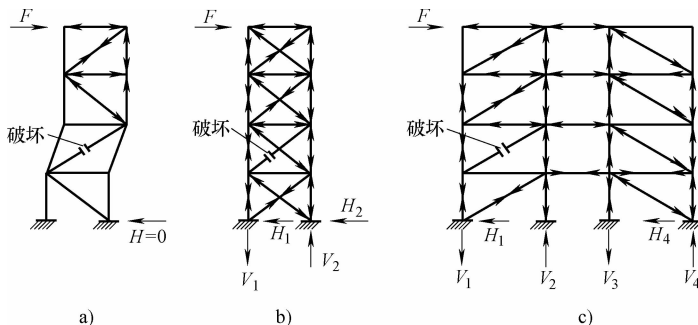


图 2-24 竖向支撑的传力路线
a) 单斜杆支撑 b) X 形支撑 c) 成对单斜杆支撑

7. 多道抗震防线

(1) 国内外多次地震的调查发现，采用纯框架之类单一结构体系的楼房，其倒塌率远高于采用框-撑、框-墙、填墙框架等双重结构体系的楼房。除了由于后者水平承载力高于前者外，更重要的是，前者仅具有一道抗震防线，而后者具有两道或三道抗震防线。

(2) 地震时建筑场地的地震动，能造成建筑物破坏的强震波（加速度 $\alpha \geq 0.05g$ ）持续时间，有时达到十几秒或更长，其频率或是单一的或是变化的。

(3) 仅有一道抗震防线的单一结构体系，在前半段强震波冲击下发生破坏，特别是因

共振而破坏，后续的强震波就有可能促使楼房倒塌。

(4) 具有两道以上抗震防线的双重或多重结构体系，当强震波持续时间较长时，第一道防线的抗侧力构件先期破坏后，第二、三道防线的抗侧力构件随即接替。特别是，第一道防线构件是因结构共振而破坏，第二、三道防线构件接替后，楼房自振周期改变，错开地震卓越周期，共振现象得以缓解，从而防止破坏程度加重。

(5) 具备多道抗震防线的结构体系有：框架-支撑体系、框架-墙板体系、筒体-框架体系和筒中筒体系等（图 2-25）。单就竖向支撑而言，X 形支撑就比单斜杆支撑多一道防线。

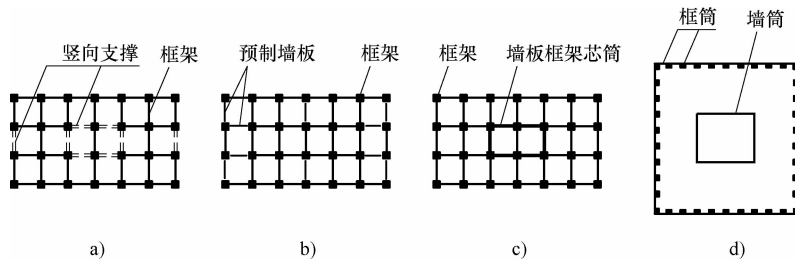


图 2-25 具有多道抗震防线的结构体系

a) 框架-支撑体系 b) 框架-墙板体系 c) 筒体-框架体系 d) 筒中筒体系

2.3.6 承重构件和抗侧力构件的用钢量

(1) 高楼结构每单位建筑面积的平均用钢量，是随着房屋层数的增多而加大，但其中用于承受重力荷载的用钢量，与抵抗侧力的用钢量，增长的速度是不相同的（图 2-26）。

(2) 用于承受楼面荷载的楼盖结构，其用钢量大体上是定值，几乎与房屋的层数无关。

(3) 用于墙、柱等竖向承重构件的用钢量，大体上随房屋层数的增多而比例增长。

(4) 用于抵抗侧力的结构的用钢量，则是按房屋层数二次方的关系曲线急剧增长（图 2-26 中粗虚线以上的阴影部分）。

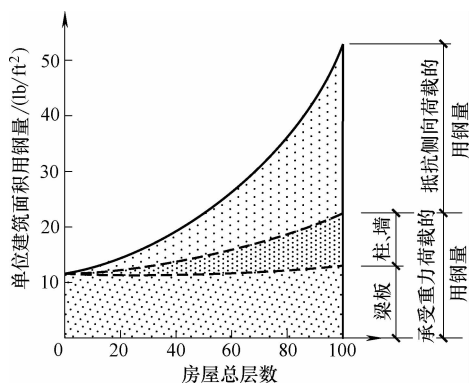


图 2-26 不同层数楼房结构承担重力和侧力的用钢量

2.4 房屋高度和高宽比

2.4.1 基本概念

1. 房屋高度

随着高层建筑的发展，房屋的层数不断增多，与之相应的，钢结构也随之出现多种结构

体系。因为各种结构体系在水平荷载作用下的承载能力和变形性状不同，每一种结构体系均有其各自的最大适用高度。

2. 房屋高宽比

(1) 高层建筑的高宽比限值，是对结构抗推刚度、整体稳定、水平承载能力和经济合理性的宏观控制。

(2) 水平荷载作用下的钢结构楼房，其抗侧力构件由倾覆力矩引起的轴向压（拉）力和轴向压缩（拉伸）变形，以及由此产生的构件侧移，均随房屋高宽比的加大而成倍增长。

(3) 当房屋高宽比值相同、水平荷载量值相等时，分别由杆系构件、平面构件、立体构件作为抗侧力结构的三幢楼房，因为三种抗侧力构件承受水平荷载倾覆力矩引起的压力或拉力时所能提供的水平截面面积，依次从小到大，所以，三类抗侧力构件的竖向压应力（或拉应力）以及由此产生的结构侧移，也就依次从大到小。

(4) 若以水平荷载倾覆力矩作用下抗侧力构件的某一应力水平或侧移量值为限，分别由上述三类抗侧力构件作为结构体系的楼房，其高宽比控制值也就有所差别，杆系构件最小，平面构件中等，立体构件最大。

2.4.2 全钢结构

1. 抗风设计

T. R. Higgins 和 P. Dubas 所著《钢结构高层建筑结构设计》(*Structural Design of Tall Steel Buildings*) 一书中, 列出风荷载作用下几种常用钢结构体系所适用的楼房最多层数, 见图 2-27。

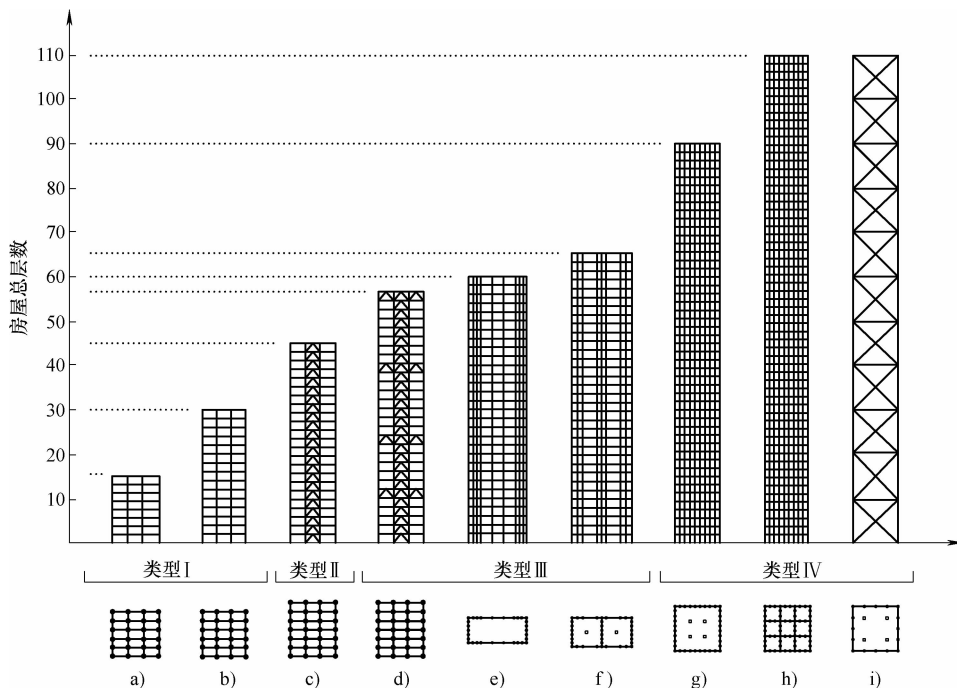


图 2-27 钢结构体系抗风设计的最多适用层数

- a) 半刚接框架 b) 刚接框架 c) 框架-支撑 d) 支撑刚臂-框架
e) 槽形框筒 f) 双槽形框筒 g) 框筒 h) 框筒束 i) 大型支撑筒

美国高层建筑与城市环境协会所著的《高层建筑设计》一书，也给出了各种钢结构体系的应用范围，图 2-28 中分别表示每一种结构体系用于高层建筑的最多层数。

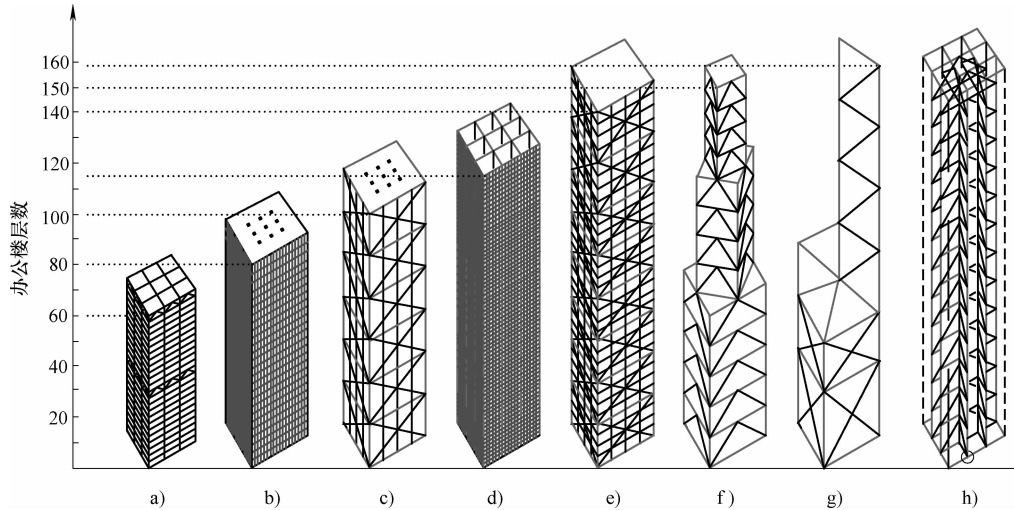


图 2-28 钢结构体系所适用的办公楼最多层数

a) 框架、框架-支撑 b) 框筒 c) 支撑筒体 d) 框筒束 e) 支撑框筒 f)、g) 空间支撑 h) 内部大型支撑

JGJ 99《高层民用建筑钢结构技术规程》对几种钢结构体系楼房的最大适用高度和房屋高宽比限值的规定，列于表 2-2。

表 2-2 钢结构高层民用建筑的最大适用高度和高宽比限值

结构体系	房屋最大适用高度/m	房屋高宽比限值
框 架	110	6.5
框架-支撑、框架-墙板	260	6.5
各类筒体、巨型框架	360	6.5

CECS 230: 2008《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》对钢-混凝土混合结构高层建筑的最大适用高度的规定，见表 2-5 中的“非抗震设防”一栏。

2. 抗震设计

(1) 房屋高度 国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.1.1 条规定，钢结构民用房屋的高度应符合表 2-3 的规定。平面和竖向均不规则或建造于 IV 类场地上的钢结构房屋，其最大适用高度应比表 2-3 中规定的数值适当降低。

表 2-3 钢结构民用房屋适用的最大高度

(单位: m)

结构类型	6 度	7 度		8 度		9 度
		0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	
框 架	110	110	90	90	70	50
框架-中心支撑	220	220	200	180	150	120
框架-偏心支撑 (延性墙板)	240	240	220	200	180	160
筒体(框筒,筒中筒,桁架筒,束筒)和巨型框架	300	300	280	260	240	180

注: 1. 房屋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. 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。
3. 表内的筒体不包括钢筋混凝土筒体。

(2) 房屋高宽比 国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.1.2 条规定, 钢结构房屋的高宽比应符合表 2-4 的规定。

表 2-4 钢结构民用房屋适用的最大高宽比

抗震设防烈度	6 度、7 度	8 度	9 度
最大高宽比	6.5	6.0	5.5

注: 1. 计算高宽比的高度从室外地面算起。

2. 塔形建筑的底部有大底盘时, 高宽比可按大底盘以上高度计算。

2.4.3 钢-混凝土混合结构

1. 房屋高度

CECS 230: 2008《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》第 4.1.2 条规定, 乙类和丙类高层钢-混凝土混合结构房屋的高度, 应符合表 2-5 的规定。

表 2-5 高层建筑混合结构的最大适用高度

(单位: m)

结构类型		非抗震 设防	抗震设防烈度				
			6 度	7 度	8 度	9 度	
混合框 架结构	钢梁-型钢(钢管)混凝土柱 型钢混凝土梁-型钢混凝土柱	60	55	45	35	25	
	钢梁-钢筋混凝土柱	50	50	40	30	—	
双重抗 侧力体系	钢框架-钢筋混凝土剪力墙	160	150	130	110	50	
	钢框架-型钢混凝土剪力墙	180	170	150	120	50	
	混合框架-钢筋混凝土剪力墙	180	170	150	120	50	
	混合框架-型钢混凝土剪力墙	200	190	160	130	60	
	钢框架-钢筋混凝土核心筒	210	200	160	120	70	
	钢框架-型钢混凝土核心筒	230	220	180	130	70	
	混合框架-钢筋混凝土核心筒	240	220	190	150	70	
	混合框架-型钢混凝土核心筒	260	240	210	160	80	
	筒中筒	钢框筒-钢筋混凝土内筒 混合框筒-钢筋混凝土内筒	280	260	210	160	80
		钢框筒-型钢混凝土内筒 混合框筒-型钢混凝土内筒	300	280	230	170	90
非双重抗 侧力体系	钢框架-钢筋(型钢)混凝土核心筒	160	120	100	—	—	
	混合框架-钢筋(型钢)混凝土核心筒	160	120	100	—	—	

注: 1. 当混合框架中采用钢管混凝土柱或钢框架中采用支撑框架时, 在有可靠依据时高度限值可适当放宽。

2. 房屋高度指室外地面至主要屋面的高度, 不包括局部突出屋面的水箱、电梯机房、构架等高度。

3. 双重抗侧力体系和非双重抗侧力体系应符合 CECS230: 2008《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》第 4.1.3 条的规定。

4. 混合框架和型钢混凝土剪力墙(核心筒)中的型钢或钢管的延伸高度, 不应小于结构总高度的 60%。

5. 非双重抗侧力体系 7 度时的最大适用高度仅适用于 0.1g。

6. 平面和竖向均不规则的结构或 IV 类场地上的结构, 最大适用高度应适当降低。

2. 房屋高宽比

(1) 钢(型钢混凝土)框架-钢筋混凝土筒体混合结构体系高层建筑,其主要抗侧力构件仍然是钢筋混凝土筒体,因此其高宽比的限值和层间位移限值均取钢筋混凝土结构体系的同一数值。而筒中筒体系混合结构,外围筒体抗侧刚度较大,承担水平力也较多,钢筋混凝土内筒分担的水平力相应减小,且外筒体延性相对较好,因此高宽比值可适当放宽。

(2) 行业标准 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 11.1.4 条规定,钢-混凝土混合结构高层建筑的高宽比值不宜大于表 2-6 规定的数值。

表 2-6 钢-混凝土混合结构适用的最大高宽比

结构体系		非抗震 设防	抗震设防烈度		
			6度、7度	8度	9度
框架-筒体	钢框架-钢筋混凝土核心筒	7	7	6	4
	型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	8	7	6	4
筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	8	8	7	5
	型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	9	8	7	5

2.5 高楼结构发展趋势

随着城市人口的增加,楼房高度在不断增长,结构承受的水平、竖向荷载和倾覆力矩越来越大。在确保高楼具有足够的承重、抗风、抗震可靠度的前提下,为了进一步节约材料、降低造价,设计概念在不断发展,结构构件在不断更新。

下面仅就高楼结构的发展趋势,作一简单描述。

2.5.1 材料高性能化

1. 高强度

(1) 随着楼房的增高,结构杆件占用建筑使用面积的比例愈来愈大,为了改善这一不合理状况,要求结构采用高强度材料。

(2) 我国业已开发出 C100 级高强混凝土,而且 C80 级高强混凝土已在实际工程(辽宁物产大厦)中得到应用。建筑用钢材的强度,也已提高到 Q420。

(3) 美国在高层建筑中所采用的钢材,其屈服强度已达 450MPa 以上。在混凝土方面,美国继采用 C100 级混凝土建成瓦克动力大楼之后,又分别采用 C120 级和 C135 级混凝土建成高 200m 以上的进口塔楼(Gateway Tower)、太平洋第一中心大厦(Pacific First Center)和双联广场大厦(Two Union Square)。

2. 高性能

(1) 用于高层建筑钢结构的高强度钢材必须是高性能钢材,它应该具备下列特性:①良好的延性;②较高的抗断裂韧性;③良好的可焊性;④易于制作和拼装;⑤良好的耐候性和耐腐蚀性。

(2) 上海宝钢集团开发生产的耐火耐候钢,其耐候性为普通钢的 2~8 倍,即使在工业大气中,20 年的天然腐蚀量仅为 0.22mm;其耐火性可使 600℃ 高温时钢材屈服强度降低幅度不超过 30%,而普通钢在 550℃ 时的强度已下降为零。

(3) 受力构件的混凝土应采用高性能混凝土, 其性能是: ①高耐久性 (设计使用年限大于 100 年); ②高密实度; ③低含碱量 ($\leq 3\text{kg}/\text{m}^3$); ④高抗渗性; ⑤高流动性 (坍落度 $> 18\text{cm}$); ⑥体积稳定性; ⑦低脆性。

2.5.2 建筑轻量化

1. 减重效益

(1) 在深厚软弱土地区 (上海、天津等沿海城市), 超高层建筑的巨大自重, 给基础的设计和施工带来困难, 减轻自重可以大幅度地减少基础造价。

(2) 位于地震区的高楼, 减轻自重, 可以减小地震力和倾覆力矩, 从而可以减小结构构件截面。

2. 减重措施

(1) 楼板自重约占钢结构楼房自重的 40%。采用陶粒、火山渣等轻集料配制的重力密度为 $18\text{kN}/\text{m}^3$ 的轻质混凝土, 可使楼板自重减轻 20%。若再采用硬纸管、波纹薄钢管为孔芯的现浇空心板, 可使楼板自重进一步减轻 30% 左右。

(2) 美国休斯敦市于 1971 年采用重力密度为 $18\text{kN}/\text{m}^3$ 的轻质高强度混凝土, 成功地建造了 52 层高 218m 的贝壳广场大厦。

(3) 采用轻型隔墙、轻质外墙板, 也能显著减轻建筑的自重。

2.5.3 构件立体化

1. 抗推刚度大

(1) 水平荷载作用下的高楼, 需要控制结构的侧移量值。随着楼房的不断增高, 早已超过 300m, 已建和拟建的高度突破 400m 的楼房, 也为数不少。因此迫切要求增大结构的抗推刚度, 特别是抗倾覆能力。

(2) 高楼中用来抵抗侧力的构件, 早期采用的是属于线形构件的柱、梁和框架; 随着楼房的增高, 采用了属于平面构件的竖向支撑和墙体。随着楼房的进一步增高, 出现了框筒、支撑框筒和框筒束等由线形杆件演变而成的立体构件。

(3) 在任一方向水平力作用下, 立体构件均有宽大的翼缘参与整体弯曲, 力臂很大, 从而具有比线形构件或平面构件大得多的抗推刚度和抗倾覆能力。

2. 使用效果

纽约市 1973 年建成的 110 层高 417m 的世界贸易中心塔楼, 外圈采用了平面尺寸为 $63.5\text{m} \times 63.5\text{m}$ 的钢结构框筒 (参见第 4 章图 4-42)。多年来, 记录到的强烈阵风作用下的结构顶点侧移最大值为 0.46m, 表明结构顶点侧移角仅为 1/900。

美国芝加哥市 1974 年建成的 109 层高 443m 的西尔斯塔楼, 采用的是钢结构框筒束 (参见第 4 章图 4-77)。塔楼的基本自振周期仅为 7.8s, 表明框筒束这种立体构件具有极大的抗推刚度。

2.5.4 巨柱周边化

1. 抗推和抗扭

(1) 就抵抗倾覆力矩而言, 建筑内部的柱, 离高楼结构整体弯曲的中和轴较近, 贡献

小；而周边柱，因为离中和轴较远，贡献大。

(2) 就抵抗扭转力矩而言，因距离建筑平面刚度中心的近和远不同，也是内部柱贡献小，周边柱贡献大。

(3) 高楼在强烈阵风作用下，当其顺风向或横风向振动加速度达到一定量值时，楼内人员就会有头晕等不适感，此时，高楼再伴有扭转振动，使用者的不适感就会加重很多。

(4) 高楼的层数多、重心高，即使设计时注意到质量和刚度的对称布置，但由于意外偏心等原因，在风或地震作用下，扭转振动也是难免的。更何况地震时的地面运动是多维的，存在水平转动分量，即使是对称结构，也会产生扭转振动。

(5) 减弱高楼扭转振动并增强高楼抗倾覆能力的最有效措施之一是，把高楼的抗侧力构件（框架柱、竖向支撑等），从中心位置和分散布置的状况，移至房屋周边并相对集中，形成巨型翼柱。

2. 应用示例

(1) 美国达拉斯市第一广场大厦（Inter First Plaza of Dallas Main Center），地上73层，高280m，沿建筑平面周边布置大截面型钢混凝土框架柱，以承担水平荷载引起的巨大倾覆力矩及可能产生的扭转力矩；楼面内部设置的较小截面钢柱，仅用以承担竖向荷载（图2-29）。

(2) 美国休斯敦市的西南银行大厦（Bank of Southwest），地上78层，高372m。沿建筑平面周边布置八根巨大的型钢混凝土柱，并用大型跨层钢支撑连成整体，以抵抗水平荷载产生的倾覆力矩（图2-30）。

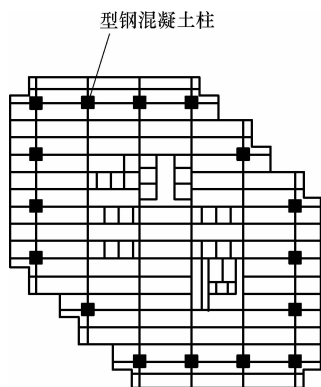


图 2-29 达拉斯第一广场大厦

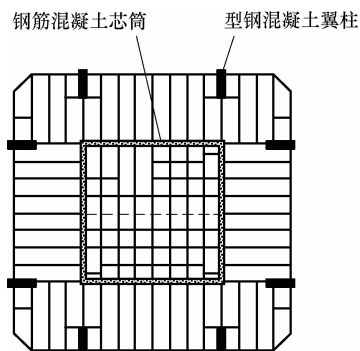


图 2-30 休斯敦市西南银行大厦

(3) 第5章图5-220所示的米格林-拜特勒大厦，也是采用类似的结构体系，八根巨大的型钢混凝土“翼柱”，布置于建筑平面的周边，与芯筒组成巨型框架，从而具有巨大的抗倾覆能力。

2.5.5 支撑大型化

1. 几何不变性

(1) 框筒是用于高楼的一种高效抗侧力构件；然而它的正交杆系（矩形框格）所固有的剪力滞后效应，降低了它作为立体构件的空间工作效能，削弱了它的抗推刚度和抗倾覆能

力。

(2) 设置斜杆的竖向支撑,属于三角形杆系,具有几何不变的特性。它与稀柱框筒结合所形成的支撑框筒(图2-31),基本上消除了框筒所固有的剪力滞后效应,达到了理想立体构件充分发挥空间工作效能的境界。

(3) 在建筑平面各个角部,设置大截面角柱,与周边的各片大型竖向支撑共同组成大型立体支撑,即“支撑筒”体系(图2-32),具有更强的抗推刚度和更大的抗倾覆能力。

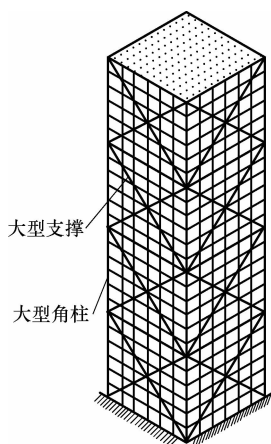


图 2-31 支撑框筒概貌

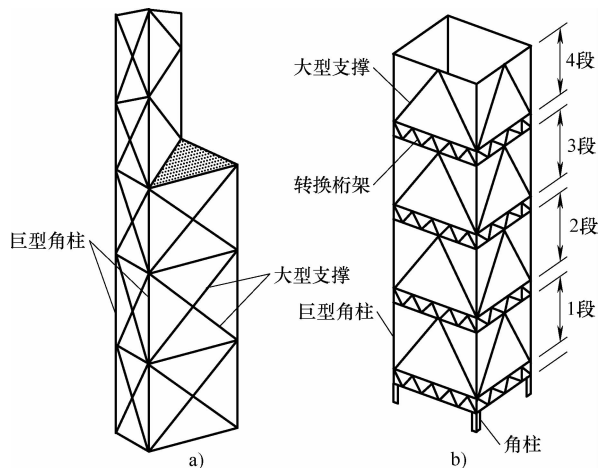


图 2-32 大型立体支撑概貌
a) X形支撑 b) 人字形支撑

2. 应用效果

(1) 美国芝加哥市1970年建成的约翰·汉考克大厦,地上100层,高332m,采用了支撑框筒体系(参见第4章图4-58),使上部结构的单位面积用钢量降至 $145\text{kg}/\text{m}^2$ 。

(2) 美国芝加哥市拟建的136层综合大厦,其设计方案也是采用支撑框筒体系(图2-33)。

(3) 香港于1989年建成的新的中国银行大楼,地面以上70层,高315m,其主体结构也是采用大型立体支撑(图2-34)。

香港的风荷载是洛杉矶的3倍,纽约的两倍,但是中国银行大楼的单位面积用钢量,仅是同样高度其他结构体系楼房的60%左右。

2.5.6 体形圆锥化

1. 降低侧力作用点

(1) 对特高楼房来说,结构整体稳定是关键,所以《高层民用建筑钢结构技术规程》对高楼规定了高宽比限值,来控制房屋高度与底部宽度的比值。

(2) 上述高宽比是“名义高宽比”,因为它没有考虑水平均布荷载与倒三角形分布荷载的合力作用点高度的不同对结构整体稳定的影响。全面反映结构整体稳定的较合理的控制指标,应该是包括楼房体型尺寸和水平荷载竖向分布两个因素的合力作用点高度的“实效高宽比”。

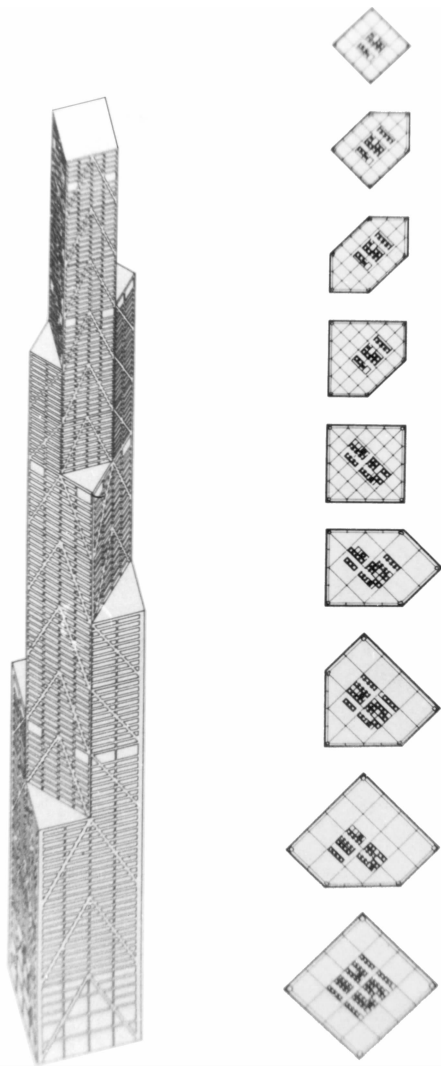


图 2-33 芝加哥市 136 层综合大厦设计方案

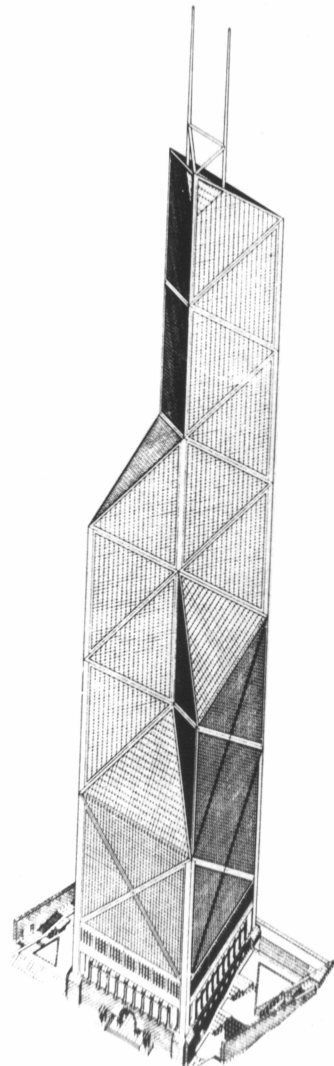


图 2-34 采用支撑筒体系的香港中国银行大楼

(3) 风荷载和地震作用沿楼房高度分布均呈倒三角形。高楼采用圆锥状体形，不仅因圆形平面使风压值减小 40% 以上，而且因上小下大的立面，减小了楼房上半部受风面积，同时降低了楼房质心高度，从而使风或地震的合力作用点下降，也就减小了楼房的“实效高宽比”，有利于结构的整体稳定。

(4) 圆锥形或截头圆锥形高楼，其向内倾斜的外柱的轴压力和轴拉力的水平分力，还可部分抵消水平荷载产生的楼层水平剪力。

2. 设计方案

(1) 日本东京拟建的米兰留塔楼 (Millennium Tower)，高 800m，采用圆锥状体形 (图 2-35)，底面直径为 190m，可容纳 5 万居民。塔楼每隔 25 层设置的透空层空中花园，有利于进一步减小作用于高楼的风压值。高楼的抗侧力结构体系，也是采用具有强大抗推刚度的

支撑框筒。

(2) 美国纽约市曾经计划兴建的一幢 110 层的 Grand Central Terminal 大楼，其设计方案采取一种新颖的双曲线圆筒状体型（图 2-36），除同样具有减小风荷载、降低合力点的优点外，还因为它双向布置的倾斜直线形钢柱所构成的支撑筒体，具有几何不变的轴力杆系仅承受轴向力的特点，杆件不受剪、不受弯，因而没有剪力滞后效应；不仅具有极强的抗倾覆能力，而且具有极强的抗扭刚度。

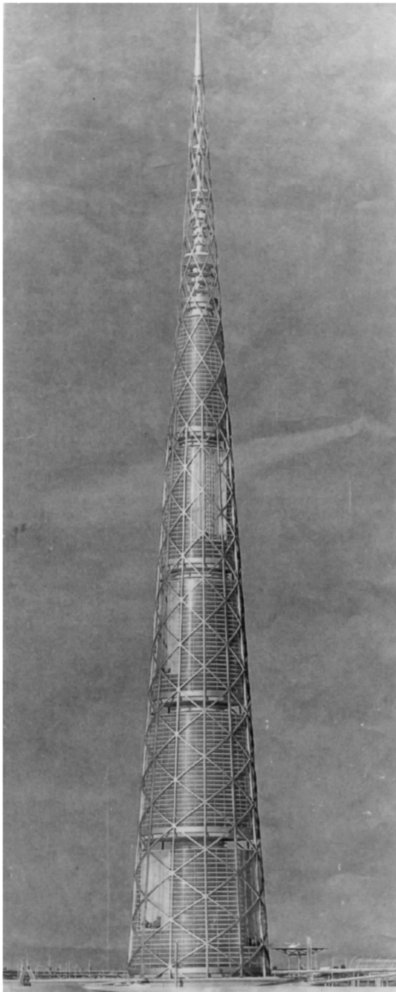


图 2-35 高 800m 的圆锥形塔楼

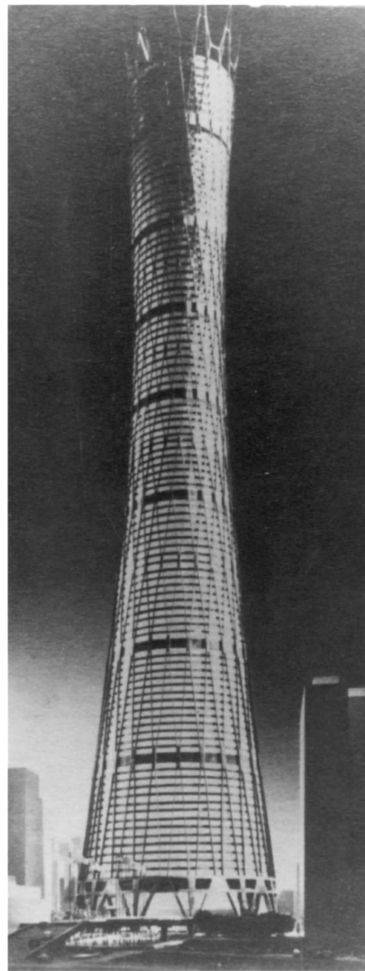


图 2-36 采用双曲线圆筒状支撑筒体系的 110 层高楼

(3) 日本大林组建筑公司提出的高度为 1000m 的“空中城市大厦”设计方案（图 2-37），采取平面为环形、立面为双曲线形的截头圆锥体，顶端外直径为 160m，底面外直径为 400m，沿高度每隔 14 层（56m）设置一个 4 层楼高（16m）的横贯房屋全宽的透空层。

主体结构采用“以巨型支撑筒为柱、巨型立体桁架为梁”所组成的环状巨型框架结构体系（图 2-38）。

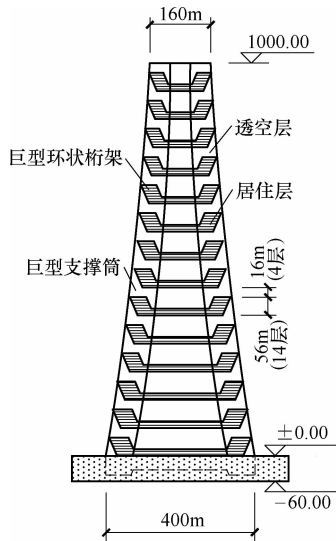


图 2-37 空中城市大厦的结构剖面

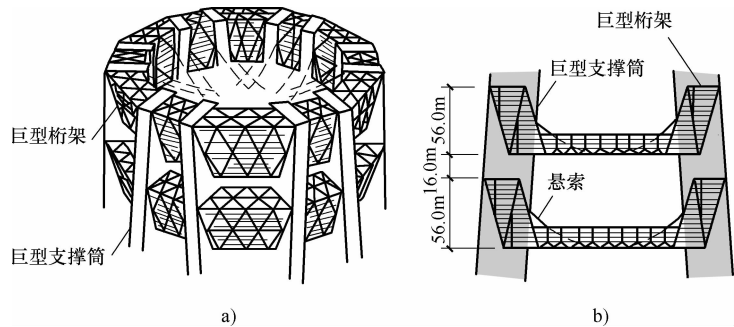


图 2-38 空中城市大厦的环状巨型框架结构体系

a) 巨型框架单元体 b) 悬挂楼盖单元体

2.5.7 结构混合化

从第1章表1-8与表1-11、表1-12、表1-20和表1-27所列高层建筑的对比情况可以看出，20世纪80年代以前，以全钢结构居多；20世纪90年代以来则多采用钢-混凝土混合结构、型钢混凝土结构和钢管混凝土结构。高楼结构类型的这一时代特征说明，随着技术的进步，混合结构日益显露出它的优越性。

1. 混合结构的优势

全钢结构高楼除了大型支撑等少数结构体系外，抗推刚度均偏小，建于台风侵袭地区时，为了控制大楼风振加速度，使其不致引起居住者的不适感，往往需要安装“调频质量阻尼器”等阻尼装置。若利用大楼的电梯井、管道井、公用服务面积等拼成的核心区的可封闭性，设置型钢混凝土或钢筋混凝土芯筒，作为大楼结构的主要抗侧力构件，配以外圈钢框架，组成混合结构体系，则具有很大的抗推刚度，在强风作用下的结构振动加速度一般均能控制在20Gal以下。

钢-混凝土混合结构高楼的结构阻尼比约为4%，比全钢结构2%的阻尼比增大一倍，从而可以减小结构的风振响应和地震反应。

利用型钢混凝土筒体内的型钢骨架，与外圈钢框架先行组装成的大楼钢构架，可以兼作混凝土楼板和芯筒的施工操作平台，因而其整体施工速度比全钢结构慢的并不多。

钢-混凝土混合结构的总用钢量，约为全钢结构的一半，若外圈钢框架柱再采用在圆形或矩形钢管内填灌高强、高性能混凝土的钢管混凝土柱，结构抗推刚度将进一步增大，用钢量进一步减小。

2. 典型实例

(1) 大连市于1996年兴建的世界贸易大厦，地下4层，地上51层，高202m，总建筑面积为 $9.6 \times 10^4 \text{m}^2$ 。大楼主体结构采用由钢筋混凝土芯筒与外圈钢框架组成的芯筒-框架混

合结构体系。其典型层结构平面如图 2-39 所示。总用钢量为 7000t，单位建筑面积用钢量为 $73\text{kg}/\text{m}^2$ 。

(2) 香港于 1998 年建成的长江中心大厦，地上 62 层，高 283m，采用方形建筑平面，外轮廓尺寸为 $47.2\text{m} \times 47.2\text{m}$ 。大厦是采用钢-混凝土混合结构，楼面内部为钢筋混凝土芯筒，外圈框架由钢梁与钢管混凝土柱组成，其典型层结构平面见图 2-40。大厦的高宽比为 6，纵、横向基本周期分别为 5.7s（强轴）和 7.6s（弱轴）；按加拿大建筑规范计算，大风作用下大厦顶层的振动加速度分别为 11Gal（强轴）和 13Gal（弱轴），均远小于 20Gal 的限值。

(3) 上海浦东 1999 年建成的金茂大厦，地下 3 层，地上 88 层，高 421m，也是采用钢-混凝土混合结构。大楼的主要抗侧力构件为八边形钢筋混凝土芯筒、楼面外圈的八根型钢混凝土巨型翼柱与纵、横刚性伸臂桁架联合组成的大型立体构件，其典型层结构平面（52 层以下）见图 2-41。计算结果显示：7 度地震作用下，结构顶点侧移角和最大层间侧移角分别为 $1/845$ 和 $1/750$ ；风荷载作用下，结构顶点侧移角和最大层间侧移角分别为 $1/760$ 和 $1/730$ ，表现出大楼结构具有很大的抗推刚度。

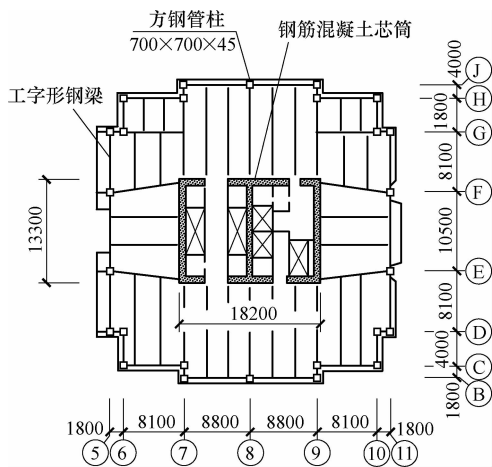


图 2-39 大连世界贸易大厦典型层结构平面

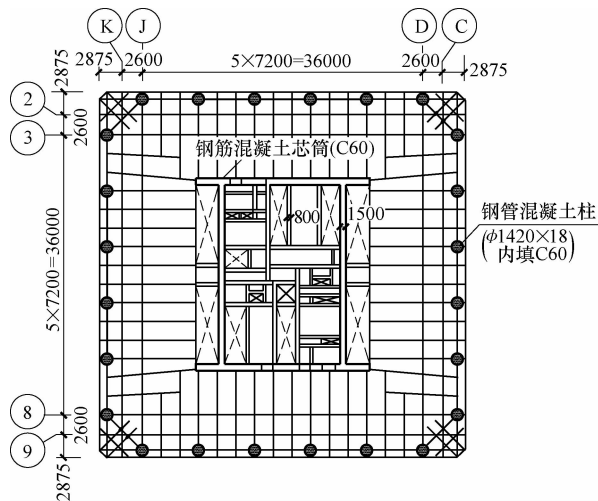


图 2-40 香港长江中心大厦典型层结构平面

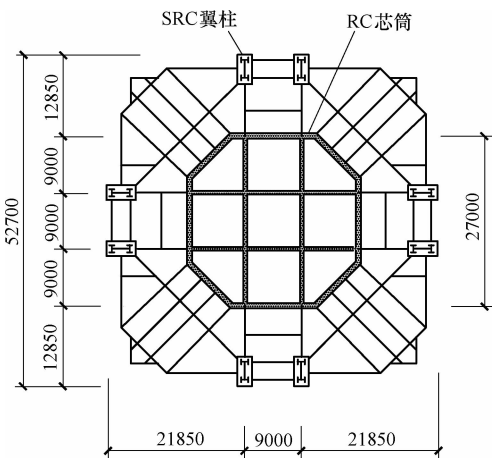


图 2-41 金茂大厦典型层结构平面

2.5.8 动力反应智能化

1. 减小振动加速度

采取加大结构抗推刚度的办法，来控制高楼在台风或强震作用下的侧移和振动加速度，

固然有效；但采用附加阻尼装置之类的主动、被动控制装置，来削减高楼振动加速度的峰值，则更加经济、有效。

试验和实践证明，在高楼中安装调频质量阻尼器后，当强风作用下高楼的振动加速度超过 $0.003g$ 时，阻尼器自动开启，高楼的振动加速度随之减小 50% 左右。

2. 工程示例

日本横滨于1993年建成的70层陆标塔楼（Land Mark Tower），台湾高雄市即将完工的85层TC塔楼（T & C Tower），均安装两台抗风阻尼器，可使大风时高楼的振动加速度降低 60% 。

日本拟建的动力智能大厦-200，是一座联体式特高楼房，地下7层，地上200层，高 $800m$ ；建筑面积为 150 万 m^2 （图2-42）。

结构上安装由传感器、质量驱动装置、可调刚度体系与计算机共同组成的主动控制系统。预计地震作用下的结构侧移可削减 40% 左右。

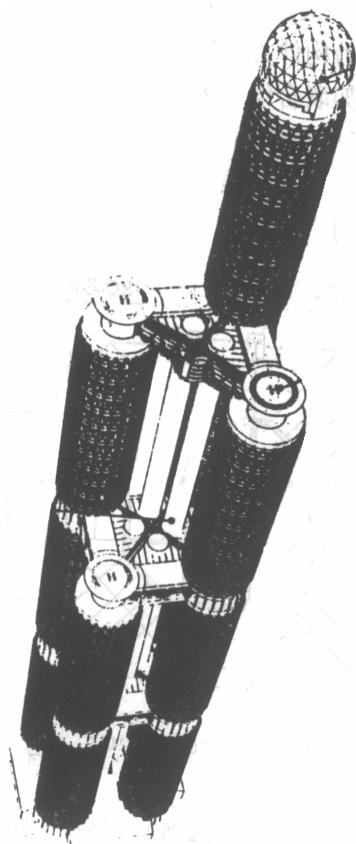


图 2-42 安装主动控制系统的动力智能大厦-200

第 3 章

结 构 材 料

3.1 结 构 钢

3.1.1 钢材性能

1. 通用要求

为保证承重结构的承载能力及防止在一定条件下出现脆性破坏，高层建筑中的承重构件和承力构件（竖向支撑等），其钢材牌号和材性的选定，应符合行业标准 YB 4104—2000《高层建筑结构用钢板》及国标 GB/T 19879—2005《建筑结构用钢板》的规定，并应符合下列要求：

（1）考虑结构的重要性、荷载特征、结构类型、连接方法、钢材厚度、环境温度和构件所处部位等情况的不同要求。

（2）钢材的抗拉强度、伸长率、屈服强度、强屈比、冷弯试验、冲击韧性等各项指标合格。

（3）硫、磷的质量分数低于限值。

2. 焊接结构附加要求

（1）碳的质量分数

1) 钢材中碳的质量分数不应超过焊接性能所规定的限值。

2) Q235-D 级钢，碳的质量分数小于 0.17%，硫、磷的质量分数小于 0.035%，可焊性较好。

（2）断面收缩率

1) 厚度较大的钢板，在轧制过程中存在着各向异性。由于在杆件的板件连接处常形成较强的约束，焊接时容易引起钢板的层状撕裂，因此，要求钢板的断面收缩率不小于某一规定值。JGJ 81—2002《建筑钢结构焊接技术规程》规定，板件厚度 $t \geq 40\text{mm}$ 时应采用厚度方向性能钢板。

2) 采用焊缝连接的梁-柱节点和支撑节点，节点的约束较强。当钢板厚度等于或大于 40mm，并承受沿板厚方向的拉力作用时（包括强约束节点因焊缝收缩引起的拉应力），为防止钢材的层状撕裂，而采用 Z 向钢时，应附加“受拉试件板厚方向截面收缩率不小于 Z15

级”的要求。

3) 根据国家标准 GB/T 5313—2010《厚度方向性能钢板》的规定, Z 向性能级别为 Z15 级的钢板性能应符合下列要求: ①截面收缩率 ψ_z , 单个试样值和三个试样平均值, 应分别不小于 10% 和 15%; ②硫的质量分数(熔炼分析)不大于 0.01%。过多的硫化物在钢板热压过程中会形成平行于钢板表面的、可视为微裂缝的非金属薄片夹层, 降低板厚方向的抗拉强度。

(3) 钢材的冷弯性能必须符合要求。

3. 抗震结构附加要求

(1) 钢材的“强屈比”应不小于 1.2, 抗震设防烈度为 8 度和 8 度以上时, 则不应小于 1.5, 以确保结构具有足够的安全储备。强屈比是指钢材的极限抗拉强度实测值 f_u 与屈服强度实测值 f_{ay} 的比值。

(2) 钢材的拉伸试验应具有明显的屈服台阶。

(3) 钢材的伸长率应大于 20% (标距 50mm), 以保证构件具有足够的塑性变形能力。

(4) 钢材应具有能保持足够延性的良好可焊性。

(5) 抗震类别为甲类或乙类的高层建筑钢结构, 钢材的屈服强度平均值不宜超过其规定值(标准值)的 10%, 以免构件的塑性铰位置发生不符合“强柱弱梁”等设计要求的转移。

(6) 钢材的冲击韧性必须得到保证。

(7) 抗震设防高层建筑中仅承受重力荷载的钢构件, 上述各项要求可适当放宽。

(8) GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》规定, 板件厚度 $t \geq 40\text{mm}$ 时应采用厚度方向性能钢板。

4. 特殊构件附加要求

(1) 处于外露环境, 且对大气腐蚀有特殊要求的承重和承力钢构件, 宜采用耐候钢(耐大气腐蚀能力约为碳素钢的 4~8 倍), 其质量要求应符合现行国家标准 GB/T 4171—2008《耐候结构钢》的规定。

(2) 处于低温环境下的承重和承力钢构件, 其钢材性能尚应符合“避免低温冷脆”的要求。

(3) 重要的受拉或受弯的焊接结构以及需要验算疲劳的焊接结构, 其钢材的低温性能应符合表 3-1 的要求。这是因为脆断主要发生在受拉区, 危险性较大。所以, 对受拉或受弯的焊接构件所使用钢材的质量要求, 比对受压(含压弯)构件的质量要求更高。

表 3-1 重要焊接结构钢材的低温性能

钢材牌号	室外气温	-20 ~ -10℃	低于 -20℃
	Q235	0℃ 冲击韧性合格保证	-20℃ 冲击韧性合格保证
Q345、Q390、Q420		-20℃ 冲击韧性合格保证	-40℃ 冲击韧性合格保证

3.1.2 国产钢材

1. 钢材牌号表示法

(1) 钢的牌号(例如 Q235-A·F)由如下四部分按顺序组成: ①代表屈服强度的字母

“Q”；②屈服强度值，如 235 等；③质量等级符号，A、B、C、D、E 等；④脱氧方法符号，如 F（沸腾钢）、b（半镇静钢）、Z（镇静钢）和 TZ（特殊镇静钢）。

(2) 在牌号组成表示方法中，“Z”和“TZ”符号予以省略。

(3) 行业标准 YB 4104—2000《高层建筑结构用钢板》规定，高层建筑结构用钢板的牌号表示为 Q345GJC，它是由以下四部分按顺序组成：①表示屈服点的汉语拼音字母“Q”；②屈服点数值；③代表高层建筑的汉语拼音字母“GJ”；④质量等级符号“C、D、E”。对于厚度方向性能钢板，则在质量等级符号之前加上厚度方向性能级别“Z15、Z25、Z35”，例如 Q345GJZ15C。

2. 钢材牌号的选用

高层建筑钢结构，应根据其构件的重要性和焊接要求，选用不同等级的钢材。

(1) 钢材适用的情况

1) YB 4104—2000《高层建筑结构用钢板》规定，高层建筑钢结构的钢材，宜采用 Q235（原 3 号钢）C、D、E 等级的碳素结构钢，或采用 Q345（包括原 16Mn 钢）C、D、E 等级的低合金高强度结构钢。

2) 重要的焊接构件宜采用碳、硫、磷质量分数较低的 C、D、E 级碳素结构钢和 D、E 级低合金结构钢。

3) 屈服强度超过 $350\text{N}/\text{mm}^2$ 的高强度钢材，要经过充分研究，证明其性能符合要求后，方可在抗震设防的高层建筑钢结构中应用。若用于型钢混凝土构件中，为使型钢芯柱的屈服应变小于混凝土压碎时的应变，钢材的强度设计值不应超过 $350\text{N}/\text{mm}^2$ 。

4) 上海宝钢集团开发生产的耐火耐候钢，其耐候性为普通钢的 2~8 倍，其耐火性达到 600°C 高温时钢材屈服强度降低幅度不超过 30%；而价格仅比普通钢贵 10%。有条件时，工程中应优先采用耐火耐候钢，以提高结构的安全性和耐久性。

(2) 钢材不适用的情况

1) Q235-A 级钢和 Q345-A 级钢，因为不保证冷弯性能、冲击韧性和焊接需要的低碳质量分数，所以不能用于高层建筑中的主要承重构件和承力构件。

2) Q390 钢（原 15MnV）及其桥梁钢，其伸长率小于 20%，不宜用于高层建筑钢结构。

3) 下列情况的承重构件和承力构件（竖向支撑等），不宜采用 Q235 沸腾钢。

①非焊接结构 室外空气温度[⊖]等于或低于 -20°C 的直接承受动力荷载且需要验算疲劳的结构。

②焊接结构

a) 直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构。

b) 室外空气温度低于 -20°C 时的下列结构：承受静力荷载的受拉或受弯（拉应力较大）的重要承重结构；直接承受动力荷载或振动荷载但可不验算疲劳的结构。

c) 室外空气温度等于或低于 -30°C 的所有承重结构。

(3) 国家标准

1) Q235 钢的质量标准，应符合我国现行国家标准 GB/T 700—2006《碳素结构钢》的

⊖ 室外空气温度指国家标准《采暖通风和空气调节设计规范》所列出的最低日平均气温。对采暖房屋内的结构，可按该值提高 10°C 采用。

规定。

2) Q345 钢、Q390 钢和 Q420 钢的质量标准, 应符合我国现行国家标准 GB/T 1591—2008《低合金高强度结构钢》的规定。

3. 钢材强度

(1) 高层建筑钢结构所采用的国产钢材, 按照 GB 50017—2003《钢结构设计规范》和 JGJ 99—1998《高层民用建筑钢结构技术规程》的规定, 其强度设计值(材料强度标准值除以抗力分项系数)应根据计算截面的钢材厚度或直径, 按表 3-2 规定取值。

表 3-2 国产钢材的设计用强度值 (单位: N/mm²)

钢 材			极限抗拉强度最小值 f_u	屈服强度 (强度标准值) f_{ay}	强度设计值		
牌号	组别	厚度或直径 /mm			抗拉、抗压 和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
Q235 钢	一组	≤16	375	235	215	125	325
	二组	>16 ~ 40		225	205	120	
	三组	>40 ~ 60		215	200	115	
	四组	>60 ~ 100		205	190	110	
Q345 钢	一组	≤16	470	345	310	180	400
	二组	>16 ~ 35		325	295	170	
	三组	>35 ~ 50		295	265	155	
	四组	>50 ~ 100		275	250	145	
Q390 钢	一组	≤16	470	390	350	205	415
	二组	>16 ~ 35		375	335	190	
	三组	>35 ~ 50		350	315	180	
	四组	>50 ~ 100		330	295	170	
Q420 钢	一组	≤16	470	420	380	220	440
	二组	>16 ~ 35			360	210	
	三组	>35 ~ 50			340	195	
	四组	>50 ~ 100			325	185	

(2) 钢铸件的强度设计值应按表 3-3 中的规定采用。

表 3-3 钢铸件的强度设计值 (单位: N/mm²)

钢 号	抗拉、抗压和抗弯	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
ZG200-400	155	90	260
ZG230-450	180	105	290
ZG270-500	210	120	325
ZG310-570	240	140	370

4. 钢材物理性能

钢材和钢铸件的物理性能指标应按表 3-4 所列数值采用。

表 3-4 钢材和钢铸件的物理性能指标

弹性模量 E_s /(N/mm ²)	剪变模量 G /(N/mm ²)	线膨胀系数 α (以每℃计)	质量密度 ρ /(kg/m ³)
2.06×10^5	0.79×10^5	12×10^{-6}	7850

5. 钢材化学成分

钢材的化学成分及其含量,将直接影响钢材的可焊性,应该得到保证。

(1) 碳素结构钢 根据国家标准 GB/T 700—2006《碳素结构钢》的规定,碳素结构钢(低碳钢)的牌号及其对应的化学成分,应符合表 3-5 的要求。

表 3-5 碳素结构钢的牌号和化学成分

钢的牌号	质量等级	化学成分(质量分数,%)					脱氧方法	
		C	Mn	Si	S	P		
Q235	A	0.22	1.40	0.35	0.050	0.045	F、z	
	B	0.20			0.045			
	C	0.17			0.040	0.040		Z
	D	0.17			0.035	0.035		TZ

(2) 低合金高强度结构钢 根据国家标准 GB/T 1591—2008《低合金高强度结构钢》的规定,低合金高强度结构钢的牌号和化学成分应符合表 3-6 的要求。

表 3-6 低合金高强度结构钢的牌号和化学成分

牌 号	质量等级	化学成分(质量分数,%)								
		C ≤	Mn	Si ≤	P ≤	S ≤	V	Nb	Ti	Al ≥
≥Q345	A	0.20	1.00~1.60	0.50	0.035	0.035	0.15	0.07	0.20	—
	B	0.20	1.00~1.60	0.50	0.035	0.035	0.15	0.07	0.20	—
	C	0.20	1.00~1.60	0.50	0.030	0.030	0.15	0.07	0.20	0.015
	D	0.18	1.00~1.60	0.50	0.030	0.025	0.15	0.07	0.20	0.015
	E	0.18	1.00~1.60	0.50	0.025	0.020	0.15	0.07	0.20	0.015

注:表中的 Al 为全铝质量分数,如化验酸溶铝时,其质量分数应不小于 0.01%。

(3) 高层建筑结构用钢板

1) 根据行业标准 YB 4104—2000 的规定,高层建筑结构用钢板(厚度为 6~100mm)的钢,由氧气转炉或电炉冶炼,钢的牌号及化学成分(熔炼分析)应符合表 3-7 的规定。

表 3-7 高层建筑结构用钢板的牌号及化学成分

牌号	质量等级	厚度 /mm	化学成分(质量分数,%)								
			C	Si	Mn	P	S	V	Nb	Ti	Als
Q235GJ	C	6~100	≤0.20	≤0.35	0.60~1.20	≤0.025	≤0.015	—	—	—	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								

(续)

牌号	质量等级	厚度 /mm	化学成分 (质量分数, %)								
			C	Si	Mn	P	S	V	Nb	Ti	Als
Q345GJ	C	6 ~ 100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.02	0.015	0.01	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								
Q235GJZ	C	>16 ~ 100	≤0.20	≤0.35	0.60 ~ 1.20	≤0.020	见表 3-9	—	—	—	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								
Q345GJZ	C	>16 ~ 100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.020	见表 3-9	0.02 ~ 0.15	0.015 ~ 0.060	0.01 ~ 0.10	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								

注: Z 为厚度方向性能级别 Z15、Z25、Z35 的缩写, 具体在牌号中注明。

2) 各牌号所有质量等级钢板的碳当量或焊接裂纹敏感性指数, 应符合表 3-8 的规定。

表 3-8 高层建筑结构用钢板的碳当量和焊接裂纹敏感性指数

牌号	交货状态	碳当量 C_{eq} (%)		焊接裂纹敏感性指数 P_{cm} (%)	
		≤50mm	>50 ~ 100mm	≤50mm	>50 ~ 100mm
Q235GJ Q235GJZ	热轧或正火	≤0.36	≤0.36	≤0.26	
Q345GJ	热轧或正火	≤0.42	≤0.44	≤0.29	
Q345GJZ	TMCP	≤0.38	≤0.40	≤0.24	≤0.26

注: Z 为厚度方向性能级别 Z15、Z25、Z35 的缩写, 具体在牌号中注明。

3) 高层建筑结构用厚度方向性能钢板的硫的质量分数应符合表 3-9 的规定。

表 3-9 厚度方向性能钢板的硫的质量分数限值

厚度方向性能级别	Z15	Z25	Z35
硫 (S) 含量 (质量分数, %)	≤0.010	≤0.007	≤0.005

6. 钢材力学性能

钢材的力学性能是指标准条件下钢材的屈服强度、抗拉强度、伸长率、冷弯性能和冲击韧性, 以及厚钢板的 Z 向性能。

(1) 应力-应变曲线 低碳钢的应力-应变 (σ - ε) 曲线如图 3-1 所示。图中, OA 为弹性阶段, 有些钢材在 A 点之前存在一小段弹塑性阶段; AB 为屈服阶段, 荷载不增加, 但变形持续加大; BC 为强化阶段, 由于钢材历经屈服阶段后, 内部晶粒重新排列, 强度有所提高, 但变形也随之增大较多, 呈现出钢材的塑性特征; CD 为下降段, 强度降低, 变形增大, 直至断裂。

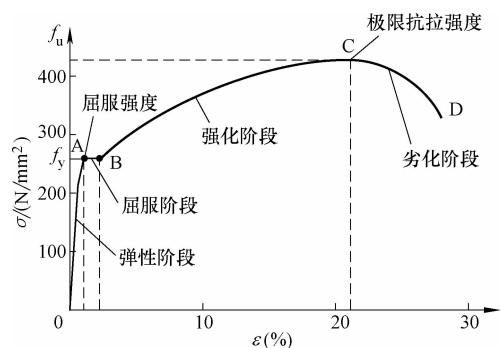


图 3-1 低碳钢的应力-应变曲线

(2) 屈服强度 图 3-1 中曲线上的 A 点即为屈服点, 常称屈服强度 $f_y (f_{ay})$, 它是衡量结构的承载能力和确定强度设计值的重要指标。钢材屈服后将产生较大变形, 且暂时失去可继续加载的能力。因此, 设计规范中将屈服强度 f_{ay} 作为承载能力极限状态的标志值, 并以国家标准规定的产品标准最低屈服点 (废品极限) 确定钢材的强度标准值。

(3) 抗拉强度 图 3-1 中曲线上的 C 点即为抗拉强度 f_u , 或称极限抗拉强度, 它是钢材所能承受的最大拉应力值, 是衡量钢材抵抗拉断的性能指标。因为钢材的应力超过屈服强度后将产生较大的残余变形, 超出结构正常使用范围, 所以, 极限抗拉强度只能作为结构的强度储备。抗拉强度与屈服强度的比值——强屈比 (f_u/f_{ay}) 愈大, 则结构的强度储备率愈高。

(4) 伸长率

1) 标准试件受拉断裂时 (图 3-1 曲线上的 D 点) 的长度 l_1 减去原长度 l_0 所得增长值 Δl , 除以原长度 l_0 , 所得比值的百分数就是钢材的伸长率 δ , 即

$$\delta = \frac{\Delta l}{l_0} \times 100\% = \frac{l_1 - l_0}{l_0} \times 100\%$$

2) 伸长率 δ 是衡量钢材塑性及延性性能的指标。伸长率愈大, 表示钢材的塑性和延性性能愈好, 钢材在断裂前的塑性变形和吸收能量的能力愈强。

3) 标准试件的原长度 l_0 与横截面直径 d_0 的比值取为 $l_0/d_0 = 5$ 时, 相应的钢材伸长率的代号写为 δ_5 。

(5) 钢材试验要求

1) 碳素结构钢 根据国家标准 GB/T 700—2006《碳素结构钢》的规定, 碳素结构钢的拉伸和冲击试验, 应符合表 3-10 的要求; 碳素结构钢的冷弯试验应符合表 3-11 的要求。

表 3-10 碳素结构钢的拉伸和冲击试验要求

牌号	等级	拉 伸 试 验										冲击试验 (V 型缺口)			
		屈服强度 $R_{eH}/(N/mm^2)$						抗拉 强度 ^① R_m /(N /mm ²)	断后伸长率 A (%)					温度 /°C	冲击吸 收能量 (纵向) /J
		钢材厚度 (或直径) /mm							钢材厚度 (或直径) /mm						
		≤16	>16 ~40	>40 ~60	>60 ~100	>100 ~150	>150 ~200		≤40	>40 ~60	>60 ~100	>100 ~150	>150 ~200		
Q235	A	235	225	215	215	195	185	370 ~ 500	26	25	24	22	21		
	B	235	225	215	215	195	185	370 ~ 500	26	25	24	22	21	20	27 ^②
	C	235	225	215	215	195	185	370 ~ 500	26	25	24	22	21	0	
	D	235	225	215	215	195	185	370 ~ 500	26	25	24	22	21	-20	

① 厚度大于 100mm 的钢材, 抗拉强度下限允许降低 20N/mm²。

② 厚度小于 25mm 的 Q235B 级钢材, 如供方能保证冲击吸收功值合格, 经需方同意, 可不作检验。

表 3-11 碳素结构钢的冷弯试验要求

牌 号	试样方向	冷弯试验 180°, $B = 2a$	
		钢材厚度 (或直径) /mm	
		≤60	>60 ~ 100
		弯心直径 d	
Q235	纵	a	$2a$
	横	$1.5a$	$2.5a$

注: B 为试样宽度, a 为试样厚度 (或直径)。

2) 低合金结构钢 根据国家标准 GB/T 1591—2008《低合金高强度结构钢》的规定, 低合金高强度结构钢的拉伸、冲击和弯曲试验结果, 应符合表 3-12 的要求。

3) 高层建筑结构用钢板

①钢板的拉伸、冲击、弯曲试验结果应符合表 3-13 的规定。

表 3-12 低合金高强度结构钢的拉伸、冲击和弯曲试验要求

牌号	质量等级	屈服强度 R_{eH}/MPa					抗拉强度 R_m /MPa	断后 伸长率 A (%) \geq	冲击吸收能量 KV_2/J				180°弯曲试验 $d =$ 弯心直径; $a =$ 试样厚度 (或直径)	
		厚度 (直径, 边长) /mm							+20℃	0℃	-20℃	-40℃		
		≤ 16	>16 ~40	>40 ~63	>63 ~80	>80 ~100			\geq				钢材厚度 (或直径) /mm	
		\geq											≤ 16	>16 ~ 100
Q345	A	345	335	325	315	305	470 ~ 630	20					$d = 2a$	$d = 3a$
	B	345	335	325	315	305	470 ~ 630	20	34					
	C	345	335	325	315	305	470 ~ 630	21		34				
	D	345	335	325	315	305	470 ~ 630	21			34			
	E	345	335	325	315	305	470 ~ 630	21				27		

注: 厚度大于 35mm 的钢板, 其伸长率值可降低 1% (绝对值)。

表 3-13 高层建筑结构用钢板的拉伸、冲击和弯曲试验要求

牌号	质量等级	屈服强度 (下限值和上限值) R_{eH}/MPa				抗拉强度 R_m /MPa	断后 伸长率 A (%) 不小于	冲击吸收 能量 KV_2 (纵向)		180°弯曲试验		屈强比 \leq
		钢板厚度/mm						温度 /℃	J, \geq	钢板厚度/mm		
		6 ~ 16	>16 ~35	>35 ~50	>50 ~100					≤ 16	>16 ~100	
Q235GJ	C	≥ 235	235 ~ 345	225 ~ 335	215 ~ 325	400 ~ 510	23	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q345GJ	C	≥ 345	345 ~ 455	335 ~ 445	325 ~ 435	490 ~ 610	22	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q235GJZ	C	—	235 ~ 345	225 ~ 335	215 ~ 325	400 ~ 510	23	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q345GJZ	C	—	345 ~ 455	335 ~ 445	325 ~ 435	490 ~ 610	22	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				

注: 1. Z 为厚度方向性能级别 Z15、Z25、Z35 的缩写, 具体在牌号中注明。

2. 夏比 (V 型切口) 冲击功值按一组 3 个试样算术平均值计算, 允许其中一个试样值低于表 3-13 规定, 但不得低于规定值的 70%。

②表 3-13 中各厚度方向 (Z 向) 性能级别钢板的断面收缩率应符合表 3-14 的规定。

表 3-14 厚度方向性能钢板的断面收缩率

厚度方向性能级别	断面收缩率 φ_z (%)	
	三个试样平均值	单个试样值
Z15	≥ 15	≥ 10
Z25	≥ 25	≥ 15
Z35	≥ 35	≥ 25

4) 耐候结构钢 高层建筑外露部分的结构构件, 应选用符合 GB/T 4171—2008 《耐候结构钢》的 Q235NH (C、D、E 级) 或 Q355GNH (C、D、E 级) 耐候钢。耐候结构钢的力学性能及化学成分见表 3-15。

表 3-15 耐候结构钢的力学性能及化学成分 (GB/T 4171—2008)

力学性能	牌号	钢材厚度 /mm	屈服强度 R_{eH} /(N/mm ²) 不小于	抗拉强度 R_m /(N/mm ²)	断后伸 长率 A (%) 不小于	180°弯 曲试验	V 型冲击试验			
							试样 方向	质量等级	温度 /°C	冲击吸收 能量/J 不小于
	Q235NH	≤ 16	235	360 ~ 510	25	$d = a$	纵向	C	0	34
		$> 16 \sim 40$	225		25	$d = 2a$		D	-20	34
		$> 40 \sim 60$	215		24			E	-40	27
		> 60	215		23					
	Q295NH	≤ 16	295	430 ~ 560	24	$d = 2a$		C	0	34
		$> 16 \sim 40$	285		24	$d = 3a$		D	-20	34
		$> 40 \sim 60$	275		23			E	-40	27
		$> 60 \sim 100$	255		22					
	Q355NH	≤ 16	355	490 ~ 630	22	$d = 2a$		C	0	34
		$> 16 \sim 40$	345		22	$d = 3a$		D	-20	34
		$> 40 \sim 60$	335		21			E	-40	27
		$> 60 \sim 100$	325		20					
化学成分	牌号	统一数 字代号	化学成分 (质量分数, %)							
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	V
	Q235NH	L52530	≤ 0.15	0.15 ~ 0.40	0.20 ~ 0.60	≤ 0.035	≤ 0.035	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 0.80	-
	Q295NH	L52950	≤ 0.15	0.15 ~ 0.50	0.60 ~ 1.00	≤ 0.035	≤ 0.035	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 0.80	-
Q355NH	L53550	≤ 0.16	≤ 0.50	0.90 ~ 1.50	≤ 0.035	≤ 0.035	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 0.80	0.20 ~ 0.10	

注: d —弯心直径; a —钢材厚度。

5) 耐火耐候钢 当有充分技术经济依据, 承重钢结构需按抗火设计方法 (见上海 DG/TJ 08—008—2000 《建筑钢结构防火技术规程》和中国工程建设标准化协会标准 CECS 200:2006 《建筑钢结构防火技术规范》) 设计时, 其钢材宜选用耐火耐候钢。表 3-16 列出武钢生产的高性能耐火耐候 Z 向钢的力学性能。

表 3-16 高性能耐火耐候 Z 向钢的力学性能

牌号	交货状态	板厚 /mm	屈服强度 R_{eH} /(N/mm ²)	抗拉强度 R_m /(N/mm ²)	断后 伸长率 A (%)	600℃时 屈服强度 /(N/mm ²)	冲击吸收 能量 0℃ KV_2 /J	冷弯 180°	厚度方向 断面收缩 率 φ (%)
WGJ510 C2	热轧或 正火 + 回火	≤16	≥325	≥510	≥19	≥217	≥47	$d = a$	≥35%
		>16 ~ 36	≥315	≥490		≥210		$d = 3a$	
		>36 ~ 60	≥305	≥470	≥19	≥204			

注： d —弯心直径； a —钢材厚度。

7. 国产型钢的型号

(1) 结构用无缝钢管、直缝电焊钢管和螺旋焊钢管的规格及截面特性，分别见本书附录 A 的表 A-1、表 A-2 和表 A-3。

(2) 热轧轻型 H 型钢、热轧 H 型钢、热轧窄翼缘 H 型钢、超厚超重 H 型钢、热轧桩用 H 型钢和热轧剖分 T 型钢的规格及截面特性，分别见本书附录 A 的表 A-4 ~ 表 A-9。

(3) 普通焊接 H 型钢、轻型焊接 H 型钢、结构用普通高频焊接薄壁 H 型钢和结构用卷边高频焊接薄壁 H 型钢的规格及截面特性，分别见本书附录 A 的表 A-10 ~ 表 A-13。

(4) 马鞍山钢铁股份有限公司生产的 H 型钢和 H 型钢桩产品，分别列于本书附录 A 的表 A-14、表 A-15。鞍山第一轧钢厂生产的热轧 H 型钢产品，列于本书附录 A 的表 A-16。莱芜钢铁股份有限公司生产的 H 型钢产品，列于本书附录 A 的表 A-17。

(5) 热轧工字钢、槽钢、等边角钢、不等边角钢、L 型钢的型号及截面特性，分别见本书附录 A 的表 A-18 ~ 表 A-22。

3.1.3 国外钢材

1. 使用要求

建筑工程中采用国外钢材时，钢材的力学性能、屈强比、化学成分及可焊性等，均应符合我国相关钢材标准的规定。

国外设计指标的采用原则，与我国不同。国外钢材应用于我国工程时，设计人员应详细了解该国钢材的性能及其指标，再根据我国的设计标准，合理取值，以确保结构的安全。

2. 国内外建筑结构钢材的对比

(1) 国内外钢材的共同点

1) 就生产工艺而言，都是以纯氧顶吹转炉钢为主，平炉钢次之，电炉钢则很少用于建筑钢结构。

2) 均含有铁、碳、硅、锰、硫和磷六大元素，并根据用途严格控制硫、磷的极限质量分数；对于焊接结构，则控制碳的质量分数。

3) 都要求保证钢材的抗拉强度、屈服点、伸长率和冷弯试验四项标准。

4) 都是按钢材的厚度划分为三组或四组，分别给出不同厚度的抗拉强度、屈服强度、伸长率和冷弯试验弯心直径。

5) 对于重要的钢结构工程，提出钢材冲击韧性的要求。

6) 对用于全焊连接和节点刚度大的、厚度大于 40mm 的钢材，尚应满足沿钢板厚度方向的塑性指标，即应满足“厚度方向性能钢板”(Z 向钢板)关于截面收缩率的规定，以免

钢板发生层状撕裂。

(2) 国内外钢材的对应钢号

1) 相当于国产的 Q235 钢, 大量用于高层建筑的国外钢材牌号有: 美国的 A36, 日本的 SM41, 欧洲的 Fe360, 德国的 St36, 英国的 43A、43B 和前苏联的 CT3 等。

2) 相当于国产的 Q345 钢, 多用于重要钢结构的国外钢材牌号有: 美国的 A441, 日本的 SM50, 欧洲的 Fe510, 德国的 St52, 英国的 50A、50B 和前苏联的 15XCH 等。

(3) 国内外钢材力学性能的对比

1) 美国、日本、英国和俄罗斯的结构钢材的抗拉强度值列于表 3-17, 供工程设计时参考使用。

2) 世界主要国家钢结构相关规范中所规定的钢种、钢号及其力学性能等各项指标, 列于表 3-18。

表 3-17 美、日、俄、英结构钢材的抗拉强度值

国名	钢材品种	厚度/mm	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa	
美国	(ASTM) A36		250	400 ~ 500	
	(ASTM) A529/50 级		345	485 ~ 610	
日本	SN400A	$\geq 6, \leq 40$	≥ 235	400 ~ 510	
		> 40	≥ 215		
	SN400B	$\geq 6, < 12$	≥ 235		
		$\geq 12, \leq 40$	235 ~ 355		
		> 40	215 ~ 335		
	SN400C	$\geq 16, \leq 40$	235 ~ 355		
		> 40	215 ~ 235		
	SS400	≤ 16	≥ 245		400 ~ 510
		$> 16, \leq 40$	≥ 235		
		> 40	≥ 215		
	SN409B	$\geq 6, < 12$	≥ 325		430 ~ 610
		$\geq 12, \leq 40$	325 ~ 445		
> 40		295 ~ 415			
SN490C	$\geq 16, \leq 40$	325 ~ 445	490 ~ 610		
	> 40	295 ~ 415			
SM490A、B、C	≤ 16	≥ 325	490 ~ 610		
	$> 16, \leq 40$	≥ 315			
	> 40	≥ 295			
俄罗斯	(ГОСТ 27772—88) C235	4 ~ 20	235	360	
		$\geq 20 \sim 40$	225		
	(ГОСТ 27772—88) C345	4 ~ 10	345	490	
		10 ~ 20	325	470	
	20 ~ 40	305	460		

(续)

国名	钢材品种	厚度/mm	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa
英国	(BS4360:1986) 40	≤16	235	340~500
		>16~40	225	
		>40~63	215	
		>63~100	205	
	(BS4360:1986) 50	≤16	355	490~640
		>16~40	345	
		>40~63	340	
		>63~100	325	

表 3-18 国内外钢结构相关规范所列入的主要钢种、钢号及性能

国名	标准号	钢号	力学性能				
			屈服强度 f_y /(N/mm ²)	抗拉强度 f_u /(N/mm ²)	伸长率 δ_5 (%)	冷弯试验 试件厚度	钢种
美国	ASTM (1975年)	A36	245	401~549	23	1.0a~1.5a	低碳钢
		A242	343	≥490	21	1.0a~1.5a	低合金钢
		A440	343	≥491	21	1.0a~1.5a	低合金钢
		A441	343	≥491	21	1.0a~1.5a	低合金钢
		A572	686	>84~911	14	1.5a~3.0a	高强度钢
英国	BS 4360 (1972年)	40B-C	230	400~480	25	1.25a	低碳钢
		43A-C	245	430~510	22	1.5a	低碳钢
		50A-D	355	490~620	20	1.5a	低合金钢
		55C-E	450	550~700	19	2.0a	低合金钢
法国	NFA 305-501-77	E24 (37)	235	360~440	24	1.5a	低碳钢
		E26 (A42)	255	410~490	21	1.5a~2.0a	低碳钢
		E30 (A47)	275	460~560	21	2.0a~2.5a	低碳钢
		E36 (A52)	355	510~610	20	2.5a~3.0a	低合金钢
德国	DIN 17100 (1970年)	St37	235	362~441	25	1.0a	低碳钢
		St42	255	412~490	22	2.0a	低碳钢
		St52	353	510~558	22	2.0a	低合金钢
		St70	363	686~833	10	—	低合金钢
日本	JIS 3106 (1975年)	SM41	245	401~510	24	1.0a	低碳钢
		SM50	323	490~608	22	1.5a	低合金钢
		SM53	363	520~637	19	1.5a	低合金钢
		SM58	460	568~715	20	1.5a	低合金钢
		SS41	245	401~510	26	1.5a	低碳钢
		SS50	284	490~608	19	2.0a	低碳钢
		SS55	401	≥540	17	2.0a	低合金钢
前苏联	ГОСТ 380—75	СТЗКИ	235	362~460	27	0.5a	低碳钢
		СТЗпе	245	382~480	26	0.5a	低碳钢
		СТЗпре	245	382~490	26	0.5a	低碳钢

(续)

国名	标准号	钢号	力学性能				
			屈服强度 f_y /(N/mm ²)	抗拉强度 f_u /(N/mm ²)	伸长率 δ_5 (%)	冷弯试验 试件厚度	钢种
前苏联	ГОСТ 9281—73	14Г2	333	>460	21	2.0a	低合金钢
		15XCH	342	>530	19	2.0a	低合金钢
		10XCH	392	>530	19	2.0a	低合金钢
		12H2MΦA10	686	>833	12	2.0a	高强度钢
欧洲建议	FURONORM 25—72	Fe360	235	>363	24	1.5a	低碳钢
		Fe430	274	>431	22	1.5a	低碳钢
		Fe510	353	>516	20	2.0a	低合金钢
中国	GB/T 700—2006	Q235—A ~ D	235	375 ~ 460	26	纵 1.0a 横 1.5a	低碳钢
	GB/T 1591—2008	16Mn 15MnV	345 390	510 ~ 660 530 ~ 680	22 18	2.0a ~ 3a 3.0a	低合金钢 低合金钢

注：1. 表中所列钢号是各国最经常使用的主要钢材。

2. 表中钢号的化学成分和力学性能详见各国钢材标准。

3. 表中所列国外钢号和我国的相应强度级别钢号的化学成分和力学性能比较相似，可按相应的我国钢号使用。

4. 表中列出的钢号，其加工和焊接等性能比较相似，一般可以互换采用。

5. 除表中所列的主要国家外，加拿大等美洲国家基本采用美国 ASTM 标准，罗马尼亚等东欧国家基本采用前苏联 ГОСТ 标准，西欧等国大多采用德国 DIN 标准。

3. 美国钢材

(1) 碳素结构钢 美国出产的 A36 钢，相当于我国的 Q235 碳素钢，其最小屈服强度为 36klb/in² (=248N/mm²)。A36 钢具有良好的塑性和可焊性，钢材有钢板、条钢和型钢，是一种广泛用于建筑结构的碳素钢，其化学成分（熔炼分析）和力学性能列于表 3-19。

(2) 低合金结构钢 美国出产的 A441 钢，是一种锰钒焊接结构钢，相当于我国的 Q345 低合金结构钢，其最小屈服点为 50 ~ 40klb/in² (=345 ~ 276N/mm²)。钢材有钢板、条钢和型钢，其化学成分（熔炼分析）和力学性能列于表 3-20。

(3) 优质低合金结构钢 美国出产的 A572 钢，是一种含有铌、钒的优质低合金高强度结构钢，按照铌、钒等元素质量分数的不同，又可分为铌钢、钒钢、铌钒钢和钒氮钢四种类型。根据其屈服点的不同，可分为 42 ~ 65klb/in² 六个级别。钢材有钢板、条钢和型钢等。其中，42 级、45 级和 50 级且厚度在 11/2in 以内的钢材，常用于桥梁焊接结构。A572 钢的化学成分（熔炼分析）和力学性能列于表 3-21。

4. 国外 H 型钢的型号

(1) 日本轧制普通 H 型钢和桩用 H 型钢的规格及截面特性，分别见本书附录 B 的表 B-1 和表 B-2。

(2) 英国轧制“通用梁型”H 型钢、“通用柱型”H 型钢和“柱用”H 型钢的规格及截面特性，分别见本书附录 B 的表 B-3、表 B-4 和表 B-5。

(3) 美国轧制 W 系列、M 系列和 HP 系列 H 型钢的规格及截面特性，分别见本书附录 B 的表 B-6、表 B-7 和表 B-8。

表 3-20 美国 A441 低合金结构钢的化学成分和力学性能 (按 ASTM A441—75)

钢材厚度	拉力试验				180°弯曲试验		熔炼化学成分 (%)								
	屈服强度 f_y		抗拉强度 f_u		伸长率 试样尺寸 /in	伸长率 (%)	钢材厚度 /in	弯心直径 (a —试样 厚度)	碳	硅	锰	磷	硫	铜	钒
	lb/in ²	N/mm ²	lb/in ²	N/mm ²											
	≥				≥										
钢板、条钢 $\leq \frac{3}{4}$ in	50000	345	70000	483	8	18	$\frac{3}{4}$	a	≤			≤			
	型钢: 1、2 组														
钢板、条钢 $> \frac{3}{4} \sim 1 \frac{1}{2}$ in	46000	317	67000	462	8 2	18 21	$> \frac{3}{4} \sim 1 \frac{1}{2}$	1.5a							
	型钢: 3 组														
钢板、条钢 $> 1 \frac{1}{2} \sim 4$ in	42000	289	63000	433	8 2	18 21	$> 1 \sim 1 \frac{1}{2}$	2a	0.22	0.30	0.85 ~ 1.25	0.04	0.05	0.20	0.02
	型钢: 4、5 组														
钢板、条钢 $> 4 \sim 8$ in	40000	276	60000	414	2	21	$> 4 \sim 8$	3a							

表 3-21 美国 A572 优质低合金结构钢的力学性能

钢号	拉力试验							180°弯曲试验的弯心直径 (a —试样厚度)				
	屈服强度 f_y		抗拉强度 f_u		伸长率 (%)		钢材厚度/in					
	lb/in ²	N/mm ²	lb/in ²	N/mm ²	8in 试样	2in 试样						
	≥							≤ $\frac{3}{4}$	$> \frac{3}{4} \sim 1$	$> 1 - 1 \frac{1}{2}$	$> 1 \frac{1}{2} \sim 2$	$> 2 \sim 6$
A572	42 级	42000	289	60000	414	20	24	a	$1.5a$	$2a$	$2.5a$	$3a$
	45 级	45000	310	60000	414	19	22	a	$1.5a$	$2a$	$2.5a$	—
	50 级	50000	345	65000	448	18	21	a	$1.5a$	$2.5a$	$3a$	—
	55 级	55000	380	70000	483	17	20	$1.5a$	$2a$	$3a$	$3.5a$	—
	60 级	60000	414	75000	517	16	18	$2.0a$	$2.5a$	$3a$	—	—
	65 级	65000	448	80000	551	15	17	$2.5a$	$3a$	$3.5a$	—	—

注: 1. 钢板的宽度大于 24in 时, 按横向取样, 其伸长率较表中的规定值, 45 级、50 级、55 级钢减少 2%, 60 级、65 级钢减少 3%。

2. 大于 426lb/ft 的宽翼缘型钢, 其 2in 试样的伸长率大于或等于 19%。

3.2 焊接材料

1. 焊接材料的选用原则

(1) 选用的焊条或焊丝的型号应与被焊接的主体金属 (杆件母材) 相匹配, 即要求焊接后的焊缝强度不低于主体金属强度。

1) 一般情况下, E43 × × 型焊条用于焊接 Q235 号钢, E50 × × 型焊条用于焊接 Q345 号钢。

2) 直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构, 以及要求抗震设防的高层建筑钢结构, 宜采用塑性、冲击韧性均较好的碱性焊条 (低氢型焊条)。

(2) 手工焊接用焊条的质量, 应符合现行国家标准 GB/T 5117—2012 《非合金钢及细晶粒钢焊条》或 GB/T 5118—2012 《热强钢焊条》的规定。

(3) 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和焊剂, 应分别符合下列现行国家标准:

1) GB/T 8110—2008 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》。

2) GB/T 5293—1999 《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》。

3) GB/T 12470—2003 《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》的规定。

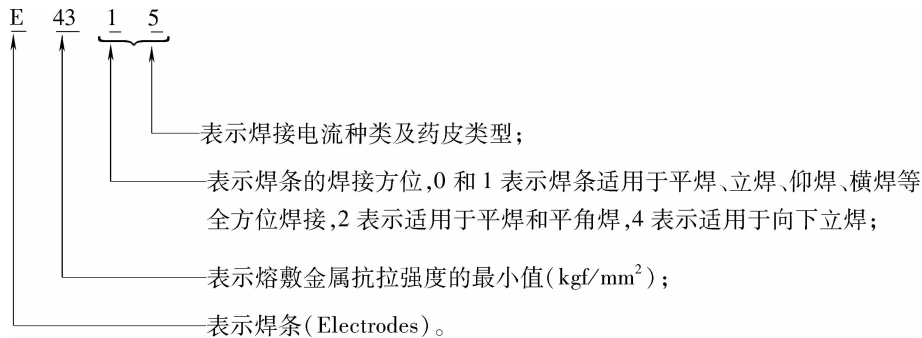
2. 焊条型号分类

(1) 焊条型号是根据熔敷金属力学性能、药皮类型、焊接方位和焊接电流种类进行分类的。

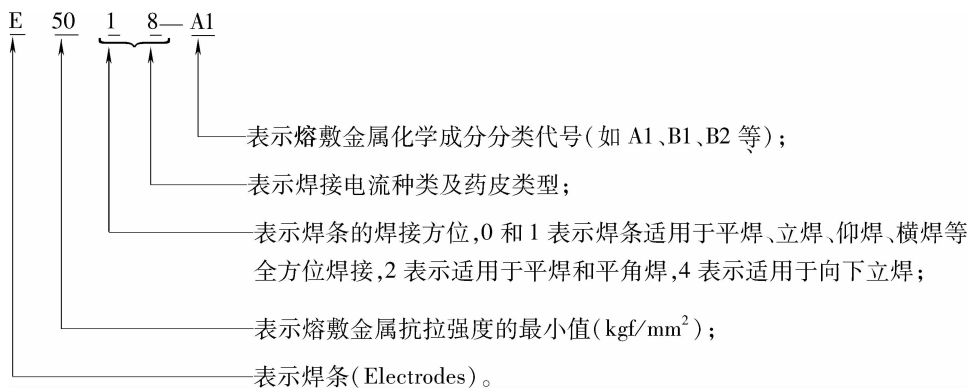
(2) 焊条直径的基本尺寸有 1.6、2.0、2.5、3.2、4.0、5.0、5.6、6.0、6.4、8.0mm 等规格。

(3) 焊条型号示例

1) 碳钢焊条有 E43 系列和 E50 系列。以 E4315 为例, 各个字符的含义如下所示。

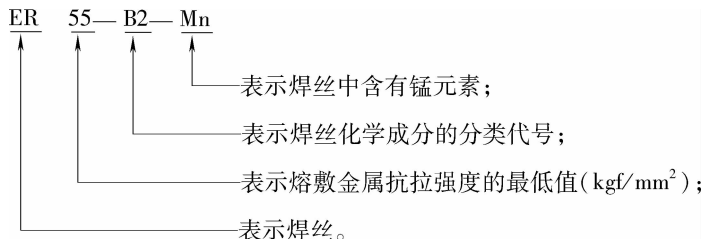


2) 低合金钢焊条有 E50 系列、E55 系列、E60 系列、E70 系列等。以 E5018—A1 为例, 各个字符的含义如下所示。



3. 焊丝型号分类

焊丝按其化学成分及采用熔化极气体保护电弧焊时熔敷金属的力学性能分类。焊丝的直径有 0.5、0.6、0.8、1.0、1.2、1.4、1.6、2.0、2.5、3.0、3.2mm 等规格。碳钢焊丝和低合金钢焊丝的型号有 ER50 系列、ER55 系列、ER62 系列、ER69 系列等。以 ER55—B2—Mn 为例, 各个字符的含义如下所示:



4. 焊缝强度设计值

按照 GB 50017—2003 《钢结构设计规范》和 JGJ 99—1998 《高层民用建筑钢结构技术规程》的规定, 焊缝的强度设计值应按表 3-22 的规定采用。

各型号焊条 (焊丝) 熔敷金属的强度均高于被连接钢材的强度, 对接焊缝的极限抗拉强度是根据钢材的极限抗拉强度最小值 f_u (表 3-2) 确定的。

5. 结构钢材与焊接材料的选配

高层钢结构构件与节点大量采用了焊接连接, 而且具有匹配母材质量等级高、母材厚度大、熔透部位多、焊接接头承载性能要求高等特点, 焊接材料必须按与母材性能相匹配来选

用。当采用手工焊、埋弧自动焊或 CO₂ 气体保护焊时，焊条、焊丝、焊剂等材料的匹配选用及相应的材料标准，分别见表 3-23 ~ 表 3-25。

表 3-22 焊缝的设计用强度值 (单位: N/mm²)

焊接方法和 焊条型号	构件钢材		对接焊缝 极限抗 拉强度 最小值 f_u	对接焊缝强度设计值				角焊缝 强度设计值
	牌号	厚度或直 径/mm		抗压 f_c^w	抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	
					焊缝质量等级			
					一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊、 E43 型焊条的手工焊	Q235 钢	≤16	375	215	215	185	125	160
		>16 ~ 40		205	205	175	120	
		>40 ~ 60		200	200	170	115	
		>60 ~ 100		190	190	160	110	
自动焊、半自动焊、 E50 型焊条的手工焊	Q345 钢	≤16	470	310	310	265	180	200
		>16 ~ 35		295	295	250	170	
		>35 ~ 50		265	265	225	155	
		>50 ~ 100		250	250	210	145	
自动焊、半自动焊、 E55 型焊条的手工焊	Q390 钢	≤16		350	350	300	205	220
		>16 ~ 35		335	335	285	190	
		>35 ~ 50		315	315	270	180	
		>50 ~ 100		295	295	250	170	
自动焊、半自动焊、 E55 型焊条的手工焊	Q420 钢	≤16		380	380	320	220	220
		>16 ~ 35		360	360	305	210	
		>35 ~ 50		340	340	290	195	
		>50 ~ 100		325	325	275	185	

- 注：1. 自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂，应保证其熔敷金属的力学性能不低于国家标准 GB/T 5293—1999 《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》和 GB/T 12470—2003 《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》中相关的规定。
2. 焊缝质量等级，应符合现行国家标准 GB 50205—2001 《钢结构工程施工质量验收规范》的规定。
3. 对接焊缝抗弯受压区强度设计值取 f_c^w ，抗弯受拉区强度设计值取 f_t^w 。
4. 无垫板（衬板）的单面施焊对接焊缝，其强度设计值取表中数值乘以折减系数 0.85。

表 3-23 常用结构钢材与手工电弧焊接材料的选配

钢 材							手工电弧焊焊条				
牌号	等 级	抗拉强度 ^③ /(N/mm ²)	屈服强度 ^③ /(N/mm ²)		冲击吸收 能量 ^③		型号示例	熔敷金属性能 ^③			
			δ ≤ 16 mm	δ > 50 ~ 100 mm	T /°C	A _{kV} /J		抗拉强度 /(N/mm ²)	屈服强度 /(N/mm ²)	延伸率 (%)	冲击吸收 能量 ≥ 27J 时试验温度 /°C
Q235	A	375 ~ 460	235	205 ^④	—	—	E4303 ^①	420	330	22	0
	B				20	27	E4303 ^①				0
	C				0	27	E4328、E4315、				-20
	D				-20	27	E4316				-30

(续)

钢 材							手工电弧焊焊条					
牌号	等级	抗拉强度 ^③ /(N/mm ²)	屈服强度 ^③ /(N/mm ²)		冲击吸收 能量 ^③		型号示例	熔敷金属性能 ^③				
			$\delta \leq 16$ mm	$\delta > 50 \sim 100$ mm	T /°C	A _{kv} /J		抗拉强度 /(N/mm ²)	屈服强度 /(N/mm ²)	延伸率 (%)	冲击吸收 能量 ≥ 27 J 时试验温度 /°C	
Q295	A	390 ~ 570	295	235	—	—	E4303 ^①	420	330	22	0	
	B				20	34	E4315 E4316 E4328				-30	
											-20	
Q345	A	470 ~ 630	345	275			E5003 ^①	490	390	20	0	
	B						E5003 ^①				22	
						20	34				E5015 E5016 E5018	-30
					C	0	34				E5015	
	D				-20	34	E5016 E5018					
	E				-40	27	②				②	
Q390	A	490 ~ 650	390	330	—	—	E5015	490	390	22	-30	
	B				20	34	E5016					
	C				0	34	E5515-D3、-G	540	440	17		
	D				-20	34	E5516-D3、-G					
	E				-40	27	②	②				
Q420	A	520 ~ 680	420	360	—	—	E5515-D3、-G E5516-D3、-G	540	440	17	-30	
	B				20	34						
	C				0	34						
	D				-20	34						
	E				-40	27	②				②	
Q460	C	550 ~ 720	460	400	0	34	E6015-D1、-G	590	490	15	-30	
	D				-20	34	E5516-D1、-G					
	E				-40	27	②				②	

注：手工焊焊条应符合 GB/T 5117—2012《非合金钢及细晶粒钢焊条》及 GB/T 5118—2012《热强钢焊条》的规定。

- ① 用于一般结构。
- ② 由供需双方协议。
- ③ 表中钢材及焊条熔敷金属力学性能的单值均为最小值。
- ④ 为板厚 $\delta > 50 \sim 100$ mm 时的 σ_s 值。

表 3-24 常用结构钢材与埋弧焊焊接材料的选配

钢 材		焊剂型号-焊丝牌号示例
牌 号	等 级	
Q235	A、B、C	F4A0-H08A
	D	F4A2-H08A
Q295	A	F5004-H08A ^① 、F5004-H08MnA ^②
	B	F5014-H08A ^① 、F5014-H08MnA ^②
Q345	A	F5004-H08A ^① 、F5004-H08MnA ^② 、F5004-H10Mn2 ^②
	B	F5014-H08A ^① 、F5014-H08MnA ^② 、F5014-H10Mn2 ^②
		F5011-H08A ^① 、F5011-H08MnA ^② 、F5011-H10Mn2 ^②
	C	F5024-H08A ^① 、F5024-H08MnA ^② 、F5024-H10Mn2 ^②
		F5021-H08A ^① 、F5021-H08MnA ^② 、F5021-H10Mn2 ^②
D	F5034-H08A ^① 、F5034-H08MnA ^② 、F5034-H10Mn2 ^② F5031-H08A ^① 、F5031-H08MnA ^② 、F5031-H10Mn2 ^②	
E	F5041 ^③	
Q390	A、B	F5011-H08MnA ^① 、F5011-H10Mn2 ^② 、F5011-H08MnMoA ^②
	C	F5021-H08MnA ^① 、F5021-H10Mn2 ^② 、F5021-H08MnMoA ^②
	D	F5031-H08MnA ^① 、F5031-H10Mn2 ^② 、F5031-H08MnMoA ^②
	E	F5041 ^③
Q420	A、B	F6011-H10Mn2 ^② 、F6011-H08MnMoA ^②
	C	F6021-H10Mn2 ^② 、F6021-H08MnMoA ^②
	D	F6031-H10Mn2 ^② 、F6031-H08MnMoA ^②
	E	F6041 ^③
Q460	C	F6021-H08MnMoA ^②
	D	F6031-H08Mn2MoVA ^②
	E	F6041 ^③

注：埋弧焊的焊丝、焊剂应如表所列配套选用，并符合 GB/T 5293—1999《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》、GB/T 12470—2003《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》的规定；焊丝应符合（GB/T 14957—1994）《熔化焊用钢丝》规定。

- ① 薄板 I 形坡口对接。
② 中、厚板坡口对接。
③ 供需双方协议。

表 3-25 常用结构钢材与 CO₂^① 气体保护焊实芯焊丝的选配

钢 材		焊丝型号示例	熔敷金属性能 ^④				
牌 号	等 级		抗拉强度 /(N/mm ²)	屈服强度 /(N/mm ²)	延伸率 δ ₅ (%)	冲击吸收能量	
						T/°C	A _{kV} /J
Q235	A	ER49-1 ^②	490	372	20	常温	47
	B						
	C	ER50-6	500	420	22	-29	27
	D					-18	

(续)

钢 材		焊丝型 号示例	熔敷金属性能 ^④				
牌号	等级		抗拉强度 /(N/mm ²)	屈服强度 /(N/mm ²)	延伸率 δ_5 (%)	冲击吸收能量	
						T/°C	A _{kV} /J
Q295	A	ER49-1 ^② ER49-6	490	372	20	常温	47
	B	ER50-3 ER50-6	500	420	22	-18	27
Q345	A	ER49-1 ^②	490	372	20	常温	47
	B	ER50-3	500	420	22	-20	27
	C	ER50-2	500	420	22	-29	27
	D						
	E	③	③			③	
Q390	A	ER50-3	500	420	22	-18	27
	B						
	C						
	D	ER50-2	500	420	22	-29	27
	E	③	③			③	
Q420	A	ER55-D2	550	470	17	-29	27
	B						
	C						
	D						
	E	③	③			③	
Q460	C	ER55-D2	550	470	17	-29	27
	D						
	E	③	③			③	

注：1. 焊丝应符合 GB/T 14957—1994《熔化焊用钢丝》、GB/T 8110—2008《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》的规定。

2. 所用 CO₂应符合 HG/T 2537—1993《焊接用二氧化碳》的规定。

- ① 含 Ar-CO₂混合气体保护焊。
- ② 用于一般结构，其他用于重大结构。
- ③ 按供需协议。
- ④ 表中焊材熔敷金属力学性能的单值均为最小值。

6. 焊缝质量等级

结构钢材各类焊缝的质量等级要求列于表 3-26。

工程设计图应详细注明焊接材料的下列事项：

- 1) 选用的与钢材相匹配的焊接材料的型号和标准。
- 2) 熔透焊的部位，焊缝的质量等级要求。
- 3) 特殊的材料订货要求（协议订货）及施工要求（例如需作焊接工艺评定，或全熔透

焊缝的 V 型切口冲击韧性试验等)。

表 3-26 焊缝的质量等级要求

序号	焊缝类别		焊接要求	质量等级
1	需进行疲劳计算的构件, 其对接焊缝均应焊透, 其中, 1) 横向对接焊缝或受轴力的 T 形对接与角接组合焊缝, 受拉时		熔透焊缝	一级
	2) 横向对接焊缝或受轴力的 T 形对接与角接组合焊缝, 受压时			二级
	3) 纵向对接焊缝			二级
2	要求焊透的对接焊缝或 T 形对接与角接组合焊缝	受拉时		不低于二级
		受压时		二级
3	重级工作制及起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制吊车梁的腹板上翼缘之间的 T 形接头焊缝			
4	梁、柱腹板与翼缘之间不要求焊透的 T 形接头焊缝或构件端部连接的角焊缝, 其中, 1) 对吊车梁或较重要构件的连接焊缝 2) 一般构件		非熔透焊缝	符合二级 三级

3.3 螺栓与栓钉

3.3.1 高强度螺栓

1. 螺栓类型

我国有两种“高强度螺栓连接副”, 性能都是可靠的, 在设计中可以通用。其国家标准分别是:

(1) GB/T 1228 ~ 1231—2006 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈与技术条件》。

(2) GB/T 3632—2008 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》。

2. 性能等级

常用的高强度螺栓的性能等级有下列两种: ① 8.8 级, 仅用于大六角头高强度螺栓; ② 10.9 级, 用于扭剪型高强度螺栓和大六角头高强度螺栓。

高强度螺栓性能等级的表示方法是: 其性能等级中, 位于小数点之前的一位或两位数字, 表示螺栓杆热处理后的抗拉强度; 小数点及其后面数字表示屈强比。例如, 8.8 级表示螺栓杆的抗拉强度 $\sigma_b \geq 800\text{N/mm}^2$, 且屈强比为 0.8。

3. 公称应力截面面积

高强度螺栓各种螺栓规格 d (螺纹大径) 的公称应力截面面积 A_e (螺纹小径处的有效截面面积), 按表 3-27 采用。

表 3-27 高强度螺栓的有效截面面积 A_e

螺栓直径 d/mm	M16	M20	(M22)	M24	(M27)	M30
螺栓有效直径 d_e/mm	14.1	17.7	19.7	21.2	24.2	26.7
螺距 p/mm	2	2.5	2.5	3	3	3.5
有效截面面积 A_e/mm^2	157	245	303	353	459	561

注: 括号内的规格为第二选择系列。

4. 大六角头螺栓尺寸

大六角头高强度螺栓的头部尺寸要比普通六角头螺栓稍大，以适应施加预应力的工具和操作要求。

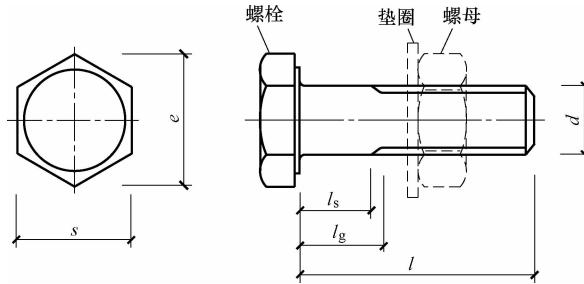


图 3-2 大六角头螺栓的尺寸

(1) 夹紧长度 钢结构用高强度大六角头螺栓的公称尺寸 l 、螺栓规格 d 、无螺纹杆段最小长度 l_s 和最大夹紧长度 l_g (图 3-2)，列于表 3-28。表中带括号的规格为非标准型，工程设计中尽量少用。

表 3-28 高强度大六角头螺栓的无螺纹杆段长度 l_s 和最大夹紧长度 l_g (单位: mm)

螺栓规格 d	M16		M20		(M22)		M24		(M27)		M30	
	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g
45	9	15										
50	14	20	7.5	15								
55	14	20	12.5	20	7.5	15						
60	19	25	17.5	25	12.5	20	6	15				
65	24	30	17.5	25	17.5	25	11	20	6	15		
70	29	35	22.5	30	17.5	25	16	25	11	20	4.5	15
75	34	40	27.5	35	22.5	30	16	25	16	25	9.5	20
80	39	45	32.5	40	27.5	35	21	30	16	25	14.5	25
85	44	50	37.5	45	32.5	40	26	35	21	30	14.5	25
90	49	55	42.5	50	37.5	45	31	40	26	35	19.5	30
95	54	60	47.5	55	42.5	50	36	45	31	40	24.5	35
100	59	65	52.5	60	47.5	55	41	50	36	45	29.5	40
110	69	75	62.5	70	57.5	65	51	60	46	55	39.5	50
120	79	85	72.5	80	67.5	75	61	70	56	65	49.5	60
130	89	95	82.5	90	77.5	85	71	80	66	75	59.5	70
140			92.5	100	87.5	95	81	90	76	85	69.5	80
150			102.5	110	97.5	105	91	100	86	95	79.5	90
160			112.5	120	107.5	115	101	110	96	105	89.5	100
170					117.5	125	111	120	106	115	99.5	110
180					127.5	135	121	130	116	125	109.5	120

(续)

螺栓规格 d 公称长度 l	M16		M20		(M22)		M24		(M27)		M30	
	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g
190					135.7	145	131	140	126	135	119.5	130
200					147.5	155	141	150	136	145	129.5	140
220					167.5	175	161	170	156	165	149.5	160
240							181	190	179	185	169.5	180
260									196	205	189.5	200

注：括号内的规格为第二选择系列，工程设计时应优先选用第一系列（不带括号）的规格。

(2) 大六角头螺栓的标记 按国家标准 GB/T 1237—2000 《紧固件标记方法》，钢结构用高强度大六角头螺栓的标记方法如下。

1) 螺纹规格 $d = M20$ 、公称长度 $l = 100\text{mm}$ 、性能等级为 8.8 级的钢结构用高强度大六角头螺栓，标记为：

螺栓 GB/T 1228 M20 × 100 - 8.8S

2) 螺纹规格 $d = M20$ 、公称长度 $l = 100\text{mm}$ 、性能等级为 10.9 级的钢结构用高强度大六角头螺栓，标记为：

螺栓 GB/T 1228 M20 × 100 - 10.9S 或 M20 × 100

(3) 大六角头螺栓的材料 钢结构用高强度大六角头螺栓、螺母、垫圈的性能等级、推荐材料及使用配合，应符合表 3-29 的规定。

表 3-29 高强度大六角头螺栓、螺母、垫圈的推荐材料

类别	性能等级	推荐材料	标准编号	适用规格
螺 栓	10.9S	20MnTiB	GB 3077	≤ M24
		35VB		≤ M30
	8.8S	40B	GB 3077	≤ M24
		45号钢	GB 699	≤ M22
		35号钢	GB 699	≤ M20
螺 母	10H	45、35号钢	GB 699	
		15MnVB	GB 3077	
	8H	35号钢	GB 699	
垫圈	HRC35 ~ 45	45、35号钢	GB 699	

注：10H级和8H级螺母分别与10.9级和8.8级螺栓配合使用。

(4) 大六角头螺栓的力学性能 螺栓的力学性能应符合表 3-30 的规定。

表 3-30 大六角头螺栓的力学性能指标

性能等级	抗拉强度 σ_b /MPa	屈服强度 $\sigma_{0.2}$ /MPa	伸长率 δ_5 (%)	收缩率 ψ (%)	冲击韧性 α_k /(J/cm ²)
		≥			
10.9S	1040 ~ 1240	940	10	42	59
8.8S	830 ~ 1030	660	12	45	78

5. 扭剪型螺栓尺寸

扭剪型高强度螺栓的尾部连着一个梅花头，两者之间有一沟槽。当采用特制旋具旋拧螺母时，以梅花头作为反拧支点，终拧时以梅花头沿沟槽被拧断，表示已达到规定的预应力值。

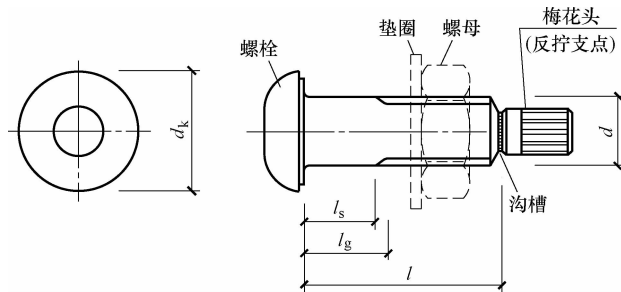


图 3-3 扭剪型螺栓的尺寸

(1) 夹紧长度 钢结构用扭剪型高强度螺栓的公称尺寸 l 、螺纹规格 d 、无螺纹杆段最小长度 l_s 和最大夹紧长度 l_g (图 3-3)，列于表 3-31。表中带括号的规格为非标准型，尽量少用。

表 3-31 扭剪型高强度螺栓的无螺纹杆段长度 l_s 和最大夹紧长度 l_g (单位: mm)

螺纹规格 d	M16		M20		(M22)		M24	
	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g
公称长度 l								
40	40	10						
45	9	15	2.5	10				
50	14	20	7.5	15	2.5	10		
55	14	20	12.5	20	7.5	15	1	10
60	19	25	17.5	25	12.5	20	6	15
65	24	30	17.5	25	17.5	25	11	20
70	29	35	22.5	30	17.5	25	16	25
75	34	40	27.5	35	22.5	30	16	25
80	39	45	32.5	40	27.5	35	21	30
85	44	50	37.5	45	32.5	40	26	35
90	49	55	42.5	50	37.5	45	31	40
95	54	60	47.5	55	42.5	50	36	45
100	59	65	52.5	60	47.5	55	41	50
110	69	75	62.5	70	57.5	65	51	60
120	79	85	72.5	80	67.5	75	61	70
130	89	95	82.5	90	77.5	85	71	80
140			92.5	100	87.5	95	81	90
150			102.5	110	97.5	105	91	100

(续)

公称长度 l	M16		M20		(M22)		M24	
	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g	l_s	l_g
160			112.5	120	107.5	115	101	110
170					117.5	125	111	120
180					127.5	135	121	130

注：括号内的规格为第二选择系列，工程设计时应优先选用第一系列（不带括号）的规格。

(2) 扭剪型高强度螺栓的标记 按照 GB/T 1237—2000 《紧固件标记方法》，钢结构用扭剪型高强度螺栓的标记，若采用以下三种部件：① 螺纹规格 $d = M20$ 、公称长度 $l = 100\text{mm}$ 、性能等级为 10.9 级、表面经防锈处理的钢结构用扭剪型高强度螺栓；② 螺纹规格 $D = M20$ 、性能等级为 10H 级、表面经防锈处理的钢结构用高强度大六角螺母；③ 规格为 20mm、热处理硬度为 HRC35 ~ 45、表面经防锈处理的钢结构用高强度垫圈；此时三者所组成的钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副，标记为：

连接副 GB/T 3632 M20 × 100

(3) 扭剪型高强度螺栓的材料 钢结构用扭剪型高强度螺栓、螺母、垫圈的性能等级和推荐材料，应符合表 3-32 的规定。扭剪型高强度螺栓的规格为 M16 ~ M24。

表 3-32 钢结构用扭剪型高强度螺栓、螺母和垫圈的推荐材料

类别	性能等级	推荐材料	材料标准编号
螺栓	10.9S	20MnTiB	GB 3077
螺母	10H	45、35 号钢	GB 699
		15MnVB	GB 3077
垫圈	HRC35 ~ 45	45、35 号钢	GB 699

(4) 扭剪型高强度螺栓的力学性能 钢结构用扭剪型高强度螺栓的力学性能应符合表 3-33 的规定。

表 3-33 扭剪型高强度螺栓的力学性能指标

抗拉强度 σ_b/MPa		屈服强度 σ_s/MPa	伸长率 $\delta_5 (\%)$	收缩率 $\psi (\%)$	冲击韧性 $\alpha_k /(\text{J}/\text{cm}^2)$
max	min	min	min	min	min
1240	1040	940	10	42	59

(5) 扭剪型高强度螺栓连接副的预拉力 扭剪型高强度螺栓连接副的施工预拉力标准值见表 3-34。

表 3-34 扭剪型高强度螺栓连接副的施工预拉力标准值 (单位: kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径/mm					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8S	85	135	150	170	225	275
10.9S	110	170	210	250	320	390

6. 强度设计值

按照国家标准 GB 50017—2003《钢结构设计规范》的规定，螺栓连接的强度设计值，应取表 3-35 中规定的数值。

表 3-35 螺栓连接的强度设计值 (单位: N/mm²)

部件类别	钢材牌号或螺栓性能等级	普通螺栓						锚栓	承压型连接高强度螺栓		
		C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b				
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	
	5.6 级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	
	8.8 级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	
锚 栓	Q235 钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	
	Q345 钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	
承压型连接 高强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	250	—	
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	310	—	
构 件	Q235 钢	—	—	305	—	—	405	—	—	470	
	Q345 钢	—	—	385	—	—	510	—	—	590	
	Q390 钢	—	—	400	—	—	530	—	—	615	
	Q420 钢	—	—	420	—	—	560	—	—	655	

注: 1. A 级螺栓用于 $d \leq 24\text{mm}$ 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150\text{mm}$ (按较小值) 的螺栓; B 级螺栓用于 $d > 24\text{mm}$ 和 $l > 10d$ 或 $l > 150\text{mm}$ (按较小值) 的螺栓。 d 为公称直径, l 为螺杆公称长度。

2. A、B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度, C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度, 均应符合国家标准 GB 50205—2001《钢结构工程施工质量验收规范》的要求。

3.3.2 圆柱头栓钉

圆柱头焊钉也称圆柱头栓钉, 它是一个带圆头的实心钢杆, 在钉头埋嵌焊丝, 起到拉弧作用。它需采用专用焊机焊接, 并配置焊接瓷环。

1. 圆柱头栓钉的规格

国家标准 GB/T 10433—2002《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》, 规定了公称直径为 6 ~ 22mm 共 7 种规格的圆柱头焊钉 (栓钉)。

高层建筑钢结构及组合楼盖中常用的栓钉规格有三种, 其直径为 16mm、19mm 和 22mm。行业标准 YB 9082—2006《钢骨混凝土结构技术规程》规定: 宜选用直径为 19mm 和 22mm 的栓钉, 其长度不应小于 4 倍直径。

2. 圆柱头栓钉的用途

圆柱头栓钉适用于各类钢结构的抗剪件、埋设件和锚固件。

圆柱头栓钉与钢梁焊接时, 应在所焊的母材上设置焊接瓷环, 以保证焊接质量。焊接瓷环根据焊接条件分为下列两种类型: ① B1 型, 用于栓钉直接焊于钢梁、钢柱上; ② B2 型, 用于栓钉穿透压型钢板后焊于钢梁上。

3. 圆柱头栓钉的材料质量

栓钉通常采用相当于 Q235 的碳素镇静钢制作。

栓钉钢材的力学性能应符合表 3-36 的要求。

表 3-36 栓钉钢材的力学性能

屈服强度 f_y (N/mm ²)	极限抗拉强度 f_u (N/mm ²)	伸长率 δ_5 (%)
240	410 ~ 520	≥20

栓钉钢材的化学成分应符合表 3-37 的要求。

表 3-37 栓钉钢材的化学成分 (质量分数,%)

材料	C	Mn	Si	S	P	Al
硅镇静钢	0.8 ~ 0.28	0.3 ~ 0.9	0.15 ~ 0.35	0.05 以下	0.04 以下	—
铝镇静钢	0.08 ~ 0.2	0.3 ~ 0.9	0.10 以下	0.05 以下	0.04 以下	0.02 以下
DL 钢	0.09 ~ 0.17	0.25 ~ 0.55	0.05	0.04 以下	0.04 以下	—

4. 圆柱头栓钉的尺寸

圆柱头栓钉的标准外形尺寸如图 3-4 和表 3-38 所示。

5. 圆柱头栓钉的标记方法

按照国家标准 GB/T 1237—2000 《紧固件标记方法》，公称直径 $d = 19\text{mm}$ 、公称长度 $l = 120\text{mm}$ 的圆柱头栓钉，标记为：

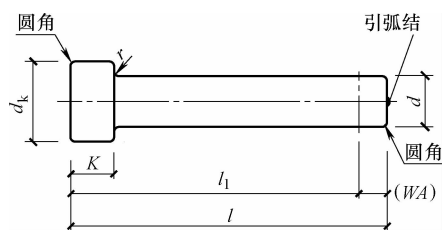


图 3-4 圆柱头栓钉的外形尺寸

栓钉 GB/T 10433 19 × 120

表 3-38 圆柱头栓钉的规格和尺寸 (单位: mm)

公称直径	13	16	19	22
栓钉杆直径 d	13	16	19	22
大头直径 d_k	22	29	32	35
大头厚度 (最小值) K	10	10	12	12
熔化长度 (参考值) WA	4	5	5	6
公称 (熔后) 长度 l_1	80、100、120		80、100、120、130、150、170、200 ^①	

① $l_1 = 200\text{mm}$ 仅用于 $\phi 22\text{mm}$ 栓钉。

3.3.3 锚栓

(1) 锚栓通常是用作钢柱柱脚与钢筋混凝土基础之间的锚固连接件，主要承受柱脚的拔力和剪力。

(2) 锚栓因其直径较大，一般是采用未经加工的圆钢制成。因为其用量较少，其直径和长度又随工程而异，是一种非标准件。

(3) 锚栓宜采用 Q235 或 Q345 等塑性性能较好的钢材制作，不宜采用更高强度钢材。钢柱的外露式柱脚的锚栓通常采用双螺母，以防松动。

(4) 锚栓的抗拉强度设计值 f_t^b 按表 3-35 的规定采用。

3.4 钢筋混凝土材料

1. 钢筋

(1) 型钢混凝土构件上的钢筋应优先采用具有较好延性、韧性和可焊性的钢筋，纵向受力和箍筋均宜采用 HRB335 级或 HRB400 级普通热轧钢筋。

(2) 国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 3.9.2 条规定，抗震结构构件的纵向受力钢筋尚应符合下列规定：

- 1) 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。
- 2) 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30。
- 3) 钢筋在最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

2. 高性能混凝土

型钢混凝土构件和钢管混凝土构件，宜采用高强、高性能混凝土（High Performance Concrete），简称 HPC。它是一种高流态、自密实混凝土。

高性能混凝土的主要特征是：①高耐久性（设计使用年限大于 100 年）；②低含碱量（ $\leq 3\text{kg}/\text{m}^3$ ）；③高强度；④高密实度；⑤高抗渗性；⑥流动性好；⑦体积稳定性强。

普通混凝土的耐久性不高（设计使用年限约 50 年）的原因是：①水泥颗粒因直径不够小，颗粒之间存在空隙，密实度不高；②水灰比大，以至“水泥石”存在毛细管孔隙；③“水泥石”与集料之间存在着高孔隙率的氢氧化钙界面结构。

大量工程调查研究表明：在高碱混凝土中，碱与集料中的某些成分发生碱集料反应，导致混凝土膨胀、开裂，造成构件破坏，缩短结构使用寿命。

要提高混凝土的性能，配制成高性能混凝土，应采取下列措施：

1) 选用低碱优质硅酸盐水泥和非碱活性砂、石等集料，混凝土中的碱含量不得超过 $3\text{kg}/\text{m}^3$ 。

2) 添加超细矿物掺和料（粒径 $< 10\mu\text{m}$ ）。超细矿粉能填充水泥颗粒之间的孔隙，参与胶凝材料的水化反应，提高混凝土的密实度；并使集料周边的氢氧化钙通过火山灰反应而消失，生成 C-S-H 凝胶，改善“水泥石”与集料之间的界面结构，从而提高混凝土的抗渗性和耐久性。

3) 采用低硫酸钠的高效减水剂，使混凝土的水灰比降到 0.38 以下，以减少“水泥石”中的毛细管孔隙及混凝土中集料与水泥石之间的界面缝隙，进一步提高混凝土的密实度、抗渗性和流动性。

4) 掺入控制坍落度损失的添加剂，使混凝土在 90min 内无坍落度损失，保持坍落度在 18cm 以上，以便于混凝土的泵送施工。

5) 采用无氯、无碱外加剂（早强剂、防冻剂等）。混凝土中的氯离子含量不得超过水泥重量的 0.6%。

6) 粗集料的粒径不大于 25mm，其压碎指标不超过 5%。

7) 混凝土构件在拆模后，应立即对其表面喷涂养护剂，以取代浇水养护。

第 4 章

单一结构体系

高樓的结构体系是由承重构件和抗侧力构件所组成，并按抗侧力构件的类型及其组合进行分类。由同一类型侧向变形属性（剪切型、弯曲型或剪弯型）的多榀抗侧力构件所组成的结构体系，例如框架体系、框筒体系等，属于单一结构体系（Simple Structural System），或称单一抗侧力体系。由两种类型侧向变形属性的多榀抗侧力构件共同组成的结构体系，例如框-撑体系、芯筒-框架体系等，称为双重结构体系（Dual Structural System），或称双重抗侧力体系。

4.1 框架体系

本节所述框架、钢柱、钢梁的结构特性以及计算和构造要求，同样适用于本章和第 5 章所述各类单一结构体系和双重结构体系中的同类构件，以后各章、节不再重述。

4.1.1 结构体系的组成

框架结构体系简称框架体系（Frame Structural System），是指沿房屋的纵向和横向，均采用框架作为承重和抗侧力的主要构件所形成的结构体系。

图 4-1 为位于 9 度地震区的采用框架体系的昆明工人文化宫（地面以上 15 层）的典型层结构平面。图 4-2 为位于 8 度地震区的采用框架体系的北京长城饭店（地面以上 18 层，高 83m）的典型层结构平面。

钢框架是由水平杆件（钢梁）和竖向杆件（钢柱）正交、刚性连接所形成的构件，它既能承重，又能抵抗水平荷载。

地震区的高楼采用框架体系时，纵、横向框架梁与柱的连接，一般均采用刚性连接。某些情况下，为加大结构的延性，或防止梁与柱连接焊缝的脆断，也有采取半刚性连接构造的情况。

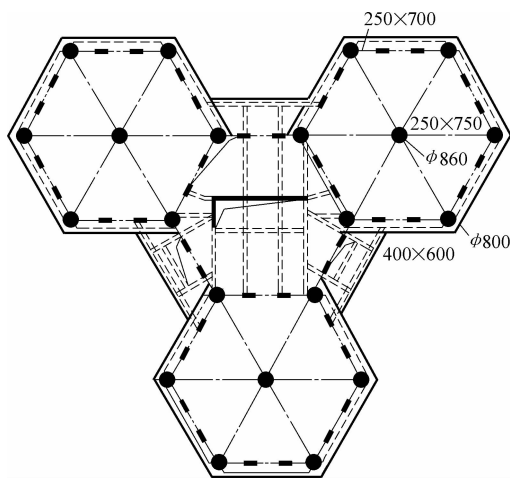


图 4-1 昆明工人文化宫的典型层结构平面

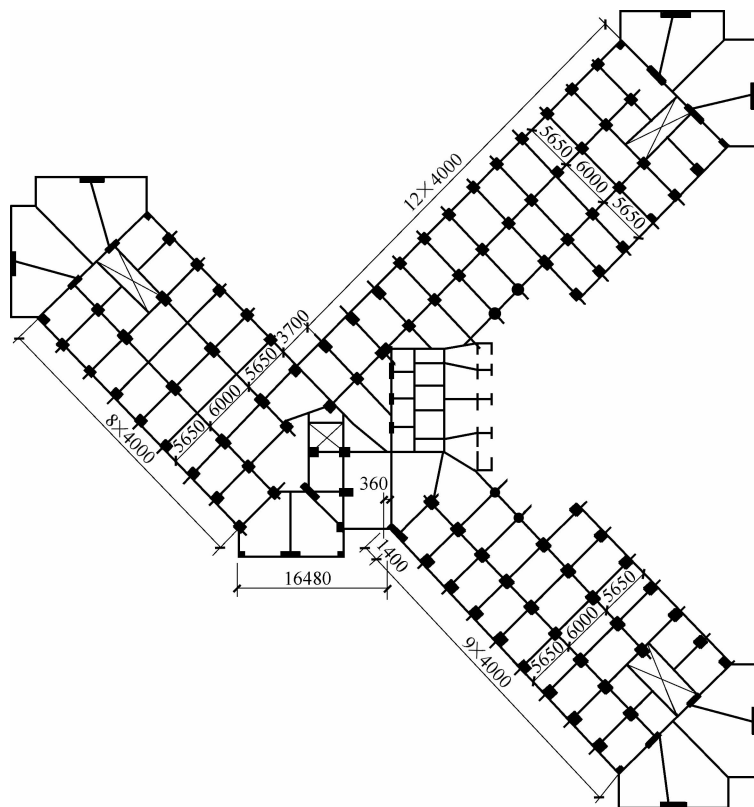


图 4-2 北京长城饭店的典型层结构平面

框架的杆件类型少，构造简单，施工周期短，对于层数不太多的楼房，框架体系是一种应用较多的结构体系。

4.1.2 结构特征

1. 受力状态

框架体系是现代高楼结构中最先出现的结构体系。它巧妙地利用各层楼盖大梁与柱的刚性连接，改变了竖向悬臂柱的受力状态。

以 8 层楼房为例，在侧力作用下，独立柱或铰接框架柱的自由悬臂高度等于房屋的总高度 H (图 4-3a)；刚接框架柱的悬臂段高度则锐减为 $H/16$ ，即层高的一半 (图 4-3b)。柱底端的最大弯矩 M 也由 $FH/4$ 减小为 $Fh/4$ ，缩小到原来的 $1/8$ 。

2. 框架侧移的组成

(1) 侧力作用下的框架，所有杆件（梁、柱）均承受剪力 and 弯矩，从而使各杆件均发生

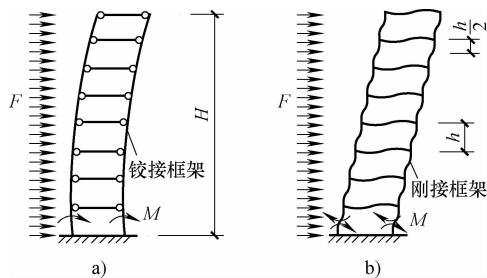


图 4-3 水平荷载下高楼结构的受力状态
a) 铰接框架 b) 刚接框架

垂直于杆轴方向的变形，而且以弯曲变形为主，剪切变形甚小。所以，在杆系构件的分类上，框架属于弯曲杆系。

(2) 框架在侧力作用下所产生的侧移 Δ (图 4-4a) 是由两部分所组成：

1) 倾覆力矩 M_i 使框架发生整体弯曲 (近侧柱受拉伸长、远侧柱受压缩短) 所产生的侧移 Δ_b (图 4-4b)，即框架整体弯曲变形。

2) 各楼层水平剪力 V_i 使各该楼层柱并进而使各该楼层梁弯曲所产生的侧移 Δ_s (图 4-4c)，即框架整体剪切变形。

(3) 对于高度在 60m 以下的多跨框架，侧力所产生的侧移 Δ 中，框架整体弯曲变形 Δ_b 约占 15%；框架整体剪切变形 Δ_s 约占 85%。

(4) 尽管框架的侧移 Δ 主要是由于梁、柱弯曲变形引起的，但由此产生的框架整体侧向变形 Δ 的曲线形状则是剪切型。所以，就框架整体的侧移曲线而论，框架属于图 2-18b 所示的剪切型抗侧力构件。

(5) 框架的层间侧移 δ_i 是由层剪力 V_i 引起的， V_i 自上往下逐层加大，所以，框架的层间侧移角 θ_i ($=\delta_i/h_i$) 也是由上往下逐层加大，底层达到最大值。所以，水平荷载作用下框架的侧向变形属性为剪切型。

3. 框架的变形性质

(1) 杆件变形

1) 水平荷载作用下框架的侧移 Δ 之中，由梁、柱轴向变形引起的侧移分量 Δ_b 所占比例较小 (图 4-4b)，由梁、柱弯曲和剪切变形引起的侧向分量 Δ_s 所占比例较大 (图 4-4c)。所以，高层框架仍属于“弯曲杆系”。但是，就框架在水平荷载作用下总体变形所产生的侧移曲线形状而言，框架又属于“剪切型”抗侧力构件。

2) 弯曲杆系不是很有有效的抗侧力构件，当房屋层数较多、水平荷载较大时，梁、柱截面尺寸将大到超出经济、合理范围。因此，钢框架体系一般仅适用于 30 层以下的高楼结构；建造于地震区时，更不超过 20 层。

(2) 节点域变形

1) 水平荷载作用下，框架因梁-柱节点域的腹板较薄，节点域将产生较大的剪切变形 (图 4-5a) 从而使框架侧移增大。

2) 图 4-5b、c 是水平荷载下 10 层三跨钢框架的计算结果，其中，虚线为节点域采取刚性假定，实线表示考虑了节点域变形。可以看出，不考虑节点域变形，计算误差达 15% 左右。

4. $P-\Delta$ 效应

水平荷载作用下，钢框架因截面尺寸较小，侧移值较大，其上的重力等较大竖向荷载，作用于几何形状发生显著变化的结构上，使杆件内力和结构侧移进一步增大，称之为 $P-\Delta$

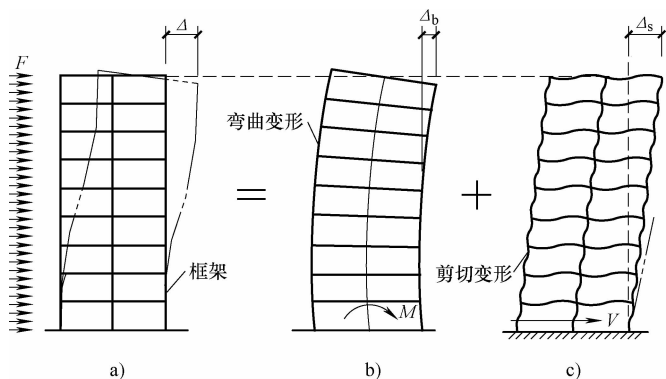


图 4-4 水平荷载下框架的侧移及其组成
a) 总变形 b) 整体弯曲变形 c) 整体剪切变形

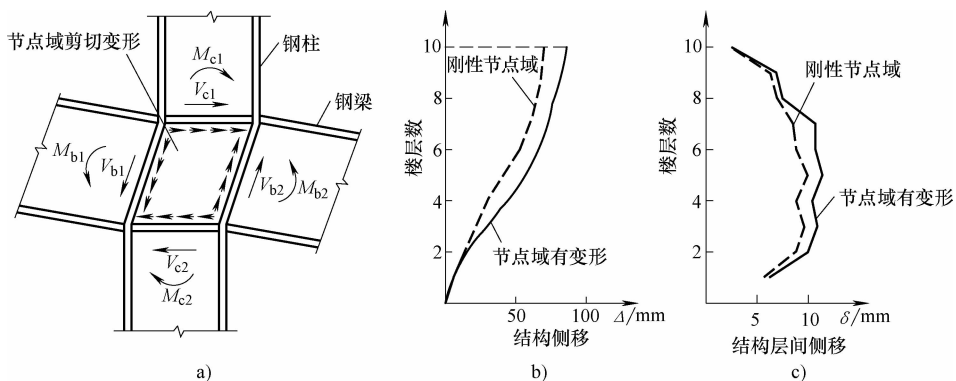


图 4-5 “梁-柱”节点域变形对框架侧移的影响

a) 钢框架节点域的剪切变形 b) 框架侧移曲线 c) 层间侧移曲线

效应，或称重力二阶效应。

研究表明： $P-\Delta$ 效应的大小，主要取决于房屋总层数、柱的轴压比和杆件长细比。工程实践经验表明， $P-\Delta$ 效应严重时，还会危及框架的总体稳定。

一组算例的分析结果指出： $P-\Delta$ 效应将使高层钢框架的极限承载力降低 10% ~ 40%。图 4-6 为 10 层钢框架的荷载-侧移曲线，虚线表示未考虑 $P-\Delta$ 效应的一阶弹塑性分析结果，实线表示考虑了 $P-\Delta$ 效应的二阶协调分析结果。

GB 50017—2003《钢结构设计规范》和 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》规定：当结构在水平荷载作用下的重力附加弯矩值大于初始弯矩值的 10% 时，应计入重力二阶效应的影响。重力附加弯矩是指任一楼层以上全部重力荷载与该楼层地震层间侧移的乘积，初始弯矩是指该楼层地震剪力与层高的乘积。

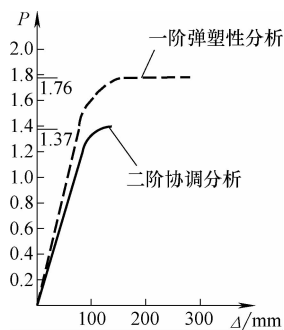


图 4-6 10 层钢框架的荷载-侧移曲线

5. 底层塑性变形集中效应

建筑震害和结构动力分析结果指出：强烈地震作用下，高层建筑中的相对柔弱楼层（Soft and Weak Story），其层间侧移将因在该楼层发生的塑性变形集中效应而成倍地增大。

钢框架自身的各楼层抗推刚度（侧向刚度）大体上是均匀变化的，然而，相对于地下室或基础的巨大抗推刚度，框架底层的抗推刚度显得较弱，从地下结构到底层框架，形成一个刚度突变。

位于地震区的采用钢框架结构体系的高楼，为减缓结构底层的刚度突变，以缓解强烈地震时框架底层的塑性变形集中效应，底层或底部两层宜采取加强措施或设计成型钢混凝土结构过渡层。

4.1.3 框架设计要点

1. 构件设计

(1) 采用钢框架体系(纯框架结构)的楼房,沿房屋纵向和横向,均应采用刚接框架。

(2) 要求抗震设防的楼房, 纵向框架与横向框架的共用柱, 应考虑两个正交方向地震动分量的同时作用, 按双向受弯进行截面设计。

(3) 框架梁、柱的截面设计, 应符合“强柱弱梁”抗震设计准则。

(4) 层数较多的框架结构的底层或底部两层, 宜采用型钢混凝土结构, 作为上部钢框架与地下混凝土结构之间的过渡层。

(5) 楼房外转角处的框架柱, 其受力状态具有如下特点:

1) 竖向荷载作用下, 角柱受到横向框架梁和纵向框架梁刚接引起的双向弯矩。

2) 在横向或纵向侧力作用下, 倾覆力矩对角柱产生的轴向压力或拉力, 均为最大值; 围护墙刚度吸引来的较大倾覆力矩进一步加大角柱的轴向压(拉)力, 地震时, 此一现象尤为严重。

3) 双向地震动分量对角柱的同时作用, 将引起双向剪力、双向弯矩以及双向地震倾覆力矩引起的附加轴力。

4) 不论是由于结构偏心, 还是由于地震动的相位差或转动分量, 所引起的结构扭转振动, 角柱的相对侧移与其他框架柱相比较都是最大值。

2. 杆件截面的选择

(1) 钢框架的一般柱, 通常采用热轧或焊接的宽翼缘 H 型钢, 并使强轴(较大惯性矩)对应于柱弯矩较大或柱计算长度较大的方向; 纵、横向钢框架的共用柱, 特别是角柱, 宜采用热轧或焊接的矩形(含方形)钢管。抗震设防框架, 为抵御纵、横向大致相等的水平地震作用, 宜采用方形钢管柱。若因条件限制必须采用 H 型钢柱时, 可将柱的强轴方向一半对应于房屋纵向, 一半对应于房屋横向; 但对于角柱和纵、横向框架的共用柱, 宜采用由一个 H 型钢和两个剖分 T 型钢拼焊成的带翼缘的十字形截面。

(2) 钢框架梁, 一般情况下宜采用热轧窄翼缘 H 型钢或焊接工字形截面; 不宜采用热轧工字钢, 因为其曲线形变厚度翼缘不适应焊接坡口的加工及焊接垫板的设置。大跨度梁、承受扭矩的梁, 以及要求具有很大抗弯刚度的框架梁, 宜采用焊接箱形截面。

3. 梁端、柱端承载力

对于抗震设防框架, 所有梁-柱节点的柱端和梁端的承载力应符合下列要求:

(1) 为使框架在水平地震作用下进入弹塑性阶段时, 避免发生楼层屈服机制(图 2-21), 实现总体屈服机制(图 2-20), 以增大框架的吸能和耗能容量, 要求框架杆件设计符合“强柱弱梁”的抗震设计准则。

(2) 地震作用下, 要求框架实现“梁铰机制”(图 2-20a), 即框架的杆件塑性铰首先出现在梁端而不是柱端, 这就要求位于同一竖向平面、交汇于某一节点的梁和柱, 各柱端塑性铰弯矩之和应大于各梁端塑性铰弯矩之和。

4. 梁-柱节点

(1) 一般情况下, 钢框架的梁-柱节点宜采用“柱贯通型”; 仅当钢梁采用箱形截面、柱采用矩形钢管时, 方可采用“梁贯通型”。

(2) 钢梁与钢柱的连接, 宜采用栓-焊混合连接。即梁上、下翼缘与柱的连接, 采用焊接; 梁腹板与柱的连接, 采用高强度螺栓摩擦型连接。

(3) 当钢框架因梁-柱节点域腹板的剪切变形使框架侧移超出规定限值时, 宜采取措施加厚节点域的腹板。

(4) 对于抗震设防钢框架, 为防止梁端焊缝开裂的常见震害, 宜采取措施削减梁端焊缝热影响区以外的梁上、下翼缘的截面面积(弧形变宽度), 以实现“强连接、弱杆件”的抗震设计准则。

5. $P-\Delta$ 效应计算

抗震设防高楼的钢框架体系, 当按规范地震力计算得的框架弹性侧移角大于 $1/600$ 时, 宜考虑 $P-\Delta$ 效应对框架内力和侧移的影响。

计算框架的 $P-\Delta$ 效应时, 应采取设防烈度地震作用下框架的实际弹塑性侧移, 一般情况下, 其数值可近似地取为按规范地震力计算所得弹性侧移的三倍。

4.1.4 框架结构杆件长细比和板件宽厚比的要求

1. 抗风设计

(1) 钢柱的长细比 钢柱的长细比 λ 不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$, 式中 f_{ay} 为钢材的屈服强度。

(2) 钢梁的长细比

1) 为充分发挥钢梁的最大承载力, 通常是通过刚性楼板或侧向支撑系统来保证梁的整体稳定性。

2) 钢框架梁端部以及钢梁的集中荷载作用点等可能出现塑性铰的部位, 梁的受压翼缘应设置侧向支承。

3) 钢梁在相邻两个侧向支承点之间的杆件侧向长细比 λ_y 应符合 GB 50017—2003 《钢结构设计规范》第 9 章关于塑性设计的有关规定, 且应符合表 4-1 的要求。

表 4-1 钢梁的容许侧向长细比 λ_y

应力比值	侧向支承点间的杆件长细比 λ_y	应力比值	侧向支承点间的杆件长细比 λ_y
$-1.0 \leq \frac{M_1}{W_{px}f} \leq 0.5$	$\lambda_y \leq \left(60 - 40 \frac{M_1}{W_{px}f}\right) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}}$	$0.5 \leq \frac{M_1}{W_{px}f} \leq 1.0$ 时	$\lambda_y \leq \left(45 - 10 \frac{M_1}{W_{px}f}\right) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}}$

表中 λ_y ——钢梁在弯矩作用平面外的长细比, $\lambda_y = l_1/i_y$;

l_1 ——钢梁相邻侧向支点之间的距离;

i_y ——钢梁截面对 $y-y$ 轴的回转半径;

M_1 ——与塑性铰相距为 l_1 的侧向支承点处的弯矩, 当长度 l_1 范围内为同向曲率时, $M_1/(W_{px}f)$ 为正; 当为反向曲率时, $M_1/(W_{px}f)$ 为负;

W_{px} ——钢梁对 x 轴的塑性截面模量(抵抗矩);

f_{ay} 、 f ——钢材的屈服强度和抗拉强度设计值。

(3) 钢柱的板件宽厚比 为防止压弯构件的局部失稳, 钢柱的板件宽厚比应满足下列要求。

1) 圆管截面(图 4-7a) 圆管截面的受压构件, 其外径与壁厚之比不应超过 $100 \cdot (235/f_{ay})$ 。

2) 方管截面(图 4-7c)

①在方形或矩形钢管截面的压弯构件中, 受压翼缘的宽厚比 b_0/t_f (图 4-7c) 应不大于 $36\sqrt{235/f_{ay}}$, 式中, f_{ay} 为钢材的屈服强度。

②方形或矩形钢管截面压弯构件的腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w (图 4-7c) 之比, 不应超过式 (4-4) 或式 (4-5) 右侧乘以 0.8 之后的限值。当此值小于 $40 \sqrt{235/f_{ay}}$ 时, 应采用 $40 \sqrt{235/f_{ay}}$ 。

③大型实腹式柱, 在受有较大水平力处及运送单元的端部, 应设置横隔板, 横隔板的间距不得大于柱截面较大宽度的 9 倍, 且不应大于 8m。

3) H 形截面 (图 4-7b)

①框架柱的翼缘板, 自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t_f (图 4-7b) 之比, 应满足下列要求: 一般情况

$$\frac{b_1}{t_f} \leq 13 \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (4-1)$$

当强度和稳定计算中取 $\gamma_x = 1.0$ 时

$$\frac{b_1}{t_f} \leq 15 \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (4-2)$$

上式中, 翼缘板自由外伸宽度 b_1 的取值为: 对焊接构件, 取腹板边至翼缘板边缘的距离; 对轧制构件, 取内圆弧起点至翼缘板边缘的距离。

②H 形截面压弯构件的腹板, 依其应力差值 α_0 的大小, 腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w (图 4-7b) 之比, 应符合下列公式要求:

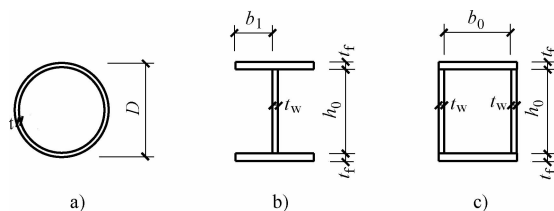


图 4-7 钢柱的截面形状

a) 圆形钢管 b) H 型钢 c) 矩形钢管

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (4-3)$$

当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时,

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (4-4)$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时,

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (4-5)$$

式中 σ_{\max} ——腹板计算高度边缘的最大压应力, 计算时不考虑构件的稳定系数和截面塑性发展系数;

σ_{\min} ——腹板计算高度另一边缘相应的应力, 压应力取正值, 拉应力取负值;

λ ——构件在弯矩作用平面内的长细比, 当 $\lambda < 30$ 时, 取 $\lambda = 30$; 当 $\lambda > 100$ 时, 取 $\lambda = 100$ 。

(4) 钢梁的板件宽厚比 钢梁的板件宽厚比, 应随截面塑性变形发展程度的不同, 而需满足不同的要求。

翼缘板自由外伸宽度 b_1 的取值为：对焊接工字钢，取腹板边至翼缘板边缘的距离；对轧制 H 型钢，取腹板顶端圆弧起点至翼缘板边缘的距离。

1) 工字形和箱形截面钢梁，受压翼缘的自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t_f (图 4-8a、b) 的比值 b_1/t_f 不应大于 $11\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

2) 工字形和箱形截面钢梁，腹板截面高度 h_0 与其厚度 t_w 的比值 h_0/t_w 应符合式 (4-6) 的要求。

$$\frac{h_0}{t_w} \leq \left(85 - 120 \frac{N_b}{A_f} \right) \sqrt{\frac{235}{f_{ay}}} \quad (4-6)$$

式中 N_b ——梁的轴向力；

A ——梁的截面面积；

f ——钢材的抗压强度设计值；

f_{ay} ——钢材的屈服强度。

3) 箱形截面钢梁 (图 4-8b) 受压翼缘在两腹板之间的宽度 b_0 与其厚度 t_f 的比值 b_0/t_f 应不大于 $36\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

2. 抗震设计

(1) 钢柱的长细比 国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.1 条规定：一级钢框架柱的长细比不应大于 $60\sqrt{235/f_{ay}}$ ；二级，不应大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$ ；三级，不应大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$ ；四级，不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。式中， f_{ay} 为钢材的屈服强度设计值。

(2) 钢梁的长细比 国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.3 条规定：

1) 钢梁的受压翼缘应根据需要设置侧向支承。当梁上翼缘与楼板有可靠连接时，简支梁可不设置侧向支承；固端梁下翼缘在梁端 0.15 倍梁跨附近宜设置隅撑。梁端采用梁端扩大形、梁端加盖板或骨形连接时，应在塑性区外设置竖向加劲肋，隅撑与偏置的竖向加劲肋相连。梁端翼缘宽度较大，对梁下翼缘侧向约束较强时，也可不设置隅撑。

2) 钢梁在地震作用下出现塑性铰的截面，上、下翼缘均应设置侧向支承。

3) 钢梁在相邻两个侧向支承点之间的杆件侧向长细比 λ_y ，应符合国家标准 GB 50017—2003《钢结构设计规范》第 9 章关于塑性设计的有关规定，且应符合表 4-1 的要求。

(3) 框架梁和柱的板件宽厚比 国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.2 条规定，钢框架梁和柱的板件宽厚比，应符合表 4-2 的规定，结构抗震等级见第 1 章表 1-2。

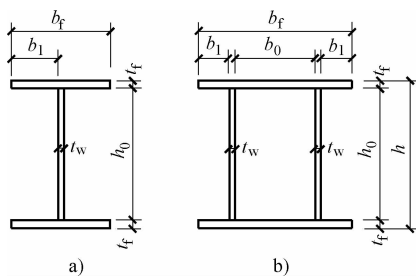


图 4-8 钢梁的截面形状

a) 工字形截面 b) 箱形截面

表 4-2 钢框架梁、柱的板件宽厚比限值

板件名称		结构抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	箱形截面壁板	33	36	38	40

(续)

板件名称		结构抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72 - 120N_b/Af$ ≤ 60	$72 - 100N_b/Af$ ≤ 65	$80 - 110N_b/Af$ ≤ 70	$85 - 120N_b/Af$ ≤ 75

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

2. $N_b/(Af)$ 为框架梁的轴压比。

4.1.5 框架梁-柱节点设计

1. 梁-柱节点类型

(1) 柱贯通型

1) 钢框架的楼层梁-柱节点处, 下层柱整根通过节点, 伸至上层柱底部的接头; 节点四边的梁分别与柱相连接, 称之为“柱贯通型”梁-柱节点 (图 4-9a)。

2) 一般情况下, 为简化构造和方便施工, 框架的梁-柱节点宜采用柱贯通型。

(2) 梁贯通型

1) 钢框架的楼层梁-柱节点处, 主梁整根通过节点, 上层柱的底端和下层柱的顶端分别与主梁的上翼缘和下翼缘相连接; 另一方向的节点两侧钢梁, 分别与该主梁的两侧边相连接, 称之为“梁贯通型”梁-柱节点 (图 4-9b)。

2) 当主梁采用箱形截面时, 钢框架的梁-柱节点宜采用梁贯通型。其他情况, 有必要时, 也可以采用“梁贯通型”节点。

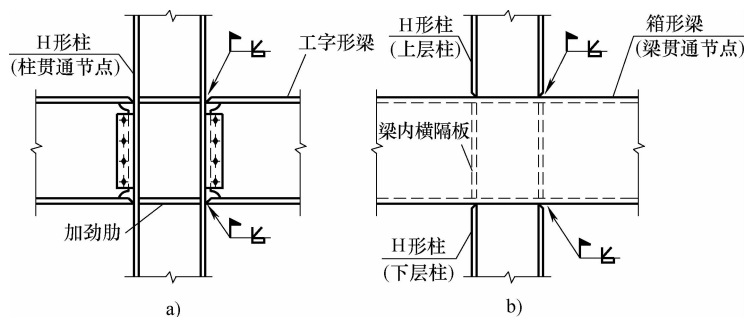


图 4-9 钢框架的梁-柱节点

a) 柱贯通型 b) 梁贯通型

2. 节点域强度验算

(1) 柱腹板剪力验算

1) 重力荷载作用下, 框架楼层节点两侧的梁端弯矩同为负弯矩, 大体上能相互平衡,

对节点域柱腹板基本上不产生水平剪力（图 4-10a）。

2) 侧力（风、地震）作用下的框架楼层节点（图 4-10b），为平衡上、下柱端顺时针方向弯矩，梁-柱节点两侧的梁端弯矩同为逆时针方向（图 4-10c），左、右梁端的较大同方向不平衡弯矩，将使节点域的柱腹板承受较大的水平剪力。

3) 对 H 形柱和管形柱的“柱贯通型”梁-柱节点，梁与柱连接处，无论节点内有无水平加劲肋（图 4-10a、c），节点域的柱腹板均应按下列规定验算其受剪时的强度和稳定性。

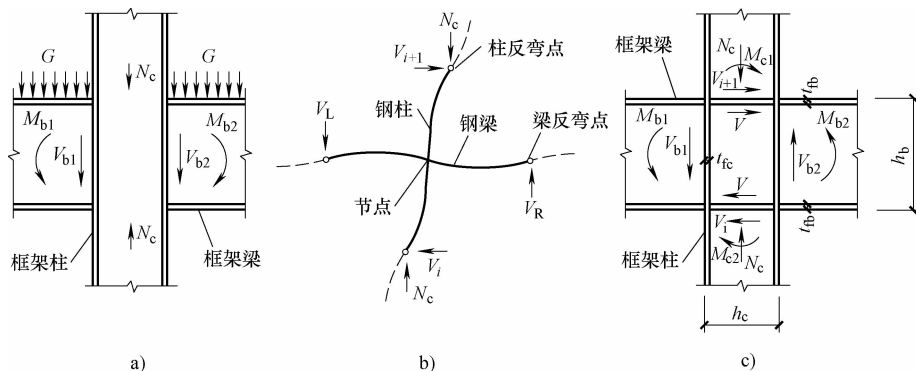


图 4-10 梁-柱节点域的柱腹板剪力

a) 重力下节点内力 b) 侧力下梁、柱反弯点内力 c) 侧力下节点域剪力

(2) 节点域的稳定性验算

1) 为防止节点域的柱腹板受剪时发生局部失稳和屈曲，H 形或管形截面柱的节点域内柱腹板厚度 t_p （对于管形柱，仍取一块腹板的厚度），应符合下列条件式：

$$t_p \geq \frac{1}{90}(h_{0b} + h_{0c}) \quad (4-7)$$

式中 h_{0b} 、 h_{0c} ——分别为梁腹板截面高度和柱腹板截面宽度。

2) 当节点域内柱腹板厚度不小于梁、柱截面高度之和的 1/70 时，可不验算节点域的稳定性。

(3) 节点域抗剪强度验算

1) 强度验算公式 由柱翼缘与水平加劲肋包围的柱腹板节点域，应按下列公式验算其抗剪强度。略去节点上、下柱端水平剪力的影响，节点域在左、右两侧梁端不平衡弯矩作用下（图 4-10）所产生的剪应力 τ ，应符合下式要求：

$$\text{抗风设计} \quad \tau = \frac{1}{V_p}(M_{b1} + M_{b2}) \leq \frac{4}{3} \cdot \frac{f_v}{\gamma_0} \quad (4-8a)$$

$$\text{抗震设计} \quad \tau = \frac{1}{V_p}(M_{b1} + M_{b2}) \leq \frac{4}{3} \cdot \frac{f_v}{\gamma_{RE}} \quad (4-8b)$$

$$\text{H 形截面柱} \quad V_p = h_{0b} h_{0c} t_p \quad (4-9)$$

$$\text{管形截面柱} \quad V_p = 1.8 h_{0b} h_{0c} t_p \quad (4-10)$$

$$\text{十字形截面柱 (图 4-11)} \quad V_p = \varphi h_{0b} h_{0c} t_p \quad (4-11)$$

$$\varphi = \frac{\alpha^2 + 2.6(1 + 2\beta)}{\alpha^2 + 2.6}$$

$$\alpha = \frac{h_{0b}}{b}, \quad \beta = \frac{A_f}{A_w} = \frac{bt_f}{h_{0c}t_p}$$

式中 M_{b1} 、 M_{b2} ——分别为框架楼层节点两侧的梁端弯矩设计值,弯矩绕节点顺时针为正,逆时针为负;

V_p ——节点域腹板的体积;

系数 4/3——考虑到公式左侧略去了剪力引起的剪力项,柱轴力、剪力以及节点域周边板件约束对节点域抗剪屈服强度的影响,根据结构试验确定的抗剪强度提高系数;

h_{0b} 、 h_{0c} ——分别为梁腹板的截面高度和柱腹板的截面宽度;

t_p ——节点域范围内柱腹板的厚度,对于管形柱,则为一片腹板的厚度;式(4-10)中的系数 1.8 是腹板受力不均匀系数 0.9 乘以 2;

b 、 t_f ——十字形截面柱的翼缘宽度和厚度;

f_v ——钢材的抗剪强度设计值;

γ_0 ——结构重要性系数,结构安全等级为一级、二级时,分别取 1.1 和 1.0;

γ_{RE} ——节点域承载力抗震调整系数,取 $\gamma_{RE} = 0.85$ 。

2) 抗震设防框架附加要求

①抗震设防的钢框架,节点域(柱)腹板厚度的选定要适度。地震作用下,腹板过厚,就会因腹板剪切塑性变形小而仅能耗散较少地震能量;若过薄,又将因节点域腹板剪切变形过大而使框架侧移太大,超过容许限值,甚至造成节点破坏,使结构丧失整体性。

②强震作用下结构构件各部位按照设计要求依次屈服,并产生适量的塑性变形,以吸收和耗散较多的地震能量,可以减轻结构的破坏程度。如果结构不能通过较多杆件塑性铰来有效地消耗地震能量,结构所受到的等效地震力就会增大,反而对结构不利。

③研究成果表明,为地震作用下的钢框架节点域首先屈服,以消耗一部分地震能量,然后是梁端出现塑性铰,进一步消耗一部分地震能量,最后才是柱屈服,令节点域的屈服承载力等于该节点两侧梁端总屈服承载力的 0.7 倍是恰当的。

④根据上述结论,要求当节点两侧梁端弯矩达到全塑性弯矩的 0.6~0.7 倍、节点域即将进入塑性状态时,节点域的剪应力不应超过钢材的抗剪强度设计值。

⑤抗震设防框架,节点域的剪应力除应符合式(4-8b)外,节点域的屈服承载力还应满足下式要求:

$$\frac{\psi}{V_p}(M_{pb1} + M_{pb2}) \leq \frac{3}{4} \frac{f_v}{\gamma_{RE}} \quad (4-12)$$

$$M_{pb1} = W_{pb1}f_{ay}, \quad M_{pb2} = W_{pb2}f_{ay} \quad (4-13)$$

式中 ψ ——折减系数,6度Ⅳ类场地和7度设防的结构,取 $\psi = 0.6$;8度或9度设防时,取 $\psi = 0.7$;

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

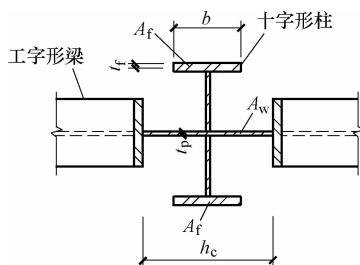


图 4-11 十字形截面柱的节点域体积

W_{pb1} 、 W_{pb2} ——分别为节点域两侧梁端截面的塑性截面模量（抵抗矩）；
 f_{ay} ——钢梁钢材的屈服强度。

(4) 节点域的补强

当节点域柱腹板不满足式（4-8a）、式（4-8b）和式（4-12）的强度要求时，可采用下列方法对节点域腹板进行加厚或补强：

1) 对焊接 H 形拼合柱，宜将柱腹板在节点域范围内更换为较厚板件。加厚板件应伸出柱上、下水平加劲肋（即梁上、下翼缘高度处）以上和以下各 150mm，并采用对接焊缝将其与上、下柱腹板拼接（图 4-12）。

2) 对轧制 H 型钢柱，可采用配置斜向加劲肋或贴焊补强板等方式补强。当节点域板厚不足部分小于腹板厚度时，可采用单面补强板；若大于腹板厚度时，则应采用双面补强板。

3) 当采用贴板方式加强节点域时，补强板的上、下边缘，宜分别伸出柱上、下水平加劲肋之外各 150mm，并采用不小于 5mm 的连续角焊缝将其上、下边与柱腹板焊接；其侧边则应采用填充对接焊缝（或角焊缝）与柱翼缘相连接。

当在节点域腹板的垂直方向有竖向连接板时，补强板的板面尚应采用塞焊与柱腹板连成整体（图 4-13a），塞焊孔径应不小于 16mm，塞焊点之间的水平和竖向距离，均不应大于相连板件中较薄板件厚度的 $21\sqrt{235/f_{ay}}$ 倍，也不应大于 200mm。

4) 当补强板限制在框架节点域范围内，即不伸过水平加劲肋时，补强板的周边与柱翼缘和水平加劲肋之间应采用填充对接焊缝或角焊缝，实现围焊连接（图 4-13b）。

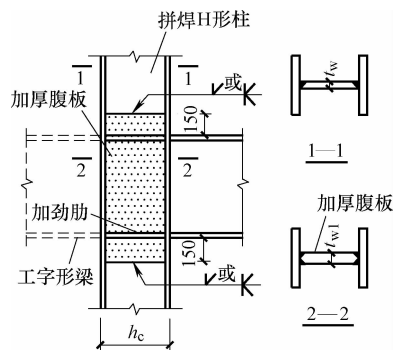


图 4-12 节点域腹板的加厚

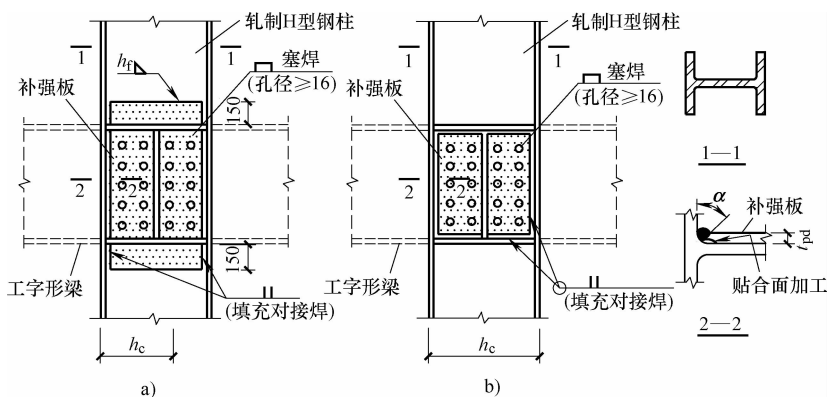


图 4-13 节点域腹板贴焊补强板

a) 伸过水平加劲肋 b) 节点域范围内

5) 当补强板伸出水平加劲肋之外时，加劲肋仅需与补强板焊接，此焊缝应能将加劲肋传来的力传递给补强板，补强板的厚度及其焊缝，应按传递该力的要求设计。

6) 当补强板不伸出水平加劲肋时, 加劲肋应与柱腹板焊接; 补强板与加劲肋之间的角焊缝, 应能传递补强板所分担的剪力, 且厚度不应小于 5mm。

7) 当采用斜向加劲肋来提高节点域的受剪承载力时, 斜向加劲肋及其连接, 应能传递柱腹板所能承担剪力之余的剪力。

3. 梁-柱刚性连接的构造要求

(1) 连接方式 钢框架的梁与柱的刚性连接宜采用“柱贯通型”节点, 根据受力与安装条件, 可选用下列连接方式。

1) 全焊连接

①钢梁的翼缘和腹板与钢柱的连接全部采用焊缝连接 (图 4-14a), 它通常用于框架节点处悬臂梁段与柱的连接。全焊连接适用于工厂的杆件组装, 不宜用于工地的杆件组装。实践经验表明, 利用焊于柱上的悬臂梁段进行钢框架的组装, 抗震性能较好, 但对钢构件制作精度的要求较高, 应根据具体情况选用。

②若因抗震设计需要, 在现场采用框架梁直接与柱进行全焊连接时, 宜采用双片连接板将梁腹板与柱焊接 (图 4-14b)。

2) 全栓连接

①钢梁通过端板与钢柱进行高强度螺栓摩擦型连接, 或利用 T 形连接件与钢柱连接 (图 4-14c)。

②全栓连接的费用较高, 仅在必要时用之。

3) 栓焊连接

①钢梁翼缘与柱翼缘或水平加劲肋之间, 采用焊缝连接; 梁腹板与焊于柱翼缘或腹板上的竖向连接板之间, 采用高强度螺栓摩擦型连接 (图 4-14d)。此梁-柱节点是通过梁翼缘焊缝抗弯、腹板螺栓连接抗剪来实现梁与柱的内力传递。

②施工顺序: 先用螺栓将腹板安装定位, 然后对翼缘施焊。试验表明, 梁翼缘焊接将使腹板螺栓预拉力平均降低 10% 左右。

③我国钢结构工程中, 梁与柱的现场连接多采用此种连接方式。

美国北岭地震和日本阪神地震经验表明, 梁与柱全焊连接的受弯承载力和塑性变形能力均优于栓焊连接。采用坡口全熔透焊缝将梁腹板直接焊在柱翼缘上, 或通过较厚连接板焊接, 使腹板参与抗弯, 从而减小梁翼缘焊缝的应力。因此, 对高烈度地震区的钢框架, 已出现优先考虑全焊连接的趋向。

(2) 基本构造要求

1) 钢柱在两个互相垂直的方向均与钢梁刚接时, 宜采用管形截面 (方形或矩形钢管)。当仅在一个方向刚接时, 宜采用 H 形截面, 并将柱腹板置于刚接框架平面内。

2) 对于焊接 H 形钢柱和管形钢柱, 当梁与柱刚性连接时, 柱在梁上、下翼缘以上和以下各 500mm 的节点区范围内, H 形钢柱翼缘与腹板间或管形钢柱壁板间的拼装焊缝, 应采用坡口全熔透焊缝。管形钢柱节点区范围内的拼装焊缝见图 4-15。

3) 管形钢柱或 H 形钢柱 (强轴方向) 与钢梁刚性连接时, 应符合下列要求:

①钢梁翼缘与钢柱翼缘之间应采用坡口全熔透焊缝。

②钢柱在钢梁上、下翼缘对应位置设置横向 (水平) 隔板或加劲肋, 且其厚度不应小于钢梁翼缘厚度, 非抗震设防或按 6 度设防时, 加劲肋厚度可适当减小, 但应通过承载力计

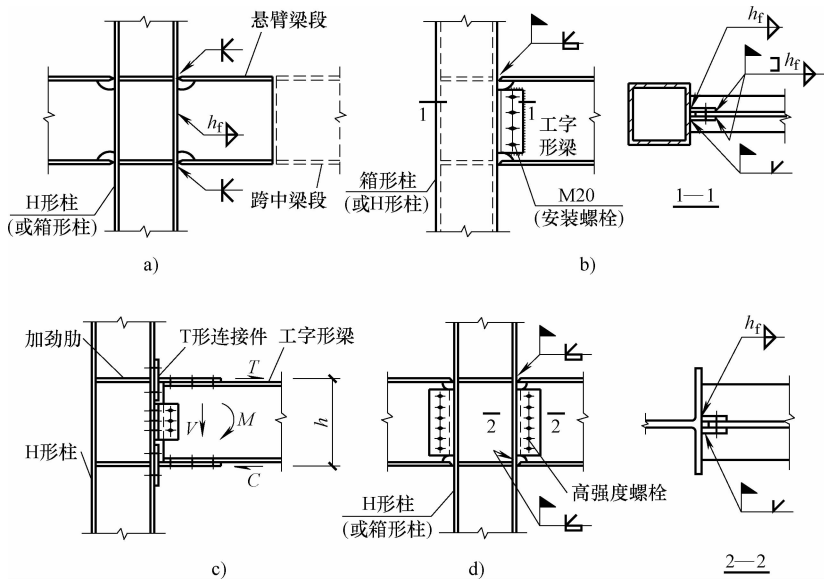


图 4-14 梁与柱刚性连接方式

a) 全焊连接 (工厂) b) 全焊连接 (现场) c) T 形件全栓连接 d) 栓焊连接

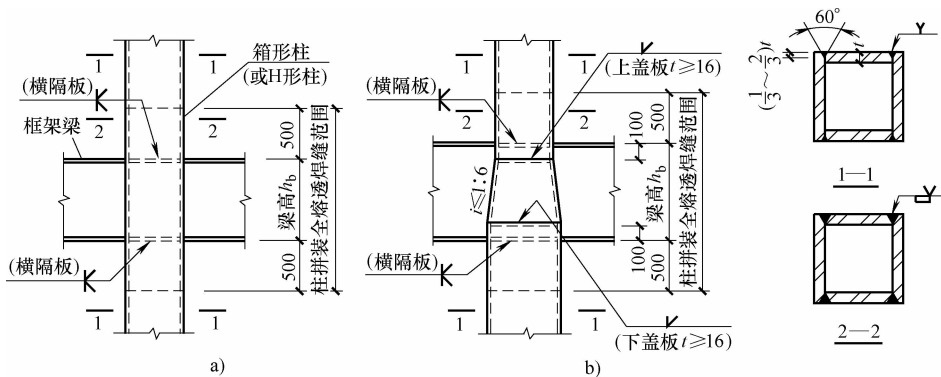


图 4-15 梁-柱节点区段内箱形柱的壁板拼装焊缝

a) 等截面柱 b) 变截面柱

算确定，且不得小于钢梁翼缘厚度的一半。

③钢管柱的壁板厚度 $\leq 16\text{mm}$ 时，不宜采用内隔板和电渣焊，宜采用贯通式隔板。

④钢梁腹板宜采用高强度螺栓与柱上连接板进行摩擦型连接。

4) 腹板连接板与柱翼缘板的焊接，当连接板厚度不大于 16mm 时，应采用双面角焊缝，焊缝有效厚度应满足“等强度”要求，且不小于 5mm ；板厚大于 16mm 时，应采用K形坡口对接焊缝。该焊缝宜采用气体保护焊，且板端应绕焊。

(3) 抗震附加要求

1) 焊缝金属冲击韧性

①1994年美国北岭地震时，钢框架的梁与柱的连接部位，由于焊缝金属的冲击韧性低

(夏比冲击韧性为 10~15J), 发生脆性破坏, 导致节点失效。

②GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.4 条规定: 结构抗震等级(见第 1 章表 1-2 的规定)为一、二级时, 对钢梁翼缘与钢柱翼缘间的坡口全熔透焊缝, 应检验其 V 型切口的冲击韧性, 其夏比冲击韧性(CVN)在气温为 -20°C 时不低于 27J。

2) 腹板连接螺栓

①常用的工字形截面钢梁, 当处于弹性阶段时, 翼缘和腹板分别承担全截面受弯承载力的 85% 和 15%, 如果再考虑现场焊缝强度的折减系数 0.9, 翼缘焊缝连接的受弯承载力仅是梁全截面受弯承载力的 77%。此一情况说明: 一、对于梁与柱的栓焊连接, 通常采用的“翼缘焊缝抗弯、腹板螺栓抗剪”设计假定不适用于抗震结构; 二、腹板螺栓除承受竖向剪力外, 还要承受腹板部分弯矩引起的水平剪力, 当螺栓不足以承受合成剪力而产生较大变形时, 就会使翼缘焊缝中点附近产生超应力而开裂, 美国框架震害也证实了这一点。

②抗震规范规定: 对钢梁与钢柱的栓焊连接, 腹板的连接螺栓除应能承受梁端受弯屈服时的竖向剪力外, 当梁翼缘的塑性截面模量小于梁全截面模量的 70% 时, 应考虑腹板参与受弯, 梁腹板与柱上连接板的连接螺栓不得少于二列; 当计算仅需一列时, 仍应布置二列, 且此时螺栓总数不得少于计算值的 1.5 倍。美国另一种做法是, 除螺栓连接外, 还在连接板的角部用角焊缝与梁腹板连接, 以承受腹板分担的弯矩。

(4) 细部构造

1) 对于钢框架梁与柱的刚性连接, 为设置焊接衬板和方便焊接, 应在钢梁腹板端头上角作扇形切口, 其半径 r 宜取 35mm (图 4-16 详图 A); 扇形切口与钢梁翼缘交接处, 应做成半径为 10~15mm 的圆弧, 圆弧起点与衬板外侧之间保持 10~15mm 的间隔, 以减小焊接热影响区的叠加效应。腹板端部下角扇形切口的构造要求见图 4-16 详图 B, 使切口具有较大高度, 确保钢梁下翼缘焊缝施焊时焊条能顺利穿过, 实现不间断施焊。

2) 美国北岭地震调查指出, 钢梁下翼缘焊缝衬板和引弧板底面与钢柱翼缘相连接处的缝隙, 易引发应力集中等缺口效应, 此人为缝隙在梁翼缘拉力作用下会向内部扩张, 引发脆性破坏。因此, 对抗震设防钢框架, 下翼缘焊接衬板的底面与柱翼缘相接处, 应沿衬板全长用角焊缝补焊封闭, 因仰焊施工不便, 焊脚尺寸可取 6mm (图 4-16 详图 B)。此外, 也可将梁下翼缘的焊接衬板和引弧板用气刨割除, 并清根后, 再用角焊缝补强; 但费用较高, 且易伤及母材。

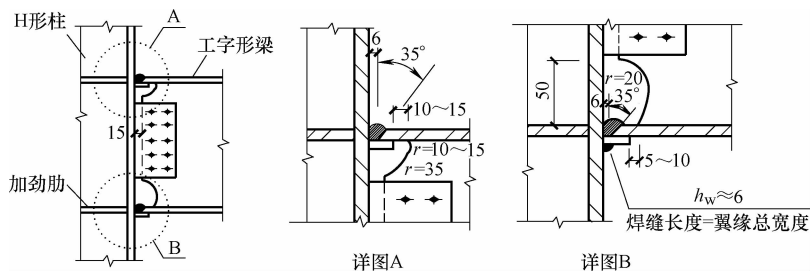


图 4-16 钢框架梁与柱现场连接的细部构造

(5) 新型抗震连接 美国北岭地震时, 约 150 幢钢框架房屋的梁-柱节点产生不同程度的破坏, 然而, 其破坏状况并未像结构抗震设计所预期的那样, 在梁端的柱面处产生塑性

铰，而是出现了裂缝。此种由三轴应力引起的切口处的破坏，属于脆性破坏，其节点转动能力仅为 0.005rad ，是美国规范对梁与柱连接塑性转角 θ_p 规定值 0.03rad 的 $1/6$ 。另一方面，梁端塑性铰若安排在柱面处，将使柱翼缘板在厚度方向产生很大拉应力，也不利于节点塑性变形的发展。

GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.3.4 条规定：结构抗震等级（见第 1 章表 1-2 的规定）为一、二级时，梁与柱的连接宜采用能将塑性铰自梁端外移的骨形连接、梁端加盖板或梁端扩大型连接。

1) 梁端加盖板

①在框架梁端上、下翼缘加焊楔形短盖板，在现场采用坡口全熔透对接焊缝和角焊缝分别与柱翼缘和梁翼缘连接（图 4-17），使焊缝截面面积不小于单独翼缘截面面积的 $\gamma_{RE}^w/\gamma_{RE} = 0.9/0.75 = 1.2$ 倍；盖板的长度宜取 $0.3h_b$ 且不小于 180mm 。若钢梁塑性铰的塑性区域长度为 $0.9h_b$ ，则从柱面到塑性铰中点的距离约为 $0.75h_b$ 。

②梁的腹板与柱翼缘的连接方式分为两种：

a) 高强度螺栓摩擦型连接，连接螺栓应能承受 $\gamma_{RE}^b/\gamma_{RE} = 0.85/0.75 = 1.13$ 倍由腹板所能承受的最大弯矩设计值 M_w 和地震作用效应组合剪力设计值 V 所产生的合成剪力。

b) 梁腹板与柱上的双片连接板之间采用角焊缝连接（图 4-17 剖面 3—3），角焊缝应能承受 $(\gamma_{RE}^w/\gamma_{RE}) M_w = 1.2M_w$ 和 V 所产生的合成剪力。

γ_{RE}^w 、 γ_{RE}^b 、 γ_{RE} 分别为连接焊缝、连接螺栓和钢梁的承载力抗震调整系数。

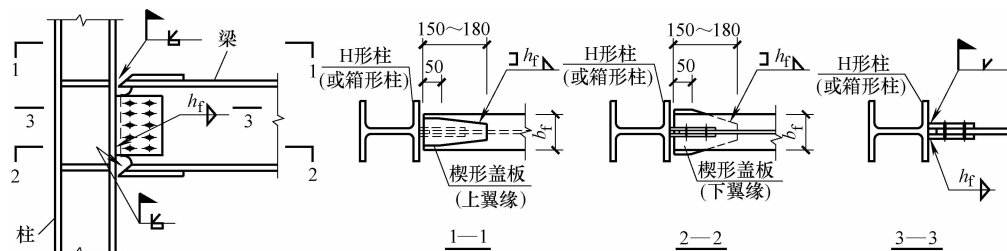


图 4-17 梁端加盖板式连接

2) 梁翼缘弧形切面——骨形连接 在传统的框架节点基础上，距离柱面等于或稍大于 $(b_f/2)$ 处，对梁上、下翼缘的两侧均进行圆弧形切割。以 $W36 \times 135$ 型号的钢梁为例（图 4-18），圆弧半径为 1070mm (42in)，切面深度为 6mm (2.4in)，切面长度为 71mm (28in)。切割后，梁翼缘的切割面应磨平。足尺试验结果表明，这种弱梁型节点具有良好的抗震性能。

3) 梁端扩大型连接 这种节点的基本构造是，在工厂里将一段较宽翼缘短梁焊于柱上，形成带有各层悬臂梁段的树枝状柱，然后，在工地现场再采用栓焊连接或全栓连接将悬臂梁段与梁拼接（图 4-19）。短梁（即图 4-19 中的悬臂梁段）特意做得稍强一些，短梁翼缘可以是变宽度（图 4-19a）或等宽度（图 4-19b），使梁端塑性铰位置由柱面向外转移。这种梁-柱连接方案在日本得到广泛应用。

另一种做法是，采用梁贯通型节点，即将箱形截面短梁段连续通过节点，然后将上、下层的柱分别焊在短梁段的上、下翼缘。

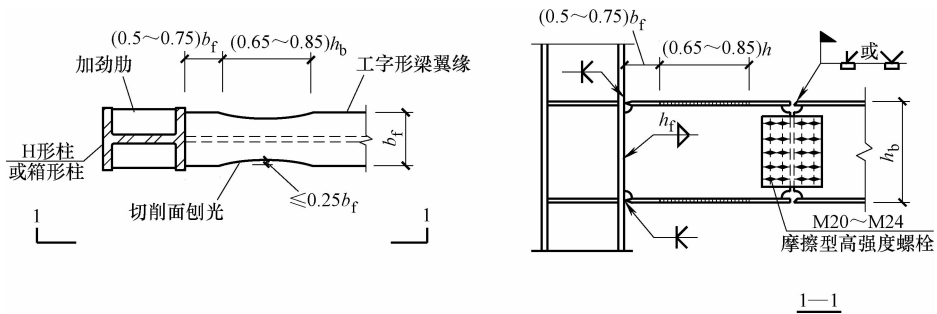


图 4-18 骨形连接

梁端扩大型连接节点的优点是：①关键性的梁-柱连接焊缝，可以在工厂内制作，质量可以得到较严格的控制；②现场仅有高强度螺栓连接工作，安装费用较低。

这种连接节点的缺点是：①树形柱的运输费用较高；②要求柱翼缘厚板或短梁翼缘厚板（梁贯通型节点）具有良好的 Z 向（板厚方向）性能。

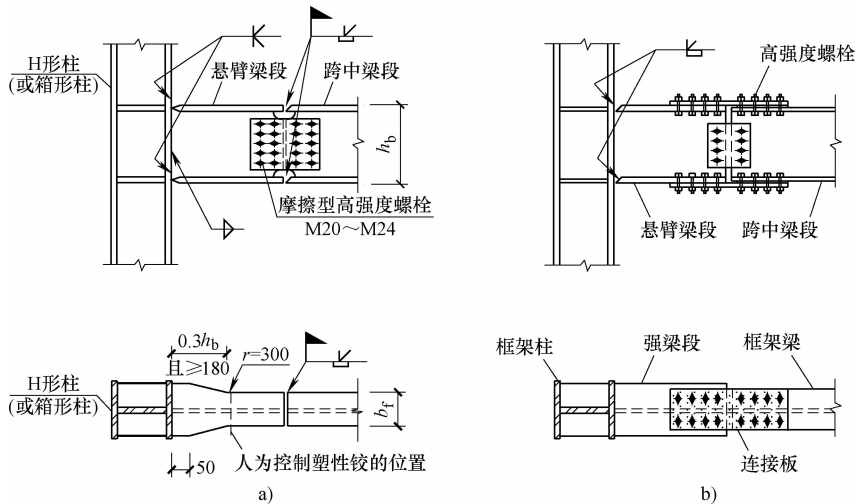


图 4-19 梁端扩大型连接
a) 变宽翼缘短梁 b) 等截面短梁

4.1.6 框架体系适用房屋高度

(1) 框架是靠梁、柱的抗弯刚度和受弯承载力，为结构提供抗推刚度（侧向刚度）和水平承载力，所以，其抵抗水平荷载的能力相对较弱。

(2) 采用框架体系的楼房，沿房屋的纵向和横向，都是由框架组成，结构的整体抗侧力能力相对较弱，所能适用的房屋最大高度也就较低，非地震区，一般仅适用于 30 层以下的楼房。

(3) 对位于地震区的采用全钢结构框架体系的楼房，国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.1.1 条规定的房屋最大适用高度和高宽比列于表 4-3。

表 4-3 钢结构框架体系楼房的最大适用高度和高宽比

抗震设防烈度	6度 (0.05g)	7度		8度		9度 (0.40g)
		0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	
房屋高度/m	110	110	90	90	70	50
房屋高宽比	6.5	6.5		6.0		5.5

注：房屋高度和房屋高宽比均从室外地面算至主体屋面板的顶面。

4.1.7 工程实例

1 北京长富宫中心——钢框架体系

1. 建筑概况

北京长富宫中心为旅馆建筑，1987年建成，主楼，地下两层，地上26层，高94m，典型楼层的层高为3.3m。抗震设防烈度为8度。

本工程采用全钢结构“框架体系”，建筑平面尺寸为48m×25.8m，基本柱网尺寸为8m×9.8m，典型层的结构平面如图4-20所示。

底部两层及地下室，采用型钢混凝土结构；3层以上采用钢结构。外墙采用预制的厚200mm、带饰面的钢筋混凝土挂板。

2. 结构钢材

结构钢材采用日本产钢材，框架柱和框架梁的钢板牌号为SM50A，次梁为SS41，压型钢板为SS41；高强度螺栓为F10T。

3. 结构方案比较

在初步设计阶段，曾进行了两种结构方案比较，其结果如下：

(1) 框架体系——基本周期为3.6s，周期较长，地震作用较小；构造简单，施工方便。缺点是：结构抗推刚度小，变形较大，地震作用下的最大层间侧移角为1/340。

(2) 框架-支撑体系——基本周期为2.4s。结构刚度大，最大层间侧移角仅为1/1400，对非结构部件、建筑装饰及设备管线有利。缺点是：构造比较复杂，施工较繁琐。

最后决定，采用第1方案——框架体系。

4. 杆件截面尺寸

钢框架及型钢混凝土框架中各杆件的实际截面尺寸，摘录如下：

(1) 钢柱——钢框架柱是采用坡口熔透焊缝将四块钢板拼装成方管截面，外边尺寸自下而上均为450mm×450mm，壁厚自上而下为19~42mm；柱的预制吊装件为每3层1根，长约10m。

(2) 钢梁——钢框架梁是采用截面高度为650mm的焊接H型钢，截面高度为650mm，翼缘宽200~250mm，腹板厚12mm；翼缘板厚度自上而下为19~32mm。多数钢梁为变截面，靠近支座处，翼缘加宽、加厚。次梁采用轧制窄翼缘H型钢。

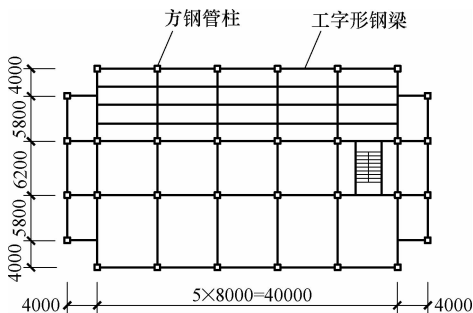


图 4-20 北京长富宫大厦典型层结构平面

(3) 节点——纵、横向钢梁与钢柱之间均采用刚性连接，钢梁的上下翼缘与柱壁板的连接采用坡口熔透焊，梁的腹板与焊于柱壁板上的连接板采用高强度螺栓连接。

(4) 型钢混凝土柱——截面尺寸为 850mm × 850mm 及 1200mm × 1200mm，其中型钢芯柱为 450mm × 450mm 方形钢管，即与上一楼层的钢柱截面尺寸相同。

(5) 型钢混凝土梁——截面尺寸为 500mm × 950mm 及 500mm × 1100mm，其中型钢骨架分别为 650mm 和 850mm 高的焊接工字钢。

(6) 楼板——三层以上钢结构楼层的楼板，采用在厚 1.2mm 压型钢板之上浇筑混凝土的组合板，压型钢板搁置在间距约为 2.5m 的型钢次梁上，钢梁上翼缘顶面加焊圆柱头栓钉。

5. 用钢量

整座大楼钢结构的总用钢量约为 4200t，单位建筑面积的平均用钢量为 138kg/m²。

6. 外墙板

建筑外墙板采用带饰面层的 200mm 厚的预制轻质钢筋混凝土墙板，墙板不与框架柱相连接，仅与上下楼层的钢梁及现浇楼板连接。

7. 结构分析结果

采用振型分解反应谱法和时程分析法进行结构地震反应分析，其计算结果分别列于表 4-4 和表 4-5。

表 4-4 反应谱振型分解法计算结果

验算方向	自振周期/s			最大层间侧移角			设计控制指标
	(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)	
纵向	3.6	3.16	2.23	1/360 (第 12 层)	1/460 (第 12 层)	1/3030 (第 7 层)	1/200
横向	3.6	3.27	1.64	1/340 (第 12 层)	1/410 (第 11 层)	1/2710 (第 7 层)	1/200

表 4-5 时程分析法计算结果

输入地震波	弹性阶段分析 (150Gal)					弹塑性阶段分析 (300Gal)				
	层剪力系数		最大塑性率	最大层间侧移角		层剪力系数		最大塑性率	最大层间侧移角	
	底层	第 24 层		计算值	控制指标	底层	第 24 层		计算值	控制指标
EL Centro (NS) 1940	0.072	0.193	0.83 (第 5 层)	1/210 (第 18 层)	1/200	0.126	0.285	1.97 (第 2 层)	1/120 (第 8 层)	1/95
Taft (EW) 1952	0.079	0.164	0.60 (第 5 层)	1/310 (第 6 层)	1/200	0.134	0.286	1.90 (第 2 层)	1/180 (第 14 层)	1/95
北京外交公寓 1976	0.081	0.268	1.20 (第 12 层)	1/130 (第 12 层)	1/200	0.123	0.319	2.94 (第 12 层)	1/50 (第 12 层)	1/95

2

印第安纳广场大厦——钢框架体系

1. 建筑概况

(1) 美国休斯敦市的第一印第安纳广场大厦，其建筑场址位于美国地震烈度区划图上

的 2 区, 地震动峰值加速度为 0.2g。结构设计用的基本风速取 145km/h。

(2) 大厦, 地面以上, 29 层; 高 121m; 建筑平面尺寸为 43.7m × 43.7m。

2. 结构体系

(1) 经过多方案比较后, 决定采用钢框架体系。基本柱网尺寸为 7.6m × 7.6m, 其典型楼层结构平面布置如图 4-21 所示。

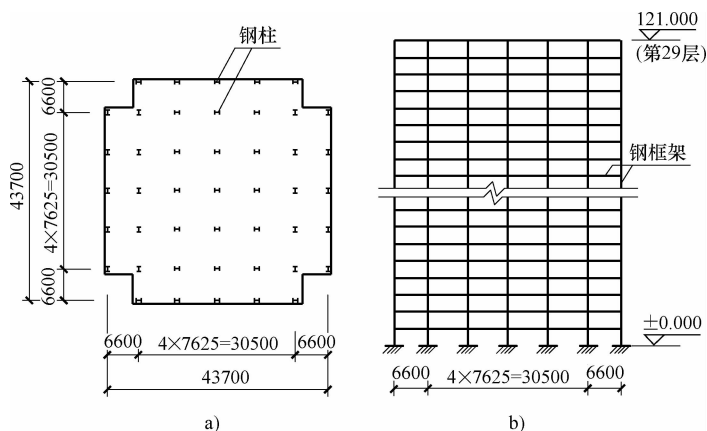


图 4-21 8 度抗震设防的印第安纳广场大厦

a) 典型楼层结构平面 b) 结构剖面

(2) 框架柱采用轧制 H 型钢。考虑到地震可能来自任何方向, 各根柱的腹板布置方向是, 一半平行于房屋纵轴, 一半平行于房屋横轴。

(3) 对该大楼进行的结构分析指出, 地震作用控制着构件截面设计。最后验算结果表明, 钢框架体系既满足了抗风的各项要求, 也符合抗震的各项指标。

3 台北荣民医院大楼——钢框架体系

1. 建筑概况

台北市的荣民总医院医疗大楼, 其中心塔楼, 地下三层, 地上 23 层, 出屋面的屋顶间两层, 总高度为 112m; 典型楼层的层高为 4.3m, 最大楼层的高度为 5.5m。裙房为五层。整个建筑属于大底盘塔楼, 总建筑面积为 22 万 m²。

2. 结构体系

(1) 地下室, 采用钢筋混凝土剪力墙和型钢混凝土框架柱; 地上采用钢框架体系, 双向柱距均为 8m。底层结构平面和塔楼典型层结构平面见图 4-22; 结构横剖面见图 4-23。

(2) 地面以上各层钢框架, 大梁均采用焊接工字形截面; 框架柱, 裙房部分采用焊接 H 形截面, 塔楼部分采用焊接方形钢管, 少数柱的钢板厚度超过 50mm。地下结构的型钢混凝土柱, 其型钢芯柱采用 H 形或十字形截面。

(3) 梁与柱连接的最大受弯承载力, 大于梁截面母材全塑性受弯承载力。

3. 结构内力和变形计算

(1) 采用 ETABS 程序进行重力荷载、水平地震力和风荷载作用下的结构内力和变形计算。

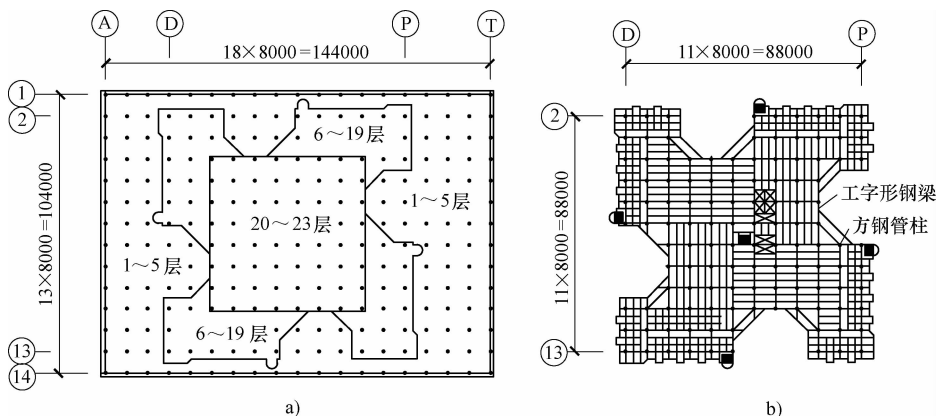


图 4-22 医疗大楼结构平面

a) 底层 b) 7~20 层

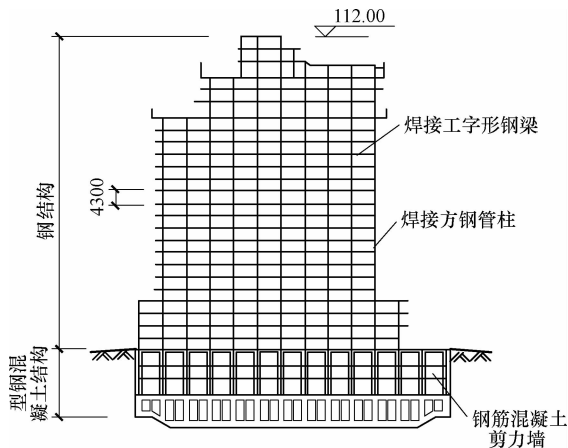


图 4-23 医疗大楼结构横剖面

(2) 大楼的横向和纵向基本自振周期分别为 2.83s 和 2.78s。

(3) 水平地震作用下，各楼层的层间侧移角数值大致为：①地下 3 层为 0.02% ~ 0.03%；②2 层为 0.21%；③2 层至 8 层，由 0.36% 逐渐增大到 0.48%；④9 层至 22 层，又由 0.47% 逐渐减小到 0.32%；

4 福克斯广场大厦——钢框架体系

1. 建筑概况

美国洛杉矶市的福克斯广场大厦，地面以上为 35 层。其建筑场地位于美国地震烈度区划图中的 2 区，地震动峰值加速度设计值为 0.2g。

2. 结构体系

(1) 建筑平面尺寸为 45.7m × 45.7m，采用钢框架体系。周边框架以及核心区框架的基本柱距均为 6.1m，部分柱距为 9.15m。典型的结构平面如图 4-24 所示。

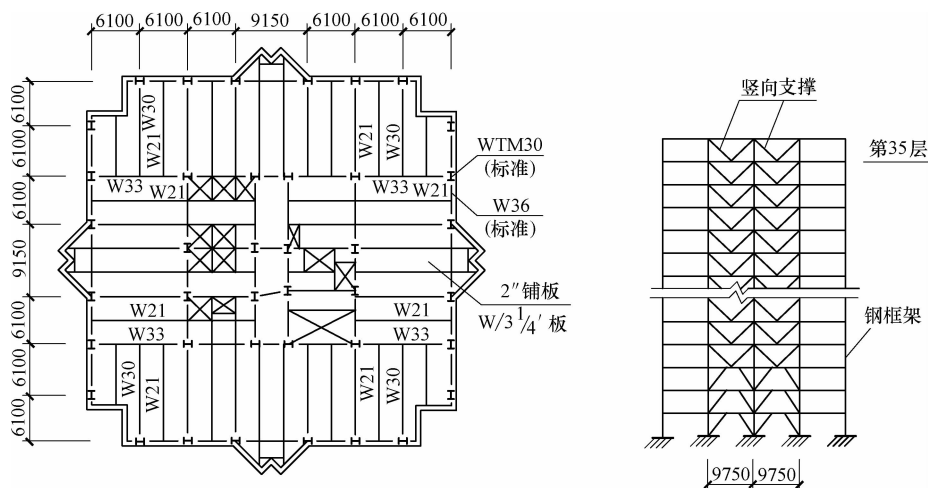


图 4-24 福克斯广场大厦典型层结构平面

(2) 核心区至周边框架之间跨度为 12.2m 的钢梁, 采用 W21 宽翼缘焊接工字形钢。跨度为 3.05m 的楼板采用 51mm 高的 18 号压型钢板, 上铺筑 83mm 厚的轻质混凝土面层。

5

达拉斯中枢大厦——型钢混凝土框架体系

1. 建筑概况

美国达拉斯中枢大厦 (Dallas Main Center) 是一幢高层办公楼, 地面以上 73 层, 高 280m; 建筑平面为带锯齿状切角的正方形平面。

2. 结构体系

(1) 该大厦采用型钢混凝土结构框架体系。16 根较大截面的型钢混凝土柱沿建筑平面的周圈布置, 柱距为 9.15m; 与各层楼盖的钢梁构成三维抗弯框架。楼面内部布置的钢柱, 均采用空腹杆系的格构式钢柱, 并不与基础相连。大厦的典型楼层结构平面如图 4-25 所示。

(2) 型钢混凝土柱的最大截面尺寸为 2.14m × 2.14m, 混凝土的强度为 69MPa; 楼盖钢梁的截面高度为 660mm。

(3) 整座大楼的水平荷载和重力荷载全部由外圈的型钢混凝土框架负担。

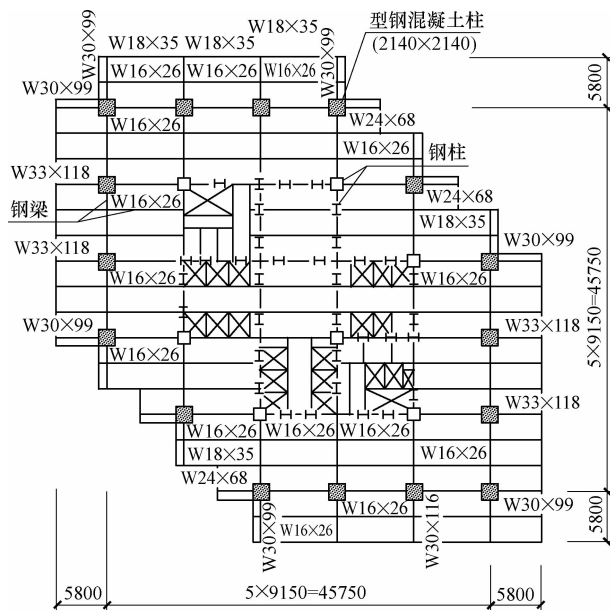


图 4-25 达拉斯中枢大厦典型楼层结构平面

6 大阪奇艾思大厦——钢管混凝土框架体系

1. 建筑概况

(1) 日本大阪市于1994年建成的奇艾思大厦（キ-ェンス新大阪ビル）是一幢办公大楼，地下1层，地上22层，高101m。建筑主体采用正方形平面，边长为25.6m，整个楼面全部用作办公区；电梯间、服务室等公用面积布置在楼面之外。大厦总建筑面积为 $2.2 \times 10^4 \text{ m}^2$ 。

(2) 建筑场地周围有着美好的景观，为了实现建筑设计要求的各层楼面的办公空间，室内无柱，且设置宽阔的无柱、无框的转角窗；大厦主体结构采用由钢管混凝土格构柱与双钢梁组成的框架体系。四根格构柱分别布置在大厦楼面四个边的中点，四根框架双梁顺楼面的 45° 方向布置，兼作楼盖大梁，另沿楼面对角线各布置一根楼盖钢梁。大厦的典型层结构平面和结构剖面见图4-26。

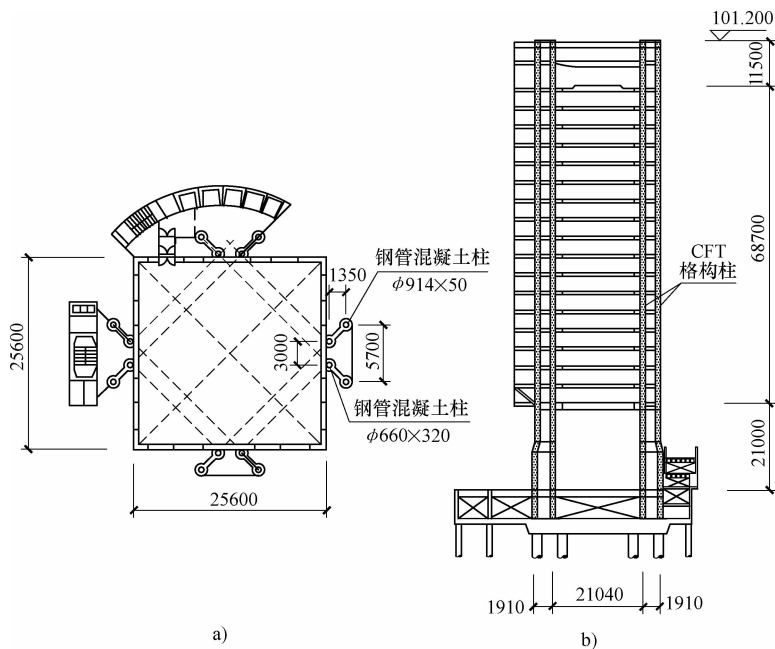


图4-26 大阪奇艾思大厦的格构柱斜向框架体系

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

2. 结构体系

(1) 为实现各楼层的视野宽阔的无柱转角窗，曾试作过多种框架方案的比较，其探索过程见图4-27，最终采用了 45° 斜放框架方案。框架柱布置在楼面之外，既方便了楼面的使用，又使框架的全宽增大到25m，几乎等于楼面的全宽，提高了结构的稳定性。

(2) 连接框架格构柱的双钢梁的跨度为16m，截面高度为800mm。沿楼面对角线方向布置的、搁置于框架梁上的楼盖钢梁，向楼面4个转角悬挑出约7m，以支承楼面角部的荷载，对角式钢梁的截面高度为800mm。楼板采用跨度为8m的装配整体式双向板。

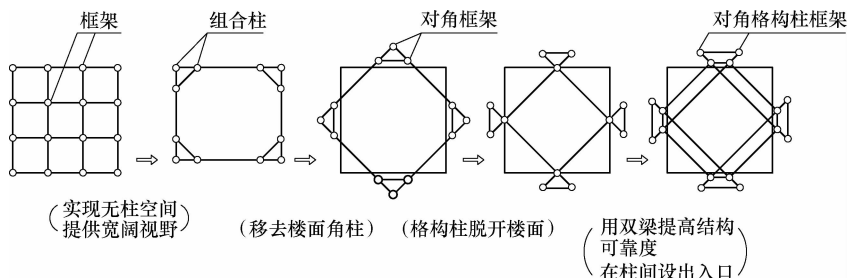


图 4-27 奇艾思大厦斜向框架的演变过程

3. 构件和节点

(1) 框架格构柱的单肢柱，采用 $\phi 660\text{mm} \times 32\text{mm} \sim \phi 914\text{mm} \times 50\text{mm}$ 焊接圆钢管、内灌 C40 级混凝土所形成的钢管混凝土柱，钢管外包以混凝土充当防火层，同时也增加截面刚度。大厦底段的钢管采用 60kg 级高强、高性能钢板卷制焊接而成，大厦上段的钢管则采用 50kg 级钢（SM490A 钢）制作。

(2) 单肢钢管混凝土柱的梁-柱节点采用环板式节点，即在工字形钢梁上、下翼缘的对应位置，在钢管中各加焊一个锻造成型的增强环形板（图 4-28）。单肢柱之所以采用圆钢管而未采用方钢管，是因为圆钢管便于由机器人操作进行自动焊接。

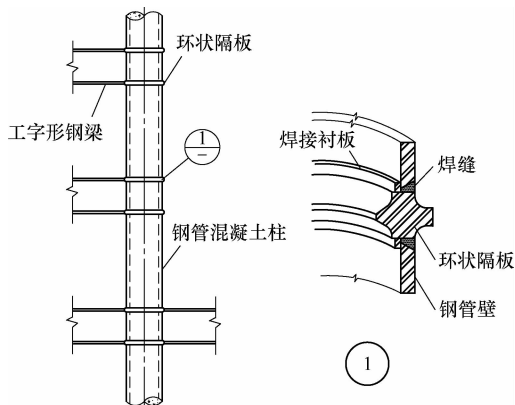


图 4-28 单肢钢管柱的梁-柱节点

(3) 框架格构柱由 4 根单肢钢管混凝土柱组成，在与各层楼盖钢梁连接处，格构柱短边的每两根单肢柱及其连梁，再外包以钢筋混凝土，以增强格构柱的整体刚度。框架的格构柱与双钢梁的连接节点见图 4-29。

(4) 向钢管内灌注混凝土，本工程是采用导管浇筑法，分节进行灌注，每三层楼高的钢管为一节，其高度约为 12m。

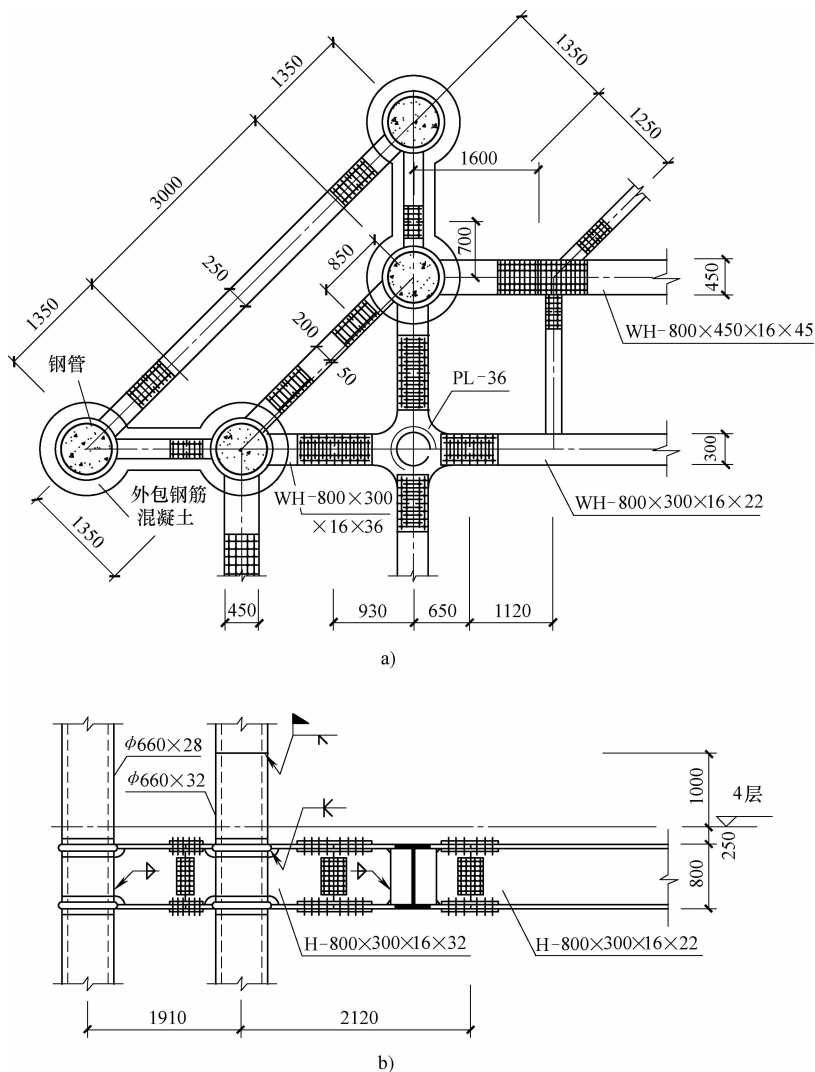


图 4-29 框架的格构柱与双钢梁的连接

4.2 框筒体系

4.2.1 框筒结构的特征

1. 框筒的出现

20 世纪 70 年代初,随着城市建设的发展,一批 80~100 层的楼房应运而生,前面所述的框架、框-撑、框架-支撑芯筒和支撑芯筒+刚臂等结构体系已不满足要求。工程经验表明,解决问题的途径只能是:

- 1) 为提高抗侧力构件的效能,采用立体构件取代平面构件和线形构件。
- 2) 为减小结构的高宽比,将抗侧力体系的主要构件从建筑平面内部移向周边,使抗侧力体系的抗倾覆有效宽度达到最大值。

3) 将承重构件与抗侧力构件合而为一, 以加大抗侧力构件所承担的重力荷载, 从而避免抗侧力体系中的竖构件出现过拉应力。

遵循上述思路, 结合壁式框架或开洞墙的受力特性和变形状态, 对楼房的外圈框架加以改性, 减小柱距并加大窗裙梁, 演化出一种新型的抗侧力立体构件——由“密柱深梁型”框架形成的框架筒体, 简称框筒 (Framed Tube)。

2. 框筒的构成

(1) 框筒是由三片以上“密柱深梁型”框架所围成的抗侧力立体构件 (图 4-30)。平行于侧力方向的框架称为腹板框架, 与之垂直的称为翼缘框架。

(2) 密柱是指框筒采取密排钢柱、柱的中心距一般为 3~4.5m。柱的强轴方向应位于所在框架平面内, 以增强框筒的抗剪刚度和受剪承载力。

(3) 深梁是指较高截面的实腹式窗裙梁, 截面高度一般取 0.9~1.5m, 使钢梁具有很大的抗弯刚度, 以减小框筒的剪力滞后效应。

(4) 框筒的平面尺寸应满足长宽比不大于 1.5, 最多不大于 2 的要求。

(5) 钢框筒的立面开洞率一般取 30% 左右。过大, 则不能充分发挥立体构件的性能; 太小, 虽然有利于减小框筒的剪力滞后效应, 但是, 除了影响建筑使用功能外, 还有可能因为钢墙面较大, 增加不必要的用钢量。

(6) 框筒沿各个方向的高宽比值均不应小于 4; 否则, 框筒就不能充分发挥其抗侧力立体构件的性能。

3. 框筒体系的组成

(1) 框筒结构体系简称框筒体系 (Framed Tube Structural System), 是由建筑平面外缘的周边框筒和内部承重框架所组成。图 4-31 为采用框筒体系的多伦多市第一银行塔楼的结构平面。

(2) 作用于楼房的水平荷载, 全部由框筒承担; 各楼层的重力荷载, 则是按荷载从属面积比例分配给内部承重框架和周边框筒。

(3) 因为周边框筒承担了全部侧力, 楼层内部毋须设置支撑等抗侧力构件, 柱网也不必正交, 可随意布置, 柱距可以加大, 从而提供较大的灵活使用空间。

4. 异形框筒

(1) 对于不规则建筑平面的高楼, 同样可以采用框筒体系, 图 4-32 给出几种不规则建筑平面采用框筒的结构布置示例。

(2) 因为框筒的柱距较小, 要比其他结构体系

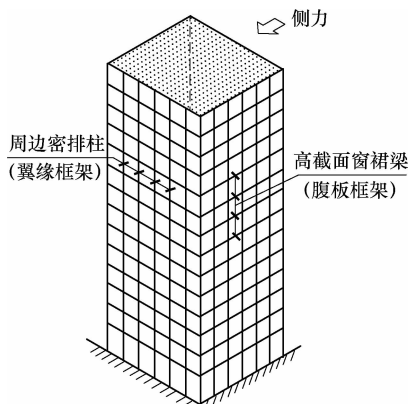


图 4-30 框筒构成示意图

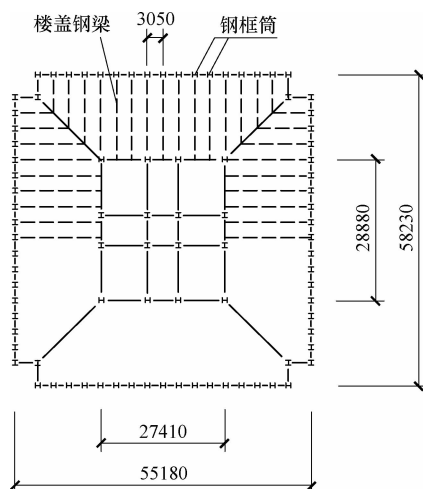


图 4-31 典型的框筒体系结构平面
(多伦多市第一银行塔楼)

更能适应复杂多变的不规则建筑平面形状。

(3) 异形框筒, 只要在柱距、梁高、开洞率、长宽比、高宽比等主要方面符合框筒的基本要求, 同样能发挥抗侧力立体构件的作用。不过, 框筒平面形状的突变会加重剪力滞后效应, 降低其抵抗侧力的效能。

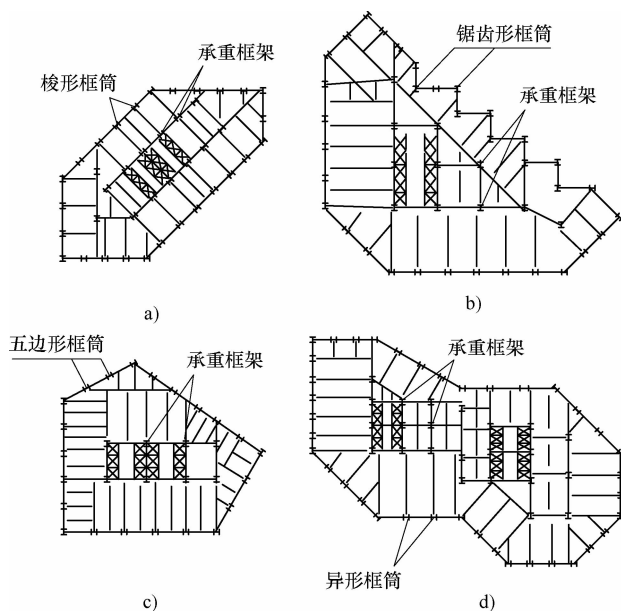


图 4-32 几种不规则建筑平面的框筒体系结构布置

4.2.2 框筒受力特点

1. 框筒受力优于四榀框架

(1) 由四榀普通(稀柱浅梁型)框架围成的方形结构(图 4-33a), 仍维持其抗侧力平面构件的特性。在水平荷载作用下, 仅平行于荷载方向的两榀框架承担水平剪力和倾覆力矩, 垂直于荷载方向的两榀框架并不参与工作。

(2) 由四片密柱深梁型框架组成的框筒, 已变成抗侧力立体构件(图 4-33b)。不论水平荷载来自何方向, 其四片框架均同时参与工作, 水平剪力由平行于荷载方向的腹板框架承担; 倾覆力矩则由腹板框架及与之垂直的翼缘框架共同承担。当框筒的立面开孔率很小, 略去其剪力滞后效应时, 框筒各柱的轴力分布图形如图 4-33b 所示。

(3) 与四榀普通框架相比, 框筒具有大得多的抗推刚度和整体受弯承载力。

2. 框筒的剪力滞后效应

(1) 框筒在倾覆力矩作用下整体弯曲时, 其柱间竖向剪力使各层窗裙梁产生竖向剪弯变形, 导致腹板框架和翼缘框架各柱轴向应力分布均呈现曲线形状, 不再符合平截面假定的应力分布(直线分布)规律, 称之为剪力滞后效应(Shear lag effect)。

(2) 剪力滞后效应将削弱框筒作为抗侧力立体构件的效能。改善框筒空间工作性能的最有效措施, 首推加大各层窗裙梁的截面惯性矩和线刚度。

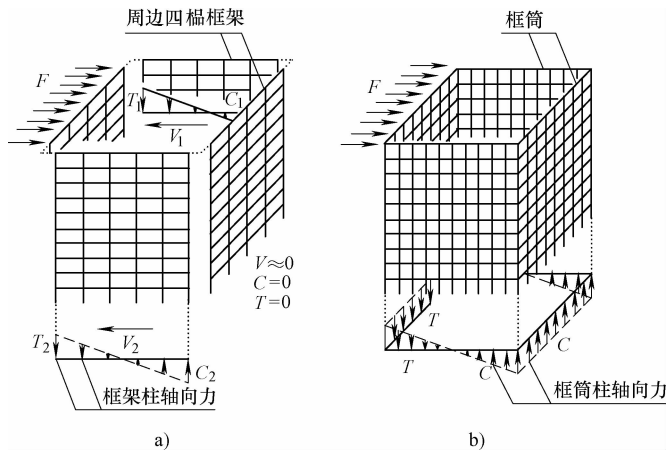


图 4-33 平面构件与立体构件受力状态的差异

a) 四榀稀柱梁型框架 b) 四片密柱梁型框架组成的框筒

(3) 剪力滞后效应引起的框筒各柱的轴向应力。

1) 倾覆力矩作用下的框筒，由于各层窗裙梁竖向剪弯刚度有限引发的剪力滞后效应，使腹板框架和翼缘框架角区各柱的轴向应力大于实腹墙筒的竖向应力（平截面假定）；两者的中央部位各柱的轴向应力，小于实腹墙筒的竖向应力（图 4-34a）。

2) 框筒各柱第 i 楼层的轴向压力 $C_{i,s}$ 或轴向拉力 $T_{i,s}$ ，等于该第 s 柱的换算水平截面积 $A_{i,s}$ 乘以图 4-34a 中相应的竖向应力 σ_{cs} 或 σ_{ts} ，即

$$C_{i,s} = A_{i,s} \sigma_{cs} \quad T_{i,s} = A_{i,s} \sigma_{ts}$$

3) 窗裙梁的竖向变形

设从 A 点（翼缘框架中点）到 C 点（腹板框架中点）的各开间窗裙梁的序号为 $s = 1, 2, \dots, r, \dots, n$ 。第 i 楼层第 s 开间窗裙梁由本开间上、下柱轴力差产生的竖向剪力为

$$V_{i,s} = C_{i,s} - C_{i+1,s}$$

或

$$V_{i,s} = T_{i,s} - T_{i+1,s}$$

由 A 点到 C 点， $V_{i,s}$ 逐开间积累，便形成第 r 开间窗裙梁的实际竖向剪力 $V_{i,r}$ （图 4-34b）。

$$V_{i,r} = \sum_{s=1}^r V_{i,s} = \sum_{s=1}^r (C_{i,s} - C_{i+1,s})$$

$$V_{i,r} = \sum_{s=1}^r (T_{i,s} - T_{i+1,s})$$

剪力 $V_{i,s}$ 使第 i 楼层各开间窗裙梁产生竖向变位 δ ，其曲线近似于半个波的正弦曲线（图 4-35b），并迫使各开间的柱产生相应的竖向应变 ε ， ε 的分布曲线形状与 δ 曲线的形状相似。

4) 窗裙梁竖向变形所引起的各柱竖向应变 ε （在图 4-35c 中采用 δ 表示），与框筒整体弯曲时各柱的竖向应变 ε_c 或 ε_t （图 4-35a）方向相反，两者相减后所得的压应变值 $\varepsilon'_c (= \varepsilon_c - \varepsilon)$ ，和拉应变值 $\varepsilon'_t (= \varepsilon_t - \varepsilon)$ ，就是考虑剪力滞后效应后框筒柱的实际应变值（图 4-35c）。将它乘以弹性模量后，即得框筒柱的实际应力值。

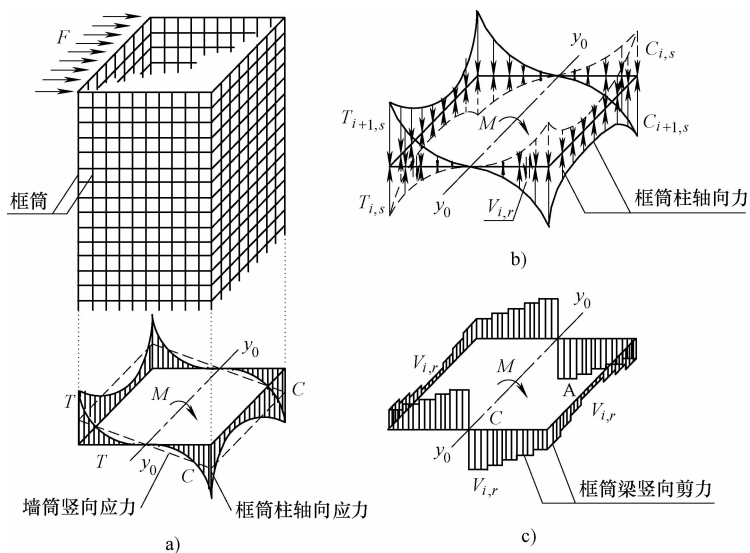


图 4-34 倾覆力矩作用下矩形框筒的受力状态

a) 筒体竖向应力分布曲线 b) 窗裙梁竖向剪力的产生
c) 窗裙梁竖向剪力分布曲线

若将图 4-35c 中带密线条图形的曲线状底线，转变为水平直线，框筒柱的实际应变分布图形，就会相似于图 4-34a 中考虑剪力滞后效应后的各根框筒柱轴向应力分布图形。

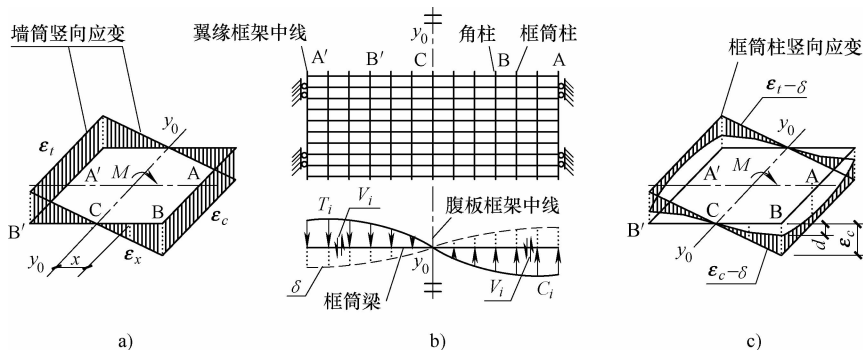


图 4-35 矩形框筒的剪力滞后效应

a) 实腹墙筒的应变 b) 框筒梁的竖向变形 c) 框筒柱的轴向应变

4.2.3 圆形框筒与矩形框筒的比较

1. 矩形框筒的受力状态

(1) 矩形框筒的竖向应力分布 在高层建筑中采用框筒的主要目的，是利用框筒强大的整体抗弯能力来承担水平荷载引起的巨大倾覆力矩。由四片实体墙围成的实腹筒体，倾覆力矩在其水平截面中引起的竖向应力分布，符合平截面假定，即各纤维的竖向应力值与该纤维到截面中和轴的距离成正比；腹板中的竖向应力呈三角形分布，翼缘中的竖向应力呈均匀

分布(图 4-34a 中的虚线所示)。由密柱深梁形成的框筒,相当于墙面上满布洞口的空腹筒体。尽管窗裙梁的跨度很小,截面高度很大,高跨比达到 0.4 以上,窗裙梁(包括楼板平面外刚度)的竖向弯剪刚度仍然是有限的,不可能像实腹筒体那样可以假定竖向剪切刚度为无穷大。窗裙梁的这一柔性,使框筒在抵抗倾覆力矩时水平截面的竖向应变不再符合平截面假定,出现了剪力滞后现象。其结果是框筒的腹板框架和翼缘框架中各柱的竖向应力分布均呈现曲线形状(图 4-34a 中的实线所示)。腹板框架和翼缘框架在角区附近的竖向应力大于实腹筒体,腹板框架和翼缘框架中间部分的竖向应力又都小于实腹筒体。

(2) 矩形框筒的竖向剪力分布 水平荷载作用下框筒发生整体弯曲时在各柱中引起的轴向力,等于各柱的换算水平截面面积 A_i 乘以图 4-34a 中相应的竖向应力 σ_i (σ_c 或 σ_t)。在框筒的受压区内,柱的轴向压力为 $C_i = A_i \sigma_c$; 在框筒的受拉区内,柱的轴向拉力为 $T_i = A_i \sigma_t$ 。此等轴向力的反力对框筒的各层窗裙梁产生竖向剪力,使裙梁发生竖向变形。第 i 楼层各柱间(或称开间)窗裙梁所受到的竖向剪力,是由第 i 楼层各柱轴力 T_i (或 C_i) 与第 $(i+1)$ 楼层各柱轴 T_{i+1} (或 C_{i+1}) 的差值引起的(图 4-34b),并沿框筒从翼缘框架中点 A 向腹板框架中点 C 积累而逐步加大。第 i 楼层第 r 柱间窗裙梁的竖向剪力 $V_{i,r} = \sum_{s=1}^r (T_{i,s} - T_{i+1,s})$, 或 $V_{i,r} = \sum_{s=1}^r (C_{i,s} - C_{i+1,s})$ 。第 i 楼层各柱间窗裙梁的竖向剪力分布曲线如图 4-34c 所示。

(3) 矩形框筒剪力滞后效应的缘由 从图 4-34 的框筒竖向应力分布图形可以看出,柱的轴向应力,以角柱为最大,显得特别凸出,然后沿框筒的两个边,分别向腹板框架中点和翼缘框架中点按照曲线规律逐渐减小,在腹板框架中点处,应力等于零;在翼缘框架中点处,应力达到最小值。这就是所谓的剪力滞后效应(图 4-34a)。为什么会这样?这要从构件的竖向变位和应变谈起。

1) 墙筒的应变 实腹的墙筒,在水平荷载倾覆力矩作用下整体受弯时,由于腹板的竖向抗剪刚度极大,倾覆力矩在腹板中引起的竖向剪力,几乎不使腹板产生任何竖向剪切变形,因而墙筒各水平截面受弯发生倾斜转动时并不出现任何翘曲,依旧保持“平直截面”。于是,水平截面上各点的竖向压应变 ε_c 或拉应变 ε_t ,均与该点到水平截面中和轴 y_0-y_0 垂直距离 x 成线性比例关系。腹板上各点的竖向应变 ε_x (ε_c 或 ε_t),随着各点 x 值的线性变化而呈现三角形分布规律,翼缘上各点的竖向应变 (ε_c 或 ε_t),因各点的 x 值相等而呈现均匀分布(图 4-35a)。

2) 框筒的应变

①梁与柱的变形关系 若框筒中各层裙梁的竖向剪弯刚度也是无穷大,那么,在同一水平截面上,各柱竖向应变的分布图形,也会与图 4-35a 所示的墙筒应变图形一样。然而,实际工程中的框筒,裙梁的高度受到限制,剪弯刚度有限。各柱因倾覆力矩引起的轴向压力和轴向拉力,对裙梁产生竖向剪力,使裙梁发生竖向剪弯变形,梁端随之发生竖向变位,各柱也就跟着各梁端发生同等数值的竖向变位。若以框筒整体弯曲引起的各柱竖向应变为正值,裙梁受剪变形引起各柱的竖向应变则为负值,对各柱的竖向应变起着抵消作用,使各柱的竖向压应变和拉应变均相应减小。最后余值就是框筒柱的实际竖向应变。

②裙梁的竖向变形曲线 下面进一步讨论裙梁受剪力变形所引起的各柱竖向应变的分布

规律。若框筒是对称结构，可以沿翼缘框架中点的竖剖面 A—A' 切开，取半个框筒中一个楼层的裙梁来研究。因为翼缘框架与腹板框架沿结构竖向是通过角柱连为一体，再无其他竖向连接。所以，将受压区和受拉区各半片翼缘框架展开到腹板框架同一平面（4-35b），在原有各柱竖向压力和竖向拉力的反力作用下，变形状态不会改变。

水平荷载下框筒整体弯曲引起的各柱竖向压力和竖向拉力的反力，对各开间窗裙梁产生竖向剪力，并从翼缘框架中点 A 到水平截面中和轴（腹板框架中点）C，因积累而逐渐加大（图 4-35c），各开间窗裙梁左右两端的相对竖向变位随之逐步增大。使受压区 1/4 框筒和受拉区 1/4 框筒的整根裙梁 ABC 和 CB'A' 的竖向变位 δ 曲线，均近似于半个波的正弦曲线（图 4-35b）。它与水平均布荷载作用下弱柱型框架的侧移曲线十分相似。窗裙梁的竖向变位将带动与各开间梁端相连的柱作相应的竖向变位，使各柱产生相应的竖向应变 ε ，各柱竖向应变 ε 的分布曲线的形状（图 4-35c）与 δ 曲线的形状相似。

③柱的实际应变值 框筒裙梁的竖向剪弯变形，是由于框筒整体弯曲时上、下柱轴向力差值的反力所引起的。所以，窗裙梁的竖向变形所引起的各柱竖向应变 ε ，与框筒整体弯曲时各柱竖向应变（ ε_c 或 ε_t ）的方向相反，相互抵消。两者相减后所得的压应变值 $\varepsilon'_c = \varepsilon_c - \varepsilon$ ，和拉应变值 $\varepsilon'_t = \varepsilon_t - \varepsilon$ ，就是使框筒柱产生实际轴向压应力 σ_c 或轴向拉应力 σ_t 的真正应变值（图 4-35c）。图中， ε （应变曲线中的白色部分）是用 δ 代表示的。

3) 框筒柱的应力分布 由弹性力学可知，构件受力后处于弹性变形阶段以内时，应力与应变是呈线性比例关系。所以，水平荷载作用下墙筒和框筒的竖向应力分布图形，分别与各自的竖向应变分布图形相似。求出墙筒和框筒的竖向应变图形后，就等于找到了它们的竖向应力分布图形。对于墙筒，图 4-34a 中虚线所示的应力图形确实与图 4-35a 中的应变图形相似。对于框筒，情况也是一样，如果将图 4-35c 中带有密线条图形的曲线状底线，转变成水平直线，那么图 4-35c 中的框筒柱竖向应变分布图形，就会变得与图 4-34a 中带密线条的竖向应力分布图形相似。若要使柱轴力按曲线规律分布的框筒所能抵抗的倾覆力矩，在数值上等于竖向应力按线性分布的实腹墙筒所能抵抗的倾覆力矩，图 4-35c 中带密线条的柱竖向应变图形，就要比例放大。相对应的框筒柱竖向应力分布图形就将与图 4-34a 中的实线图形完全相同。到此，可以归结为，框筒的剪力滞后效应是窗裙梁（包括楼板平面外刚度）的柔性引起的。

2. 圆形框筒的竖向应力分布

(1) 窗裙梁为无限刚度时 假设圆形框筒中各层窗裙梁的竖向刚度为无穷大，框筒在水平荷载倾覆力矩作用下整体弯曲时对各层窗裙梁所引起的竖向剪力，不会使窗裙梁产生竖向剪弯变形，框筒各水平截面因整体弯曲而发生倾斜转动后，依旧保持其平截面，无扭曲情况发生。由此引起的框筒水平截面上各点的竖向压应变 ε_c 和竖向拉应变 ε_t ，势必都与各该点到截面中和轴 y_0-y_0 垂直距离 x 成线性比例关系。然而，圆形框筒中，各柱是沿圆周等间距布置的，各柱到截面中和轴的垂直距离，并不与该柱沿圆周到中和轴的距离成线性比例关系。因此，圆周上各柱的竖向应变，以及由此产生的轴向应力的分布图形，不再像矩形框筒那样，腹板框架呈倒三角形、翼缘框架呈矩形的折线形分布，而是按照近似于正弦曲线的连续曲线规律分布（图 4-36a）。

(2) 窗裙梁为有限刚度时 事实上，实际工程中框筒窗裙梁的竖向刚度都是有限的。框筒整体弯曲时所引起的各根柱轴向力的反作用力，将使各开间窗裙梁产生竖向剪弯变形，

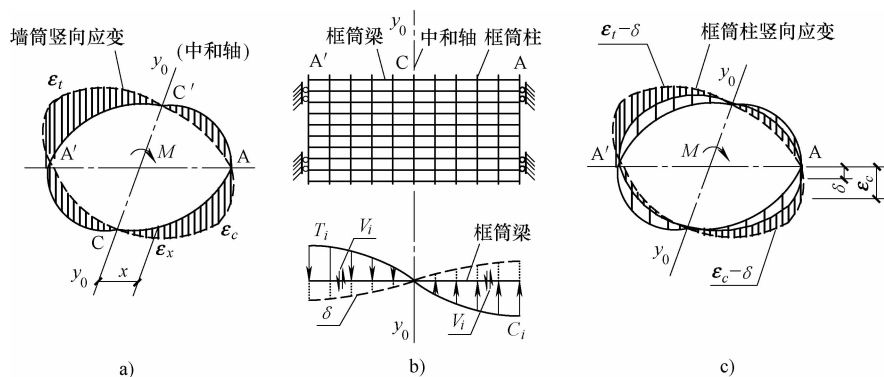


图 4-36 圆形框筒的竖向应力分布

a) 圆形墙筒的竖向应变 b) 窗裙梁的竖向变形 c) 框筒的竖向应变

并进一步带动各开间窗裙梁端部的柱产生相应的竖向变位。若取 $1/4$ 圆周 \widehat{CA} 来说明, 由于各开间窗裙梁的变形所引起的各柱竖向变位 δ 的连线, 也近似于正弦曲线, 在圆周与中和轴相应点 C 处为零, 经过 $1/4$ 圆周后于 A 点达到最大值 (图 4-36b)。正如前面所说的, 由于窗裙梁变形引起的柱竖向变位, 与框筒整体弯曲引起的柱的竖向应变恰好反向, 对柱的竖向应变起到抵消作用, 从而使柱的实际应变值出现较大幅度地减小。图 4-36c 中用密线条表示的面积就是圆形框筒整体弯曲时各柱竖向压应变和竖向拉应变的分布图形, 它同样也是各柱竖向压应力和竖向拉应力的分布图形。因为弹性结构的应变图形与应力图形是相似的。

3. 矩形框筒与圆形框筒应力分布的比较

比较图 4-34a 和图 4-36c 可以清楚地看出, 水平荷载作用下, 矩形框筒和圆形框筒的各柱竖向应力分布存在着较大的差异。

(1) 矩形框筒

1) 各柱的竖向应力分布很不均匀, 角柱的应力特别大, 而且随着窗裙梁竖向刚度的降低, 应力分布的不均匀性愈趋严重。

2) 在腹板框架中, 各柱的竖向应力随着到中和轴距离的加大而急剧增长, 越过角柱进入翼缘框架后, 各柱竖向应力又随着沿周边到“中和轴与框筒的交点”的距离加大而急剧下降。离“中和轴与框筒的交点”最远 (沿框筒周边) 的翼缘框架中点处的柱, 竖向应力变得很小。

(2) 圆形框筒

1) 各柱的竖向应力按正弦形连续曲线缓慢增加, 无突出变化的情况, 也无特别大的应力出现。

2) 各柱的竖向应力, 随着沿圆周到中和轴的距离的加大, 缓慢而均匀地增长。离中和轴越远, 柱的竖向应力越大。离中和轴最远的柱, 对框筒整体抗弯的贡献最大。

4. 圆形框筒优于矩形框筒

(1) 从矩形框筒和圆形框筒竖向应力分布情况的对比可以看出, 圆形框筒的应力分布比较均匀, 没有矩形框筒所特有的“角柱应力集中”现象; 而且各柱竖向应力的大小, 大体上与各该柱沿周边到中和轴的距离成正比, 距离远的柱对抵抗倾覆力矩的贡献更大一些。

(2) 矩形框筒和圆形框筒在梁与柱线刚度比相同的情况下, 矩形框筒的剪力滞后效应较强, 圆形框筒的剪力滞后效应较弱。

(3) 上述情况说明, 在抗风和抗震方面, 圆形框筒的结构性能均优于矩形框筒。

4.2.4 框筒设计要点

1. 平面形状

(1) 基本原则 确定框筒平面形状的原则, 一是要有利于框筒空间整体工作特性的充分发挥; 二是要具有双向对称轴, 使地震引起的扭转振动减小到最低限度。所以, 框筒的平面形状以圆形、正方形、正多边形(图4-37a、b、c)为最好, 椭圆形、矩形、切角正三角形(图4-37d、e、f)次之。其他形状则更差一些。

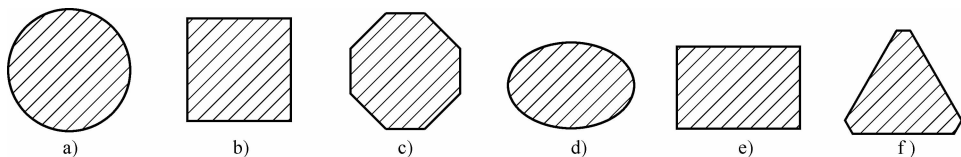


图4-37 框筒的平面形状

a) 圆形 b) 正方形 c) 正多边形 d) 椭圆形 e) 矩形 f) 正三角形

(2) 指标对比 对于几种不同平面形状的框筒, 在相同水平荷载作用下, 当框筒的平面面积相同时, 若以正方形框筒为基准, 其各项指标均取1, 其他形状框筒各项指标的相对值列于表4-6。可以看出, 不论是结构侧移还是柱的轴力, 都是以圆形框筒为最小, 1:2 矩形框筒为最大。

表4-6 几种不同平面形状框筒工作状态的比较

框筒平面形状		正方形	圆形	正六边形	正三角形	1:2 矩形
水平荷载相同时	结构侧移	1.0	0.91	0.96	1.0	1.72
	柱最大轴力	1.0	0.67	0.96	1.54	4.47
基本风压相同时	结构侧移	1.0	0.48	0.83	1.63	2.46
	柱最大轴力	1.0	0.35	0.83	2.53	2.69

(3) 圆形平面的优点 在风荷载作用下, 圆形框筒则显得更加有利。圆形平面的风荷载体型系数的总值仅为0.8, 方形和矩形平面则达1.3~1.4。在基本风压值相同的情况下, 几种平面形状框筒的计算结果相对值, 也列于表4-6。可以看出, 圆形框筒的相对值进一步减小, 1:2 矩形框筒的相对值进一步增大。两者的差别竟扩大到五倍以上, 设计人员在确定平面形状时应予以足够的重视和充分的考虑。

2. 平面尺寸

为了使框筒的空间整体工作特性得以充分发挥, 单个框筒的平面尺寸不能过大。对于水平荷载, 垂直于水平荷载方向的框筒边长不应超过45m。此外, 采用矩形平面时, 长边与短边的比值, 一般情况下不宜大于1.5, 任何情况下均不应大于2。

工程中遇有超过上述尺寸限值的情况时, 应考虑采用框筒束。即在长边的中点附近, 增加一片由密柱、深梁组成的横向框架。或者在顶层以及每隔15层左右的加劲楼层内, 沿框

筒四个边增设一层楼高的周边桁架，来弥补因尺寸过大而引起的框筒空间作用方面的损失。

3. 高宽比

(1) 高宽比下限 筒体结构只有在比较细长的情况下，才能类似于管形截面竖向悬臂杆那样，发挥立体构件整体弯曲的空间作用。因此，外框筒的高宽比值宜大于4。如果框筒的高宽比值在3以下，其工作性能就接近于4榀框架，翼缘框架参与整体抗弯的作用很小。

(2) 高宽比上限 外框筒的高宽比也不能过大。否则可能出现如下情况：①建筑物会因框筒抗推刚度不足而产生过量侧移；②框筒柱因水平荷载巨大，倾覆力矩引起的拉应力，超过重力荷载引起的压应力，而出现轴向受拉；③建筑物在阵风作用下所产生的振动加速度也难于控制在允许限值以内。此外多数工程师认为，位于非地震区的钢结构框筒，其高宽比值不宜超过8。

4. 柱距

框筒柱距的大小是决定框筒空间整体工作性能的决定性因素。为发挥密柱框筒的空间整体作用，框筒的柱距不宜大于3m，也不宜大于层高。当房屋很高时，柱距可适当放宽，但也不宜超过4.5m。一般而言，当柱距大于3m时，框筒的空间整体作用逐渐减弱，框筒将逐步蜕变为4榀普通框架。对于柱距超过上述规定的框筒，应参照前文所述采取克服剪力滞后的有效措施。

5. 立面开洞

(1) 立面开洞率 框筒的设计概念是从墙筒引伸过来的。框筒相当于密布洞口的墙筒，因而开洞率不能太大。一般情况下，钢框筒的立面开洞率不宜大于40%，任何情况下都不得大于50%。表4-7列出不同立面开洞率的框筒，角柱与翼缘框架中柱的轴力比，以及主要建筑材料的相对用量。可以看出，开洞率越大，力的分布越不合理，材料用量越多。

表 4-7 开洞率对框筒轴力分布和材料用量的影响

框筒立面开洞率 (%)	20	30	40	50	60	70	75
角柱与翼缘框架中柱的轴力比	2.0	3.2	4.5	6.0	7.8	9.0	10.0
材料用量相对值	1.0	1.2	1.7	2.5	3.6	4.3	5.0

(2) 窗洞形状 窗洞的形状对框筒受力状态也有很大影响。洞口的高宽比 h_0/l_0 应尽量接近于层高与柱距的比值 h/l 。应该避免过于细高和过于扁宽的洞口。细高的洞口使窗裙梁（窗台梁）高度减小，剪力滞后效应增大；扁宽的洞口使框架平面内的柱宽减小，框筒的整体剪切变形增大。

6. 框筒柱截面特性

(1) 一般柱的截面特性 框筒柱宜采用矩形或H形截面，并将截面的长边或强轴（H形柱腹板）顺所在框架平面内布置。这一点有别于框架。在普通框架中，因为地震可能来自任何方向，不论是横向还是纵向，柱都是抵抗楼层剪力的主要杆件，所以普通框架中的柱一般均采用正方形截面。

风或地震等水平荷载作用下的框筒，楼层水平剪力主要由平行于水平荷载方向的腹板框架中的各柱来承担；垂直于水平荷载方向的翼缘框架中的各根柱，主要是承担倾覆力矩引起的轴向压力或拉力。也就是说，不论地震来自何方，框筒中的柱，总是仅承担平行于所在框架平面的楼层水平剪力。楼层抗剪刚度的大小，更多地取决于该方向框架中各柱的截面惯性

矩。所以，采用矩形或H形截面柱，使长边或腹板平行所在框架平面，有利于提高框筒的抗推刚度和抗剪强度。

应该指出，前面关于“框筒中的柱，总是仅承担平行于所在框架平面的楼层水平剪力”的说法，是有条件的，是建立在框筒柱截面长边 h 平行于所在框架平面，而且截面长边 h 远大于短边 b 的情况。如果像某些工程那样，由于建筑立面要求，限制了柱的立面宽度，柱截面只能向垂直于所在框架平面的方向扩大，在楼房的下部几层，柱的立面宽度 h 反而小于柱的截面厚度 b 。在这样的情况下，翼缘框架柱不但要承担水平剪力，而且剪力值还大于腹板框架柱。因为在框筒建筑中，各层楼盖均假定为刚性盘体，在水平荷载作用下，各层楼盖仅产生平移，而不产生水平变形。

不论是腹板框架，还是翼缘框架，各根柱的层间侧移是相同的，均等于 δ_i （图4-38）。各根柱所承担水平剪力的大小，是与各根柱平行于剪力方向的层间抗推刚度成正比。如果柱的立面宽度 h 小于截面厚度 b ，翼缘框架柱平行剪力方向的边长（ b ）大于腹板框架柱平行剪力方向的边长（ h ），翼缘框架柱的层间抗推刚度反而比腹板框架柱的抗推刚度要大，翼缘框架柱所承担的垂直于所在框架平面的水平剪力，以及由此产生的柱端弯矩，均比腹板框架柱所承担的平行于所在框架平面的水平剪力和柱端弯矩要大。对于这种情况，框筒的各根柱既要沿所在框架平面方向，又要沿垂直于所在框架平面的方向，进行受剪承载力验算。

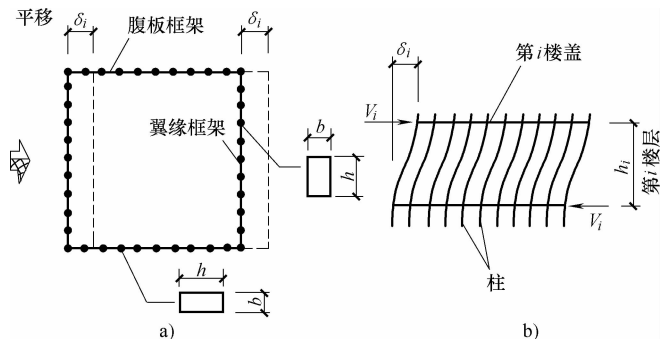


图4-38 框筒腹板框架和翼缘框架中各柱的层间侧移
a) 框筒平面 b) 框筒的楼层立面

对于这种情况，框筒的各根柱既要沿所在框架平面方向，又要沿垂直于所在框架平面的方向，进行受剪承载力验算。

(2) 角柱的截面特性 框筒的角柱应采用较大截面，并以L形截面为好。通常，角柱的截面面积要比其他柱大两倍以上。除了因为角柱是协调翼缘框架和腹板框架变形的共用杆件处外，更主要的是，角柱的轴向应力远大于其他柱的轴向应力（图4-34），地震时窗裙梁刚度退化使框筒剪力滞后效应加剧后，角柱的应力还会进一步增长。加大角柱截面尺寸对于平衡倾覆力矩将是最有效的，对于提高其抗压可靠度也是必要的。

7. 窗裙梁截面特性

窗裙梁竖向刚度是决定框筒空间作用强弱的关键性因素，尽可能加大窗裙梁的截面高度是必要的。布置窗裙梁的可利用高度范围自本楼层的窗顶直至上一层楼的窗台面。窗裙梁截面高度一般取1.0~1.5m，任何情况下不得小于0.6m。此外，窗裙梁的高跨比还不应小于1/3。

8. 周边桁架的布置

实践证明，在框筒的顶层以及每隔15层左右的楼层内沿框筒周边设置一层楼高的周边桁架，可以限制楼层梁柱节点的转角，显著减轻框筒的剪力滞后效应，减小框筒的侧移值。

4.2.5 框筒底层扩大柱距的对策

框筒的基本特性决定着框筒只能采取小柱距。然而，在高层建筑的底层，大量人流的进

出，与建筑外圈框筒密柱间的狭窄通道形成难于处理的矛盾。所以，一般情况下都是扩大底层的柱距，以加大进出口的净空。现有的处理办法有以下几种：

1. 采用转换梁

扩大底层柱距，采用转换梁来承托上部密排柱传来的竖向荷载（图 4-39a）。转换梁的截面尺寸根据上、下柱距和荷载大小而定。

2. 采用转换桁架

桁架具有刚度大、自重轻、并能跨越较大跨度的特点。在底层出入口处，利用转换桁架（图 4-39b）来代替实腹的转换梁，可以取得较好的经济效果，而且还可以采光。

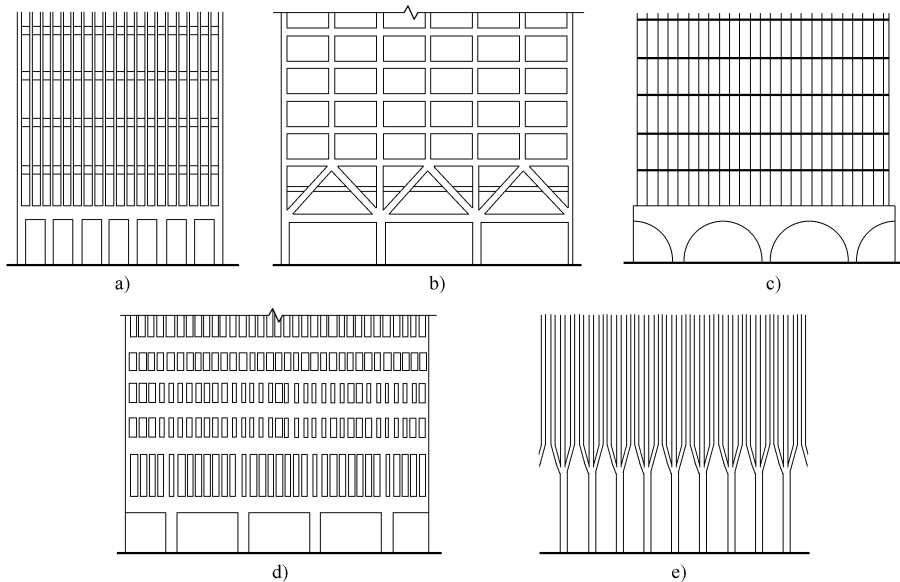


图 4-39 框筒底层扩大柱距的处理方案

a) 转换梁 b) 转换桁架 c) 连续拱 d) 过渡层 e) 合并柱

3. 采用连续拱

钢结构拱具有承载力大和跨度大的特点，如果能与建筑立面处理相协调，底层也可采用连续拱来扩大净空（图 4-39c）。不过，在结构上必须处理好边跨拱的巨大推力。

4. 采用过渡层

前面两种处理方案都使框筒的楼层抗推刚度在底层发生突变，应用于地震区的高层建筑时，会引起楼层塑性变形集中效应等不利影响。如采用图 4-39d 所示的处理方案，调整二层以上柱的截面和高度，使框筒楼层抗推刚度逐步变化，将会在地震反应上取得较好的效果。

5. 合并柱

美国纽约的世界贸易中心是采用钢框筒结构体系的最高建筑。9 层以上框筒的柱距为 1.02m，8 层以下柱距扩大为 3.06m，是采取每三根柱合并为一根柱的办法解决的（图 4-39e）。过渡层则采用斜柱加以衔接。这样处理既解决了楼层刚度突变问题，又取得了独特、别致的竖向线条的立面效果。

4.2.6 全钢结构框筒体系工程实例

7 第一银行塔楼

1. 建筑概况

加拿大多伦多市第一银行塔楼，建筑平面外轮廓尺寸为 $55.2\text{m} \times 58.2\text{m}$ ，服务性核心面积为 $27.4\text{m} \times 28.9\text{m}$ 。地面以上 72 层，高 285m；基础埋深为 -14.3m 。

2. 结构体系

(1) 大楼主体结构采用钢结构框筒体系，楼面外圈采用柱距为 3.05m 的密柱深梁型框筒，用以承担全部水平荷载；楼面内部采用双向柱距均为 12m 的框架，用以承担各层楼盖的重力荷载。

(2) 典型楼层的结构平面如图 4-40 所示，底层和顶层的有效面积利用系数分别达到 85.5% 和 93%。典型楼层的层高为 3.86m 。

3. 构件尺寸

(1) 框筒柱，3 层以下，采用由三块厚钢板拼焊而成的 H 形截面，外包尺寸为 $762\text{mm} \times 610\text{mm}$ ；4 层以上，采用焊接方管，外包尺寸为 $533\text{mm} \times 394\text{mm}$ 。

(2) 窗裙梁由厚钢板制成，截面高度为 2.23m 。框筒的立面开洞率为 35%。

4. 用钢量

单位建筑面积的结构用钢量：顶层为 $107\text{kg}/\text{m}^2$ ，第 3 层为 $268\text{kg}/\text{m}^2$ ，各层的平均值为 $171\text{kg}/\text{m}^2$ 。其中，楼面结构的平均用钢量为 $42.3\text{kg}/\text{m}^2$ 。

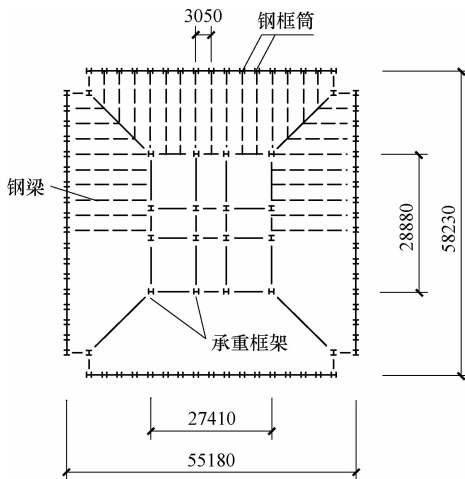


图 4-40 多伦多市第一银行塔楼典型层结构平面

8 标准石油公司大楼

1. 建筑概况

(1) 美国芝加哥市的标准石油公司大楼，建于 1973 年，地面以上 82 层，高 342m；地面以下 5 层；基础埋置深度为 -17m 。

(2) 楼层平面外轮廓尺寸为 $59.2\text{m} \times 59.2\text{m}$ ，核心服务区面积为 $29\text{m} \times 29\text{m}$ 。典型楼层的结构平面如图 4-41 所示，典型楼层的层高为 3.86m 。

(3) 房屋的高宽比值为 5.8。

2. 结构体系

(1) 大楼主体结构采用全钢结构框筒体系，楼面外圈结构采用柱距为 3.05m 的钢框筒，承担大楼全部水平荷载；楼面核心区采用一般的钢框架，仅承担楼面重力荷载，柱网基本尺寸为 $8.7\text{m} \times 11.6\text{m}$ 。

(2) 框筒柱采用以厚钢板制成的人字形截面，它既有利于建筑造型，又可用作竖向管

道井。人字形截面开口底边的宽度为 1.52m，钢板厚度由底部的 63mm 逐渐减为顶部的 16mm。对于板厚小于 32mm 的人字形截面柱，在开口处的板端加焊两根等边的小角钢（图 4-41b）。

(3) 框筒的四个凹角处的角柱为 L 形截面，也是采用厚钢板制成，以承担倾覆力矩引起的巨大压力，并将竖向剪力从翼缘框架可靠地传递到腹板框架。

(4) 窗裙梁也是采用厚钢板制成，截面高度为 1.68m。为防止窗裙梁在剪弯受力状态下发生侧向失稳，在其截面的顶端、底部和中部各加焊一条水平纵向加劲肋。

(5) 框筒的立面开洞率为 28%。

(6) 为了减少工地的拼装工作量，加快施工进度，事先将一根三层楼高、长 11.58m 人字形柱，与三根一开间长的窗裙梁，在工厂焊成一组吊装件（图 4-41c）。

(7) 内外筒之间楼面梁的跨度为 13.72m，采用桁架式梁，以方便管道穿越。桁架梁的一端与窗裙梁相连，另一端与内部框架柱相连，梁的两端均采用单剪式高强度螺栓连接。

3. 用钢量

整座大楼的单位建筑面积的平均用钢量为 $161\text{kg}/\text{m}^2$ 。

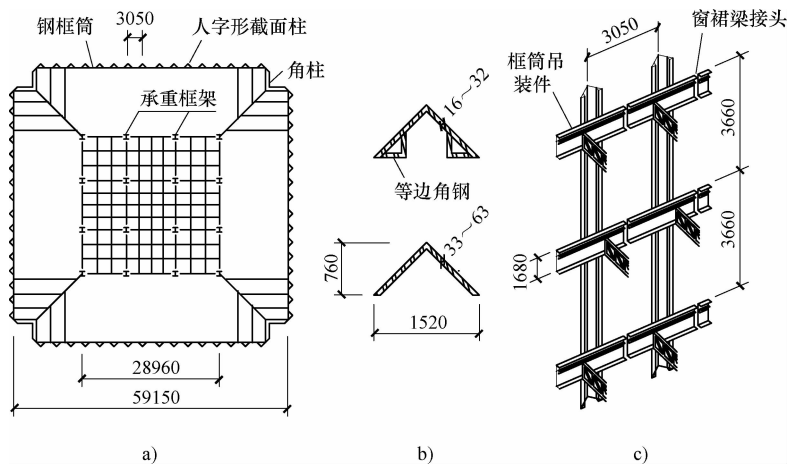


图 4-41 芝加哥市标准石油公司的框筒体系
a) 典型层结构平面 b) 框筒柱截面 c) 框筒的吊装件

9

世界贸易中心

1. 建筑概况

(1) 1973 年建成的纽约世界贸易中心，是由两幢差不多一样高的方形塔楼及四幢裙房所组成。塔楼地面以下 6 层；地面以上 110 层，高 417m。

(2) 塔楼建筑平面的外轮廓尺寸为 $63.5\text{m} \times 63.5\text{m}$ ，服务性核心区的平面尺寸为 $24\text{m} \times 42\text{m}$ （图 4-42）。内筒与外筒之间使用楼面的跨距分别为 18.3m 和 10.7m。典型楼层的层高为 3.66m。吊顶下净高 2.6m。每幢楼的建筑面积约为 42 万 m^2 。房屋高宽比为 6.5。

2. 结构体系

(1) 两座塔楼均采用钢结构框筒体系。楼面周边为密柱深梁型框筒，由 240 根钢柱组成，柱距为 1.02m，用以承担塔楼全部水平荷载；楼面核心区采用由 47 根钢柱组成的框架，用以承担楼面重力荷载，并在施工过程中用于支承起重设备。典型楼层的结构平面如图 4-42a 所示。

(2) 框筒钢柱采用 450mm×450mm 方形钢管，从上到下，柱的外形尺寸不变，靠改变钢管壁厚来适应不同的受力条件，自底层至顶层，壁厚由 12.5mm 逐渐减薄为 7.5mm；框筒窗裙梁的截面高度为 1320mm。在楼房底层，框筒的柱距扩大为 3.06m，并未采用转换桁架，而是将上层的每三根柱转折后合并为一根柱，截面尺寸加大为 800mm×800mm。

(3) 为了增强框筒的竖向抗剪刚度，减少框筒的剪力滞后效应，利用沿楼房高度每隔 32 层所布置的设备楼层，沿框筒周边各设置一道截面高度为 7m 的钢板圈梁。

(4) 框筒的立面开洞率为 36%。

(5) 楼面核心区的一般框架柱，采用 450mm×450mm 方形钢管。楼面结构的主梁采用桁架式钢梁，以方便管道穿过；主梁的间距为 2.04m，截面高度为 900mm。垂直于主梁方向设置次梁，其上搁置兼作模板用的压型钢板，并在其上浇筑 100mm 厚的轻质混凝土，形成楼板。

(6) 为了减少工地钢结构拼装工作量，加快施工进度，预先将三根钢柱和三个楼层的窗裙梁在工厂焊接成一个吊装件，一般称之为“树形柱”，图 4-42b 为“树形柱”的组装情况。

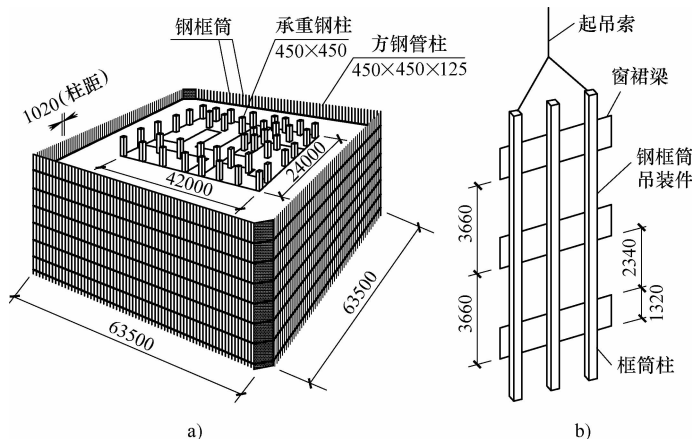


图 4-42 纽约世界贸易中心塔楼

a) 框筒结构体系 b) 框筒吊装件的组装

3. 用钢量

一幢大楼的总用钢量为 $78 \times 10^3 \text{t}$ ，折合成单位建筑面积的用钢量为 $187 \text{kg}/\text{m}^2$ 。

4. 阻尼装置

(1) 为了减少塔楼的风振侧移，控制塔楼的风振加速度在每层楼板处安装 100 个粘弹性阻尼器。阻尼器由三块钢板夹以粘弹性材料——聚丙烯所组成。阻尼器固定在外柱与各层楼盖钢桁架下弦杆端的连接处（图 4-43）。

(2) 在强风作用下结构发生侧向变形时, 夹在阻尼器钢板之间的粘弹性材料因剪切变形而耗能, 从而减小楼房的侧移和风振加速度。

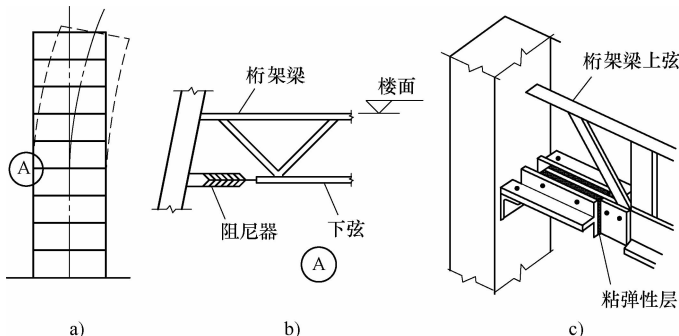


图 4-43 纽约世界贸易中心塔楼安装的粘弹性阻尼器

5. 结构动力特性

(1) 塔楼的结构分析结果给出: ①结构的基本自振周期为 10s; ②极大设计风速作用下, 结构顶点的侧移值为 1.02m。

(2) 自 1973 年建成以后的十多年间, 记录到的阵风作用下结构顶点侧移的最大值为 0.46m, 结构顶点侧移角为 1/890。

10 波士顿办公大楼

1. 建筑概况

美国波士顿市建成的 Sixty Street 办公大楼, 为了适应建筑场地条件, 避开邻近高楼的遮挡, 大楼的建筑平面设计成图 4-44 所示的不规则形状。

2. 结构体系

(1) 由于框筒体系的应用条件比较灵活, 与前述多种结构体系相比较, 它更适合用于复杂平面高楼。因此, 该大楼采用了钢结构框筒体系。

(2) 楼面外圈结构, 采用柱距为 3m 的密柱深梁型钢框筒, 承担作用于大楼的全部水平荷载。楼面内部则采用仅承担各层楼盖重力荷载的铰接钢框架。

3. 用钢量

大楼单位建筑面积的结构用钢量仅为 $90\text{kg}/\text{m}^2$ 。表明, 对于复杂建筑平面高楼, 框筒体系同样是一种经济、高效的结构体系。

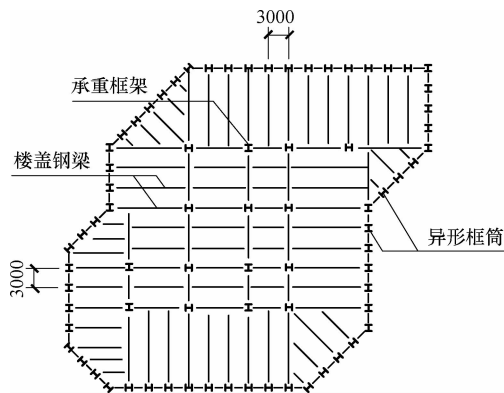


图 4-44 波士顿办公大楼的异形框筒

11 城市协会大厦

1. 建筑概况

美国洛杉矶市的城市协会大厦 (City Corp Tower), 地面以上 54 层, 高 220m, 房屋的高

宽比值为 5.9。大厦采用两端为圆弧形的矩形平面，大厦的立面为阶梯形，分别于第 36 层和 46 层楼盖处，楼层平面两端向内各收进 3.05m。

2. 结构体系

(1) 大厦结构采用全钢结构框筒体系。楼面外圈的钢框筒，由中心距为 3.05m (10ft) 的钢柱与各楼层窗裙梁组成；楼面无柱使用空间的跨度为 12m。楼面收进处的立柱设置在具有周边桁架的截面高度为 1.22m 的转换钢梁上。第 47~52 层的典型层结构平面及第 36 层结构平面，分别示于图 4-45a 和 b。

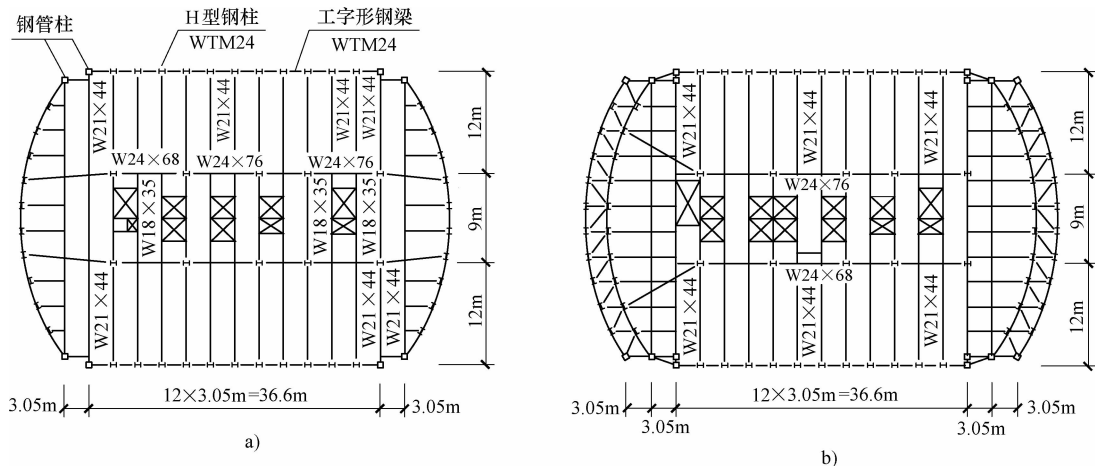


图 4-45 洛杉矶城市协会大厦结构平面

a) 第 47~52 层 b) 第 36 层

(2) 外框筒的钢柱和窗裙梁均采用截面高度为 0.91m (36in) 的 WTM24 型钢；跨度为 12m 的楼面钢梁采用 W21×44 型钢；楼面内部承重框架的横梁和纵梁，分别采用 W18×35 和 W24×76 工字钢。

(3) 大厦的 4 层地下室用作停车场，其基础的混凝土底板厚度为 2.14m (7ft)。

3. 抗震计算

大厦按所在场地最可信地震反应谱设计，其峰值加速度分别为 0.28g 和 0.35g，其相应的临界阻尼比分别为 0.05 和 0.075。

12 加利福尼亚广场大厦

1. 建筑概况

美国洛杉矶市的加利福尼亚广场大厦 (California Plaza)，地下 6 层，地上 52 层，建筑平面采取带圆弧或齿状小切角的矩形，楼面外轮廓尺寸为 47.2m×57.3m。6 层地下室均用作停车场。

2. 结构体系

(1) 大厦结构采用框筒体系，外框筒由钢柱和各楼层窗裙梁组成，钢柱的中心距为 4.72m (15.5ft)；楼面内部设置承重钢框架，柱网的基本尺寸为 9.14m (30ft)。典型楼层结构平面示于图 4-46。

(2) 外框筒的钢柱和窗裙梁分别采用 WTM24 × 492 和 WTM40 × 593 号型钢, 楼面钢梁采用 W21 和 W24 号工字钢。

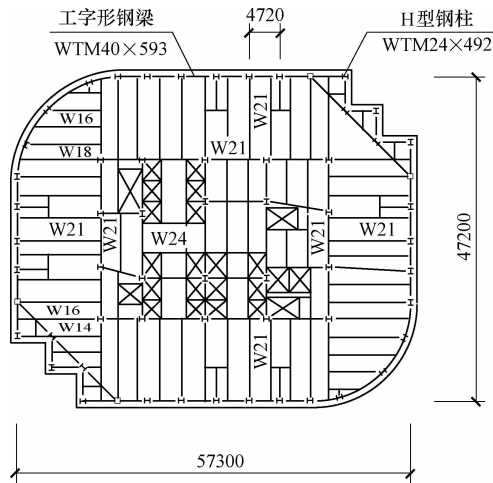


图 4-46 加利福尼亚广场大厦典型层结构平面

4.2.7 型钢混凝土框筒体系工程实例

13

德克萨斯商业大厦

1. 建筑概况

美国休斯敦市于 1981 年建成的德克萨斯商业大厦, 地面以上 75 层, 高 305m; 总建筑面积为 $17.7 \times 10^4 \text{m}^2$ 。建筑师为了给大楼创造一个观看休斯敦中心区的良好视野, 大楼平面采用在一般方形平面的基础上切去一个角, 形成一个长约 27m 的 45° 斜边, 作为大楼的正立面。

2. 结构体系

(1) 大楼结构采用型钢混凝土框筒体系。沿楼面的外圈布置间距为 3.1m、密排的型钢混凝土柱, 与各层楼盖处的较高截面型钢混凝土窗裙梁, 共同组成外圈框筒, 构成大楼结构的主体, 承担整座大楼的水平荷载和大部分竖向荷载。图 4-47 为大楼的典型层结构平面。

(2) 在大楼正立面的外框筒开口处, 除了在正立面两侧各设置一个粗大的、三角形截面的型钢混凝土角柱外, 还在外框筒开口处的内面, 设置一片槽形的厚 610mm 的型钢混凝土墙, 对缺损了的外框筒进行补强。此外, 在外框筒三角形的柱与内部槽形剪力墙之间, 于每层楼盖处设置一根跨度为 9.1m、截面高度为 1067mm 的型钢混凝土连系梁,

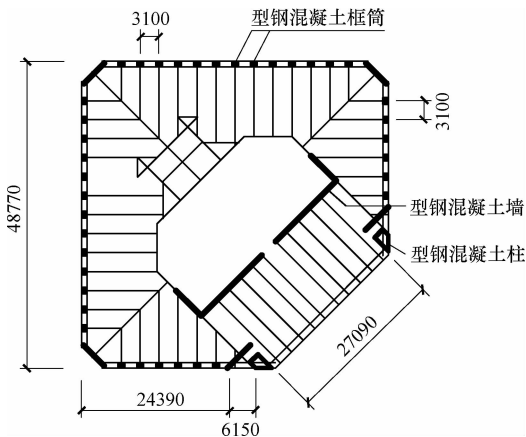


图 4-47 德克萨斯商业大厦典型层结构平面

以便将侧向荷载由外柱传递至内部槽形剪力墙。

(3) 大楼基础采用长边 66m、平均厚度为 3m 的整块钢筋混凝土筏板，筏板顶面和底面各配置一层钢筋网，基础埋置深度为 -19m。钢筋总用量为 1700t。

3. 型钢混凝土框筒的施工

(1) 型钢混凝土框筒内的型钢骨架的组装，比外包混凝土的现场浇灌作业超前 12 个楼层，将型钢骨架作为浇灌框筒梁、柱及各层楼板混凝土作业的操作平台。在进行型钢骨架组装的楼层之下的 12 个楼层，分别进行三种不同作业：①紧接着的下面六个楼层，浇灌楼板的混凝土；②再下面的几个楼层，浇灌内部槽形剪力墙的混凝土；③最下面一个楼层，进行外框筒的柱和窗裙梁的混凝土浇灌作业。

(2) 各种作业的交错安排，使大楼施工取得了每三天一个楼层的惊人速度。

14 休斯敦美洲大厦

1. 建筑概况

美国休斯敦市的美洲大厦是一幢高层办公楼，地面以上 42 层，典型楼层的层高为 3.98m，房屋总高度为 188m。建筑平面形状近似于椭圆形，建筑平面的宽度为 38.2m，房屋的高宽比值为 4.9。

2. 结构体系

(1) 大厦结构采用型钢混凝土框筒体系，由沿楼面周边设置的密柱型型钢混凝土框筒及楼面内部的钢框架所组成。作用于大楼的水平荷载全部由外圈的异形框筒承担，内部钢框架仅承担各楼层重力荷载。外框筒的柱距为 4.57m（图 4-48）。

(2) 外框筒的窗裙梁以及楼盖大梁均采用宽翼缘 H 型钢。

(3) 一般工程的通用做法是，结构上部采用钢柱，结构底部改用型钢混凝土柱。而此工程正好相反，第 3 层以上采用型钢混凝土柱，第 2 层以下则改用钢柱。建造者认为，2 层以下的钢柱与钢梁组装好以后，即可用作施工阶段的承重兼抗侧力结构，无需再安装施工阶段临时支撑，从而使总投资降低。

3. 杆件尺寸

(1) 第 3 层以上的型钢混凝土框筒，柱的截面尺寸为 1.07m × 0.68m，埋置其内的型钢芯柱采用宽翼缘 H 型钢 W14；框筒的各层窗裙梁采用轧制的高截面宽翼缘 H 型钢 W36、W33 及 W30。楼面内部钢柱采用 W14。

(2) 外框筒与核心服务区之间楼面的、跨度为 12.45m 的楼盖钢梁，采用 H 型钢 W18 与混凝土楼板构成的组合梁。

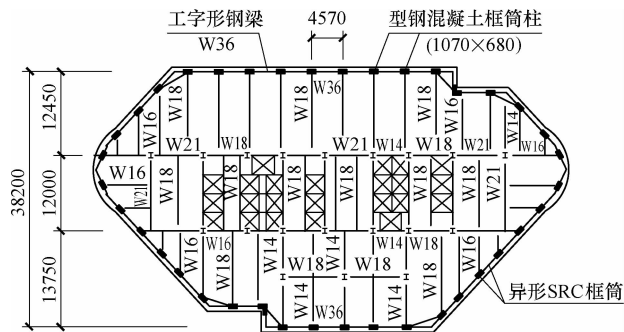


图 4-48 美洲大厦的典型层结构平面

4. 吊装件

(1) 大楼二层以上的构件制作和吊装单元,是由两个楼层高度的型钢芯柱与两侧各半跨 H 型钢窗裙梁所组成(图 4-49)。

(2) 大厦的外圈框筒结构,三层以上的型钢混凝土框筒柱的型钢芯柱吊装件与二层以下的钢柱吊装件的组装,示于图 4-49。

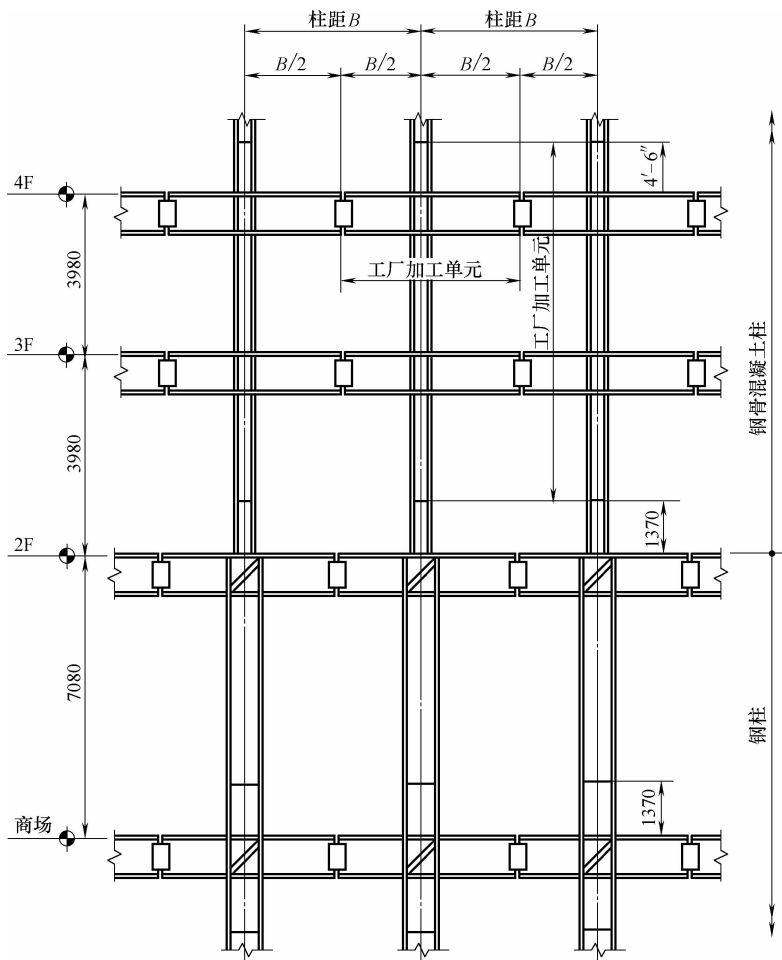


图 4-49 大厦外圈框筒吊装件的组装

5. 杆件连接构造

框筒结构的三层型钢混凝土柱的型钢芯柱与二层钢柱的连接构造,示于图 4-50。

4.2.8 钢管混凝土框筒体系工程实例

15 爱尔莎塔楼

1. 建筑概况

日本埼玉县川口市于 1988 年建成的雄师广场高层公寓——爱尔莎塔楼,采用带小凹角

的方形平面，20m 见方的中庭，贯穿各层楼面。大楼，地下 1 层，地上 55 层，出屋面小塔楼 2 层，高 186m；总建筑面积为 $7.6 \times 10^4 \text{m}^2$ 。图 4-51 是该大楼基本建成的外观。

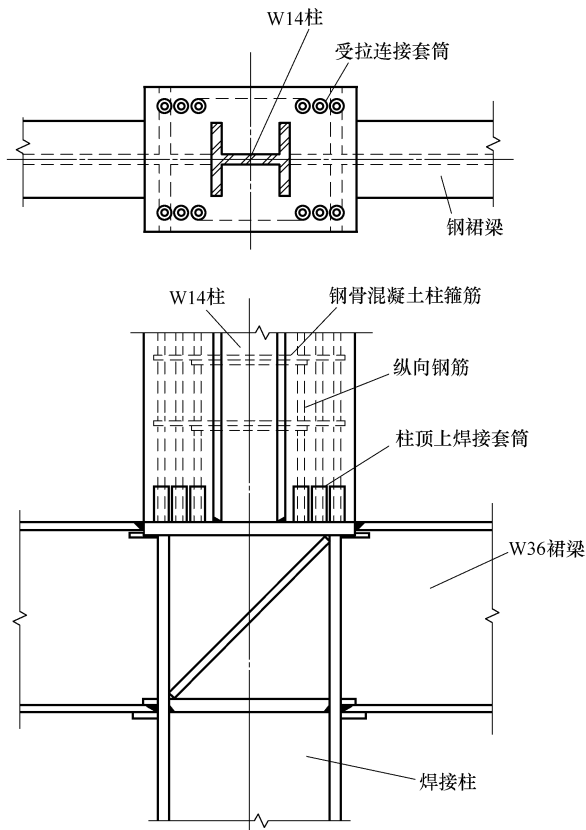


图 4-50 上层型钢混凝土柱的型钢芯柱与下层钢柱的连接构造



图 4-51 日本埼玉县高层公寓的外观

2. 结构体系

大楼主体结构采用两组 $24\text{m} \times 42.6\text{m}$ 矩形框筒所组成的十字形双重框筒体系。框筒由钢管混凝土柱与型钢混凝土梁组成，框筒平面内的柱距为 4.8m 。两圈框筒之间的柱距（即楼板的跨度）为 9.3m ，采用梁式楼盖。大楼的典型层结构平面如图 4-52 所示。

3. 构件和节点

(1) 钢管混凝土柱 (CFT) 采用套箍作用比方钢管更强的圆钢管，使用牌号为 SM490A 和 SM520 的钢板，用冷成型方式加工成圆钢管，钢管的截面尺寸由底层的 $\phi 813\text{mm} \times 40\text{mm}$ 逐层减小至顶层的 $\phi 609\text{mm} \times 12\text{mm}$ 。钢管内填灌的混凝土强度等级为 C60 ~ C70。

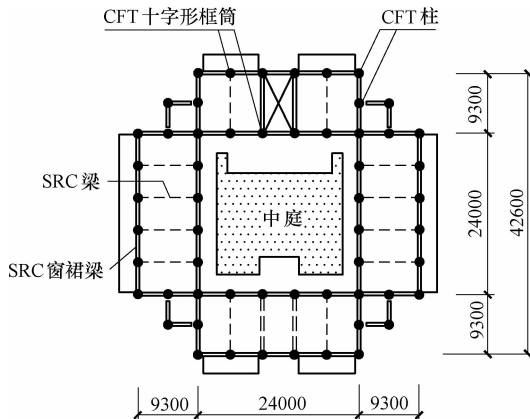


图 4-52 爱尔兰塔楼典型层结构平面

(2) 框筒结构的各楼层窗裙梁均采用型钢混凝土梁，其外包截面尺寸由二层的 450mm × 1200mm 分段减小至顶层的 425mm × 850mm；梁内钢骨采用由 SM490A 和 SM520B 钢板制成的宽翼缘工字钢，其截面尺寸由二层的 BH-1000mm × 300mm × 19mm × 36mm 逐层减小至顶层的 BH-650mm × 200mm × 12mm × 19mm。大楼框筒结构的各楼层梁、柱截面尺寸列于表 4-8。

表 4-8 钢管混凝土柱筒的梁、柱截面尺寸 (单位: mm)

楼层号	构件	钢管混凝土柱钢管截面 /mm	型钢混凝土梁	
			混凝土截面/mm	钢骨截面/mm
43 ~ 55		$\phi 609 \times 12 \sim 22$	425 × 850	BH-650 × 200 × 12 × 19 ~ 40
22 ~ 42		$\phi 711 \times 12 \sim 28$	450 × 850	BH-650 × 300 × 12 × 22 ~ 19 × 40
4 ~ 21		$\phi 813 \times 19 \sim 40$	450 × 900 ~ 950	BH-700 × 300 × 14 × 25 ~ 19 × 45
				BH-750 × 300 × 22 × 40
3		$\phi 813 \times 22 \sim 40$	450 × 1000	BH-800 × 300 × 16 × 32 ~ 40
2			450 × 1200	BH-1000 × 300 × 19 × 36
1			1600 × 1000	—
B ₁			1600 × 1600 (混凝土柱截面)	1600 × 3000

(3) 大楼的各层楼盖，次梁均采用半预制型钢混凝土梁；楼板均采用以压型钢板为底模的组合楼板，其混凝土强度等级为 C30。

(4) 型钢混凝土梁与钢管混凝土柱的连接，采用外环板式节点 (图 4-53)，其特征是：

①在梁内钢骨的上、下翼缘高度处，在柱的钢管外壁加焊环形钢板；②在制作方法是将环形钢板套在圆钢管的外面，并用角焊缝连接；③将梁内钢骨上、下翼缘和上、下纵向钢筋分别与上、下外环板焊接；④在钢管外壁加焊环形钢板，不会影响管内混凝土的浇灌。

4. 抗风抗震计算

(1) 对于大楼居住者舒适度的评价，是根据日本建筑学会《关于建筑振动的居住性能方针及解说》进行的。对大楼模型进行风洞试验，以确定风力的分布形态，研究频域反应。风速是根据东京的观测数据，取重现期为 1 年的风速，大楼顶部风速为 23.2m/s，计算出的大楼最大加速度响应为 1.1 ~ 2.6Gal，表明，居住者有舒适度良好。

(2) 大楼的地震反应分析模型，上部

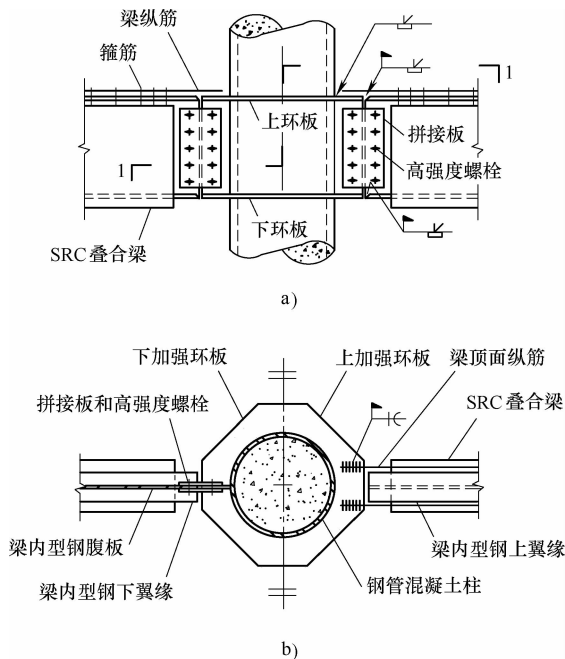


图 4-53 框筒梁与柱连接的外环板式节点

a) 框筒梁-柱节点立面 b) 节点平面

每层一个质点，并用转动弹簧和侧向弹簧来表示桩与地基的作用，总共是 57 个质点、59 个自由度，采用弯剪模型进行结构弹塑性地震反应分析，计算结果表明，满足设计规范要求。具体分析结果列于表 4-9。

表 4-9 爱尔莎塔楼地震反应分析结果

地震作用大小	峰值速度 /(cm/s)	层间侧移值		楼层塑性率	
		计算值	限值	计算值	限值
水准 1	25	1/196	1/200	0.88	1.0
水准 2	50	1/100	1/100	1.42	2.0

4.2.9 钢框架-混凝土框筒体系

4.2.9.1 结构体系的组成

混合结构钢框架-混凝土框筒体系，是指由建筑平面周边的钢筋混凝土框筒和建筑内部的钢框架共同组成的混合结构体系。

楼面外圈采用钢筋混凝土框筒，具有如下优点：

(1) 建筑围护部件与结构承力构件合而为一，省去了外墙板及其安装工作量。
 (2) 大楼外墙面除了采光所需面积外，其余面积均可用于框筒的梁和柱，使框筒各杆件具有较大截面尺寸，从而减弱框筒的剪力滞后效应，提高水平荷载下框筒的抗推刚度和抗倾覆能力。

(3) 外框筒承担了整座大楼的全部水平荷载后，内部钢框架仅需承担竖向荷载，梁与柱之间可以采取铰接，简化了构造，方便施工；而且钢柱可以按轴心受压构件计算，使截面尺寸达到最小值。

(4) 钢梁具有跨度大、截面小、自重轻的特点，建筑内部采用钢结构，可以充分加大柱网尺寸，从而能为楼面提供开阔的使用空间。

(5) 内部钢框架的安装与外圈钢筋混凝土框筒的浇灌，可以错开楼层交替进行，从而避免劳力密集型的施工作业。

4.2.9.2 抗震构造措施

采用钢框架-混凝土框筒混合结构体系的高楼，主要是靠钢筋混凝土框筒抵抗水平荷载。对于风荷载或 6 度以下地震作用，钢筋混凝土框筒基本上是在弹性状态下工作，梁、柱的常规配筋构造，完全能够抵抗风荷载或地震作用产生的水平剪力和倾覆力矩。

当高楼遭遇 7 度地震作用时，结构将进入弹塑性变形状态。为了进一步提高框筒柱抵抗水平地震剪力的强度和延性，防止它发生一般钢筋混凝土短柱所常见的脆性剪切破坏，在框筒柱内，除沿全高配置较密的水平箍筋外，宜顺框架所在平面，在柱身配置交叉斜筋（图 4-54），且横向（垂直于框架平面）间距不宜大于 300mm。此外，钢筋混

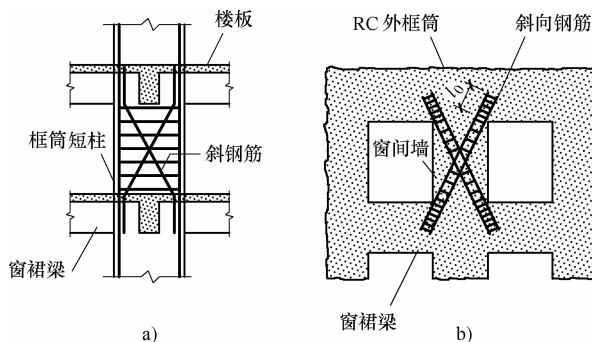


图 4-54 钢筋混凝土框筒柱的抗震配筋

a) 框架筒体的短柱 b) 多洞墙筒体的窗间墙肢

凝土框筒的窗裙梁也应参照图 4-55 的做法，配置斜向钢筋骨架。

4.2.9.3 工程实例

16 贝壳广场大厦

1. 建筑概况

坐落在美国新奥尔良市的贝壳广场大厦 (One Shell Square)，地面以上 52 层，高 213m。大厦的建筑平面为矩形，其外轮廓尺寸为 $39.6\text{m} \times 55\text{m}$ ；总建筑面积为 $13 \times 10^4\text{m}^2$ 。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构属钢框架-混凝土框筒混合结构体系。沿楼层平面外圈设置的钢筋混凝土框筒，柱距为 3.05m；建筑内部的钢框架是沿楼面中心部位服务性面积的周边布置，从而为楼面使用提供了 12m 宽的大面积无柱空间。大厦典型层结构平面如图 4-56a 所示。

(2) 该大厦于 1972 年建成后，在工程界得到的评价是：最早把钢-混凝土混合结构付诸实践的工程之一，是钢结构与混凝土结构巧妙结合的典范。它为建造高楼另辟了一条经济有效的途径。

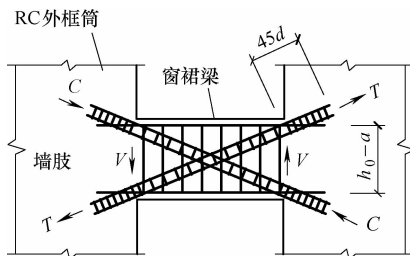


图 4-55 钢筋混凝土框筒窗裙梁的抗震配筋

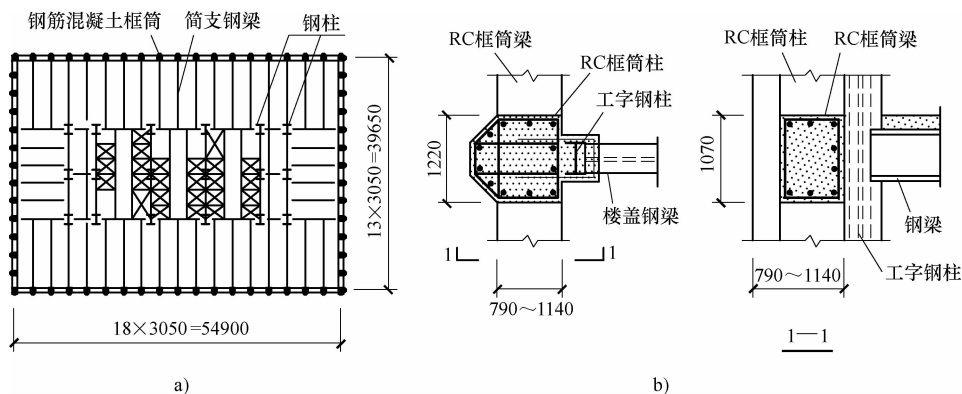


图 4-56 贝壳广场大厦的混凝土框筒-钢框架体系
a) 典型层结构平面 b) 混凝土框筒梁、柱的构造

3. 构件截面尺寸

(1) 钢筋混凝土框筒柱的截面尺寸；平行于所在框架平面的柱截面高度，自上至下不变，均为 1220mm；垂直于所在框架平面的柱截面宽度，17 层以下为 1140mm，18 层以上减小为 790mm。

(2) 钢筋混凝土框筒的窗裙梁，其截面高度，各楼层均为 1070mm；截面宽度，17 层以下为 850mm，18 层以上为 500mm。

(3) 为了方便内部钢框架的安装，以及楼盖钢梁与外圈钢筋混凝土框筒柱的连接，在每根混凝土柱的内侧，埋置一个较小截面尺寸的 H 型钢暗柱，并在钢柱的前、后翼缘加焊拉结钢条，锚入混凝土柱内，以增强型钢暗柱与混凝土柱的连接（图 4-56b）。

4. 混合结构的施工程序

(1) 在外圈钢筋混凝土框筒柱的内侧设置小钢柱，其目的是利用此等小钢柱，配合楼面内部的钢框架，作为完整的钢结构体系进行现场组装。

(2) 大楼钢结构的组装，可以安排在比外框筒的混凝土浇灌作业提前8~10层，随后浇筑好的混凝土组合楼板，就可以作为钢筋混凝土外框筒施工时，提升钢筋骨架和成组模板的工作平台。不过，先于外框筒进行组装的钢结构楼层，没有稳定的侧向支承，需要设置临时性的抗风支撑。

5. 基础

(1) 大厦的地基土是深厚的、饱和的松软砂层和黏土层，最后确定采用桩筏基础。

(2) 整座大楼共计向地基内打入500余根长60m、单桩设计承载力为2800kN的预应力混凝土桩。试桩的极限承载力为7000kN。

(3) 在桩上浇筑的钢筋混凝土平板筏形基础，其厚度为2.5m。

17 国民广场大厦

1. 建筑概况

美国芝加哥市的国民广场大厦（Three National Plaza），地面以上58层，高236m。建筑平面采用正方形切去一个角后形成的非对称五边形，长边为55m。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构采用钢框架-混凝土框筒混合结构体系。沿楼层平面外圈设置的钢筋混凝土框筒，柱距为5m；矩形截面柱的长边，平行于所在的框架平面；楼面内部则采用由H型钢柱和工字形钢梁所构成的铰接钢框架。大厦的典型层结构平面如图4-57所示。

(2) 大楼所受到的风荷载，全部由建筑外圈的钢筋混凝土框筒承担；建筑内部的铰接钢框架仅承担其所辖范围内的各楼层重力荷载。

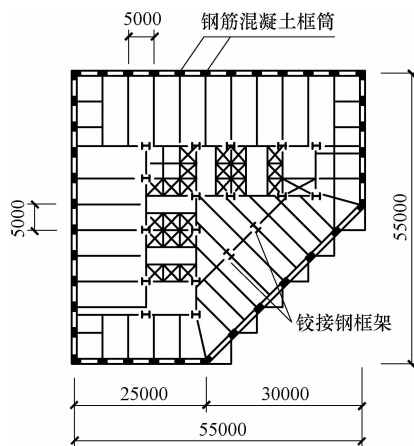


图 4-57 芝加哥国民广场大厦典型层结构平面

4.3 支撑框筒体系

4.3.1 支撑框筒的产生

框筒体系虽然是用于超高层建筑的一种经济有效的抗侧力结构体系，然而，它的空间工作性能要求其柱距不大于4.5m，与一些建筑的使用功能和立面效果相矛盾。

某些建筑为了提供开阔的视野和明朗的外观，要求外圈结构采用较大柱距和较矮的窗裙梁。为使这类“稀柱浅梁型”框筒也能充分发挥抗侧力立体构件空间工作的效能。借鉴桁架的力学概念，沿“稀柱浅梁型”框筒周边的每个立面，增设大型支撑，形成支撑框筒

(Braced Frame Tube), 简单而巧妙地克服了框筒的剪力滞后效应。

图 4-58 为美国芝加哥市 1969 年建成的约翰·汉考克大厦的外观。

4.3.2 支撑框筒结构体系的构成

支撑框筒体系 (Braced Frame Tube Structural System) 是框筒体系的一个分支, 它是由建筑周边的支撑框筒与建筑内部的承重框架所组成。它的结构平面布置正好与框架-支撑芯筒的平面布置内外相反。

支撑框筒是以“稀柱浅梁型”框架围成的较大柱距框筒为基础, 在其周边的各个立面上增设全宽的大型交叉支撑所构成 (图 4-58)。

支撑框筒相邻立面上的大型支撑斜杆, 在框筒转角处与角柱相交同一点, 使整个结构成为空间几何不变体系, 并保证支撑传力路线的直接和连续性。

根据受力特点, 建筑外圈的支撑框筒可以划分为“主构件”和“次构件”两部分。图 4-59a 表示支撑框筒的一个典型区段。在每一个区段中, 主构件包括支撑斜杆、角柱和主楼层的窗裙梁 (图中粗实线); 次构件包括四边各中间柱和介于主楼层之间的各层窗裙梁 (图中细实线)。图 4-59b 表示交叉支撑中心节点的构造示意。



图 4-58 采用支撑框筒体系的约翰·汉考克中心大厦 (芝加哥)

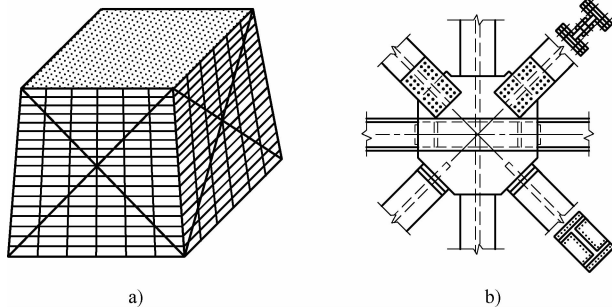


图 4-59 支撑框筒的一个典型区段
a) 结构立面 b) 支撑中心节点

4.3.3 支撑框筒结构的受力特点

(1) 作用于整个楼房的水平荷载所产生的水平剪力和倾覆力矩, 全部由外圈支撑框筒承担; 楼房的竖向荷载则由外圈支撑框筒和内部的承重框架共同承担, 并按各自荷载从属面

积比例分担。

(2) 在支撑框筒中, 主构件承担全部水平荷载, 并将它转化为大型支撑杆件的轴向力传递至基础; 次构件的各层窗裙梁和立柱支承于主构件上, 仅需要承担局部重力荷载, 不参与抵抗水平荷载。

(3) 在水平荷载作用下, 普通框筒是依靠其各根钢柱剪弯刚度提供的抗剪能力来抵抗水平剪力, 依靠其各层窗裙梁竖向剪弯刚度提供的竖向抗剪能力来抵抗倾覆力矩引起的竖向剪力, 因而钢柱的层间剪弯变形和窗裙梁的竖向剪弯变形均较大, 后者还导致框筒的较大剪力滞后效应。

(4) 支撑框筒则不同, 是靠支撑斜杆的轴向刚度所提供的轴向承载力来抵抗水平剪力和竖向剪力。而杆件的轴向刚度远大于杆件的剪弯刚度。所以, 水平荷载下的支撑框筒, 其水平和竖向剪切变形均很小, 支撑框筒的剪力滞后效应也就随之很弱, 支撑框筒也就更接近于完全的抗侧力立体构件, 各柱的轴力分布更接近于实墙筒体的直线分布。

(5) 支撑框筒在水平荷载作用下发生整体弯曲变形时, 本来应该由框筒各楼层窗裙梁承担的竖向剪力 (图 4-60a), 绝大部分改由大型支撑的斜杆来承担 (图 4-60b)。

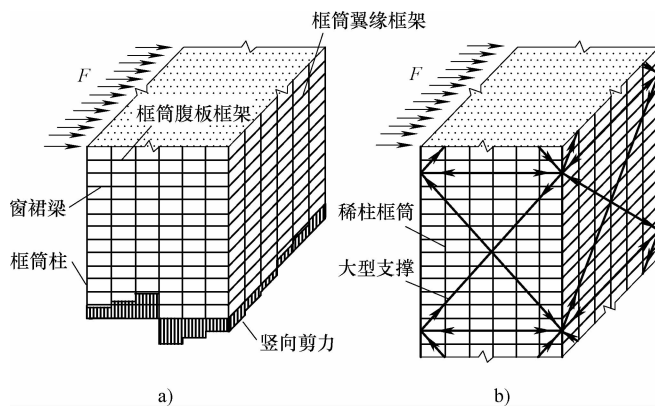


图 4-60 水平荷载作用下普通框筒与支撑框筒的受力状态
a) 普通框筒的竖向剪力分布 b) 支撑框筒中大型支撑的杆件内力

(6) 由于属三角形杆系的大型支撑具有几何不变性, 支撑框筒整体弯曲变形引起的结构侧移, 约占结构总侧移值中的 80% 以上; 支撑筒整体剪切变形引起的结构侧移, 仅占结构总侧移值的 20%。

4.3.4 支撑框筒束体系

支撑框筒的抗推刚度 (侧向刚度) 和水平承载力均很大, 与其他结构体系相比较, 具有用钢量少、经济指标好等优点, 而且框筒柱距又无严格限制, 是用于超高层建筑的一种经济有效的结构体系。

当房屋层数很多、建筑平面尺寸很大, 需要采用框筒束之类的结构体系时, 宜优先考虑采用支撑框筒束结构体系 (图 4-61)。

4.3.5 支撑框筒的设计要点

(1) 整幢大楼的水平荷载全部由建筑外圈的支撑框筒承担，而且主要由支撑框筒的主构件——大型立体支撑承担。

(2) 大楼各层重力荷载主要由建筑内部的框架柱承担，建筑外圈的支撑框筒的次构件——框筒的稀柱和浅梁，仅承担其荷载从属面积内的楼面荷载。

(3) 为使支撑框筒获得最佳的经济性和有效性，支撑框筒的斜腹杆轴线与水平线的夹角一般取 45° 左右。

(4) 大型支撑的交叉斜腹杆，应按拉、压杆同时受力的原则设计。

(5) 对于抗震设防结构，为了防止支撑斜腹杆受压时屈曲，以及在往复水平地震作用下的刚度退化和强度劣化，支撑斜腹杆沿平面内和平面外的长细比均应控制在 40 以下。

(6) 水平荷载作用下，支撑框筒的角柱将因巨大倾覆力矩而承受很大的压力和拉力，基础设计时应采取适当措施以平衡角柱的向上拉力。

(7) 层数很多的高楼钢结构，各根钢柱因承担很大重力荷载而产生较大的竖向弹性压缩。为防止大型支撑斜腹杆受到牵连而参与承受额外的重力荷载，支撑斜腹杆应根据所在楼层各根钢柱的标志长度减去受压缩短值后的实际长度下料，并在大楼封顶后进行支撑斜腹杆中节点螺栓连接的最终固定。

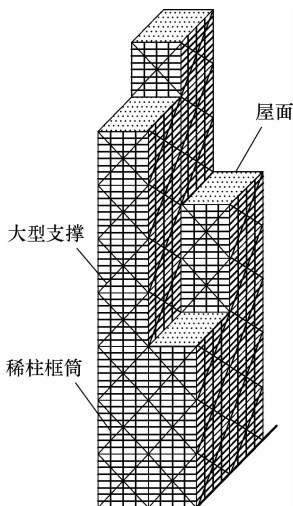


图 4-61 支撑框筒束结构体系概貌

4.3.6 工程实例

18

第一国际广场大厦——全钢结构支撑框筒体系

1. 建筑概况

美国达拉斯市于 1974 年建成的第一国际广场，是一幢高层办公楼，地下 2 层，地面以上 56 层，高 216m；建筑平面采用正方形，外圈轴线之间距离为 $53.3\text{m} \times 53.3\text{m}$ （图 4-62a）；房屋高宽比等于 4，典型层的层高为 3.81m；大厦总建筑面积为 $17.4 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

2. 结构体系

(1) 主体结构采用支撑框筒体系，建筑外圈的支撑框筒，平面尺寸为 $53.3\text{m} \times 53.3\text{m}$ ，钢框筒柱的中心距为 7.62m，楼面核心服务区的平面尺寸为 $28.7\text{m} \times 28.7\text{m}$ ，核心区与外圈框架之间楼面的跨度为 12.3m。

(2) 框筒的每个立面设置一榀具有两个节间的 X 形大型支撑，支撑的每个节间跨越 28 个楼层，节间高度为 106.68m（图 4-62b）。此大型立体支撑与楼面周边框筒柱及各层窗裙梁共同组成支撑框筒，形成一个抗推刚度很大、水平承载力很强的立体抗侧力体系。楼面核心区的钢框架仅承担各楼层的重力荷载。

(3) 支撑斜杆除了承受风荷载作用下的水平剪力和支撑框筒整体弯曲时的竖向剪力外，还将重力荷载沿支撑框筒的每一个立面的外柱进行分配。

(4) 支撑斜杆设置于玻璃幕墙之内，以尽量减少外部结构的防火问题及温度变化对暴露钢结构的影响。

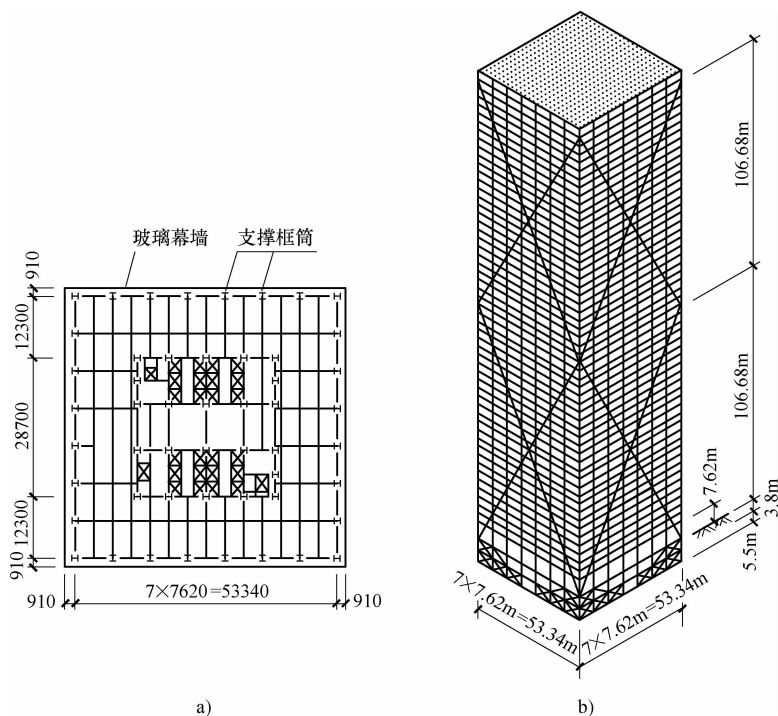


图 4-62 第一国际广场大厦的支撑框筒

a) 典型层结构平面 b) 支撑框筒全貌

3. 构件截面和节点构造

(1) 支撑框筒的所有梁、柱和支撑斜杆，均采用高强度 W14 热轧型钢制作，仅结构底部少量杆件采用焊接的拼合截面。之所以选用 W14 热轧型钢，是因为它在同一种截面高度的情况下有着多种板件厚度和截面面积，可用于多种不同的受力条件。多根杆件采用同一截面高度，可以简化杆件连接的细部构造。

(2) 大厦的底层钢柱采用 533mm × 584mm 的焊接 H 形截面，地下室角柱采用截面尺寸为 610mm × 610mm × 152mm 的焊接方形钢管。大型支撑斜杆采用焊接 H 型钢，其截面尺寸为 610mm × 610mm。

(3) 用于连接支撑斜杆、柱和梁的节点板尺寸为 3m × 3.65m (宽 × 高)，节点板的最大厚度为 152mm。

(4) 斜杆在工厂制作成 4 层楼高的吊装件，工地组装时，一端采用全熔透焊缝与节点板连接；另一端采用高强度螺栓与节点板连接。一端采用焊缝连接，可以减少节点板和连接板的用料；另一端采用螺栓连接，则可调节杆件的安装误差。

(5) 在支撑框筒的转角、两个立面上的支撑斜杆交汇处，设置了角部节点板组件，组

件由四块钢板制成，每个方向两块。四块钢板用电渣焊连接。因为板件尺寸较大，制成后进行热处理，以消除焊接应力。

(6) 各层楼板均是在钢梁上搁置肋高 76mm 的压型钢板，并在其上浇筑 83mm 厚的轻质混凝土面板。

4. 大型支撑的连接节点

大型支撑斜杆与框筒柱及框筒梁连接时，采用设置大型节点板的方式进行连接(图 4-63)。支撑斜杆的一端与节点板之间采用现场全熔透焊缝连接。斜杆的另一端采用高强度螺栓连接。

5. 楼板大梁

外框筒与核心部位框架之间的楼面大梁，跨度为 12.3m，采用加焊一组短竖杆的组合式钢梁。即在 H 型钢钢梁上焊接若干段带栓钉的型钢竖腹杆，再与其上的混凝土楼板组合成空腹桁架(图 4-64)。其优点是：①提高 H 型钢钢梁的受弯承载力；②竖腹杆之间的空间可穿越管道。上述 H 型钢钢梁的截面高度为 460mm 和 530mm。

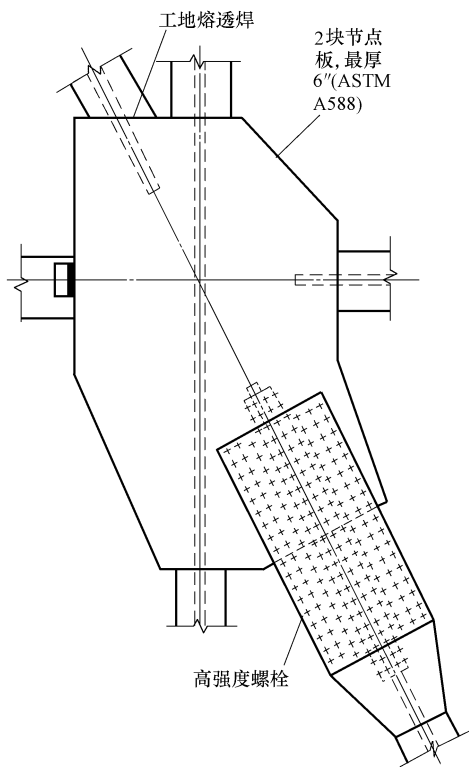


图 4-63 支撑框筒的大型支撑斜杆的连接节点

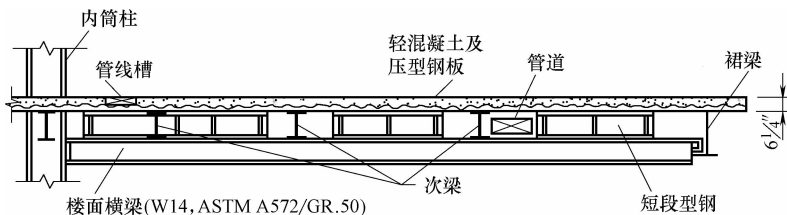


图 4-64 楼面组合钢梁的纵剖面

19 约翰·汉考克大厦——全钢结构支撑框筒体系

1. 建筑概况

(1) 美国芝加哥市 1969 年建成的约翰·汉考克大厦，是一幢集办公、公寓、商场和停车于一楼的多功能建筑物，地面以下 2 层；地面以上 100 层，高 344m。

(2) 大楼第 46 层以上用作公寓的 50 个楼层，房间进深不能太大，所以，整个大楼的体形采用下大上小的矩形截锥体。底层平面尺寸为 79.2m × 48.7m，顶层平面尺寸为 48.6m × 30.4m。

(3) 从楼面核心服务区到外圈框筒的净跨度，楼房底部为 18m，楼房顶部为 9m。楼房下部办公区的层高为 3.8m，楼房上部居住区的层高为 2.8m。

(4) 高楼采用截锥状体形，由于楼层面积由下往上逐渐减小，整座建筑的重心以及建

筑竖向投影面积的形心，均有所下降，使风荷载或水平地震作用引起的倾覆力矩得以较大幅度地减小。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构采用支撑框筒体系，建筑周边设置以“稀柱浅梁型”框架围成的框筒，其柱距在底层达到 13.2m。为了克服水平荷载下稀柱框筒的严重剪力滞后效应，于框筒的四个立面增设大型交叉支撑，支撑斜件的倾角采用 45° （图 4-65）。

(2) 楼面内部的框架柱仅承担各层楼盖的重力荷载。

3. 受力特点

(1) 支撑框筒承担了作用于整座大楼的全部水平荷载。由于在框筒的四个面增设了大型交叉支撑，它在承担水平剪力的同时，还取代各层窗裙梁承担了框筒整体弯曲时所产生的竖向剪力，从根本上消除了框筒的剪力滞后效应，使框筒翼缘框架各钢柱的轴力基本上分布均匀，腹板框架各钢柱的轴力基本上呈现三角形分布，说明支撑框筒是一种高效的抗侧力立体构件。

(2) 汉考克大厦的截锥状体形，更使结构的水平承载力得到进一步增强。由于框筒各柱向内倾斜约 5° ，倾覆力矩使各柱产生的巨大轴力（压力或拉力），都将产生与水平荷载相反的水平分力，其值约等于钢柱轴力的 $1/22$ 。从而使框筒腹板框架实际承担的水平剪力减小较多。

(3) 大厦结构按基本风速为 34m/s 进行设计，计算出的结构顶点侧移值小于 $H/500$ 。

4. 杆件截面尺寸和节点构造

(1) 支撑框筒的柱、窗裙梁和支撑斜杆，均采用由三块厚钢板拼焊成的 H 形截面，钢板的最大厚度为 150mm 。钢材全部采用 ASTM A-36，屈服强度为 250N/mm^2 。

(2) 柱截面的最大轮廓尺寸为 $915\text{mm} \times 915\text{mm}$ （高 \times 宽）。

(3) 除了窗裙梁和柱的接头采用工地焊缝连接外，其他杆件的工地连接均采用高强度螺栓。

(4) 楼盖结构，钢梁采用轧制工字钢，办公用房楼层的楼盖横梁，间距为 3.05m ，梁的截面高度为 610mm 。楼板采用以压型钢板为底模的轻质混凝土组合板，总厚度为 127mm 。

(5) 建筑周边的大型交叉支撑与框筒柱连接节点的节点板高度达到一个楼层高度（图 4-66），支撑斜杆与连接板之间采用 A490 高强度螺栓连接。框筒柱的现场拼接接头，柱的腹板采用高强度螺栓连接；柱的翼缘连接采用部分

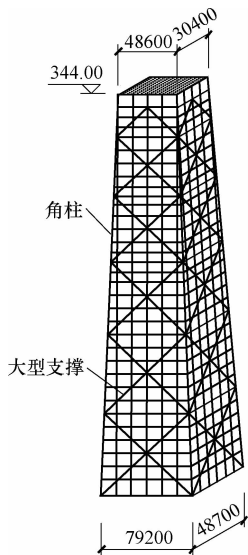


图 4-65 汉考克大厦的支撑框筒

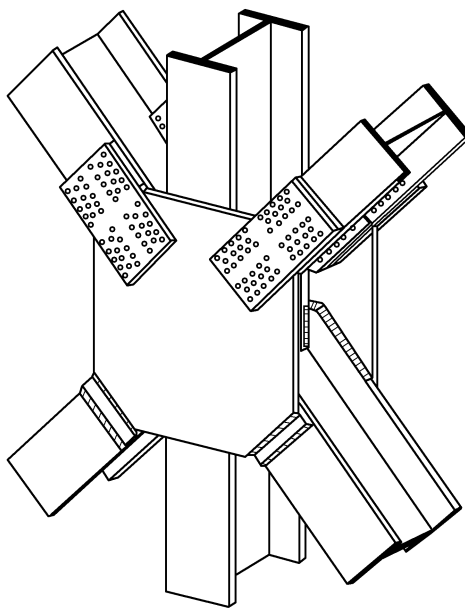


图 4-66 汉考克大厦的框筒柱与大型支撑斜杆的连接节点

熔透焊。

5. 用钢量

整座大楼单位建筑面积的结构平均用钢量为 $145\text{kg}/\text{m}^2$ 。

20 Shimizu 大厦——钢管混凝土柱支撑框筒体系

1. 建筑概况

日本东京拟建的 Shimizu 大厦，地处东京湾，风荷载很大，而且是位于 8 度强的地震区内。大厦地面以上 121 层，高 550m；建筑平面采用带小切角的方形平面；大厦沿高度方向分为上、中、下三段，其立面逐段收进。大厦总建筑面积为 75.4 万 m^2 。图 4-67 为大厦的总体外观。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构采用钢管混凝土柱、钢梁与 X 形支撑组成的支撑框筒，用以抵御强大的水平荷载。钢管混凝土柱采用矩形截面，其最大截面尺寸为 $2400\text{mm} \times 4000\text{mm}$ ，柱距为 12.8m 和 26m。大厦下段的典型层结构平面示于图 4-68。

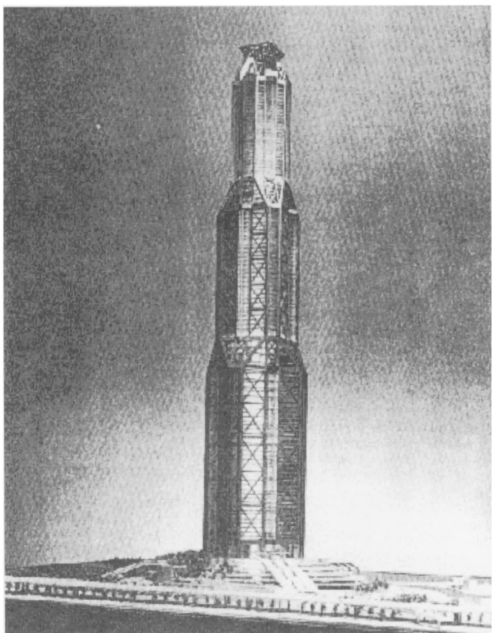


图 4-67 日本东京 Shimizu 大厦外观

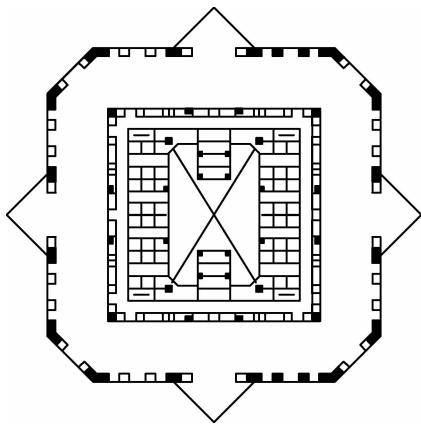


图 4-68 Shimizu 大厦下段结构平面

(2) 大厦的各层楼盖均采用以压型钢板为底模的轻质混凝土组合楼板。

4.4 抗剪幕墙框筒体系

4.4.1 结构体系的组成

抗剪幕墙框筒结构体系，简称抗剪幕墙框筒体系，又称承力幕墙体系，或称受力蒙皮结

构，它是由建筑周边的“钢板框筒”与楼面内部的一般钢框架所组成的结构体系（图4-69）。

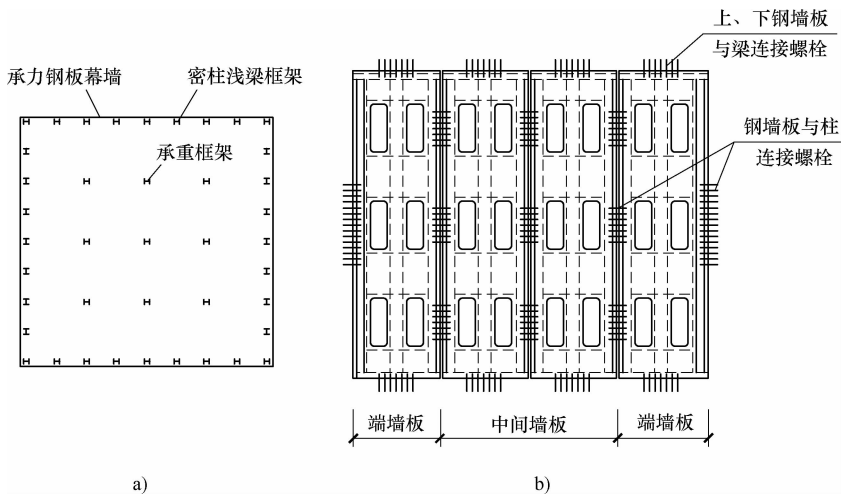


图4-69 抗剪幕墙框筒体系
a) 结构平面 b) 局部墙面

“钢板框筒”是由建筑周边的“密柱浅梁型”框架围成的“弱框筒”，及与之牢固连接的承力钢板幕墙所组成。外圈框架的梁和柱作为幕墙钢板的水平和竖向加劲肋，框架柱承压、抗拉，幕墙钢板抗剪，从而构成具有完善的空间工作性能的抗侧力立体构件。

在“钢板框筒”中，楼层水平剪力和倾覆力矩引起的竖向剪力基本上均由幕墙钢板承担，框筒的柱和窗裙梁仅承担楼房重力荷载和倾覆力矩引起的轴力，所承受的剪力和弯矩均很小，因而梁、柱的截面尺寸较小，框筒的各楼层窗裙梁不必再做成高截面梁。但框筒柱需要承担倾覆力矩引起的较大轴力，且要充当幕墙钢板的竖向加劲肋，柱距不宜太大，仍以3m左右为好。

一般高楼的幕墙，仅起到防风、防雨、防寒、隔热等防护作用，仅是一种围护部件。然而，墙板作为平面构件时具有很强的抗剪能力，采用饰面钢板作为幕墙，则兼有防护、装饰和承担剪力等多种功能。

4.4.2 结构特征

抗剪幕墙框筒体系的显著特点是，充分调动楼房围护部件的潜在能力，将幕墙多功能化，利用平面内抗剪能力很强的钢板幕墙，消除框筒在水平荷载作用下的剪力滞后效应，使其成为高效的抗侧力立体构件。

大楼幕墙集防护、装饰和承力多项功能于一身，在减小框筒杆件截面尺寸的同时，进一步节约投资，并加快施工进度。

4.4.3 构件受力状态

(1) 钢板框筒是具有极强空间工作效能的抗侧力立体构件，作用于大楼的水平荷载全部由建筑外圈的钢板框筒承担；大楼的竖向荷载则由钢板框筒的钢柱和楼面内部的一般框架共同承担，并按它们的荷载从属面积比例分担。

(2) 作用于钢板框筒的水平荷载，其水平剪力以及倾覆力矩引起的竖向剪力均由幕墙钢板承担，倾覆力矩引起的轴向压力和轴向拉力则由钢柱承担。框筒的窗裙梁一般仅承担所在楼层的重力荷载。

(3) 水平荷载作用下，幕墙钢板既要承受楼层水平剪力，又要承担钢板框筒在倾覆力矩作用下引起的竖向剪力，其受力和变形状态如图 4-70 所示。

(4) 幕墙钢板与框筒柱的连接节点，需要按框筒在水平荷载倾覆力矩作用下产生的竖向剪力进行设计。

(5) 幕墙钢板有外圈钢框架的梁、柱作为水平和竖向加劲肋，只要连接构造合理，钢板承受剪力时不会发生侧向失稳。

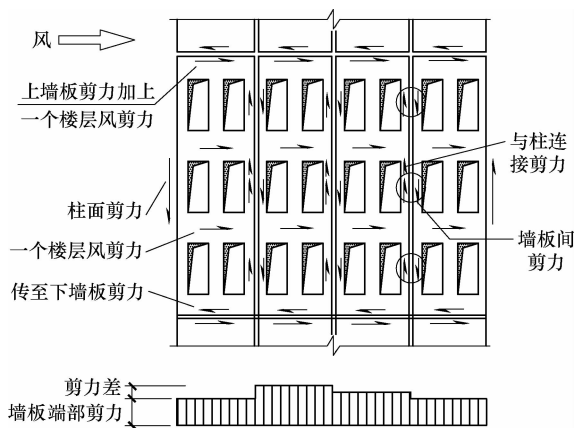


图 4-70 钢板幕墙一个区段的受力和变形状态

4.4.4 工程实例

21 梅隆银行大厦

1. 建筑概况

美国匹兹堡市于 1983 年建成的梅隆银行大厦 (One Mellon Bank Center)，其主楼，地面以上 54 层，高 222m。其外貌如图 4-71 所示。

主楼采用不等边的八角形平面，纵向长度为 57m，横向全宽为 42m (图 4-72a)。外墙面采用饰面钢板。

2. 结构体系

(1) 经过对结构方案进行支撑芯筒-刚臂、框筒、框筒束、支撑框筒等多种结构体系的比较后，最后选定抗剪幕墙框筒体系。沿建筑周边设置一个充分利用幕墙钢板承受剪力的“钢板框筒”，在楼面内部则设置一般钢框架。

(2) 钢板框筒是由外圈的“密柱浅梁型”框架及与之刚性连接的钢板幕墙组合而成。外圈框架的柱距为 3.0m，其窗裙梁的竖向间距等于层高，为 3.67m。用作幕墙的饰面钢板，每块宽 3m，高 11m，覆盖外圈框架的一个柱距

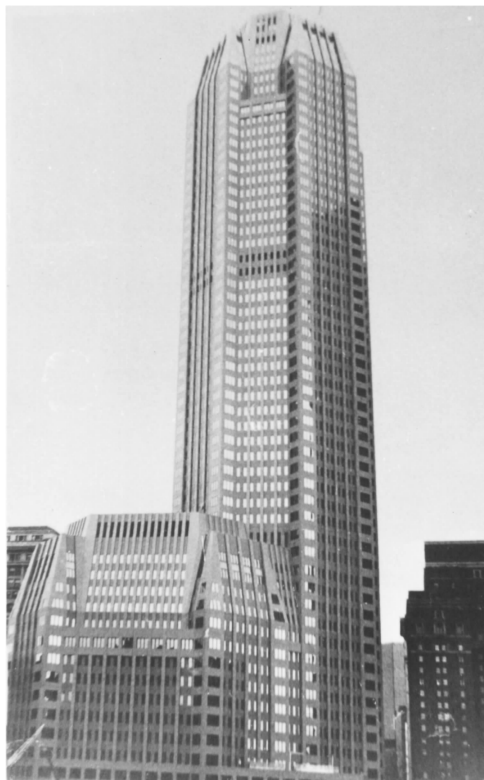


图 4-71 采用“抗剪幕墙框筒”体系的梅隆银行大厦

和三个楼层（图4-72b）。

（3）钢墙板的开洞（窗）率为25%；钢板的厚度，38层以下为8mm，38层以上为6mm。为了提高钢板受剪时的强度和稳定性，于窗洞周边在钢板上加焊小槽钢，作为洞口边框。

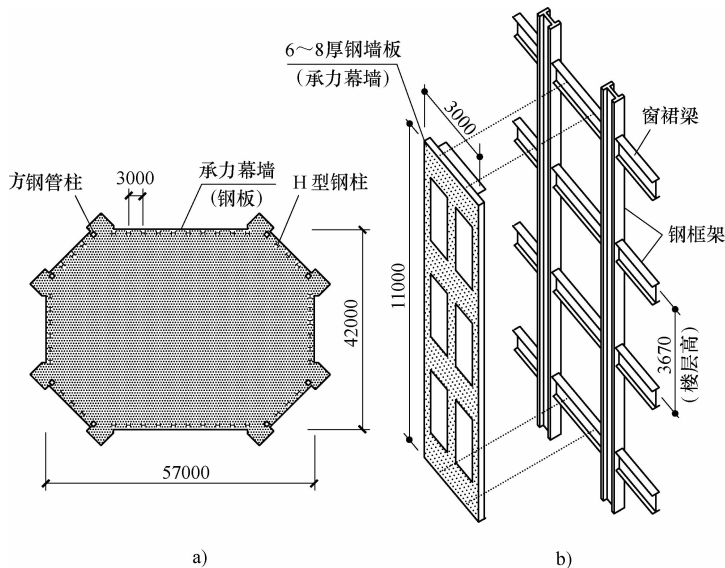


图4-72 “抗剪幕墙框筒”体系的钢板框筒
a) 结构平面 b) 与外圈框架柱连接的钢墙板

（4）为了防止外圈框架柱受压缩短造成墙板受压屈曲，仅在每块钢墙板两侧边的中点处，采用高强度螺栓将钢墙板与框架柱的外伸翼板相连接；墙板的上、下端与柱的连接则采取铰接。

3. 结构分析结果

风荷载作用下的结构分析结果：①不考虑幕墙钢板受力时，结构顶点的侧移角 $\Delta/H = 1/290$ ；②考虑幕墙钢板参与外圈框架的受剪和整体受弯时，结构顶点的侧移角减小为 $1/590$ 。

4. 用钢量

主楼单位建筑面积的结构平均用钢量仅为 $115\text{kg}/\text{m}^2$ ，表明“抗剪幕墙框筒”体系是一种经济、高效的抗侧力空间结构。

4.5 框筒束体系

4.5.1 结构体系的组成

（1）由两个以上框筒（框架筒体）并连为一体所形成的结构体系，或者由建筑外圈框筒及其内部纵、横向“密柱深梁框架”共同组成的结构体系，称为框筒束结构体系，简称框筒束体系（Bundled Tube Structural System）。图4-73为采用框筒束体系的美国 One Magnificent Mile Building 的高楼的结构立面和结构平面。最典型的框筒束体系是图4-77所示的西尔

斯塔楼。

(2) 框筒束也可以是以一个平面尺寸较大的建筑周边框筒为基础, 然后根据结构受力要求, 再在其内部沿纵向或横向或纵、横两个方向增设一榀以上的“腹板框架”所构成。增设的内部“腹板框架”可以是: ①密柱深梁型框架; ②稀柱浅梁型框架内嵌置预制墙板; ③一片竖向支撑; ④三者并用的组合体。

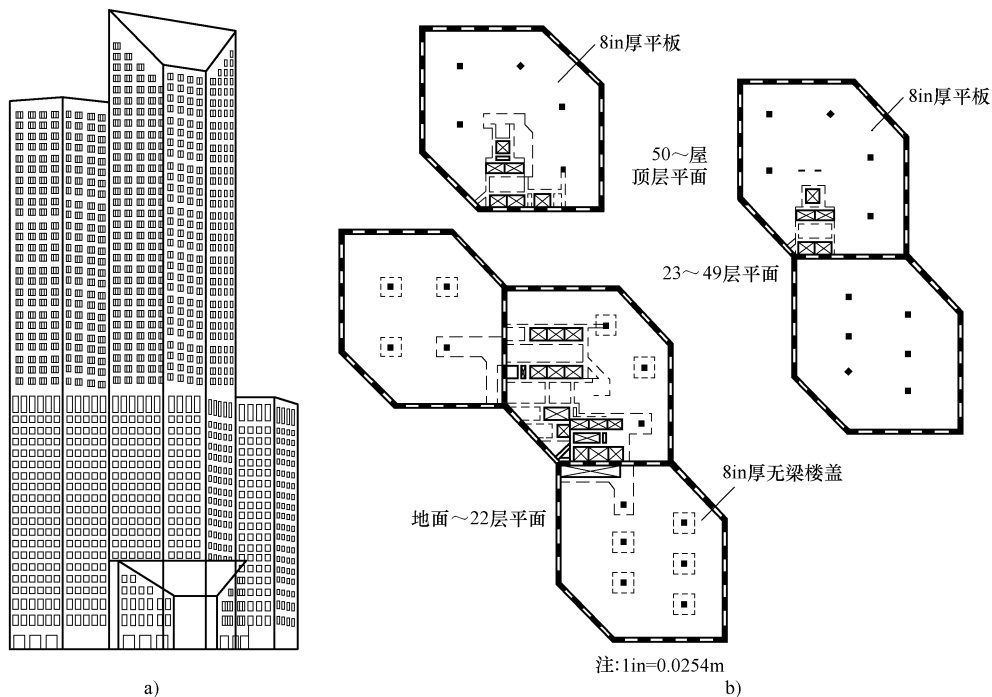


图 4-73 美国 One Magnificent Mile Building

a) 结构立面 b) 结构平面

(3) 框筒束的每一个框筒单元(子框筒), 其平面形状可以是正方形、矩形、三角形、半圆形、梯形、弧形或其他形状。由这些框筒单元所拼接成的框筒束, 其平面形状可以是规则的或不规则的(图 4-74), 以适应建筑场地形状、周围环境和建筑布置要求。

(4) 框筒束的任一框筒单元, 可以根据各层楼面面积的实际需要, 在任意高度处中止, 而不会影响整个结构体系的完整性。不过, 在某一高度中止的框筒单元的顶层, 应沿整个框筒束的周边设置一圈桁架, 形成刚性环梁。

(5) 为了减小框筒束的剪力滞后效应, 也可在顶层以及每隔 20~30 层的设备层或避难层, 沿框筒束的各榀内、外框架, 设置整个楼层高度的桁架, 形成刚性环梁。

4.5.2 框筒束的适用范围

单一框筒用于圆形、正方形建筑平面时最有效。当为矩形平面且边长比大于 1.5 时, 以及建筑平面的边长超过 45m 时, 由于剪力滞后效应严重, 不宜再采用单一框筒。建筑平面很复杂或者平面形状的突变, 都会显著降低单一框筒的空间工作效能。对于上述几种情况,

均应改用框筒束结构体系。图 4-74 是建筑平面为两个错位半圆的框筒束体系。

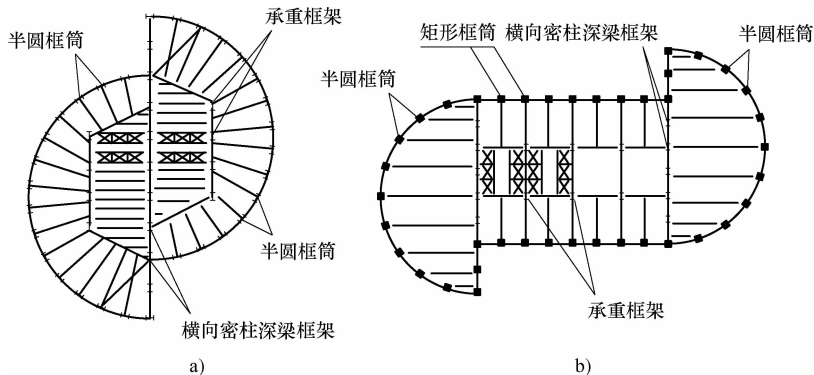


图 4-74 复杂建筑平面的框筒束体系

美国洛杉矶市的 57 层克劳柯中心大楼，建筑平面为梯形，采用一个三角形框筒和一个矩形框筒拼合成的梯形框筒束，楼面内部采用承重用的钢框架（图 4-75a）。

美国旧金山市加利福尼亚街的 345 号大厦，建筑平面为梭形，采用一个矩形框筒和两个弧形三角形框筒拼合成的梭形框筒束，楼面内部也是采用承重钢框架（图 4-75b）。

新西兰奥克兰的雷蒙·凯塞工程设计公司大厦，则是采用两个方形框筒并联的矩形框筒束；两个框筒的内部楼面，均采用仅承担重力荷载的钢框架（图 4-75c）。

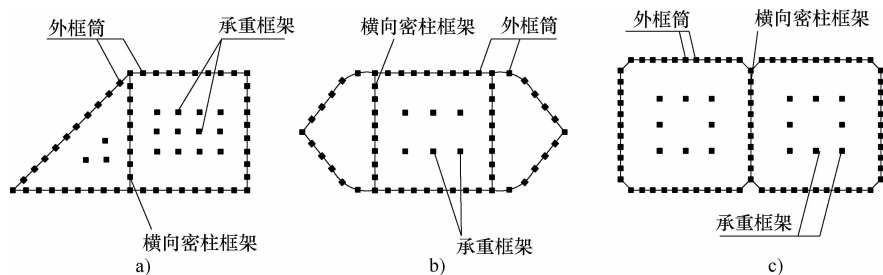


图 4-75 采用框筒束结构体系的工程实例

a) 梯形平面框筒束 b) 梭形平面框筒束 c) 双矩形平面框筒束

4.5.3 框筒束的受力特点

水平荷载作用下框筒束的受力状态有如下特点：

1. 外力在构件间的分配

(1) 水平荷载作用下的框筒束，水平剪力由平行于剪力方向各框内、外腹板框架承担，倾覆力矩则由各框腹板框架和翼缘框架共同承担。

(2) 框筒束各个框单元内部的框架柱，仅承担其荷载从属面积范围的竖向荷载。除了抗震设防烈度为 9 度的高层钢结构房屋需要考虑竖向地震作用外，通常情况下，竖向荷载仅是重力荷载。

(3) 水平荷载倾覆力矩使框筒束腹板框架、翼缘框架的各层窗裙梁中产生竖向剪力，若窗裙梁截面高度较小而产生较大竖向剪弯变形时，将导致框筒束的剪力滞后效应，使各框架柱的轴力数值呈曲线分布，而不再与各根钢柱到框筒束水平截面中和轴的距离成正比。

2. 柱的轴向应力分布

(1) 最典型的框筒束体系是美国芝加哥市的西尔斯塔楼，结构平面如图 4-76a 所示。其框筒束是由九个“子框筒”所组成，H 形柱截面的强轴方向位于各榀框架平面内。由于每个“子框筒”的边长较小，仅为 23m，所以剪力滞后效应甚弱，框筒各柱的轴向压应力和拉应力的分布，比较接近于实腹墙筒的应力分布（图 4-76b），从图中可以看出，各柱轴向应力分布曲线的弯曲度甚小。

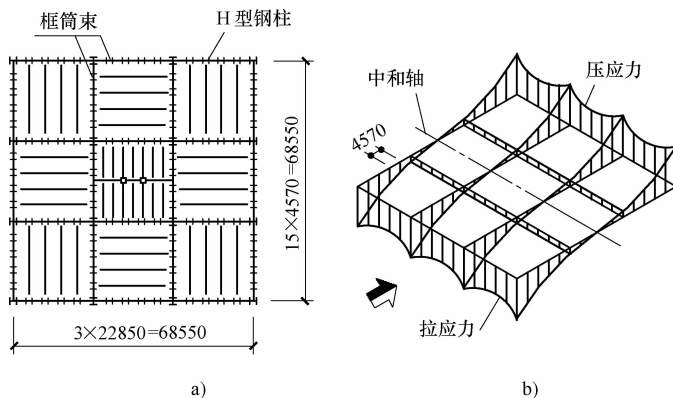


图 4-76 框筒束的结构布置和受力状态

a) 结构平面与柱截面强轴方向 b) 各柱轴向应力分布曲线

(2) 框筒束的内、外翼缘框架和内、外腹板框架中的各柱，其轴压（拉）应力与该柱到中和轴的距离大致成正比，外圈翼缘框架的轴向应力大，内部翼缘框架的应力小，前者约为后者的三倍。

3. 柱的剪力

(1) 与水平荷载方向相垂直的外圈和内部翼缘框架中的各柱，基本上仅承受轴向力，而不承担水平剪力；但柱的强轴顺垂直于所在框架平面方向布置时的情况除外。

(2) 与水平荷载方向平行的外圈和内部腹板框架的各柱，除承受轴力外，还按其层间抗推刚度比例分担水平剪力及由此引起的柱端弯矩。

4. 柱截面方位布置

(1) 当框筒柱采用 H 形截面钢柱时，因其截面特性存在着强轴和弱轴，两个主轴方向的截面惯性矩和受剪、受弯承载力差别较大。

(2) 为提高框筒束中腹板框架的层间抗推刚度和受剪承载力，H 形截面钢柱的腹板，应顺框架所在平面的方向布置（图 4-76a）。

(3) 考虑到风或地震可能沿另一主轴方向作用，翼缘框架和腹板框架的位置将互换，所以，框筒束中的各根钢柱，其 H 形截面的腹板均应顺框架所在平面的方向布置。

4.5.4 框筒束的设计要点

- (1) 框筒束中每个子框筒的边长不应超过 45m。
- (2) 采用框筒束体系的楼房，房屋的高宽比不应小于 4。
- (3) 采用密柱深梁型框架组成的框筒，钢柱沿框架所在平面的中心距不宜大于 4.5m。

(4) 窗裙梁应采用实腹式工形梁，截面高度一般取 0.9 ~ 1.5m。

(5) 框筒柱若采用具有强、弱轴的 H 形、矩形截面钢柱时，应将柱的强轴方向（H 形柱的腹板方向）置于所在框架平面内（图 4-76a）。

(6)、外圈框筒内部的纵、横向腹板框架，部分或全部采用竖向支撑代换时，该支撑应具有同等的抗推刚度和水平承载力。

(7) 框筒束中的某个或某几个子框筒，在楼房某中间楼层中止时，应于各该子框筒顶层的所在楼层，沿框筒束的各榀框架设置一层楼高的钢桁架，形成一道刚性环梁。

(8) 对于大尺寸平面的框筒，利用内部设置的纵、横向“密柱深梁型”腹板框架，将其分隔成若干个“子框筒”，形成框筒束，对于消除框筒的剪力滞后效应，是极其有效的。但是，建筑内部的“密柱框架”有时会妨碍楼面空间的使用。消除剪力滞后的另一途径是：①在楼面中部沿横向设置稀柱框架，与外圈“密柱深梁型”框筒的纵向框架相交；②于横向框架的某一跨间内设置通高的竖向支撑；③每隔若干楼层，沿横向框架设置贯通房屋全宽的一层楼高的刚性桁架，与外圈框筒相连。

4.5.5 工程实例

22 西尔斯塔楼——方形框筒束

1. 建筑概况

美国芝加哥市 1974 年建成的西尔斯塔楼，地下 3 层，地面上 109 层，高 443m。为了把风荷载下的结构侧移和振动加速度控制在允许限值以内，楼房的高宽比不应大于 6.5。为此，楼房底层的平面尺寸定为 68.55m × 68.55m，以此计算得的房屋高宽比约为 6.4。

2. 结构体系

(1) 因为楼房底边尺寸已超出框筒的极限尺寸 45m，所以采用框筒束体系。框筒束是由 9 个子框筒并联所构成，即在外圈大框筒的内部，按井字形，沿纵、横两个方向各设置两榀密柱深梁型腹板框架分隔而成。从而大大改善水平荷载下外框筒翼缘框架的剪力滞后效应。

(2) 每个子框筒的平面尺寸为 22.85m × 22.85m。框筒束各榀腹板框架和翼缘框架的柱距均为 4.57m。框筒束的所有柱子均采用焊接 H 型钢，由于 H 形截面的力学特性存在着强轴与弱轴，为使腹板框架具有最大的抗剪能力并减小翼缘框架的剪力滞后效应，特将各根钢柱的腹板方位布置于所在框架的平面内（图 4-77a）。又为了避免不同方位框架的钢柱所承担的重力荷载出现较大差异，楼盖钢梁的布置方向每隔 6 个楼层交替地转 90°至其垂直方向。

(3) 楼房高度已超过 400m，为了减小风荷载引起的倾覆力矩，减小楼房上部的受风面积效果最为明显。为此，楼房的体形采用台阶式截锥体。按照各楼层使用面积由下往上逐渐减小的要求，到第 51 层时，减去对角线上的两个子框筒；到 67 层时，再减去另一对角线上的两个子框筒；到 91 层时，再减去三个子框筒，仅保留两个子框筒，一直到顶（图 4-77b）。

(4) 为了进一步减小框筒的剪力滞后效应，利用第 35 层、第 66 层、第 99 层三个设备层或避难层（也正是各个在半高处中止的子框筒的顶层），沿 9 个子框筒的各榀框架设置一

层楼高的桁架，形成三道刚性环梁，来提高框筒束抵抗水平荷载倾覆力矩作用下的竖向变形能力。

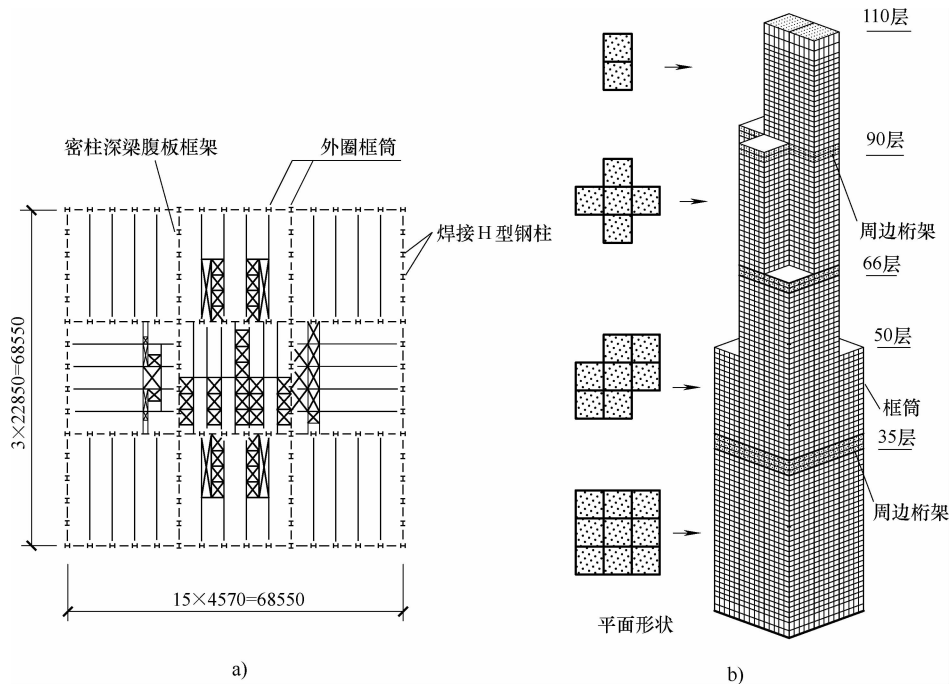


图 4-77 西尔斯塔楼的框筒束体系

a) 1~50 层结构平面 b) 塔楼的总体透视图

3. 构件截面尺寸

(1) 框筒柱采用焊接 H 型钢，其截面尺寸由底层 $1070\text{mm} \times 609\text{mm} \times 102\text{mm}$ （高 \times 宽 \times 翼缘厚），分级变化到顶层的 $1070\text{mm} \times 305\text{mm} \times 19\text{mm}$ （高 \times 宽 \times 翼缘厚）。

(2) 框筒窗裙梁采用焊接工字钢，其截面尺寸由底层的 $990\text{mm} \times 406\text{mm} \times 70\text{mm}$ （腹板高 \times 翼缘宽 \times 翼缘厚），分级变化到顶层的 $990\text{mm} \times 254\text{mm} \times 25\text{mm}$ （腹板高 \times 翼缘宽 \times 翼缘厚）。

(3) 各层楼盖的钢梁均采用芬克式桁架（图 4-78），跨度为 22.85m ，间距为 4.57m ，桁架梁的截面高度为 1020mm ，其斜腹板之间扣除防火保护层之后，可穿越直径达 510mm 的空调管道。钢梁上搁置肋高 76mm 的压型钢板，上面浇筑 63mm 厚的轻质混凝土，楼板总厚度为 140mm 。

4. 用钢量

西尔斯塔楼的结构总用钢量为 $7.6 \times 10^4\text{t}$ ，单位建筑面积的平均用钢量为 $161\text{kg}/\text{m}^2$ 。

5. 计算结果

(1) 结构分析结果，西尔斯塔楼的基本自振周期为 7.8s 。与纽约世界贸易中心大楼（高 417m 、框筒柱距 1.02m ）相比较，西尔斯塔楼在用钢量减小 14% 的情况下，基本自振周期还缩短 22% ，足以说明，框筒束体系的抗推刚度比框筒体系更强。

(2) 在基本风速为 $34\text{m}/\text{s}$ 的风荷载作用下，结构顶点侧移角为 $1/550$ ，最大层间侧移为

7.6mm。框筒束各榀腹板框架柱、翼缘框架柱的轴力分布曲线，示于图 4-76b。可以看出，曲线形状比较平缓，接近于直线，表明框筒束的剪力滞后效应很弱。也就是说，框筒束是一种高效的抗侧力立体构件，空间工作性能很强。

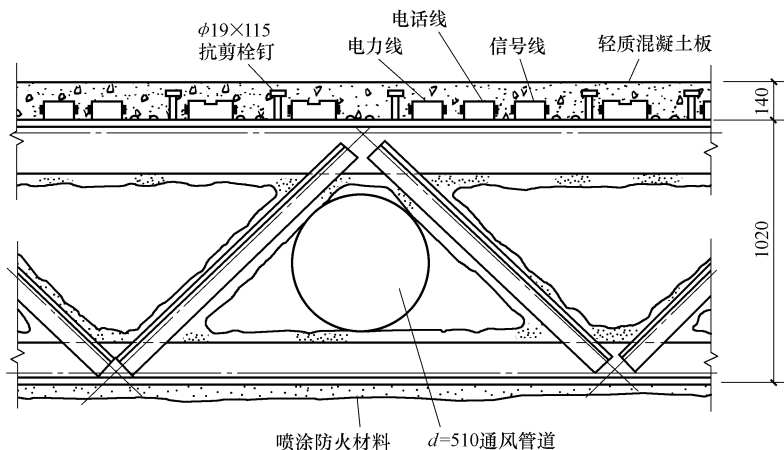


图 4-78 跨度为 22.85m 的桁架式楼面梁

23 艾伦大厦——长矩形框筒束

1. 建筑概况

美国休斯敦市于 1984 年建成的艾伦中心 4 号大厦 (Four Allen Center)，地下两层，地面以上 51 层，另有出屋面的屋顶间一层，总高度为 212m，典型楼层的层高为 3.96m。建筑平面采用两端为半圆弧的长矩形平面，长 79.2m，宽 33.5m。房屋的高宽比为 6.3。大厦典型层的结构平面如图 4-79a 所示。

2. 结构体系

(1) 大楼的高宽比已超过 6.0，要求采用强有力的抗侧力体系，以控制风荷载下的结构侧移和振动加速度不超过限值，决定采用高效的抗侧力立体构件——框筒，作为大楼的结构体系。

(2) 建筑周边的钢框筒，采用密柱深梁型框架，柱距为 4.57m。

(3) 由于建筑平面狭长，长边达到 79m，远远超出单一框筒的有效长度 45m，需要采取结构措施，以消除风荷载下框筒长边的严重剪力滞后效应。

(4) 为了不妨碍建筑内部空间的使用，在长边的中点和四分点处，各布置一道横向支撑框架，将大框筒分隔成并列的 4 个子框筒。为了提高横向支撑框架的抗推刚度和竖向抗弯刚度，各楼层采用了高截面的框架梁，与大截面的框架柱一并形成刚度较大的多层空腹桁架。此外，再于横向框架的中间跨度布置一系列竖向支撑（图 4-79b）。竖向支撑左右两侧的多层空腹桁架（即无斜杆桁架）的中间立柱，在底层截断，不到底，所以该立柱仅作为空腹桁架的竖腹杆，不承担各楼层的竖向荷载。

(5) 横向支撑框架第二列柱在各楼层半高处的接头，设计成仅承受水平剪力而不承受轴力，因此，这些钢柱不需要一直做到基础，可以在底层中断（图 4-79b）。

3. 结构钢材及构件尺寸

大楼主体结构所采用钢材的牌号为 A36，屈服强度为 $250\text{N}/\text{mm}^2$ 。

三榀横向支撑框架的外柱采用方形焊接钢柱；其他钢柱均采用热轧 H 型钢，底层柱的截面尺寸为 $915\text{mm} \times 280\text{mm}$ ；各层楼盖的钢梁均采用焊接工字钢，其截面高度为 610mm 和 915mm 。

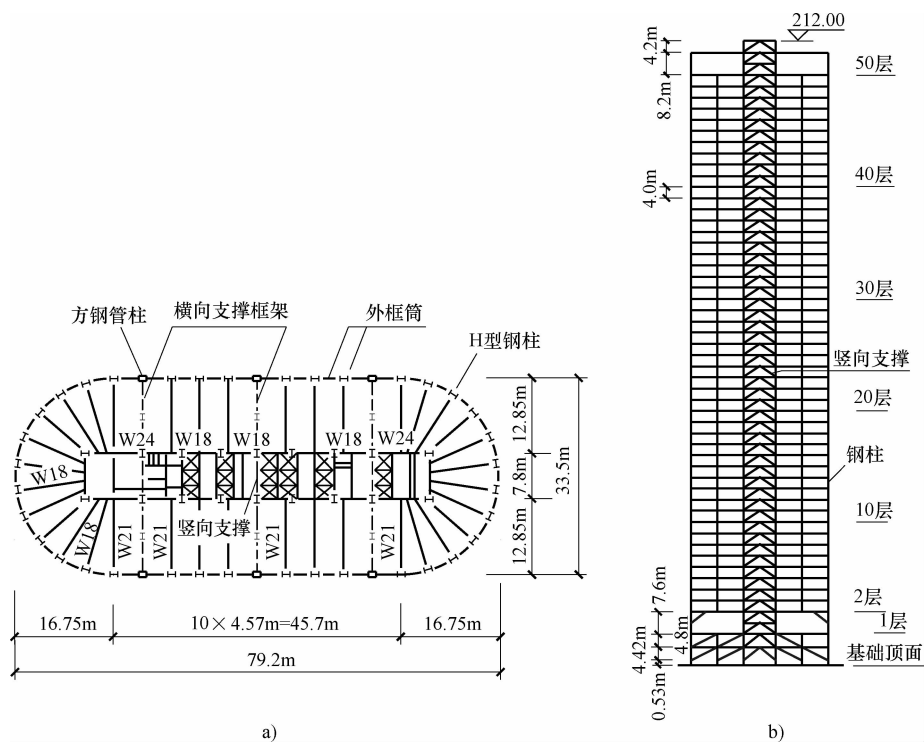


图 4-79 休斯敦市 51 层艾伦中心 4 号大厦

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

4. 计算结果

结构的基本自振周期为 4.03s 。设计基本风速取 $41\text{m}/\text{s}$ ，结构顶点的最大水平位移小于 $H/400$ 。

24 新宿 I-LAND 塔楼——长矩形框筒束

1. 建筑概况

日本东京都新宿区于 1995 年建成的新宿 I-LAND 塔楼，是一幢高层办公楼，地下 4 层，地上 44 层，高度为 190m 。建筑平面形状为带小切角的长方形，长 92m ，宽 39.2m 。整个楼面划分为一个公用服务区和三个独立的办公区：一个位于楼面中段北区，另两个分别位于楼面的东端和西端。

2. 结构体系

(1) 建筑楼面的每个分区，均围以中心距为 3.2m 或 3.6m 的密排钢柱与各层楼盖处钢梁构成的框筒，使整座大楼结构成为由多个子框筒并列形成的框筒束体系。每个分区的内部

楼面不再设置承重柱, 采用宽翼缘工字形钢梁直接跨过 18m 或 19.2m 的空间。图 4-80 为大楼的典型层结构平面和结构剖面。

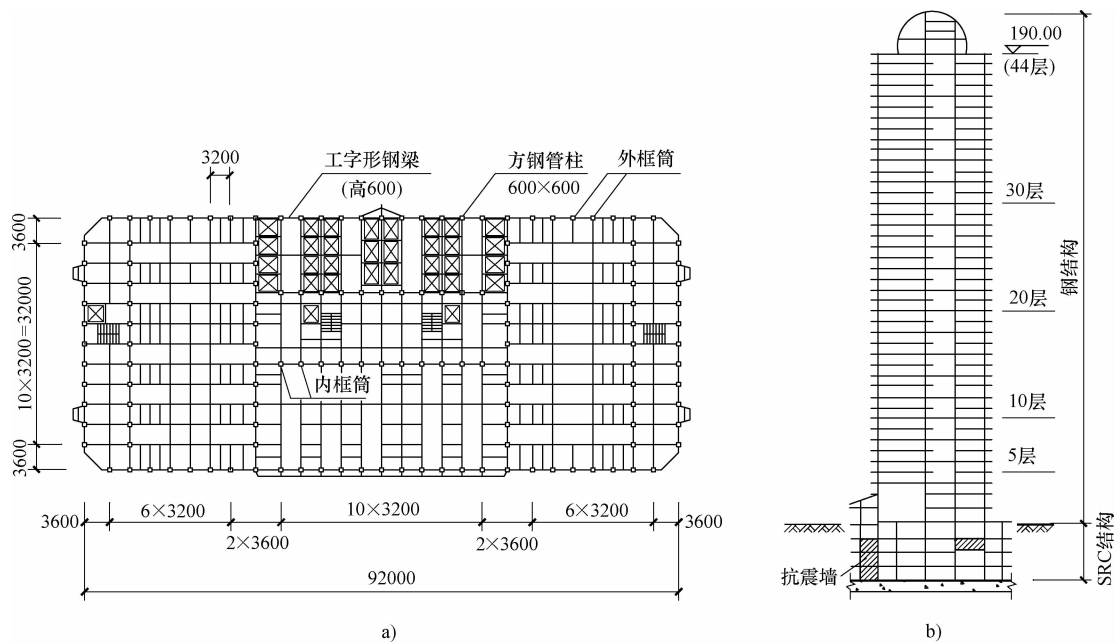


图 4-80 日本东京都新宿 I-LAND 塔楼
a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

(2) 框筒的钢柱采用焊接方形钢管, 截面尺寸基本上为 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$, 框筒连梁采用 H-600 焊接钢梁。各层楼盖, 均采用以压型钢板为底模的轻混凝土组合楼板, 办公区楼面的大跨度梁采用 H-800 焊接钢梁。

(3) 框筒的梁-柱节点, 采用栓焊混合连接, 钢梁上、下翼缘采取坡口全熔透焊缝与钢柱连接, 钢梁腹板采取双排高强度螺栓与焊在柱面上的竖板连接, 钢梁上翼缘的上表面焊接两排栓钉, 以加强与混凝土板的连接 (图 4-81)。

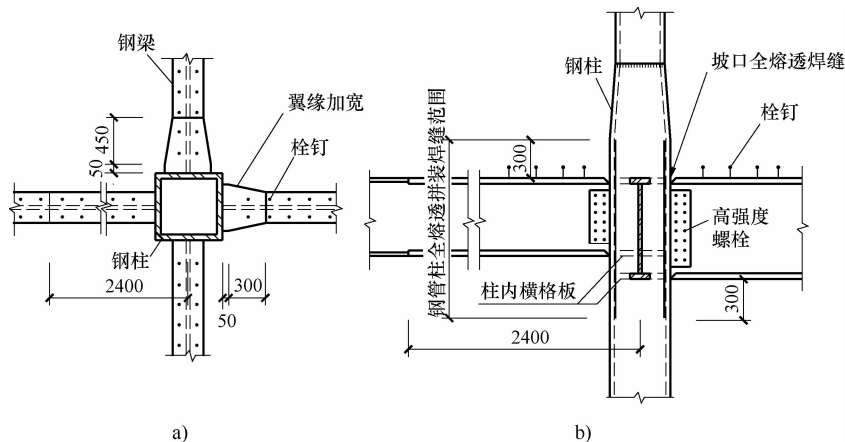


图 4-81 钢框架的梁-柱节点
a) 节点平面 b) 节点立面

(4) 大楼采用天然地基, 以埋深 -27m 的砾石层作为持力层。地基的长期容许承载力为 1000kPa ; 而结构的最大压力为 540kPa , 地震时最大压力为 600kPa 。

3. 抗震分析

(1) 大楼的横向基本周期为 4.75s , 纵向基本周期为 4.56s , 表明框筒束结构体系的纵、横向抗推刚度大致相等。

(2) 利用以往实测并调整成峰值速度为 25cm/s 的 5 条地震波记录, 作为输入波分别进行结构动力分析, 最后确定各楼层的设计地震作用, 使其能覆盖各条波的反应值。

(3) 计算结果表明, 沿塔楼的纵向和横向, 都是 TAFT-EW 波的结构反应值为最大, 结构底面的设计剪力系数为 0.053 。此时, 结构所有构件的应力均小于容许应力; 各楼层的层间侧移也都小于 $1/200$ 。

(4) 输入地震波的峰值速度提高到 50cm/s , 再对结构进行弹性动力分析, 结构的最大层间侧移, 沿房屋横向是 $1/165$, 纵向是 $1/136$, 均小于设计限值 $1/100$ 。

(5) 为了查明楼顶直升飞机停机坪和第 44 层游泳池等偏心荷载对结构的不利影响, 进行了结构弹性扭转振动分析, 计算结果表明结构是安全的。

4. 抗风计算

(1) 结构的风荷载动力分析, 采用基于概率统计的弹性分析振型叠加法, 脉动风压的功率谱采用日野谱, 基本风速取 35m/s 。风压系数取 1.4 。取用前 5 阶振型, 阻尼系数假定为内部粘滞阻尼, 对应基频时的取值为 1% 。

(2) 重现期 100 年的结构风振反应分析结果表明, 层剪力和倾覆力矩均小于日本《建筑基本法》规定的设计风荷载效应。

(3) 根据重现期 5 年、10 年的结构风振反应分析结果, 大楼的风振加速度不致引起大楼使用者的不适感。

(4) 大楼的横风向振动反应, 以加拿大标准为基础, 设定风的空间相关性, 验算大风时结构扭转振动的安全性。计算结果表明, 设计风速作用下, 不会发生因气流旋涡脱落引起的结构共振或不稳定振动现象。

25 联合银行大楼——异形框筒束

1. 建筑概况

美国休斯敦市于 1983 年建成的联合银行大楼, 地面以下 4 层; 地面以上 71 层, 高 296m , 典型楼层的层高为 4m 。建筑平面采用两个 $1/4$ 圆面积反对称错位拼合而成的复杂平面 (图 4-82a)。

2. 结构体系

(1) 主体结构采用全钢结构框筒束体系, 由两个 $1/4$ 圆形框筒反对称组合而成, 外框筒的柱距为 4.6m ; 楼面核心部位的承重框架的柱网为 $6.1\text{m} \times 9.15\text{m}$; 另在每个 $1/4$ 圆平面的核心部位, 沿房屋横向各设置一列竖向支撑; 再每隔若干楼层, 由竖向支撑向两边各伸出一榀一层楼高的伸臂桁架, 形成一道刚臂, 与外圈框筒柱相连; 并于同一楼层, 沿外圈框筒设置一层楼高的周圈桁架, 形成刚性环梁 (图 4-82a)。

(2) 竖向支撑、刚臂和外圈桁架的设置, 以及与外圈框筒的刚性连接, 对于减小外圈

框筒的剪力滞后效应,使框筒各柱均能充分参与结构整体抗弯,有效地抵抗水平荷载引起的倾覆力矩,起着十分重要的作用。

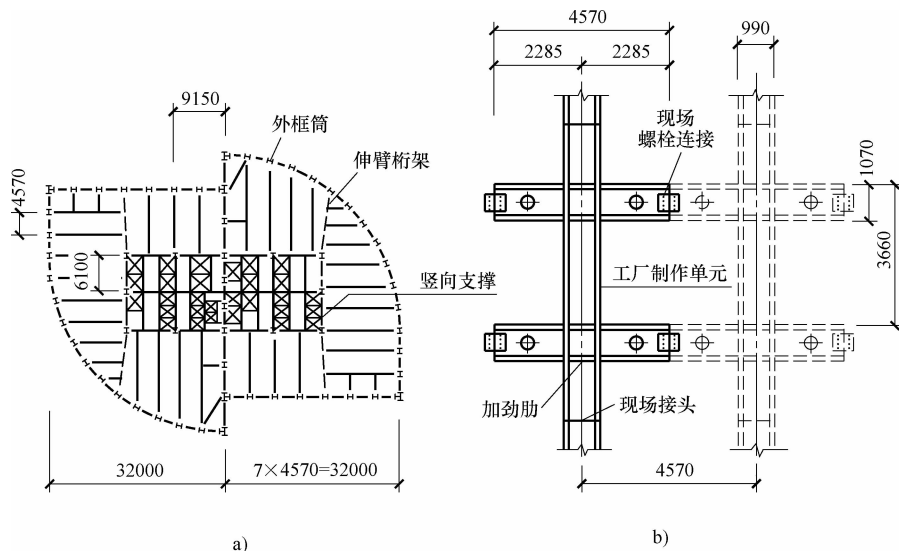


图 4-82 休斯敦市 75 层联合银行大楼
a) 典型层结构平面 b) 框筒的吊装件

(3) 所有柱子均采用 H 型钢, 外框筒的钢柱最大截面尺寸为 $1016\text{mm} \times 610\text{mm}$; 楼面内部钢柱的截面尺寸为 $610\text{mm} \times 610\text{mm}$ 。楼盖钢梁的最大跨度为 15.2m , 间距为 4.57m , 钢梁采用焊接工字钢, 截面高度为 530mm 。

(4) 各层楼板采用肋高 76mm 的压型钢板上浇筑 83mm 厚轻质混凝土面板。

(5) 主要构件所用钢材的屈服强度为 $350\text{N}/\text{mm}^2$ (50ksi), 次要构件所用钢材的屈服强度为 $250\text{N}/\text{mm}^2$ (36ksi)。

3. 用钢量

整幢大楼单位建筑面积的平均用钢量为 $128\text{kg}/\text{m}^2$ 。

4. 吊装件

确定大楼结构施工方案时,为减少框筒的工地焊接工作量,预先将一根两层楼高的钢柱和两根窗裙梁(左右各半跨),在工厂里焊接成一根“树形柱”的吊装件(图 4-82b)。

制作吊装件时,有意将梁的拼接点设置在弯矩最小的梁跨中点,同时也简化了拼装连接,加快了框筒的安装进度。

4.6 大型立体支撑体系

4.6.1 结构体系的组成

(1) 大型立体支撑体系又称支撑筒体系 (Braced Tube Structural System)。它是由沿建筑外圈设置的大型立体支撑、支撑节间内次框架(或钢吊杆)及建筑内部设置的一般钢框架

(或楼面次级空间支撑) 所组成的结构体系 (图 4-83)。

(2) 建筑外圈的大型立体支撑, 是沿建筑周边每个立面设置横跨整个建筑面宽的竖向大型单列支撑, 相邻立面的支撑斜杆和水平腹杆与角柱的轴线相交于同一点, 使建筑外圈各立面的竖向支撑相互连接, 构成一个大型立体支撑, 从而形成一个支撑筒体。

(3) 大型立体支撑的每一片竖向支撑, 可以是 X 形支撑 (图 4-83a), 也可以是人字形支撑 (图 4-83b)。

(4) 大型立体支撑的每一个节间区段内, 设置“次框架”(或钢吊杆), 以承担该区段内若干楼层的重力荷载, 并将它传递至大型支撑的水平杆件。

(5) 楼房内部通常设置次一级的空间支撑, 用以承担各楼层内部的重力荷载, 内部空间支撑的杆件布置, 应能将楼面重力荷载以最短路线直接传递至建筑外圈大型立体支撑角部的立柱, 增加角柱的竖向压力, 以增强支撑筒抵抗水平荷载倾覆力矩的能力。某些情况, 也有在楼面内部设置一般钢框架来承担各楼层内部的重力荷载, 不过此种做法, 减小了支撑筒角柱的竖向压力, 降低了支撑筒抵抗倾覆力矩的能力, 此外还应考虑角柱可能受拉时的构造要求。

(6) 大型支撑的水平杆既要承担支撑斜杆传来的巨大拉力或压力, 还要承担下面几层钢吊杆或上面几层“次框架”传来的楼面局部重力荷载, 一般宜采用桁架式杆件 (图 4-83b)。

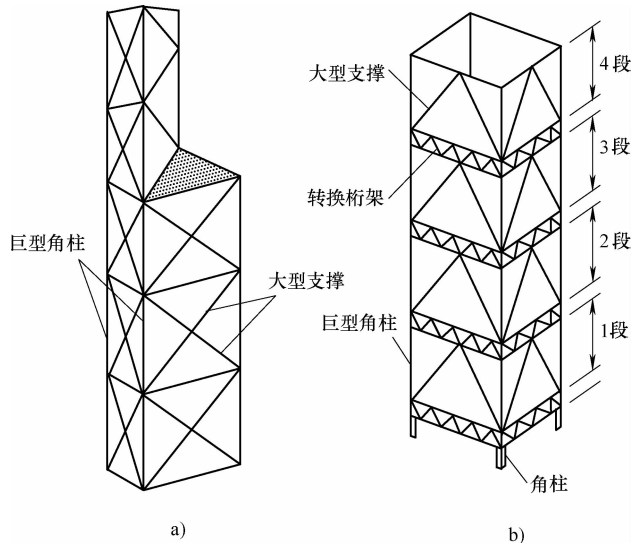


图 4-83 “大型立体支撑” 结构体系概貌

a) X 型支撑 b) 人字形支撑

4.6.2 结构的受力状态

(1) 作用于整座楼房的水平荷载, 全部由建筑周边的大型立体支撑 (支撑筒) 承担, 水平剪力由平行于荷载方向的竖向支撑斜杆承担, 倾覆力矩则是由大型立体支撑的各个角柱承担。

(2) 重力荷载由建筑内部的一般框架柱和建筑周边大型立体支撑的立柱共同承担, 并按各立柱的荷载从属面积比例分配。

(3) 楼房内部若每隔若干楼层设置次一级空间支撑, 则空间支撑仅分段承担各楼层的楼面重力荷载, 不参与承担水平荷载产生的水平剪力和倾覆力矩。

4.6.3 构件的受力特点

1. 角柱最有效

(1) 理论分析和实践经验证明: 加大高楼结构抵抗倾覆力矩的力臂, 是提高结构体系

抗推能力（水平荷载承载力）的最直接和最有效的措施。

(2) 为了高效地抵抗任何方向水平荷载引起的倾覆力矩，高楼结构体系中的竖构件，已由楼面中心部位向楼面周边转移，而且进一步向楼面四角集中，在角部形成巨柱。

2. 斜杆轴力传递楼层剪力

(1) 在框架体系和框筒体系中，楼层水平剪力是依靠柱的剪弯刚度和剪弯承载力向下层传递；而大型立体支撑则是将楼层水平剪力转换成斜杆轴力，向下层传递。

(2) 杆件的轴向变形刚度远大于杆件的剪弯变形刚度，同等水平剪力引起的层间侧移角，轴力杆系远小于剪弯杆系。在满足同一量级侧移限值的条件下，轴力杆系的杆件截面面积远小于剪弯杆系。

3. 消除剪力滞后效应

(1) 钢框筒在抵抗水平荷载倾覆力矩时，窗裙梁在竖向剪力作用下产生竖向变形，引起剪力滞后效应，降低了框筒作为立体构件所发挥的空间作用。

(2) 大型支撑筒在水平荷载作用下，利用斜杆轴力的竖向分力，来平衡倾覆力矩引起的竖向剪力，从根本上杜绝了框架筒体的剪力滞后效应，其立体构件的空间工作特性得以充分发挥。

4. 最大的抗倾覆力臂

(1) 钢框筒有着多根立柱，各立柱到中和轴的距离大小不等，在水平荷载作用下，其抗倾覆力矩的等效力偶臂约等于力矩方向楼房边长的0.75倍。

(2) 大型支撑筒的每一面支撑都只有两根立柱（即角柱），其抗倾覆力矩的力偶臂，等于支撑所在面的楼房边长，达到最大值，因而最高效。

5. 吊杆取代受压柱

(1) 采用次框架的钢柱承托各层楼盖时，因为柱的长细比值较大，受压时常因侧向失稳而不能充分发挥钢材的抗压强度。一般情况下，受压钢柱所能承担的最大轴力，一般不大于其屈服承载力的60%。

(2) 采用钢吊杆取代受压钢柱，因为不再出现侧向失稳，材料抗拉强度得以充分利用，从而可节约钢材40%以上。

4.6.4 并联大型立体支撑体系

(1) 对于层数很多、平面尺寸很大的高楼，以及建筑平面形状比较复杂的高楼，可采用并联大型立体支撑体系，或称“支撑筒束”。

(2) 支撑筒束是由两个以上的支撑筒并联而成。图4-84表示由三个方形支撑筒并联而成的平面为L形的支撑筒束。

(3) 支撑筒束中的每一个“子支撑筒”的平面，可以是三角形、方形、矩形、六边形等形状。

(4) 根据建筑使用面积、功能、体形或外观的要求，每一个“子支撑筒”均可在任意高度处中止，而不影响

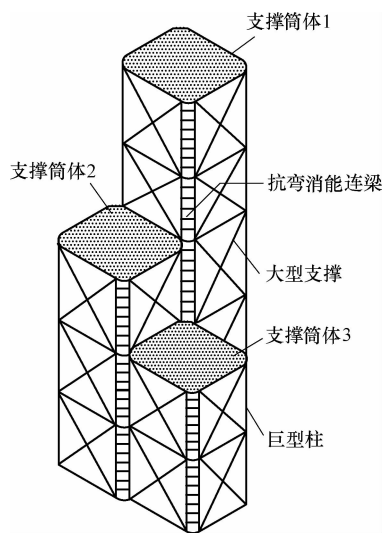


图4-84 L形建筑平面支撑筒束结构体系概貌

整个结构体系的完整性。

(5) 水平荷载所引起的水平剪力和倾覆力矩,全部由支撑筒束中各个子支撑筒的周边大型支撑承担。

(6) 各个子支撑筒的楼面内部空间支撑或区段次框架,仅承担所辖各楼层的楼面重力荷载,不参与承担楼房水平荷载产生的水平剪力和倾覆力矩。

4.6.5 大型立体支撑设计要点

(1) 大型立体支撑是由顺建筑周边设置的多片大型支撑所围成的抗侧力立体构件,每片大型支撑横跨所在建筑立面的全宽。

(2) 为使大型立体支撑实现最佳力学性能和经济效果,每片大型支撑各根斜腹杆的倾角宜为 45° 左右,同时应使每片大型支撑的全宽控制在50m以内。

(3) 角柱是大型立体支撑的主要竖向受力构件,为使角柱具有足够的压力来平衡水平荷载倾覆力矩对角柱产生的巨大拉力,宜在楼房内部空间每隔若干个楼层设置次一级空间支撑,逐段将各层楼面重力荷载的绝大部分集中并直接传递到立体支撑的各根角柱,从而充分增强大型立体支撑抵抗倾覆力矩的能力。

(4) 大型支撑的交叉斜腹杆应按拉、压杆同时受力的原则进行设计。

(5) 对于抗震设防建筑,为了防止支撑斜杆受压时屈曲,以及在往复水平地震作用下的刚度退化和强度弱化,支撑斜杆顺平面内和平面外的长细比值均应控制在40以下。

(6) 水平荷载作用下,大型立体支撑的角柱将因巨大倾覆力矩而承受很大的压力或拉力,基础设计时应采取对应措施以平衡角柱的向上拉力。

(7) 层数很多的高楼钢结构,各根钢柱因承受很大重力荷载而产生较大的竖向弹性压缩。为了防止大型支撑斜杆受到牵连而参与承担额外的重力荷载,支撑斜杆应根据所在楼层各根钢柱的标志长度减去受压缩短值后的实际长度下料,并在大楼封顶后进行支撑斜杆各个节点高强度螺栓连接的最终固定。

4.6.6 全钢结构大型立体支撑体系工程实例

26 联邦银行大厦

1. 建筑概况

(1) 美国洛杉矶1989年建成的联邦银行大厦(U. S. Bank Tower),地面以上77层,高338m。建筑平面采用四边为圆弧形的矩形平面,楼房上段采取周边多次收进的阶梯形截锥体(图4-85)。

(2) 大厦建筑场地位于美国UBC第4地震区,设计地震动加速度为 $0.4g$ 。它相当于我国地震烈度表中所划定的9度区。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构采用由大型立体支撑所形成的支撑筒体系,平面为矩形的大型立体支撑布置在靠近建筑平面的周边处,建筑平面外圈的弧形周边采用延性抗弯框架,楼面内部设置一般钢框架。

(2) 大型立体支撑采用横贯房屋全宽的X形支撑,节间高度为14个楼层,立体支撑的

角部设置三根立柱，角柱为方形焊接钢管，其余两根钢柱为焊接 H 形截面。为提高支撑斜杆的受压稳定性，在支撑每个节间高度范围内，增设两根水平弦杆。大型立体支撑的概貌如图 4-85b 所示。

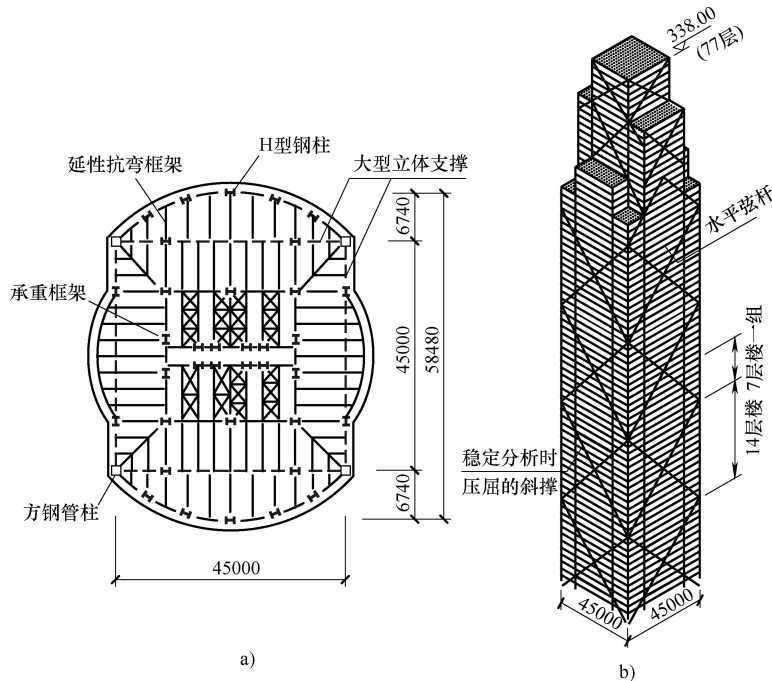


图 4-85 联邦银行大厦的大型立体支撑
a) 结构平面 b) 大型立体支撑概貌

3. 抗震分析

(1) 结构设计考虑了圣安德列斯断裂 (San Andreas Fault) 最大可信地震 (100 年重现周期) 产生的地面运动, 假设结构的阻尼比为 5%, 对结构进行数值法抗震分析。

(2) 为了防止支撑斜杆压屈造成灾难性连续破坏, 分别考虑了两种可能的破坏模式: ①假设压屈的斜杆仅失去轴向承载力; ②压屈斜杆的下端连接失效。通过验算剩余的有效构件, 保证结构的安全。

(3) 调整周边框架与支撑的刚度, 让初始屈服出现在周边延性抗弯框架, 并先于支撑斜杆压屈。为了掌握屈服后的性能, 对结构在单调增量荷载作用下进行了简化的非线性分析。

27 花旗银行大厦

1. 建筑概况

美国纽约市花旗银行大厦 (City Corp Center) 为方形棱柱体, 建筑平面尺寸为 46m × 46m, 其典型层结构平面如图 4-86 所示。楼面采用核心式布置, 服务性核心区的平面尺寸为 20m × 20m。

2. 结构体系

(1) 主体结构采用大型立体支撑体系。沿建筑周边 4 个立面分别设置大型倒人字形（倒三角形）支撑，并在转角相交，形成大型立体支撑，承担着整座大厦的一半重力荷载和全部风荷载。楼面内部设置仅承担楼层重力荷载的一般钢框架。大厦大型立体支撑的立面和概貌如图 4-87 所示。

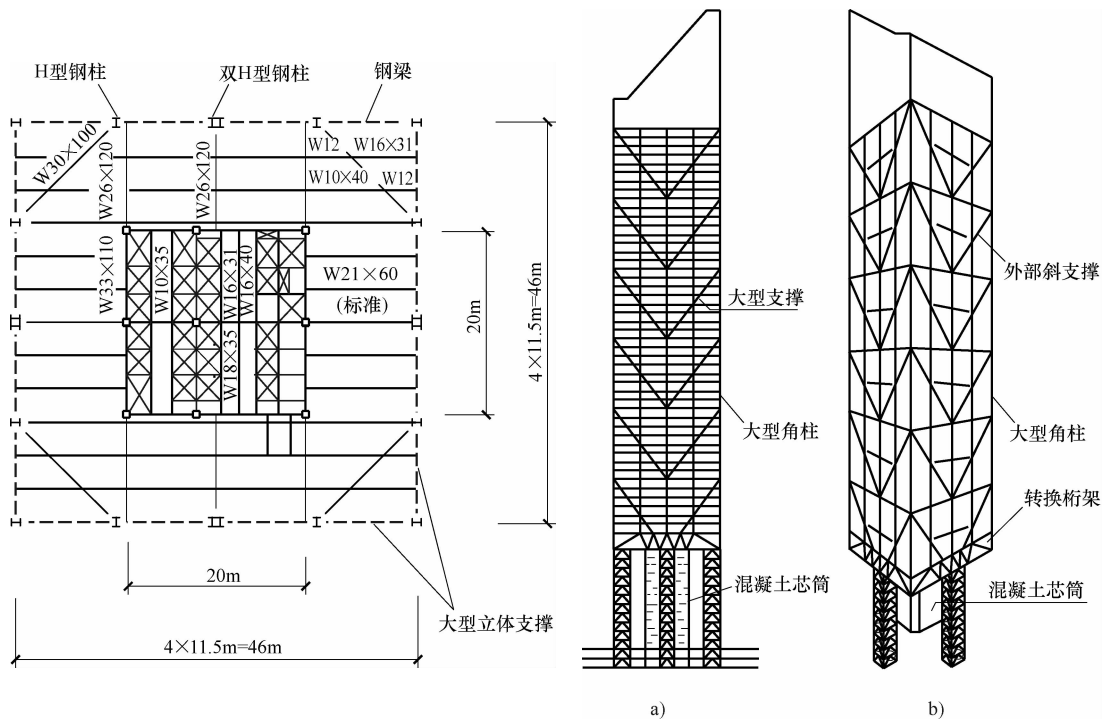


图 4-86 花旗银行大厦典型层结构平面

图 4-87 花旗银行大厦的大型立体支撑

a) 结构立面 b) 结构全貌

(2) 由于建筑使用空间的要求，大型立体支撑在建筑下部中止，它所承担的水平剪力，通过转换层楼盖传递到在该楼层补设的芯筒上。大型支撑所承担的重力荷载及倾覆力矩引起的轴力，通过转换层周边桁架传递到结构底部的 4 根巨大立柱上。

28 上海 21 世纪大厦

1. 建筑概况

(1) 上海市在建的 21 世纪大厦，建筑平面为带有一个小切角的正方形（图 4-88），地上 50 层，总建筑面积为 10 万 m^2 。其外轮廓是一座带有多个 9 层楼高楔状空中花园的锯齿形方塔。

(2) 楔状空中花园（Winter garden）是利用沿楼房全高去掉一根角柱所形成。在房屋东北角，由顶层开始，分段切去 4 个三角形锥体，形成 4 个空中花园；在房屋西南角，在楼房顶部和接近底部各切去一个三角形锥体，形成上、下两个空中花园。整个大楼的外貌恰似一座五层重檐的方塔。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构采用大型立体偏交支撑所形成的支撑筒体系。建筑外圈的大型立体支撑由四个面的4片倒八字形支撑所组成，沿竖向每片支撑分为5个节间，每个节间的高度为9个楼层。倒八字形支撑斜杆的中央节点处，为一增强型单跨刚接框架，从而构成一个大型偏交支撑外筒。图4-89a和b分别为大型立体支撑的北立面和西立面。

(2) 当建筑遭遇强烈地震时，支撑中央的单跨刚接框架的各层横梁，将发挥偏交支撑（偏心支撑）消能梁段的作用，利用它的竖向剪切、弯曲塑性变形，来消耗输入建筑的地震能量，达到减轻结构地震反应的目的。

(3) 在大型立体支撑各个节间区段内设置次框架，以承担该区段内各楼层的楼面重力荷载和局部风荷载。

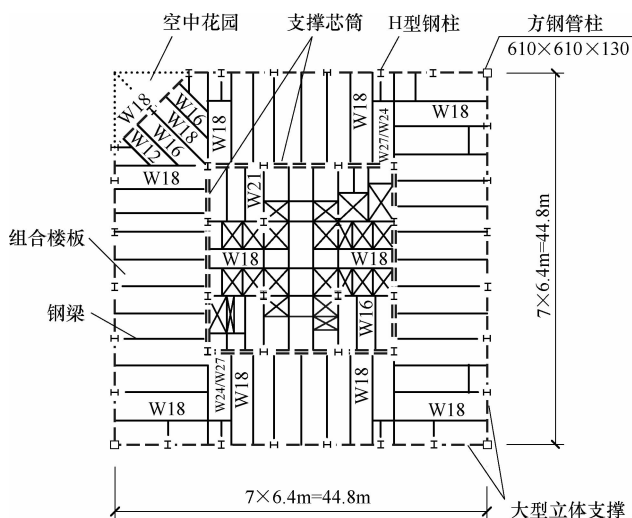


图4-88 上海21世纪大厦典型层结构平面

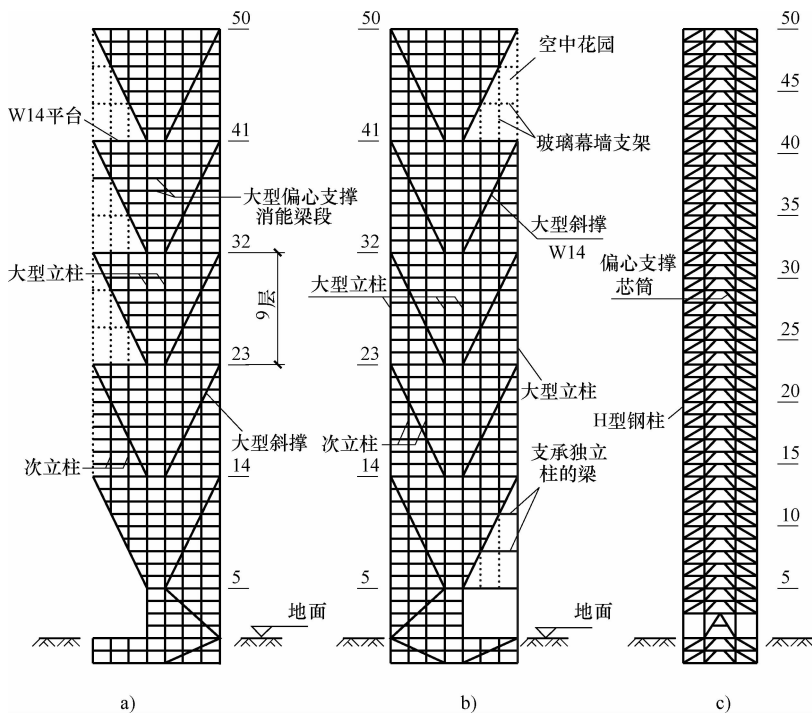


图4-89 上海21世纪大厦大型立体支撑体系

a) 北立面 b) 西立面 c) 芯筒偏交支撑

(4) 大型支撑的斜杆也起着斜柱的作用，支承着它上面次框架立柱所承担的竖向荷载。

(5) 为了进一步增强大厦结构的水平承载力，在楼面中央服务性核心区周围设置一个支撑芯筒。由于建筑空间的使用要求，支撑芯筒每一片竖向支撑的中间跨，从底层到顶层均采用八字形偏交支撑（图 4-89c）。支撑芯筒向下一直延伸到基础。

(6) 确定主、次结构和楼盖结构的构件布置时，一个重要原则，是使重力荷载尽可能多地传递至大型立体支撑的角柱，以平衡倾覆力矩在角柱中引起的拉力。

(7) 大厦外圈大型立体支撑体系的概貌示于图 4-90。

3. 抗风计算

(1) 设计风速为 185km/h，设计风压为 6.5kPa。

(2) 大厦的前 3 个自振周期（纵向、横向和扭转）分别为 4.9s、4.6s 和 2.1s。

(3) 大型立体支撑体系将抗侧力构件布置在建筑的外圈，充分利用房屋的全宽，为抵抗水平荷载倾覆力矩提供最大的抗力偶力臂。

(4) 图 4-91 为大厦在水平荷载作用下，大型立体支撑下部三个结构单元主要立柱和支撑斜杆的受力状态。图中，指向节点的箭头表示受压；离开节点的箭头表示受拉。

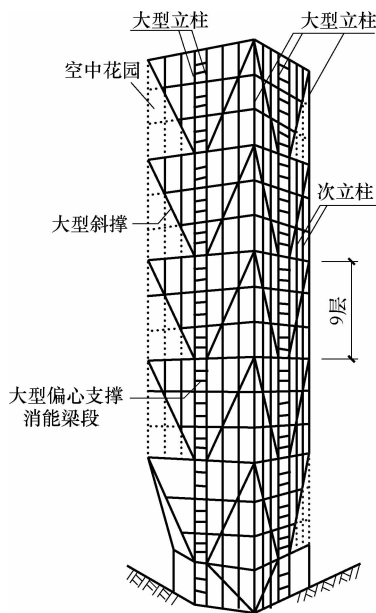


图 4-90 21 世纪大厦的大型立体支撑概貌

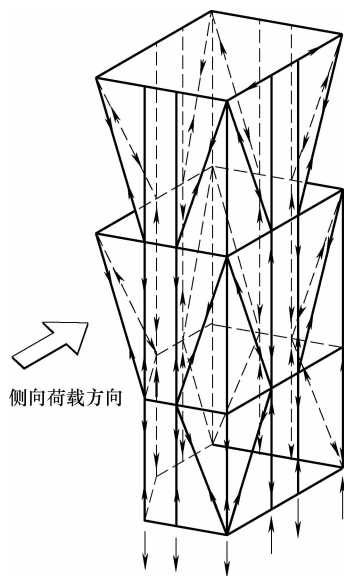


图 4-91 21 世纪大厦的大型立体支撑的杆件受力状态

4. 构件截面及用钢量

大型支撑立柱采用焊接方形钢管，截面尺寸为 520~610mm，钢板最大厚度为 130mm。支撑斜杆采用 W14 重型型钢制作，每三个楼层的构件在现场拼接一次，然后与方形钢管立柱相连接。整座大厦单位建筑面积的平均用钢量为 142kg/m²。

5. 地下结构

地下室，采用三层楼高的箱形结构，外墙厚 0.5m，底板厚 1.5m。桩基采用长 40m、直径为 600mm 的压入式钢管桩。

29 亚洲企业中心大厦

1. 建筑概况

高雄市拟建的亚洲企业中心，主楼，地下7层，地上103层，总高度约430m。主楼的建筑平面接近正方形，边长约54m。主楼的高宽比值为7.7。

2. 结构体系

大厦的抗侧力构件属大型立体支撑体系，由以下几部分组成：①核心区四个圆形钢管角柱与四片跨层式竖向支撑组成的全高的支撑芯筒；②大厦底段，楼层平面角部的4个支撑角筒，是由每4个圆形钢柱与4片竖向支撑所组成；③大厦中段，楼层平面的4个角柱与4片大型竖向支撑组成外圈的大型支撑筒体。

大厦主楼的典型层结构平面和结构剖面见图4-92。

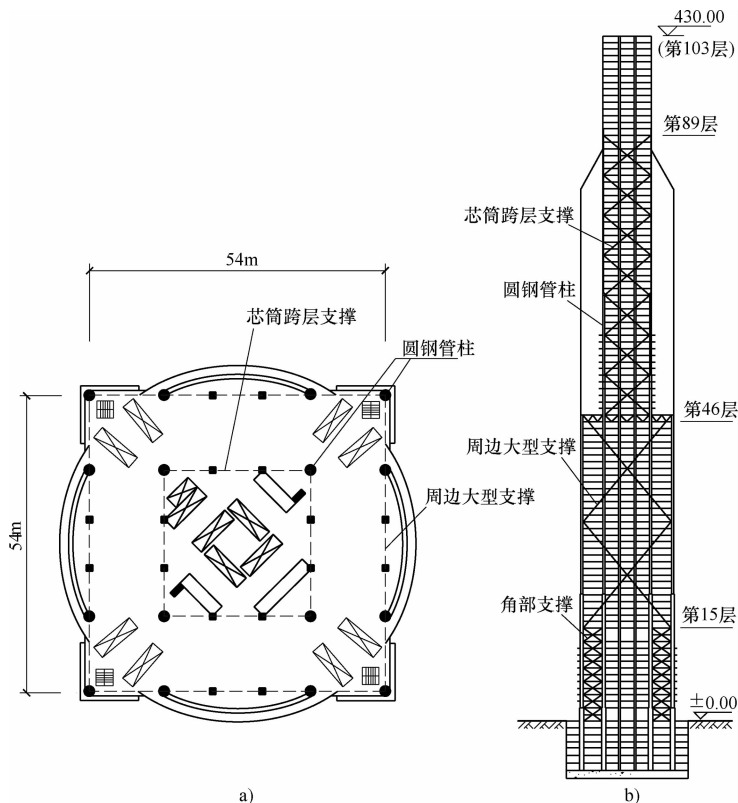


图4-92 亚洲企业中心大厦的大型立体支撑体系

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

30 旧金山铝业公司总部大厦

1. 建筑概况

建于1986年的旧金山美国铝业公司总部大厦，地下3层，地面以上27层，建筑高度为116m，典型楼层的层高为3.96m。大厦的外观如图4-93所示。大厦的建筑平面为矩形，平面尺寸为62.3m×31.15m（图4-94a）。

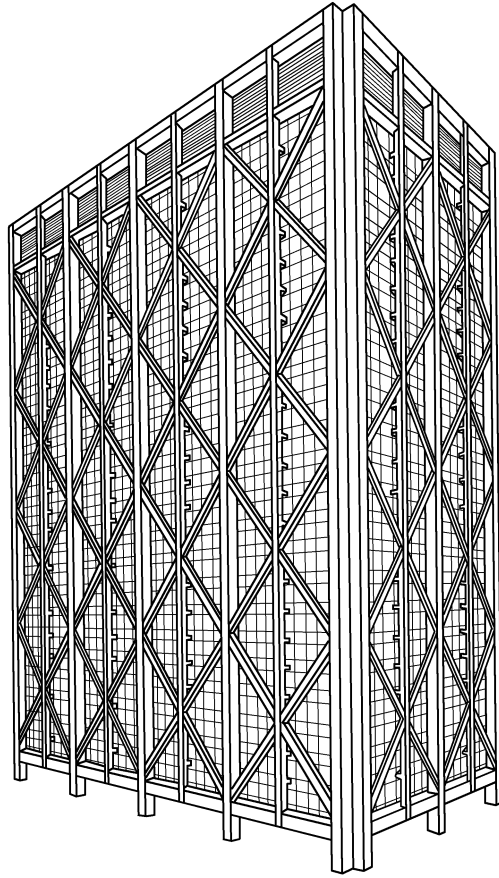


图 4-93 旧金山铝业公司总部大厦的斜向网格支撑筒外观

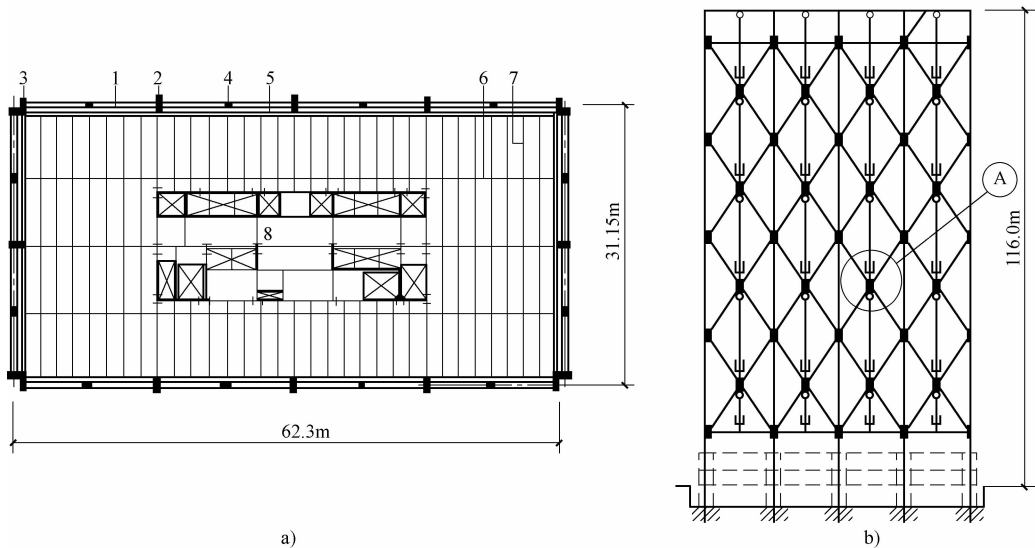


图 4-94 旧金山铝业公司总部大厦的结构平面和立面

a) 典型楼层结构平面 b) 斜向网格大型支撑的立面

1—斜杆 2—外柱 3—角柱 4—吊杆 5—边梁 6—主梁 7—次梁 8—内筒柱

2. 结构体系

(1) 大厦采用全钢结构斜向网格大型立体支撑体系。建筑外圈为斜向网格大型立体支撑构成的支撑筒；建筑内部采用由钢梁与钢柱刚性连接形成的框架。大厦的典型楼层结构平面如图 4-94a 所示；大厦外圈的网格形大型支撑的典型区段如图 4-94b 所示。

(2) 大厦位于地震区，地震作用远大于风荷载。钢结构大型立体支撑承担大厦的全部地震作用和风荷载。按照当地建筑设计规范的规定，建筑内部钢框架额外承担 25% 的地震剪力。

(3) 网格形支撑外筒是由 12 根钢柱和四个立面上的交叉斜杆所组成（图 4-94b）。每一列交叉斜杆的宽度为一个柱距，其高度等于 6 个层高。每一柱距内的交叉斜杆交点处，设置一根等于 6 个楼层高度的竖向吊杆（图 4-94b、图 4-95），利用吊杆将该区段楼内各层楼面梁的竖向荷载通过交叉斜杆传递至落地的钢柱，以减小结构底部转换梁的荷载。

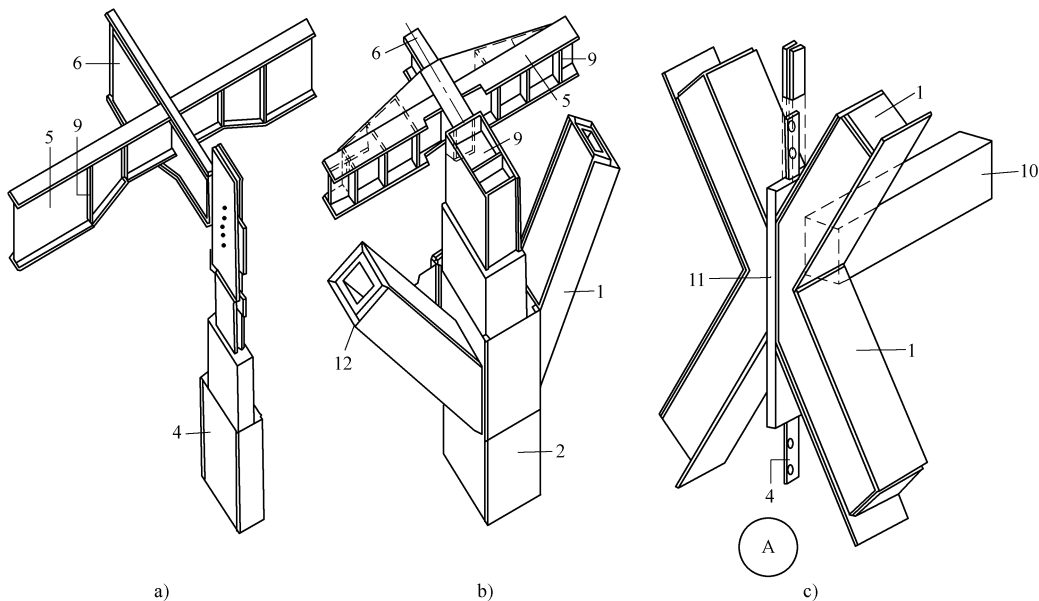


图 4-95 铝业公司总部大厦斜向网格支撑的节点详图

- a) 边梁及主梁与吊杆连接 b) 边梁及主梁与外柱连接 c) 斜杆交叉点上斜杆与吊杆及短横梁的连接
 1—斜杆(外包尺寸 650mm×650mm) 2—外柱(外包尺寸 1210mm×740mm) 3—角柱(外包尺寸 1750mm×1750mm,位置见图 4-94) 4—吊杆(外包尺寸 810mm×310mm) 5—边梁(高 915mm) 6—主梁(高 915mm)
 7—次梁(位置见图 4-94) 8—内筒柱(位置见图 4-94) 9—加劲板 10—横梁 11—连接板
 12—防火及铝合金外包层

3. 构件截面尺寸

(1) 大厦外圈的中间钢柱，采用由 4 块钢板拼焊成的矩形钢管，其截面尺寸为 510mm×950mm，并在其中加焊一条竖向隔板。外筒角柱采用 L 形钢管。支撑的交叉斜杆采用方形钢管，截面尺寸为 410mm×410mm。上述钢柱和支撑斜杆的钢板最大厚度为 100mm。

(2) 大厦外圈钢柱、支撑斜杆和吊杆均为外露构件，因此，除喷涂防火材料外，还外包铝合金板。

4.6.7 混合结构支撑筒体系工程实例

31 香港中国银行大楼

1. 建筑概况

(1) 香港于1989年建成的新的中国银行大楼，地面以上70层，高315m，屋顶天线的顶端高度为368m；大楼底段的建筑平面为正方形，底层平面尺寸为52m×52m。

(2) 按照贝聿铭建筑师关于建筑造型的构想，大楼底段采取正方形平面，然后沿对角线方向，将正方形划分为形状为三角形的4个区，向上分别每隔21层、13层、13层，各切去一个区，到楼房的顶段，楼层平面变成原面积1/4的三角形（图4-96）。结构上配合采用大型立体支撑（支撑筒）体系，并将部分斜杆外露。远远望去，整座大楼宛如屹立在海边的一座光彩夺目的多棱晶体（图4-97）。

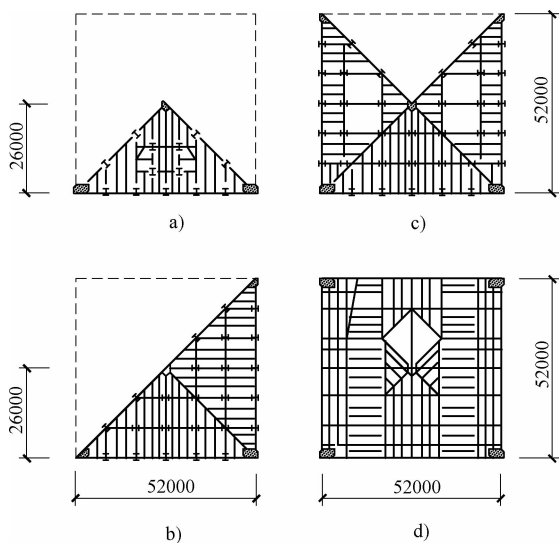


图4-96 香港中国银行大楼的楼层平面
a) 第51层 b) 第38层 c) 第25层
d) 第4层

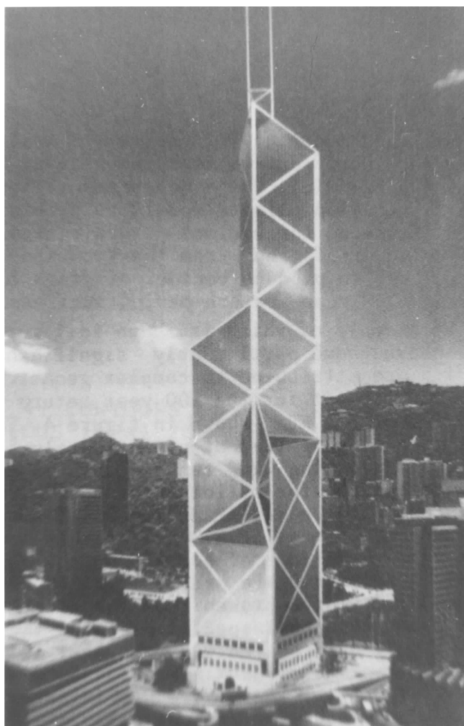


图4-97 采用支撑筒体系的香港
中国银行大楼外观

2. 结构体系

(1) 大楼采用混合结构支撑筒体系（图4-97）。四片大型平面支撑A，沿楼房方形平面的4个边布置，相互正交，在每两片钢支撑的相交处，各设置一根钢筋混凝土巨型角柱，并向下延伸至基础。

(2) 每片钢支撑A，是以13个楼层高度为一个节间（图4-98c），每隔12个楼层设置一道一层楼高的桁架式水平杆；钢支撑的每根斜杆均跨越12个楼层高度，斜杆倾角接近45°。

(3) 支撑筒的角柱，采用大截面钢筋混凝土柱，其内部埋设三根小钢柱，用来分别与三个方向支撑的斜杆和水平杆相连接（图 4-98b）。

(4) 在每片钢支撑 A 的平面内在支撑的每段节间内，各设置由 5 根小钢柱构成的次框架，以承担各自范围内的楼层重力荷载，并通过支撑斜杆传递至角柱（图 4-98c）。

(5) 在楼面内部，沿对角线方向布置 4 片钢支撑 B，并在楼面中心处 4 片钢支撑的交汇点，设置一根钢筋混凝土中心柱（图 4-96、图 4-98a）。中心柱由顶层延伸到第 25 层处终止，并通过立体斜撑将其所承担的重力荷载分别传递至建筑周边大型立体支撑（支撑筒）的 4 根角柱。

3. 结构受力特点

(1) 采用几何不变的轴力杆系“竖向支撑”代替几何可变的弯曲杆系“框架”，来抵抗水平荷载，更加经济有效。

(2) 利用多片平面支撑的组合，形成一个立体支撑体系。使立体支撑在承担全部水平荷载的同时，还承担了高楼的几乎全部重力荷载，从而进一步增强了立体支撑抵抗倾覆力矩的能力。

(3) 将抵抗倾覆力矩用的抗压和抗拉竖杆件，布置在建筑方形平面的四个角，从而在抵抗任何方向的水平力时，均具有最大的抗力矩的力偶臂。

(4) 多方向钢杆件交汇于一根钢柱时，连接构造复杂，加工和安装费用较高。该工程对于有三个方向支撑斜杆交汇于一点的角柱，采取在大截面钢筋混凝土角柱内，设置三根较小截面的 H 型钢芯柱作为角柱的组成部分，每根 H 型钢分别仅与一个方向支撑的杆件相连接。然后利用浇灌混凝土进行连接的办法，将三根小钢柱埋置于一根粗壮的钢筋混凝土柱内（图 4-98b），形成一个整体杆件。既简化了施工，又降低了造价。

(5) 角柱采用大截面钢筋混凝土柱来取代钢柱，可以获得以下几点好处：①用廉价的钢筋代换价格较贵的型钢，来承担拉力和压力；②采用混凝土参与抗压，使造价进一步降低；③大体积混凝土为抵抗倾覆力矩提供了附加平衡重；④将荷载直接传递至基础。

(6) 利用楼面内部空间支撑 B 及大型立体支撑 A 各支撑平面内的钢柱和斜杆，将各楼层重力荷载传递至角柱（图 4-98a 和图 4-99a），加大了楼层重力荷载作为抵抗倾覆力矩平衡重的力偶臂，从而提高了作为平衡重的有效性。体系中各杆件所分担竖向荷载的比例见图 4-99b，从中可以看出，采取上述措施后，角柱承担了整座大楼的大部分重力荷载。

(7) 工程实践证明，大型立体支撑体系几乎可以应用于各种复杂体形的高楼结构，而且都能保持其抵抗侧力的高效性。

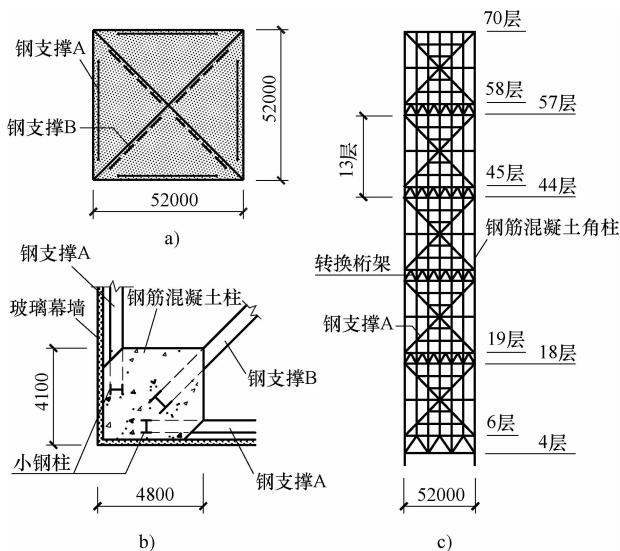


图 4-98 香港中国银行的大型立体支撑体系
a) 内、外支撑的平面位置 b) 钢筋混凝土角柱
c) 南立面大型支撑

4. 构件截面尺寸及用钢量

(1) 支撑筒转角处的钢筋混凝土柱，底部最大截面尺寸为 $4800\text{mm} \times 4100\text{mm}$ (图 4-98b)，向上分段减小。沿混凝土柱的周边，布置三圈竖向粗钢筋，以承担柱的拉力或压力。

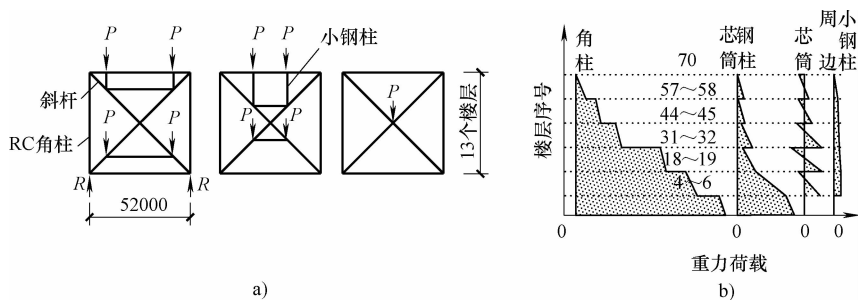


图 4-99 大楼各层重力荷载的传递和分配

a) 重力荷载在支撑中的传递路线 b) 总重力荷载在构件中的分配

(2) 支撑筒的斜杆，采用由 4 块钢板拼焊成的矩形管状截面，截面尺寸为 $1000\text{mm} \times 500\text{mm} \times 90\text{mm}$ ；管内填灌混凝土，形成钢管混凝土柱，以防管壁受压屈曲、皱折，并提高斜杆的受压承载力。

(3) 香港地区风荷载较大，在大楼结构底部产生的水平剪力，大致等于美国洛杉矶风荷载的 3 倍，是芝加哥风荷载的两倍半，是纽约风荷载的两倍。然而，香港中国银行大楼的结构用钢量，还是比上述地区相同高度楼房的用钢量节约 40% 左右。

32 依依中心大厦

1. 建筑概况

美国依依中心大厦 (Frehon Center) 的设计方案，地面以上为 207 层，高 840m。

2. 结构体系

(1) 大厦采用混合结构支撑筒体系。结构主体是沿大楼周边设置 4 片横跨大楼全宽的大型交叉支撑，纵、横向交叉支撑在楼面角部交汇，在该处设置大截面钢筋混凝土柱加以连接，从而形成支撑筒，以承担大楼的重力荷载以及水平荷载引起的楼层剪力和倾覆力矩。

(2) 大楼主体结构的大型立体支撑的结构平面和立面如图 4-100 所示。

3. 杆件截面尺寸

(1) 四根钢筋混凝土角柱承担着整座大楼的大部分重力荷载和全部水平荷载倾覆力矩引起的附加轴力，所以截面尺寸很大，角柱底部的截面尺寸为 $12\text{m} \times 12\text{m}$ ，顶部为 $4\text{m} \times 4\text{m}$ 。

(2) 平行于水平荷载方向的两片大型交叉支撑，承担着风荷载作用下大楼的全部水平剪力以及倾覆力矩引起的竖向剪力，支撑斜杆的轴力达到很大数值，单根型钢已无力胜任；所以，各根支撑斜杆均采用由 4 片钢桁架围成的立体杆件，在减小斜杆长细比的同时，提供足够的轴向承载力。

4. 支撑筒的高效性

与框筒结构体系相比较，混合结构支撑筒体系所抵抗侧力的高效性反映在以下几个方

面:

(1) 抗推刚度大——水平荷载作用下, 框筒结构属弯曲杆系, 在承受轴力的同时, 还承担着剪力和弯矩; 支撑筒则属轴力杆系, 所有杆件仅承受轴力, 没有剪力和弯矩。结构力学指明, 杆件承受轴力时的抗压或抗拉刚度, 远远大于杆件承受剪力和弯矩时的弯剪刚度, 因此, 水平荷载作用下支撑筒的抗推刚度远大于框筒, 从而大幅度地减小结构的侧向位移。

(2) 用钢量少——水平荷载作用下, 支撑筒是利用其斜杆将楼层剪力转化为斜杆轴力, 向下层传递, 直至基础; 而框筒则是依靠其立柱的剪力(使柱产生弯矩)把楼层剪力传至基础。在满足同等侧移限值的条件下, 支撑筒的杆件截面尺寸要小得多, 从而减少了用钢量。

(3) 抗倾覆能力强——一般结构体系中, 立柱是分散布置在建筑平面的各个部位, 或沿建筑平面的周圈均匀布置, 抵抗水平荷载引起的倾覆力矩时, 各根立柱拉、压轴力的合力的力偶臂, 约等于建筑边长的 $2/3$ 。而在支撑筒结构体系中, 4根巨柱布置在建筑平面的4个角, 抵抗倾覆力矩时, 角柱拉、压轴力之间的力偶臂几乎等于建筑的边长。所以, 支撑筒抵抗倾覆力矩的能力比其他结构体系几乎大50%。

(4) 混凝土柱优点多——与钢柱相比较, 支撑筒的角柱采用钢筋混凝土柱, 可以取得以下几点好处: ①利用高强度混凝土抗压, 钢筋抗拉, 降低造价; ②用钢筋混凝土柱包裹两片支撑的交汇点, 使支撑的连接构造简单; ③大体积混凝土的自重, 有利于减小倾覆力矩引起的角柱轴向拉力。

(5) 基础简单——作用于整个楼房的风荷载、重力荷载和地震作用, 在结构体系中引起的竖向压力和拉力, 绝大部分都集中到4根角柱, 从而使基础的设计和施工得以简化。

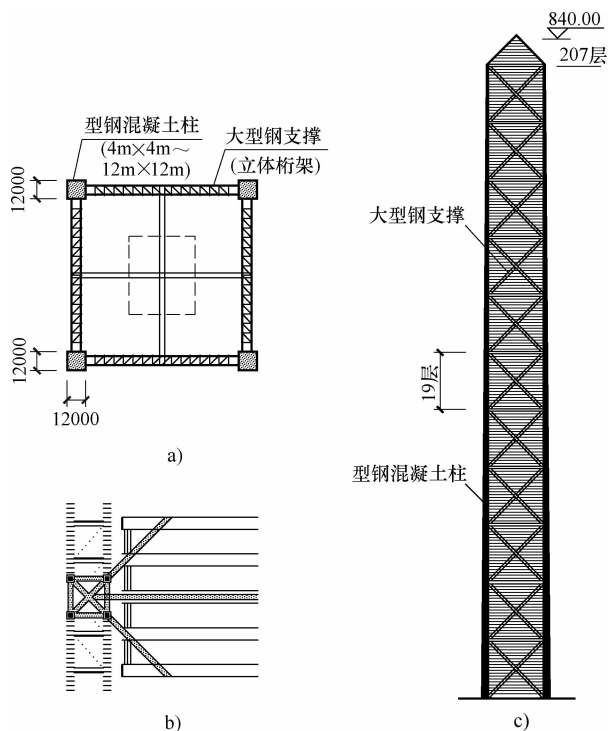


图4-100 依依中心大厦的支撑筒结构体系
a) 结构平面 b) 大型支撑节点 c) 结构立面

4.7 周边大型支撑体系

4.7.1 结构体系的组成

混合结构周边大型支撑体系, 是由高楼建筑平面周边的大型支撑及楼面内部承重钢框架所组成的结构体系。

大楼周边每一个立面的大型支撑是单列支撑, 其节间高度通常跨越10个左右楼层。支

撑的斜杆、水平杆和支撑平面内的次框架，均采用钢杆件；支撑两侧的竖杆，则采用钢筋混凝土或型钢混凝土的大截面柱。

整个大楼的水平荷载几乎全部由大型支撑承担。

4.7.2 工程实例

33 西南银行大楼

1. 建筑概况

美国休斯敦市的西南银行大楼（Bank of Southwest），建筑平面为正方形，底部平面尺寸为 $55\text{m} \times 55\text{m}$ 。该大楼地下 4 层，地面以上 78 层，高 372m 。房屋的高宽比为 7。建筑使用功能要求大楼角部具有开阔的视野。

2. 结构体系

(1) 主体结构采用混合结构大型支撑体系。沿大楼每一个立面布置一列大型竖向支撑，每片支撑是由两根巨大截面的型钢混凝土边柱和巨柱之间的大型人字形钢支撑所组成。支撑的每个节间区段内，再设置小型钢框架（次结构），以承担各该区段内所辖楼层的重力荷载和局部水平荷载。图 4-101 为该大楼的典型层结构平面和结构立面。

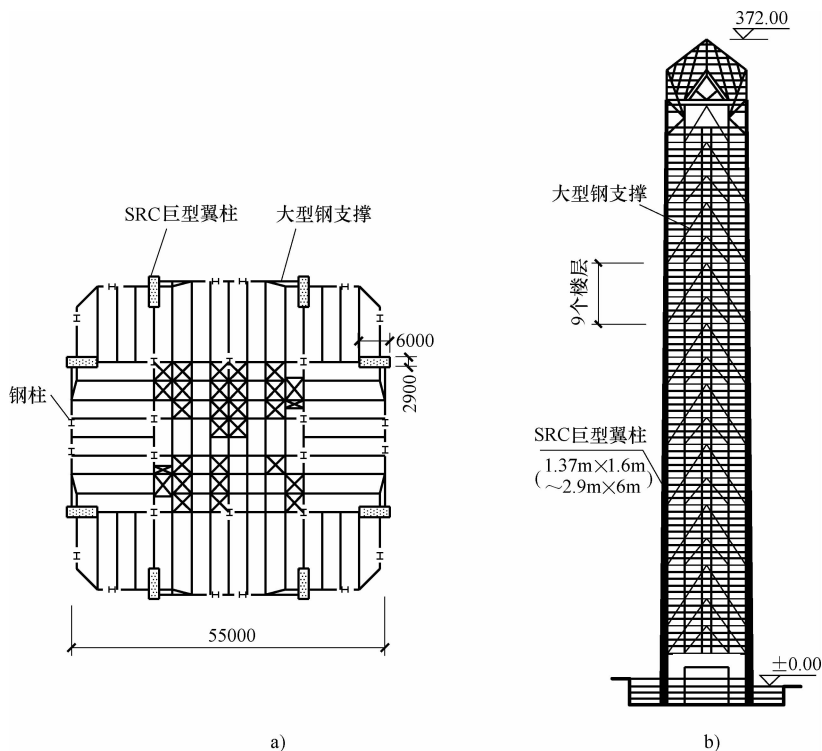


图 4-101 美国休斯敦市的西南银行大楼

a) 典型楼层结构平面 b) 结构立面

(2) 整个大楼水平荷载引起的楼层剪力和倾覆力矩，全部由建筑外圈的大型支撑承担。大型支撑每一节间的高度为 9 个楼层，支撑斜杆除承担水平荷载外，还担负着将各楼层重力

荷载传递给巨型边柱，用以平衡由倾覆力矩引起的向上拉力。型钢混凝土边柱的截面尺寸，由底部的 $6\text{m} \times 2.9\text{m}$ ，逐渐缩小至顶部的 $1.6\text{m} \times 1.37\text{m}$ 。结构下部边柱所灌注的高强度混凝土的强度等级为 C70。

(3) 在建筑内部，设置由钢柱、钢梁组成的钢框架，以承担各层楼面内部的重力荷载。各层楼板采用以肋高 50mm 的压型钢板为底模，再在其上浇筑 63mm 厚的轻质混凝土。

(4) 各层楼盖均采用在压型钢板上现浇钢筋混凝土楼板，与纵、横钢梁共同组成钢-混凝土组合楼盖，形成结构体系中的刚性横隔板，以连接各抗侧力构件共同工作，并协调各构件的侧向变形。

3. 计算结果

结构的基本自振周期为 7.0s。风荷载作用下结构顶点的侧移和侧移角分别为 1170mm 和 1/320。

4.8 巨型框架体系

4.8.1 建筑的功能要求

节能在高楼设计中已得到越来越多地重视，建筑平面正在向大尺寸的方向发展。为了模拟自然环境，改善内部使用条件，大体量的建筑，需要每隔若干楼层设置一个大尺度的、与外部自然环境相连通的内庭园。现代建筑对内部使用空间提出了更高的标准，楼内用于展览、文娱、宴会等活动场所，已提出无柱大空间的要求。建筑体量的扩大，使高楼所受到的风力大幅度地增加，结构侧移和振动加速度也随之增大，对建筑的使用条件带来不利影响。为了改善这一状况，常在楼房上半部开设一个横穿房屋全宽的大洞，也要求结构作相应的变革和发展。为了适应建筑新趋势，满足上述各项要求，巨型框架结构体系应运而生。

4.8.2 结构体系的组成

(1) 巨型框架结构体系 (Mega—Frame Structural System) 是以巨型框架 (主框架) 为结构主体，再在其巨型梁、柱之间设置普通的小型框架 (次框架)，所组成的结构体系。

(2) 巨型框架的巨型柱，一般是沿建筑平面的周边布置，其纵向和横向跨度依建筑使用空间的要求而定；巨型梁一般是每隔 12~15 个楼层设置一道。

(3) 巨型框架的“柱”和“梁”一般均为具有较大截面尺寸的空心、空腹“立体杆件”。巨型柱，一般是“立体支撑柱”，通常是采用 4 片一开间宽的竖向支撑所围成的小型“支撑筒”；巨型梁，通常是采用 4 片一层楼高的桁架所围成的“立体桁架梁”。

(4) 巨型框架节间内的次框架，与普通的小型承重框架一样，截面尺寸较小。柱，通常采用轧制宽翼缘 H 型钢；梁，采用轧制工字钢 (窄翼缘 H 型钢)。

(5) 巨型框架，可以说是一般框架按照“模型相似原理”比例放大而成。与一般框架的梁和柱均为实腹截面杆件的情况不同，巨型框架的梁和柱均是空腹的立体杆件。

(6) 巨型框架依其杆件形式可划分为以下三种基本类型：

1) 支撑型——巨型框架的“柱”，是由四片竖向支撑所围成的小尺度支撑筒；巨型框架的“梁”，是由两榀竖向桁架和两榀水平桁架所围成的立体桁架 (图 4-102a)。

2) 斜杆型——此类巨型框架，“梁”和“柱”均是由四片斜格式“多重腹杆桁架”所围成的立体杆件（图 4-102b）。

3) 框筒型——巨型框架的“柱”，是由密柱、深梁所围成的小尺度框筒；“梁”则是采用由两榀竖向桁架和两榀水平桁架所围成的立体桁架（图 4-102c）。

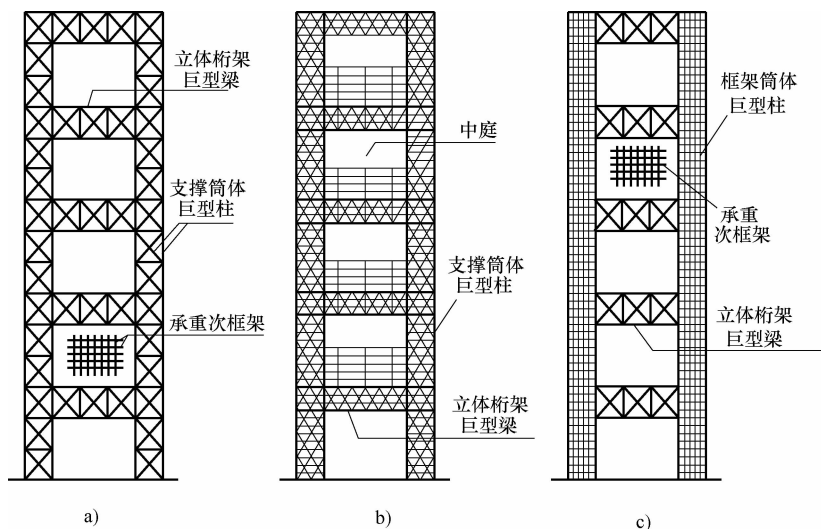


图 4-102 巨型框架的三种基本形式

a) 支撑型 b) 斜杆型 c) 框筒型

(7) 搁置在巨型框架“梁”之上、承受若干楼层重力荷载的小框架，是由通常的实腹柱和实腹梁所组成。

4.8.3 构件受力特点

(1) 作为结构主体的巨型框架，承担作用于整座大楼的全部水平荷载所产生的水平剪力和倾覆力矩。巨型框架的侧向位移，是以巨型梁、柱弯曲变形引起的“巨型框架”整体剪切变形为主，巨型框架因倾覆力矩产生的整体弯曲变形所占比例较小。

(2) 巨型框架的“梁”和“柱”，还承担其上的次框架所传来的重力荷载和局部水平荷载。

(3) 巨型梁、柱之间的次框架，仅承担它的荷载从属面积内的楼层重力荷载和局部水平荷载。

(4) 由多根柱组成的巨型柱，一般是布置在建筑平面的四个角，与多根柱沿房屋周围均匀布置的框筒体系相比较，具有更大的抗力偶力臂，因而具有更大的抵抗倾覆力矩的能力。

4.8.4 钢结构巨型框架体系工程实例

34

东京市政厅大厦

1. 建筑概况

日本东京市政厅大厦，地上 48 层，高 243m，采用钢结构巨型框架体系，图 4-103 为该

大厦的结构平面和结构剖面。

2. 结构体系

(1) 主体结构是由8根巨型柱与6道巨型梁所组成的多跨“巨型框架”体系，承担着作用于整座大厦的纵、横向水平荷载所产生的全部水平剪力和倾覆力矩。

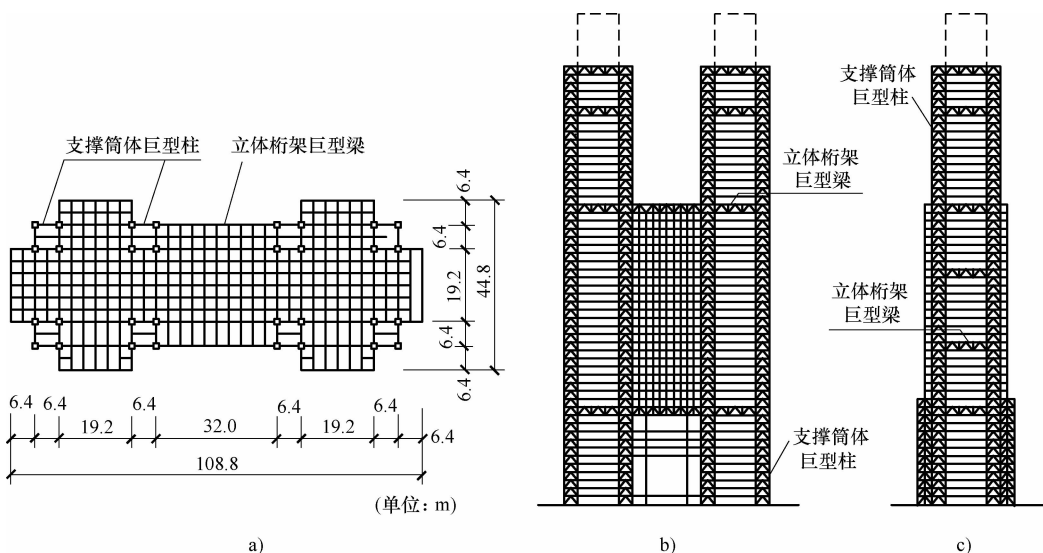


图 4-103 采用巨型框架体系的东京市政厅大厦
a) 结构平面 b) 结构纵剖面 c) 结构横剖面

(2) 每根巨型柱是由4根角柱与4片竖向支撑围成的、边长为6.4m的小型支撑竖筒，每道巨型梁则是由两榀竖向放置桁架与两榀水平放置桁架所围成的立体桁架。

(3) 在巨型框架各个节间的区段内，设置小框架或大跨度钢梁，分别承担所在节间区段内若干楼层的重力荷载和局部水平荷载，并把它传递到巨型框架。

(4) 东京市的地震烈度大致相当于我国地震烈度表中的8度强。此一巨型框架体系成功地应用于高烈度区内200m以上的高楼，足见其良好的耐震性能和强大的抗震能力。

35 神户 TC 大厦

1. 建筑概况

日本神户的 TC 大厦是一座高层办公楼，地下3层；地上25层，高103m。建筑平面接近正方形，平面尺寸为33m×32m。

2. 结构体系

该大楼采用钢结构巨型框架体系。在建筑平面的4个角各设置一根巨型柱，巨型柱的截面边长为6.5m×6.5m，是由4根750mm×750mm方形钢管作为角柱与4片人字形竖向支撑所围成的立体支撑柱。在顶层（第25层）和第14层，沿楼面四个边各设置一根巨型梁，巨型梁是由4榀桁架围成的、高约4m宽约6m的立体桁架梁。4根巨型柱与两道、双向各两根巨型梁共同组成一个单跨、双层的立体巨型框架。

巨型框架的纵、横向净跨度分别为21.6m和20.6m。巨型框架的结构平面和结构剖面

分别示于图 4-104a 和 b。

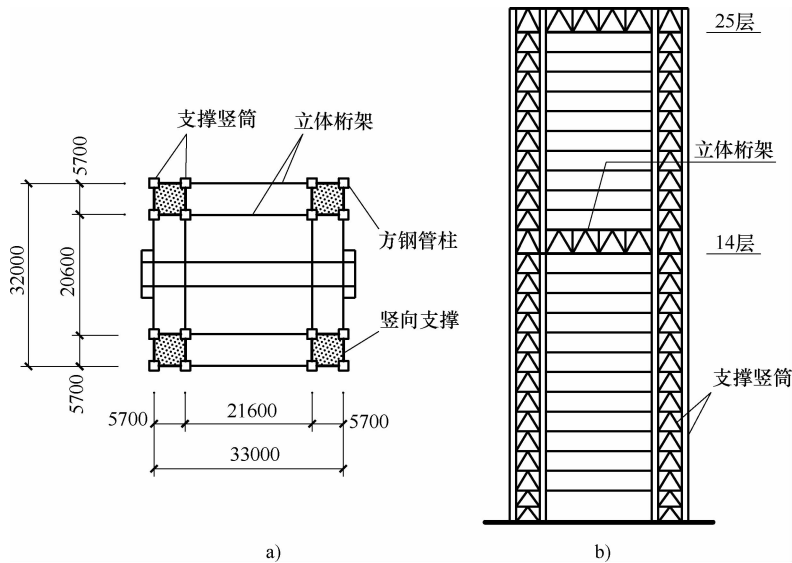


图 4-104 日本神户 TC 大厦的巨型框架

a) 结构平面 b) 结构剖面

3. 杆件截面尺寸

组成巨型柱的 4 根角柱，采用方形钢管；组成巨型梁的 4 根上、下弦杆，采用宽翼缘 H 型钢；巨型柱的支撑斜杆和巨型梁的桁架腹杆，均采用 H 型钢。巨型柱、巨型梁的各杆件截面尺寸，列于表 4-10。

表 4-10 梁、柱、支撑各杆件的截面尺寸

杆 件	截面形式	截面高度 /mm	截面宽度 /mm	腹板厚度 /mm	翼缘厚度 /mm
巨型柱的钢柱	方管	750	750	70	70
		700	700	28 ~ 70	28 ~ 70
巨型梁的上、下弦杆	BH	1000	350 ~ 450	16 ~ 28	28 ~ 36
巨型柱的支撑斜杆	H	350	350	12 ~ 25	19 ~ 25
巨型梁的桁架腹杆	H	350	350	12 ~ 19	19 ~ 25

4. 结构动力分析

计算出的巨型框架结构体系的基本自振周期为 2.4s。结构体系的前 5 阶振型的自振周期，列于表 4-11。

表 4-11 神户 TC 大厦前 5 阶振型的周期

(单位: s)

振型序号	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
周期	2.4	0.7	0.34	0.22	0.16

36 日本电器总社塔楼

1. 建筑设计

日本东京都于1990年建成的电器总社塔楼，地下3层，基础埋深为-24.4m；地面上43层，高180m。

建筑设计在布局上提出要求：①从底层到13层设置内部大庭园；②在第13层到第15层，设置一个横穿整个房屋全宽的大洞口，形成风的通道，以减小作用于大楼的风力。

2. 结构体系

(1) 经过对结构体系多方案比较后，决定采用钢结构巨型框架体系。其主框架由4根巨型柱与四道纵、横巨型梁所组成。主框架的纵、横向净跨度分别为44.6m和10.8m。大楼的上、中、下段结构平面见图4-105，大楼结构的纵、横剖面见图4-106。

(2) 巨型柱是由4根H型钢柱与4片人字形支撑组合而成的立体支撑柱，巨型柱的截面边长（钢柱中心距）为11.2m×10.8m。巨型梁是由4根H型钢梁作为上、下弦杆和4榀华伦式桁架所围成的立体桁架梁，梁宽（钢管中心距）10.8m，梁高6.1m。

(3) 主框架各节间内的次框架，为一般的刚接钢框架，柱网尺寸为10.8m×7.4m。

(4) 主框架承担大厦的全部风荷载、地震作用和重力荷载。次框架仅承担主框架各节间内若干楼层的重力荷载和局部风荷载或地震作用。

(5) 地面以下，巨型框架的巨型柱和巨型梁采用型钢混凝土结构，作为上部钢结构与钢筋混凝土基础之间的过渡层。

3. 杆件截面尺寸

(1) 巨型柱的四根单肢柱和四片支撑的斜杆，分别采用1000mm×1000mm和500mm×500mm的焊接H形截面，壁厚为40~100mm。H形截面的强轴位于纵向巨型框架平面内。

(2) 巨型梁的上、下弦杆和斜腹杆，采用1000mm×(600~900)mm的焊接H形截面。

(3) 次框架的钢柱：大楼下段，采用600mm×600mm、厚22mm的焊接方形钢管；大楼的中段和上段，采用500系列的翼缘厚30mm的热轧H型钢。

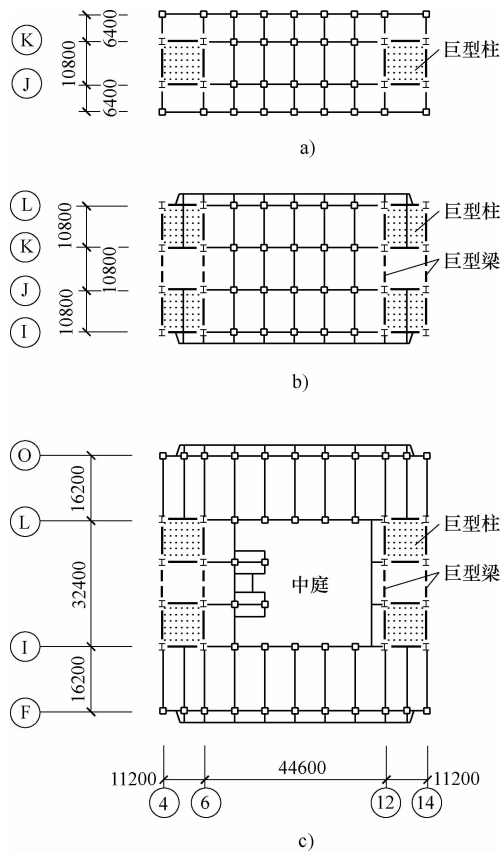


图4-105 采用巨型框架体系的日本电器总社塔楼

a) 上段楼层结构平面 b) 中段楼层结构平面
c) 下段楼层结构平面

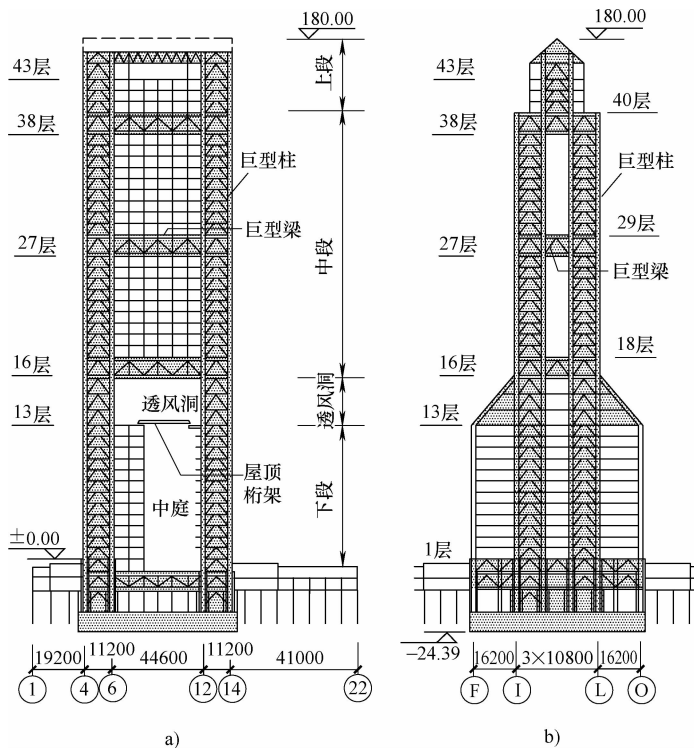


图 4-106 巨型框架结构剖面

a) 纵剖面 b) 横剖面

4. 计算结果

(1) 对大厦分别进行了风荷载和地震作用下的结构分析。风荷载引起的结构底部水平剪力，仅为地震作用时底部剪力的 69%，表明地震控制着结构设计。

(2) 对结构进行了两个水准的地震反应分析。

(3) 输入 1952 年 Taft (EW) 地震波，峰值加速度分别取 300Gal 和 600Gal，计算出的结构底部倾覆力矩，列于表 4-12。

表 4-12 巨型框架体系地震反应分析结果

验算方向	自振周期/s		结构底部倾覆力矩/(kN·m)		最大层间侧移角		位置
	T_1	T_2	$a_{\max} = 300\text{Gal}$	$a_{\max} = 600\text{Gal}$	$a_{\max} = 144\text{Gal}$	$a_{\max} = 288\text{Gal}$	
					δ/h	δ/h	
纵向	3.42	1.11	4.48×10^6	8.96×10^6	1/260	1/130	第 27 层
横向	3.44	1.22	4.35×10^6	8.70×10^6	1/190	1/96	第 30 层

(4) 输入 1968 年 Hachinohe (EW) 地震波，峰值加速度分别取 144Gal 和 288Gal，计算出的结构最大层间侧移角，列于表 4-12。

(5) 结构的纵、横向基本自振周期均仅为 3.4s。约比常规结构体系减小 20%。说明巨型框架体系具有很大的抗推刚度。

37 信用银行大楼

1. 建筑概况

日本东京1993年建成的长期信用银行大楼，建筑总面积为 $6.3 \times 10^4 \text{m}^2$ 。地下5层，基础埋深为 -31.9m ；地上21层，高130m。底层平面尺寸为 $57.6\text{m} \times 25.6\text{m}$ ，房屋的高宽比为5.1。建筑场地位于8度强地震区。大楼立面为T字形，自第8层起，上面13层的两端，分别向左、向右各悬挑出 19.2m 。

2. 结构体系

(1) 大楼两端外挑长度较大，故其结构主体采用全钢结构巨型框架体系。大楼上段（9~21层）典型层结构平面见图4-107。大楼下段（1~8层）典型层结构平面见图4-108。

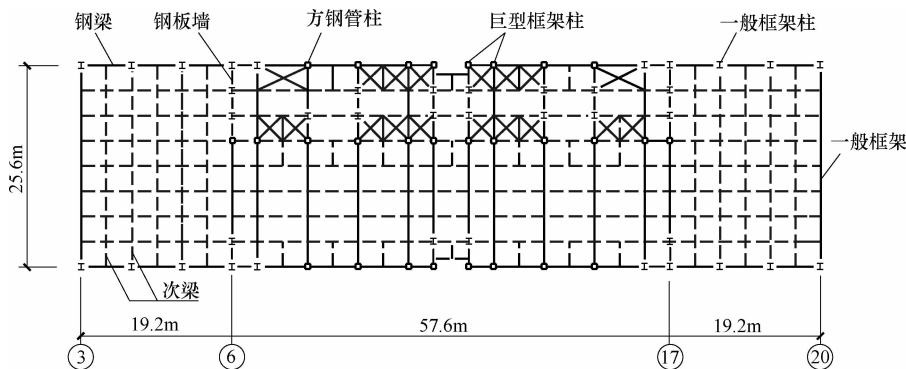


图 4-107 信用银行大楼上段（9~21层）典型层结构平面

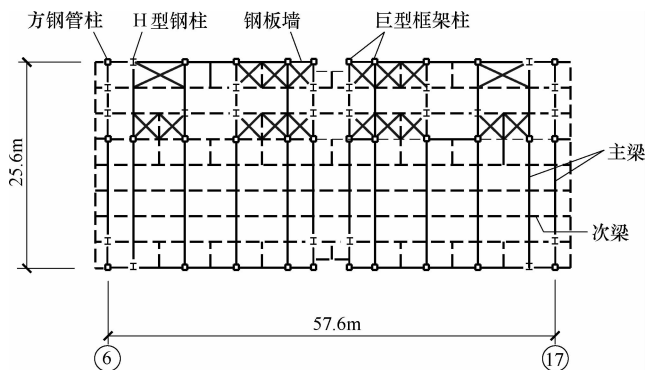


图 4-108 信用银行大楼下段（1~8层）典型层结构平面

(2) 巨型框架由8根巨型柱和两道巨型梁所组成。巨型柱除在底层平面4个角部布置外，另外4根布置在底层平面长边中点附近的外边缘，以获得较强的抵抗悬挑楼层重力弯矩的能力。

(3) 为了与悬挑楼层重力弯矩相匹配，巨型梁采用倒三角形桁架（图4-109）。

3. 设计原则

(1) 充分考虑施工顺序，使第9层的倒三角形桁架巨型梁可单独承受悬臂楼层的重力荷载。在施工完成后，关于楼面荷载、竖向地震作用，以及关系到使用者不适感的竖向振动

加速度等要求，由第 21 层和第 9 层的巨型梁共同承担。

(2) 遭遇第 2 水准地震时，第 9 层和第 21 层悬挑桁架的杆件仍保持弹性状态而不失稳。

(3) 对“重力荷载 $+2 \times$ (水平地震作用) + 竖向地震作用”的效应组合，进行巨型框架容许应力验算。

(4) 使巨型梁的竖向自振周期远小于巨型框架结构体系的水平自振周期。

4. 杆件截面尺寸

(1) 巨型柱是采用带有纵、横加劲肋的钢板将三根 H 型钢柱 (1~8 层的角柱为焊接方形钢管) 焊接组合成边长为 3.2m 的 L 形截面。H 型钢柱的截面尺寸为 $1000\text{mm} \times 600\text{mm} \times 80\text{mm}$ ；H 型钢柱之间连接钢板的厚度为 $9 \sim 26\text{mm}$ ；钢板纵、横加劲肋的截面尺寸和间距，是遵循钢板的剪切屈服先于构件总体屈服或局部失稳的设计原确定的。

(2) 承受悬挑楼层荷载的第 9 层巨型梁的钢桁架 (图 4-109)，其下弦的固定端采用 $760\text{mm} \times 1200\text{mm}$ 的箱形截面。巨型梁的钢桁架的其他弦杆和腹杆使用 $760\text{mm} \times 1200\text{mm} \sim 760\text{mm} \times 600\text{mm}$ 的大型焊接 H 形截面。第 9 层桁架，杆件的翼缘板厚度分别为 80mm 和 32mm ；第 21 层桁架，杆件的翼缘板厚和腹板厚度分别为 50mm 和 25mm 。

(3) 组成巨型梁的钢桁架，弦杆的长细比约为 $22 \sim 25$ ；腹杆的长细比约为 $32 \sim 45$ 。

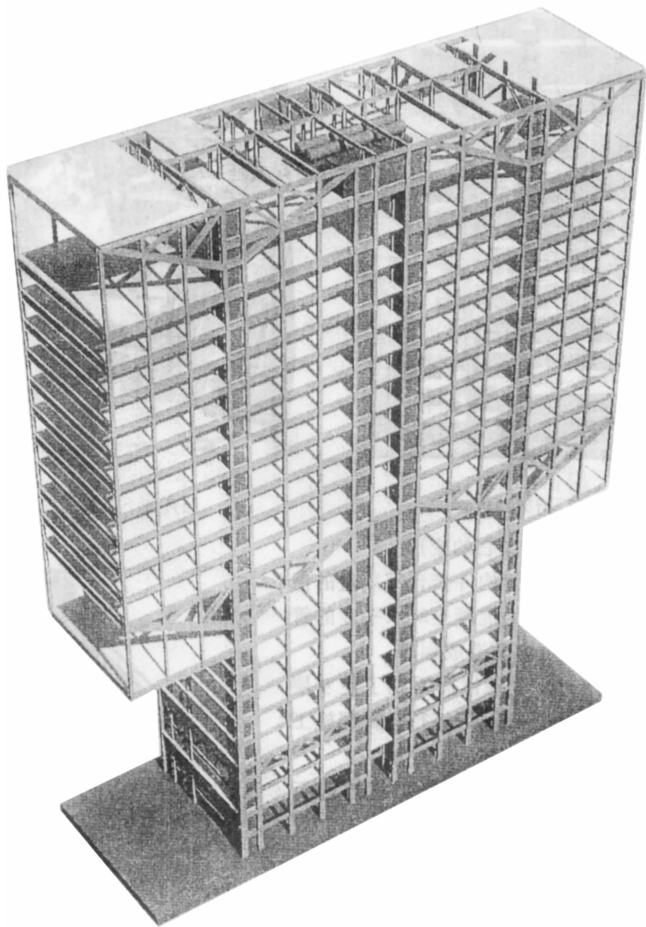


图 4-109 信用银行大楼的巨型框架全貌

5. 巨型框架的组装

(1) 自下而上进行钢结构的安装, 悬挑楼层重力荷载将使第9层桁架梁端部残留 50mm 的挠度, 给钢构件的连接、楼板的水平度及外墙挂板的安装精度带来困难。

(2) 经过研究, 决定采用张力施工法, 使问题得以解决。其步骤是:

1) 按端部翘起 50mm 进行钢桁架的制作, 在工厂进行预组装, 同时打入销钉以固定各构件的位置。

2) 当⑥~⑫轴线间的钢结构安装到顶层之后, 进行第9层悬臂钢桁架的安装。

3) 在悬臂钢桁架的端部设置张力构件, 并在其下方施加 7000kN 的拉力, 使钢桁架变成水平状态。

4) 按顺序, 进行其上方钢结构的安装、浇注混凝土楼板、安装外墙挂板。随着钢桁架所承受重力荷载的不断增加, 根据位移量随时调整所施加的拉力, 使钢桁架始终保持水平状态。

5) 在第21层钢桁架与第20层钢柱连接完毕后, 释放最后的 1400kN 的拉力。

38 四川航空大楼

1. 建筑设计

四川航空公司大厦主楼, 地下4层; 地上41层, 高150m。平面尺寸为40m×40m。按7度抗震设防。

建筑功能要求: ①楼面中央不设置核心筒, 竖向交通分散布置在楼面四角; ②14层以下, 中央24m×24m范围内不设柱子和楼板, 形成高大的共享空间; ③第15层以上各个楼层, 整个楼面满铺楼板, 并按一般情况布置柱网, 即在楼面中央部位增设4根柱子; ④第38、39层, 又要求楼面成为大空间。

2. 结构体系

(1) 通过对钢结构、钢筋混凝土结构、型钢混凝土结构和钢-混凝土混合结构四种结构方案的比较, 最后选定钢结构巨型框架体系。

(2) 柱网尺寸为8m×8m, 第3层和第15层结构平面分别如图4-110a和b所示。

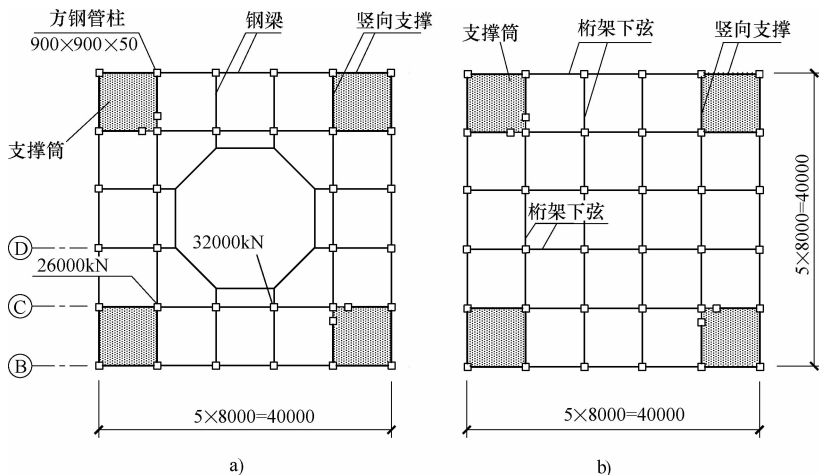


图 4-110 四川航空大楼的巨型框架结构体系
a) 第3层结构平面 b) 第15层结构平面

(3) 巨型框架是由位于楼面四角的4个巨型柱和3层巨型梁所组成。巨型柱采用立体支撑柱,是由4根钢柱和4片竖向支撑所组成的边长为8m的小型支撑筒;巨型梁为4榀桁架围成的高4.5m、宽8m的立体桁架。巨型框架的结构剖面如图4-111所示。

(4) 巨型框架节间内的次框架为一般的钢框架。

(5) 巨型框架承担着整座大楼的全部风荷载和水平地震作用;中间的次框架主要是承担其荷载从属面积内的楼层重力荷载。

(6) 地下4层至地上2层采用型钢混凝土结构,作为上部钢结构的过渡层。

3. 杆件截面尺寸

巨型框架柱4个角的钢柱和中间一般框架的钢柱,均采用方形焊接钢管,截面尺寸分别为 $900\text{mm} \times 900\text{mm} \times 50\text{mm}$ 和 $800\text{mm} \times 800\text{mm} \times 40\text{mm}$ 。巨型柱的支撑斜杆也采用方形钢管,截面尺寸为 $300\text{mm} \times 300\text{mm} \times 18\text{mm}$ 。巨型梁钢桁架的上、下弦杆和腹杆,也都采用方形钢管,截面尺寸为 $600\text{mm} \times 600\text{mm} \times 25\text{mm}$ (下层桁架)和 $450\text{mm} \times 450\text{mm} \times 16\text{mm}$ (顶层桁架)。

4. 结构分析

(1) 风荷载和重力作用下的结构内力和变形,按弹性方法计算。此外,还进行结构风振加速度的验算,以检验是否引起使用者的风振不适感。

(2) 地震作用下的结构变形和承载力验算,采用两阶段设计法:

1) 第一阶段,考虑多遇烈度的地震作用,按弹性方法计算结构的内力和侧移,验算构件的稳定性、杆件及其连接的承载力。此时,考虑组合楼板与钢梁的共同工作。

结构弹性分析采用有限元法,使用SAP84程序,初步计算结果列于表4-13。

表4-13 风或地震作用下结构内力和变形

基本自振周期 T_1/s	水平地震作用				结构顶点风振加速度 $/(m/s^2)$		柱底轴力设计值 $/kN$
	顶点侧移		最大层间侧移		顺风向 a_d	横风向 a_w	
	u/mm	u/H	$\Delta u/mm$	$\Delta u/h$			
5.01	187	1/775	7.3	1/434	0.055	0.06	32000

2) 第二阶段,考察罕遇烈度的地震作用,按弹塑性方法计算结构的层间侧移。此时不考虑楼板与钢梁的共同工作。

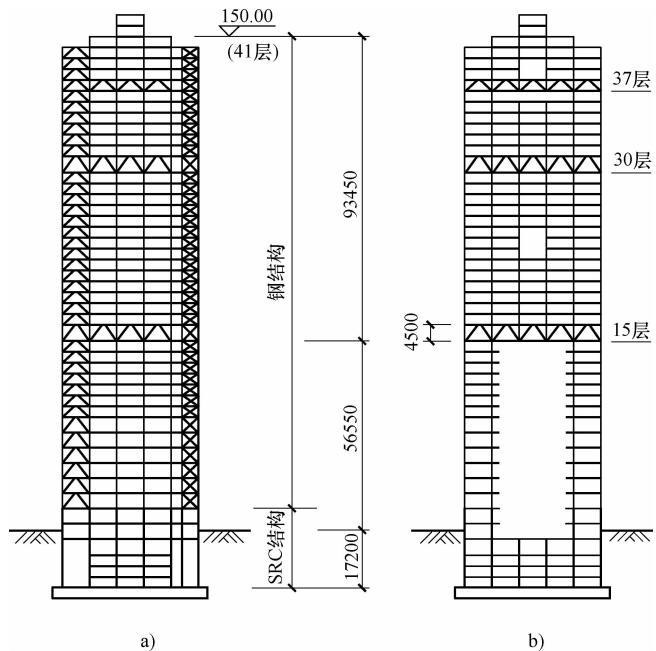


图4-111 巨型框架的结构剖面

a) ©轴线剖面 b) ①轴线剖面

5. 技术经济指标

- (1) 结构占用面积与建筑面积之比为 4.1%。大楼单位建筑面积的自重为 9.5kN/m^2 。
- (2) 单位建筑面积的平均用钢量为 139kg/m^2 ，其中型钢为 116kg/m^2 ，钢筋为 23kg/m^2 。

39 东日本国铁大厦

1. 建筑设计

东京市于 1997 年建成的东日本国铁公司大厦，地下 4 层，地上 29 层，高 150m。建筑平面为矩形，宽 32m，长 90.2m。城市规划要求，大楼底部应布置横穿楼房的大洞口，用作车道和高架人行道。此外，建筑使用功能要求，办公区（ $26\text{m} \times 21\text{m}$ ）内不设立柱，以实现楼面的灵活分隔。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构：地面以下，采用型钢混凝土结构框架-剪力墙体系；地面以上，采用钢结构巨型框架体系。大厦中段的典型层结构平面见图 4-112。大厦结构的纵剖面 and 横剖面见图 4-113。

(2) 大厦地上结构的巨型框架体系，由主框架（巨型框架）和次框架（一般框架）所组成，主框架承担作用于大厦的全部水平荷载和竖向荷载，次框架仅承担其辖区内的局部水平荷载和竖向荷载，并将它传递至主框架。

(3) 巨型框架由 6 根巨型柱和分别设于 5 层、17 层和顶层（29 层）的三道纵、横向巨型梁所组成。巨型柱采用立体支撑柱，是由 4 根单肢柱与 4 片竖向支撑组成的平面、尺寸为 $6.2\text{m} \times 6.2\text{m}$ 或 $6.2\text{m} \times 11\text{m}$

的小型支撑筒；巨型梁是由 4 片桁架围成的宽 6.2m（或 11m）、高 4m（或 8.5m）的立体桁架。次框架是由楼层单肢柱与楼层单肢梁所组成。

(4) 巨型框架的地下室部分是厚度为 1150mm 的内藏钢支撑的型钢混凝土墙，与其下的厚度为 4.7m 的板式筏形基础相连接。

3. 杆件截面尺寸

(1) 巨型框架中，大跨度桁架梁的端部上、下弦杆及桁架梁的上、下层柱，承受很大的轴力弯矩，为减小其板件厚度，特采用比 SM490 更强的高性能 60kg 级钢，其硫的质量分数小于 0.008%，屈强比低于 0.8。

(2) 巨型柱中的方管截面单肢柱，承受着极大的轴向力，若桁架梁的工字形截面弦杆与单肢柱的连接，采用柱贯通式节点，梁翼缘对柱翼缘板厚方向施加的巨大拉力，有可能使柱翼缘厚板出现层状撕裂，故改用梁贯通式梁-柱节点。

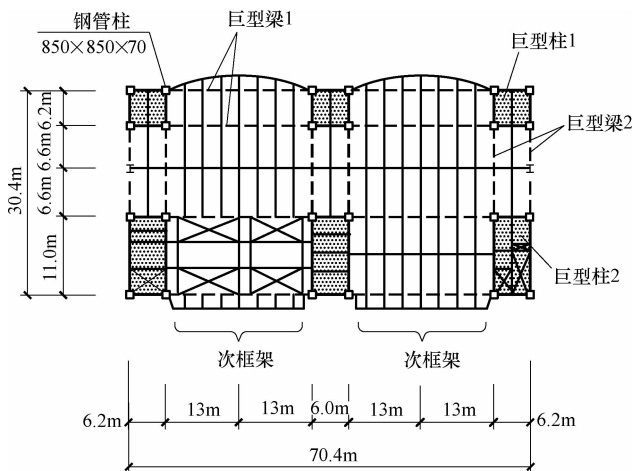


图 4-112 东日本国铁大厦典型层结构平面

(3) 巨型柱1 (图4-114a)、巨型柱2 (图4-114b) 和巨型梁 (图4-114c) 的各杆件截面尺寸列于表4-14。

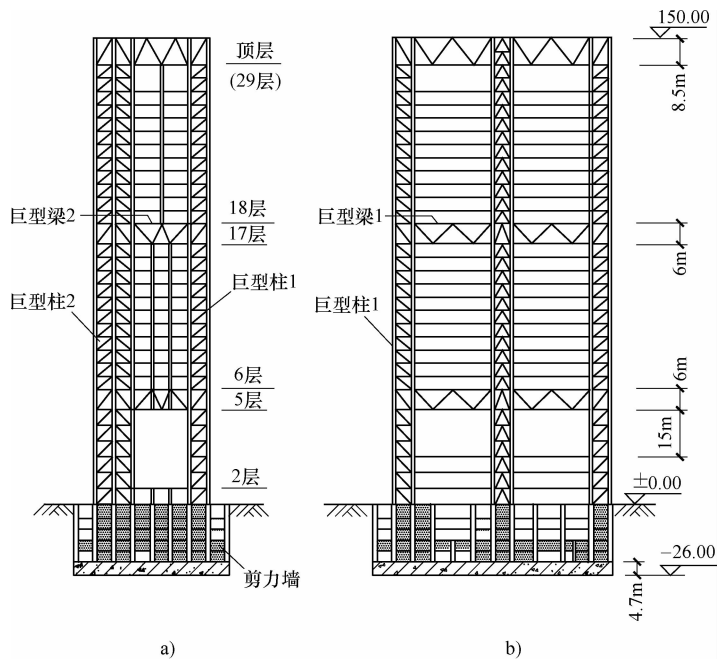


图4-113 巨型框架结构剖面

a) 横剖面 b) 纵剖面

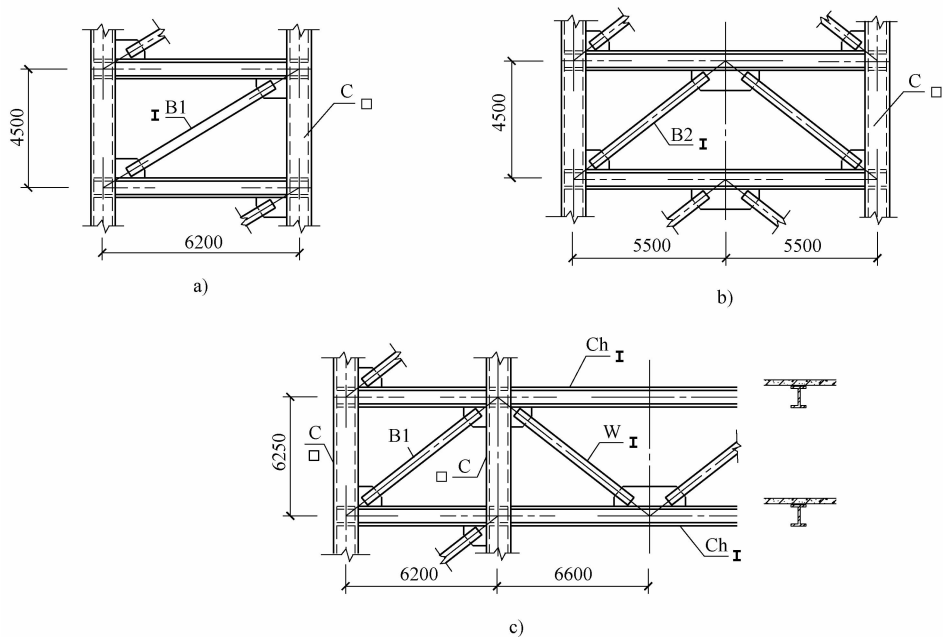


图4-114 巨型框架梁、柱的杆件编号

a) 巨型柱1 b) 巨型柱2 c) 巨型梁

表 4-14 巨型框架梁、柱的杆件截面尺寸 (单位: mm)

楼层	巨型柱 (小型支撑筒)			巨型梁 (立体桁架)	
	单肢柱 C (方钢管)	支撑斜杆 B1 (H 型钢)	支撑斜杆 B2 (H 型钢)	上、下弦杆 Ch (带组合板 H 型钢)	腹杆 W (H 型钢)
顶层	780 × 780 × 25 × 25	—	—	1000 × 500 × 22 × 32	700 × 500 × 22 × 25
25 层	(同上)	350 × 350 × 12 × 19	350 × 30 × 12 × 19	—	—
20 层	(同上)	400 × 400 × 13 × 21	400 × 400 × 13 × 21	—	—
17 层	850 × 850 × 60 × 60	—	—	1000 × 600 × 32 × 70	700 × 600 × 32 × 60
15 层	850 × 850 × 50 × 50	400 × 400 × 14 × 25	400 × 400 × 13 × 21	—	—
10 层	(同上)	(同上)	(同上)	—	—
5 层	850 × 850 × 60 × 60	500 × 500 × 22 × 32	450 × 450 × 22 × 28	1000 × 600 × 32 × 70	700 × 600 × 32 × 60
2 层	(同上)	—	—	—	—
1 层	850 × 850 × 70 × 70	500 × 500 × 22 × 32	450 × 450 × 22 × 32	—	—

4. 抗震分析

(1) 大厦结构分别按两个水准地震进行抗震验算, 水准 1 地震和水准 2 地震的峰值速度分别取 25cm/s 和 50cm/s。

(2) 按水准 1 地震分析时, 采用弯剪“层模型”, 结构处于完全弹性阶段。按水准 2 地震进行分析时, 采用等价剪切“层模型”, 少数构件达到最大抗力, 发生屈服, 但整个结构不会产生大的残余变形。

(3) 结构分析中考虑了竖向地震的作用。

40 日本动力智能大厦

1. 建筑概况

(1) 日本东京拟建的动力智能大厦-200 (Dynamic Intelligent Building-200), 简称 DIB-200。它是一座集办公、旅馆、公寓、商场及文化体育活动为一体的综合性特高楼房。

(2) 大厦, 地下 7 层; 地上 200 层, 高 800m; 总建筑面积为 150 万 m²。大厦由 12 个单元体组合而成, 每个单元体是一个直径 50m、高 50 层的筒形建筑。该大厦的外观如图 4-115b 所示。

(3) 大厦所采用的联体式建筑, 具有如下优点: ①商场、办公、旅馆、公寓可以自由布置; ②可以提供空中花园; ③遇火灾等紧急情况时, 使用者可以临时移居到其他单元体; ④有良好的天然采光和开阔的视野。

2. 结构体系

(1) 大厦的主体结构, 采用由支撑框筒作“柱”、立体桁架作“梁”所组成的巨型框架体系。

(2) 整个空间巨型框架是由 12 段巨型柱和 11 根巨型梁组合而成。每段巨型柱是一个直径 50m、高 200m 的筒中筒结构, 在平面布置上, 第 1 层~100 层, 4 个筒体分别置于方形平面的 4 个角, 纵、横方向的中心距均为 80m (图 4-115a); 第 101 层~150 层, 3 个筒体分

别位于三角形平面的三个角；第150层~200层，仅布置一个筒体。整个空间巨型框架的概貌如图4-115b所示。

(3) 联体式建筑的空间巨型框架的结构剖面如图4-116所示，它在结构受力方面具有如下优点：

- 1) 圆柱形“支撑框筒”具有最小的风荷载体型系数。

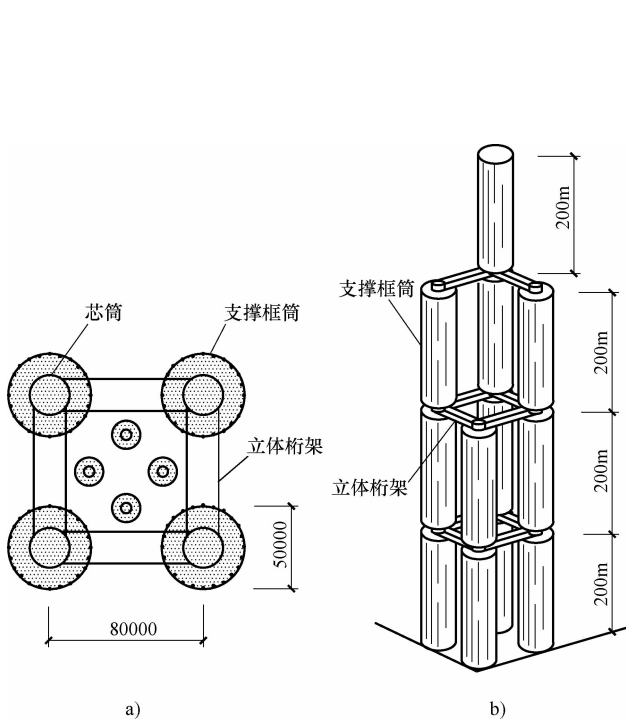


图4-115 DIB-200的空间巨型框架
a) 1层~100层结构平面 b) 整体外观

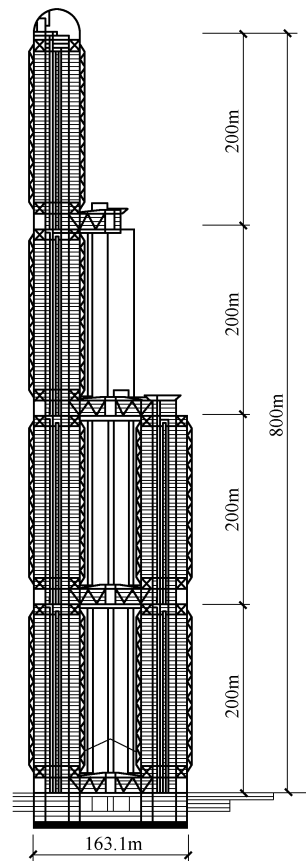


图4-116 DIB-200空间巨型框架的结构剖面

- 2) 立体桁架式巨型梁所在位置的透空层，将进一步减小建筑表面的风压值。
- 3) 空间巨型框架的巨型柱拉开一定距离，使整个结构的高宽比值较小。
- 4) 对任何方向的水平荷载，整个结构都具有较大的抗推刚度和抗倾覆力矩。
- 5) 配置双向斜杆式的圆柱形支撑框筒，水平和竖向荷载作用下，各杆件受力均匀。
- 6) 支撑框筒的立柱，采用内填高强度混凝土的圆形钢管，具有很大的受压承载力。

3. 地震反应控制系统

(1) 为了进一步减小台风或强烈地震作用下的结构侧移和风振加速度，在结构上安装了主动控制减振系统。该控制系统由传感器、质量驱动装置、可调刚度体系和计算机所组成。

(2) 当结构遭遇台风或强烈地震袭击时, 安装在房屋内外的各个传感器, 把收到的结构振动信号传给计算机, 经过计算机的运算、分析和判断, 启动安装在结构各个部位的地震反应控制装置, 来调整建筑的重心以保持平衡, 从而避免结构的强烈振动和较大侧移的发生。

(3) 对比计算结果表明: 安装主动控制减振系统后, 遭遇强烈地震时, 结构的侧移值得以削减 40% 左右。

4.8.5 钢管混凝土巨型框架体系工程实例

4.1 高雄国际广场大楼

1. 建筑概况

台湾高雄市于 1997 年建成的国际广场大楼 (TC Tower), 地下 5 层, 深 23m; 地上 85 层, 高 342m。大楼底层平面尺寸为 50m × 120m。立面为中部带有宽 26m、高 80m 透空洞口的山字形, 总建筑面积为 $30.8 \times 10^4 \text{m}^2$ 。大楼为综合性高层建筑, 第 12 层以下为地下停车场、商场和娱乐中心, 第 13 ~ 35 层为办公用房, 第 36 层为设备层, 第 37 层以上为五星级旅馆。

2. 结构体系

(1) 为实现建筑立面布置横贯房屋全宽大洞的要求, 采用了钢管混凝土巨型框架结构体系。巨型框架由 8 根巨型柱与分别设在第 13、36、57、71、78 楼层的 5 道纵、横巨型钢梁所组成。大厦上、中、下段的典型层结构平面示于图 4-117。巨型框架的纵剖面 and 横剖面见图 4-118a、b。

(2) 巨型柱的 4 根角柱采用由 L 形或方形截面钢管和 4 片单斜杆或八字形偏交钢支撑组成的 10.16m 见方的支撑筒式组合柱; 巨型梁采用由 4 榀华伦式钢桁架围成的两层楼高的立体桁架。为了节约钢材并增大结构的抗推刚度, 大楼 60 层以下的所有中空钢柱内, 均填灌抗压强度 $f_c = 560 \text{kg/cm}^2$, 坍落度为 25cm 的高性能、高强度混凝土。

3. 抗震设计

(1) 台湾地处环太平洋地震带, 工程委托台湾大学地震工程研究中心, 研拟工程场地的设计反应谱。

(2) 大楼抗震设防标准是: ①地面运动峰值加速度 (a_g) 为 0.1g 时, 结构各构件处在弹性阶段内; ②地面运动峰值加速度达到 0.2g 时, 容许部分构件进入屈服状态。

(3) 大楼各柱均为中空钢管时, 结构横向基本周期为 5.85s; 60 层以下各根方形和 L 形钢管柱内均灌注混凝土之后, 横向基本周期降为 5.08s, 纵向基本周期降为 4.4s。大楼在 $a_g = 0.1g$ 的地震力作用下, 结构底面的纵向、横向地震总剪力均为 96000kN; 结构顶部最大侧移值为 550mm。

4. 抗风设计

(1) 高雄位于台风区, 大楼的抗风设计显得尤为重要, 除按相关风力规范确定风荷载外, 还委托美国卡罗拉多 CPP 风洞研究室, 依照建筑场地的地形和附近建筑物, 进行风洞试验。大楼结构采取 100 年重现期的风力进行设计。

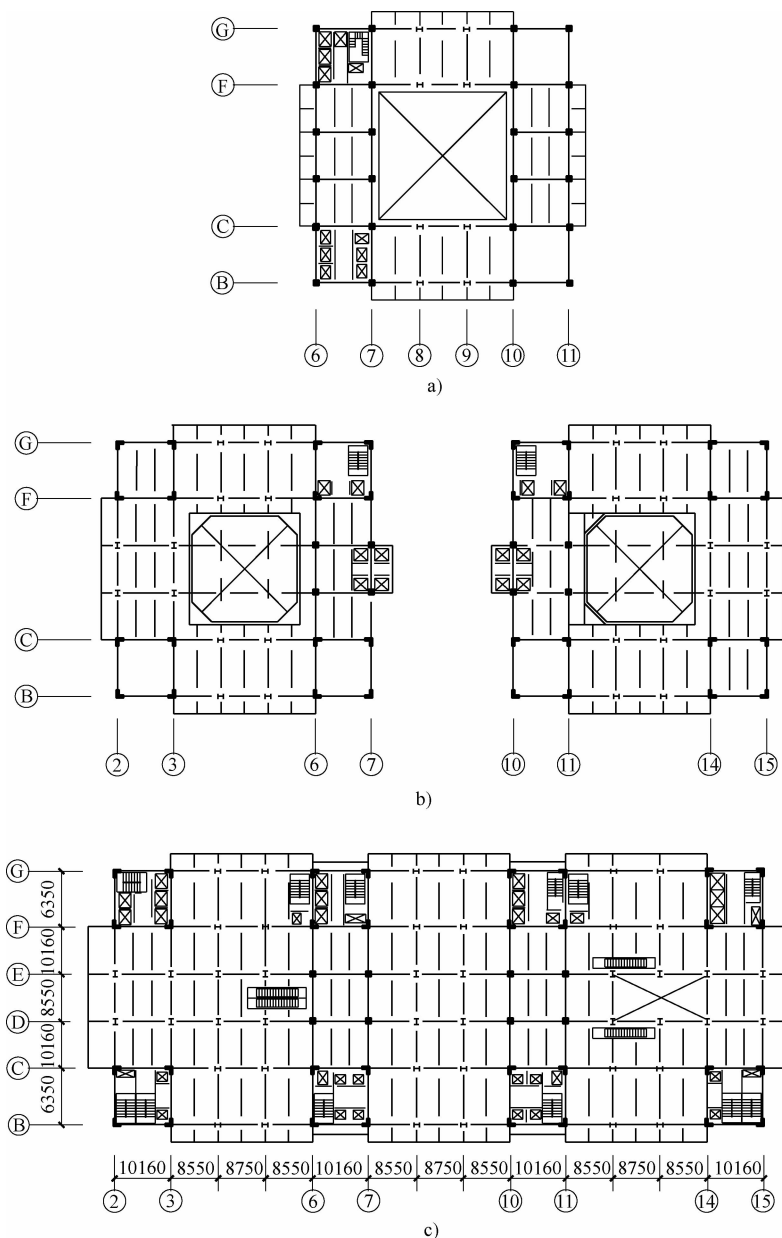


图 4-117 高雄国际广场大楼典型层结构平面

a) 上段 b) 中段 c) 下段

(2) 大楼在 100 年重现期的风力作用下，结构顶部的最大侧移值为 1.05m，最大层间侧移角为 1/210。按照规范和风洞试验计算出的大楼结构底面水平剪力，列于表 4-15。

(3) 为避免大风时大楼振动引起使用者的不适感，特别是此大楼的高层部分为五星级旅馆，更应严格控制其风振加速度，要求在半年重现期和 10 年重现期的强风作用下，大楼顶层的瞬间最大加速度应分别不超过 5Gal 和 10Gal。经多种结构方案比较后，决定采用三菱重工设计、制造的复合式调谐质量阻尼器 (Hybrid Tuned Mass Damper)，它具有主动控制和

被动控制双重功能。

(4) 阻尼器的装置是：①在大楼第78层安装两座质量各为100t的阻尼器，其质量块悬吊在三层钢桁架的中央，由交流伺服马达和螺旋驱动杆组成的驱动装置，安装在质量块的下方；②另在第78层安装几组地震仪，以监测大风时的大楼侧移量，通过电脑处理后，命令伺服马达驱动质量块作适当的移动，以抵消大楼振动的能量，进而达到减振效果。

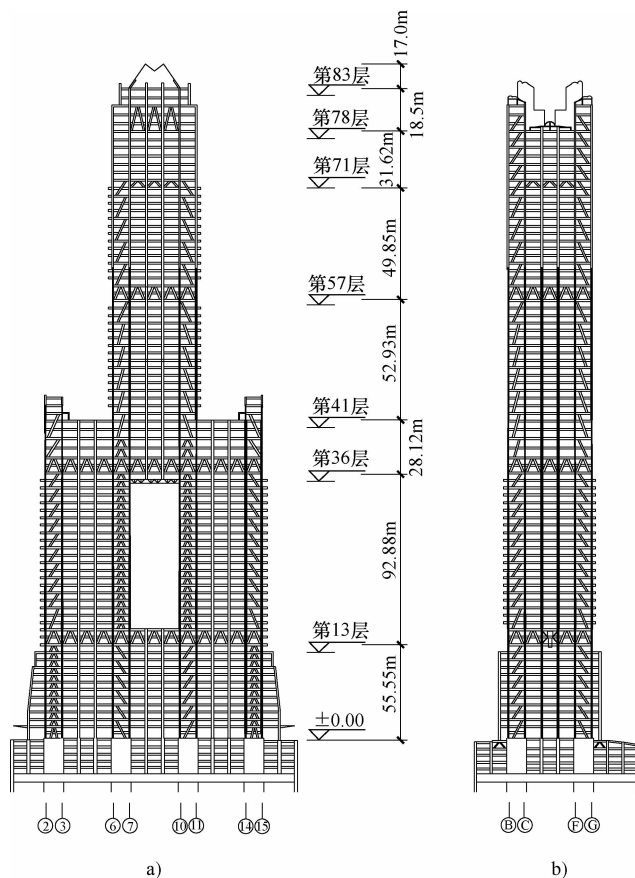


图 4-118 高雄国际广场大楼结构剖面

a) 纵剖面 b) 横剖面

表 4-15 高雄国际广场大厦结构底面风荷载剪力 (单位: kN)

风荷载方向	规范风力	风洞试验
大楼长向	6140	9160
大楼短向	12200	13500

计算结果表明，安装阻尼系统后，阻尼比最大可达8%，强风时大楼顶层的瞬时加速度约可减小50%。

5. 钢管混凝土柱的效果

(1) 在方形、L形截面的中空钢管柱内灌注素混凝土之后，取得了以下效果：①大楼基本周期从5.85s降至5.08s；②大楼屋顶的最大侧移值由1.3m减小为0.95m；③若不在钢管

柱内灌注混凝土，钢柱的用钢量将增加 66%，总用钢量约增加 8000t；④钢管柱内灌注的混凝土合计为 $1.6 \times 10^4 \text{m}^3$ ，其费用远低于所节约的 8000t 钢材。

(2) 因为钢管柱内部存在加劲肋和横隔板，在钢管柱内浇灌混凝土时很难用振动器振捣密实，故采用循环泵分段地由下往上向钢管柱内压灌坍落度为 25cm 的高性能混凝土。为此，每段钢管柱的底部需开设灌浆孔，钢管柱内部的横隔板，也需要在中央开设灌浆孔，并在其四角预留跑气孔（图 4-119）。

6. 基础形式

(1) 大楼底部为 5 层地下室，开挖深度为 23.1m，根据土壤资料计算，所挖除的土壤总重，略大于整幢大楼的重量，说明承压土层于建造大楼前后的压应力变化不大，所以采用筏形或箱形基础是最为经济的。此大楼采用了箱形基础。

(2) 因为大楼采用的是巨型框架结构体系，大楼荷载主要集中于八根边长为 10.16m 的巨型边柱。为避免此等巨柱所在位置产生过量的沉陷，沿各根巨柱的周边以连续墙的方式构筑壁桩，将其所承担的荷载直接传至较深的坚实土层，以达到减少差异沉陷的目的。

(3) 箱形基础高度为 5m，顶板厚 0.3m，底板厚 2m，并在巨型柱支撑筒之间设置全高的大型基础梁，使上部荷载得以均匀传递。

(4) 研究表明，由于摩擦桩的沉陷，使筏基或箱基下的桩间土壤可以承受一定的荷载，考虑桩与土共同承压，使基础设计取得经济合理的效果。

7. 防倾倒验算

(1) 采用规范地震力，并考虑大楼仅有自重、地下水位上升至地面时的浮力以及地下室外围连续墙和基础墙桩的摩擦力，进行大楼的防倾倒验算。计算结果表明，抵抗地震倾覆力矩的安全系数为 2.85。

(2) 采取同样条件检验强风作用下大楼的抗倾倒安全度，计算得的安全系数等于 2.37。

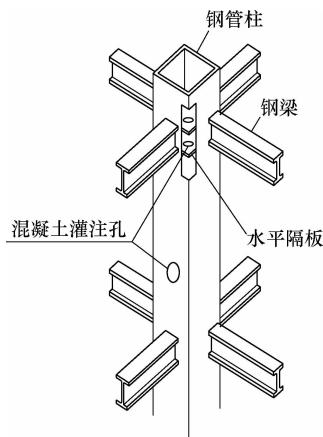


图 4-119 方钢管柱的灌浆孔

4.9 悬挂结构体系

4.9.1 结构概况

1. 主体结构类型

悬挂结构体系有多种类型，按其主体结构的类型划分，已建工程采用过的悬挂方式有以下几种：

(1) 多筒-桁架悬挂体系 以多个竖筒（巨型柱）为主要承力构件，利用大跨度钢桁架的钢吊杆悬挂各层楼盖（图 4-120a）。

(2) 大拱悬挂体系 主体结构为钢筋混凝土大拱，在大拱上安装吊杆，悬挂各层楼盖（图 4-120b）。

(3) 巨型框架悬挂体系 以巨型框架为结构主体，承受整个楼房的全部侧力和重力荷

载, 各层楼盖分段悬挂在巨型框架的大梁上 (4-120c)。此种结构体系与巨型框架体系的区别在于: 采用受拉吊杆取代承压的次框架柱。

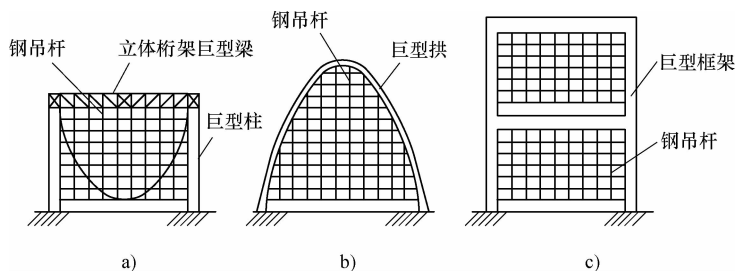


图 4-120 悬挂体系的三种结构方案

a) 多筒-桁架悬挂体系 b) 大拱悬挂体系 c) 巨型框架悬挂体系

(4) 芯筒悬挂体系 建筑楼面采取核心式平面布置的高楼, 可利用芯筒作为结构体系的主要承力构件。在芯筒的顶部, 或者再在每隔若干楼层的芯筒中段, 沿径向伸出若干悬臂桁架。在每榀桁架的端部安装一根吊杆, 或者在每榀桁架的端部和根部各安装一根吊杆, 以悬挂其下各楼层的楼盖 (图 4-121)。

西班牙马德里的托斯科隆大厦 (Torre Colón), 就是采用这种悬挂体系, 图 4-122 为该大楼的外观。德国慕尼黑市的 BMW 公司办公大楼, 1972 年建成, 地面以上共 22 层, 也是采用芯筒悬挂体系 (图 4-123)。

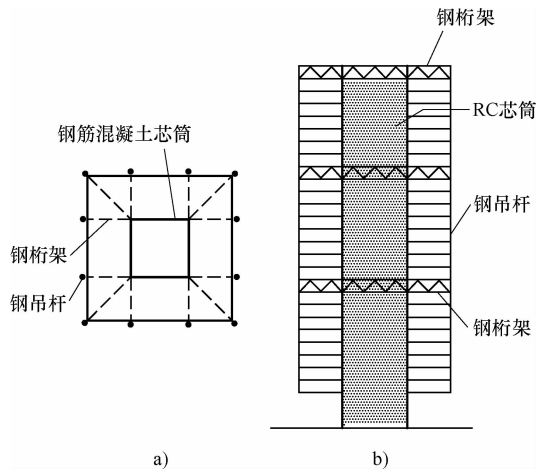


图 4-121 芯筒悬挂体系

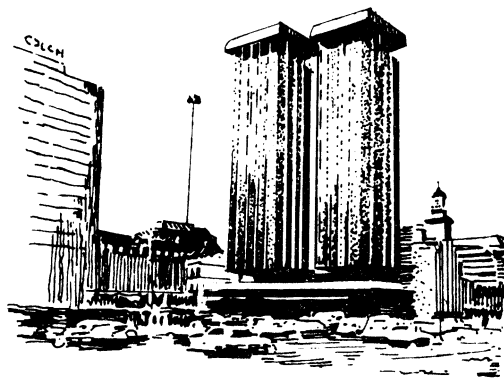


图 4-122 马德里市托斯科隆大厦

(5) 钢构架悬挂体系 香港汇丰银行大楼, 1985 年建成, 地面以上 43 层, 高 175m, 采用钢构架悬挂体系, 其悬挂体系的主构件, 由 8 根格构柱和 5 道纵、横向桁架梁所组成, 各道桁架梁之间的 4~7 层楼盖, 通过吊杆悬挂在上一层的桁架梁上 (图 4-128、图 4-129)。

2. 结构特征

(1) 悬挂结构体系是指, 采用吊杆将高楼的各层楼盖悬挂在主构架上, 或分段悬挂到主构架的各道横梁或悬臂上, 所形成的结构体系。

(2) 主构架承担高楼的全部水平荷载和竖向荷载, 并将它直接传至基础; 吊杆则仅承担其所辖范围内若干楼层的重力荷载, 各楼层的风力或地震力则通过柔性连接传至主构架。

(3) 钢材是匀质材料, 具有很高的而且几乎相等的抗拉和抗压强度。然而, 长细比稍大的受压钢杆件, 就会因侧向失稳而不能充分发挥钢材的抗压强度, 受拉钢杆件因无失稳问题而能充分发挥材料的高强度。悬挂体系正好实现了这一设计概念而成为一种经济、高效的结构体系。

(4) 悬挂体系中, 除主构架落地外, 其余部分均可不落地, 为实现建筑底层的全开敞空间, 创造了条件。

(5) 位于地震区的高楼, 采用悬挂体系, 还可大幅度地减小地震力。例如, 法国的一幢高层学生宿舍, 每三层作为一个单元, 悬挂在巨大的门式刚架上, 据测算, 动力反应减小50%以上。

4.9.2 芯筒悬挂体系

4.9.2.1 结构体系的组成

1. 基本构架

混合结构芯筒悬挂体系, 是由钢筋混凝土或型钢混凝土芯筒、悬臂钢桁架、钢吊杆及各层楼盖所组成(图4-121、4-122)。作为钢吊杆支承的悬臂钢桁架沿楼层的径向布置, 通常是在结构顶层或者再每隔若干层的楼层内, 设置一组悬臂钢桁架。

2. 芯筒

竖向芯筒是整座大楼承受水平荷载和重力荷载的惟一的抗推构件和承压构件, 为了提供足够的抗推刚度及受压、受弯承载力, 芯筒通常是采用钢筋混凝土或型钢混凝土墙筒。

芯筒的平面形状可以是方形、矩形、圆形、椭圆形、多边形或花瓣形等。为使各个方面悬臂桁架的悬挑长度大致相等, 以达到简化构件的目标, 芯筒的平面形状应与楼面形状呈现几何相似。

芯筒应延伸至地面以下一定深度, 并锚入环形基础或整片基础内。基础底面埋深应符合要求, 必要时应作抗倾覆验算。

3. 悬臂桁架

在芯筒的顶部, 或者在每隔若干楼层的芯筒中段, 每隔一定间距沿径向伸出若干榀悬臂桁架。

悬臂桁架通常均采用钢桁架, 它承担着其下十几层甚至更多楼层的重力荷载, 因此, 对于悬臂桁架, 不仅需要进行承载力验算; 为了保持各层楼盖使用期间始终处于水平状态, 还应进行桁架的挠度控制验算。

4. 吊杆

每根吊杆都吊挂十几层甚至更多楼层的楼盖, 承受着很大的轴向拉力, 所以, 吊杆一般采用高强度制作的钢杆或高强度钢丝束。个别工程也有采用预应力钢筋混凝土吊杆。

为了克服吊杆在高应力状态下的过量弹性伸长所造成的楼面倾斜, 除了通过拉伸变形计算, 以调整吊杆长度外, 也可采取对吊杆施加预应力的办法来解决。

5. 楼盖径向梁

各层楼盖通常是由楼板、径向钢梁、环向钢梁所组成, 径向钢梁的支承方式可分为以下

两种:

(1) 一端吊挂式——各层楼盖的径向梁, 一端吊挂在楼面外圈的吊杆上(或搁置在由吊杆悬挂的外圈环梁上); 另一端搁置在钢筋混凝土芯筒的筒壁上。

(2) 两端吊挂式——需要抗震设防的结构, 多采用两端吊挂式。各层楼盖的径向梁, 一端吊挂在楼面外圈的吊杆上, 或搁置在由外圈吊杆悬挂的外环梁上; 另一端则与芯筒脱开, 吊挂在楼面内环的吊杆上, 或搁置在由内圈吊杆悬挂的内环梁上。楼盖内环与芯筒之间安装粘弹性阻尼器, 从而形成悬吊隔震体系。

4.9.2.2 结构变形特性

在芯筒悬挂体系中, 悬臂桁架、楼盖梁板属水平构件, 对结构抗推刚度(侧向刚度)基本上不产生影响; 吊杆虽属竖向构件, 但它是柔性杆, 一般均假定它无侧向刚度。

结构体系中, 惟一对结构抗推刚度起作用的是芯筒。整个结构的侧向变形属性完全取决于钢筋混凝土芯筒或型钢混凝土芯筒。在水平荷载作用下, 芯筒是弯剪型立体构件, 所以, 芯筒悬挂体系的侧向变形属性为弯剪型。

4.9.2.3 抗震性能

1. 一端吊挂式楼盖

此种支承方式的楼盖, 其内圈是固定在芯筒上。地震时, 各层楼盖与芯筒一起振动, 各楼层的水平地震力也就全部传至芯筒。也就是说, 芯筒承担了整座大楼的地震作用。所以, 芯筒悬挂体系只有一道抗震防线。

采用芯筒悬挂体系的楼房, 其建筑体形多为鸡腿式建筑, 与一般楼房相比较, 重心偏高。此外, 芯筒属弯剪型抗侧力构件, 各阶振型曲线接近于弯曲线, 与一般楼房的剪切型或剪弯型的振型曲线相比较, 水平地震作用的合力位置进一步偏高, 地震倾覆力矩也进一步增大。

与采用一般结构体系的相同高度楼房相比较, 芯筒悬挂体系楼房的抗震性能要差一些。所以, 芯筒悬挂体系仅适用于非地震区和较低烈度地震区的高层建筑。

2. 两端吊挂式楼盖

此种支承方式的楼盖, 由于各层楼盖的重力荷载通过内、外两圈吊杆全部传送至顶层及某几个楼层的悬臂钢桁架上, 楼盖内圈与芯筒之间可以完全脱开, 并可按照设计要求, 在楼盖内圈环梁与钢筋混凝土芯筒之间安装多个粘弹性阻尼器, 从而形成悬吊隔震体系。

因为内、外圈吊杆均是柔性杆, 地震时, 各层楼盖可以自由摆动, 而且各楼层的摆动并不同步, 摆动方向也不一致。因而, 各层楼盖的振动加速度与地面运动加速度的比值, 并不像一般结构那样比例放大, 相反地是具有一定程度地缩小, 因而传递至芯筒上的水平地震力得以减小较多。

此种构造方式的芯筒悬挂体系, 已转变为减震结构, 因而其抗震性能得以显著改善, 如再配以型钢混凝土芯筒, 也就可以应用于较高烈度地震区内的高层建筑。

4.9.2.4 结构设计要点

1. 适用范围

(1) 非地震区的高楼。

(2) 采用一端吊挂式楼盖的楼房, 抗震设防烈度为6度或7度时, 楼房的高度应分别不超过80m和60m。

(3) 采用两端吊挂式楼盖的楼房,也可用于较高烈度地震区,楼房高度也可适当加大,但应尽量采取增设阻尼器等减震措施,而且宜配置型钢混凝土芯筒。

2. 主体结构

(1) 需作抗震设防的楼房,有条件时,各层楼盖应采用两端吊挂式方案,并配以减震措施。

(2) 位于地震区的采用两端吊挂式楼盖的高楼,宜采用多层悬挂方案,除顶层设置悬臂桁架外,宜每隔不多于15层增设一层悬臂桁架,即每层悬臂桁架所吊挂的楼盖不多于15层。

(3) 采用一端吊挂式楼盖的楼房,其钢筋混凝土芯筒的高宽比,宜分别不大于8(非地震区)、6(6度设防)或5(7度设防)。

(4) 采用两端吊挂式楼盖的楼房,各种抗震设防烈度时,芯筒的高宽比值,均可比上述限值适当放宽,但任何情况均不得大于8。

3. 芯筒构造要求

(1) 筒壁应双侧双向配筋,每侧钢筋网的环向和竖向配筋率,宜分别不小于0.25%和0.4%。

(2) 筒壁厚度大于350mm时,应配置3层以上的钢筋网,各片钢筋网之间的横向间距不应大于300mm。

(3) 筒壁内、外两层钢筋网之间应设置水平拉筋,直径不应小于 $\phi 6\text{mm}$,水平和竖向间距均不应大于500mm;拉筋两端弯钩的弯转角取 135° ,弯钩端头的直线段不小于 $10d$ 。拉筋两端的弯钩应同时钩住环向和竖向钢筋。

(4) 芯筒底段的筒壁,应少开洞,开小洞,而且洞口周边采取加厚的钢筋混凝土边框或型钢混凝土边框进行补强。

(5) 混凝土的强度等级不宜低于C40。

4.9.2.5 工程实例

42

BMW 办公大楼

1. 建筑概况

德国慕尼黑市于1972年建成的BMW公司办公大楼,由底层的公共用房、碗状陈列馆和高层办公楼三部分组成。高层办公楼共22层,顶部和中部各有一个设备层。为了增大天然采光面积,办公楼采用由4个花瓣组成的平面(图4-123a)。每个花瓣为楼面的一个单元,供40人办公。

2. 结构体系

高层办公楼的主体结构采用混合结构芯筒悬挂体系,利用楼面中心部位的公用服务性面积,构筑一个钢筋混凝土芯筒,作为大楼的承重和抗推构件,楼面四个单元的各层楼盖,分别悬挂在4根预应力钢筋混凝土吊杆上,4根吊杆悬挂在由芯筒悬挑出的支架上。图4-123b为高层办公楼的结构剖面。高层办公楼由于采用了芯筒悬挂体系,整个楼面4个单元的使用空间均是开敞的、连通的。

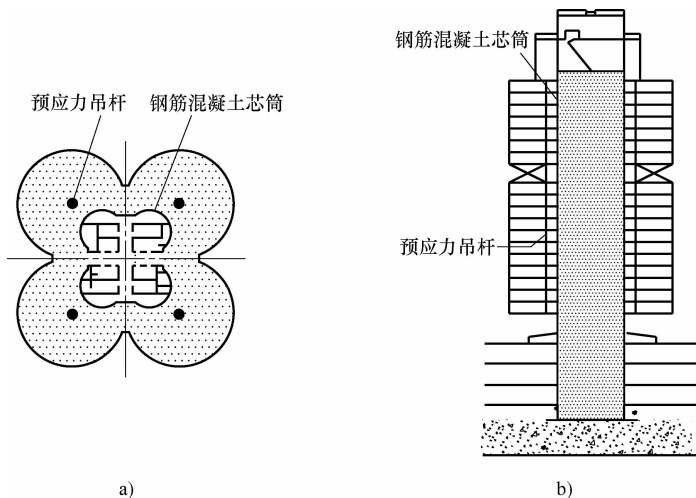


图 4-123 德国慕尼黑市 BMW 办公大楼

a) 结构平面 b) 结构剖面

413 标准银行大楼

1. 建筑概况

南非共和国约翰内斯堡市的标准银行大楼 (Standard Bank)，地面以上共 37 层。

2. 结构体系

(1) 主体结构采用混合结构芯筒悬挂体系。它是由钢筋混凝土芯筒、悬臂桁架和钢吊杆所组成。图 4-124 为该大楼的结构平面和结构立面示意图。

(2) 整座大楼共设置三道悬挑结构，每一悬挑结构层，是由芯筒向四面悬挑出桁架，然后通过钢吊杆，悬挂其下的 12 层楼盖。

(3) 钢筋混凝土芯筒是整个结构的主要承力构件，承担着整座大楼的全部水平荷载和重力荷载。

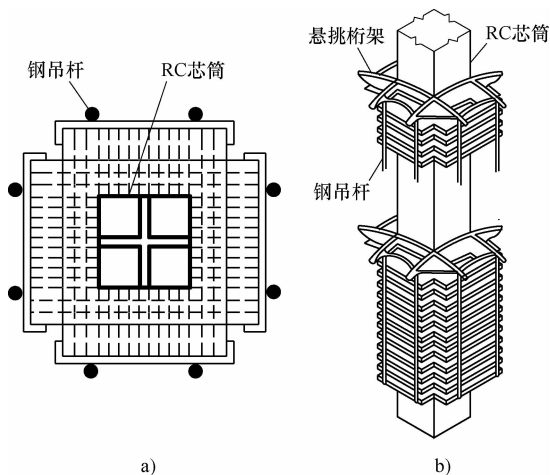


图 4-124 约翰内斯堡市标准银行大楼

a) 结构平面 b) 结构立面

414 新加坡国库大楼

1. 建筑概况

新加坡国库大楼 (Singapore Treasury Building) 是一座办公大楼，地面以上 52 层。

2. 结构体系

(1) 主体结构采用混合结构芯筒悬挂体系。图 4-125 为该大楼的结构平面和结构剖面。

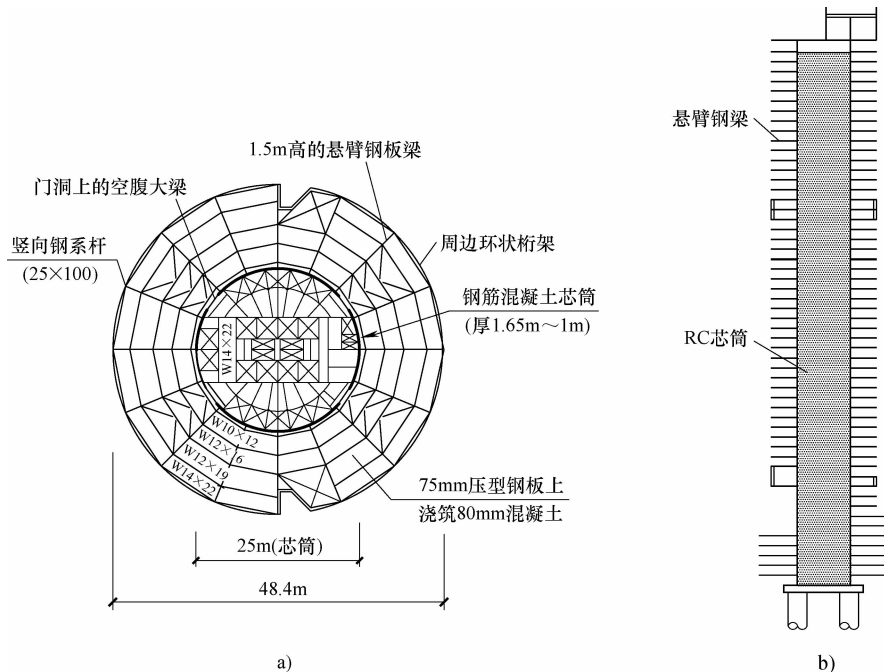


图 4-125 新加坡国库大楼
a) 典型楼层盖平面 b) 结构剖面

(2) 该大楼采取核心式建筑布局，围绕电梯和服务性面积设置的钢筋混凝土芯筒，直径约为 25m。芯筒是整座大楼承受重力荷载和抵抗水平荷载的主体结构。

(3) 大楼的每个楼层都是从芯筒悬挑出来，径向悬臂钢梁的悬挑长度为 11.6m，每根悬臂钢梁都与埋置在芯筒筒壁内的型钢暗柱进行焊接。

(4) 为了减小相邻层的相对竖向挠度，所有悬臂钢梁，均于其自由端处采用一根隐藏在玻璃幕墙中的钢系杆相互连接，钢系杆的截面尺寸为 25mm × 100mm。

(5) 每个楼层处，还沿楼面周边设置一圈环形钢桁架，以协调同一楼层相邻悬臂钢梁因活荷载非均匀分布所产生的相对挠度。

3. 构件截面尺寸

钢筋混凝土芯筒的厚度：由底座至第 15 层为 1.65m；至第 16 层减为 1.2m；顶端为 1.0m。

4.9.3 多筒悬挂体系

4.9.3.1 结构体系的组成

混合结构多筒悬挂体系，是由多个钢筋混凝土筒体、钢梁（桁架）、吊杆所组成的悬挂体系。钢筋混凝土筒体一般是布置在楼层平面的四个转角处，各筒体之间设置大跨度的钢桁架，通过钢吊杆或预应力钢丝束混凝土吊杆，悬挂其下若干楼层的楼盖，从而为其下楼面提

供很大的无柱使用空间。

4.9.3.2 结构受力特点

多个钢筋混凝土筒体是整个结构体系中用来承重并抵抗水平荷载的主体构件。

每隔若干楼层设置的立体钢桁架，若与钢筋混凝土筒体刚性连接，则纵向、横向立体钢桁架与楼层平面四角的钢筋混凝土筒体组成一个立体的混合结构巨型框架，从而进一步增强整个结构体系的抗推刚度和水平承载力。

4.9.3.3 工程实例

45 联邦储备银行

1. 建筑概况

美国明尼苏达州明尼阿波利斯市于1974年建成的联邦储备银行大楼（Federal Reserve Building），采用悬链式混合结构多筒悬挂体系。整座大楼的外观如图4-126所示。

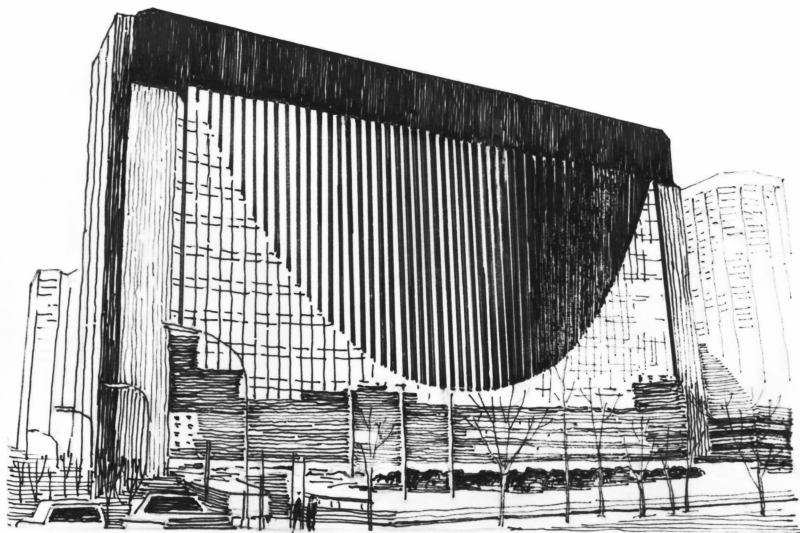


图 4-126 联邦储备银行大楼的外观

大楼正立面采取将钢悬索以上的玻璃幕墙后退的处理手法，创造出一个明快的、突显悬挂结构特征的新颖外观。

2. 结构体系

大楼主体结构由以下四部分所组成：①在建筑平面两端设置的钢筋混凝土筒体，它是承担整座大楼的水平、竖向荷载的主要构件；②锚固在两端筒体顶部的钢悬索，用以承托其上各楼层重力荷载，并吊挂其下各层楼盖；③大楼顶部的跨越立面全长、设置于两端筒体顶端的高截面钢梁，兼作建筑两端筒体顶部的水平支承，以确保端筒受力后的自身稳定；④钢悬索上面和下面的次一级小型钢框架，用以承受所辖范围的各楼层重力荷载，并将其传递至钢悬索。

钢悬索吊挂了其下各层楼盖，从而为大楼底层提供一个宽阔的无柱大空间。

46 沈阳国税局大厦

1. 建筑概况

沈阳国税局大厦位于沈阳新北站经济技术开发区。主楼，地下两层；地上 23 层，高 97m；建筑面积为 16700m²。主楼，地下一、二层的层高分别为 3.6m 和 6m；地上 1~4 层，层高为 5m；第 5 层为大型报告厅，层高为 6m；第 6~23 层为办公标准用房，层高为 3.65m。建筑设计要求，主楼的多层楼面均具有无柱大空间的使用面积。

2. 结构体系

1) 主楼采用混合结构多筒-钢梁悬挂体系。于建筑矩形平面的四个角部各设置一个钢筋混凝土筒体，各筒体之间每隔 4 个楼层设置纵、横向立体桁架钢梁，钢梁与筒体采取刚性连接，形成混合结构“立体巨型框架”。每层钢梁之下的几层楼盖，通过钢吊杆悬挂到钢桁架的节点上。主楼的基本柱网为 8m × 10m。图 4-127 为该大厦主楼的结构平面和纵、横向结构剖面。

2) 楼面角部钢筋混凝土筒体的平面尺寸 6m × 7.2m，巨型框架的立体桁架钢梁，是由两片一层楼高的钢桁架通过上、下弦水平支撑连接而成。

3) 主楼由于采用了悬挂体系，每隔 4 层，有一个楼层形成整个楼面无柱的开敞大空间。并在主楼底部形成一个平面尺寸为 24m × 16m、净高为 20m 的无柱大空间中庭。

3. 构件截面尺寸

1) 基础采用板式筏形基础，底板厚 2.5m。地下室的梁、柱采用钢筋混凝土结构，柱截面尺寸为 1000mm × 1000mm 和 800mm × 800mm。

2) 混凝土筒体的壁厚，由地下室至地上 4 层，为 400mm；5 层以上，为 350mm；混凝土强度等级，从下到上为 C40 ~ C30。

3) 钢桁架各杆件的钢材，采用 ASTM 标准的 A36 和 A572Grade50 级；杆件截面均为工字形，其截面尺寸列于表 4-16，表中杆件规格的单位为英寸 (in)。

4) 钢桁架的端部与钢筋混凝土筒体内预埋的型钢暗柱刚性连接，以形成混合结构刚接巨型框架。

4. 结构分析

(1) 大厦的抗震设防烈度为 7 度；基本风压 $\omega_0 = 0.5 \times 1.1 = 0.55$ (kN/m²)。

(2) 考虑到钢筋混凝土筒体上的门窗洞口很多，而且上下不对齐，采用薄壁杆件模型

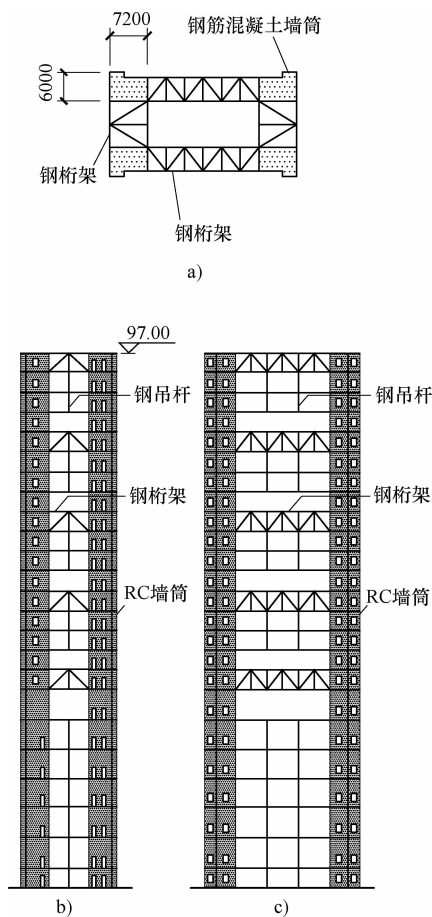


图 4-127 沈阳国税局大厦主楼

a) 结构平面 b) 结构横剖面
c) 结构纵剖面

程序进行结构分析，误差较大。

(3) 结构分析采用北京大学力学系的结构分析通用程序 SAP84 (4.1) 版，墙单元采用空间膜单元与板单元的组合，即具有平面内和平面外的刚度，而且内部可以任意开洞，计算精度较高。

表 4-16 钢桁架各杆件截面尺寸 (单位: in)

杆件名称		型钢规格
巨型框架的钢桁架巨型梁	钢桁架的上、下弦杆	W14 × 16
	钢桁架的竖向腹杆	W8 × 8
	钢桁架的水平斜向腹杆	W12 × 12, W8 × 8
楼盖钢梁		W21 × 8 $\frac{1}{4}$, W16 × 5 $\frac{1}{2}$, W16 × 7

注: 1 in = 0.0254m。

(4) 使用 SAP84 软件计算出的主楼结构侧移曲线，显示出混合结构巨型框架仍具有剪切型抗侧力构件的特点，但由于作为巨型框架立柱的钢筋混凝土筒体具有较强的抗剪刚度，以致结构下部的侧移曲线接近于弯曲线。从整体上看，结构侧移曲线属剪弯型，类似于框-撑体系的侧移曲线。

(5) 主楼结构前几阶振型的自振周期列于表 4-17。

表 4-17 沈阳国税局大厦主楼前 8 个自振周期

振型序号	1	2	3	4	5	6	7	8
自振周期/s	2.52	2.15	0.80	0.61	0.56	0.44	0.25	0.15

(6) 地震或风荷载作用下，主楼结构的顶点侧移和最大层间侧移角列于表 4-18。

表 4-18 地震或风荷载作用下主楼结构顶点侧移和最大层间侧移角

荷载类别		顶点侧移 Δ/mm	顶点侧移角 Δ/H	最大层间侧移 δ/mm	最大层间侧移角 δ/h
风荷载	X 向	14.1	1/6200	1.12	1/5100
	Y 向	35.0	1/2500	2.44	1/2200
地震作用	X 向	24.4	1/3600	1.83	1/3000
	Y 向	34.2	1/2600	2.24	1/2300

4.9.4 钢构架悬挂体系

4.9.4.1 结构体系的组成

(1) 悬挂体系是利用钢吊杆将大楼的各层楼盖，分段悬挂在主构架各层横梁上所组成的结构体系。层数较少的大跨度结构，一般是将各层楼盖通过吊杆悬挂在主构架的顶部钢桁架上。

(2) 主构架一般是采用巨型钢框架，其立柱可以是类似于竖放立体空腹桁架的立体刚接框架，也可以是小型支撑筒；其横梁通常均采用立体钢桁架。

(3) 主构架每个区段内的吊杆，一般是吊挂该区段内的十几层楼盖，通常是采用高强度钢制作的钢杆，或者采用高强度钢丝束。

(4) 悬挂体系可以为楼面提供很大的无柱使用空间。对位于高烈度地震区的楼房，悬挂体系的使用，还可显著减小结构地震反应和结构地震作用效应。

4.9.4.2 结构受力特点

悬挂结构体系的主构架，几乎承担整座大楼的全部水平荷载和竖向荷载，并将它们直接传递至基础。各区段的钢吊杆仅承担该区段各层楼盖的重力荷载。为防止主构架横梁挠曲和吊杆弹性伸长造成楼面过度倾斜，可采取横梁起拱、吊杆预加应力等措施来解决。

4.9.4.3 工程实例

47 香港汇丰银行大楼

1. 建筑概况

(1) 1985年建成的香港汇丰银行大楼，地面以下4层，基础埋置深度为-20m；地面以上43层，高175m。

(2) 大楼采用矩形平面，底层平面尺寸为55m×72m。

(3) 城市规划和建筑设计要求：大楼底层为全开敞式大空间，与大楼前面的皇后广场自然地连成一片。

2. 结构体系

(1) 大楼主体结构采用钢构架悬挂体系。其主构架是由8根格构柱和5道纵、横向立体桁架梁所构成。各层桁架梁利用钢吊杆分别吊挂其下的4~7层楼盖。

(2) 沿房屋横向，格构柱的净距为11.1m；沿房屋纵向，一对格构柱之间的净跨度为33.6m，立体桁架梁两端悬臂的净长度为10.8m。大楼第13层到第18层的结构平面如图4-128所示。

(3) 格构柱是由纵、横向间距分别为4.8m和5.1m的4根圆形钢管，与沿高度每隔3m的4根纵、横向变截面箱形钢梁刚性连接所组成。

(4) 桁架梁是由高度为7.8m的华伦式钢桁架和上、下弦水平支撑所组成。4榀主构架的各层桁架梁沿房屋横向采用X形支撑连为一体。大楼悬挂体系的结构纵剖面 and 横剖面见图4-129a、b。

(5) 格构柱的4根立柱均采用平钢板卷制焊接而成的圆管，其截面尺寸随杆件内力大小而变，由底层的 $\phi 1400 \times 100$ mm分级减小到顶层的 $\phi 800 \times 40$ mm。

3. 结构分析结果

(1) 结构的纵向平动、横向平动和扭转振动的基本自振周期，分别为4.5s、3.7s和

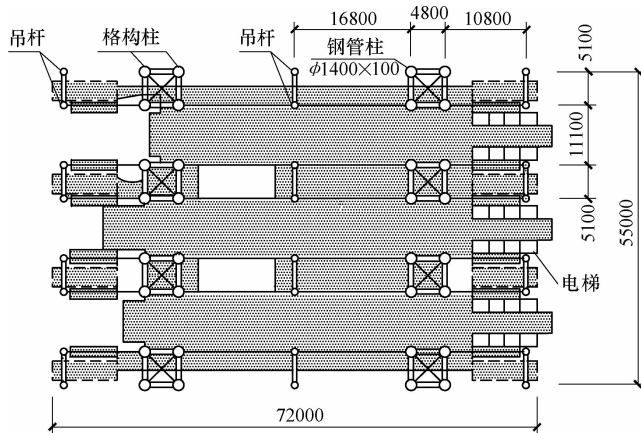


图4-128 香港汇丰银行大楼结构平面

3. $1s$, 与其他结构体系相比较, 自振周期稍偏长。

(2) 风荷载作用下的结构分析结果表明, 纵向或横向水平力作用下, 结构体系的侧移曲线均属于剪切型。

(3) 整座大楼钢结构的总用钢量为 2.5 万 t。

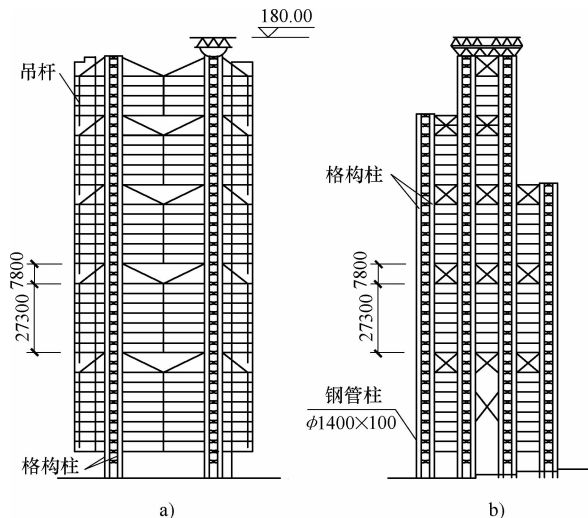


图 4-129 香港汇丰银行大楼的悬挂结构体系
a) 结构纵剖面 b) 结构横剖面

4.10 多筒-钢梁结构体系

4.10.1 结构特征

1. 结构体系的组成

混合结构多筒-钢梁体系, 是由三个以上钢筋混凝土筒体(圆筒或方筒)作为竖构件, 各楼层大跨度钢梁(或桁架)作为水平构件组成的结构体系。

多筒-钢梁体系适用于层数不是很多、楼面使用面积要求宽阔无柱空间的高层建筑。

楼面结构也可以采取每若干楼层悬挂于横跨钢筋混凝土筒体的钢桁架上。若构造得当, 采用悬挂结构还有利于减小高楼的地震反应。

2. 结构的受力特点

多个钢筋混凝土筒体与横跨其间的大型钢梁所组成的立体巨型框架, 承担着大楼的全部重力荷载和水平荷载。大型钢梁之间布置型钢次梁, 承托各层现浇钢筋混凝土组合楼板。

4.10.2 工程实例

48

保险公司大楼

1. 建筑概况

New Haven Knights of Columbus 保险公司大楼, 地面以上 23 层; 建筑平面为正方形, 边

长 32.5m。

2. 结构体系

主体结构采用混合结构多筒-钢梁体系。除楼面平面中心处设置一个方形钢筋混凝土芯筒外，另在楼层平面的 4 个转角处，各设置一个直径为 8.7m 钢筋混凝土圆筒，作为承重和抵抗侧力的竖构件。

各层楼面，在各个钢筋混凝土筒体之间设置单跨空腹桁架式钢梁，作为楼盖的主要承重构件；其上，再布置次梁，承托现浇钢筋混凝土组合楼板。大楼典型楼层的结构平面布置如图 4-130 所示。

为改变各个钢筋混凝土筒体作为单独悬臂竖构件的工作特性，除各楼层钢梁与筒体的刚性连接外，还在筒体顶部，沿房屋周边设置一层楼高的加劲桁架，将几个筒体联在一起，形成类似于立体巨型框架的空间抗侧力构件，以进一步减小整个结构体系在水平荷载作用下的侧移。图 4-131 为该保险公司大楼的结构体系透视图。

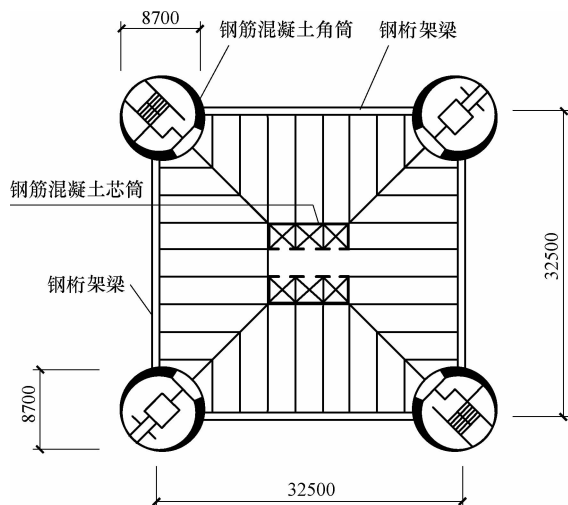


图 4-130 多筒-钢梁体系大楼的典型层结构平面

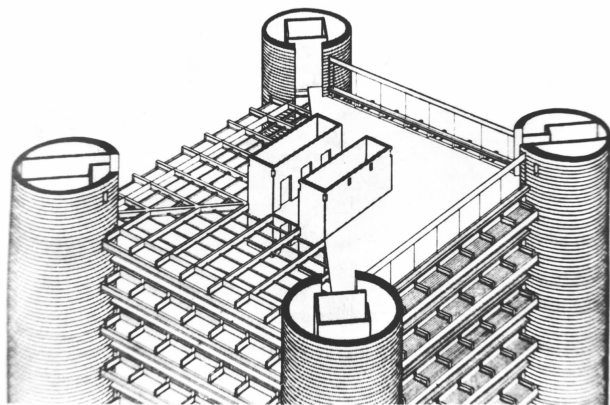


图 4-131 保险公司大楼结构体系透视图

49 中保大厦

1. 建筑概况

中保大厦位于上海浦东陆家嘴金融开发区，是一幢智能型、多功能、综合型大厦。主楼建筑平面采取矩形加两个半圆形构成，地下 3 层，地上 39 层，高 154m。总建筑面积约为 $6 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

2. 结构体系

(1) 主楼采用混合结构多筒-钢梁体系。多个钢筋混凝土筒体和 12 根钢框架柱所组成的

结构主体，平面呈哑铃状，承担大楼的重力荷载和全部水平荷载。

(2) 楼面无柱大空间的楼盖，采用直接搁置于角筒上的大跨度钢桁架来承托。钢桁架之上为型钢次梁和以压型钢板为底模的组合楼板。图4-132a、b分别为大厦的典型层结构平面和大厦外观。

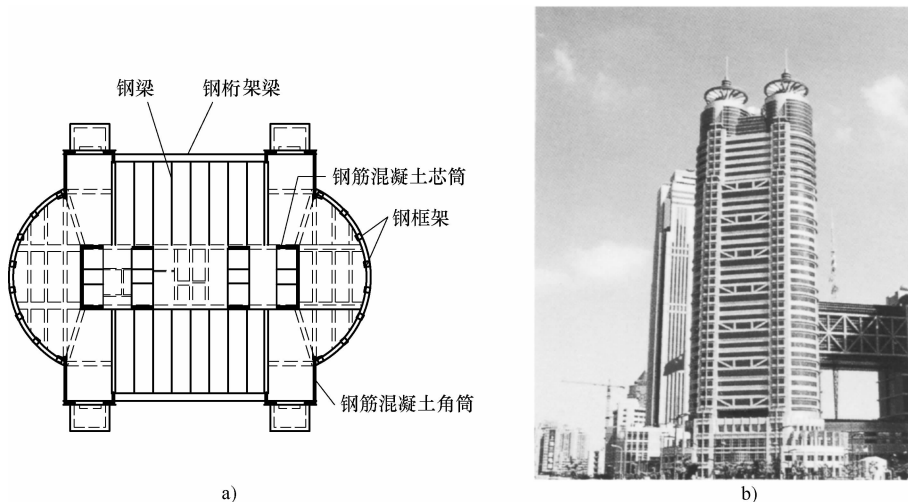


图4-132 中保大厦的多筒-钢梁体系

a) 典型层结构平面 b) 大厦外观

(3) 在大厦的东、西立面，于第4楼层分别设置一榀一层楼高或两层楼高，跨度为21.23m的空腹桁架（图4-133a）；并从第6层至第30层，每隔4层设置一榀一层楼高，跨度为21.23m的带斜杆钢桁架（图4-133b）。为保证空腹桁架的几何不变性，桁架的各节点设计成全刚性连接（对接剖口熔透焊）。各榀桁架在钢筋混凝土筒体上的支座也都设计成刚性连接。

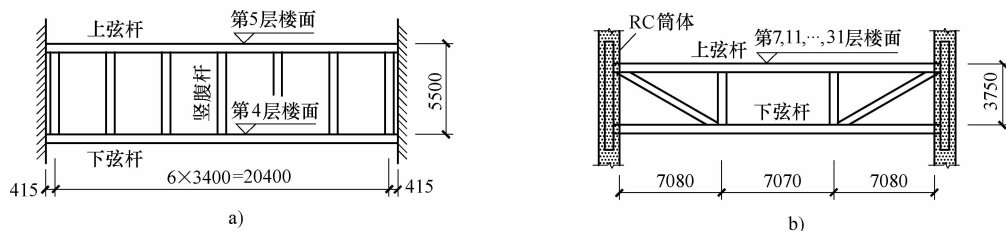


图4-133 中保大厦楼盖的大跨度钢桁架

a) 空腹桁架 b) 带斜杆桁架

3. 结构分析

(1) 计算桁架内力时，除考虑重力荷载外，还考虑水平荷载作用下结构体系整体分析所得层间变形的影响。

(2) 计算结果表明，结构层间变形引起的杆件最大附加内力约占7%（空腹桁架）或16%（带斜杆桁架）。温度变化引起的弦杆附加轴力最大值达30%。

第 5 章

双重结构体系

高楼的结构体系是由抗侧力构件和承重构件所组成，并按其抗侧力构件的类型及其组合划分为单一结构体系和双重结构体系。沿结构的某一主轴方向，由多榀剪切型或弯曲线或剪弯型之类同一侧向变形属性的抗侧力构件所组成的结构体系，例如框架体系、剪力墙体系，称为单一结构体系（Simple Structural System），或称单一抗侧力体系。若沿结构的某一主轴方向，由剪切型与弯曲线，或剪切型与剪弯型，或剪弯型与弯曲线等两类侧向变形属性的抗侧力构件共同组成的结构体系，例如框架-支撑体系、芯筒-框架体系，称为双重结构体系（Dual Structural System），或称双重抗侧力体系。

5.1 框架-支撑体系

5.1.1 结构特征

1. 结构体系的组成

(1) 以框架体系为基础，沿房屋纵向、横向或其他主轴方向，根据侧力的大小，布置一定数量的竖向支撑，所组成的结构体系，称为框架-支撑体系（Braced Frame Structural System），简称框-撑体系（图 5-1）。支撑框架在纵横两个方向的布置均宜基本对称。支撑框架之间的楼盖长宽比不宜大于 3。

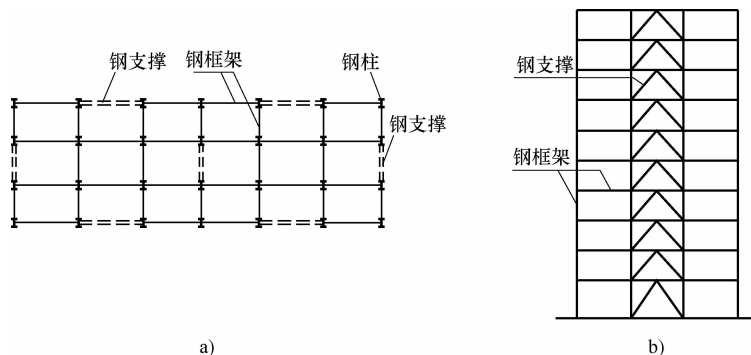


图 5-1 钢结构高层的框架-支撑体系

a) 结构平面 b) 结构剖面

(2) 支撑框架中的框架梁与框架柱仍为刚性连接。支撑斜杆两端与框架梁、柱的连接, 尽管在结构计算简图中假定为铰接, 但实际构造仍多采取刚性连接, 少数工程(上海金茂大厦等)也有采用钢销连接的铰接构造。

(3) 竖向支撑可采用轴交支撑(或称中心支撑)、偏交支撑(或称偏心支撑)或防屈曲支撑(或称屈曲约束支撑)。

(4) 结构抗震等级为三、四级且房屋高度不大于50m的钢结构, 可采用轴交支撑。

(5) 结构抗震等级为一、二级以及房屋高度超过50m的三、四级钢结构, 宜采用偏交支撑、防屈曲支撑或带有消能装置的轴交支撑。

(6) 钢结构房屋抗震等级的划分详见第1章表1-2。

2. 框-撑体系的侧移

图5-1所示的框架-支撑体系, 沿房屋的横向或纵向, 各榀框架和各片竖向支撑由各层楼板连接为整体, 形成一个空间结构。

在风或地震等水平荷载作用下, 当楼板可视为刚性横隔板时, 在结构不发生扭转振动的情况下, 沿房屋横向或纵向, 各榀框架和各片竖向支撑的侧移值相同, 其计算简图可用刚性连杆将框架与支撑连为如图5-2a所示的并联体, 其整体侧移曲线属“剪弯型”, 如图5-2b所示。

图5-2b中还绘出框架和竖向支撑分别单独工作时的侧移曲线, 从中可以看出, 框-撑体系的侧移曲线, 在结构的下半部, 层间侧移角要比单独框架(相当于框架体系)减小很多。

3. 框架与支撑的变形协调和相互作用

水平荷载作用下, 框架属剪切型构件, 支撑近似于弯曲型构件, 通过多根刚性连杆(代表各层刚性楼盖)的协调, 使两者的侧向变形趋于一致(图5-2b)。

水平荷载作用下, 在结构的下部, 单独支撑的侧移量小(图5-3a), 单独框架的侧移量大(图5-3b); 在结构的上部, 正好相反。各层楼盖为使两者的侧移协调一致, 支撑与框架之间产生相互作用力, 在结构的上部为推力, 在结构的下部为拉力(图5-3c)。

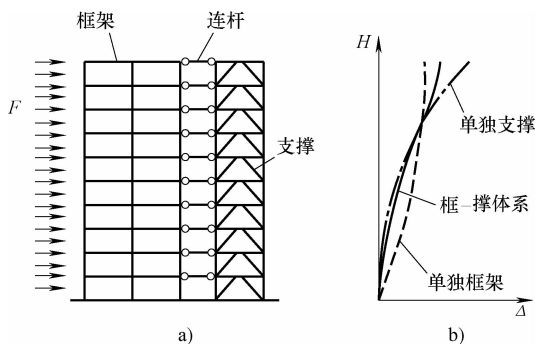


图5-2 水平荷载作用下框架-支撑体系的变形特征
a) 框架-支撑并联体 b) 侧移曲线

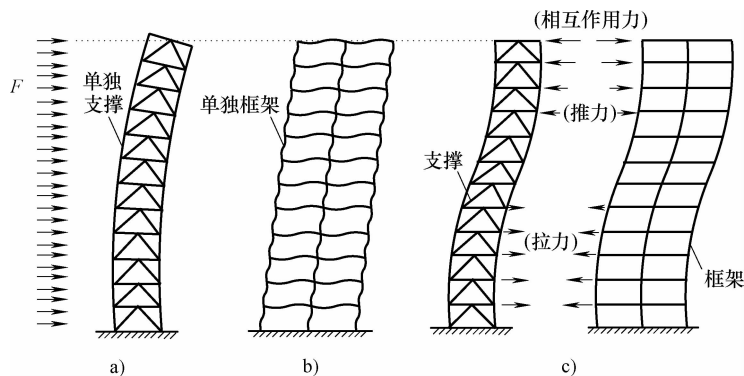


图5-3 框-撑体系中支撑与框架的相互作用力

a) 单独支撑侧向变形 b) 单独框架侧向变形 c) 框架-支撑并联体的相互作用力

框架与支撑相互作用的结果，使整个结构顶部的侧移值减小，整个结构下半部的层间侧移角减小。

4. 房屋高度

竖向支撑属于几何不变的轴力杆系，与属于几何可变的弯曲杆系的框架相比较，具有大得多的抗推刚度和水平承载力。

采用框-撑体系的楼房，不仅因为有较刚、较强的支撑作为主要抗侧力构件，还因为支撑与框架的相互作用，大大减小整个结构下部的较大层间侧移角，使各楼层的层间侧移角渐趋一致。所以，楼房的层数可以比框架体系楼房增加较多。

5.1.2 竖向支撑的力学特性

1. 轴力杆系

由水平杆件、竖向杆件和斜向杆件共同组成的几何不变的三角形杆系的构架，称为轴力杆系构件。所谓轴力杆系构件，是指三角形杆系构件不论是在水平荷载还是竖向荷载作用下，所有杆件均仅承受轴向拉力或轴向压力，而不会产生垂直于杆轴方向的剪力和弯矩。

在水平位置立放，用以承担竖向荷载的轴力杆系构件，称为桁架（图 5-4a）。沿高度方向设置，用以承担水平荷载的轴力杆系构件，称为竖向支撑，简称支撑（图 5-4b）。

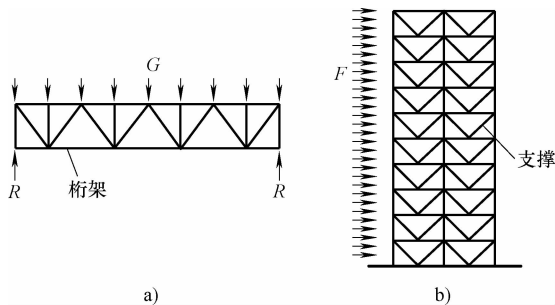


图 5-4 几何不变的轴力杆系构件

a) 桁架 b) 支撑

2. 支撑的侧移曲线

支撑在水平荷载作用下所产生的侧移，主要是由于其中各杆件的轴向拉伸或轴向压缩变形引起的（图 5-5a）；与框架侧移是由杆件弯、剪变形所引起的情况相比较，其量值要小得多，表明竖向支撑的抗推刚度要比框架大得多。此外，由于杆件的轴向承载力远大于其弯、剪承载力，所以，在水平荷载作用下，竖向支撑又有着比框架大得多的水平承载力。

从图 5-5 可以看出，支撑侧移主要是由水平荷载倾覆力矩使支撑整体弯曲产生的，支撑的一侧拉伸、一侧压缩，导致楼面的倾斜转动，由下到上逐层积累，使支撑侧移曲线的层间侧移角 θ ($\theta = \delta/h$)，由下而上逐层增大（图 5-5b），整个侧移曲线呈现出弯曲型抗侧力构件的变形状态（图 2-18a）。

3. 支撑变形特点

取出竖向支撑的一个节间来分析，水平荷载作用下竖向支撑的侧移 Δ （图 5-6a）由两部分组成：

(1) 在倾覆力矩 M_i 作用下，竖向支撑整体弯曲所产生的侧移 Δ_b （图 5-6b）。

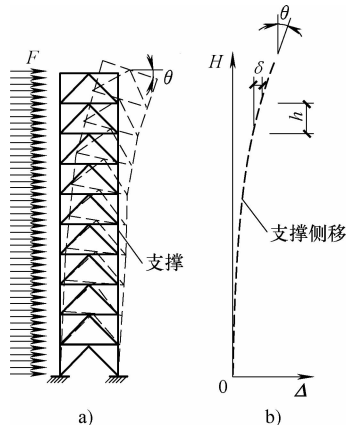


图 5-5 竖向支撑的侧移曲线

a) 杆件变形状态 b) 支撑侧移曲线

(2) 在水平剪力 V_i 作用下，竖向支撑整体受剪所产生的侧移 Δ_s (图 5-6c)。

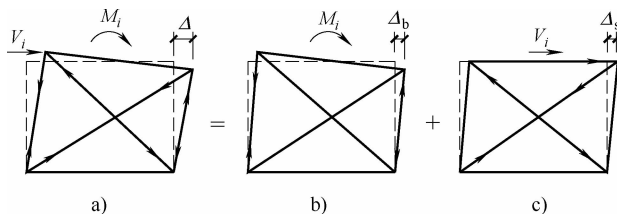


图 5-6 竖向支撑一个节间的侧向变形

a) 支撑侧移 b) 整体弯曲变形 c) 整体剪切变形

与框架体系不同，高层建筑竖向支撑的侧移 Δ (图 5-7a)，以弯曲型侧移分量 Δ_b (图 5-7b) 为主，剪切型侧移分量 Δ_s (图 5-7c) 所占比例较小。所以，竖向支撑基本上属于弯曲型抗侧力构件。

4. 支撑的帽桁架

于框架的一个跨间内设置的单片竖向支撑，在侧力作用下的受力状态类似于悬臂杆 (图 5-7)。以 24 层、高 84m 的楼房为例，在同一轴线上两个分开的跨间内各设置一片竖向支撑 (图 5-8a)，由于连接两片竖向支撑的各层横梁，相对于支撑而言，其竖向抗弯刚度甚小，其作用近似于两端铰接的连杆，因而两片支撑均独自受力，其受力状态和侧移曲线均接近于图 5-7 所示的单片支撑。

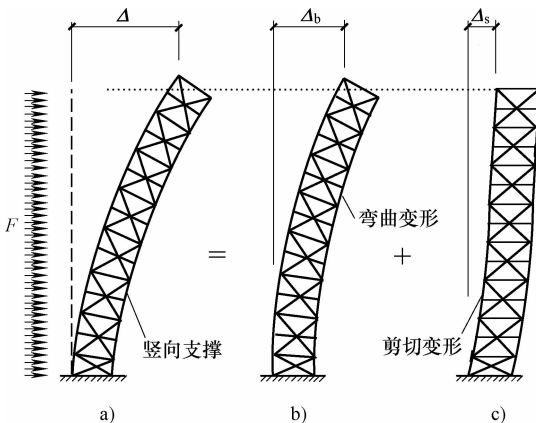


图 5-7 侧力作用下竖向支撑的侧移分量

a) 支撑的侧移 b) 弯曲侧移分量 c) 剪切侧移分量

若在上述两片支撑的顶部用帽桁架连接 (图 5-8b)，由于帽桁架的较大竖向抗弯刚度，将原来的悬臂杆转换为单层刚架，抗推刚度显著增大，结构顶点侧移由原来的 218mm 减小为 173mm，减幅达 21%，见表 5-1、图 5-9。

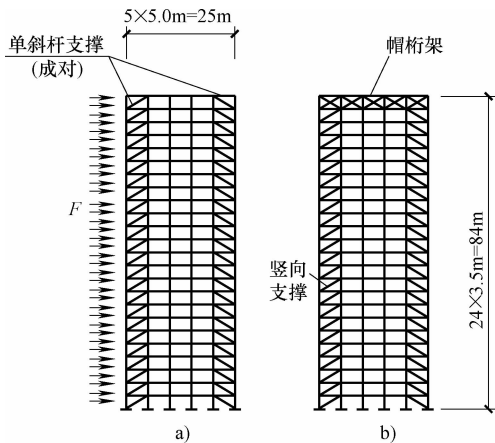


图 5-8 竖向支撑的布置

a) 两片独立支撑 b) 增设帽桁架

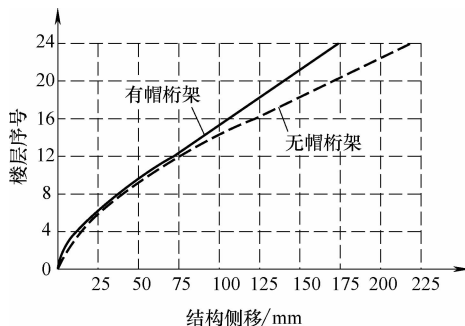


图 5-9 两种支撑布置方案的侧移曲线

表 5-1 水平荷载下 24 层楼房两种支撑布置方案的侧移值

楼层序号	两片独立支撑的结构侧移/mm	增设帽桁架后的结构侧移/mm	侧移减小比例
24	218	173	21%
20	169	146	14%
16	122	110	10%
12	78	72	8%
8	40	38	5%
4	12.1	11.6	4%
室内地坪	0	0	0

5.1.3 轴交支撑

1. 构件特性

轴交支撑（也称中心支撑）的特征是：支撑的每个节点处，各杆件的轴心线交汇于一点（图 5-7）。轴交支撑框架宜采用 X 形支撑、人字支撑或单斜杆支撑，不宜采用 K 形支撑；支撑斜杆的轴线应交汇于梁、柱杆件轴线的交点，确有困难时，偏离梁与柱轴线交点的距离不应超过支撑杆件的宽度，并应计入由此产生的附加弯矩。

X 形、人字形等轴交支撑，具有很大的抗推刚度和水平承载力，用于高楼抗风是十分有效的，此外，用于抵抗 7 度以下地震也是可行的。

构件试验数据表明：轴心受压钢杆件，当其长细比大于 40 时，因发生侧向挠曲，其受压欧拉临界荷载小于其轴向压缩变形荷载，减小的幅度与杆件长细比成正比。

支撑在往复荷载作用下的大变形试验情况表明：①支撑斜杆反复受压、受拉时，其受压刚度和承载力将进一步下降；②下降的幅度与往复荷载循环次数成正比；③斜杆从压曲状态骤然拉直时的绷紧效应，将使杆件及端部连接产生超应力；④支撑斜杆受压屈曲时的钢板褶皱处，再次受拉时，将因该处已经出现裂缝而过早断裂。

2. 支撑的布置形式

(1) 高层建筑钢结构的轴交支撑（中心支撑）宜采用：X 形斜杆（图 5-10a）、单斜杆（图 5-10b）、人字形斜杆（图 5-10c）、V 形斜杆（图 5-10d）等形式。

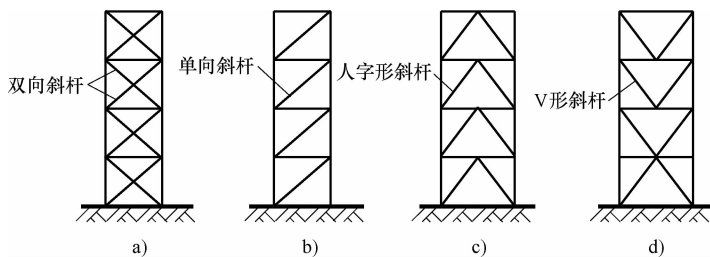


图 5-10 轴交支撑的类型

a) X 形斜杆 b) 单斜杆 c) 人字形斜杆 d) V 形斜杆

(2) 当采用仅能受拉的单斜杆支撑时，应在两个对应跨度设置对称的两组单斜杆支撑（图 5-11），且使每层节间中两个方向斜杆的截面面积相差不大于 10%，以保证结构在左右

两个方向具有大致相同的抗侧力能力。

(3) K形支撑系统, 在地震作用下, K形中间节点可能因受压斜杆屈曲或受拉斜杆屈服, 发生较大轴向变形而产生不平衡水平力, 使钢柱在楼层中点处侧向受力而发生屈曲。因此, 抗震设防的结构, 不得采用K形斜杆支撑(图5-12)。

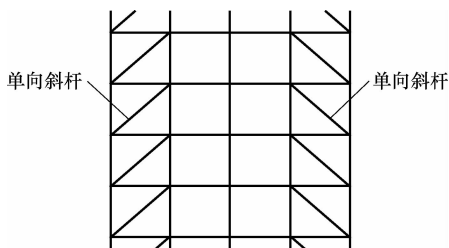


图 5-11 单斜杆支撑的对称布置

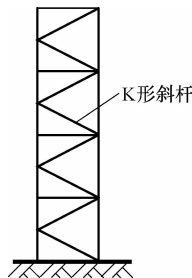


图 5-12 K形斜杆支撑

(4) 轴交支撑斜杆的轴线, 原则上应交汇于框架梁、柱轴线的交点, 有困难时, 斜杆轴线偏离梁、柱轴线交点的距离, 不应超过斜杆的截面宽度。

(5) 人字形、V形支撑的中间节点, 两个方向斜杆的轴线应与梁轴线交汇于一点。

(6) 沿竖向连续布置的支撑, 其地面以下部分宜采取剪力墙的形式延伸至基础。

(7) 在抗震设防的结构中, 支撑斜杆两端与框架梁、柱的连接在构造上应采取刚接。

(8) 按8度及以上抗震设防的结构, 宜采用带有耗能装置的轴交支撑(图5-13), 此时, 支撑斜杆的轴向受压或受拉承载力应为耗能装置屈服或滑动时承载力的1.5倍。图5-13a为安装粘弹性阻尼器的V形支撑; 图5-13b为联结双片竖向支撑的带阻尼器的单斜杆支撑。

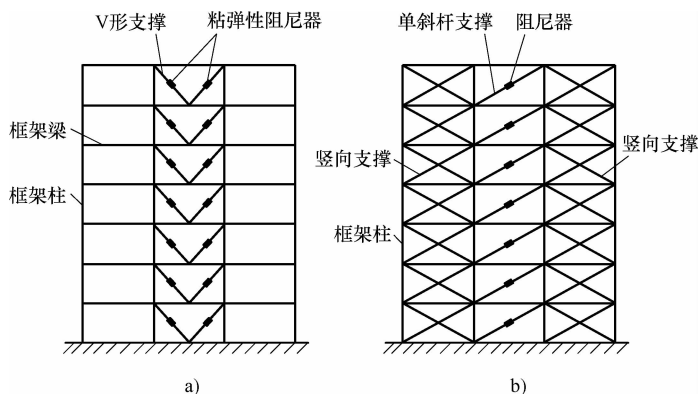


图 5-13 钢框架带有安装阻尼器的竖向支撑
a) V形支撑 b) 单斜杆支撑

3. 带支撑框架的相关要求

(1) 人字形支撑和V形支撑的横梁, 其跨中部位在与支撑斜杆连接处, 应保持整根连

续通过，并应在连接处设置水平侧向支承；梁在该支承点与梁端支承点之间的侧向长细比 λ_y 应符合第1章表1-1的规定。

(2) 抗震设防烈度为7度及以上时，设置轴交支撑的框架，其梁与柱的连接不得采用铰接。

(3) 为简化构造，方便施工，梁-柱节点宜带有在工厂焊接的悬臂梁段，使支撑斜杆与框架的现场连接部位和梁与柱的现场连接部位相互错开。

4. 支撑斜杆截面的确定

钢支撑的斜杆宜采用双轴对称截面，最好采用轧制宽翼缘H型钢或矩形钢管制作。

设防烈度为8、9度时，若支撑斜杆采用焊接工字形截面，其翼缘与腹杆的连接宜采取全熔透连续焊缝。

试验结果表明，由双角钢组装的T形截面支撑斜杆，绕截面对称轴失稳时，其滞回性能和耗能容量将因杆件弯扭屈曲及单肢屈曲而急剧下降。因此，双角钢组合的T形截面，不宜用于设防烈度为7度及以上的轴交支撑杆件。

5. 斜杆长细比的要求

(1) 竖向支撑在地震作用下的滞回特性，主要取决于其斜杆的受压性能。支撑斜杆的长细比 λ 较大时，滞回圈（滞回曲线所围成的面积）较小，所能吸收的能量较少。因此，抗震设防烈度较高的结构，支撑斜杆的长细比应该控制得小一些。

(2) 国家标准GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第8.4.1条规定：

1) 结构抗震等级为一、二、三级的轴交支撑（中心支撑），其斜腹杆应按压杆设计，不得按拉杆设计。

2) 结构抗震等级为四级的轴交支撑，其斜腹杆可按拉杆设计。

3) 支撑杆件按压杆设计时，其长细比不应大于 $120\sqrt{335/f_{ay}}$ ；支撑杆件按拉杆设计时，其长细比不应大于180。式中， f_{ay} 为钢材的屈服强度。

4) 结构抗震等级的划分，详见第1章表1-2。

(3) 试验表明，仅当支撑斜杆的长细比小于 $40\sqrt{235/f_{ay}}$ 时，才能避免反复拉、压作用下承载力的显著降低。

(4) 按7度及以上抗震设防的结构，当支撑采用由填板连接的双肢组合杆件时，单肢在填板之间的长细比，不应大于杆件最大长细比的1/2，且不应大于40。

6. 斜杆的板件宽厚比限值

地震时支撑斜杆中板件的局部失稳，将显著降低支撑斜杆的承载力和耗能容量，试验表明，为确保支撑斜杆具有足够的抗震能力，其板件宽厚比应该比钢梁按塑性设计的要求控制得更小一些。

结合美国1994年和日本1995年钢结构震害资料，《建筑抗震设计规范》第8.4.1条规定，支撑斜杆（图5-14）的板件宽厚比或径厚比，不应超过表5-2中按结构抗震等级划分所规定的限值。

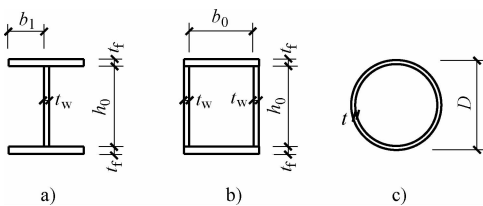


图5-14 支撑斜杆的截面形状

a) 工字形 b) 方管 c) 圆管

表 5-2 轴交支撑斜杆的板件宽厚比（或径厚比）限值

板件名称	非抗震设防	结构抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
翼缘外伸部分(b_1/t_f)	$10 + 0.1\lambda$	8	9	10	13
工字形(含H形)截面腹板(h_0/t_w)	$25 + 0.5\lambda$	25	26	27	33
矩形管状截面的翼缘和腹板(b_0/t_f 或 h_0/t_w)	40	18	20	25	30
圆管外径与壁厚的比值(D/t)	100	38	40	40	42

注: 1. 表列数值适用于 Q235 钢, 其他钢号应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$ (工形、方管截面) 或 $235/f_{ay}$ (圆管)。

2. λ 为杆件两个方向长细比中的较大值, 当 $\lambda < 30$ 时, 取 $\lambda = 30$; 当 $\lambda > 100$ 时, 取 $\lambda = 100$ 。

7. 跨层支撑结构特征

常用的小节间支撑(图 5-8), 由于每列支撑的宽度较小, 沿房屋的纵向和横向, 均需布置两列以上的支撑, 支撑的杆件数量和节点数均较多, 加工量大, 费用高, 传力路线长, 抗侧力效果差。

近来一些工程采用了跨层支撑(图 5-15), 其特点是: ①支撑的节间高度跨越两个以上的楼层; ②杆件和节点的数量均大幅度地减少; ③现场拼装工作量小; ④抗侧力功效增大。

跨层支撑是小型支撑与大型支撑之间的过渡形式, 是向支撑大型化前进了一步。

5.1.4 偏交支撑

地震调查资料指出, 强烈地震作用下, 轴交支撑中的长细比大于 50 的支撑斜杆, 常发生压曲甚至断裂。说明, 8 度以上抗震设防的结构, 不宜再采用轴交支撑, 而应改用偏交支撑。

1. 偏交支撑的构件特性

(1) 偏交支撑(或称偏心支撑)的特征是: 支撑斜杆与梁、柱的轴线不是交汇于一点, 而是偏离一段距离, 形成一个先于支撑斜杆屈服的“耗能梁段”, 偏交支撑框架的每根斜杆应至少有一端与框架横梁连接, 并在斜杆与梁交点至柱之间, 或至同一跨内另一斜杆与梁交点之间, 形成“耗能梁段”。

(2) 偏交支撑有以下几种类型: ①单斜杆的一端或两端形成“耗能梁段”(图 5-16a); ②八字形支撑上端形成“耗能梁段”(图 5-16b); ③人字形支撑上端形成竖向“耗能杆段”(图 5-16c); ④X 形支撑中心节点形成一个“耗能板域”(图 5-16d) 或水平“耗能杆段”(图 5-10e); ⑤X 形支撑中心节点采用弯曲型“耗能内框”(图 5-16f)。

(3) 设计偏交支撑时, 应使斜杆受压承载力不小于耗能梁段达到屈服强度时斜杆轴力的 1.6 倍。遭遇强烈地震时, 斜杆因受到耗能梁段先行屈服及其塑性变形的保护, 能始终保持平直状态, 避免了反复压曲、拉伸引起的刚度退化和强度劣化, 而且提高了支撑乃至整个

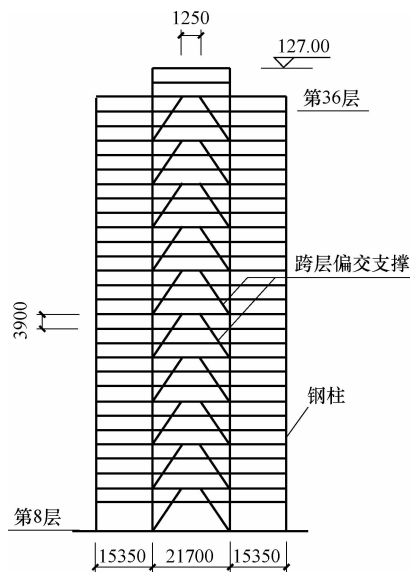


图 5-15 跨层偏交支撑

结构的延性。试验结果表明,消能梁段钢材受剪屈服后经过塑性应变硬化的极限受剪承载力,约为其屈服受剪承载力的1.6倍。

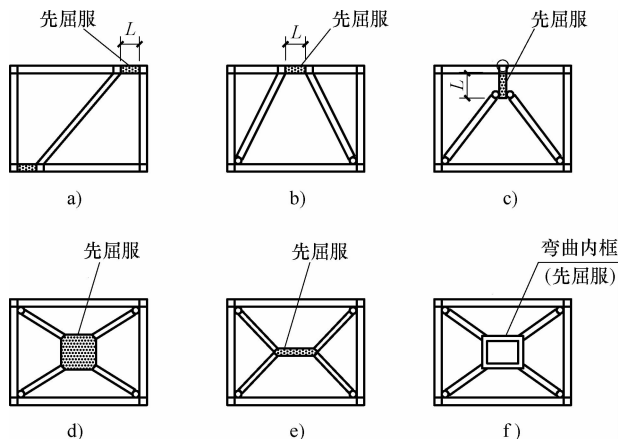


图 5-16 几种偏心支撑一个节间的构造示意

(4) 强烈地震作用下,框-撑体系将越过弹性阶段,进入塑性变形阶段,偏交支撑的塑性变形,主要发生在各个消能梁段。几种偏交支撑的变形状态如图 5-17 所示。

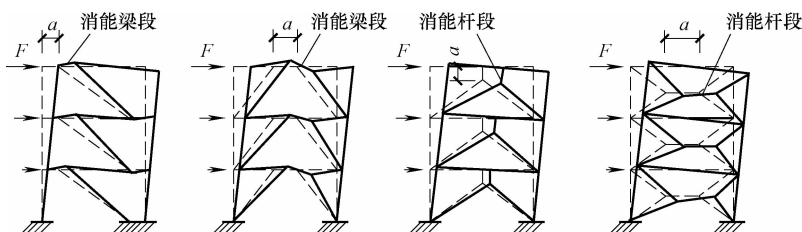


图 5-17 强烈地震作用下偏交支撑的变形状态

(5) 对图 5-18 所示的 40 层楼房的偏交支撑框架,采用峰值加速度为 0.5g 的 El Centro (1940) 地震波进行地震反应分析,计算出的结构顶点侧移时程曲线,在第 6s 时刻的最大值为 973mm。据此计算,在超过 9 度的强烈地震作用下,结构顶点侧移角仅为 1/163,表明偏交支撑同样具有较强的抗推刚度。

2. 偏交支撑的布置要求

(1) 高层建筑钢结构中的偏交支撑(或称偏心支撑),有以下五种形式:①八字形支撑(图 5-19a);②单斜杆支撑(图 5-19b);③A 形支撑(图 5-19c);④人字形支撑(图 5-19d);⑤V 形支撑(图 5-19e)。与八字形支撑相比较,A 形、V 形支撑因每层横梁均多一个消能梁段而具有更大的耗能容量。

(2) 支撑的每根斜杆,应至少有一端与框架横梁相连,而且使斜杆轴线与横梁轴线的交点,偏离梁、柱轴线交点或另一斜杆轴线与横梁轴线交点一段距离,形成消能梁段(图 5-19 中用双细线表示的梁段)。

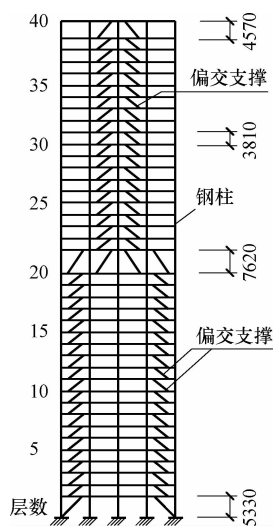


图 5-18 采用钢结构偏交支撑框架的 40 层楼房

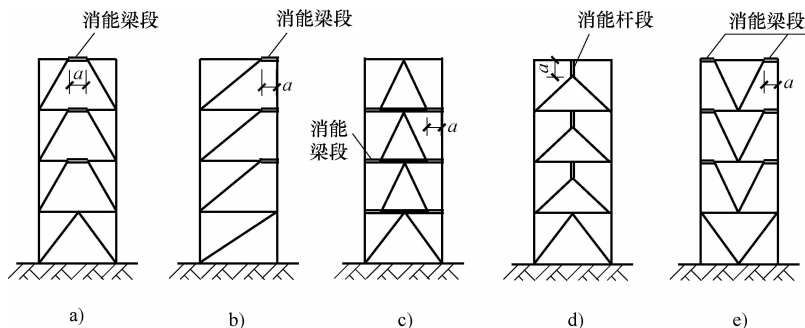


图 5-19 偏交支撑的五种形式

a) 八字形支撑 b) 单斜杆支撑 c) A 形支撑 d) 人字形支撑 e) V 形支撑

(3) 每根斜杆只能在一端与消能梁段相连。倘若斜杆的两端均与消能梁段相连，地震时一端的消能梁段屈服时，而另一端的消能梁段可能不屈服，从而降低支撑的承载力和耗能容量。

(4) 为使偏交支撑框架具有较大的抗推刚度，并使消能梁段能承受较大剪力，一般宜采用较短的消能梁段。当采用 A 形或 V 形支撑时，消能梁段长度 a 可取 $0.15L$ ， L 是支撑所在跨的框架梁长度。支撑斜杆的倾角通常取 $35^\circ \sim 50^\circ$ ，过小，就会使消能梁段的轴力增大，节点构造复杂。

(5) 总层数超过 12 层的 8、9 度抗震设防钢结构宜采用偏交支撑框架，但顶层框架梁可不设置消能梁段，即在顶层改用轴交支撑。此外，当结构底层的弹性承载力等于或大于其余各层承载力的 1.5 倍时，底层也可采用轴交支撑。

(6) 沿竖向连续布置的偏交支撑，在结构底层宜改用轴交支撑；在地下室则宜改成剪力墙的形式延伸至基础，若竖向钢支撑埋置于钢筋混凝土墙体内，其杆件不再验算受压稳定性承载力。

3. 偏交支撑的性能

(1) 偏交支撑，处于弹性阶段时的抗推刚度（侧向刚度），接近于轴交支撑，进入弹塑性阶段时，其延性和耗能能力则接近于延性框架，是一种耐震性能十分良好的抗震构件。

(2) 偏交支撑的设计原则是：强柱、强斜杆、弱消能梁段。强烈地震时，通过较弱的消能梁段的先行屈服和塑性变形，来消耗输入结构的地震能量，并保持支撑斜杆不屈曲，从而具有稳定的滞回性能；即使当消能梁段屈服并进入应变硬化阶段，支撑斜杆、框架柱和横梁其余梁段仍能保持在弹性工作阶段。图 5-20 给出两种偏交支撑框架的塑性变形机构。

(3) 偏交支撑框架的抗推刚度，主要取决于消能梁段长度与所在跨框架梁长度的比值。随着消能梁段变短，其刚度将趋近于轴交支撑框架；相反，随着消能梁

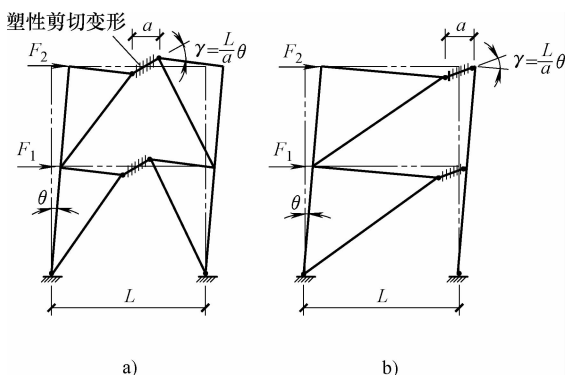


图 5-20 偏交支撑框架的塑性变形机构

段的加长, 偏交支撑框架的抗推刚度逐渐减小, 以至接近于纯框架。

4. 偏交支撑的构造要求

(1) 框架梁

1) 为使消能梁段具有良好的延性和耗能能力, 偏交支撑框架中含有消能梁段的横梁, 应采用 Q235 钢或 Q345 钢, 使其屈服强度不高于 345MPa。

2) 与偏交支撑消能梁段同一跨度的框架梁, 同样承受着较大的轴力和弯矩, 为了确保这类横梁的稳定, 其上、下翼缘均应设置水平的侧向支承, 其间距不应大于 $13b_f \sqrt{235/f_{ay}}$, 横梁在侧向支承点之间的长细比 λ_y , 应符合第 1 章表 1-1 的规定。

3) 消能梁段及与消能梁段同一跨内的框架梁 (非消能梁段), 其板件的宽厚比不应大于表 5-3 所规定的限值, 以保证框架横梁在消能梁段屈服时的整体稳定。

表 5-3 设置偏交支撑的框架梁的板件宽厚比限值

简 图	板件所在部位		板件宽厚比限值
	翼缘外伸部分 (b_1/t_f)		8
	腹板 ($\frac{h_0}{t_w}$)	当 $\frac{N}{Af} \leq 0.14$ 时	$90 \left(1 - \frac{1.65N}{Af} \right)$
		当 $\frac{N}{Af} > 0.14$ 时	$33 \left(2.3 - \frac{N}{Af} \right)$

注: 1. A 、 N 分别为偏交支撑框架梁的截面面积和轴力设计值, f 为钢材的抗压强度设计值。

2. 表列数值适用于 Q235 钢, 当材料为其他钢号时, 应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$, 其中 f_{ay} 为钢材的屈服强度。

(2) 支撑斜杆截面

1) 支撑斜杆宜采用轧制宽翼缘 H 型钢或圆形、矩形焊接钢管。

2) 支撑斜杆采用焊接 H 形截面时, 其翼缘与腹板的拼装连接宜采用全熔透连续焊缝。

3) 支撑斜杆的杆件长细比不应大于 $120 \sqrt{235/f_{ay}}$ 。

4) 偏交支撑斜杆 (图 5-14) 的板件宽厚比, 不应超过现行国家标准 GB 50017—2003 《钢结构设计规范》规定的轴心受压构件按弹性设计时的板件宽厚比限值, 也不应超过表 5-2 的规定。

(3) 支撑斜杆的连接

1) 为使支撑斜杆能承受消能梁段的端部弯矩, 支撑斜杆与横梁的连接应设计成刚接。

2) 支撑斜杆轴线与框架梁轴线的交点, 应位于消能梁段的端点 (图 5-21a); 也可位于消能梁段内部 (图 5-21b), 此种情况将产生与消能梁段端部弯矩方向相反的附加弯矩, 从而减小梁段和支撑斜杆的弯矩, 对抗震有利。但交点不应位于消能梁段以外, 因为它将加大支撑斜杆和消能梁段的弯矩, 不利于抗震。

3) 支撑斜杆的拼接接头以及斜杆与框架梁的连接节点, 均应采用高强度螺栓摩擦型连接。必要时也可采用焊接, 但应采用全熔透对接焊缝。

4) 支撑斜杆可采用全熔透坡口焊缝直接与框架梁连接 (图 5-21b), 也可以通过节点板与框架梁连接 (图 5-21a)。前一连接构造具有传递弯矩的能力, 后一做法适用于矩形钢管

斜杆。

5) 当支撑斜杆与框架梁的连接采用节点板时, 应注意将连接部位置于消能梁段范围以外, 以免节点板的局部加强影响到消能梁段的屈服性能。此外, 考虑到消能梁段的剪力很大, 节点板靠近梁段的一侧应加焊一块边缘加劲板 (图 5-21a), 以防节点板屈曲。

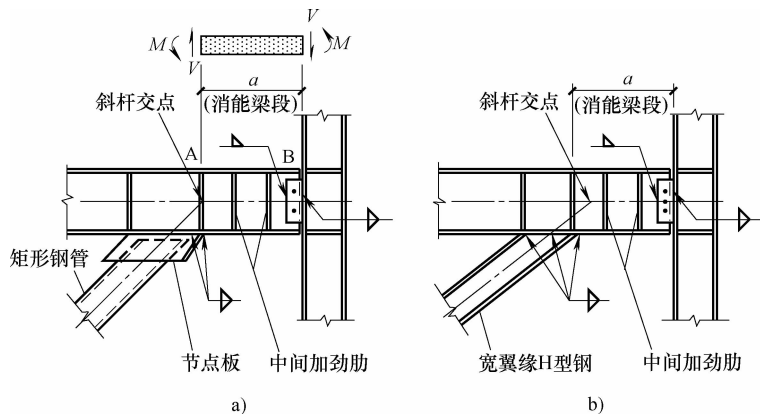


图 5-21 支撑斜杆轴线与框架梁轴线交点的位置
a) 交点在消能梁段端点 b) 交点在消能梁段内部

5. 偏交支撑消能梁段的设计要求

消能梁段是指: 在偏交支撑框架中, 斜杆与梁交点至柱面的一段梁, 或同一跨内相邻两根斜杆与梁交点之间的一段梁 (图 5-19 中用双细线表示的一段梁)。地震作用下, 消能梁段将承受很大的均布剪力、较大的杆端弯矩和较小的轴力, 地震时它首先屈服, 确保支撑斜杆、梁的其余区段和支撑框架其他部位仍处于弹性受力状态。

(1) 消能梁段的屈服类型和净长度

1) 消能梁段的消能方式与其长度密切相关, 取出图 5-21a 中的消能梁段 AB 作为分离体, 它的两端作用有剪力 V 和弯矩 M , 则有 $M = V \cdot a/2$, 反弯点在跨中。如果弯矩 M 达到全塑性值 $M_p f_{ay}$, 同时, 剪力 V 达到其屈服剪力 $V_l = 0.58A_w f_{ay}$, 则相应的消能梁段长度将等于 $a = 2M_p/V_l$ 。若 a 小于此数值, 则梁段剪力达到全屈服值 V_l 时, 梁段弯矩将小于全屈服值 M_p 。实际上, 当梁段腹板受剪屈服时, 梁段的全塑性弯矩将小于 M_p 。根据试验资料, 当 $a \leq 1.6M_p/V_l$ 时, 梁段单纯受剪屈服。

①当消能梁段的净长度 $a \leq 1.6M_p/V_l$ 时, 称为“短梁段”, 剪力很大, 两端弯矩值相对较小, 梁段在其端部尚未弯曲屈服之前即发生剪切屈服, 梁段的非弹性变形主要是剪切变形, 因而属于“剪切屈服型”。

②当净长度 $a > 2.6M_p/V_l$ 时, 称为“长梁段”, 两端弯矩值相对较大, 梁段在尚未剪切屈服之前即发生弯曲屈服, 梁段的非弹性变形主要是弯曲变形, 因而属于“弯曲屈服型”。式中 M_p 和 V_l 分别为消能梁段的全截面塑性受弯承载力和屈服受剪承载力。

③当消能梁段的净长度介于上述两种情况之间时, 称为“中长梁段”。剪切变形和弯曲变形在其非弹性变形中各占较大比重, 因而属“剪弯屈服型”。

2) 偏交支撑框架的各个消能梁段宜设计成“剪切屈服型”; 与柱相连的消能梁段则必须设计成“剪切屈服型”, 而不能设计成“弯曲屈服型”, 以免在与支撑斜杆相连的柱段产

生附加弯矩。

3) 试验研究表明,“剪切屈服型”消能梁段对偏交支撑框架抵抗大震特别有利。一方面它使偏交支撑框架的弹性刚度接近于轴交支撑框架;另一方面,它的消能容量和滞回性能又优于“弯曲屈服型”消能梁段。

4) 剪切型消能梁段的净长度 a 最好不超过 $1.3M_{fp}/V_l$;但也不能太短,过短,则消能梁段的塑性变形角很大,有可能导致消能梁段过早的塑性破坏。一般而言,消能梁段的长度可取框架梁净长度的 0.1~0.15 倍。

5) 消能梁段的轴向力,主要由支撑斜杆轴力的水平分量产生。当此轴力较大时,为保证消能梁段在往复荷载作用下具有良好的滞回性能,除适当降低此梁段的受剪承载力外,还需适当减小该梁段的长度。

6) GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 8.5.3 条规定:当消能梁段承受的轴力 $N > 0.16Af$ 时,消能梁段的净长度 a 应符合下列规定:

$$\rho = N/V$$

当 $\rho(A_w/A) < 0.3$ 时,

$$a \leq 1.6 \frac{M_{fp}}{V_l}$$

当 $\rho(A_w/A) \geq 0.3$ 时,

$$a \leq 1.6 \frac{M_{fp}}{V_l} \left(1.15 - 0.5\rho \frac{A_w}{A} \right)$$

式中 N 、 V ——消能梁段承受的轴向力和剪力设计值;

ρ ——消能梁段轴力设计值与剪力设计值的比值;

A 、 A_w ——消能梁段的截面面积和腹板截面面积。

(2) 消能梁段的截面尺寸

1) 消能梁段的截面尺寸,宜与同一跨度框架梁的截面尺寸相同。

2) 消能梁段截面尺寸的选定要适度。为确保偏交支撑地震时不失效,偏交支撑框架的设计要求是:斜杆、梁、柱等杆件的弹性承载力均应大于消能梁段的屈服承载力(含塑性应变硬化)。如果消能梁段的腹板截面尺寸定的过大,就会导致其他杆件截面一连串地加大,造成不经济。因此,消能梁段的截面尺寸应该根据偏交支撑抗侧力所需的最小腹板受剪面积及相应的可能最大截面高度(有利于实现梁段的剪切屈服)来确定,并使腹板高厚比和翼缘宽厚比符合表 5-3 的规定。

3) 试验表明,腹板上加焊的贴板不能同步进入弹塑性变形阶段,所以,不能采取在腹板上贴焊补强板的办法来提高梁段的受剪承载力。

4) 消能梁段的腹板上不得开洞,因为它会显著降低腹板的弹塑性变形能力。

(3) 消能梁段的加劲肋

1) 端部加劲肋

①消能梁段与支撑斜杆的连接处,应在梁腹板的两侧配置横向加劲肋(图 5-22),以传递梁段的剪力,并防止梁段腹板屈曲。

②加劲肋的高度等于梁腹板的高度,每侧加劲肋的宽度不应小于 $(b_f/2 - t_w)$ 。

③加劲肋的厚度不应小于 $0.75t_w$,且不应小于 10mm。

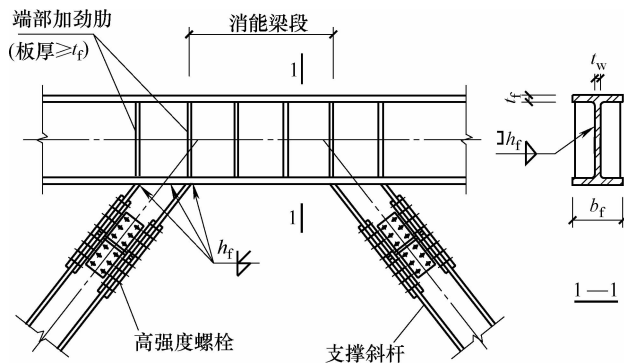


图 5-22 八字形偏交支撑斜杆与框架梁消能梁段的连接

2) 中间加劲肋

①消能梁段腹板的中间加劲肋的配置，应按梁段的长度区别对待。对于较短的“剪切屈服型”梁段，中间加劲肋的间距应该小一些；对于较长的“弯曲屈服型”梁段，需要在距梁段两端各 1.5 倍翼缘宽度处配置加劲肋；对于中长的“剪弯屈服型”梁段，中间加劲肋的配置，则需同时满足对剪切屈服型和弯曲屈服型梁段的要求。

②腹板屈曲会显著降低梁的非弹性往复抗剪能力。为防止腹板过早地因受剪屈曲和反复屈曲变形导致消能梁段刚度退化和强度劣化，使腹板在地震全过程中均能充分发挥其抗剪能力，消能梁段应按表 5-4 的要求配置中间加劲肋（图 5-23）。

表 5-4 消能梁段中间加劲肋的配置要求

情况	消能梁段的净长度 a	加劲肋最大间距	附加要求
(一)	$a \leq 1.6 \frac{M_{fp}}{V_l}$	$30t_w - 0.2h$	—
(二)	$1.6 \frac{M_{fp}}{V_l} < a \leq 2.6 \frac{M_{fp}}{V_l}$	取情况(一)和(三)的线性插值	距消能梁段两端各 $1.5b_f$ 处配置加劲肋
(三)	$2.6 \frac{M_{fp}}{V_l} < a \leq 5 \frac{M_{fp}}{V_l}$	$52t_w - 0.2h$	(同上)
(四)	$a > 5 \frac{M_{fp}}{V_l}$	(可不配置中间加劲肋)	—

注：1. V_l 、 M_{fp} 为消能梁段的受剪承载力和全塑性受弯承载力。
 2. b_f 、 h 、 t_w 为消能梁段的翼缘宽度、截面高度和腹板厚度。

③当消能梁段的截面高度 $h \leq 640\text{mm}$ 时，可在腹板一侧配置单侧加劲肋；当 $h > 640\text{mm}$ 时，应在腹板两侧配置加劲肋，每侧加劲肋的宽度不应小于 $b_f/2 - t_w$ 。

④中间加劲肋的高度等于消能梁段的腹板高度，厚度不应小于 t_w 和 10mm。

3) 加劲肋的连接

①横向（端部、中间）加劲肋与消能梁段上、下翼缘和腹板的连接，应沿其三边采取双面角焊缝进行三边围焊。

②加劲肋与腹板连接焊缝的承载力不应低于 $A_{st}f$ 。

③加劲肋与翼缘连接焊缝的承载力不应低于 $0.25A_{st}f$ 。

$$A_{st} = b_{st} t_{st}$$

式中 b_{st} 、 t_{st} ——分别为一侧加劲肋的宽度和厚度。

(4) 消能梁段与柱的连接

1) 与柱相连的消能梁段，其净长度 a 不应大于 $1.6M_{lp}/V_l$ 。

2) 当消能梁段与柱翼缘连接时（图 5-23），梁翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝；梁腹板与连接板之间及连接板与柱翼缘之间应采用角焊缝连接，角焊缝的承载力不得小于消能梁段腹板的轴向屈服承载力、屈服受剪承载力和塑性受弯承载力。

3) 消能梁段不宜直接与 H 形柱的腹板相连接，必须采用这种连接方式时，梁翼缘与柱上连接板之间应采用坡口全熔透焊缝，梁腹板与柱之间应采用角焊缝连接，角焊缝的承载力应分别不小于消能梁段腹板的轴向屈服承载力、屈服受剪承载力和塑性受弯承载力。

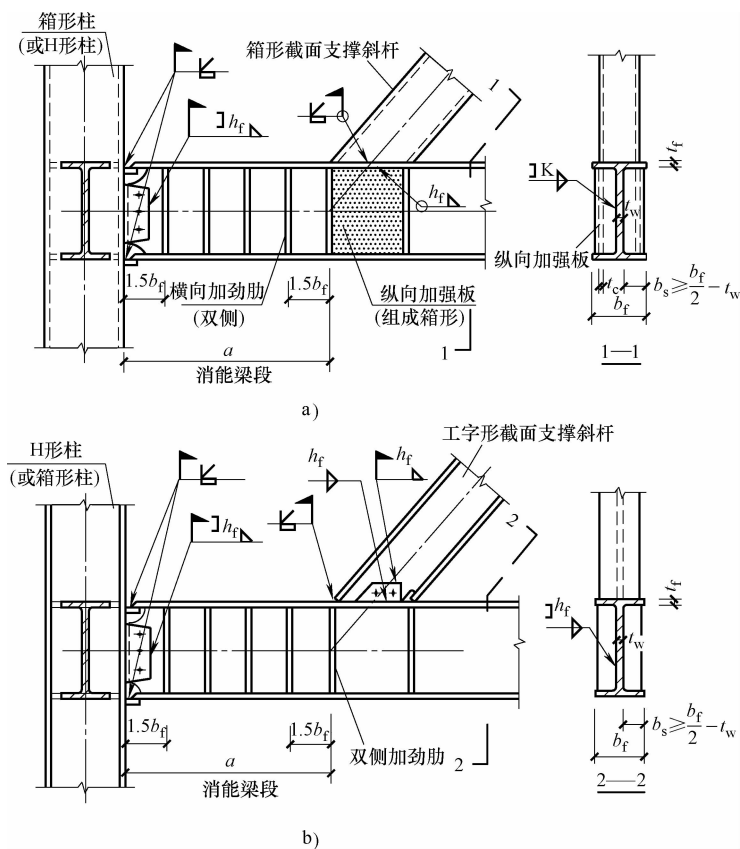


图 5-23 偏交支撑斜杆与框架梁的连接及消能梁段的中间加劲肋

a) 方管截面支撑斜杆 b) H 形截面支撑斜杆

(5) 消能梁段侧向支撑

1) 为确保消能梁段及支撑斜杆的侧向稳定，防止其侧向弯扭屈曲，一般情况下，楼板不能视作侧向支承，消能梁段两端的上、下翼缘，均应设置隅撑，即水平侧向支撑（图 5-24）。当梁上翼缘与楼板固定但不能表明梁下翼缘侧向固定时，梁的下翼缘处仍需设置水平侧向支撑。

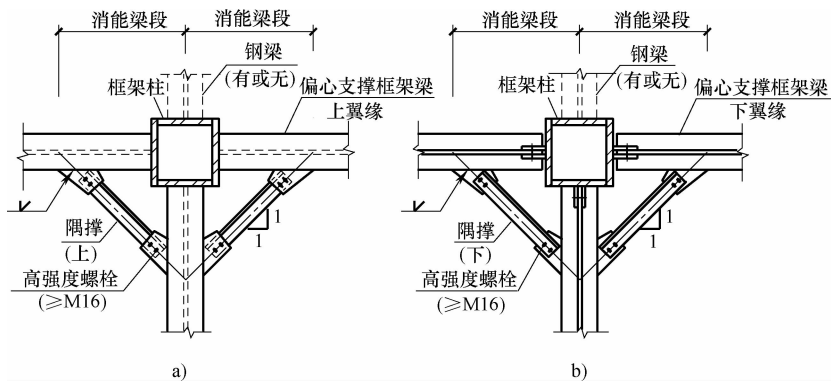


图 5-24 偏交支撑横梁消能梁段端部的侧向支撑
a) 上翼缘隔撑 b) 下翼缘隔撑

2) 为了不妨碍地震时消能梁段端部所产生的较大竖向位移，侧向支撑（隔撑）宜设置在梁的一侧。

3) 与消能梁段位于同一跨度的框架梁，同样承受着较大轴力和弯矩，为保持其侧向稳定，其上、下翼缘也应设置水平侧向支撑，其间距不应超过 $13b_f \sqrt{235/f_{ay}}$ ， b_f 为梁的上翼缘或下翼缘的宽度。支撑横梁在侧向支承点之间的长细比 λ_y ，还应符合第 1 章表 1-1 的规定。

4) 偏交支撑横梁的非消能梁段，当其侧向支承点的间距大于 $13b_f \sqrt{235/f_{ay}}$ 时，可利用钢次梁作为框架梁上、下翼缘的侧向支撑。当次梁截面高度小于主梁截面高度一半，即 $h_b < H_B/2$ 时，可采取在次梁竖向平面内设置角撑的做法（图 5-25a）；当 $h_b \geq H_B/2$ 时，可采取在次梁竖向平面内加宽连接板的做法（图 5-25b）。

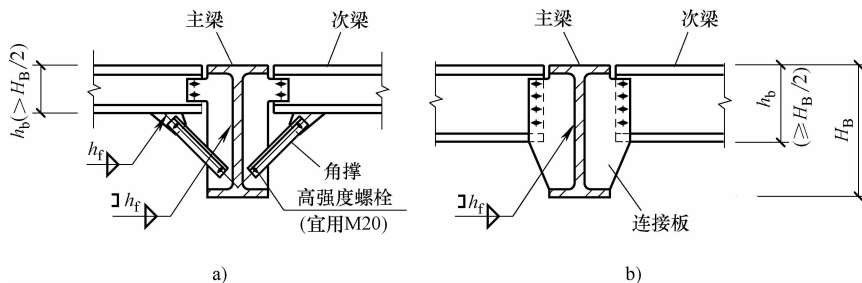


图 5-25 偏交支撑横梁非消能梁段端部的侧向支撑
a) $h_b < H_B/2$ 时 b) $h_b \geq H_B/2$ 时

5.1.5 防屈曲支撑

1. 防屈曲支撑的开发与应用

框架-支撑体系是地震区高层建筑中应用较多的结构体系，与框架体系相比，它多一道抗震防线，因而抗震可靠度更高；又因为竖向支撑的抗推刚度远大于框架，地震作用下结构的层间侧移更小，得以保护和减轻地震时建筑的围护结构、装修和内部设施的损坏程度，成为一种经济、有效的抗震结构体系。随着工程抗震经验的不断总结，竖向支撑逐步地从传统

的轴交支撑（中心支撑）发展为偏交支撑（偏心支撑），更进一步发展为防屈曲支撑（屈曲约束支撑）。轴交支撑、偏交支撑、防屈曲支撑三者力学特性、结构使用效果上均有各自不同的特点：

（1）轴交支撑易屈曲。

非地震区的高层建筑，采用框架-支撑体系时，结构体系中的竖向支撑均采用轴交支撑（中心支撑）。地震区的高层建筑采用框架-支撑体系时，其中的竖向支撑，早期均采用轴交支撑；近期，也有采用轴交支撑，但更多的情况特别是高烈度地震区则采用偏交支撑（偏心支撑）。

传统的轴交支撑，支撑斜杆的轴心线与框架梁、柱的轴心线交汇于一点，构成几何不变的三角形杆系。此种支撑在水平地震作用下所产生的侧移，是由各杆件的轴向拉伸或压缩引起的，由于杆件的轴向抗拉、抗压刚度远大于杆件的抗弯刚度，在结构弹性变形阶段，轴交支撑具有很大的抗推刚度。然而，高层建筑所采用的轴交支撑，其斜腹杆的长细比一般均大于40，受压屈曲时的欧拉临界荷载小于其轴向压缩时的抗力，遭遇强烈地震时，支撑斜腹杆所受压力往往超过欧拉临界荷载，使斜腹杆发生出平面整体失稳而产生侧向挠曲（屈曲）；地震作用反向时，斜腹杆由挠曲状态骤然绷直，其动力效应将使杆件所受拉力大增，杆身及其端部连接产生超应力，同时支撑斜杆受压屈曲时的钢板折皱处因出现细微裂缝而过早断裂。此外，斜腹杆在往复水平地震作用下反复受拉、受压时，其抗压刚度和稳定受压承载力将显著降低，降低的幅度与斜杆的长细比和荷载循环次数成正比。往复水平荷载作用下轴交支撑的滞回曲线见图5-26a，从中可以看出，滞回曲线是非对称的，而且很瘦小，表明轴交支撑在地震作用下，因为斜腹杆的受压屈曲、刚度退化和强度弱化，吸收和耗散地震能量少，耐震性能差，抗震可靠度低。因此，7度以上地震区的高层建筑已很少继续采用传统的轴交支撑，多改用耐震性能较好的偏交支撑和防屈曲支撑。

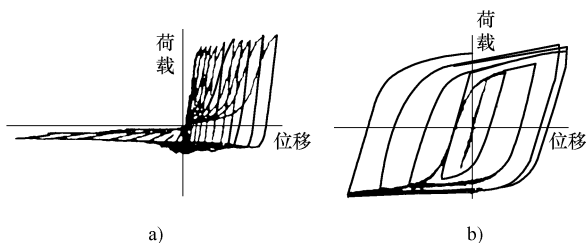


图5-26 往复侧力作用下支撑的荷载-位移滞回曲线

a) 普通支撑 b) 防屈曲支撑

（2）偏交支撑耗能少且伤及主体结构。

偏交支撑（偏心支撑）的结构特征是：支撑斜腹杆的轴心线与框架梁、柱的轴心线不是交汇于一点，而是偏离一段距离后仅与梁轴心线相交，使斜腹杆与梁的交点到柱内侧的一段梁形成消能梁段，并使斜腹杆受压承载力不小于消能梁段达到受剪屈服强度时斜腹杆受压轴力的1.6倍，确保结构遭遇强烈地震时，消能梁段先行屈服并产生足够大的塑性剪切变形，以吸收和耗散输入结构的地震能量，并保持斜腹杆始终处于平直状态，不发生屈曲，偏交支撑在地震期间也就不再发生刚度退化和强度弱化，从而始终保持足够的抗推刚度和水平承载力。

框架梁是框-撑体系中的主要承重构件和抗侧力构件的重要杆件，其消能梁段的较大剪切塑性变形在地震结束后并不能自动复原，需要及时地进行强力矫正和补强，这种伤及主体结构的做法是偏交支撑耐震性能的不足之处。此外，构件往复加载试验结果表明，

构件剪力塑性变形所能耗散的地震能量小于构件弯曲塑性变形的耗散能量，更小于构件轴向拉、压塑性变形所耗散的能量。所以偏交支撑还算不上优良的耐震构件，有待于进一步地改善。

(3) 防屈曲支撑是高效的消能减震构件。

防屈曲支撑 (Buckling-restrained brace) 是以轴交支撑为基础加以改良而成，为防止强烈地震时，支撑斜腹杆因受压时发生屈曲而导致刚度和承载力大幅度下降，斜腹杆采用由芯杆 (受力单元)、无粘结涂层 (滑动单元) 和外包套管 (侧向约束单元) 三部分所组成的复合构件，中间的芯杆与框架的梁、柱相连接，承担水平荷载引起的轴向压力或轴向拉力；外包套管的长度比芯杆略短，其两端不与支撑节点板相连接而空开一定距离，让套管不参与承担拉力或压力，而仅利用其抗弯刚度防止芯杆受压时侧向挠曲，使芯杆始终保持平直状态而能充分发挥其最大的拉、压承载力及相应的轴向塑性变形。

防屈曲支撑的结构试验结果表明，多次往复侧力作用下的荷载-位移滞回曲线 (图 5-26b) 非常饱满，而且是反对称的，受拉和受压状况基本相同，不再出现刚度退化和强度弱化，证实防屈曲支撑是一种耐震性能极佳的抗侧力构件。

防屈曲支撑是一种位移型 (金属屈服型) 阻尼器，属于被动控制类型，不需要外部能源驱动，它通过杆件轴向塑性变形直接消耗地震能量的方式达到减小结构振动幅度的目的，是用于地震区高层建筑的高效的消能减震构件。

日本和美国是开展结构控制体系研究比较早的国家。防屈曲支撑最早于 1980 年出现在日本，目前日本已有 250 幢以上的建筑采用了防屈曲支撑作为抗侧力构件。美国自 1994 年北岭地震以后也开始在工程中采用防屈曲支撑，应用于多项新建工程和抗震加固工程，并在理论分析和结构试验的基础上，于 2001 年编制出《防屈曲支撑框架技术措施》(Recommended Buckling-restrained

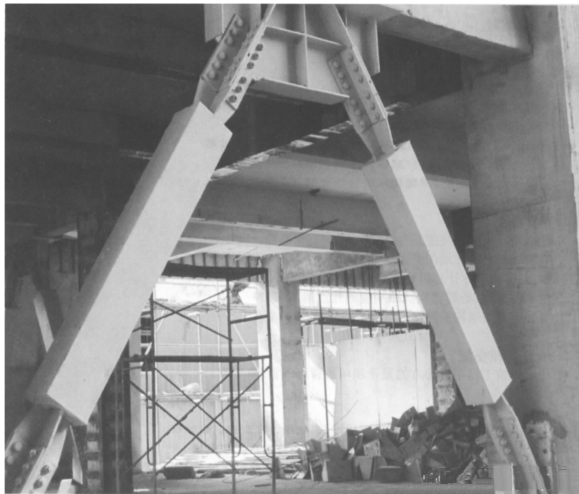


图 5-27 应用于实际工程中的防屈曲支撑的全貌

ed Braced Frame Provisions)。防屈曲支撑近期在我国也得到了应用，北京银泰中心的 55 层主楼和上海古北财富中心办公楼均采用了防屈曲支撑。

图 5-27 是在工程中实际应用的防屈曲支撑的全貌。

2. 防屈曲支撑的腹杆形式

防屈曲支撑 (Buckling-restrained Brace) 的腹杆在钢框架中的布置形式一般采用单斜式、人字形或 V 形 (图 5-28a、b、c)，而不采用 X 形，因为 X 形支撑的中央节点阻碍支撑斜腹杆中间芯杆的自由伸缩。若需要采用 X 形支撑时，一般是采取由上一层的 V 形支撑和下一层的人字形支撑组合而成，即形成跨越两个楼层的 X 形支撑 (图 5-28d)。

支撑斜腹杆的倾角宜为 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间，以接近 45° 为最佳，斜腹杆倾角小于 30° 和大于 60° 的支撑，抗侧力效率低下，不经济。

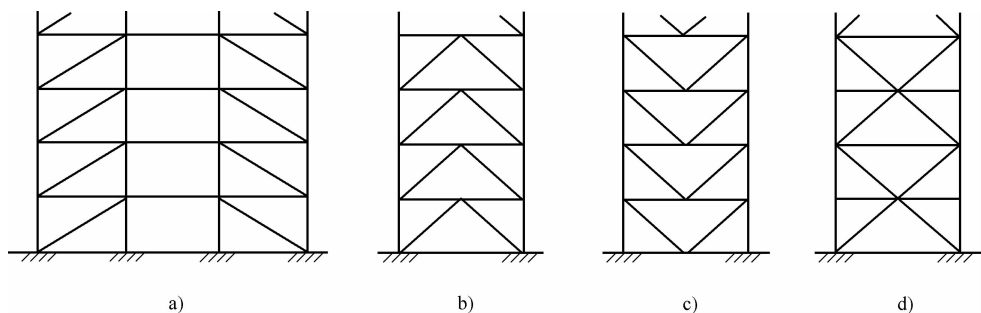


图 5-28 防屈曲支撑的腹杆形式

a) 单斜式 b) 人字形 c) V形 d) 跨层 X形

3. 防屈曲支撑斜腹杆的构成

防屈曲支撑的斜腹杆是由中间的芯杆和外包的套管两个基本部件所组成，芯杆采用截面为十字形、H形或方管的整根钢杆，套管采用圆形或方形钢管，芯杆与套管之间充填砂浆或素混凝土(图 5-29)；另一种做法是，套管与芯杆紧密接触，直接箍住芯杆，芯杆与套管之间不再填灌砂浆或混凝土(图 5-30)。芯杆与套管之间由无粘结涂层和间隙隔开，防止套管参与承受轴向荷载。

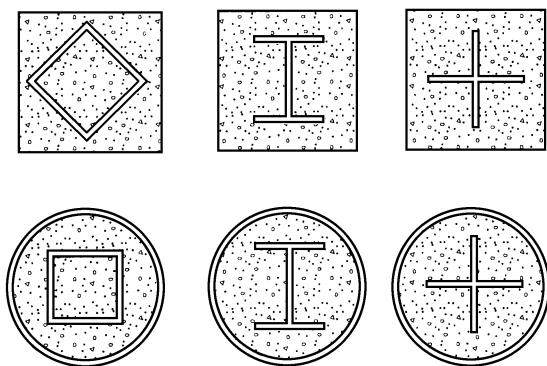


图 5-29 支撑斜腹杆的横截面构造 (一)

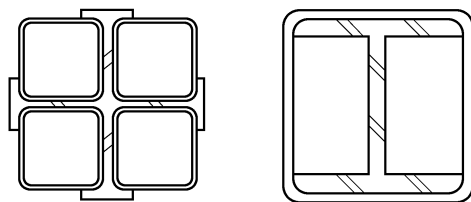


图 5-30 支撑斜腹杆的横截面构造 (二)

芯杆两端采用高强度螺栓与框架梁、柱上的节点板连接，以承担因往复水平地震作用对支撑斜杆产生的全部压力或拉力。外包套管只是用来加大芯杆的横截面等效回转半径，减小支撑斜杆的长细比，确保芯杆受压时不再屈曲，从而达到无论芯杆受拉还是受压均能实现全截面屈服、全截面产生等值塑性轴向变形，以充分吸收和耗散输入结构的地震能量。为了不让套管参与承担斜杆的轴向拉力或压力，而且不妨碍芯杆的轴向拉伸、压缩和横向膨胀、收缩，芯杆与套管之间采用无粘结涂层(聚四氟乙烯)和间隙加以隔开。

4. 防屈曲支撑的性能

普通的轴交支撑(中心支撑)存在着斜腹杆受压屈曲现象，往复侧力作用下的荷载-位移滞回曲线，其受拉、承压的滞回反应明显不对称(图 5-26a)，强烈地震作用下，支撑屈曲后的滞回耗能能力变差，难以有效地吸收和耗散输入结构的地震能量，而且斜腹杆受压屈曲后的折皱部位当腹杆变为受拉时更容易撕裂折断。

防屈曲支撑针对普通支撑容易压屈这一缺点加以改进,将支撑的斜腹杆改由芯杆和套管组成的复合杆件,使斜腹杆轴向受拉和轴向受压时的承载力基本相同,即使在强烈地震的反复作用下,斜腹杆也不再发生屈曲,无论是受拉还是受压,斜腹杆均能达到全截面均匀屈服,而能产生足够大的轴向拉、压塑性变形,从而充分吸收和耗散输入结构的地震能量。结构试验结果表明,防屈曲支撑在往复侧力作用下的荷载-位移滞回曲线十分饱满,而且具有良好的对称性(图5-26b),滞回曲线所包围的面积很大,表明防屈曲支撑在地震作用下能够吸收和耗散很多的输入结构的地震能量。从结构性能方面进一步证实防屈曲支撑是一种具有极佳耐震性能的抗侧力构件。

单一框架、普通支撑框架和防屈曲支撑框架三种结构模型在侧力作用下的对比试验结果表明:

(1) 单一框架的抗推刚度小、承载力低。

(2) 普通支撑框架的初始抗推刚度大,随着荷载的增加,支撑的受压斜腹杆因侧向失稳(屈曲)而退出工作(图5-31a),结构的抗推刚度急剧下降,水平承载力锐减。

(3) 防屈曲支撑框架不仅初始的抗推刚度大,而且由于受压斜腹杆不再发生屈曲而始终充分发挥其最大的轴向抗压刚度和受压承载力(图5-31b),从而具有比普通支撑框架大得多的而且始终不变的抗推刚度和水平承载力,同时防屈曲支撑还进一步增大框架-支撑结构体系的延性。

水平荷载作用下纯框架、普通支撑框架和防屈曲支撑框架的荷载-位移滞回曲线分别示于图5-32,从中可以看出三者的显著差别。

此外,从图5-31a中人字形普通支撑的杆件变形状态还可以看出,当水平荷载增大到受压腹杆因屈曲而部分退出工作后,受压斜腹杆的轴向压力减小,受拉斜腹杆的轴向拉力增大,拉、压力的平衡状态被打破,两根腹杆的拉力、压力的竖向分力的差值,变成作用于框架主梁中点的附加竖向荷载,使框架梁的内力和挠度增大,进一步降低普通支撑框架的抗震可靠度。而图5-31b所示的防屈曲支撑,由于斜腹杆受压时不再屈曲,而且拉、压腹杆所用钢材的受拉弹性模量和受压弹性模量的数值相同,在整个加载过程中,拉、压腹杆所受的拉力和压力始终处于平衡状态,两者的竖向分力的差值等于零,对框架梁

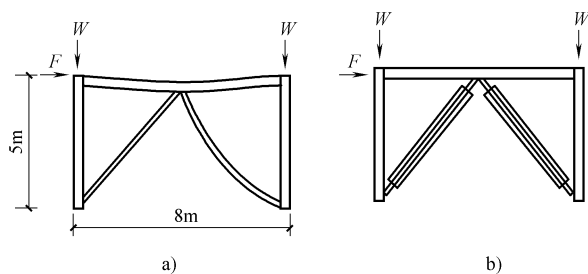


图5-31 侧力作用下支撑框架各杆件的变形状态
a) 普通支撑框架 b) 防屈曲支撑框架

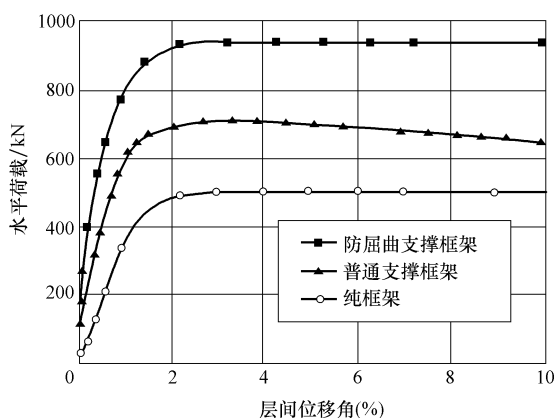


图5-32 侧力作用下纯框架和两种支撑框架的荷载-位移曲线

不再产生附加竖向力，使框架梁、柱一直处于正常受力状态，整个结构得以正常发挥其抗震承载力。

防屈曲支撑的刚性和消能特性使它具有双重结构功能：①为框-撑体系提供必要和持久的抗推刚度（侧向刚度）；②增大结构延性，减小结构在强烈地震作用下的振动反应。

5. 防屈曲支撑芯杆的设计

防屈曲支撑斜腹杆的芯杆采用低屈服强度和较大延性的钢材制作。芯杆承受轴向荷载，其构件力学模型可采用理想弹塑性杆单元模型，考虑外包套管对芯杆侧向挠曲的约束，防止芯杆受压屈曲。因此，设计芯杆的截面形状和尺寸时应考虑其强度和稳定性问题。

(1) 强度计算 芯杆轴向受力时的设计屈服荷载 P_y 按下式计算：

$$P_y = f_y A$$

式中 f_y ——芯杆钢材的屈服强度设计值；

A ——芯杆的截面面积。

(2) 稳定性验算 通过屈曲分析求解芯杆受压时的整体失稳荷载。假定支撑斜腹杆在两端轴向压力 P 作用下发生横向半波形弯曲屈曲，芯杆与外包套管之间有横向分布力 $q(x)$ 相互作用，但无纵向相互作用力。取出受力隔离体，分别建立平衡方程。

芯杆单元的平衡方程为

$$E_1 I_1 \frac{d^4 y}{d^4 x} + P \frac{d^2 y}{d^2 x} = -q(x) \quad (5-1)$$

套管单元的平衡方程为

$$E_2 I_2 \frac{d^4 y}{d^4 x} = q(x) \quad (5-2)$$

式中 E_1 、 I_1 ——芯杆钢材的弹性模量和截面抗弯惯性矩；

E_2 、 I_2 ——套管钢材的弹性模量和截面抗弯惯性矩。

将式(5-2)代入式(5-1)并整理得：

$$\frac{d^4 y}{d^4 x} = \left(\frac{P}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \frac{d^2 y}{d^2 x} = 0 \quad (5-3)$$

近似地假定芯杆单元和套管单元的长度相等，同为 l ，引入杆件两端的边界条件对式(5-3)进行求解，得支撑整体失稳的极限承载力 P_{cr}

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)}{(kl)^2}$$

式中 k ——考虑杆件两端约束条件的计算长度系数，两端铰接，取 $k=1.0$ ；两端刚接，取 $k=0.5$ ；实际情况介于两者之间者，取 $k=0.5 \sim 1.0$ 。

实际工程中应尽量使钢芯杆两端与框架梁、柱的连接在构造上接近于铰接，使杆件受力情况符合计算模型，减轻芯杆两端无套管约束区段和节点板在复杂应力状态下的破损程度和失效概率。

(3) 截面尺寸的确定 理想情况下，支撑斜腹杆整体失稳的临界荷载 P_{cr} 大于芯杆所承受的最大轴力，则芯杆单元在斜腹杆屈曲前会达到充分的屈服。此时，芯杆的截面尺寸即可按强度确定；否则，芯杆的截面尺寸需按强度和稳定性两种情况分别计算，取其较大值。

(4) 钢材的选用 低碳钢是一种性能优良的弹塑性材料, 具有极为优良的塑性变形性能, 在超过屈服应变几十倍的塑性应变情况下, 往复加载数百次而不断裂, 其往复荷载下的滞回曲线, 形状饱满, 吸能容量大, 耗能效果好。

日本针对防屈曲支撑和钢板剪力墙所用钢材, 开发了低屈服点的钢材系列 (LY100, LY225), 延伸率达到 50% 以上。低屈服点钢材 (俗称“软钢”) 具有良好的塑性变形能力, 强烈地震时可以更多地吸收和耗散地震输入结构的能量, 减小结构的振动反应。表 5-5 列出三种低屈服点软钢的材料性能指标, 供工程设计时应用。研究表明, 支撑斜腹杆的芯杆采用极低强度软钢的防屈曲支撑, 因具有更强的塑性变形能力和更大的滞回耗能容量, 成为地震区高层建筑一种实用、构造简单、效能极佳的消能减震器。

表 5-5 低屈服点软钢的材料性能指标

钢材品种	屈服应力 $\sigma_y/(N/mm^2)$	最大应变 ε_m/mm	弹性模量 $E_s/(N/mm^2)$	泊松比 μ
软钢	210	6	2.1×10^5	0.3
很软钢	150	9	2.1×10^5	0.3
极软钢	100	12	2.1×10^5	0.3

6. 防屈曲支撑斜腹杆外包套管的设计

防屈曲支撑斜腹杆的外包钢套管, 不与框架梁、柱的节点板连接, 不承受任何轴力, 不参与支撑刚度, 构造上也不妨碍支撑芯杆的纵向伸缩和横向胀缩, 套管的唯一功能是利用其足够强的抗弯刚度为芯杆提供侧向约束, 确保斜腹杆达到极限承载力之前芯杆不会发生屈曲, 因此, 外包钢套管的设计应满足下列条件式:

$$P_{cr} > \alpha P_y$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)}{(kl)^2} > \alpha P_y = \alpha f_y A$$

整理后得, 外包套管的抗弯刚度 ($E_2 I_2$) 应满足下式要求:

$$E_2 I_2 > \frac{\alpha f_y k^2 l^2}{\pi^2} - E_1 I_1$$

式中, α 为安全系数。因为钢材的极限抗拉强度通常为其屈服强度设计值的 1.5 ~ 2.0 倍, 而防屈曲支撑正是要利用支撑芯杆在钢材屈服阶段和强化阶段 (图 3-1) 所产生的塑性变形来吸收和耗散输入结构的地震能量以达到减振的目的。因此, 工程设计中宜取 $\alpha = 2$ 。

7. 防屈曲支撑斜腹杆的芯杆与套管间隙的设计

支撑斜腹杆的芯杆应在被约束的区段全长涂刷无粘结涂层, 在芯杆与外包套管之间填充橡胶、聚乙烯、硅胶、乳胶等材料, 以消除芯杆受约束区段与外包套管接触面因轴向变形差异而引起的纵向剪力。

然而, 由于约束机构的作用, “约束屈服段” 可能会在高阶模态时发生微幅屈曲; 又为了让芯杆受压时能够自由地横向膨胀, 避免芯杆与外包约束套管接触面产生摩擦力而迫使约束套管承受轴向力, 芯杆与填充材料之间需要预留一定的间隙。需要注意, 该间隙不能太小, 以免斜腹杆受压时芯杆的横向膨胀受到限制, 使芯杆因套箍效应而发生屈服滞后, 耗能能力减弱, 甚至造成约束机制的破坏; 该间隙又不能过大, 以免降低外围约束单元对内核受

力单元的有效约束；间隙太大，“约束屈服段”的屈曲变形和相关曲率还会超出设计规定值，以致减小屈服段的低周疲劳寿命。

防屈曲支撑斜腹杆的芯杆与套管的间隙宽度取值，需要考虑芯杆钢材泊松比的影响，以及强烈地震作用下结构最大层间弹塑性侧移的影响。

(1) 泊松比的影响 确定间隙宽度时，首先考虑芯杆钢材的泊松比的影响。假设芯杆主受力单元受拉或受压时的体积不变，则有：

$$A_0 L_0 = AL$$

式中 L_0 、 A_0 ——芯杆主受力单元的初始长度和横截面面积；

L 、 A ——芯杆主受力单元受拉或受压后的实际长度和因钢材泊松比效应产生的实际横截面面积。

设定轴向应变 ε 以受拉为正，芯杆主受力单元的横截面面积变化与轴向应变之间的关系式，可由下式推导出：

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = 1 - \frac{L_0}{L} = 1 - \frac{A_0}{A}$$

$$A_0 = A(1 - \varepsilon)$$

当芯杆受拉和受压时，“主受力单元”的轴向应变绝对值相同时，其受拉与受压时的实际横截面面积的比值，按下式计算：

$$\frac{A_t}{A_c} = \frac{A_0(1 - \varepsilon_u)}{A_0(1 + \varepsilon_u)} = \frac{1 - \varepsilon_u}{1 + \varepsilon_u}$$

式中 A_t 、 A_c ——分别为芯杆“主受力单元”受拉和受压时的实际横截面面积；

ε_u ——芯杆“主受力单元”轴向应变的最大值。

假设芯杆“主受力单元”钢材的应力-应变关系曲线，当杆件受拉和受压时完全反对称，则所对应的轴压力 (P_c) 与轴拉力 (P_t) 差值的百分率关系式，如下式所示：

$$\frac{P_c - P_t}{P_t} = \frac{A_c f_y - A_t f_y}{A_t f_y} = \frac{A_c}{A_t} - 1 = \frac{1 + \varepsilon_u}{1 - \varepsilon_u} - 1 = \frac{2\varepsilon_u}{1 - \varepsilon_u}$$

设芯杆主受力单元轴向拉应变和轴向压应变的最大值为 0.01，按照“主受力单元”受力前后体积不变的原则，芯杆与外包套管的间隙宽度约为 1.15mm。受拉时，间隙宽度增大，轴向受拉与轴向受压时的差值约为 2%。

(2) 层间弹塑性侧移的影响 外包套管与芯杆的间隙宽度的确定，还需考虑强烈地震作用下结构最大层间弹塑性侧移的影响 (图 5-33)。一般情况下，支

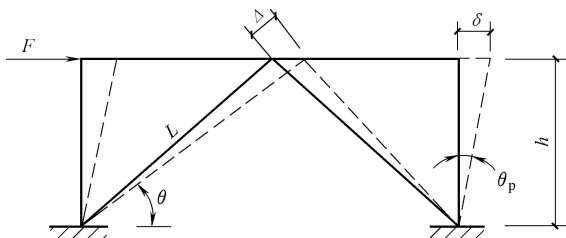


图 5-33 防屈曲支撑的层间弹塑性位移简图

撑斜腹杆的倾角 θ 在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间，则芯杆在结构发生层间侧移时的轴向拉、压应变 ε_l 按下式计算：

$$\varepsilon_l = \left| \frac{\Delta}{L} \right| = \left| \frac{\delta \cos \theta}{L} \right| = \left| \frac{h \cdot \theta_p \cdot \cos \theta}{h / \sin \theta} \right| = \left| \frac{1}{2} \theta_p \sin 2\theta \right| \leq \frac{1}{2} \theta_p$$

芯杆的横向线应变 ε' 与轴向线应变 ε_l 之比的绝对值为常数 μ ，即

$$\mu = \left| \frac{\varepsilon'}{\varepsilon_L} \right|$$

$$\varepsilon' = \mu \varepsilon_L = \frac{1}{2} \mu \theta$$

根据 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》第 5.5.5 条的规定,罕遇地震作用下高层钢结构的弹塑性层间位移角 $\theta_p = \delta/h = 1/50$;钢材的泊松比 μ 按规定取 0.3,计算得芯杆在截面两个方向的胀、缩量约为该方向截面边长的 4‰,以此值为依据,间隙的宽度应为 0.3mm。

(3) 间隙宽度取值 比较泊松比和层间侧移的影响,取两者的较大值,作为间隙宽度的设计值,同时应以结构对应于 1.5 倍设计最大层间弹塑性侧移时受压斜腹杆的芯杆与套管的间隙宽度接近于零为准则。根据以上的计算数据,间隙宽度可取 1.2mm。

(4) 限位卡的设置 间隙的设置并不意味支撑芯杆与外包套管可以相互任意错动,芯杆板件应在中间部位设置限位卡与套管可靠接触,防止支撑腹杆倾斜布置时及受力变形时外围约束单元的滑脱,保持对内核主受力单元的有效约束。

8. 防屈曲支撑节点设计与安装

(1) 节点设计 防屈曲支撑与主体框架的连接节点,其构造设计应符合“强节点、弱杆件”的抗震设计准则,具体应满足下面两个条件:①节点连接板的设计极限承载力大于 1.5 倍斜腹杆承载力;②高强度螺栓连接的设计极限承载力大于 1.5 倍斜腹杆承载力。

(2) 支撑安装 支撑主要用于承担结构的侧向荷载,为了防止支撑参与承担竖向荷载以及框架钢柱弹性压缩的影响,支撑斜腹杆的安装应等待主框架结构封顶后再作最终固定。

对于层数很多的高层建筑,框架钢柱在各楼层重力荷载作用下所产生的弹性压缩量很大,支撑斜腹杆宜根据结构封顶后的实际尺寸下料。

5.1.6 工程实例

50 费加罗大厦——框架-轴交支撑体系

1. 建筑概况

美国洛杉矶市的费加罗大厦,地面以上,主体部分为 50 层,屋面以上另有屋顶间三层。第 4 层至 34 层的基本建筑平面形状为带小切角的正方形(图 5-34a)。

第 35 层以上,平面四个角的切角部分,分三次向内收进,使切角的平面尺寸分段加大,使大厦的体型为阶形锥体。大厦主体分段切角的平面形状示意图 5-34b。

2. 结构体系

(1) 大楼采用钢结构框架-支撑体系。四片竖向支撑沿楼面核心区的服务性面积四周布置,形成支撑芯筒。此外,顺四片支撑的延长线上,于各层楼面布置 8 根跨度为 12.2m 的外伸钢梁,与楼面周边的 8 根大型钢柱刚性连接(图 5-34b)。整个结构体系的立面如图 5-35 所示。

(2) 外伸钢梁的作用:①承受楼面重力荷载;②作为支撑芯筒与周边钢柱之间的延性抗弯梁;③使周边钢柱与支撑芯筒形成抵抗倾覆力矩的整体构件,提高结构的整体抗推刚度

和抗倾覆能力。

(3) 楼盖钢梁的布置如图 5-34a 所示, 目的是使各层楼盖的重力荷载更多地传至周边钢柱, 以平衡和抵消水平荷载倾覆力矩引起的拉力。

(4) 为了减小设备管道所需占用的层高, 钢梁在跨中区段留有管道穿越洞口。

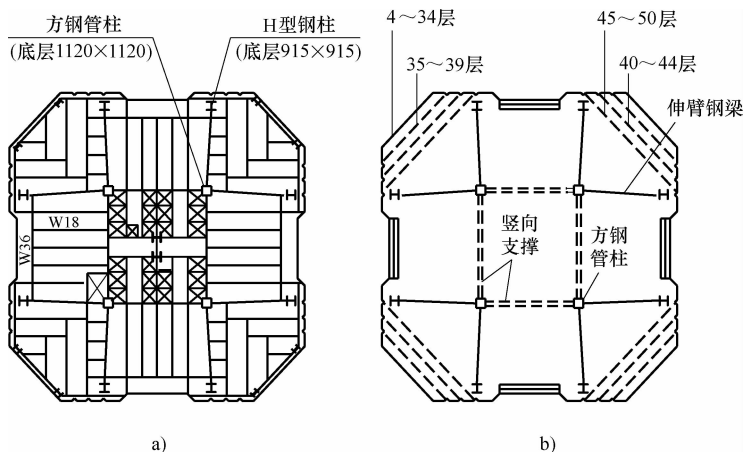


图 5-34 费加罗大厦结构平面图
a) 4~34 层楼盖结构平面 b) 框-撑体系平面

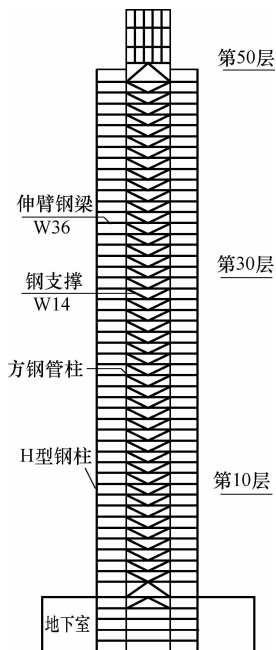


图 5-35 费加罗大厦框-撑体系结构立面

51 霖园大饭店——框架-偏交支撑体系

1. 建筑概况

台湾高雄市霖园大饭店, 地下 5 层, 地上 41 层, 高 148m, 平面尺寸为 60.35m × 24.4m, 房屋高宽比为 6.1。

2. 结构体系

(1) 大楼第 4 层和第 11 层结构平面如图 5-36a、b 所示, 柱网基本尺寸为 4.54m × 7.1m 和 4.54m × 9.1m。

(2) 大楼抗侧力结构采用框架-偏交支撑体系。为避免全部采用钢结构使整体刚度偏小, 大楼 8~41 层采用钢结构; 1~7 层采用型钢混凝土结构; 地下 1~5 层采用钢筋混凝土结构。此外, 利用第 12 层和第 40 层的设备层作为结构加劲层, 整层设置支撑和带状桁架 (Belt-turss System)。大楼抗侧力结构的横向和纵向剖面, 分别示于图 5-37a、b。

3. 构件截面尺寸

(1) 钢框架按照强柱弱梁耐震准则设计。8~41 层, 钢柱采用矩形钢管, 其截面尺寸为: 内柱, □850mm × 70mm × 50mm ~ □750mm × 600mm × 22mm; 外柱, □700mm × 700mm × 50mm ~ □600mm × 600mm × 22mm。

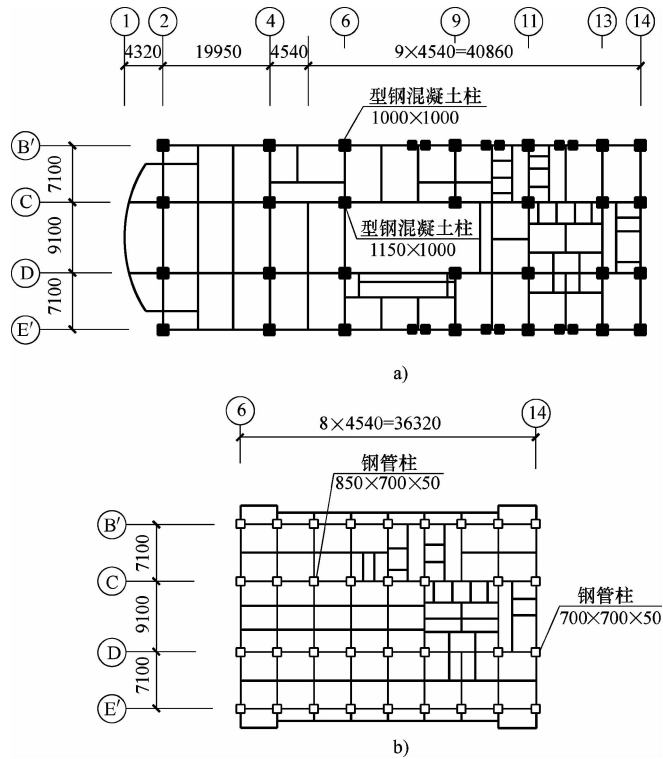


图 5-36 高雄市霖园大饭店结构平面

a) 第 4 层 b) 第 11 层

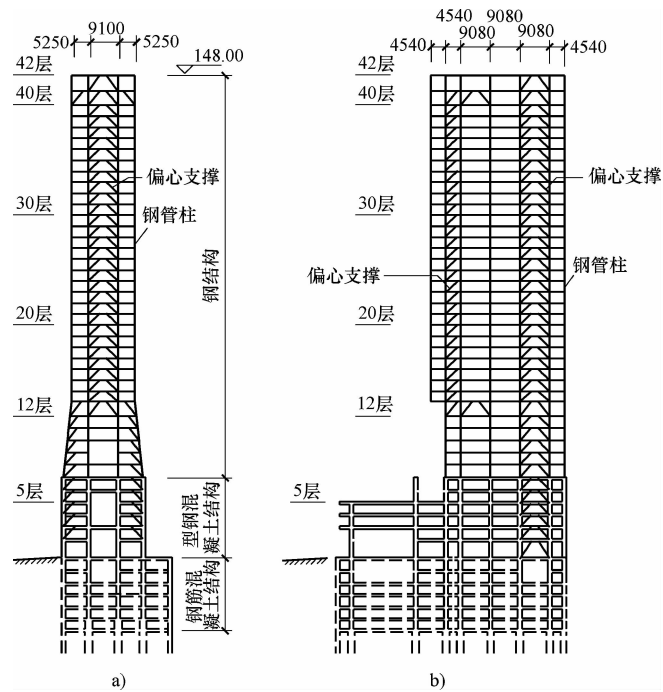


图 5-37 霖园大饭店的框架-偏心支撑体系

a) 结构横剖面 b) 结构纵剖面

(2) 1~7层的型钢混凝土柱，混凝土截面外围尺寸为：内柱，1150mm×1000mm；外柱，1000mm×1000mm。其中型钢芯柱，采用由1个H型钢与两个剖分T型钢拼焊成的带翼缘十字形截面，H型钢的截面尺寸为：内柱，(700~850)mm×400mm×30mm×50mm；外柱，700mm×400mm×30mm×30mm。型钢芯柱与混凝土截面周边的间隙不小于150mm，以利于钢筋绑扎和混凝土浇灌。

(3) 钢框架主梁采用焊接工字形截面，由8~41层，钢梁截面尺寸由1900mm×350mm×16mm×28mm逐段减小到1800mm×300mm×14mm×19mm。7层以下，型钢混凝土梁的截面外包尺寸为450mm×1100mm，其内型钢的截面尺寸为1850mm×350mm×14mm×28mm。

(4) 偏心支撑的设计考虑了以下两点：①因建筑空间使用要求，八字形偏心支撑中间两个节点之间的消能梁段的长度 $e > 1.6M_p/V_p$ ，超过“剪切屈服型”消能梁段的长度，故按“弯曲屈服型”消能梁段($e > 2.6M_p/V_p$)进行设计；②支撑斜杆的受压承载力大于1.5倍消能梁段塑性受剪承载力，确保消能梁段屈服后斜杆不发生受压屈曲。

(5) 基坑开挖深度为22.75m，采用1.0m厚、42.5m长的地下连续墙作为护壁。地下室各层楼盖采用逆作业法施工。基础桩长54m，直径为2.0m和2.4m两种。基础底板厚800mm，基础梁的截面高度为2.5m。

4. 结构分析结果

(1) 采用ETABS程序对大楼结构进行竖向荷载、水平地震力和风荷载作用下的构件内力和变形计算。

(2) 大楼结构的纵向、横向基本自振周期分别为2.9s和3.3s。

(3) 大楼位于台风区，设计用的10分钟平均风速为40.7m/s，阵风系数(Gust factor)取1.5，作用于大楼的风压，底层为1.7kN/m²，顶层为3.4kN/m²。据此，计算出的结构各楼层的层间侧移角 θ 列于表5-6。

表 5-6 风荷载作用下的结构层间侧移角 θ

楼层序号	层高 h/m	侧移 Δ/mm		层间侧移角 $\theta(%)$	
		x 方向	y 方向	x 方向	y 方向
41 层	4.50	87.2	218.9	0.044	0.105
40 层	3.25	85.2	214.1	0.048	0.160
35 层	3.25	76.4	190.4	0.062	0.159
30 层	3.25	65.5	163.3	0.068	0.171
25 层	3.25	54.0	134.9	0.074	0.180
20 层	3.25	41.9	105.8	0.076	0.179
15 层	3.25	29.8	77.9	0.073	0.165
10 层	4.0	14.8	45.0	0.073	0.173
5 层	4.0	4.2	16.3	0.022	0.093
2 层	5.4	1.6	5.7	0.024	0.072

52

京唐饭店——框架-偏交支撑体系

1. 建筑概况

台湾台中市于2000年建成的京唐饭店，地下6层，埋深-25.8m；地上44层，高

176m。地下室采用61m×38m的矩形平面；地面以上，建筑平面为梯形，长度约50m；宽度方向，宽端和窄端分别为27m和17m。房屋的高宽比值约为7。

2. 结构体系

(1) 主楼采用框架-偏交支撑体系，典型层结构平面如图5-38所示。钢框架的柱网基本尺寸为8.2m×9.0m。沿房屋横向，于轴线②和③，各设置一榀竖向偏交支撑（偏心支撑）；平面较窄一端，因建筑使用功能方面的限制，不能布置偏交支撑，乃于轴线⑥的两个边跨，各布置一道轴交支撑（中心支撑）。沿房屋纵向，于轴线B和C，在①~②开间和③~④开间内各设置一道偏交支撑。沿轴线C的结构纵剖面如图5-39a所示。

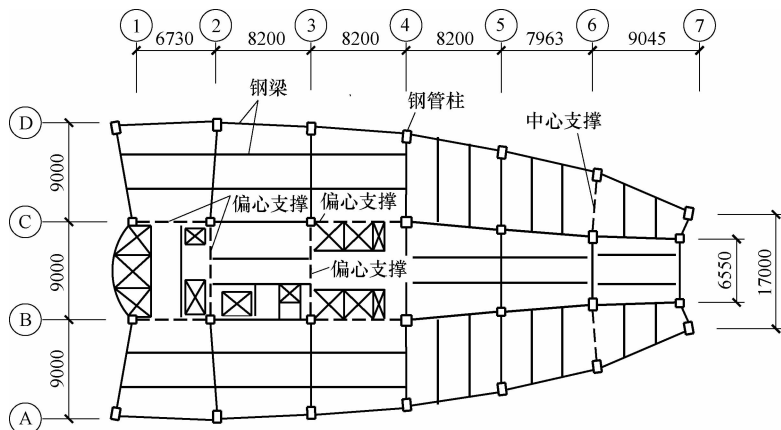


图 5-38 京唐饭店典型楼层面结构布置

(2) 因为受到地下车道的影响，地下室的框架柱与地面上的框架柱不能位于同一竖直线上，需要错开一定距离。特采用斜柱和人字形斜撑相配合，以解决上、下柱的错位问题。图5-39b所示为大楼轴线⑥的结构横剖面的下半段。

3. 构件设计

(1) 钢框架按强柱弱梁抗震准则设计，以期强烈地震时构件塑性铰首先出现在梁端。为避免框-撑双重结构体系中的支撑破坏后引起整个结构体系的倒塌，框架单独承担的地震剪力不少于总地震剪力的25%。此外，为使框架梁与柱连接的塑性转动量（转角）不小于0.03弧度，梁端翼缘采取圆弧形削弱构造（dog bone）。

(2) 偏交支撑的设计原则是：确保其消能梁段的受剪屈服先于其支撑斜杆及框架梁、柱的屈服，以此进行各杆件的截面设计。

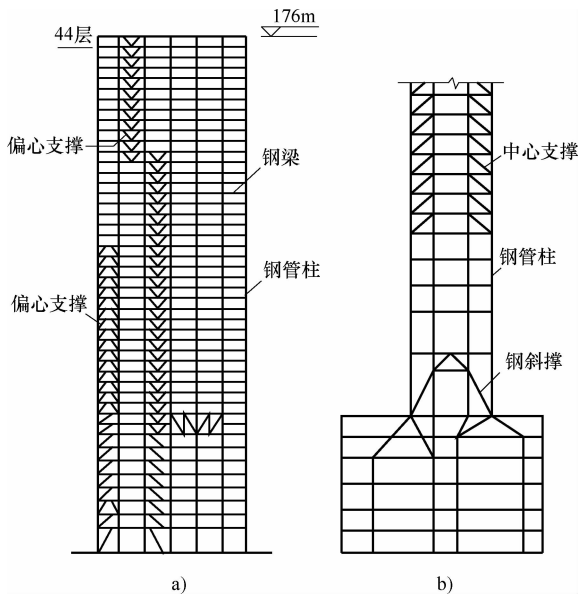


图 5-39 京唐饭店结构剖面

a) 轴线C结构纵剖面 b) 轴线⑥结构横剖面

(3) 对于轴交支撑, 考虑到斜杆受压屈曲后、承载力大幅度下降, 为了确保地震时轴交支撑能保持结构的稳定性, 支撑杆件的设计内力加大了 1.25 倍。

(4) 1999 年 9 月台湾发生 7.1 级地震时, 此大楼的主体结构已经完成, 震后调查, 所有梁-柱接头焊缝均未发现破坏迹象, 表明结构的设计和构造细部均满足抗震要求。

4. 计算结果

(1) 结构的 x 向、 y 向平动和扭转振动的基本自振周期分别为 4.5s、4.2s 和 3.5s。

(2) 结构分别在基本风速 31m/s 和 8 度地震作用下的计算结果列于表 5-7。

表 5-7 风或地震作用下结构的最大层间侧移角

作用方向	风 荷 载		地 震 作 用	
	基底剪力/kN	10 年重现期风载下侧移角	基底剪力/kN	最大层间侧移角
x 向	14150	1.9‰	13210	1.6‰
y 向	29080	4.2‰	13210	2.3‰

53

宏总亚太财经广场——框架-偏交支撑体系

高雄市于 1989 年建成的宏总亚太财经广场大厦, 地面以上 42 层, 高 161m。建筑平面外轮廓尺寸约为 43m × 39m。大厦结构采用钢结构框架-偏交支撑体系。框架的基本柱网尺寸约为 6m × 12m, 在中间跨布置两列竖向偏交支撑。大厦的典型层结构平面和结构剖面如图 5-40a、b 所示。

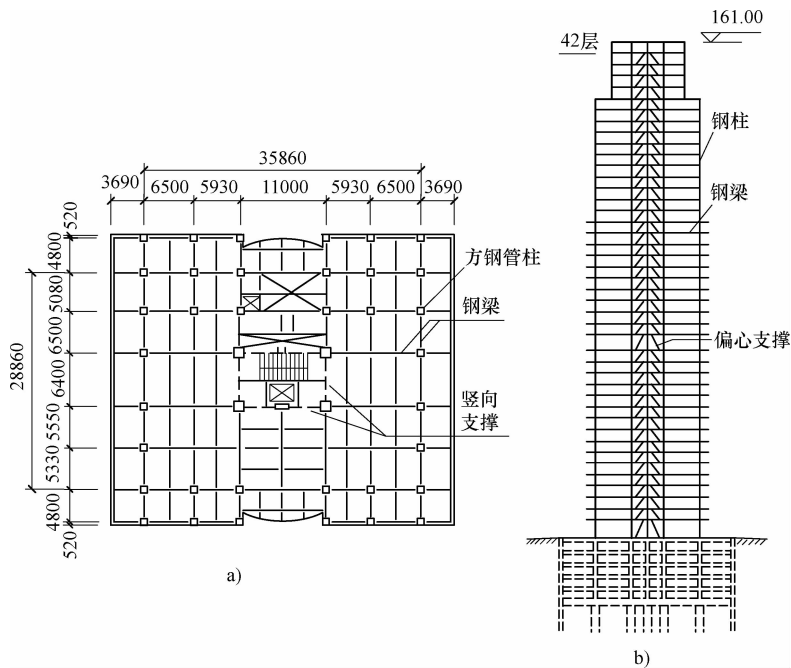


图 5-40 宏总亚太财经广场大厦

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

大厦的钢柱大部分采用由四块钢板拼合焊接而成的方形钢管。对于管壁宽厚比较大的钢柱，在柱内加焊纵向加劲肋（图 5-41）。

对工程的梁-柱节点进行韧性试验时，发现韧度不足。经研究后，将钢梁翼板端部两侧加焊三角形钢板，进行补强，取得了良好的效果，往复水平荷载作用下梁-柱节点的滞回曲线非常饱满。

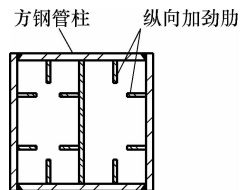


图 5-41 钢管柱的纵向加劲肋

5.1 加拿大国家银行大楼——框架-跨层偏交支撑体系

1. 建筑概况

加拿大蒙特利尔市于 1983 年建成的国家银行大楼与贝尔公司大厦，共建于一个大底盘上，总层数为 38 层，地面以下 7 层，地面以上 31 层，屋面相对标高为 127m。

国家银行大楼采用带大切角的正方形平面，建筑平面的外轮廓尺寸为 51m × 51m，支撑芯筒的平面尺寸为 21.7m × 21.7m，其典型楼层的层高为 3.9m。

2. 结构体系

7 层以上采用钢结构，而且均采用以跨层偏交支撑为主体的框-撑体系。7 层以下的地下结构，采用钢筋混凝土结构。典型楼层结构平面和结构竖剖面见图 5-42a、b。

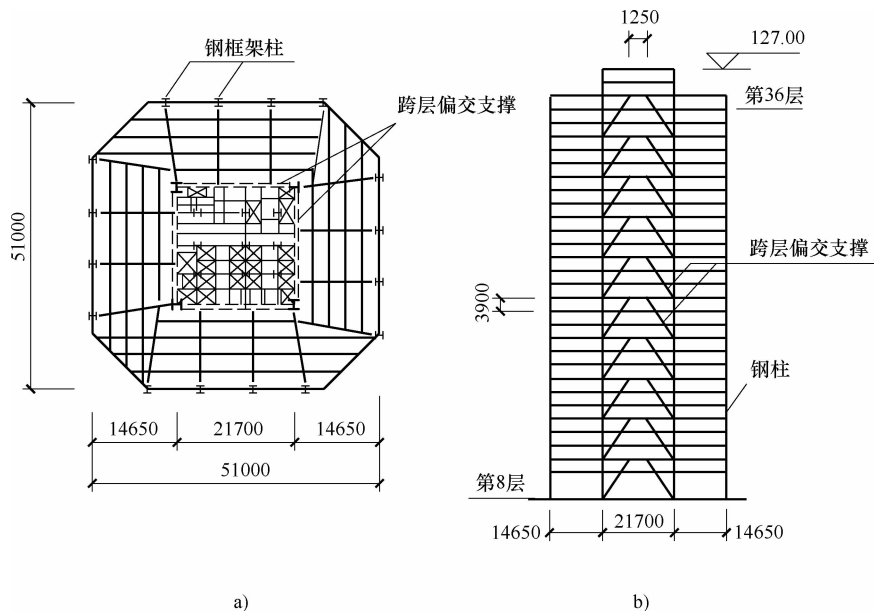


图 5-42 加拿大国家银行大楼的跨层偏交支撑

a) 典型层结构平面 b) 跨层支撑立面

从图 5-42b 可以看出，尽管竖向支撑也是沿楼面中心的服务性核心区四周布置，因为支撑芯筒的每面支撑的宽度达到 21.7m，为提高支撑的有效性，每一面支撑均采用单列支撑，所以八字形支撑每一个节间，都是跨越 3 个楼层。此外，因为该大楼位于加拿大国家划定的地震 2 区，为提高支撑的延性，采用八字形斜杆两节点偏心距为 1.25m 的跨层偏交支撑。

由于支撑的节间高、宽度大，同一方向仅需布置一列竖向支撑。

3. 构件截面尺寸

楼面结构采用常用的压型钢板上浇筑混凝土，压型钢板肋高 76mm，浇筑混凝土后的楼板总厚度为 140mm。钢梁规格，次梁为 W410 × 39kg/m，次梁间距 3m，主梁为 W610，所有管道均置于梁下的吊顶内。

仅承担竖向荷载的柱子，除顶部的柱采用热轧 H 型钢外，其余柱采用焊接 H 型钢。最大的 H 型钢柱的截面尺寸为 760mm × 760mm，翼缘及腹板的钢板厚度为 50mm。热轧 H 型钢为 W310 × 60kg/m。大部分柱脚底板的厚度为 100mm。

芯筒下部三层的角柱，其翼缘板厚达 200mm，腹板厚度 140mm。支撑斜杆也采用焊接 H 型钢。八字形支撑上端的横梁由三段焊接 H 型钢组成，和八字形支撑斜杆直接相连的中间段截面较大，翼缘板厚 40 ~ 150mm，腹板厚 14 ~ 70mm。

55 拜耳大西洋塔楼——框架-跨层轴交支撑体系

1. 建筑概况

美国费城的拜耳大西洋塔楼，高 53 层，建筑平面采用锯齿状的梭形，而且在平面中段，分别于 42 层、45 层、48 层、51 层，多次向内收进；在平面端部，则分别于 43 层、46 层、49 层、52 层，多次向内收进，整个建筑的体形呈多阶状的截锥体。

2. 结构体系

由于体形复杂，多次收进，若采用框筒结构，势必要在几个高程处设置周边柱的转换层，不经济，也欠合理。

经多方案比较后，最后决定采用框-撑体系，沿房屋横向，在平面中心部位的服务性核心区，设置 6 片竖向支撑，其中两片竖向支撑通过每隔一个楼层设置一层楼高的伸臂空腹桁架，与周边的四个大型钢柱相连接，形成一个大型竖向整体抗弯构件。图 5-43a、b 为典型层结构平面和抗侧力体系横剖面。

四个大型钢柱采用矩形钢管，边长为 1370mm × 760mm。与之相连接的伸臂空腹桁架，与下层钢柱的连接，采取仅能传递水平剪力的铰接，目的是使空腹桁架所承受的重力荷载，不是积累起来向下传递，而是直接转移给大型钢柱，以增强大型钢柱与支撑联合体抵抗倾覆力矩的能力。

56 第一中心银行大厦——框架-支撑体系

1. 建筑概况

位于美国印第安纳波尼斯的第一中心银行大厦（Bank One Center），是一幢 52 层的钢结构办公大楼，地面以上高度为 190m。该大厦的典型楼层平面尺寸为 58m × 37m，但在第 10、13、23、45、47 楼层处，楼面面积均有所收进，形成多阶式截锥状体形。

2. 结构体系

(1) 大厦典型层的楼盖结构平面如图 5-44a 所示。大楼的抗侧力结构采用框架-支撑体系，楼面周边为钢框架，支撑系统是由两片南北向大型翼缘支撑和两片东西向核心区竖向支撑所组成（图 5-44b）。翼缘支撑为大楼抵抗倾覆力矩提供了最大的力臂，同时可以将楼面

核心区的重力荷载更多地传递至外柱。

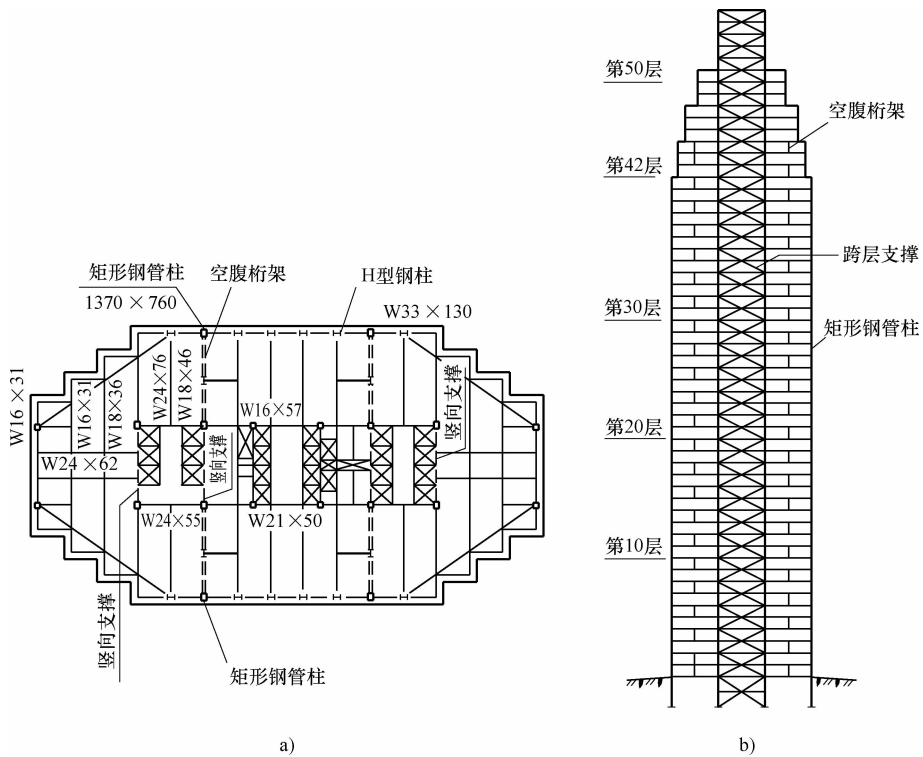


图 5-43 费城的 53 层拜耳大西洋塔楼

a) 典型层结构平面 b) 抗侧力体系横剖面

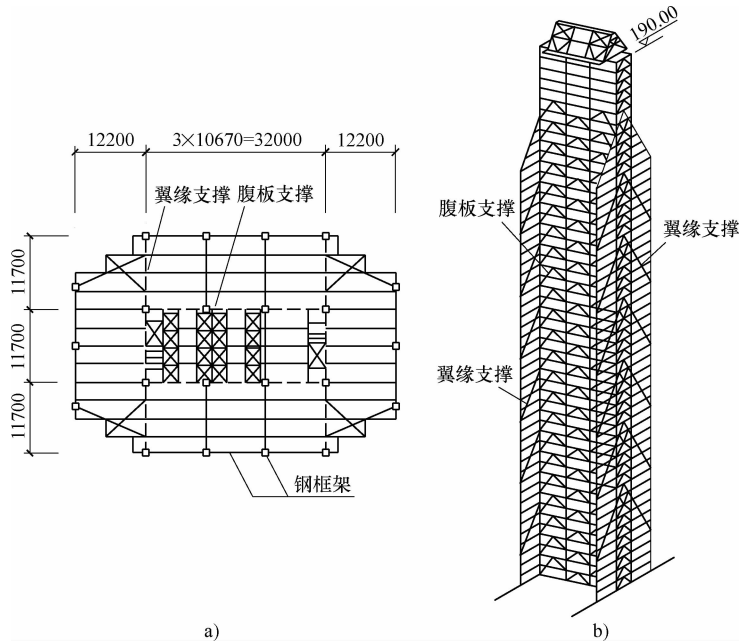


图 5-44 第一中心银行大厦的框-撑体系

a) 典型层结构平面 b) 抗侧力体系

(2) 为了使从楼面核心区到翼缘支撑外柱有一条直接的重力荷载传力途径, 在每隔 12 个楼层的楼板处, 将核心区支撑的立柱断开 (图 5-44b), 以加大所传重力荷载的从属面积。

(3) 设计中还采取措施, 使支撑杆件的轴向力与非支撑周边柱的轴向力趋于相等, 以减小它们之间的差异缩短量。

57 日本 ACT 大厦——框架-跨层轴交支撑体系

1. 建筑概况

日本于 1994 年建成的 ACT 大厦是一幢综合性大厦, 地下 2 层, 地上 47 层, 高 212m。大厦下部 2/3 用作商场和办公用房, 上部 1/3 用作旅馆。建筑平面为腰鼓形, 长 70.4m; 大厦下部建筑平面的宽度为 44.4m (图 5-45a), 大厦上部为适应旅馆客房的小进深要求, 建筑平面宽度向内侧收进至 29.6m (图 5-45b)。大厦办公部分的层高为 4m, 旅馆部分的层高为 3.15m。大厦位于 8~9 度地震区。

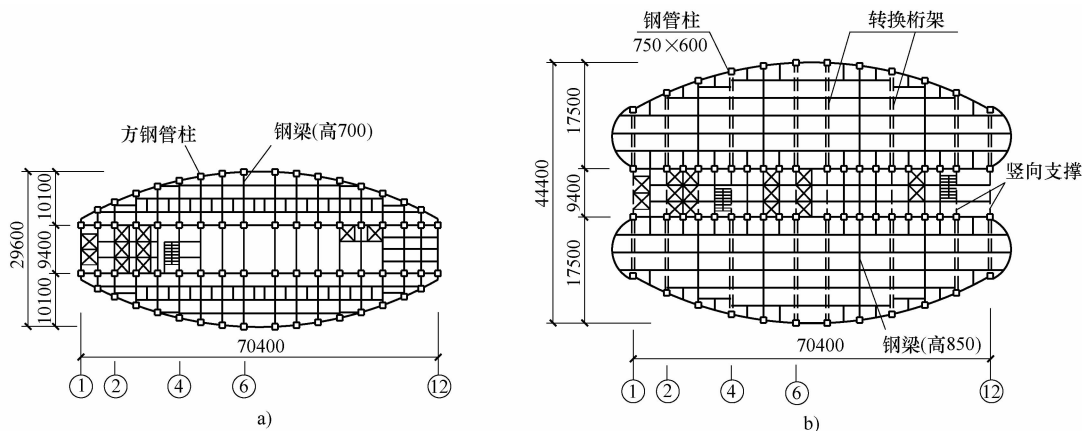


图 5-45 日本 ACT 大厦典型层结构平面
a) 大厦上段旅馆楼层 b) 大厦下段办公楼层

2. 结构体系

大厦主楼采用全钢结构框架-支撑体系, 由以下几部分构件组成: ①楼面周边的柱距为 6.4m 的刚接钢框架; ②楼面核心区周边的纵向柱距 3.2m、横向柱距 9.4m 的芯筒框架; ③沿横向, 于第 31 层以下芯筒框架间设置多片 X 形竖向支撑, 由于支撑宽度为 9.4m, 是楼层层高的两倍多, 故采用以两个楼层高度为一个节间的跨层支撑 (图 5-46); ④由于第 30 层以上旅馆部分沿宽度方向向内收进, 于第 28、29 层设置两层楼高的转换桁架, 以承托上面各层内退的外柱; ⑤沿芯筒框架的两个纵向柱列, 于第 31 层以下各设置 4 列成对的单斜杆竖向支撑 (图 5-47), 进一步增强密柱型芯筒框架沿房屋纵向的抗推刚度和水平承载力。

3. 构件尺寸

内、外框架柱均采用焊接矩形钢管, 底层柱的截面尺寸为 750mm × 600mm; 办公楼层的横梁, 跨度为 17.5m, 焊接工字梁的截面高度为 850mm; 旅馆楼层的横梁, 跨度为 10.1m, 梁的截面高度为 700mm。

4. 结构分析

结构抗震计算时，基底剪力系数采用0.06。弹性阶段的阻尼比为1%，弹塑性阶段的阻尼比为2%。结构的纵向和横向基本自振周期分别为4.5s和4.7s。

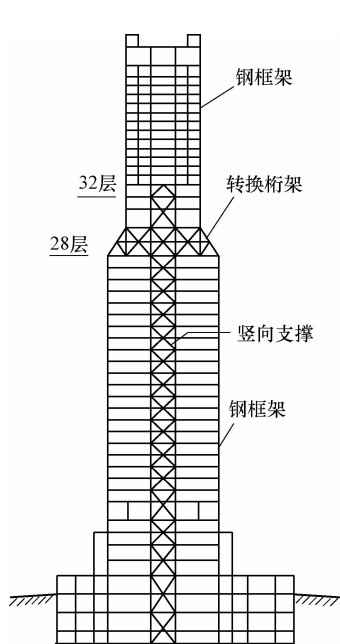


图 5-46 日本 ACT 大厦结构横剖面

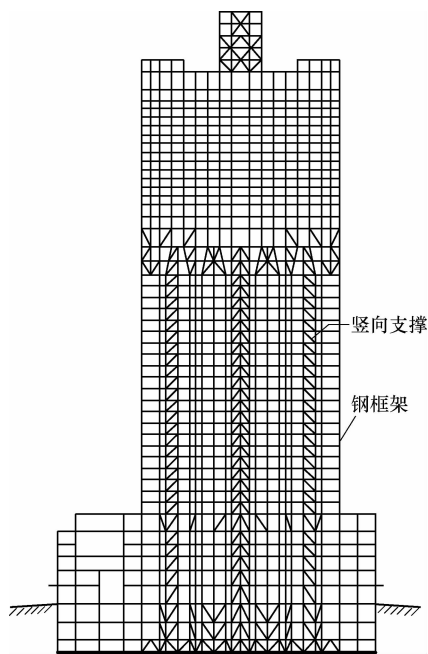


图 5-47 日本 ACT 大厦结构纵剖面

5.2 框架-墙板体系

5.2.1 结构特征

1. 结构体系的组成

(1) 框架-墙板体系 (Frame-Wall Structural System) 是以钢框架为基础，顺结构平面的主轴方向，于框架间嵌置一定数量的带肋钢板或预制钢筋混凝土墙板所组成的结构体系 (图 5-48)，简称框-墙体系。

(2) 预制墙板有以下几种类型：①带纵、横加劲肋的钢板；②内埋人字形钢板支撑的钢筋混凝土墙板；③带竖缝的钢筋混凝土墙板；④带水平缝的钢筋混凝土墙板。

(3) 预制墙板嵌置于钢框架的梁与柱所形成的框格内，一般应从结构底部直到顶层连续布置。

(4) 为使墙板仅承受水平剪力而不承担重力荷载，墙板四周与钢框架梁、柱之间留有缝隙，仅有数处与钢梁连接。

(5) 在平面位置上，墙板的布置应尽量符合“分散、均匀、对称、靠边”四准则。结构平面的每个主轴方向，剪力墙均不应少于3片，且均应分别沿间距不小于6m的、两条以上的轴线布置，但相邻两片剪力墙之间的垂直距离，也不宜大于设计规范对“刚性楼盖假定”所规定的限值。

(6) 沿竖向, 所有剪力墙均应上下对齐, 没有错位, 且应从底到顶连续设置, 不得中断。从下到上, 剪力墙应分段逐渐减薄, 且宜双面对称收进; 墙体的减薄与混凝土强度等级的降低应错开一个楼层以上。

(7) 当房屋顶层要求为大空间而不允许剪力墙到顶时, 被中止的各片剪力墙应在顶层以下的两、三层内逐渐减少和减薄, 以减缓刚度突变给顶层结构带来不利的塑性变形集中效应。

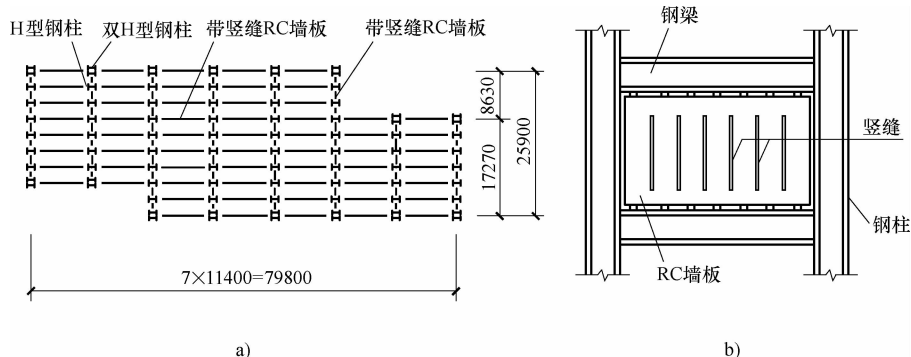


图 5-48 框架-墙板体系高楼的结构布置

a) 典型层结构平面 b) 预制的带竖缝钢筋混凝土墙板

2. 结构受力特点

(1) 整个建筑的竖向荷载全部由钢框架承担。

(2) 水平荷载引起的水平剪力, 由钢框架和墙板共同承担, 并按两类构件的层间抗推刚度 (侧向刚度) 比例分配。一般情况下, 水平剪力主要由墙板承担。

(3) 水平荷载引起的倾覆力矩, 由钢框架和钢框架-墙板组合体来承担。倾覆力矩对结构产生的竖向压力和竖向拉力全部由框架柱承担。

(4) 在整个结构体系的抗推刚度 (侧向刚度) 中, 钢框架提供少部分楼层抗剪刚度和全部“整体抗弯刚度”; 预制墙板则提供大部分楼层抗剪刚度。

(5) 由于墙板具有较强的抗推刚度和受剪承载力, 在风或地震作用下, 框架-墙板体系的侧移要比框架体系的侧移减小很多, 因而可以用于层数更多的楼房。

(6) 具有特殊构造的墙板, 其延性比普通现浇钢筋混凝土墙体大数倍, 因而能与钢框架更协调地同步工作。

5.2.2 钢板剪力墙

1. 构造要求

(1) 墙板的构成和材料

1) 钢板剪力墙是采用厚钢板制成, 或采用带纵、横加劲肋的较厚钢板制成。

2) 钢板剪力墙嵌置于钢框架的梁、柱框格内。

3) 钢板剪力墙与钢框架的连接构造, 应能保证钢板剪力墙仅参与承担水平剪力, 而不参与承受楼层重力荷载及柱弹性压缩变形引起的压力。

4) 在框架-墙板结构体系中, 钢墙板的平面内侧向刚度远大于钢框架, 整个结构体系的

侧向变形性质和量值更多地取决于钢墙板。对于抗震设防结构,为了使钢墙板提前进入塑性变形阶段,以提高框架与墙板的同步工作程度,加大整个结构体系的塑性变形能力和延性,更多地吸收和耗散输入结构的地震能量,确保主体结构的安全,有必要使墙板的钢材屈服强度远低于框架的钢材屈服强度。

近来日本和我国台湾均已开发出用于吸震墙板的,具有极低屈服强度和极大塑性变形能力的 LYP100 钢 ($f_{ay} \leq 100\text{MPa}$, 强屈比 > 3 , 伸长率 $\delta \geq 50\%$), 并实际应用于新竹国宾大楼。100MPa 已接近钢材的本质强度 (Intrinsic strength) 60MPa, 因此需要利用极低碳钢的吹炼技术, 去除所有可能造成钢材强度提高的强化因子, 以得到近乎纯铁的成分。

(2) 加劲肋的构造要求

1) 非抗震设防或按 6 度抗震设防的高层建筑钢结构, 可采用带加劲肋或不带加劲肋的钢板剪力墙。

2) 按 7 度及 7 度以上抗震设防的高层建筑钢结构, 宜采用带纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙, 而且加劲肋宜双面设置。纵、横加劲肋可分别设置于钢板的两面 (图 5-49a); 必要时, 钢板的两面均应设置纵、横加劲肋 (图 5-49b)。

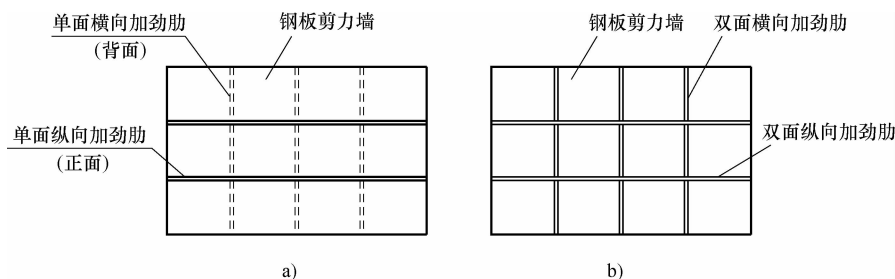


图 5-49 钢板剪力墙的加劲肋

a) 单面的纵向和横向加劲肋 b) 双面的纵、横向加劲肋

2. 强度验算

(1) 无肋钢板剪力墙

1) 未设置加劲肋的钢板剪力墙, 可按下列公式验算其抗剪强度及稳定性。

① 抗剪强度

$$\text{非抗震设计} \quad \tau \leq f_v / \gamma_0$$

$$\text{抗震设计} \quad \tau \leq f_v / \gamma_{RE}$$

② 受剪稳定性

$$\tau \leq \tau_{cr} = \left[123 + \frac{93}{(l_1/l_2)^2} \right] \left(\frac{100t}{l_2} \right)^2$$

式中 τ 、 τ_{cr} ——钢板剪力墙的剪应力和临界剪应力;

γ_0 ——结构重要性系数, 结构安全等级为一、二级时, 分别取 1.1 和 1.0;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数, 按国家标准 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》表 5.4.2 中的支撑一栏取值, $\gamma_{RE} = 0.8$;

l_1 、 l_2 ——所验算的钢板剪力墙所在楼层的梁和柱所包围区格的长边和短边尺寸;

t 、 f_v ——钢板剪力墙的钢板厚度和钢材抗剪强度设计值。

2) 屈曲后强度

①非抗震设防的高层建筑钢结构所采用的钢板剪力墙，当有充分根据时，可利用其屈曲后强度。

②当利用钢板剪力墙的钢板屈曲后强度时，钢板屈曲后的张力应能传递至钢框架的梁和柱，且设计梁和柱的截面时，应计入张力场效应。

(2) 有肋钢板剪力墙 配置纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙，应按下列公式验算其强度和稳定性：

1) 抗剪强度

$$\text{非抗震设计} \quad \tau \leq af_v / \gamma_0$$

$$\text{抗震设计} \quad \tau \leq af_v / \gamma_{RE}$$

2) 局部稳定性

$$\tau \leq a\tau_{cr,p}$$

$$\tau_{cr,p} = \left[100 + 75 \left(\frac{c_2}{c_1} \right)^2 \right] \left(\frac{100t}{c_2} \right)^2$$

式中 a ——调整系数，非抗震设防时，取 1.0；抗震设防时，取 0.9；

$\tau_{cr,p}$ ——由纵向和横向加劲肋分隔成的区格内钢板的临界应力；

c_1 、 c_2 ——纵、横加劲肋所形成区格的长边和短边尺寸；

τ 、 f_v 、 t 、 γ_0 、 γ_{RE} ——符号意义同前。

3) 整体稳定性 对于高度 h 小于宽度 b (图 5-50) 的有肋钢板剪力墙，其整体稳定性应按下列公式验算：

$$\tau_{cr,t} = \frac{3.5\pi^2}{h^2 t} (D_1)^{\frac{1}{4}} \cdot (D_2)^{\frac{3}{4}} \geq \tau_{cr,p}$$

$$D_1 = \frac{EI_1}{c_1}, \quad D_2 = \frac{EI_2}{c_2}$$

式中 $\tau_{cr,t}$ ——有肋钢板剪力墙的整体临界应力；

D_1 、 D_2 ——分别为两个方向加劲肋提供的单位宽度“弯曲刚度”，两者之中，数值大者为 D_1 ，数值小者为 D_2 。

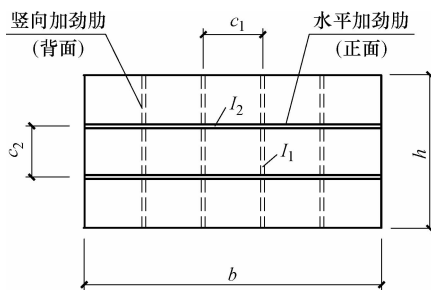


图 5-50 带纵、横加劲肋的钢板剪力墙

3. 楼层倾斜率

采用钢板剪力墙的钢框架结构，楼层的倾斜率 γ 可按下式计算：

$$\gamma = \frac{\tau}{G} + \frac{e_c}{b}$$

式中 τ ——钢板剪力墙的剪应力；

G ——钢板剪力墙的钢材剪变模量，见第 3 章表 3-4；

e_c ——剪力墙两边框架柱在水平力作用下轴向伸长和压缩之和；

b ——设置钢板剪力墙的开间宽度。

5.2.3 内藏钢板支撑剪力墙

1. 设计要点

(1) 构成

1) 内藏钢板支撑剪力墙是指：以钢板支撑为基本受力杆件，外包钢筋混凝土墙板所形成的预制抗侧力构件（图 5-51）。

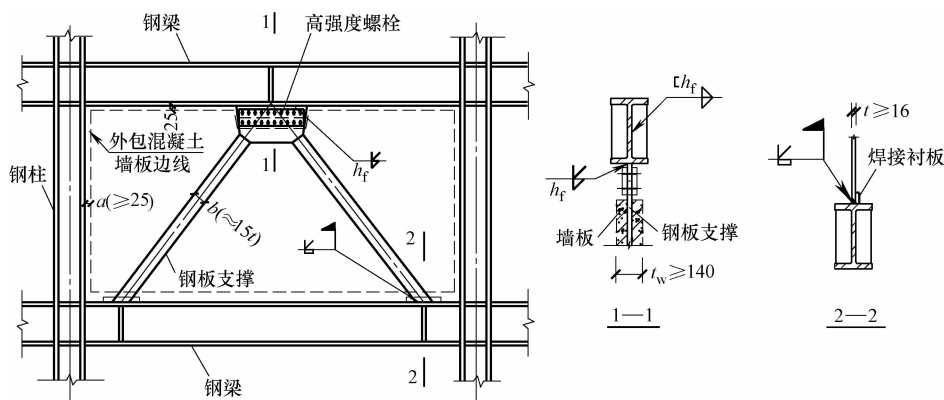


图 5-51 内藏钢板支撑的预制混凝土墙板

2) 此类剪力墙仅在内藏支撑的节点处与钢框架相连接；外包的混凝土墙板的周边，与框架梁、柱之间均应留有间隙。

(2) 支撑形式

1) 内藏钢板支撑依其与框架的连接方式，可做成轴交支撑，也可做成偏交支撑。在高烈度地震区，宜采用偏交支撑。

2) 内藏钢板支撑可采用 X 形支撑、V 形支撑、人字形支撑或单斜杆支撑。若采用单斜杆支撑，应在对应的框架柱间成对的对称布置。

(3) 设计原则

1) 内藏钢板支撑剪力墙在受力特性方面仍属于钢支撑范畴，其基本设计原则可参照普通的钢支撑。

2) 内藏钢板支撑斜杆的净截面面积，应根据所承受的剪力按强度条件确定，此时，无须考虑支撑杆件的屈曲影响。

2. 构造要求

(1) 钢板支撑

1) 内藏钢板支撑的斜杆宜采用与框架结构相同的钢材。

2) 支撑斜杆的钢板厚度不应小于 16mm，且应选用较小的宽厚比，如此，可有效地提高支撑的抗屈曲能力。支撑钢板的宽厚比以 15 左右为宜。

3) 由于混凝土墙板对支撑斜杆端部的侧向约束作用较弱，为了提高支撑斜杆端部的抗屈曲能力，可在支撑钢板端部长度等于其宽度的范围内，沿支撑方向设置构造加劲肋。

4) 支撑斜杆端部的节点构造，应力求其截面变化平缓，传力均匀，以避免该处发生应力集中。

5) 在支撑斜杆端部 1.5 倍钢板宽度范围内，不得焊接钢筋，也不得采取任何有利提高局部粘结力的措施。

6) 当平卧浇筑混凝土墙板时，应采取措施防止钢板自重引起支撑的初始弯曲。

(2) 混凝土墙板

1) 混凝土墙板的厚度 d_w 不应小于下列各项要求：①140mm；② $h_w/20$ ；③ $8t$ 。其中， h_w 为墙板的高度， t 为支撑斜杆的钢板厚度。

2) 混凝土墙板应双面设置钢筋网，每层钢筋网的双向配筋率均不应小于 0.4%，且每层钢筋网的水平和竖向钢筋均不应少于 $\Phi 6@100\text{mm}$ 。双层钢筋网之间应设置横向连系钢筋，一般不宜少于 $\Phi 6@400\text{mm}$ （双向）。支撑斜杆端部、墙板边缘处，横向连系钢筋还应适当加密。墙板四周，宜设置不小于 $2\Phi 10\text{mm}$ 的周边钢筋（图 5-52）。

3) 墙板的混凝土强度等级不应小于 C20；钢筋网的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

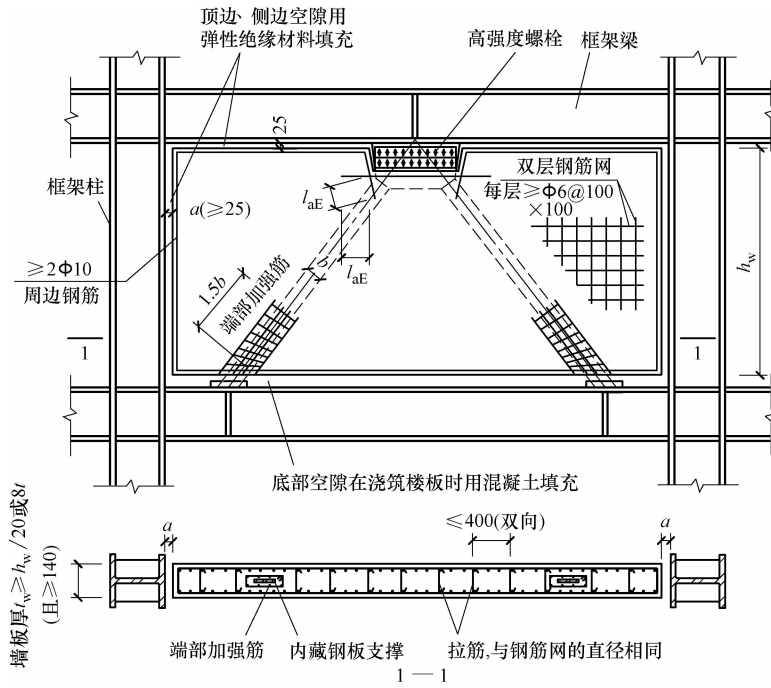


图 5-52 内藏钢板支撑剪力墙的混凝土墙板构造

4) 在钢板支撑端部离墙板边缘 1.5 倍支撑钢板宽度的范围内，应在混凝土板中设置加强构造钢筋。加强构造钢筋可从下列几种形式中选用：①加密箍筋的钢筋骨架（图 5-53a）；②麻花形钢筋（图 5-53b）；③螺旋形钢箍。

5) 与支撑钢板的厚度相比较，混凝土墙板厚度 t_w 相对较薄时，为了提高墙板对支撑的侧向约束，也可沿钢板支撑斜杆全长在墙板内设置带状钢筋骨架（图 5-53a）。

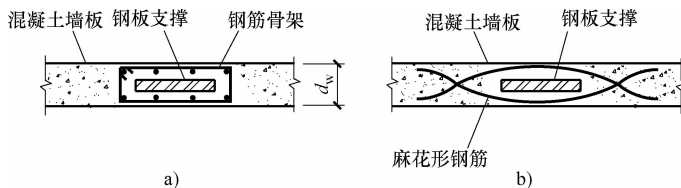


图 5-53 钢板支撑斜杆的加强构造钢筋

a) 杆端钢筋骨架 b) 杆端麻花形钢筋

6) 当支撑钢板端部与墙板边缘不相垂直时, 应注意使支撑端部的加强构造钢筋(箍筋), 在靠近墙板边缘附近, 顺平行于墙板边缘的方向布置, 然后逐步过渡到与支撑斜杆垂直(图 5-54a); 不能全部垂直于支撑斜杆方向布置(图 5-54b), 以免在支撑端部形成钢筋空白区, 无力控制支撑钢板端部的失稳。

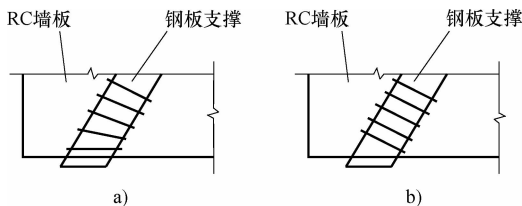


图 5-54 支撑斜杆端部的箍筋布置
a) 正确布置 b) 错误布置

(3) 与框架的连接

1) 内藏钢板支撑剪力墙仅在支撑节点处(支撑斜杆端头)与钢框架梁相连接。

2) 钢板支撑的上节点, 应通过钢节点板采用高强度螺栓与其上钢梁下翼缘的连接板相联结; 钢板支撑下节点与其下钢梁上翼缘连接件之间应采用坡口全熔透焊缝连接(图 5-51)。

3) 采用高强度螺栓连接时, 每个节点的高强度螺栓不宜少于 4 个。

4) 内藏钢板支撑剪力墙板的顶边与框架梁之间应留有 25mm 的空隙, 墙板两侧边与框架柱之间均应留出不小于 25mm 的空隙(图 5-51)。

5) 混凝土墙板两侧边与框架柱的间隙 a (图 5-51), 还应满足下式的要求:

$$2[u] \leq a \leq 4[u]$$

式中 $[u]$ ——荷载标准值作用下框架的层间侧移容许值。

6) 剪力墙墙板下端的缝隙, 在浇筑楼板时, 应该用混凝土填实。剪力墙墙板顶边与其上框架梁之间的缝隙, 以及墙板两侧边与框架柱之间的缝隙, 宜采用隔声的弹性绝缘材料填充; 并用轻型金属架及耐火板材覆盖。

3. 墙板刚度计算

(1) 支撑钢板屈服前 内藏钢板支撑剪力墙的侧移刚度 K_1 , 可近似地按下式计算:

$$K_1 = 0.8 \left(A_{br} + \frac{m d_w^2}{\alpha_E} \right) E_s$$

$$\alpha_E = E_s / E_c$$

式中 A_{br} ——支撑斜杆的截面面积;

d_w ——墙板的厚度;

m ——墙板的有效宽度系数, 对于 X 形支撑和人字形支撑, $m = 1.77$, 对于单斜杆支撑, $m = 1.08$;

α_E ——钢材与混凝土弹性模量的比值;

E_s 、 E_c ——分别为钢材和混凝土的弹性模量。

(2) 支撑钢板屈服后 内藏钢板支撑剪力墙的侧移刚度 K_2 , 可近似地取:

$$K_2 = 0.1 K_1$$

4. 强度验算

(1) 墙板截面尺寸 内藏钢板支撑剪力墙的混凝土墙板截面尺寸, 应满足下式要求:

$$V \leq 0.1 f_{cc} d_w l_w$$

式中 V ——设计荷载下墙板所承受的水平剪力;

l_w 、 d_w ——混凝土墙板的长度和厚度；

f_{cc} ——墙板混凝土的轴心抗压强度设计值，按现行国家标准 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》的规定取值。

(2) 受剪承载力 内藏钢板支撑的受剪承载力 V ，可按下式计算：

$$V = nA_{br}f\cos\theta$$

式中 n ——支撑斜杆的根数，单斜杆支撑， $n = 1$ ；X 形支撑、V 形支撑、人字形支撑， $n = 2$ ；

A_{br} ——支撑斜杆的截面面积；

θ ——支撑斜杆的倾角；

f ——支撑钢材的抗拉、抗压强度设计值。

(3) 支撑连接强度 内藏钢板支撑剪力墙的连接节点的最大承载力，应大于支撑屈服承载力的 120%，以避免在地震作用下连接节点的破坏先于支撑杆件的破坏。

5.2.4 带竖缝混凝土墙板

1. 墙板工作性能

(1) 实体墙

1) 水平荷载作用下，一般的钢筋混凝土实体墙板的破坏形态为典型的斜裂缝（图 5-55a），属于脆性的剪切破坏；而且在持续的往复水平荷载作用下，斜裂缝不断扩大，具有不可恢复性。

2) 实体墙具有初期抗推刚度大，水平承载力高，刚度退化严重，延性差，耗能容量小等特点，因而不是与钢框架配合使用的良好抗震构件。

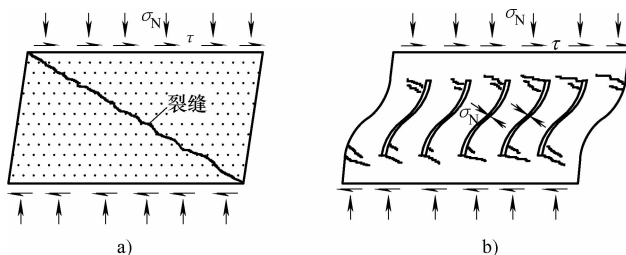


图 5-55 水平荷载下 RC 墙板的破坏形态

a) 实体墙 b) 竖缝墙

(2) 竖缝墙

1) 日本鹿岛建设技术研究所提出的带竖缝钢筋混凝土墙板，是采用几条竖缝将一片墙体划分成几根并列的宽柱，大大改善了墙板的抗震性能。竖缝墙嵌置于钢框架中，在风荷载作用下，墙板处于弹性工作阶段，具有足够强的抗推刚度；遭遇强烈地震时，其“缝间墙”弯曲屈服，刚度下降，结构所受地震作用减小，同时使结构具有较大的延性。

2) 水平荷载作用下，“带缝墙板”不再发生剪切型破坏的斜裂缝，而代之以“并列宽柱”上、下端弯曲破坏引起的水平裂缝（图 5-55b）；当水平荷载反向时，原受拉侧的水平裂缝趋于闭合，而且能继续有效地承担反向弯矩所引起的压应力。

3) 混凝土墙板增加几条竖缝后，其受力状态由原来的剪切破坏转变为弯曲破坏，因而其弹性和极限侧移值成倍地增长，延性改善，刚度退化趋缓，耗能容量增大，而且墙板的刚度、抗力和延性与钢框架的匹配情况，得到较好的协调。

4) 墙板设置竖缝后，弹性极限侧移值及延性与钢框架的差距缩小，所以，竖缝墙与钢框架共同抵抗水平地震作用时的同步工作程度得到很大的改善。

5) 墙板在低周往复水平荷载作用下的 $V-u$ 骨架曲线表明, 带竖缝墙板具有很好的延性: 墙板的极限侧移 u_{max} , 约为其“缝间墙”竖筋屈服时侧移 u_y 的 2.5 ~ 3.0 倍, 且约等于其“缝间墙”极限荷载时侧移 u_u 的 1.5 倍。

2. 墙板几何尺寸

(1) 外形尺寸

1) 带竖缝混凝土剪力墙板的长度 l 、高度 h (图 5-56), 是根据建筑层高、钢框架柱间净距和结构设计要求确定。

2) 当钢框架的柱距较大时, 同一柱间也可沿长度方向划分为两块墙板。

(2) 竖缝数量

1) 水平荷载作用下竖缝墙板的破坏可能出现下列三种类型: ①“缝间墙”弯压破坏; ②“缝间墙”剪切破坏; ③上、下“带状实体墙”的剪切破坏。其中, 仅第①种类型属延性破坏, 其余两种均属脆性破坏。

2) 要实现墙板的延性破坏, 每块剪力墙板中的竖缝数量及其尺寸 (图 5-56), 应符合下列要求:

缝间墙高度 $h_1 \leq 0.45h$

缝间墙的高宽比 $1.7 \leq h_1/l_1 \leq 2.5$ 或 $0.6 \geq l_1/h_1 \geq 0.4$

上、下“带状实体墙”的高度 $h_{sol} \geq l_1$

(3) 墙板厚度 为使墙板的水平配筋配置合理、适当, 带竖缝混凝土墙板的厚度 t , 可按下列公式确定:

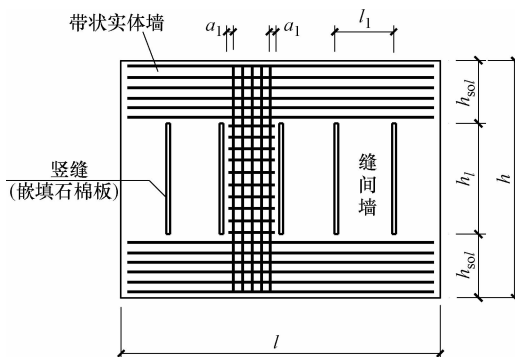


图 5-56 带竖缝混凝土墙板的几何尺寸

$$t \geq \frac{F_v}{\omega \rho_{sh} l f_{shy}}$$

$$\omega = \frac{2}{1 + \frac{0.4 I_{os}}{t l_1^2 h_1} \cdot \frac{1}{\rho_2}} \leq 1.5$$

$$\rho_2 = \rho_{sh} \frac{f_{shy}}{f_c}$$

式中 F_v ——作用于—块墙板的总水平剪力设计值;

ρ_{sh} ——墙板的水平钢筋配筋率, 初步设计时, 可取 $\rho_{sh} = 0.6\%$;

ρ_2 ——箍筋的配筋系数;

f_{shy} ——水平钢筋的抗拉强度设计值;

f_c ——混凝土的抗压强度设计值;

ω ——墙板开裂后, 竖向约束力对墙板水平承载力的影响系数;

I ——单肢“缝间墙”的水平截面惯性矩, $I = t l_1^3 / 12$;

I_{os} ——单肢“缝间墙”的水平截面折算惯性矩, 可近似地取, $I_{os} = 1.08I$ 。

3. 墙板构造要求

(1) 材料

- 1) 墙板应采用 C20 ~ C30 混凝土。
- 2) 墙板的竖缝宜采用延性好、易滑动的耐火材料（例如两片石棉板）作为填充材料。

(2) 周边连接构造

1) 墙板两侧边与框架柱之间应留有一定的空隙，使彼此之间无任何连接。

2) 墙板上端采用高强度螺栓与框架梁连接；墙板下端除临时连接措施外，全长均应埋置于现浇混凝土楼板内，并通过墙板底面齿槽与钢梁顶面焊接栓钉实现可靠的连接；墙板四角还应采取充分可靠的措施与上、下框架梁连接（图 5-57）。

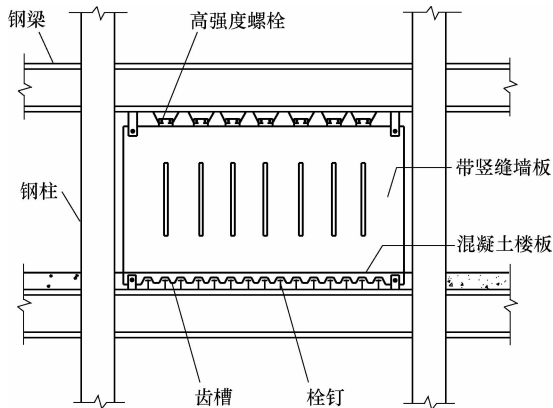


图 5-57 带竖缝混凝土剪力墙板与框架梁的连接

(3) 配筋

1) 墙板内部各条竖缝两端的上、下

“带实墙体”中，应配置水平钢筋，其数量不应低于“缝间墙”一侧竖向钢筋的用量。

2) 墙板水平钢筋的配筋率 ρ_{sh} 应符合下列要求：

$$\text{当 } \eta_v \frac{V_1}{V_{y1}} < 1 \text{ 时} \quad \rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{t \cdot s}, \text{ 且 } \leq 0.65 \frac{V_{y1}}{t l_1 f_{shyk}}$$

$$\text{当 } 1 \leq \eta_v \frac{V_1}{V_{y1}} < 1.2 \text{ 时} \quad \rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{t \cdot s}, \text{ 且 } \leq 0.6 \frac{V_{ul}}{t l_1 f_{shyk}}$$

式中 s ——水平钢筋间距；

t ——混凝土剪力墙板的厚度；

A_{sh} ——同一高度处水平钢筋总截面面积；

V_{y1} 、 V_{ul} ——分别为“缝间墙”竖筋屈服时和“缝间墙”压弯破坏时单肢“缝间墙”的受剪承载力；

f_{shyk} ——水平钢筋的抗拉强度标准值。

5.2.5 工程实例

58

京城大厦——钢框架-墙板体系

1. 建筑概况

北京京城大厦位于 8 度地震区，建筑场地属 II 类。大厦主楼第 27 层以下为办公用房，28 层以上为公寓用房。大厦主楼，地面以下 4 层，基础埋置深度为 -23.5m；地面以上 52 层，高 183m。主楼建筑平面为带锯齿边的正方形，平面尺寸为 47.5m × 47.5m，对角线长度为 57.6m；典型楼层的层高为 3.1m（公寓）和 3.75m（办公）两种，底部最大楼层高度为 5.5m。主楼的高宽比为 4.7。

2. 结构体系

(1) 主楼的典型层结构平面如图 5-58a 所示。柱网沿楼面对角线方向布置, 柱距为 4.8m 和 9.6m。结构主体采用框架-墙板体系(图 5-58b)。墙板是采取外包混凝土、内藏人字形钢支撑的预制型钢混凝土墙板; 墙板四边与框架梁、柱之间留有 25mm 的空隙。地上 1~3 层, 墙板换为钢支撑; 地下 4 层, 则采用型钢混凝土框架及钢筋混凝土抗震墙。

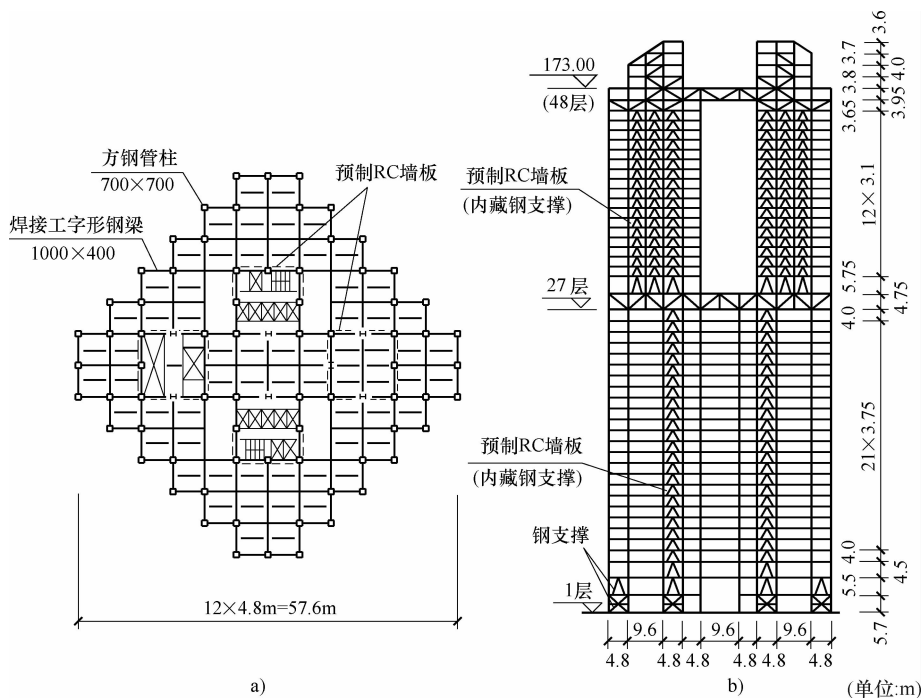


图 5-58 北京京城大厦的钢框架-墙板结构体系

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

(2) 为了进一步增强高楼的抗推刚度, 减小地震时的结构侧移, 于结构顶层(第 47~49 层)和第 26~28 层, 各设置一道高度约为 7m 的伸臂桁架, 形成两道刚臂。

3. 杆件截面尺寸

钢柱采用焊接方管, 自底层至顶层, 楼面内部钢柱最大截面尺寸为 750mm × 750mm × 70mm × (70~90) mm, 外圈钢柱的截面尺寸为 400mm × 400mm。钢梁采用焊接工字钢, 截面尺寸为 1000mm × 400mm × 16mm × 32mm 和 650mm × 350mm × 16mm × 28mm (高 × 宽 × 腹板厚 × 翼缘厚)。支撑斜杆采用 BH300mm × 300mm × 10mm × 15mm。楼板采用以压型钢板为底模的钢筋混凝土组合楼板。

4. 结构用钢量

整幢楼房的结构总用钢量为 18800t, 单位建筑面积的平均用钢量为 160kg/m²。

5. 结构分析结果

(1) 京城大厦按 8 度抗震设防, 依照我国 TJ 11—1978《建筑抗震设计规范》、日本 1981 年《建筑耐震设计规范》及 1982 年《高楼结构抗震计算指针》确定大楼的水平地震作用。

(2) 按规范地震力进行结构分析, 计算所得的结构自振周期和结构侧移值见表 5-8。

表 5-8 京城大厦地震作用下的计算结果

验算方向	自振周期/s			结构顶点侧移		最大层间侧移		
	T_1	T_2	T_3	Δ/mm	Δ/H	δ/mm	δ/h	位置
x 方向	4.8					16.2	1/231	第 22 层
y 方向	4.8	1.7	1.0	600	1/260	16.6	1/226	第 19 层

6. 钢支撑墙板

(1) 嵌置于钢框架之间的钢支撑墙板, 采用预制的内埋人字形钢板支撑的钢筋混凝土墙板, 墙板最大平面尺寸为 $4\text{m} \times 3.2\text{m}$; 板厚自下而上分别为 180mm、165mm、150mm 三种; 墙板最重达 5.5t。预制墙板与周边钢梁和钢柱之间均留有 25mm 的空隙。

(2) 支撑斜杆的截面尺寸, 由第 3 层的 $325\text{mm} \times 19\text{mm}$ 分段变化至第 46 层的 $300\text{mm} \times 12\text{mm}$, 墙板双面均配置 $\Phi 8$ 或 $\Phi 6@75\text{mm}$ (双向) 钢筋网。人字形支撑上端与上部框架梁底面节点板之间采用双面拼接板和高强度螺栓连接。自第 3 层至第 46 层, 拼接板的截面尺寸为 $1130\text{mm} \times 205\text{mm} \times 12\text{mm} \sim 810\text{mm} \times 205\text{mm} \times 9\text{mm}$; 高强度螺栓为 10~14 根 M22。钢支撑墙板的构造详图示于图 5-59。

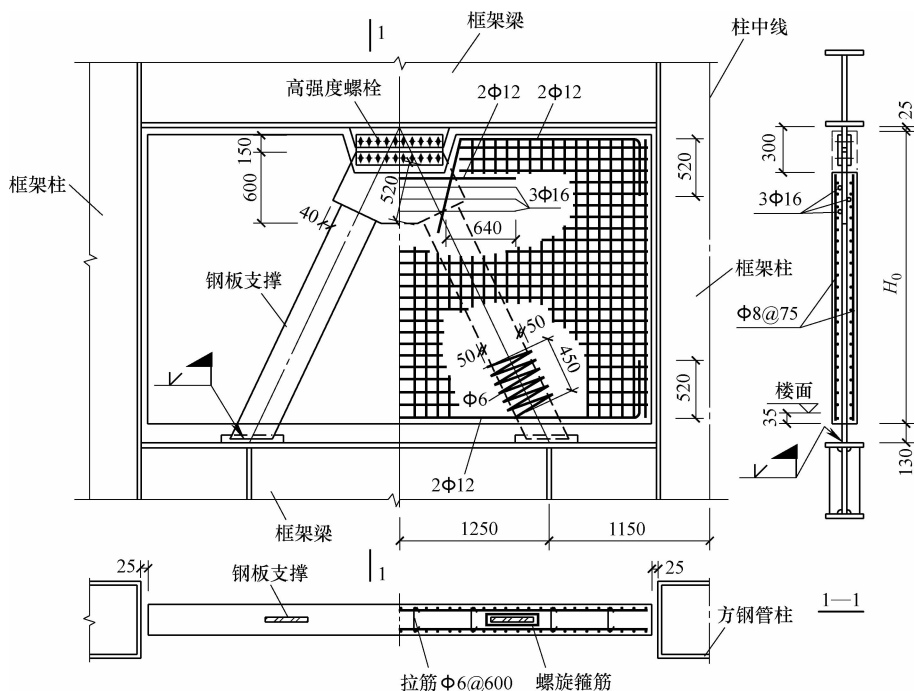


图 5-59 内埋人字形钢板支撑的钢筋混凝土墙板

59

京王广场饭店——钢框架-墙板体系

1. 建筑概况

日本东京 1971 年建成的京王广场饭店, 地下 3 层; 地上 47 层, 高 170m; 建筑平面为狭长的 Z 字形, 两端窄, 中间宽, 两端最窄处的宽度为 17.5m, 中间最宽处的宽度为

25.9m。房屋横向的高宽比值较大，房屋中段为6.6，房屋两端为10。

2. 结构体系

(1) 主体结构属框架-墙板体系。主楼基础和地下第3层，采用钢筋混凝土结构；地下2层至地上第3层，采用型钢混凝土结构；4层以上，采用钢框架及预制钢筋混凝土墙板的组合结构，沿横向，每隔一个柱距设置一列“带竖缝 RC 墙板”，沿纵向，设置2列宽度为11.4m的带竖缝 RC 墙板。

(2) 典型层结构平面如图 5-60a 所示。柱网的基本尺寸为 $2.8\text{m} \times 11.4\text{m}$ ，横向柱距为 2.8m ，纵向柱距为 11.4m 。框架柱采用热轧厚壁 H 型钢；框架梁采用焊接工字形截面。

(3) 建筑围护墙采用预应力混凝土墙板，利用其重力来平衡地震倾覆力矩对框架柱所产生的轴向拉力。

(4) 按照我国所采用的地震烈度标准，日本东京的基本烈度介于 8~9 度之间。

3. 增大抗推刚度的措施

房屋平面狭长，高宽比值较大，为使房屋具有足够的抗推刚度，在强风或地震作用下的层间侧移角处于限值以内，采取了以下措施：

(1) 采用横向框架承重方案，并采取 2.8m 和 2.9m 的小柱距。

(2) 沿各榀横向框架，每隔一个柱距，配置一列竖向抗震墙板（图 5-60b）。

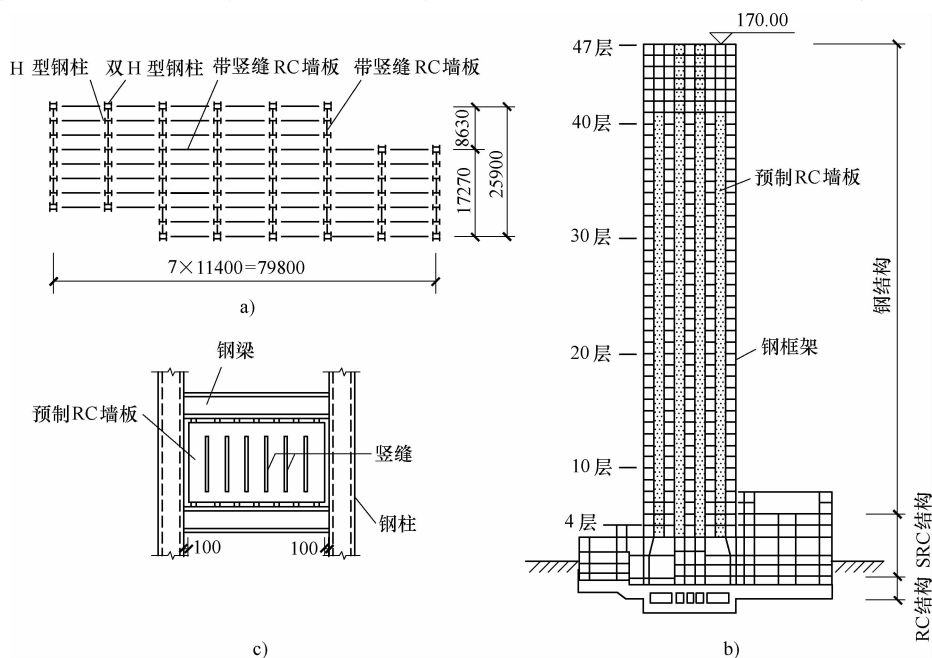


图 5-60 日本东京市京王广场饭店

a) 典型层结构平面 b) 结构横剖面 c) 带竖缝钢筋混凝土墙板

(3) 为减小结构的整体弯曲变形，并妥善解决外柱因倾覆力矩而产生的较大轴力，对各榀横向框架的外柱，均采用两个 H 型钢拼焊成的增强截面。外立面的围护墙采用预应力钢筋混凝土墙板，其较大自重也有利于平衡由倾覆力矩引起的外柱轴向拉力。

(4) 沿房屋纵向，框架梁的跨度较大。为提高纵向框架的抗推刚度，将框架柱 H 型钢

的腹板顺房屋纵向布置；此外，还沿房屋纵向，布置两列宽度各为 11.4m 的带竖缝钢筋混凝土抗震墙板。

4. 竖缝抗震墙

(1) 考虑到强震作用下，结构势必越过其弹性极限而进入弹塑性变形阶段，为防止钢筋混凝土抗震墙板因斜向开裂而发生刚度退化和强度劣化，乃采用带竖缝的钢筋混凝土墙板（图 5-60c）。

(2) 试验数据表明，水平荷载作用下，带竖缝钢筋混凝土墙板的弹性极限变形角可达 1/750，约比普通钢筋混凝土墙板大 3 倍。

60 京广中心大厦——钢框架-墙板体系

1. 建筑概况

北京市京广中心大厦主楼，地下 3 层，基础埋深为 -16.4m；地上 53 层，高 196m，另有屋顶小塔楼两层，总高度为 208m。主楼为综合性多用途建筑，下段为旅馆，中段为办公用房，上段为公寓，大楼各段的层高分别为 3.3m、3.7m 和 3.2m。主楼平面采取半径为 51.4m 的 1/4 圆面切角后所形成的扇形，基本模数是将 1/4 圆面沿径向分成 21 等份（即 $\theta = 90^\circ/21 = 4.3^\circ$ ）。主楼的总建筑面积为 10.5 万 m^2 。按 8 度进行抗震设防。

2. 结构体系

(1) 主楼结构属框架-墙板体系。主楼的典型层结构平面、墙板布置平面和结构横剖面，分别示于图 5-61a、b 和 c。图 5-61b 中，实线表示的墙板是自第 6 层布置到第 52 层，虚线所示墙板是自第 6 层布置到第 37 层。

(2) 主楼，地面以下，采用型钢混凝土框架和现浇钢筋混凝土抗震墙；地面以上，采用钢框架，并沿中心服务性核心区周边各轴线，在钢框架内嵌置“带竖缝的钢筋混凝土墙板”。

(3) 主楼底层至第 6 层，以及第 23 层和第 38 层，因为层高较大，预制墙板太重，乃改用抗推刚度相当的钢支撑代换混凝土墙板。

3. 杆件截面尺寸

地面以上，钢柱采用焊接方管，截面尺寸为 650mm × 650mm × 19mm ~ 850mm × 850mm × 70mm，最大壁厚为 80mm；框架梁采用焊接工字钢，截面尺寸一般为 800mm × 200mm × 12mm × 36mm，个别为 100mm × 350mm × 19mm × 36mm；支撑斜杆的截面尺寸为 BH350mm × 350mm × 36mm × 36mm。

地面以下，型钢混凝土框架柱内的型钢芯柱，采用一个 H 型钢和两个剖分 T 型钢拼焊成的带翼缘十字形截面，H 型钢的截面尺寸为 750mm × 350mm × 32mm × 60mm 和 850mm × 450mm × 50mm × 80mm。

4. 墙板的构造和作用

(1) 嵌置于钢框架中的预制混凝土墙板，仅在顶面和底面有 4~8 处与上、下钢梁连接，墙板两侧边与钢柱之间留有 10mm 的缝隙。

(2) 预制墙板主要是承担风荷载、地震作用产生的楼层水平剪力，对减小结构的剪切型层间侧移作出贡献。

(3) 沿服务性竖筒周边框架设置的墙板，除承担楼层剪力外，并在一定程度上增大了

其框架梁的竖向抗弯刚度，消除竖筒周围框架在水平荷载倾覆力矩作用下整体受弯时的剪力滞后效应，从而提高其抵抗倾覆力矩的能力。

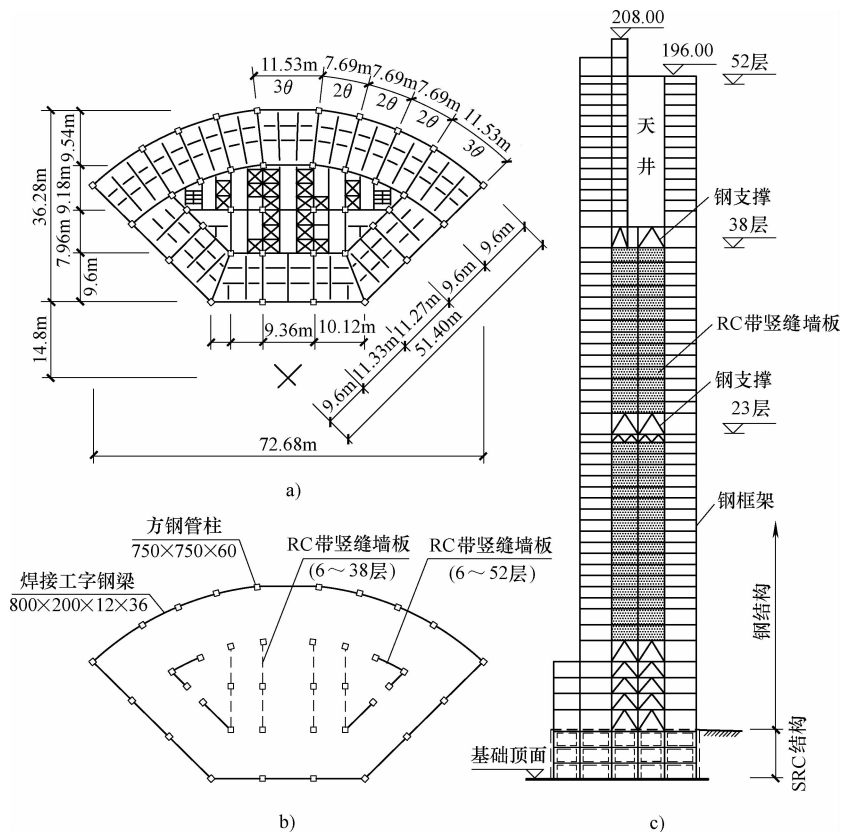


图 5-61 北京市京广中心大厦

a) 典型层结构平面 b) 墙板布置平面 c) 结构横剖面

5. 竖向支撑

(1) 第 1~6 层和第 23 层的竖向钢支撑是采用人字形轴交支撑，第 38 层的竖向钢支撑则采用八字形偏交支撑 (图 5-62)。支撑斜杆均采用宽翼缘 H 型钢，其截面尺寸分别为 $300\text{mm} \times 300\text{mm} \times 10\text{mm} \times 15\text{mm}$ 和 $350\text{mm} \times 350\text{mm} \times 36\text{mm} \times 36\text{mm}$ 。支撑斜杆 H 形截面的强轴方向对应于斜杆的平面外方向，以减小斜杆出平面的长细比；另在斜杆中点处增设撑杆，以减小斜杆平面内的长细比，防止斜杆受压屈曲。

(2) 为简化支撑节点构造，方便现场组装，在工厂加工钢柱时，在梁-柱节点处，除加焊一小段悬臂梁段外，

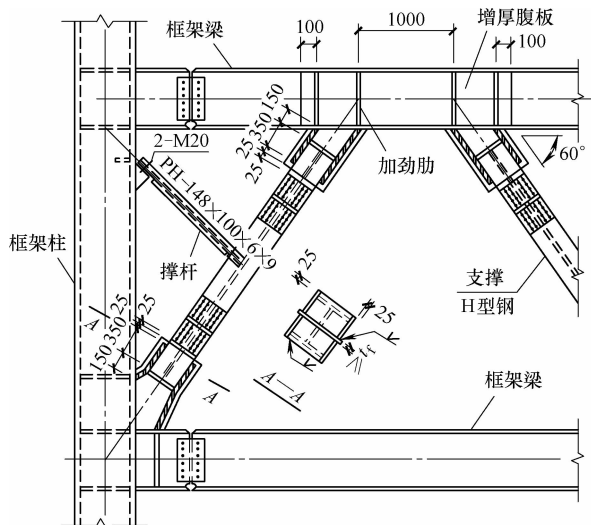


图 5-62 八字形偏交支撑的杆件连接

还加焊一外伸斜杆段。为方便与梁、柱翼缘的焊接，此外伸斜杆段的翼缘的方向需与梁、柱翼缘方向一致，以致此外伸斜杆段的截面强轴方向与支撑斜杆的截面强轴方向相垂直，因此，外伸斜杆段的端部应加焊钢板形成田字形（图 5-62 中的 A—A 剖面），作为过渡，将强轴方向转换成与支撑斜杆一致，以便实现外伸段与支撑斜杆的拼接。

6. 抗震分析结果

(1) 预制墙板的恰当配置，使大厦主楼的纵、横向动力特性大致相同，结构两个方向的基本自振周期均接近 6s。主楼纵、横向前三个振型的周期值列于表 5-9。

表 5-9 北京市京广中心大厦主楼的自振周期计算值 (单位: s)

振动方向	基本振型	第二振型	第三振型
纵向	6.05	2.39	1.48
横向	5.92	2.48	1.54

(2) 对结构进行了两个水准的抗震分析:

1) 第一水准——按北京地区 100 年一遇的中震，峰值速度的基准值取 20Kine，要求结构处于弹性阶段，层间侧移角不大于 1/200。(地震振动速度，1Kine = 1cm/s。)

2) 第二水准——按北京地区 150 年一遇的大震，峰值速度的基准值取 35Kine，要求结构不倒塌，结构层间侧移角不大于 1/100。

3) 选取了 El Centro (NS)、Taft (EW)、Hachinohe (NS) 三种不同性质的地震波，并分别按 20Kine 和 35Kine 与各个原地震记录的峰值速度 (35.9, 17.3, 34.1Kine) 的比值，对三条地震加速度时程曲线进行全面调幅，作为设计用的地震波，分别对结构进行地震反应分析。

计算结果表明，各种情况下的结构侧移值，均满足上述所要求的变形标准。

6.1 代官山高层公寓——型钢混凝土框-墙体系

1. 建筑概况

日本东京市于 2000 年建成的代官山高层公寓，地下 4 层，地上 36 层，高 115m。建筑平面为带凹角的矩形，轴线尺寸为 38.4m × 32m，总建筑面积为 $9.7 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

2. 结构体系

公寓结构的主体采用型钢混凝土框架体系，框架的基本柱网尺寸为 6.4m × 6.9m。为了减轻公寓遭遇地震时的破坏程度，提高结构的无损伤标准，于各楼层的楼面核心服务区的隔墙位置，布置若干片上下贯通的粘弹性减震墙。为了避免减震墙附加阻尼力引起结构扭转，在第 4 ~ 36 层，沿 x、y 方向各布置 4 片减震墙。典型层的结构平面如图 5-63a 所示。

3. 减震墙构造

(1) 减震墙是“墙型”粘弹性阻尼装置，它由以下几部分组成：①下端固定在下梁、上端自由活动的 U 形外钢板；②上端固定在上梁、下端插入外钢板竖槽内的单片内钢板，且与两侧外钢板之间留出 4.5mm 的剪切间隙；③在内、外钢板的剪切间隙内充填高黏度的丁烷系高分子材料（图 5-64）。

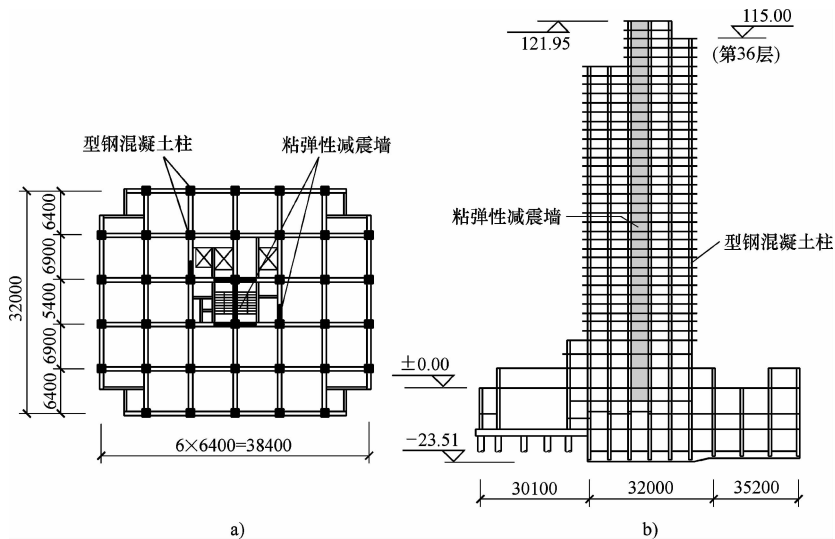


图 5-63 东京市代官山高层公寓
a) 典型层结构平面 b) 结构横剖面

(2) 为保证地震期间内、外钢板相互错动时“剪切间隙”维持定值，配置由穿过内部钢板孔洞的内插钢管形成的隔板，它与以螺栓、螺帽固定在外钢板的阻隔件互相连接（图 5-65），以防止外钢板脱开，内钢板偏向一侧。

(3) 减震墙的工作原理是：把地震时建筑物上、下楼层的层间速度差，转换为内、外钢板间的相对速度，使其间黏性体的速度变化率产生比例阻尼力。

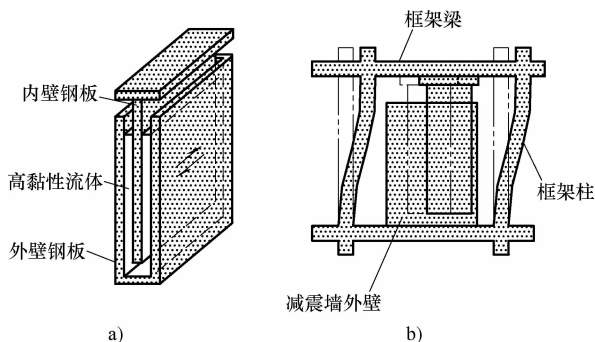


图 5-64 嵌置于框架梁、柱间的粘弹性减震墙
a) 构造示意图 b) 工作机理

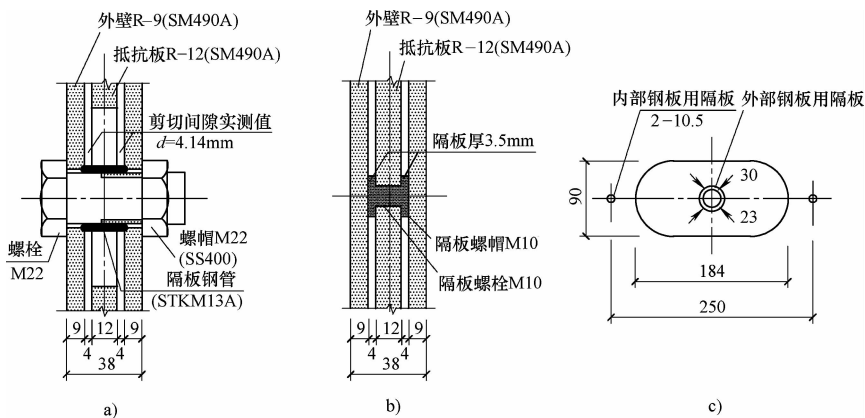


图 5-65 保持内、外钢板间隙的隔板

a) 外钢板的隔板钢管 b) 内钢板的隔板 c) 隔板详图

(4) 减震墙的弹性刚度仅为结构整体刚度的 2% ~ 3%，可以略去不计，因此，可以认为减震墙的抵抗力仅依赖于速度。

4. 抗震设计

(1) 分别按三个水准的地震，来检验公寓结构是否满足抗震设计性能目标，具体要求列于表 5-10。

表 5-10 东京市代官山高层公寓抗震设计性能标准

抗震设计标准	第一水准地震	第二水准地震	第三水准地震
峰值速度/(cm/s)	35	50	70
峰值加速度/(cm/s ²)	250 ~ 350	350 ~ 500	500 ~ 700
结构性能目标	设计规定层剪力 ≥ 反应层剪力； 层间相对侧移 ≤ 1/250； 加速度 ≤ 200 ~ 350cm/s ²	弹性抗力 ≥ 反应层剪力； 层间相对侧移 ≤ 1/150； 层塑性率 ≤ 1.0； 加速度 ≤ 300 ~ 500cm/s ²	极限水平抗力 ≥ 反应层剪力； 层间相对侧移 ≤ 1/100； 层塑性率 ≤ 2.0； 加速度 ≤ 400 ~ 700cm/s ²
地震规模	在建筑使用年限内可经受一次大地震	所在场地可能遭遇的最大地震	由承载力富余所能考虑的最大地震
建筑损伤程度	无损伤	基本无损伤	修补后可使用

(2) 进行结构地震反应分析时，利用从荷载增量分析中求得的各层“层剪力”，除以层间侧移，得“层刚度”；将结构的弹性抗弯刚度和弹塑性抗剪刚度分离，建立 37 个质点的弹塑性“弯剪模型”。采用四个地震波作为输入结构的地震动，相应于三个水准的地震动参数列于表 5-11。

表 5-11 结构抗震设计所采用的峰值加速度 (单位: cm/s²)

峰值速度 地震波	第一水准地震 (35cm/s)	第二水准地震 (50cm/s)	第三水准地震 (70cm/s)	地震持续时间 /s
El Centro (1940,05,18) NS	358	511	715	40
Taft (1952,07,21) EW	348	497	696	40
Tokyo (1956,02,14) NS	339	485	679	11.4
Hachinohe (1968,06,15) NS	231	330	462	35

62 新达城广场大厦——钢管混凝土框-墙体系

1. 建筑概况

广州市于 2000 年建成的新达城广场大厦，是集商业、住宅、办公为一体的群体式高层建筑，共有地下室 3 层，深 13.4m；裙房 7 层；北塔楼 28 层，南塔楼 30 层，建筑总高度为 100m；总建筑面积为 $8 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

2. 结构体系

南、北塔楼均采用钢管混凝土框架-剪力墙体系。北塔楼的 19 根框架柱，自底至顶全部采用钢管混凝土柱。南塔楼的 23 根框架柱，自底至架空层采用钢管混凝土柱，架空层以上转换为钢筋混凝土柱。南、北塔楼沿纵向和横向均布置一定数量的钢筋混凝土剪力墙，图 5-66a、b 分别为南、北塔楼的典型层结构平面。

3. 框架节点

(1) 本工程根据结构各部位的不同要求，框架的梁-柱节点分别采用了单梁节点和双梁节点。双梁节点适用于截面高度受到限制、截面宽度和位置不限的楼层的框架节点，此类节点的优点是梁纵向钢筋可以直通而不必截断，施工比较方便。

(2) 双梁节点的梁端弯矩，是靠从钢管两侧通过的双梁自身平衡，梁端剪力则是通过钢牛腿传递至钢管柱。考虑到钢牛腿若直接焊在钢管外壁上，钢管壁除承受较大压力外，还要承担一定数值的局部弯矩，从而削弱钢管混凝土柱的承载力。因此，本工程采用半穿心钢牛腿，其伸出长度略短于梁宽，内伸长度等于外伸长度，使钢牛腿的弯矩和部分剪力直接传到钢管核心混凝土。此外，钢牛腿下翼缘在不妨碍梁底钢筋通过的前提下尽量靠近节点下表面。为了加强节点的整体性，在节点区钢管外，配置三道内圈圆环形钢筋和三道外圈方形环状钢筋，并用沿径向布置的箍筋加以连接。图 5-67a 为钢管混凝土柱双梁节点的平面。

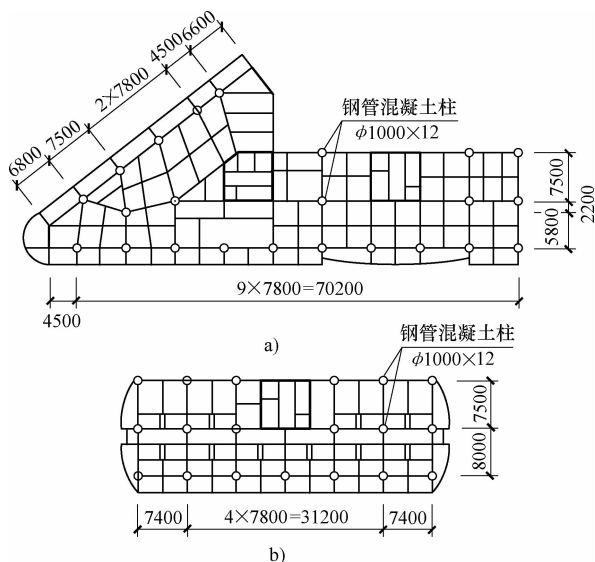


图 5-66 广州市新达城广场大厦

a) 南塔楼 2~7 层结构平面 b) 北塔楼典型层结构平面

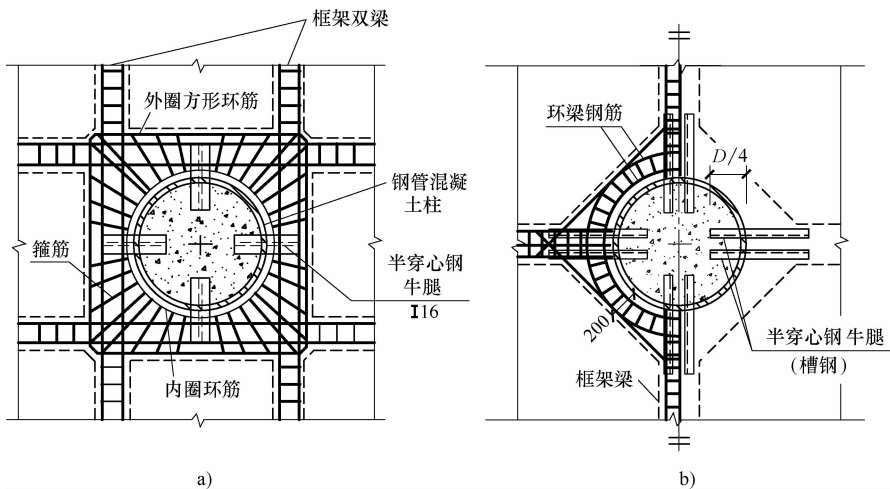


图 5-67 钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接

a) 双梁节点 b) 单梁节点

(3) 本工程重要部位的框架梁-柱节点采用刚度较大的半穿心钢牛腿单梁节点(图 5-67b), 钢牛腿伸入钢管内的长度为钢管直径的 $1/4$, 外伸长度根据梁纵向钢筋的锚固长度确定。梁端纵向钢筋自钢牛腿翼缘板内侧穿入, 伸至钢管边再向上或向下弯折, 以满足钢筋的锚固长度要求。为加强节点的整体性, 钢管外围设置钢筋混凝土环形梁, 宽 200mm, 截面高度同框架梁; 环形梁的腰筋由钢牛腿腹板上的预留椭圆孔穿过。此外, 考虑到钢管壁在钢牛腿上翼缘附近区域存在撕裂应力, 特在钢管壁外侧自钢牛腿上翼缘至节点上表面之间范围内, 加焊一块环形加劲钢板。

4. 钢管混凝土柱的接头

(1) 南、北塔楼的钢管混凝土柱的最大截面直径为 1m, 钢管壁厚 12mm, 内填混凝土的强度等级为 C60。

(2) 北塔楼的 8 层楼盖处, 钢管混凝土柱的直径由 1000mm 减小为 800mm。其节点采用插入式柱脚的做法, 上柱小直径钢管插入下柱钢管内, 下端插至框架梁-柱节点底面以下 1000mm 处, 并在上、下钢管之间设置连接板, 以保证两管相对位置的正确。为加强上、下柱段的连接, 在下钢管的顶部设置环箍; 在钢管内配置钢筋笼, 直径为 700mm, 其上、下端分别超过上钢管的楼面上安装接口以上和上钢管底端以下各 500mm (图 5-68a)。

(3) 南塔楼钢管混凝土柱的顶端与转换层钢筋混凝土大梁的连接节点, 是根据结构空间分析所得钢管混凝土柱顶部内力, 按直径为 1000mm 的等截面钢筋混凝土柱计算出纵向钢筋, 加配箍筋形成钢筋笼, 插入钢管柱的核心混凝土内 1000mm, 上端伸入转换大梁内锚固 (图 5-68b)。为了减小转换梁底面与钢管壁连接处的局部承压应力, 在钢管顶端焊接一个顶箍和环形钢板; 当大梁宽度小于环板直径时, 则在环板上部设置一个圆柱状承压构件, 配置承压钢筋, 并与转换大梁现浇成为整体。

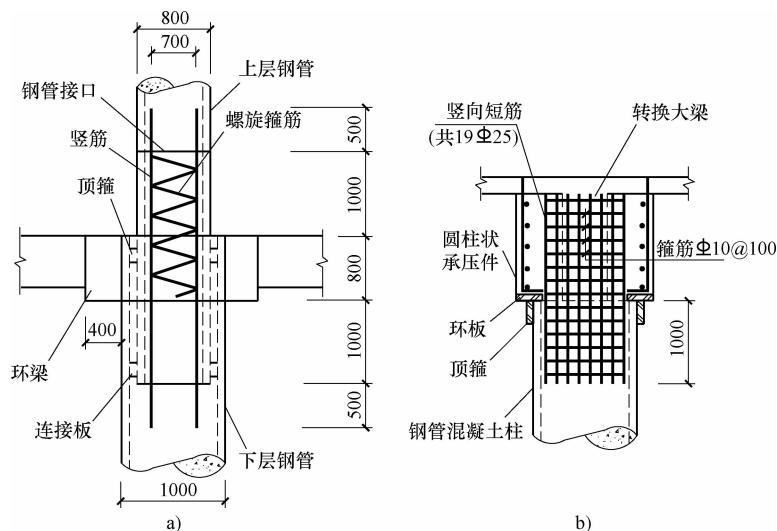


图 5-68 钢管混凝土柱的接头

a) 不同直径柱的连接 b) 柱顶与转换大梁的连接

63 沈阳专网局大楼——钢管混凝土框-墙体系

1. 建筑概况

沈阳市电信局于1999年兴建的专网局大楼，地下1层，地上13层，高72m，建筑面积为 $2.1 \times 10^4 \text{m}^2$ 。大楼的抗震设防烈度为7度。

2. 结构体系

大楼结构采用钢管混凝土框架-剪力墙体系，柱网的基本尺寸为 $7.2\text{m} \times 7.2\text{m}$ ，内走廊的跨度为 2.7m 。所有纵、横轴线相交处均设置钢管混凝土柱，并在框架柱间布置四道横向抗震墙和四片纵向抗震墙。大楼的典型层结构平面和结构剖面示于图5-69。

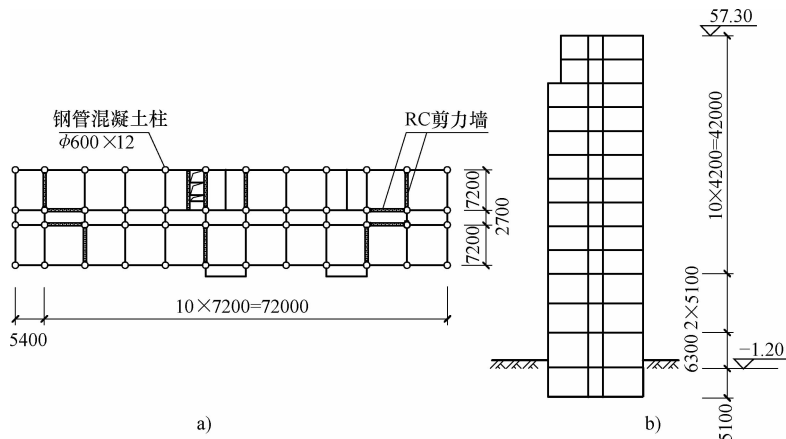


图 5-69 沈阳专网局大楼的钢管混凝土框架-剪力墙体系

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

3. 杆件截面尺寸

钢管混凝土柱的直径，由底层的600mm向上逐层减小，顶层柱的直径为406mm。各楼层钢管混凝土柱的钢管规格和管内混凝土的强度等级列于表5-12。

表 5-12 沈阳专网局大楼钢管混凝土柱的截面尺寸

楼层序号	1,2层	3层	4,5层	6~8层	9~11层	12,13层
钢管规格	$\phi 559 \times 12$	$\phi 529 \times 12$	$\phi 506 \times 12$	$\phi 457 \times 12$	$\phi 406 \times 12$	$\phi 406 \times 10$
管内混凝土	C80	C80	C60	C50	C40	C40

5.3 框架-支撑芯筒体系

5.3.1 结构体系的组成

高楼为矩形、圆形、多边形等较规则平面时，为实现建筑使用功能的合理分区，多采用核心式建筑平面布局。结构方面则随之将各片竖向支撑沿核心区的周边布置（图5-70），从而形成一个抗侧力立体构件——支撑芯筒。由支撑芯筒与外圈钢框架构成的结构体系称为框架-支撑芯筒体系（Frame-Braced Coretube Structural System）。

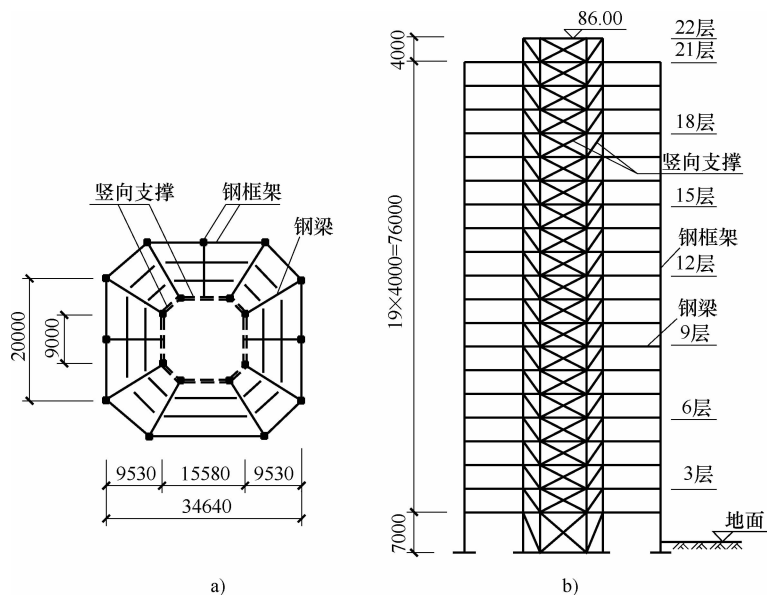


图 5-70 框架-支撑芯筒体系高楼的结构布置
a) 结构平面 b) 结构立面

楼层平面核心区以外部位及楼层平面外圈，均采用刚接框架（图 5-71）。

5.3.2 结构的受力特点

支撑芯筒在侧力作用下的变形，与竖向支撑在其平面内侧力作用下的变形（图 5-7）基本相同，同属“弯曲型”抗侧力构件。

整个结构体系在侧力作用下，与框-撑体系一样，通过各层楼板的协调，支撑芯筒与框架的侧移趋于一致（图 5-2）；支撑芯筒与框架之间的相互作用力，也大致如图 5-3c 所示。

与框-撑体系一样，在结构的下半部，框架-支撑芯筒体系的层间侧移角要比框架体系减小很多。

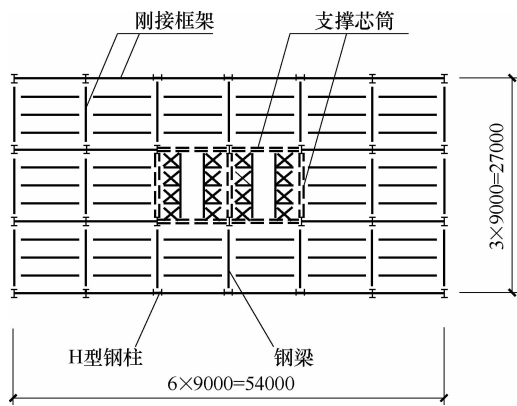


图 5-71 矩形平面的框架-支撑芯筒体系

5.3.3 适用的房屋高度

框架-支撑芯筒体系的抗推刚度和水平承载力，均与框-撑体系相当，因此，所适用的最大房屋高度也就与框-撑体系差不多。

5.3.4 钢管混凝土框架-支撑芯筒体系工程实例

64 太平洋第一中心大厦

1. 建筑概况

美国西雅图市于 1990 年建成的太平洋第一中心大厦（Seattle Pacific Center），地面以上

共44层，高265m，建筑平面为带小缺角的矩形，并采取核心式建筑功能分区。

2. 结构体系

(1) 大厦的主体结构采用框架-支撑芯筒体系。沿楼层平面核心服务区周围，设置8根直径为2290mm的钢管混凝土内柱，与6片纵向支撑和4片横向支撑，组成一个强劲的支撑芯筒，作为抵抗水平荷载的主要抗侧力构件。图5-72为大厦典型层结构平面。

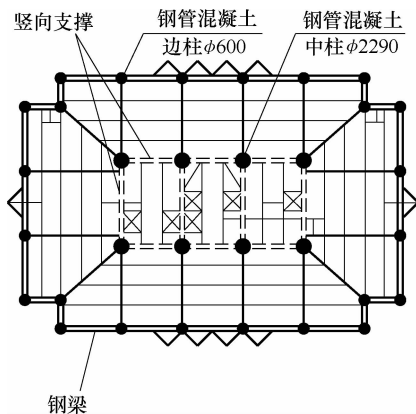


图 5-72 西雅图太平洋第一中心大厦典型层结构平面

(2) 沿楼层平面外圈设置24根直径为600mm的钢管混凝土边柱，与周边钢梁形成外圈框架。通过各楼层的钢-混凝土组合楼盖作为刚性横隔板的连接，支撑芯筒与外圈框架共同构成一个完整的承重结构和抗侧力体系。

(3) 填灌钢管混凝土内柱、外柱的混凝土的抗压强度为124MPa，相当于C120级高强度混凝土。

(4) 与全钢结构相比较，整座大楼约节省钢材50%。

65 联盟广场大厦

1. 建筑概况

美国西雅图市于1989年建成的联盟广场大厦（Two Union Square），建筑平面采用四边为弧线的矩形平面，地面以上56层，高226m。图5-73为大厦典型层的结构平面。

2. 结构体系

(1) 大楼结构采用框架-支撑芯筒体系。在楼面核心区的公用服务性面积的四个角，各设置一根粗大的钢管混凝土柱，并沿这4根角柱的4个边，设置4片竖向支撑，从而围成一个支撑芯筒，作为整座大楼的主要抗侧力构件。

(2) 沿楼面周边设置15根边柱，最大柱距为13.4m。此等边柱与周边钢梁构成的周圈框架，主要是承担各楼层的重力荷载；并通过各层楼盖的连接，与支撑芯筒共同组成一个完整的承重、抗侧力结构体系。

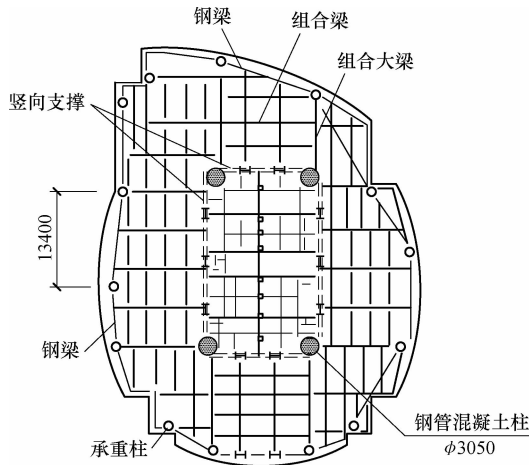


图 5-73 西雅图联盟广场大厦典型层结构平面

3. 构件与阻尼装置

(1) 四根钢管混凝土内柱采用直径为3050mm的粗大钢管，管壁厚度为30mm；管内填灌抗压强度高达133MPa的高强度混凝土。此四根钢管混凝土内柱，约承担了整座大楼绝大部分的水平荷载引起的倾覆力矩以及大楼总重力荷载的65%。

(2) 为了减小大风时的结构风振加速度，缓解大楼使用者的风振不适感，在大厦结构

层间侧移角较大的部位，安装了 16 组粘弹性阻尼装置。

4. 用钢量

整座大楼单位建筑面积的结构用钢量仅为 $58\text{kg}/\text{m}^2$ ，有力地说明钢管混凝土结构的有效性和经济性。

66 西雅图进口塔楼

1. 建筑概况

美国西雅图市的进口塔楼（Seattle Gateway Towers），建筑平面采取类似于船形的带大切角的矩形平面，地面以上 62 层，高 270m。塔楼的典型层结构平面示于图 5-74。

2. 结构体系

(1) 塔楼的承重构件采用由钢梁与较小直径钢管混凝土柱组成的框架；抗侧力构件，则是由建筑平面长边 4 根直径为 2.74m 的粗大钢管混凝土柱与纵、横向各两片竖向支撑所组成的大型立体支撑。两者再通过各层楼盖的连接形成一个完整的、高效的结构体系。

(2) 纵、横向各片竖向支撑均采用以 10 个楼层高度为一个节间的大型 X 形支撑。填充各根钢管混凝土柱的混凝土抗压强度为 77MPa ，相当于 C80 级高强度混凝土。

(3) 整座大楼的纵、横向水平荷载全部由大型立体支撑承担；楼面核心服务区周边及楼面外圈的较细钢管混凝土柱仅承担各楼层的重力荷载。

3. 结构用钢量

大楼结构单位建筑面积的平均用钢量为 $58\text{kg}/\text{m}^2$ ，约比全钢结构节省一半钢材。

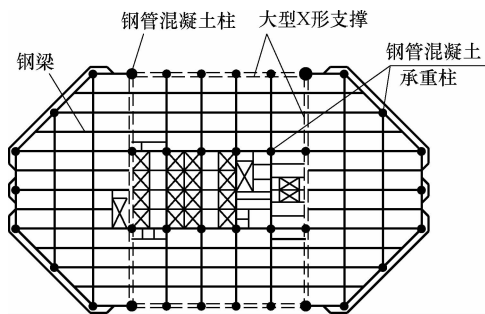


图 5-74 西雅图进口塔楼的典型层结构平面

5.3.5 全钢结构框架-支撑芯筒体系工程实例

67 洛杉矶第一州际世界中心

1. 建筑概况

洛杉矶第一州际世界中心大厦是一幢建于 1990 年的办公楼。该楼地下 2 层，地上 75 层，房屋总高度为 310.3m，典型楼层的层高为 4.04m。它是洛杉矶的标志性建筑，也是美国最高地震烈度“抗震设防 4 区”（相当于我国的 9 度地震区）内的最高建筑。该建筑在 47 层以下是由四个弧形面构成近似为方形的平面，在 57 层以上逐渐向内侧收进（图 5-75a）。芯筒的平面尺寸为 $22.5\text{m} \times 22.5\text{m}$ ，芯筒边至外圈框架之间的跨度为 16.76m。房屋的高宽比为 5.5。

2. 结构体系

(1) 该建筑为全钢结构，结构主体采用框架-支撑芯筒体系。支撑芯筒为主要抗侧力构件，支撑芯筒的平面尺寸为 $22.5\text{m} \times 22.5\text{m}$ ，由四根大截面角柱与四边的“节间为两层楼高”的“跨层人字形支撑”所构成（图 5-75b）。

(2) 典型层的结构平面如图 5-75c 所示, 外圈框架的柱距为 6.1~7.6m。楼盖钢梁的最大跨度为 16.7m, 截面型号为 W24×76。

(3) 作用于整个大楼的倾覆力矩, 约 50% 由支撑芯筒承担, 支撑芯筒角柱的轴压力达到 $110 \times 10^3 \text{ kN}$ 。

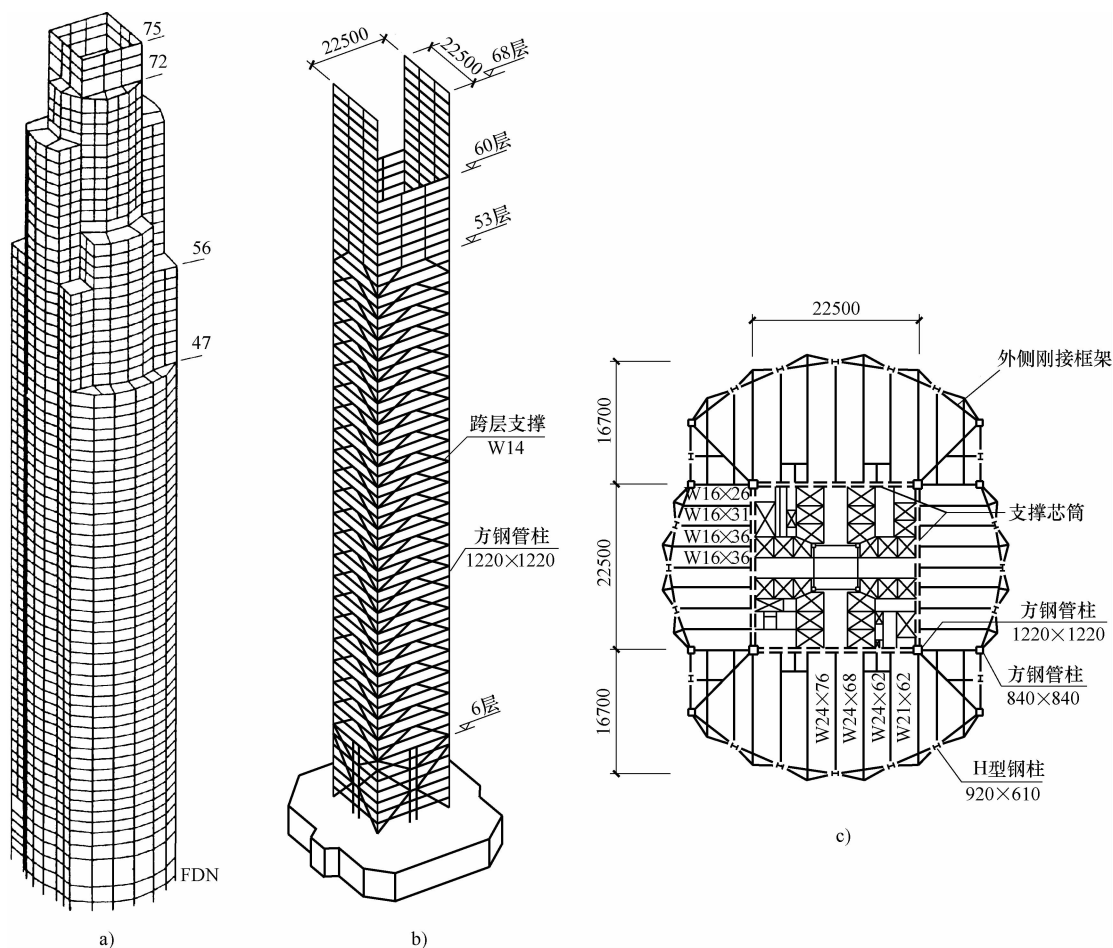


图 5-75 洛杉矶第一州际世界中心大厦

a) 大厦结构外貌 b) 支撑芯筒全貌 c) 典型层结构平面

3. 构件截面尺寸

(1) 柱子的钢材屈服强度为 350 N/mm^2 (50ksi)。外框架柱采用宽翼缘 H 型钢, 结构下部钢柱的截面尺寸为 $1067 \text{ mm} \times 610 \text{ mm}$ 。支撑芯筒的角柱采用方管截面, 底层处的截面尺寸为 $1230 \text{ mm} \times 1230 \text{ mm}$, 该柱柱脚处的轴压力达 11000 t 。

(2) 支撑芯筒的斜杆采用 W14, 角柱采用 $1220 \text{ mm} \times 1220 \text{ mm}$ 方形钢管。周边框架, 角柱采用 $840 \text{ mm} \times 840 \text{ mm}$ 方形钢管, 边柱采用 $920 \text{ mm} \times 610 \text{ mm}$ 宽翼缘 H 形截面; 窗裙梁采用截面高度为 1070 mm 的焊接工字形截面钢梁。

(3) 楼盖采用在压型钢板上浇筑厚度为 133 mm 或 159 mm 轻质混凝土的组合楼板。

4. 计算结果

(1) 计算地震作用时, $C = 0.03$, $K = 0.8$, 阻尼比为 1.25%。纵、横两个方向的结构自振周期分别为 7.46s 和 6.91s。

(2) 百年一遇风荷载作用下的结构顶点侧移计算值为 584mm。

5.4 支撑芯筒 + 刚臂体系

5.4.1 结构体系的组成

(1) 框架-支撑芯筒 + 刚臂结构体系 (Frame-Braced Coretube With Outriggers Structural System), 简称“支撑芯筒 + 刚臂”体系, 它是由框架与增设刚性伸臂桁架 (刚臂) 的支撑芯筒所组成的结构体系 (图 5-76)。

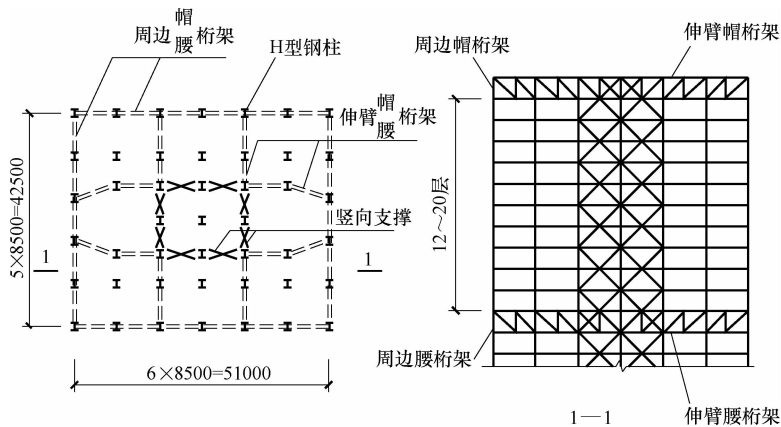


图 5-76 “支撑芯筒 + 刚臂”体系的构成

(2) 建筑平面采取核心式布置方案的高楼。集中布置于平面核心区的服务性公用面积, 在楼层建筑面积中所占比例不大, 因而核心区的边长较小。围绕楼层服务性核心区布置竖向支撑所形成的支撑芯筒, 边长较小, 当楼房层数较多时, 支撑芯筒的高宽比往往达到 8 以上。

(3) 就抵抗水平荷载而言, 竖向支撑属弯曲型悬臂构件, 其抗推能力的大小与支撑的高宽比值成反比。高楼结构采用框-撑体系时, 竖向支撑多沿楼面核心区服务竖井的周边布置, 形成支撑芯筒。支撑芯筒的每边宽度仅为同方向房屋宽度 (边长) 的 $1/3 \sim 2/5$ 左右, 当房屋层数较多时, 支撑芯筒的侧向整体抗弯能力将因其高宽比值偏大而不能满足要求。

(4) 对于需要抗震设防的楼房, 或者位于台风地区的楼房, 当支撑芯筒的高宽比值较大时, 为了提高结构体系的抗推刚度、水平承载力和抗倾覆能力, 沿房屋横向、纵向或其他合适方向, 顺支撑芯筒各片竖向支撑所在平面, 在结构顶层及每隔 15 层左右的设备层或避难层, 设置贯通房屋全宽的、一层或两层楼高的刚性伸臂桁架——刚臂 (图 5-77), 与外圈钢柱相连, 从而使外圈钢柱参与结构侧向整体抗弯, 与支撑芯筒共同承担水平荷载引起的倾覆力矩, 以减小结构的侧移。

(5) 若要使刚臂轴线以外的外圈其余钢柱，也能更充分地与支持芯筒一起抵抗倾覆力矩，进一步减小结构侧移，可在布置刚臂的楼层沿结构外圈设置周边桁架（图 5-77）。

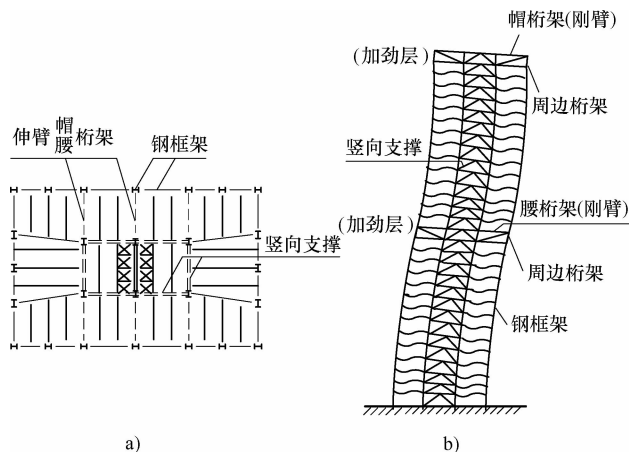


图 5-77 “支撑芯筒 + 刚臂”体系的结构布置
a) 结构平面 b) 结构剖面

5.4.2 结构有刚臂、无刚臂的比较

1. 无刚臂时（图 5-78a）

连接支撑芯筒与外圈钢柱的各层钢梁，跨度大，截面高度小，竖向抗弯刚度弱。当整个结构体系受到水平荷载作用时，外圈钢柱基本上不参与结构整体抗弯，支撑芯筒几乎单独承担了大楼的全部倾覆力矩。

支撑芯筒在各楼层水平荷载引起的倾覆力矩的作用下，沿全高发生侧向弯曲变形，近侧柱受拉伸长，远侧柱受压缩短，使支撑的各楼层横杆向一侧倾斜，而且往上逐层积累，顶层支撑横杆的倾斜度达到最大值，但各层支撑横杆的中点处仍维持原来的标高不变。左、右外侧钢柱，因各楼层较大跨度横梁的竖向抗弯刚度小，基本上不参与结构侧向整体抗弯，由倾覆力矩引起的附加轴向压力或轴向拉力很小，柱顶标高也就不变，基本上与支撑横杆中点位于同一高度。

2. 设置“帽刚臂”（图 5-78b）

横贯房屋全宽的“帽刚臂”（刚性伸臂桁架），竖向剪弯刚度很大。在水平荷载作用下，当支撑芯筒发生侧向弯曲变形，导致支撑横杆连同“帽刚臂”发生倾斜转动时，迫使左、右侧外柱分别发生拉伸和压缩，其反力 R_c 与 $(-R_c)$ 形成的反力矩 M_1 ，又反过来通过刚臂施加于支撑芯筒，从而使支撑芯筒各个水平截面所受到的倾覆力矩值减小为 $M' = M - M_1$ 。此处， $M_1 \approx R_c L_c$ 。

随着支撑芯筒所承担力矩的减小，支撑竖杆拉力约减小 20%，这将有利于支撑竖杆地脚螺栓的合理布置。

由于外柱参与结构的整体侧向受弯，支撑芯筒各层横杆的倾斜转角，以及由此引起的结构侧移均显著减小。

一个极端情况是：假设帽刚臂的竖向抗剪、抗弯刚度以及外柱的轴向抗压（拉）刚度均特别大，当整个结构体系即使遭遇很大水平荷载、产生侧向变形时，支撑芯筒的顶层横杆

和“帽刚臂”仍能保持水平状态，结构顶点侧移将比无刚臂时减小 50%。实际工程，减小量一般为 20% ~ 30%。

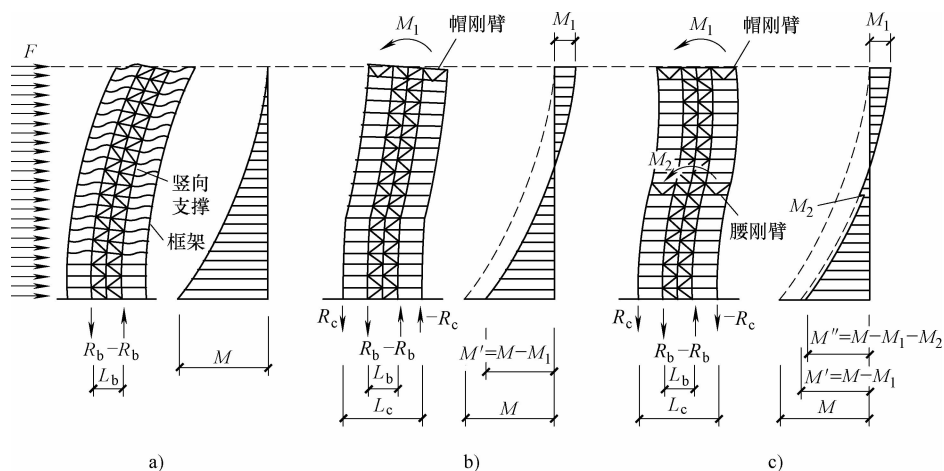


图 5-78 水平荷载下“支撑芯筒+刚臂”体系的受力状态

a) 无刚臂 b) 设帽刚臂 c) 增设腰刚臂

3. 增设腰刚臂 (图 5-78c)

除“帽刚臂”外，在结构半高处再增设一道“腰刚臂”（刚性伸臂桁架），支撑芯筒所需承担的倾覆力矩将进一步减小。

(1) “腰刚臂”以上各层，支撑芯筒所需承担的倾覆力矩减小为 $M' = M - M_1$ 。

(2) “腰刚臂”以下各层，支撑芯筒所需承担的倾覆力矩更减小为 $M'' = M - M_1 - M_2$ ，此处， $M_1 \approx R_{c1} \cdot L_c$ ， $M_2 \approx (R_c - R_{c1}) L_c$ 。

增设“腰刚臂”后，支撑芯筒各层横杆的倾斜转角进一步减小，整个结构体系的侧移也随之进一步减小。

4. 周边桁架的功能

帽刚臂、腰刚臂一般是沿支撑芯筒的各片竖向支撑所在平面布置，每个方向最多设置 4 片刚臂，外圈框架中仅有少数几根钢柱与刚臂直接相连。

若不沿外圈框架设置“周边桁架”，其状况是：①一根钢柱所能提供的轴向抗压（拉）刚度和承载力均较小，不足以平衡支撑芯筒的侧向弯曲变形；②与刚臂直接相连的钢柱和不相连的钢柱，轴压（拉）力的差值较大，给各钢柱的截面设计和连接构造带来麻烦。

因而在设置刚臂的楼层，沿周边框架再设置一层（或两层）楼高的“周边桁架”，使未与刚臂直接相连的外圈各根钢柱，也能充分地参与支撑芯筒的整体抗弯，将进一步提高“支撑芯筒+刚臂”体系抵抗倾覆力矩的能力。其结果将是：①与刚臂相连和不相连的外圈钢柱，均参与结构的整体抗弯，增大了刚臂的功效；②充分协调外圈各根钢柱的附加轴力和变形，做到受力均匀，变形一致，从而简化了外圈钢柱的截面设计和连接构造。

图 5-79 为美国纽约 42 层 ETW 大楼的“支撑芯筒+刚臂”结构体系简图，它是以支撑芯筒为基础，于顶层（第 38 层）和第 15 层，顺纵、横向竖向支撑平面各设置一道刚性伸臂桁架，并沿楼面周边框架各设置一圈周边桁架。

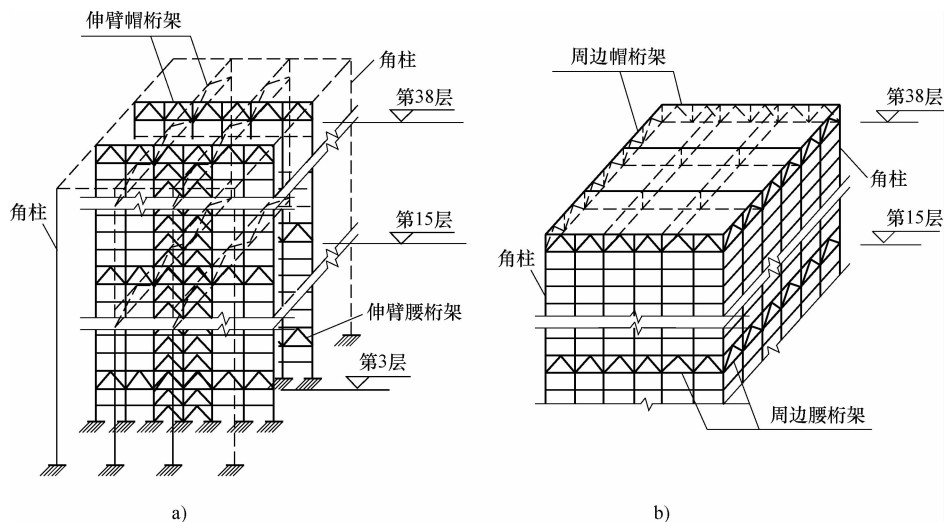


图 5-79 纽约 42 层 ETW 大楼的“支撑芯筒+刚臂”体系
a) 竖向支撑和伸臂桁架 b) 周边桁架

5.4.3 增设刚臂的效果

1. 等效高宽比的减小

水平荷载作用下，支撑芯筒整体侧向受弯，近侧竖杆拉伸，远侧竖杆压缩，使支撑芯筒各层水平截面向一侧倾斜，各层刚臂也随之倾斜转动，迫使楼面外侧钢柱拉伸或压缩。

由于楼面外圈钢柱，通过各道钢臂和周边桁架作为支撑芯筒的一部分，参与支撑芯筒的侧向整体抗弯，从而加大了支撑芯筒作为抗侧力构件时的等效宽度，等效高宽比得以减小。

2. 支撑弯矩的减小

由于楼面外圈钢柱参与结构侧向整体抗弯，近侧外柱的拉力与远侧外柱的压力形成一个反力矩，通过刚臂作用于支撑芯筒，从而减少了支撑芯筒所需承受的倾覆力矩（图 5-78）。

支撑芯筒所承受的倾覆力矩的减小幅度，与刚臂的竖向抗弯刚度和道数成正比，一般而言，“帽刚臂”所起的作用比“腰刚臂”所起的作用更为显著。

3. 侧移值的减小

水平荷载作用下，属弯曲型抗侧力构件的支撑芯筒，其侧移是由竖杆件拉伸、压缩变形导致各水平截面倾斜转动产生的（图 5-9）。

设置刚臂后，楼面外圈钢柱参与工作，使支撑芯筒各水平截面的倾斜度减小，支撑侧移也随之减小，减小幅度一般为 20% ~ 30%。

4. 竖杆拉力的减小

未设置刚臂的框架-支撑体系，倾覆力矩全部由支撑芯筒承担，支撑竖杆（钢柱）的拉力很大，以致与基础连接的地脚螺栓数量太多，给螺栓的排列和构造带来困难。

增设刚臂后，钢柱拉力减小，地脚螺栓数量减少，缓解了构造上的困难。

上海的 44 层锦江饭店分馆，在框-撑体系的基础上，于第 7 层的设备层和第 23 层的避难层，增设刚臂后，使支撑芯筒钢柱的轴向拉力，由 16500kN 减小为 13300kN，下降了 20%。

5.4.4 全钢结构支撑芯筒 + 刚臂体系工程实例

68 威斯康星大厦

1. 建筑概况

美国 Milwaukee 市的第一威斯康星大厦 (First Wisconsin Center), 地面以上 42 层, 高 184m; 建筑平面尺寸为 36.6m × 61m, 楼面中心服务性竖井的平面尺寸为 12.2m × 36.6m。

2. 结构体系

(1) 大楼采用全钢结构“支撑芯筒 + 刚臂”体系, 于第 17 层和 42 层, 沿竖向支撑所在平面, 设置高度为 7.9m 的刚性伸臂桁架 (刚臂), 横向四榀; 纵向两榀; 并沿周边钢框架, 于第 17 层和 42 层各设置一道与刚臂相连接的周边桁架 (图 5-80a、b)。

(2) 外圈钢框架, 柱采用 H 型钢, 截面高度为 360 ~ 910mm; 梁采用工字形截面, 截面高度为 910mm。

3. 结构用钢量

大厦单位建筑面积的结构用钢量为 117kg/m²。

4. 结构侧移

(1) 水平荷载下整个结构的侧向变形如图 5-80b 所示, 可以看出, 结构不再像弯曲型悬臂杆那样向一个方向弯曲, 而是十分明显地存在一个反弯点。

(2) 设置刚臂与不设置刚臂两种情况下的结构侧移曲线见图 5-80c。从中可以看出刚臂的效果; ①使结构中、上部的侧移曲线出现了反向弯曲; ②结构顶点的侧移值约减小 30%。

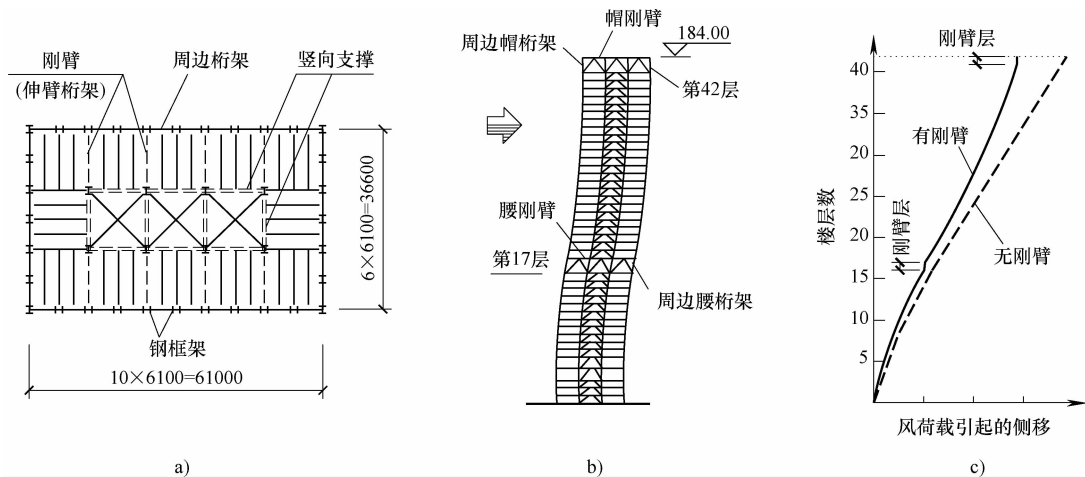


图 5-80 威斯康星大楼的“支撑芯筒 + 刚臂”体系

a) 典型层结构平面 b) 结构体系的侧向变形 c) 两种侧移曲线的比较

69 锦江饭店 (分馆)

1. 建筑概况

上海市于 1988 年建成的锦江饭店 (分馆), 地下 1 层, 深 4.5m, 地上 44 层, 高 153m,

典型层的层高为3m。按7度抗震设防。建筑平面采用带外凸切角的正方形，平面尺寸为32m×32m。沿纵、横方向，房屋的高宽比均为4.8，支撑芯筒的高宽比均为9.6。

2. 结构体系

主楼采用全钢结构的“支撑芯筒+刚臂”体系，典型楼层的结构平面和纵、横向结构剖面见图5-81a、b、c。柱网的基本尺寸为8m×8m。竖向支撑和钢板剪力墙沿楼面中心服务性核心区的周围布置，形成“支撑芯筒”。此外，分别于第23层（消防避难层）和43层（顶层），沿纵、横向由支撑芯筒伸出高度为6m和3m的刚性伸臂桁架，形成刚臂，与外圈钢柱相连。支撑芯筒的组成是：

1) 沿⑥、⑧轴线各设置两列并联的人字形支撑（图5-81c）。

2) 沿⑩、②轴线，22层以下设置三列钢板剪力墙（图中布网部位），23层以上换成三列单斜杆支撑（图5-81b）。

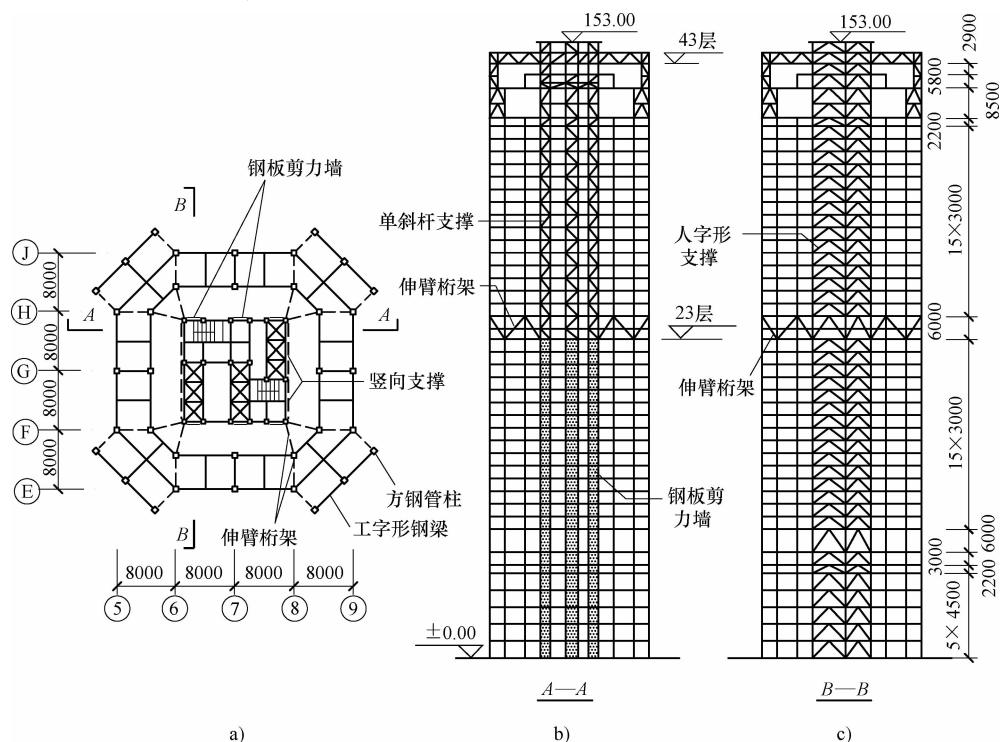


图5-81 上海锦江饭店（分馆）的“支撑芯筒+刚臂”体系

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面A—A c) 结构剖面B—B

钢材采用美国A572/50级钢，屈服强度为 350N/mm^2 ，抗拉强度为 390N/mm^2 。钢结构的防火涂料采用英国Mandord公司生产的Mandalite P20。柱和电梯井构件的耐火极限为3h，梁为2h，楼梯为1.5h。

3. 杆件尺寸

框架柱均采用方形钢管，6层以下，截面尺寸为 $700\text{mm} \times 700\text{mm} \times (80 \sim 20)\text{mm}$ ；7层以上，截面尺寸为 $500\text{mm} \times 500\text{mm} \times (80 \sim 20)\text{mm}$ 。各楼层框架梁均采用焊接工字钢，截面尺寸为 $700\text{mm} \times 300\text{mm}$ 。

框架梁-柱节点采用栓焊连接，梁的上、下翼缘与钢柱翼板之间采用坡口全熔透焊，梁腹板与柱上“连接板”之间采用高强度螺栓连接。

钢板剪力墙采用厚度为 100mm 的整块特厚钢板制成，并加焊加劲肋，以防钢板局部屈曲；水平和竖向加劲肋分别焊于钢板前后两侧的三分点处（图 5-82）。钢板剪力墙具有平面内侧向刚度大，安装方便等优点；但用钢量较大。

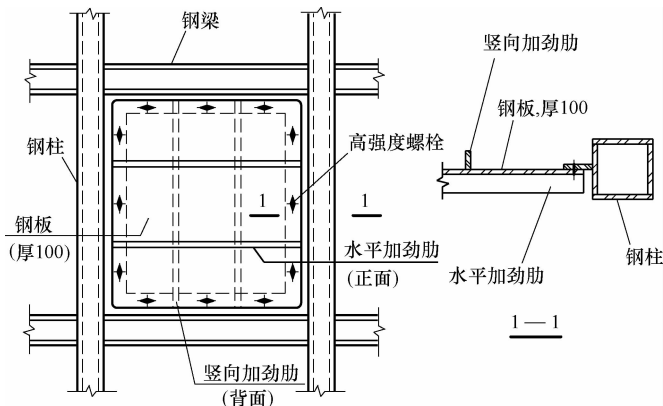


图 5-82 上海锦江饭店（分馆）钢框架间的钢板剪力墙

4. 用钢量

主楼钢结构的单位建筑面积的型钢用钢量为 $132\text{kg}/\text{m}^2$ 。

5. 计算结果

(1) 风和地震作用下的结构分析结果指出，除结构顶部构件的地震内力大于风荷载内力外，其余部分则均是风荷载控制结构设计。

(2) 按加拿大规范规定的公式计算，风荷载下的结构分析结果：①基本周期为 3.95s ；②结构的最大风振加速度，顺风向为 24.4Gal ，横风向为 20.3Gal ，均小于容许值 30Gal ；③结构顶点侧移角为 $1/520$ ；④最大层间侧移角为 $1/410$ 。

(3) 对设置刚臂与否，进行风荷载下框架-支撑芯筒体系的结构分析结果，列于表 5-13。可以看出：①仅于第 23 层增设一道刚臂时，结构顶点侧移减小 9%；②于第 23 层和第 7 层各增设一道刚臂时，结构顶点侧移减小 13%；③于第 23、43 层各设置一道刚臂时，结构顶点侧移减小 12%，并使支撑芯筒框架柱的轴力减小 60%。

表 5-13 刚臂对框架-支撑芯筒体系动力特性的影响

刚臂设置情况	基本周期/s		结构顶点侧移/mm		支撑钢柱最大拉力/kN	
	基本周期/s	相对值/%	侧移/mm	相对值/%	最大拉力/kN	相对值/%
无刚臂	4.13	100%	332	100%	16500	100%
一道刚臂(第 23 层)	3.91	95%	302	91%	15200	92%
两道刚臂(第 7、23 层)	3.80	92%	289	87%	13300	81%
两道刚臂(第 23、43 层)	4.15	100%	294	88%	6800	40%

70 天津国际贸易中心大厦

1. 建筑概况

天津国际贸易中心大厦的主楼，地下 3 层，埋深 15.3m；地上 64 层，高 260m；底层层

高为7m，典型层的层高为3.5m和3.7m。

2. 结构体系

(1) 建筑平面为近似椭圆的长方形，典型层结构平面如图5-83所示。采用全钢结构的“框架-支撑芯筒+刚臂”体系。两对边钢框架轴线间的距离为29.4m×30.8m，支撑芯筒两对边轴线间的距离为12.4m×13.8m。

(2) 支撑芯筒的高宽比值达到21，抗倾覆能力显然不足。利用楼房的设备层和避难层，于第22层和23层设置一道两层楼高的刚性伸臂桁架和周边桁架，于第34层、53层各设置一道一层楼高的刚性伸臂桁架和周边桁架，形成三个加劲层。使外圈框架柱与支撑芯筒连成一个整体的抗倾覆构件。结构剖面见图5-84。

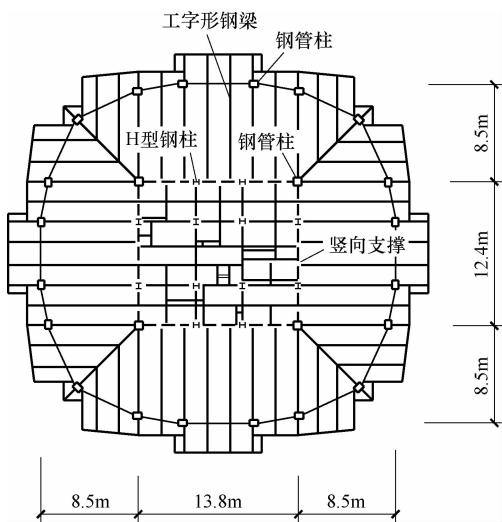


图5-83 典型层结构平面

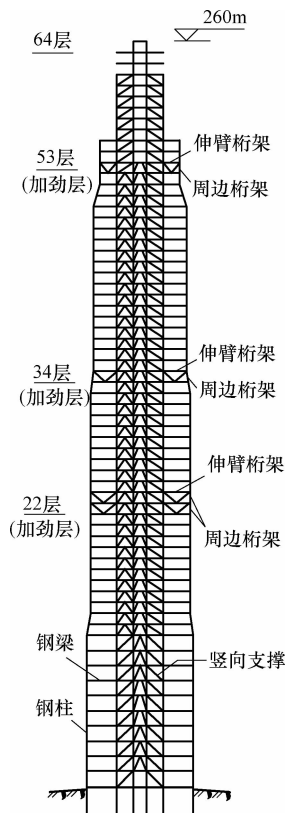


图5-84 支撑芯筒+刚臂体系结构剖面

(3) 地面以上采用钢结构，地下3层采用型钢混凝土结构，全部钢柱均延伸至基础底板。地上钢柱采用H型钢和矩形钢管，钢梁采用工字形截面。各层楼板均采用肋高51mm压型钢板，上浇69mm厚的组合楼板。

(4) 基础采用钻孔灌注桩，直径800mm，有效桩长47m，单桩承载力标准值为4400kN；基础底板厚2.8m。

3. 计算结果

(1) 主楼总重 875×10^3 kN，结构 x 、 y 方向的基本自振周期分别为 $T_x = 5.5$ s， $T_y = 5.7$ s。

(2) 主楼按7度抗震设防，Ⅲ类场地。计算结果表明，风荷载控制结构设计。采用

ETABS (6.2 版) 程序进行风荷载、地震作用下的结构分析结果, 列于表 5-14。

表 5-14 天津国际贸易中心大厦主楼的结构分析结果

荷载	作用方向	基底剪力 /kN	顶点侧移 Δ /mm	顶点侧移角 Δ/H	最大层间侧移 δ /mm	楼层序号	最大层间侧移角 δ/h
风	x 轴	20000	468	1/530	8.4	46	1/420
	y 轴	20180	500	1/500	8.7	46	1/400
地震	x 轴	13200	296	1/840	5.6	46	1/630
	y 轴	13200	319	1/780	5.8	46	1/600

4. 结构用钢量和建筑造价

(1) 主楼钢结构总用钢量为 16900t, 其中, 钢柱、钢梁和钢支撑的用钢量分别为 9290t、5730t 和 1870t。单位建筑面积的用钢量为 $153\text{kg}/\text{m}^2$ 。

(2) 主楼, 地面以上的建筑面积为 $11 \times 10^4 \text{m}^2$, 造价为 202×10^6 元。

71

匹兹堡美国钢铁公司总部大厦

1. 建筑概况

该大厦是建于 1970 年的办公大楼, 地下 4 层, 地上 64 层, 建筑高度为 256m, 典型楼层的层高为 3.61m。建筑平面采用等边三角形, 边长 67.32m; 芯筒也是等边三角形, 边长 48.3m (图 5-85a)。芯筒边缘至外围框架柱之间的跨度为 13.8m。

2. 结构体系

该建筑为全钢结构, 结构体系采用带伸臂桁架的框架-支撑芯筒体系。顺三角形芯筒的每个边设置 4 列单斜杆轴交支撑。每一根斜杆的节间高度为三个楼层高度, 从而沿竖向形成三角形立体桁架式的芯筒, 并在结构顶部设置伸臂桁架及周边桁架, 以加强芯筒与外框架的共同工作, 减小结构侧向位移。

外框架与楼面构件的结构布置也不同于一般高层建筑钢结构, 它既受建筑立面造型要求的影响, 又因要利用 18 根管形截面外框架柱作为防火用的封闭消防系统的竖向水管, 因此, 楼面结构的布置具有下列特点:

(1) 外框架柱及窗裙梁要外露, 柱子要突出外墙面 910mm。

(2) 楼盖结构每隔三层由一个主楼盖结构和二个次楼盖结构组成。次楼盖的横梁, 一端与芯筒的框架梁相连, 另一端则置于一根小立柱上, 该小立柱则支承于主楼盖的横梁上 (图 5-85b)。小立柱为 2 个楼层高度, 上端不与主楼盖横梁相连接。

(3) 主楼盖的主横梁与框架柱不直接相连, 而是与柱上向里侧伸出的短梁相连, 外侧的主窗裙梁也不与柱直接相连, 同样是与上述短梁的侧面相连接 (图 5-85c)。

3. 结构构件

(1) 外框架柱及与其相连的向内侧伸出的短梁均为管形截面。底层柱的截面尺寸为 $733\text{mm} \times 712\text{mm}$, 至顶层时柱截面宽度不变, 仅减小截面高度, 柱钢板的最大厚度为 100mm。内伸短梁的截面高度为 1190mm。每隔三层设置的主窗裙梁采用箱形截面, 截面尺寸为 $1190\text{mm} \times 368\text{mm}$ 。

- (2) 楼面梁、小立柱及支撑斜杆均为工字形截面。
- (3) 外露的钢构件采用 Cor-Ten 钢。

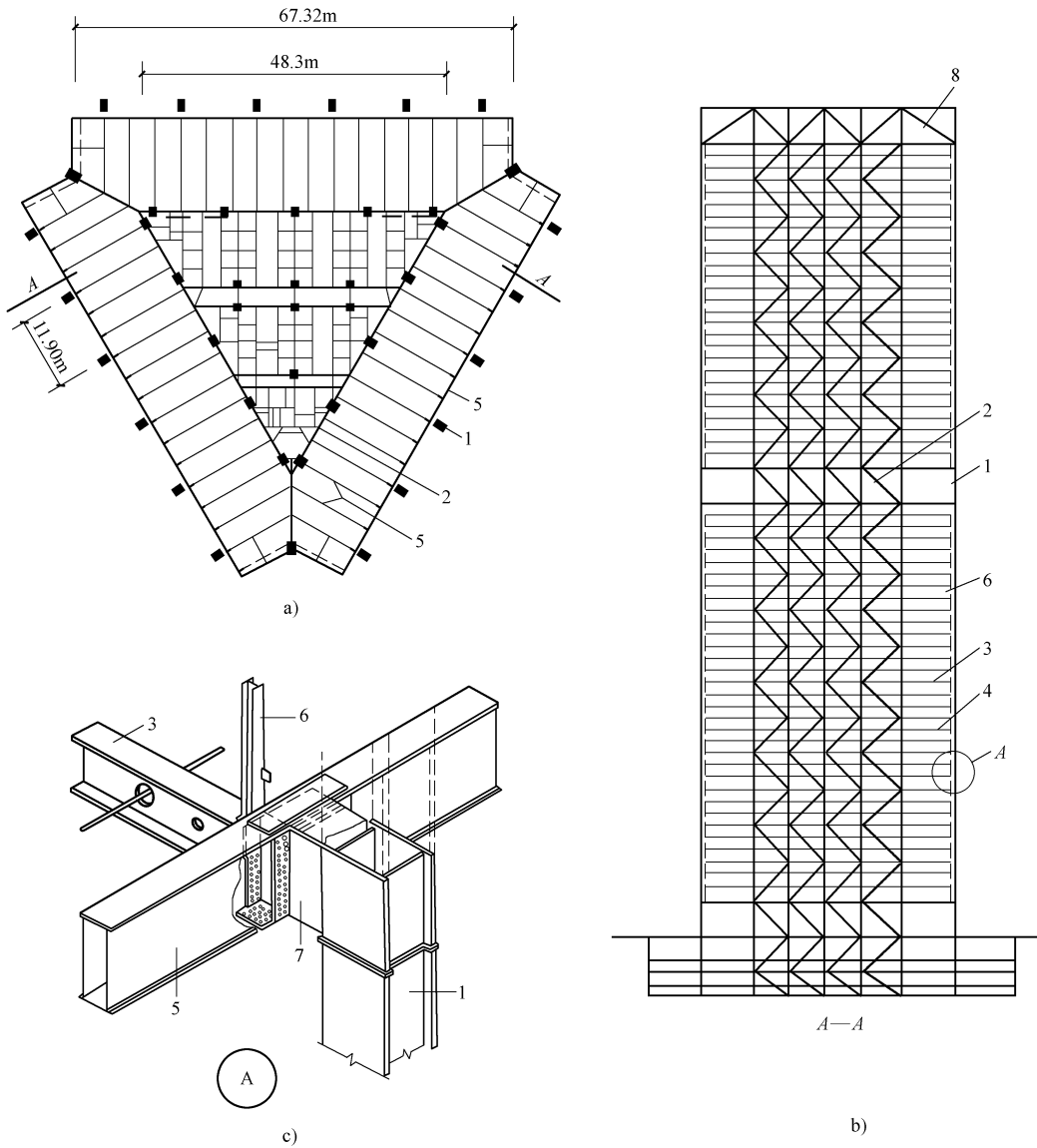


图 5-85 匹兹堡美国钢铁公司总部大厦

a) 结构平面 b) 结构剖面 c) 构件连接节点

1—外柱 2—内筒支撑 3—主梁 4—次梁 5—主裙梁 6—小立柱 7—内伸短梁 8—伸臂桁架及帽桁架

4. 用钢量

大厦单位建筑面积的用钢量为 $148\text{kg}/\text{m}^2$ 。

5.5 筒中筒体系

5.5.1 结构体系的组成

相对于框筒体系，筒中筒体系在结构布置方面的不同点，就是利用楼面中心部位服务性面积的可封闭性，将该部位的承重框架换成由密柱深梁所组成的内框筒。内、外筒的结合便形成筒中筒体系。

这种由内框筒和外框筒组成的结构体系，称为筒中筒结构体系（Tube in Tube Structural System），简称筒中筒体系（图 5-86）。具有两圈框筒的结构体系称为二重筒体系（图 5-86a），具有三圈框筒的结构体系称为三重筒体系（图 5-86b）。

20 世纪 70 年代日本东京建成的新宿住友大厦，为了抗御 9 度地震，就是采用图 5-86b 所示的受剪、受弯承载力均很强的三重筒结构体系。

筒中筒体系的外筒，通常都是由密柱深梁组成的钢框筒；某些情况下，外框筒的部分区段可能被竖向支撑所代换。

而内筒，可以由密柱深梁所组成的钢框筒，也可以是在钢框架间嵌置钢墙板或预制钢筋混凝土墙板所组成。或者纵向是密柱深梁的钢框筒，横向是钢框架加嵌置的钢墙板或钢筋混凝土墙板。在内框筒的某开间内增设竖向支撑，也是提高整个结构体系抗剪能力的有效措施。

位于高烈度地震区的楼房，为了提高墙板与钢框架同步工作的程度，墙板宜采用带肋钢板、带竖缝（平缝）钢筋混凝土墙板或内埋钢支撑的型钢混凝土墙板。

为了进一步提高筒中筒体系的抗侧力效能，可以在结构顶层以及每隔 15 层左右的设备层或避难层，由内筒伸出几道纵、横向刚性伸臂桁架（刚臂），与外筒钢柱相连，使外框筒翼缘框架的中央各柱，在抵抗倾覆力矩时发挥更大作用，以弥补因外框筒剪力滞后效应所带来的损失。

5.5.2 构件变形属性

(1) 内框筒和外框筒均属抗侧力立体构件。内框筒的平面尺寸较小，剪力滞后效应较弱，更能充分发挥立体构件的侧向整体抗弯效能；但因其高宽比值较大，抵抗倾覆力矩的能力不是很强。

(2) 水平荷载作用下的密柱深梁型钢框筒，主要靠两片腹板框架承担水平剪力，倾覆力矩则由腹板框架和翼缘框架共同承担；因而钢框筒具有较强的抗剪能力和很强的侧向整体抗弯能力。

(3) 外框筒，平面尺寸较大，剪力滞后效应较重，整体剪切变形在框筒侧移中所占比

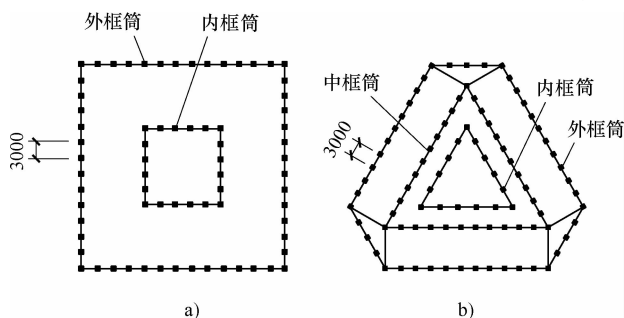


图 5-86 筒中筒结构体系的典型平面

a) 二重筒体系 b) 三重筒体系

例较大,因而属于弯剪型抗侧力构件(图2-18c)。

(4) 内框筒,平面尺寸较小,水平荷载作用下单独工作时剪力滞后效应较弱,其侧移主要是由内框筒侧向整体弯曲变形所产生,整体剪切变形在框筒侧移中所占比例较小,因而更接近于弯曲型抗侧力构件(图2-18a),更能充分发挥作为立体构件的功效。

(5) 嵌置于钢框架间的钢墙板或预制钢筋混凝土墙板,属于剪切型构件,具有较强的受剪承载力;此外,对于减弱框筒的剪力滞后效应也具有较强的作用。

5.5.3 结构体系的受力特点

(1) 高楼在风、地震等水平荷载作用下,内、外框筒通过各层楼盖作为刚性横隔板的联系,使内、外框筒协同工作,共同承担作用于整个结构的水平剪力和倾覆力矩,并使内、外框筒的侧向位移趋于一致。

(2) 在结构力学特性方面,与框筒体系相比较,筒中筒体系不仅仅因为增加了一个内筒而提高了结构的抗推刚度和水平承载力,而且还在以下几方面取得好处:

1) 内框筒与外框筒配合使用时,由于弯曲型构件与剪弯型构件侧向变形的相互协调,对于减小结构顶点侧移和结构下半部的最大层间侧移角,都是有利的。

2) 可以利用楼房顶层以及每隔若干层的设备层或避难层,沿内框筒的纵、横向框架所在平面,设置向外伸出的刚性桁架(刚臂),加强内、外筒的连系,使外框筒的翼缘框架中段各柱,在结构抵抗水平荷载倾覆力矩时的整体抗弯中发挥更大作用,以弥补因外框筒剪力滞后效应所带来的损失。从而,进一步提高整个结构体系的抗倾覆能力。

连接内、外框筒的刚臂(图5-77、图5-78),将进一步提高外框筒的空间工作效能,提高整个结构体系的抗推刚度和水平承载力。

(3) 与框筒结构体系相比较,筒中筒结构体系是一种空间工作性能更加高效的抗侧力体系,具有更强的抗风和抗震能力,可用于高烈度地震区的特高楼房。

5.5.4 钢结构筒中筒体系工程实例

72

上海国际贸易中心大厦

1. 建筑概况

上海国际贸易中心大厦,建筑面积为 $9 \times 10^4 \text{m}^2$ 。地面以下2层;地面以上35层,上有屋顶小塔楼两层,总高度为140m。建筑平面采用带凹角的矩形,平面外轮廓尺寸为 $40.4\text{m} \times 50\text{m}$ 。房屋的高宽比为3.2。

2. 结构体系

主楼采用钢结构筒中筒体系,内、外框筒的平面尺寸分别为 $25.6\text{m} \times 16\text{m}$ 和 $50\text{m} \times 40.4\text{m}$,内框筒和外框筒的柱距均为3.2m。内框筒与外框筒之间,采用跨度为12.2m的钢梁相连接。梁的间距也采用3.2m,与内、外框筒的柱距相同,形成一柱一梁的对应布置方式。大楼典型层的结构平面如图5-87所示。

主楼地下室采用型钢混凝土结构。

3. 构件截面尺寸

(1) 主楼地面以下部分,采用型钢混凝土结构。柱内的型钢芯柱:地下第二层,采用

一个 H 型钢和两个剖分 T 型钢拼焊成的带翼缘十字形截面；地下第一层，变换为方形钢管，作为向地上钢结构的过渡。

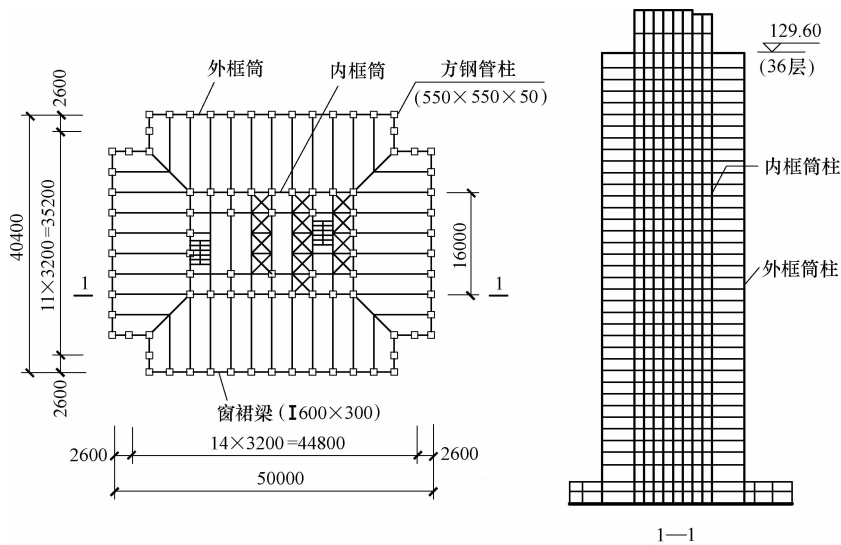


图 5-87 上海国贸大厦典型层结构平面和结构剖面

(2) 地面以上，采用全钢结构，内、外框筒的钢柱，采用方形钢管，截面尺寸为 $400\text{mm} \times 400\text{mm} \times 16\text{mm}$ 到 $550\text{mm} \times 550\text{mm} \times 50\text{mm}$ 。

(3) 内、外框筒的各楼层窗裙梁，采用焊接工字形截面钢梁，截面尺寸为 $600\text{mm} \times 300\text{mm}$ ，内、外框筒之间的楼盖钢梁采用热轧窄翼缘 H 型钢。楼盖钢梁的腹板允许开 $\phi 300\text{mm}$ 的洞，以便穿过管线。

(4) 连接内、外框筒的大梁两端，分别简支于内筒和外筒的钢柱之上，即采用高强度螺栓将大梁腹板与柱面伸出的竖板相连接，以适应内、外框筒之间可能产生的差异竖向变形。

(5) 内、外框筒的梁与柱的刚性节点采用栓焊连接，高强度螺栓的直径为 22mm 。

(6) 内、外框筒的钢柱，拼接段的长度为 3 个楼层高度。

(7) 楼板采用压型钢板兼作底面模板，上面浇筑 90mm 厚的钢筋混凝土板。

4. 结构分析结果

大厦的抗震设防烈度为 7 度。抗风计算时基本风速取 $V_0 = 34\text{m/s}$ 。经过比较分析，风荷载起控制作用。风荷载作用下的结构侧移值列于表 5-15。

表 5-15 上海国贸大厦风荷载作用下的结构侧移

项 目 作用方向	自振周期/s	结构顶点侧移角	最大层间侧移角 (第 18 层)
纵向	4.25	1/770	1/690
横向	4.62	1/460	1/400

73 北京国贸中心大厦（一期）

1. 建筑概况

北京市于1989年建成的中国国际贸易中心大厦（一期）的主楼，建筑面积为 $8.6 \times 10^4 \text{m}^2$ ，地面以下两层，采用筏板基础，埋深为 -15m ；地面以上39层，高 155m 。抗震设防烈度为8度。

2. 结构体系

(1) 主楼采用钢结构筒中筒体系。地下室，采用钢筋混凝土结构；地面以上1~3层，采用型钢混凝土结构；4层以上，采用全钢结构。

(2) 主楼典型层的结构平面如图5-88a所示。典型楼层的层高为 3.7m 。内框筒的平面尺寸为 $21\text{m} \times 21\text{m}$ ，外框筒为 $45\text{m} \times 45\text{m}$ ；内、外框筒的柱距均为 3m ，构成密柱深梁型的筒中筒结构体系。房屋的高宽比（即外筒的高宽比）为 3.4 ，内筒的高宽比为 7.3 。

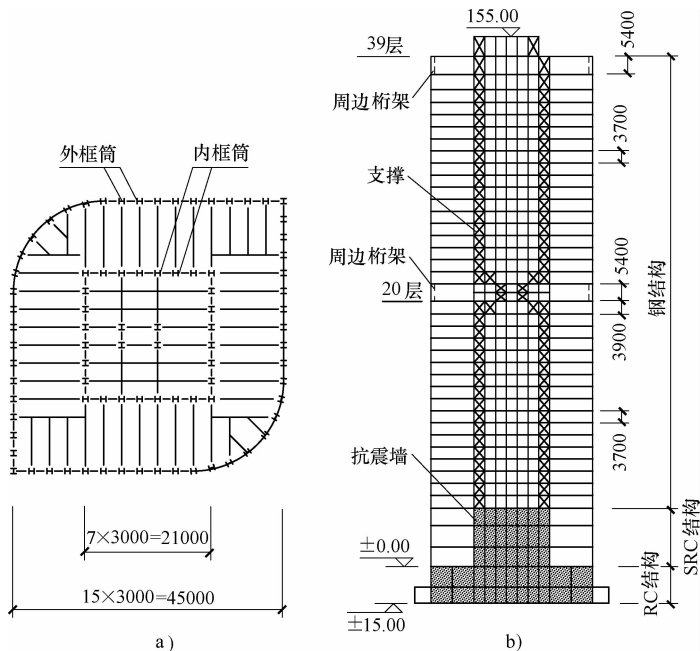


图 5-88 北京市中国国际贸易中心大厦
a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

(3) 内、外筒之间跨度为 12m 的钢梁的两端，采用铰接构造分别简支于内筒和外筒的钢柱上。钢梁的间距与内、外框筒的柱距相同，也是 3m ，使钢梁与内、外框筒的各根钢柱一一对应。

(4) 为了进一步提高结构体系的抗震能力，在内框筒四个边的两个端跨，各设置竖向支撑一道（图5-88b）。此外，还利用第20层、38层的设备层和避难层，沿内、外框筒周围各设置一道高度为 5.4m 的周边钢桁架，形成两道刚性环梁，以加强内、外框筒的竖向抗剪刚度。

这些竖向支撑和刚性环梁的设置，也有利于减小框筒的剪力滞后效应，减缓框筒角柱的

应力集中,提高框筒的侧向整体抗弯能力。

3. 构件截面尺寸

(1) 内、外框筒的柱,均采用了轧制 H 型钢,因为其造价低于焊接方形钢管。

(2) 框筒柱,除承受较大轴力外,还承担顺所在框架平面作用的较大水平剪力和弯矩,而平面外的剪力和弯矩均较小,因而,将 H 型钢的强轴方向即腹板方向布置在内、外框筒的框架平面内(图 5-88a)。

(3) 内、外框筒柱所采用的 H 型钢,其截面尺寸(高 \times 宽 \times 腹板厚 \times 翼缘厚),由第 4 层的 468mm \times 442mm \times 35mm \times 55mm,分级变化到顶层的 394mm \times 398mm \times 11mm \times 18mm;内框筒角柱的截面尺寸加大,第 4 层的截面尺寸为 508mm \times 437mm \times 50mm \times 75mm。

(4) 内、外框筒的窗裙梁均采用热轧工字钢,其截面尺寸为:由第 4 层的 610mm \times 201mm \times 12mm \times 22mm 分级变化到顶层的 596mm \times 199mm \times 10mm \times 15mm。

(5) 内、外框筒之间的跨度为 12m,间距为 3m 的楼盖钢梁,采用热轧工字钢,其截面尺寸:多数楼层为 688mm \times 199mm \times 12mm \times 16mm,少数楼层为 750mm \times 200mm \times 14mm \times 25mm。各层楼盖钢梁与内、外框筒柱的连接均采取铰接。

(6) 内框筒角部竖向支撑的斜杆则采用等边双角钢,截面尺寸为 2L75mm \times 9mm。

(7) 各层楼板均采用以压型钢板为底模的现浇钢筋混凝土组合楼板,肋高 75mm,板厚 75mm。

(8) 此工程采用日本钢材,钢板厚度 $t \leq 40\text{mm}$ 和 $t > 40\text{mm}$ 的钢材牌号分别为 SM50A 和 SM50B。

(9) 整个大楼结构的总用钢量为 11000 t,折合为单位建筑面积的用钢量为 139kg/m²。

4. 梁柱节点构造

(1) 内、外框筒的梁与柱连接采取刚性节点,并采用栓焊连接,梁的上、下翼缘与柱的连接采用坡口全熔透焊,梁腹板与柱的连接板之间采用高强度螺栓连接,并在终拧高强度螺栓之后,再焊接梁的上、下翼缘焊缝。

(2) 钢柱的分段长度为三个层高,柱的拼接采用单坡口全熔透焊。

5. 结构方案比较

(1) 在设计过程中,曾对筒中筒体系考虑过两种结构方案:

1) 刚性方案——混合结构方案,即内筒采用钢筋混凝土墙筒,外筒采用钢框筒。

2) 柔性方案——全钢结构方案,即内筒和外筒均采用钢框筒。

(2) 在刚性方案中,钢筋混凝土内筒承担了大部分水平地震剪力,考虑到钢筋混凝土墙体的弹性极限变形角远小于钢框筒,两者不是同步工作,即两者的最大水平承载力不处于同一时刻。因此,设计中,钢筋混凝土内筒承担 100% 地震剪力,钢外筒再承担 25% 地震剪力。

(3) 按美国 UBC 规范进行比较计算,最后选定柔性方案,其主要优点是:①水平地震力较小;②地震剪力在内、外二筒之间的分配比较均匀;③外框筒的相对刚度较大。

(4) 柔性方案的变形值需要得到控制。根据日本规范,钢结构的允许层间侧移角,一般为 1/500;考虑到此大楼的外墙采用玻璃幕墙,设计时允许层间侧移角限值取 1/200。

6. 结构分析结果

(1) 结构弹性动力分析计算出的结构前三个振型的周期值,分别为 $T_1 = 5.5\text{s}$, $T_2 =$

2. $1s$, $T_3 = 1.2s$ 。

(2) 采用5种地震波对结构进行了弹性和弹塑性时程分析。弹性分析时, 峰值加速度取 $0.15g$ 和 $0.2g$; 弹塑性分析时, 峰值加速度取 $0.35g$ 。

(3) 利用 Taft 波进行结构动力分析的主要计算结果, 列于表 5-16。

表 5-16 输入 Taft 波进行结构动力分析的计算结果

峰值加速度	基底剪力/kN	基底倾覆力矩 /(kN·m)	结构顶点侧移		最大层间侧移		
			Δ/mm	Δ/H	δ/mm	δ/h	位置
0.15g	1.4×10^4	1.2×10^6	370	1/400	14	1/270	第30层
0.20g	1.9×10^4	1.6×10^6	500	1/300	19	1/200	第30层
0.35g	3.4×10^4	2.8×10^6	870	1/170	38	1/98	第30层

5.5.5 带墙板的钢结构筒中筒体系工程实例

74

新宿三井大厦

1. 建筑概况

日本东京新宿区的三井大厦, 为一幢高层办公楼, 主楼建筑平面采用 $44.4\text{m} \times 58.4\text{m}$ 的矩形平面。地下3层, 基础埋深为 -16.7m ; 地上55层, 层高 3.8m , 总高度为 223.7m ; 房屋高宽比为 4.7。建筑场地位于 8~9 度地震区。

2. 结构体系

主楼采用钢筋混凝土箱形基础; 自地下三层至地上一层, 采用型钢混凝土结构; 二层以上, 采用钢结构。

大楼主体结构采用筒中筒体系。外框筒的平面尺寸为 $44.4\text{m} \times 58.4\text{m}$; 内筒的宽度为 13.2m , 是建筑平面宽度的 30%。内筒和外筒的基本柱距均为 3.2m ; 内筒的横向柱距为 13.2m 。在内筒中, 于每个纵向柱列各 8 个柱间内嵌置带竖缝钢筋混凝土墙板; 于 5 榀横向框架间各嵌置一片带竖缝钢筋混凝土墙板。此外, 为确保外框筒的良好空间整体性能, 于外框筒两端 17.44m 宽的大开口处, 各设置一列大型竖向支撑进行补强。支撑的宽度为 17.4m , 支撑一个节间的高度为 19m , 相当于 5 个层高。主楼的典型层结构平面和结构剖面见图 5-89a、b。

3. 受力状态

(1) 新宿三井大厦位于高烈度地震区, 沿内框筒纵、横向设置的带竖缝钢筋混凝土墙板, 主要是用来增强结构的抗推刚度, 并承担较多的水平地震剪力。

(2) 在内筒设置钢筋混凝土墙板, 可以较大地减小外框筒所承受的水平地震剪力, 从而削减外框筒窗裙梁的竖向剪力, 减小外框筒剪力滞后效应的不利影响。不采用实体钢筋混凝土墙, 而改用带竖缝的钢筋混凝土墙板, 是要增大混凝土墙体的延性, 提高它与钢框架协同工作的同步程度。

(3) 外框筒两端的竖向支撑约承担结构总水平地震剪力的 20%。

(4) 结构的横向基本自振周期为 $5.1s$ 。

4. 构件尺寸

为使高楼在强风作用下的振动加速度, 控制在不适感限值 (容忍度) 以内, 楼房的基

本自振周期要求不大于 $0.1N$ (N 为钢结构楼房的总层数)。

经多方案比较后,除采用筒中筒体系外,所有钢柱均由 H 型钢换成焊接方形钢管。方钢管柱的截面尺寸为 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$,壁厚为 $12 \sim 15\text{mm}$ 。房屋两端竖向支撑的斜杆也采用焊接方形钢管,截面尺寸为 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 。与支撑斜杆相连的外框筒钢柱采用焊接 H 型钢。

内、外框筒的纵、横向框架梁均采用焊接工字钢,截面尺寸为 $800\text{mm} \times 300\text{mm} \times 12\text{mm}$ 。

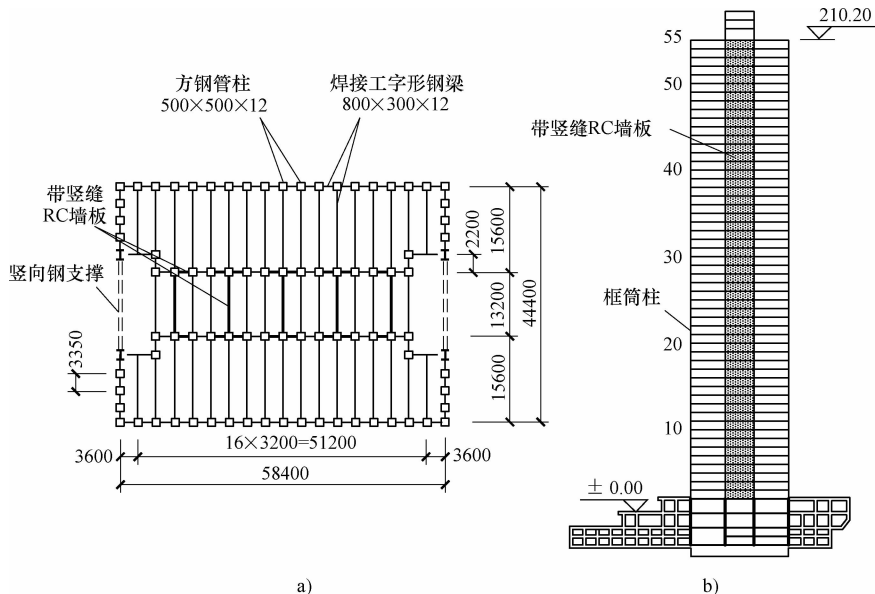


图 5-89 新宿三井大厦的筒中筒结构体系

a) 典型层结构平面 b) 结构竖剖面

75 东京阳光大厦

1. 建筑概况

东京阳光大厦是一座高层办公楼,地下 3 层,地上 60 层,屋顶小塔楼 3 层;大楼檐口高度为 226m ,最高点为 240m 。大楼主体部分的楼层平面呈矩形,其纵、横向边长分别为 71.2m 和 43.6m ;典型楼层的层高为 3.7m ,房屋的高宽比为 5.2 。

2. 结构体系

建筑场地位于 $8 \sim 9$ 度地震区。大楼采用钢筋混凝土箱形基础,埋置于 N 值(标准贯入击数)为 50 以上的薄砂砾层上,其下为 $N = 40 \sim 50$ 的坚实固结淤泥层。基础底面标高为 -23.3m 。

主楼,地下二层至地上三层,采用钢框架和现浇钢筋混凝土墙所组成的框-墙体系;地面四层以上,则采用由内、外钢框筒和预制的带竖缝钢筋混凝土墙板所组成的筒中筒结构体系;外圈钢框筒的基本柱距为 3.2m ,内筒的纵向柱距也是 3.2m 。大楼的典型层结构平面和结构横剖面见图 5-90a、b。内筒的宽度为 12.4m ,约占房屋宽度的 30% 。内、外筒之间楼面的跨度为 15.6m 。

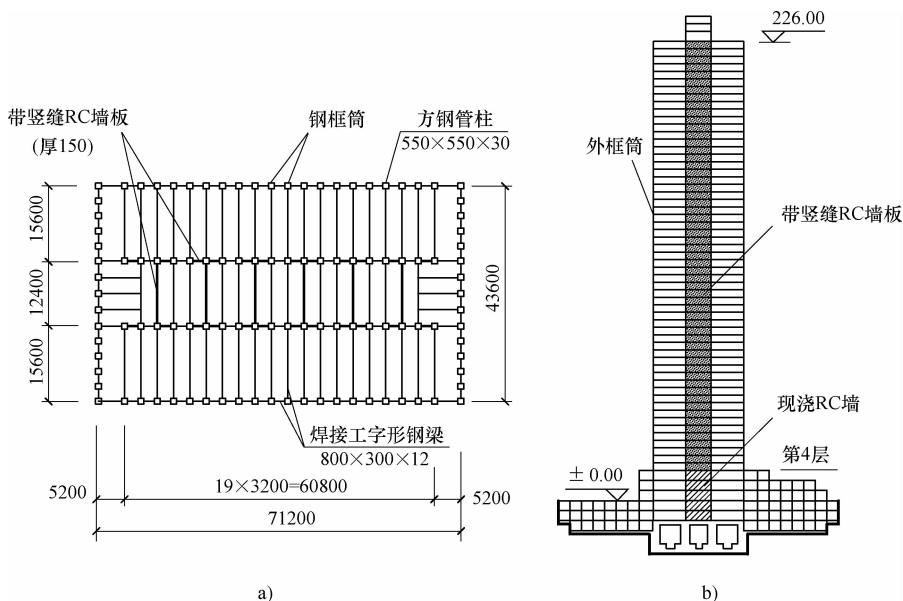


图 5-90 东京阳光大厦的框筒-墙板体系

a) 典型层结构平面 b) 结构横剖面

3. 减小框筒剪力滞后效应的措施

(1) 外框筒的长宽比已达到 1.6:1, 大于 1.5:1; 而且框筒的长边又已超过 45m 的界限, 当风或地震沿房屋横向作用时, 作为翼缘框架的框筒长边, 将因严重的剪力滞后效应, 而不能充分参与框筒侧向整体抗弯时的空间工作。

(2) 为了提高框筒长边参与外框筒空间工作的贡献, 特将房屋横向的楼盖钢梁与内、外框筒柱的连接, 由铰接改为刚接, 使外框筒长边的钢柱与嵌置了墙板的横向刚性框架连为一体, 组成一个抵抗水平荷载倾覆力矩的侧向整体抗弯构件。

4. 构件尺寸

(1) 内、外框筒的所有钢柱均采用由四块钢板拼焊成的方管, 截面外边尺寸为 550mm × 550mm, 壁厚由下层的 50mm 逐渐变化到顶层的 12mm。

(2) 纵向框架梁, 采用 800mm × 300mm × 12mm 焊接工字钢; 横向框架梁, 采用高 600mm 的热轧 H 型钢沿腹板中部纵向折线割开后, 错位拼焊成的 800mm × 300mm × 12mm 带成排六边形孔洞的孔腹式焊接工字钢。纵、横向钢梁与钢柱之间均采取刚性连接。

(3) 内筒, 沿纵、横向均在钢框架内设置带竖缝的钢筋混凝土墙板, 纵向墙板的总长度为 59m, “墙率”为 1.9cm/m²; 横向墙板的总长度为 60.5m, “墙率”为 1.95cm/m²。纵向、横向带竖缝钢筋混凝土墙板的厚度分别为 120mm 和 150mm 两种。

5. 地震反应分析

(1) 动力分析数据

1) 结构动力分析时采用弯剪型层模型, 结构阻尼比取 2%。采用下列 4 条地震波作为时程分析时的地震动输入: ① El Centro, 1940 (NS); ② Taft, 1952 (EW); ③ 东京 101, 1956 (NS); ④ 仙台 501, 1962 (NS)。

2) 弹性分析时, 峰值加速度取 250Gal; 此时, 要求钢梁和钢柱均仍处在弹性范围内, 结构层间侧移角小于 $1/180$ 。结构的纵、横向基本周期分别为 4.6s 和 6.0s。

3) 弹塑性分析时, 峰值加速度取 400Gal; 允许结构进入塑性阶段, 但不出现过大的变形。

(2) 静力分析结果

1) 按等效静力计算, 横向水平地震剪力在外框筒腹板框架 (即房屋两端框架)、内筒钢框架和带竖缝钢筋混凝土墙板之间的分配比例, 示于图 5-91, 从中看出, 带竖缝混凝土墙板约承担水平剪力的 30%, 钢框架约承担 70%。

2) 从图 5-91 中的几条曲线可以看出: 增设带竖缝的钢筋混凝土墙板后, 外框筒所承担的横向水平地震剪力, 下降到总剪力的 30% 左右。

(3) 动力分析结果

1) 以峰值加速度分别取 250Gal 和 400Gal 的四条地震波, 作为结构的地震输入, 进行结构动力反应分析的计算结果, 列于表 5-17。

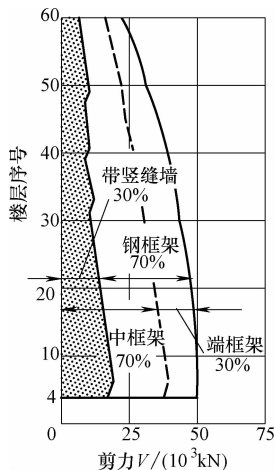


图 5-91 东京阳光大厦水平地震剪力在各构件间的分配比例

表 5-17 东京阳光大厦的纵、横向动力反应分析结果

输入地震波	峰值加速度							
	$a_{\max} = 250\text{Gal}$				$a_{\max} = 400\text{Gal}$			
	最大层间侧移角		所在楼层		最大层间侧移角		所在楼层	
	纵向	横向	纵向	横向	纵向	横向	纵向	横向
El Centro (NS)	1/400	1/340	33 层	49 层	1/250	1/220	33 层	49 层
Taft (EW)	1/410	1/350	43 层	51 层	1/260	1/220	42 层	51 层
东京 101 (NS)	1/680	1/330	52 层	41 层	1/430	1/210	52 层	41 层
仙台 501 (NS)	1/640	1/360	9 层	33 层	1/400	1/230	9 层	33 层

2) 从表 5-17 所列数值可以看出, 两种情况下的结构变形量值均不大, 均满足设计要求。

76 新宿行政大楼

1. 建筑概况

日本于 1979 年建成的东京新宿行政大楼, 地面以下 5 层, 基础埋深为 -27.5m ; 地面上 54 层, 高 223m。房屋高宽比为 5.3。建筑场地位于 8~9 度地震区。

大楼建筑平面为矩形, 楼面外圈轴线尺寸为 $63\text{m} \times 42\text{m}$; 楼面中央的服务性核心区 (芯筒) 平面的轴线尺寸为 $45\text{m} \times 11.2\text{m}$ 。典型层的结构平面如图 5-92a 所示, 典型楼层的层高为 3.65m。

2. 结构体系

大楼主体结构采用带墙板的钢结构筒中筒体系, 它由以下四部分组成: ①外圈钢框筒,

柱距为3.0m；②内筒，由纵向密柱型框架及嵌置于纵、横向钢框架内的预制钢筋混凝土墙板所组成，内筒的纵向柱距也是3m；③楼盖钢梁与内、外筒的钢柱均采用刚性连接；④于第14层、27层、40层和顶层，沿六道嵌置有钢筋混凝土墙板的横向框架所在平面，各设置一道一层楼高的刚性伸臂桁架（刚臂），与外框筒的钢柱相连接。结构横剖面如图5-92b所示。

此大楼因房屋的高宽比值较大，内筒的高宽比值更大，故在设计中采取下列措施以增大结构的侧向抗推刚度和抗震能力：

1) 内、外筒均采用梁柱刚接和间距为3m的小柱距纵向框架，以及外筒采用小柱距的横向框架。

2) 沿内筒纵、横向均设置嵌入式钢筋混凝土预制墙板作为等效支撑，以承担地震剪力；在横向，墙板与钢框架组合成4榀工字形支撑框架及2榀槽形支撑框架，在纵向，组合成20榀宽度为3m的支撑框架。

3) 在第14、27、40层和顶层设置4个伸臂桁架层，其平面位置与内筒的6榀横向支撑框架重合，桁架的高度为一个楼层高度。

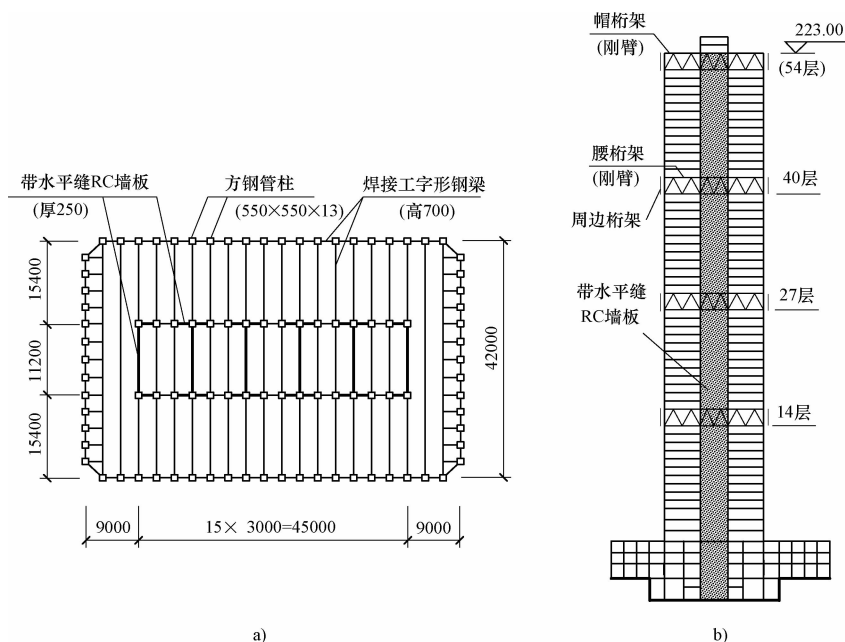


图 5-92 东京新宿行政大厦的筒中筒体系

a) 典型层结构平面 b) 结构横剖面

3. 构件尺寸

(1) 外圈框筒和内筒的钢柱均采用焊接方形钢管，截面尺寸为550mm×550mm，壁厚为13~65mm。内筒拐角处的钢柱加大为750mm×550mm×65mm。

(2) 内、外筒的纵、横向框架梁，均采用焊接工字钢，截面高度为700mm。各层楼盖的跨度为15.4m的楼盖钢梁也都采用截面高度为700mm的焊接工字钢。

(3) 预制钢筋混凝土墙板的厚度，14层以下为250mm，15层以上为180mm。每块墙板的半高处，设置一道由水平缝和两排小间距的 $\phi 32$ mm钢销所组成的弹性区，并用矿棉填

缝，其构造细部如图 5-93 所示。墙板的顶面和底面仅在两端采用高强度螺栓与钢梁连接；墙板侧边与钢柱之间留有缝隙，无连接件，以免水平荷载作用下框架柱和墙板的侧向变形相互干扰。

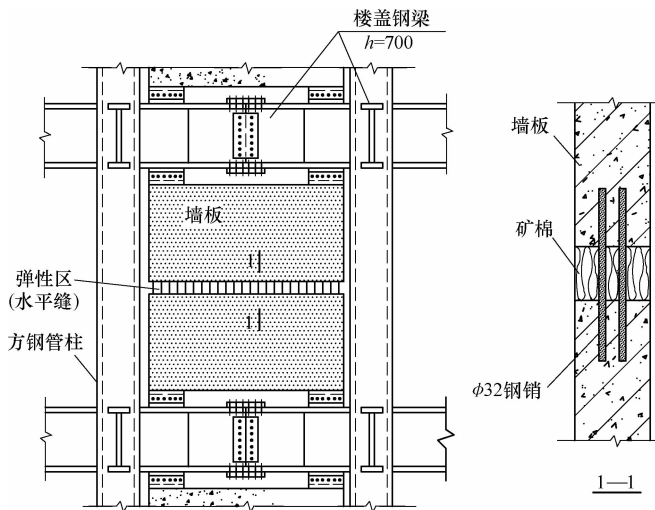


图 5-93 带水平缝的钢筋混凝土墙板

4. 几项结构措施

- (1) 为便于钢构件的制作和安装，钢梁和钢柱的钢板厚度不宜超过 100mm。
- (2) 对于矩形框筒，其平面转角处采取小切角（图 5-92a），有利于削减框筒角柱的高峰轴压应力和轴拉应力。
- (3) 设置刚性伸臂桁架（刚臂），对于减小结构侧移具有显著效果。不设刚臂和设置一道或四道刚臂三种情况的对比计算结果，列于表 5-18。

表 5-18 刚臂对减小结构侧移的效果

刚臂设置情况	无 刚 梁	顶部一道刚臂	四道刚臂(图 5-92b)
结构顶点侧移/m	1.82	1.64	0.92
顶点侧移角 Δ/h	1/123	1/146	1/242
相对值	100%	90%	51%

5. 材料用量

- (1) 整座大楼的建筑面积为 18.3 万 m^2 ，主要材料总用量为：型钢，24000t；钢筋，8500t；混凝土，98000 m^3 。
- (2) 单位建筑面积的平均用钢量为：型钢，131 kg/m^2 ；钢筋，46.4 kg/m^2 。

5.5.6 支撑内筒工程实例

77

台湾远东世界中心

1. 建筑概况

台湾台北县远东世界中心，拟建 6 幢办公大楼，其中，35 层、40 层和 41 层各两幢，地

下有八层停车场和展示场，总建筑面积为 $95 \times 10^4 \text{m}^2$ 。主楼建筑平面采取带切角的矩形，外轮廓尺寸为 $53.2\text{m} \times 46.8\text{m}$ ，主楼的典型层结构平面和结构剖面示于图 5-94。

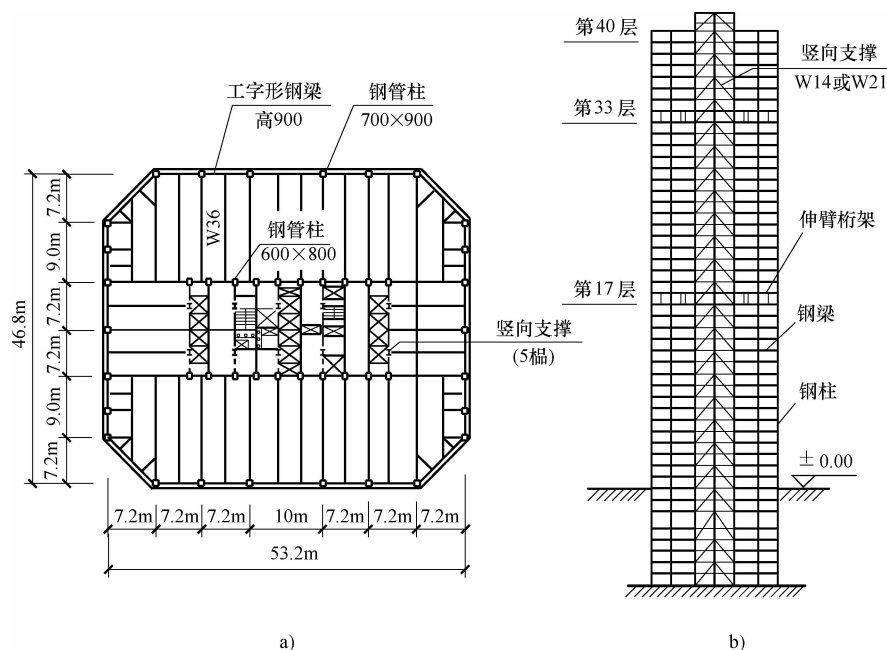


图 5-94 台湾远东世界中心大厦
a) 典型层结构平面 b) 结构横剖面

2. 结构体系

主楼结构采用筒中筒体系，内筒由纵向的“密柱深梁型”框架与横向的 5 榀竖向支撑组成；外框筒是由 4 榀稀柱型框架围成。内筒纵向框架的柱距为 3.6m ，外筒框架的柱距，多数为 7.2m ，少数为 10m 。外框筒因柱距较大，剪力滞后效应严重，为提高外框筒翼缘框架钢柱参与抵抗水平荷载倾覆力矩的效能，减小大楼侧移，另于第 17 层和第 33 层沿大楼纵向各设置两道外伸桁架，以加强外柱与内筒的连接。

内筒和外筒的各根钢柱均采用方形钢管，其截面尺寸分别为 $600\text{mm} \times 800\text{mm}$ 和 $700\text{mm} \times 900\text{mm}$ ；15 层以下，部分钢柱因承压需要，在钢管内填灌混凝土。外框筒的各层窗裙梁均采用截面高度为 900mm 的工字形钢梁。竖向支撑的斜杆采用 W14 和 W21 型钢。二层以上，各层楼盖的大跨度梁均采用 W36 号型钢，小梁均采用两端简支的型钢混凝土组合梁，楼板均采用以压型钢板为底模的组合楼板，板厚 140mm 。地面层及地下一、二层楼板的板厚则为 300mm 。

3. 结构分析结果

采用相关规范风力设计值及风洞试验建议风力值进行结构分析，大厦顶层沿房屋纵向和横向的最大侧移角分别为 0.185% 和 0.187% ，均小于相关规范限值 0.3% 的要求。

大厦地上楼层单位面积的自重（含 125kg 的活荷载）约为 $0.65\text{t}/\text{m}^2$ 。采用相关规范地震力进行结构分析的计算结果列于表 5-19。

表 5-19 相关规范地震力的结构分析结果

地震方向	抗侧力体系	自振周期/s	水平总地震力/kN	最大层间侧移角	规范侧移角限值
大厦纵向	立体钢框架	4.17	28700	0.34%	0.5%
大厦横向	立体钢框架-支撑	4.10	42520	0.41%	0.5%

为考虑结构的地震静力分析与实际地震往复运动的差异,同时探讨强烈地震作用下,构件的延性需求和结构的延性反应,故进行弹塑性时程分析。采用 El Centro、Taft、台北 1115 三组地震加速度时程记录及大地顾问公司建议的加速度记录,并以 320Gal 作为重现期 475 年之设计地表加速度。分析结果显示,仅有少数构件进入塑性。为充分了解大厦结构的耐震能力,将加速度放大至 420Gal 进行分析,计算结果列于表 5-20。

表 5-20 大厦纵向的弹塑性时程分析结果

地震加速度时程记录	大地顾问建议	El Centro	Taft	台北 1115
最大基底剪力/kN	10130	20420	30060	42990
结构顶点侧移/mm	123	195	290	691
最大层间侧移角	0.158%	0.364%	0.476%	0.727%
构件最大塑性转角/rad				0.0027

5.5.7 “混凝土内筒-钢外筒”筒中筒体系

1. 结构体系的组成

(1) 对于高度超过 200m、房屋高宽比大于 4 的楼房,当采用筒中筒体系时,也可根据设计条件采用混凝土内筒-钢外筒结构体系,即采用由钢筋混凝土芯筒或型钢混凝土芯筒和外圈钢框筒所组成的抗侧力体系(图 5-95a)。

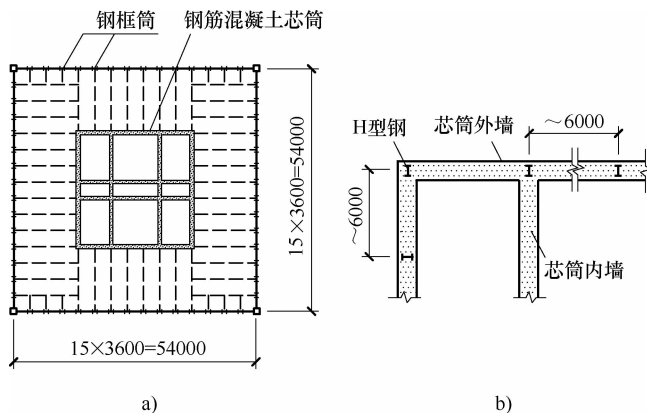


图 5-95 混合结构筒中筒体系

a) 结构平面 b) 混凝土芯筒内的型钢暗柱

(2) 在非地震区,为了方便楼盖钢梁与混凝土芯筒的连接,也有在芯筒外圈墙体内,于楼盖钢梁支座处按照构造要求埋置较小截面的钢柱,并每隔若干楼层于楼盖处设置钢梁,以连系各根钢柱。

(3) 需要抗震设防的结构, 为了减轻地震倾覆力矩作用下混凝土芯筒墙体的拉应力, 以提高墙体的受剪承载力, 并使墙体在受剪开裂后仍具有足够的竖向承载力和抗倒塌能力, 宜在内外纵、横墙体交接处, 以及沿墙体长度方向每隔不大于6m处, 埋置较大截面的钢柱(图5-95b); 此外, 于每层楼盖处, 在墙内设置钢梁, 与各根钢柱相连接, 在混凝土芯筒内形成纵向和横向暗构架。芯筒外墙转角处的暗柱, 宜采用由一个H型钢和两个剖分T型钢拼焊成的带翼缘十字形截面, 或采用两个H型钢拼焊成双工字形截面, 其余部位可采用H型钢。

(4) 芯筒墙体洞口处剪跨比值较小的连梁, 应增配交叉(X型)钢筋骨架, 以提高连梁的延性和受剪承载力。

(5) 对于超高层建筑, 当混凝土芯筒的高宽比大于10时, 水平荷载倾覆力矩引起的墙体拉应力和压应力将达到较大数值, 受拉墙肢的受剪承载力将出现较大幅度的降低, 受压墙肢也可能发生脆性的剪压破坏。为了使外框筒的翼缘框架中部钢柱直接参与芯筒的整体受弯, 减小芯筒自身承担的倾覆力矩量值, 宜在结构顶层以及每隔15层左右的楼层内, 沿芯筒纵、横墙体所在平面, 由芯筒向外伸出一层楼高的钢桁架(刚臂), 与外圈钢柱连接, 并于该楼层, 沿外圈钢框筒设置一层楼高的钢桁架, 形成外圈环梁。

2. 结构特点

(1) 混凝土芯筒是一种高宽比值较大的、剪力滞后效应很弱的立体构件, 因而属弯曲型抗侧力构件(图2-18a)。外圈钢框筒, 平面尺寸较大, 剪力滞后效应较强, 因而属剪弯型抗侧力构件(图2-18c)。在水平荷载作用下, 由于各层楼盖作为刚性横隔板的联系和协调, 两者的侧移趋于一致, 减小了弯曲型构件的顶点侧移和剪弯型构件下段的较大层间侧移, 从而改善整个结构体系的侧向变形状态。

(2) 风荷载作用下, 包括混凝土芯筒在内的整个结构体系基本上处于弹性变形阶段, 结构可靠度与全钢结构无大差异。而且在阵风作用下, 由于钢筋混凝土芯筒具有很大的抗推刚度, 顺风向和横风向的结构振动加速度均远小于相同结构体系的全钢结构, 更容易将结构风振加速度控制在引起风振不适感的限值以内。所以, 混合结构是一种安全、经济的高效抗风结构。

(3) 在强烈地震作用下, 整个结构将越过弹性变形阶段进入塑性变形阶段。虽然外圈钢框架承担了较多的倾覆力矩; 但水平地震剪力的大部分, 将由混凝土芯筒承担。混凝土墙体开裂后, 将导致其抗推刚度出现较大幅度的降低, 从而使按弹性刚度比例承担的水平地震力, 部分向外圈钢框筒转移。此种情况应该在结构分析中得到考虑。

(4) 与钢筋混凝土筒中筒结构体系相比较, 混合结构筒中筒体系具有以下优点: ①由于钢材具有比混凝土高得多的抗剪强度, 钢框筒柱不会发生钢筋混凝土框筒柱地震时的脆性剪切破坏; ②在高轴压比的情况下, 钢筋混凝土框筒柱容易发生脆性的偏压碎裂, 而钢框筒柱, 只要侧向稳定得到保证, 即使在超轴压的情况下, 也具有很好的延性; ③在同等水平荷载作用下, 钢框筒的水平截面远小于钢筋混凝土框筒柱, 从而可以提供更多的建筑使用面积; ④钢框筒的自重较轻, 对于软弱土层地基, 有利于降低基础费用; ⑤钢框筒的组装进度也比钢筋混凝土框筒的浇灌作业快得多, 可以使大楼提前投入使用, 经济上的受益可使钢框筒的较高投资得到一定的补偿。

(5) 在混合结构筒中筒体系中, 钢筋混凝土芯筒和外圈钢框筒同是主要抗侧力构件,

而且混凝土芯筒还承担了较多份额的水平地震剪力。因此，混合结构筒中筒体系的耐震性能，低于全钢结构，高于混凝土结构，即介于两者之间。

5.5.8 型钢混凝土筒中筒体系工程实例

78 陕西信息大厦

1. 建筑概况

陕西信息大厦主楼，地下3层，基础埋深为 -17.7m ；地上52层，高 189m ；总建筑面积为 $7.5 \times 10^4 \text{m}^2$ 。裙房，地下1层，基础埋深为 -7.1m ；地上4层，高 20.4m 。

大厦主楼，采用椭圆形平面，长向为 55.4m ，短向为 38.8m 。主楼的办公楼层平面如图5-96所示，结构横剖面如图5-97所示。

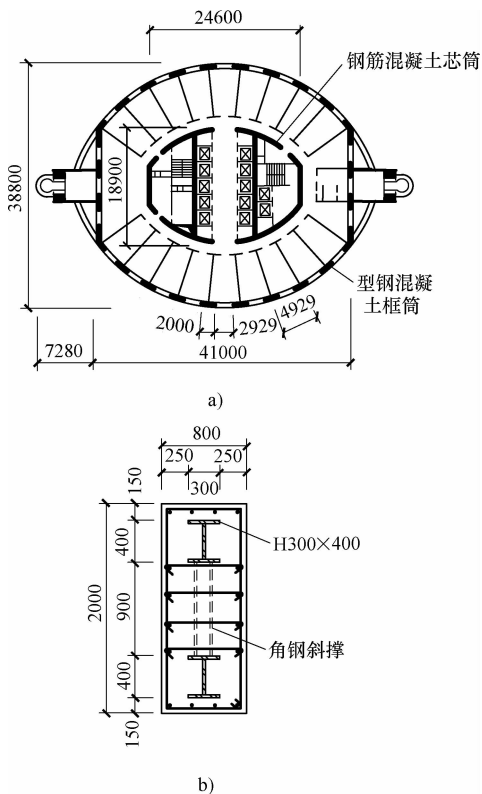


图 5-96 陕西信息大厦的办公楼层
a) 建筑平面 b) 外框筒的壁柱截面

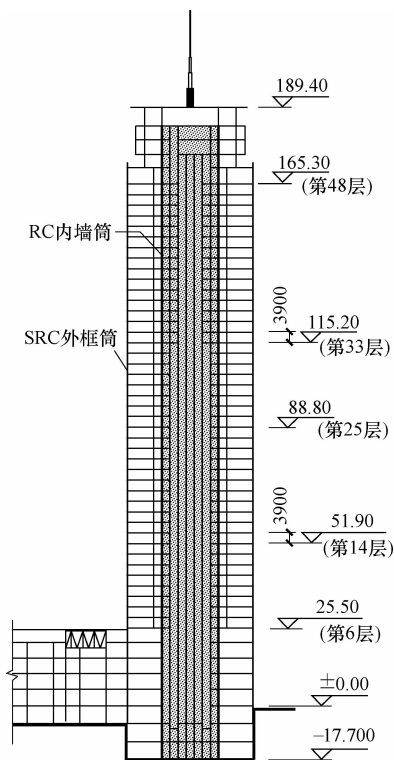


图 5-97 陕西信息大厦的结构横剖面

2. 结构设计

(1) 本工程的抗震设防烈度为8度、近震，场地类别为Ⅲ类。

(2) 考虑到主楼与裙房的高度悬殊，结构类型和基础埋深不同，主楼与裙房之间采用沉降缝分开。

(3) 主楼采用型钢混凝土结构筒中筒体系。内筒平面的长轴和短轴尺寸分别为 24.6m 和 18.9m ，长宽比为1.3；采用钢筋混凝土墙筒。外筒的长轴和短轴尺寸分别为 41m 和

38.8m, 采用型钢混凝土框筒, 其壁柱内型钢暗柱的配置如图 5-96b 所示。

(4) 为了降低层高, 主楼第 7~48 层楼盖, 采用厚度为 220mm 的无粘结预应力混凝土平板。

(5) 工程地基为深厚的黄土层。主楼采用桩筏基础, 混凝土灌注桩的设计长度为 68m, 桩径为 $\phi 1000\text{mm}$ 。长 75m 试桩的单桩极限承载力标准值为 $Q_{uk} = 18500\text{kN}$ 。

3. 构件截面尺寸

主楼的内墙筒和外框筒的构件截面尺寸列于表 5-21。

表 5-21 陕西信息大厦主楼结构的构件截面尺寸 (单位: mm)

楼层序号	内墙筒			外框筒		
	周边墙厚	环梁截面	内部墙厚	壁柱厚度	窗裙梁截面	端筒墙厚
50~52	400	400 × 2350	300~400	—	—	300~400
49	500	500 × 2170		500	500 × 2170	
42~48	500	500 × 1500		500	500 × 1500	
32~41	600	600 × (600 或 1150)		500		
22~31	700	700 × (600 或 1150)		600		
12~21	800	800 × (600 或 1150)	300~400	700	500 × (1500 或 2050)	300~400
7~11	900	900 × (600 或 1150)		700		
5,6	900	900 × (1150 或 2350)		800		
2~4				800		

4. 计算结果

(1) 利用 SATWE 程序, 对结构“平-扭”耦联振动进行分析, 所得前三阶振型的自振周期分别为 3.5s、3.2s 和 1.6s。

(2) 利用 SATWE 程序, 对结构进行第一阶段抗震设计, 所得基底剪力系数和结构侧移值, 列于表 5-22。

表 5-22 多遇烈度地震作用下陕西信息大厦主楼结构内力和侧移

地震作用方向	结构底面剪力系数	剪力分配		弯矩分配		顶点侧移角 Δ/H	最大层间侧移角 δ/h
		内筒	外筒	内筒	外筒		
x 向	0.033	67%	33%	23%	77%	1/1300	1/1100
y 向	0.035	73%	27%	38%	62%	1/980	1/760

79 上海环球金融中心大厦

1. 建筑概况

上海环球金融中心大厦 (Shanghai World Financial Center) 位于上海浦东陆家嘴金融贸易区。主楼地下 3 层, 地上 95 层, 高 492m, 总建筑面积为 $33.5 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

大厦塔楼, 下段采用正方形平面; 中段和上段的建筑平面为六边形, 即自第 32 层起,

正方形平面的一组对角，自下而上按弧形曲线渐变地收进，至楼房顶部 492m 高度处，变成很窄的带状。

塔楼顶部横穿楼房的方形洞口中，架设观光桥廊，并设置美术展厅、咖啡厅等，提供了从 400m 高度处眺望上海市及其效区美景的休憩场所。图 5-98 为大厦模型的外观。

2. 结构设计

(1) 大厦主楼采用型钢混凝土结构筒中筒体系。楼面外圈的筒体采用由型钢混凝土梁和型钢混凝土柱构成的框筒；楼面核心部位设置由钢筋混凝土墙体构成的内筒；内、外筒之间的楼盖，采用钢梁及压型钢板为底模的现浇混凝土组合楼板。大楼的上、中段结构平面和结构剖面见图 5-99。

(2) 由于内筒的高宽比值较大，约为 14，为了抑制内筒的过大弯曲变形，并使外筒翼缘框架中央各柱更充分地参与抵抗水平荷载倾覆力矩，在大楼上段、中段的各设备层或避难层，设置纵、横向刚性伸臂桁架和沿外框筒周边的环向桁架，以加强内、外筒之间的连接。

(3) 大楼顶部第 90 层以上各楼层，采用钢支撑组成的立体构架。

(4) 为了提高外圈型钢混凝土框筒的构件延性和受剪承载力，在框筒结构中剪力较大的部位增配 X 形钢筋。型钢混凝土框筒的立柱和窗裙梁的代表性截面如图 5-100 所示。

(5) 根据地基勘察报告，将地面下 80m 深的细砂层作为大楼的地基持力层，并采取钢管桩和筏形基础。

(6) 该工程施工期间作了一次重大修改，将原来筒中筒结构的外圈密排柱换成大型钢支撑，形成大型支撑筒，进一步提高了整个结构的抗推能力。

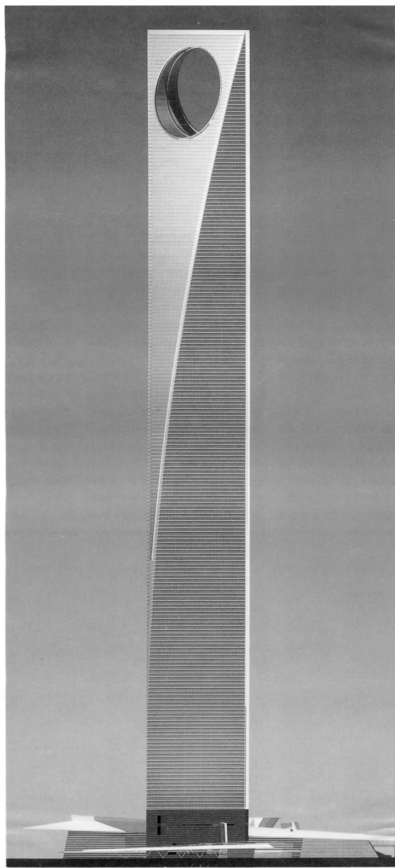


图 5-98 上海环球金融中心大厦外观

3. 抗风计算

(1) 按照我国 GB 5009—2001《建筑结构荷载规范》，上海市区，重现期为 100 年，高度为 10m 处的基本风速 $v_0 = 32.8\text{m/s}$ ；地面粗糙度为 B 类时（地面粗糙度系数 $\alpha = 0.16$ ，梯度风高度为 350m），大楼顶部的风速为 58m/s。

(2) 大厦模型风洞试验数据表明，风向以 5 度分级，自 0° （U 轴方向）逐级变化到 90° （V 轴方向），其中以风向为 40° 时（图 5-101a），结构底面剪力和倾覆力矩的数值为最大。据计算，结构底面剪力 $V_0 = 14 \times 10^4\text{kN}$ （图 5-101b）。

(3) 风洞试验结果表明，可能引发大楼共振的临界风速约为设计风速的 4 倍。可以确认，在设计风速范围内，大楼不会发生不稳定的共振。

(4) 为防止风荷载作用下引起大楼使用者的风振不适感，分别按重现期为 10 年、5 年、1 年时大楼顶部风速为 48m/s、44m/s、37m/s，对大楼进行风振加速度验算。

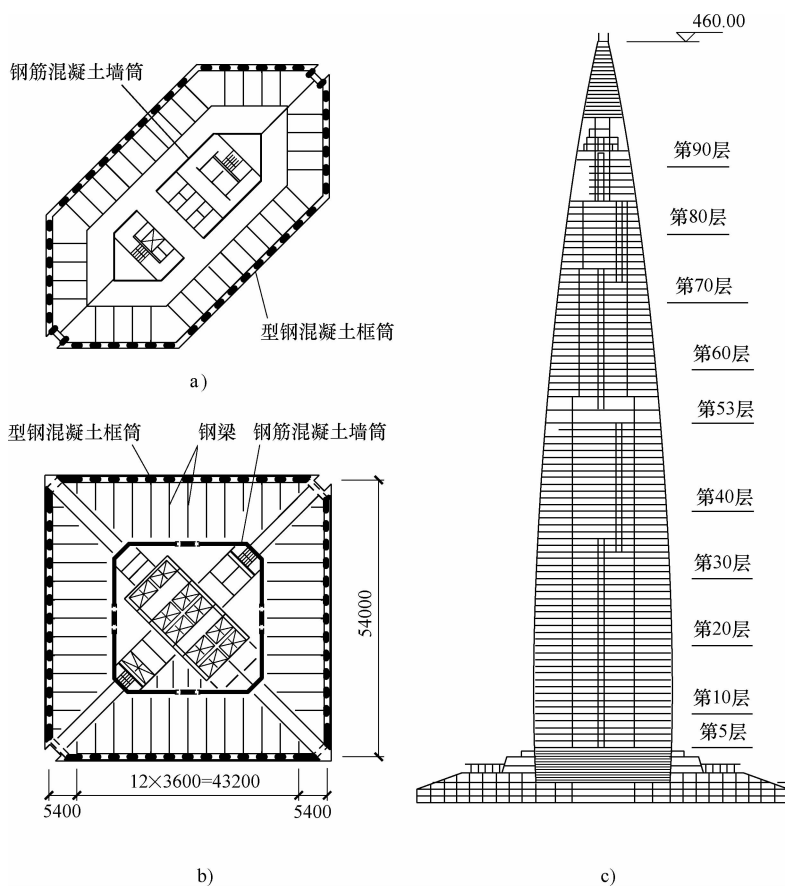


图 5-99 上海环球金融中心大厦结构布置

a) 大楼上段结构平面 b) 大楼下段结构平面 c) 结构剖面

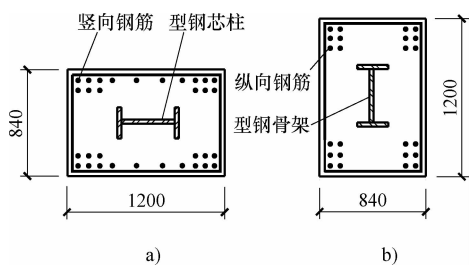


图 5-100 型钢混凝土框筒构件的代表性截面
a) 框筒立柱 b) 窗裙梁

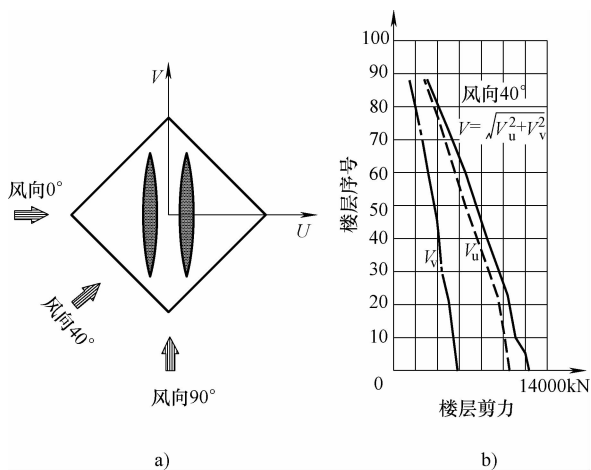


图 5-101 根据风洞试验数据计算出的基底剪力
a) 最不利风向 b) 结构底面水平剪力

4. 抗震计算

(1) 结构第一阶段抗震设计,按7度、IV类场地进行结构的内力和侧移验算。

(2) 第二阶段抗震设计,考虑下列三种情况地震的影响:①上海附近的震级为6.0的浅源地震;②上海东方海域的震级7.0、震中距离37km的大地震;③上海西北350km处地层断裂错动引发的震级为8.5的特大地震。

5. 结构控振

(1) 大楼的自振周期较长,除了在结构强度上确保安全外,还应将结构振动控制在不至引起大楼使用者不适感的范畴内。

(2) 在大楼顶部第95层内安装SSD阻尼装置,以减小水平荷载引起的大楼振动幅值。

80

南宁宝都大厦

1. 建筑概况

南宁市宝都大厦是一幢综合性高层建筑,地下3层;地面上,裙房6层,主楼48层,高179m;总建筑面积约为 $9.6 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

2. 结构体系

(1) 主楼,采用型钢混凝土筒中筒结构体系,内筒为墙筒,外筒为框筒。外筒周边框架的柱距,8层以上为4.1m,7层以下柱距扩大为8.2m,在第7层设置 $1.3\text{m} \times 3.0\text{m}$ 的转换大梁。

(2) 大厦底层外圈框架柱的轴向压力达到 $4.7 \times 10^4 \text{kN}$,若采用C60级混凝土,普通钢筋混凝土柱的截面尺寸为 $1500\text{mm} \times 1800\text{mm}$,影响到建筑的使用功能。因此,7层以下,外圈框架柱改用型钢混凝土柱,截面尺寸减小到 $1300\text{mm} \times 1300\text{mm}$ 。

3. 柱和梁-柱节点

(1) 第1~7层,外圈型钢混凝土柱的截面尺寸均为1300mm见方,其内部的型钢芯柱均采用带翼缘的十字形截面(图5-102a),外轮廓尺寸不变,仅改变钢板厚度以适应不同楼层的构件内力需求。

(2) 钢筋混凝土梁与型钢混凝土柱的连接示于图5-103。其具体构造是:①分别于梁上、下纵筋的对应高度处,在柱的型钢芯柱上各加焊一块水平加劲板(图5-102b);②梁的纵向钢筋数量较多,采取部分焊于型钢芯柱的工字形钢牛腿上,部分伸入柱内一定水平长度后,分别向下、向上 90° 弯折后锚固,部分穿过型钢芯柱的腹板,梁的外侧纵筋由型钢芯柱外侧通过(图5-103a);③当型钢芯柱的腹板因开孔较多受到严重削弱时,在腹板两侧加焊钢板补强(图5-103b)。

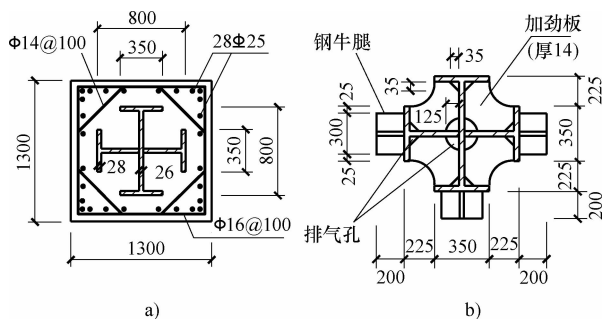


图 5-102 型钢混凝土柱的截面尺寸

a) 截面尺寸 b) 型钢芯柱的水平加劲肋

4. 柱脚锚固

(1) 本工程，型钢混凝土柱直至地下三层，由于地下室底板较厚（2.3m），且底板顶面配置两排双向 $\Phi 32@150\text{mm}$ 的钢筋，且柱下设置基础梁，若采用埋入式柱脚，很难解决底板和基础梁纵筋穿越型钢芯柱的问题。最后确定，采用非埋入式柱脚。

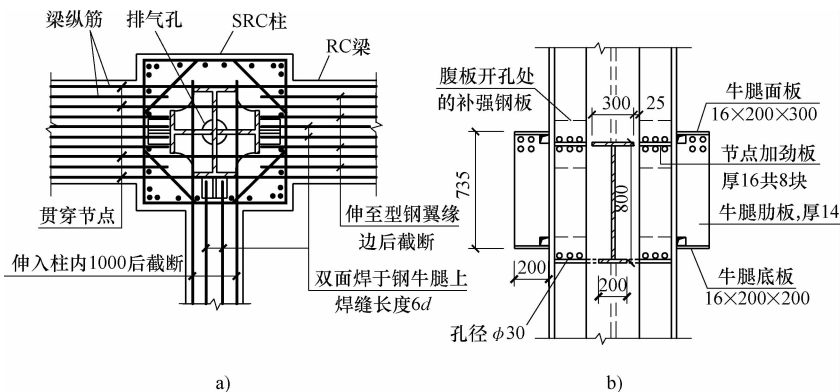


图 5-103 型钢混凝土柱的梁-柱节点

(2) 柱脚是以钢板焊成高 500mm 的箱形截面（图 5-104）。为减小型钢芯柱柱脚所负担的荷载，对于最下一层（地下三层）柱，适当加大其竖向配筋（另加 4 $\Phi 32\text{mm}$ ），并在型钢芯柱上加焊 $\phi 22\text{mm}$ 栓钉。

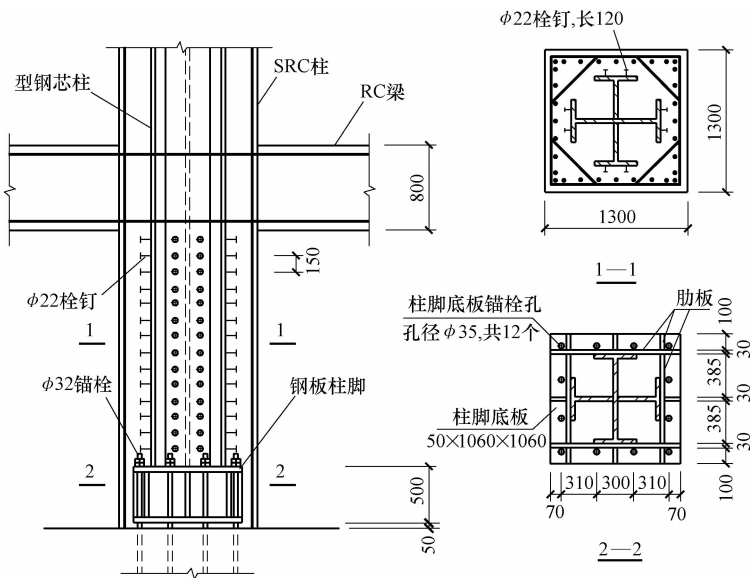


图 5-104 型钢混凝土柱的非埋入式柱脚

81 海口金融大厦

1. 建筑概况

位于海口市金融开发区的海南省财政金融中心——信托大厦，简称海口金融中心，是一

幢总建筑面积达 $10.3 \times 10^4 \text{m}^2$ 的现代化办公楼。

主楼地下3层，地上48层，高169m；建筑平面为正方形，外轮廓尺寸为 $41\text{m} \times 41\text{m}$ ，建筑面积为 $8.9 \times 10^4 \text{m}^2$ 。主楼1~5层为商场，层高4.8m；6层以上为商务办公，层高3.3m。

2. 结构体系

(1) 大厦的抗震设防烈度为8度，且风荷载较大，基本风压值为 0.75kN/m^2 。大厦主楼结构采用型钢混凝土中筒体系，内筒采用型钢混凝土墙筒，平面尺寸为 $16.5\text{m} \times 16.5\text{m}$ ；外筒采用由型钢混凝土柱与型钢混凝土梁组成的框筒，柱的中心距为4m。外框筒的开洞率，典型楼层为52%，底层为56%。外框筒平面的轴线间尺寸为 $40\text{m} \times 40\text{m}$ 。

(2) 内、外筒之间办公楼面的跨度为11.75m。大厦主楼的典型层结构平面见图5-105a，结构剖面见图5-105b。

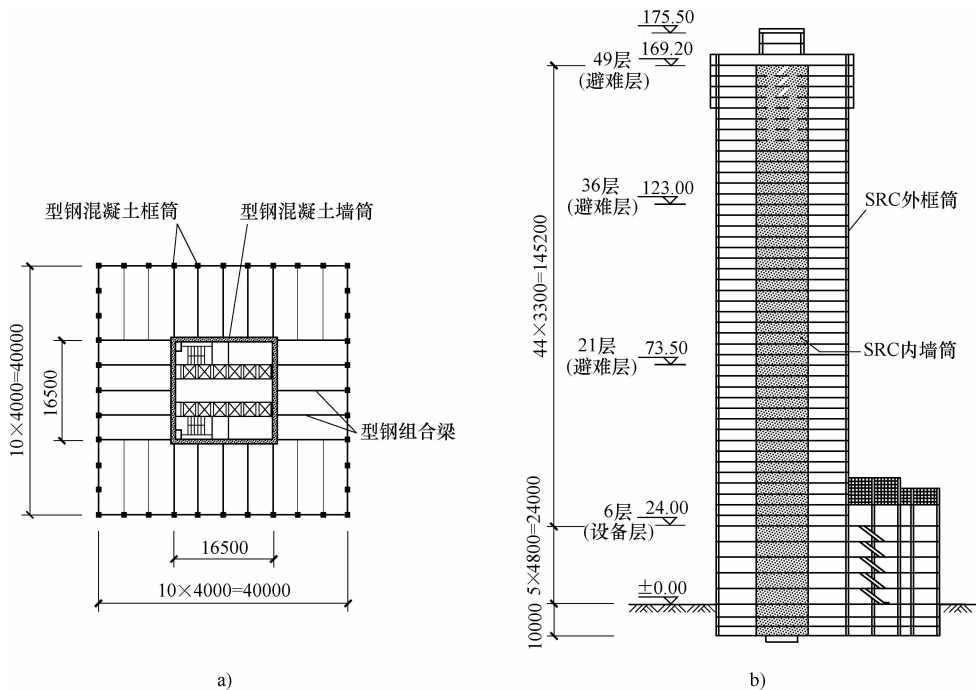


图 5-105 海口金融大厦

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

3. 构件截面尺寸

(1) 内筒混凝土墙体的厚度，底层为0.8m，向上逐层分段减薄，顶层为0.45m。外框筒型钢混凝土柱的截面尺寸，底层为 $1\text{m} \times 1\text{m}$ ，向上逐渐减小至顶层的 $1.0\text{m} \times 0.65\text{m}$ 。各楼层窗裙梁的截面高度均为1.0m。内墙筒的转角处设置H型钢暗柱（图5-106a），位于内筒四片外墙同一轴线上的8根外框筒柱，内设十字形钢芯柱（图5-106b）。

(2) 内、外筒之间各层楼盖的办公用楼面，每隔4m设置一根钢梁，与其上铺筑的100mm厚的现浇钢筋混凝土板，共同构成组合梁（图5-106c、d）。此外，内筒外墙在组合梁的搁置处设置截面高度为250mm的H型钢暗柱，以便与组合梁内的工字钢先行连接，为立体施工创造条件。

(3) 墙、柱、梁内的焊接工字钢，均采用Q235碳素结构钢。内筒墙体和外框筒柱的混

混凝土强度等级为：10 层以下，C58；11 ~ 28 层，C48；29 ~ 40 层，C38；40 层以上，C28。各层楼板均采用 C28 级混凝土。

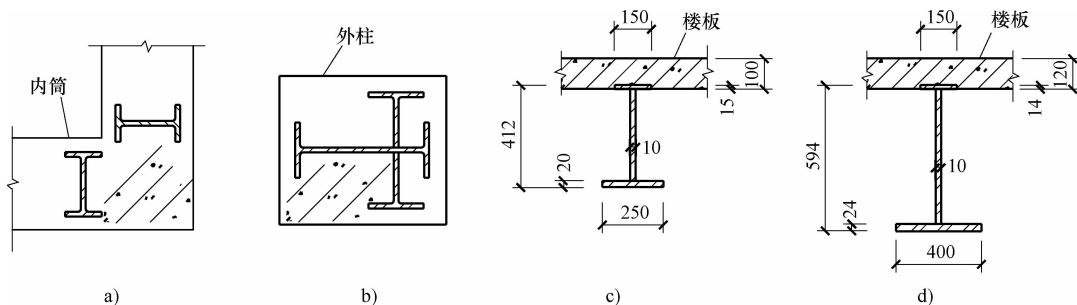


图 5-106 型钢混凝土墙、柱、梁的截面尺寸

a) 内筒转角 b) 外框筒柱 c) 典型层组合梁 d) 避难层组合梁

(4) 外框筒的型钢混凝土柱的截面和配筋见图 5-107。柱的含（型）钢率，5 层以下为 5%，向上逐层减少，顶层为 2.2%。

4. 结构分析

(1) 大厦的抗侧力体系是由内墙筒与外框筒组成，水平地震力引起的各楼层剪力和倾覆力矩，由内筒和外筒分担，从计算结果可以看出：①楼层地震剪力，沿 x 方向，15 层以下， y 方向，6 层以下，主要由内筒承担；② x 方向或 y 方向地震倾覆力矩，大体上是内筒和外筒各承担一半。大厦在多遇烈度地震作用下，剪力和倾覆力矩在内、外筒之间的具体分配比例，见表 5-23。

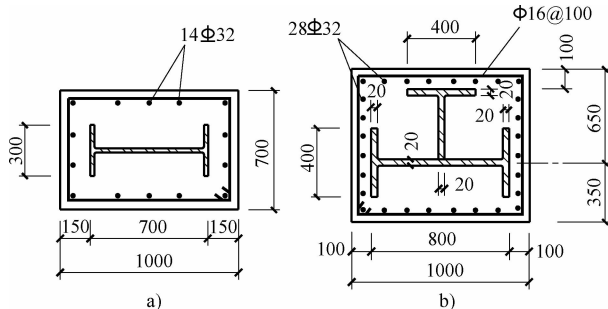


图 5-107 外框筒型钢混凝土柱的截面和配筋

a) 上层柱 b) 底层柱

表 5-23 外框筒各楼层所分担的地震剪力 (V_{ex} 、 V_{ey}) 和倾覆力矩 (M_{ex} 、 M_{ey})

楼层	V_{ex} /kN	V_{ex}/V_{fx}	V_{ey} /kN	V_{ey}/V_{fy}	M_{ex} /(kN·m)	M_{ex}/M_{fx}	M_{ey} /(kN·m)	M_{ey}/M_{fy}
49	2.944	0.641	2.766	0.685	14.99	0.585	14.15	0.613
45	4.113	0.410	4.150	0.510	61.13	0.454	51.88	0.465
41	5.300	0.421	5.142	0.480	127.55	0.452	102.53	0.448
35	9.414	0.626	10.681	0.752	230.81	0.478	201.06	0.490
30	8.265	0.451	10.194	0.577	356.66	0.475	334.31	0.485
25	11.366	0.549	14.503	0.730	484.00	0.481	471.50	0.487
21	11.522	0.515	15.340	0.702	595.35	0.482	515.81	0.490
15	10.761	0.435	15.230	0.631	772.31	0.479	785.28	0.483
10	10.800	0.396	16.010	0.624	935.23	0.478	952.19	0.478
6	8.293	0.291	12.95	0.476	1067.20	0.473	2303.36	0.467
4	6.300	0.200	7.87	0.278	1167.20	0.469	1181.23	0.465
2	5.955	0.182	5.63	0.193	1274.70	0.463	2780.40	0.454
1	5.960	0.180	5.40	0.184	1319.40	0.459	2904.40	0.445

注： V_{fx} 、 V_{fy} — x 、 y 方向的楼层地震剪力 (kN)；

M_{fx} 、 M_{fy} — x 、 y 方向的楼层地震倾覆力矩 (kN·m)。

(2) 外框筒的开洞率较大, 底层和典型层的开洞率分别达到 56% 和 52%, 但计算结果表明, 外框筒仍具有较强的空间工作性能, 剪力滞后效应并不太严重。地震倾覆力矩作用下外框筒各柱的轴力分布曲线见图 5-108。

(3) 型钢混凝土筒中筒结构体系为大厦提供较大的抗推刚度, 其表现为: ① 结构基本自振周期较短, x 向和 y 向分别为 $0.05N(s)$ 和 $0.06N(s)$, N 为大厦地面以上总层数; ② 强风或 8 度地震作用下的最大层间侧移角, 分别为 $1/1400$ 和 $1/1100$ 。风或地震作用下的结构侧移和结构底部内力, 分别列于表 5-24 和表 5-25。

(4) 内墙筒的高宽比值较大, 约为 10.2, 属弯曲型抗侧力构件, 水平荷载作用下的侧移以弯曲变形为主。外框筒的高宽比值较小, 约为 4.2, 属剪弯型构件, 其侧移以剪切变形为主。两者通过各层楼盖连接形成的并联体, 其侧移曲线, 上段以剪切变形为主, 下段以弯曲变形为主, 其反弯点即最大层间侧移所在高度, 大致位于第 40 层 (x 方向) 和第 28 层 (y 方向)。

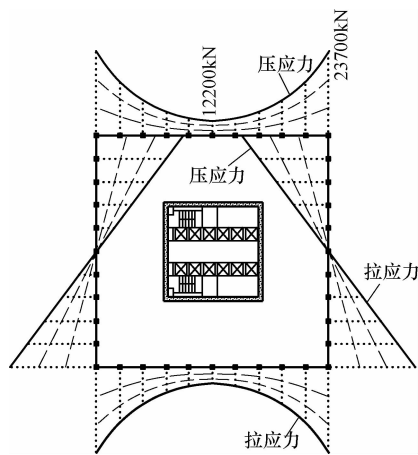


图 5-108 外框筒各柱的地震轴力分布

表 5-24 风荷载作用下的结构侧移

风荷载方向	结构顶点侧移		最大层间侧移	
	u/mm	u/H	$\Delta u/mm$	$\Delta u/h$
x 方向	81	$1/2160$	1.9	$1/1780$
y 方向	103	$1/1700$	2.4	$1/1370$

表 5-25 规范地震力作用下的结构内力和侧移

地震方向	基本自振周期/s	结构顶点侧移		最大层间侧移		结构底部剪力和倾覆力矩		
		u/mm	u/H	$\Delta u/mm$	$\Delta u/h$	V_0/kN	V_0/G_e	$M_0/(kN \cdot m)$
x 方向	2.7	100	$1/1750$	2.4	$1/1390$	32900	2.8%	287×10^4
y 方向	3.2	129	$1/1360$	3.0	$1/1110$	29300	2.5%	290×10^4

注: H 为结构总高度, h 为层高, G_e 为地面以上结构等效总重力荷载。

5.6 芯筒-框架体系

5.6.1 结构体系的组成

1. 竖构件

混凝土芯筒-钢框架结构体系 (Steel Frame With Concrete Coretube Structural System), 是指由钢筋混凝土核心筒与外圈的刚接或铰接钢框架 (或型钢混凝土框架、钢管混凝土框架) 共同组成的混合结构体系, 简称芯筒-框架体系 (图 5-109)。

当高楼的楼层平面采用核心式建筑布置方案, 沿楼面中心部位的服务性面积周边设置由

钢筋混凝土墙体形成的芯筒，是一个立体构件，在各个方向均具有较大的抗推刚度。

混凝土芯筒是结构体系中的主要或惟一的抗侧力竖向构件。当楼面外圈为刚接框架时，芯筒承担着作用于整座楼房的水平荷载的大部分，小部分由钢框架承担。当楼面外圈为铰接框架时，芯筒则承担楼房的全部水平荷载。

刚接钢框架是弯曲杆系，但在水平荷载作用下的侧向变形曲线却如同伸臂剪切杆，因此，框架属剪切型抗侧力构件（图 2-18b）。

2. 水平构件

进行楼面构件布置时，应恰当安排各层楼盖的梁、板的走向，以便让更多的楼面重力荷载直接传到芯筒，加大其筒壁的竖向压应力，以提高水平荷载作用下芯筒的受剪承载力和抵抗倾覆力矩的能力。

当芯筒的高宽比值较大时，宜在顶层及每隔若干楼层的设备层或避难层，沿芯筒的纵、横墙体所在平面，设置整层楼高的外伸刚性桁架（刚臂），加强芯筒与外圈钢柱的连接，让外圈钢柱与芯筒连成一个侧向整体抗弯构件，以加大整个结构体系的抗推刚度和抵抗倾覆力矩的能力，减小结构的顶点侧移值和最大层间侧移值。

3. 结构受力和变形特征

(1) 混凝土芯筒，平面尺寸较小，水平荷载作用下单独工作时的侧移，主要是由芯筒侧向整体弯曲变形所产生，整体剪切变形在芯筒的侧移中所占比例较小，所以，芯筒更接近于弯曲型抗侧力构件（参见图 2-18a）。

(2) 整体结构体系在水平荷载作用下，与框架-支撑体系一样，通过类似于刚性横隔板的各层楼盖的联系，混凝土芯筒与外圈钢框架的侧向变形趋于一致，形成一条统一的侧移曲线（图 5-2b）。混凝土芯筒与钢框架之间的相互作用力，也大致如图 5-3c 所示。

(3) 与框-撑体系一样，水平荷载作用下的芯筒-框架体系，结构下半部的层间侧移角，要比框架体系减小很多，从而具有比框架体系强得多的耐震性能和抗震能力。

5.6.2 结构体系抗风抗震性能

1. 抗风性能

采用全钢结构的楼房，特别是高宽比值较大的楼房，在强风作用下，其横风向振动加速度往往超出容许限值，使大楼使用者产生风振不适感。为了减小大楼的结构侧移值和风振加速度，不得不加大构件的截面尺寸，以致用钢量超出经济、合理范畴。

在结构中设置钢筋混凝土墙筒或一定数量的剪力墙，就会大幅度地减小风荷载作用下的结构侧移和风振加速度，满足使用要求，并减小结构用钢量。

钢-混凝土混合结构体系是钢构件和钢筋混凝土构件的最优结合，它们不仅是抵抗风荷载的高效抗侧力体系，而且用钢量较少，造价较低，在非地震区的 30 ~ 80 层楼房中得到了广泛地应用，取得了良好的技术经济效果。混合结构的特点详见第 1 章 1.2 节。

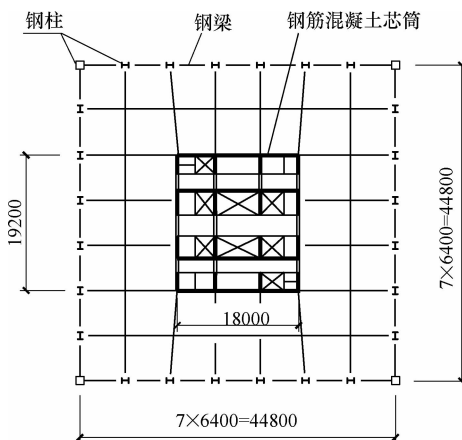


图 5-109 采用芯筒-框架体系的日本神奈川县横滨工厂办公楼

图 5-110 是阿曼“都邦人工岛”上的阿拉伯大厦的侧立面和正立面，该大厦高 321m，主体结构采用由钢筋混凝土芯筒和外圈钢框架所组成的芯筒-框架结构体系。

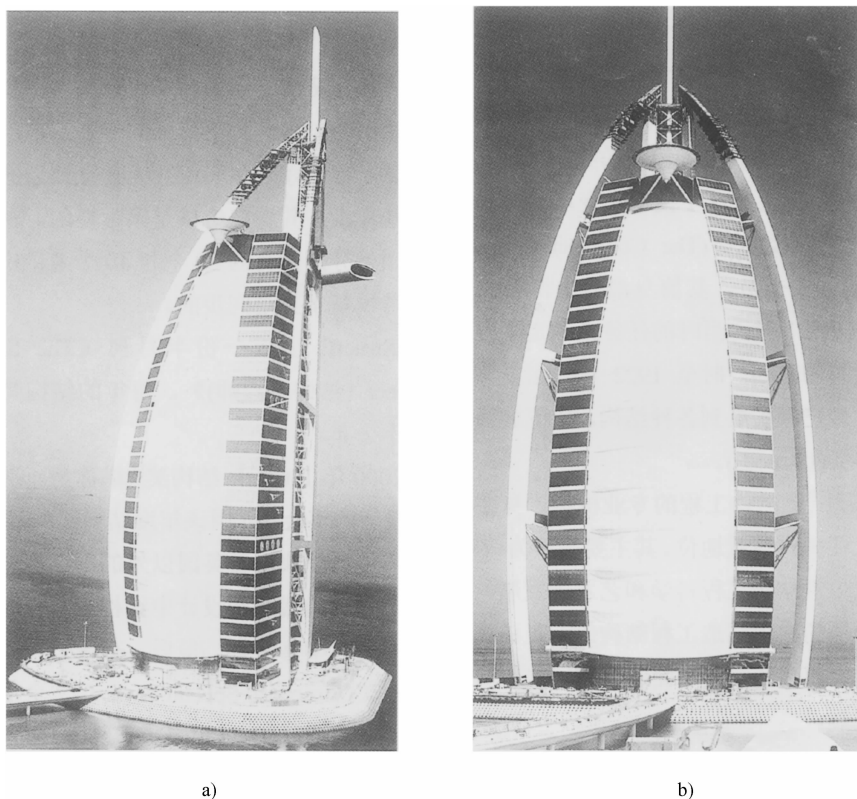


图 5-110 采用芯筒-框架体系的阿拉伯大厦
a) 侧立面 b) 正立面

2. 抗震性能

位于地震区的超高层建筑，当采用钢筋混凝土结构的芯筒-框架体系或筒中筒体系时，外圈框架柱或框筒柱负担很大重力荷载，由于轴压比的控制，柱的截面尺寸较大，剪跨比值较小，构件延性性能差；遭遇地震时，容易发生剪切或剪压破坏，导致柱的承载力大幅度降低，从而危及结构的安全。采用芯筒-框架体系时，宜采用钢-混凝土混合结构，将外圈框架或框筒改用钢结构，以加大结构的延性，提高结构的抗震可靠度。

采用钢-混凝土混合结构建造高楼，在国外，很少用于高烈度地震区。在美国，根据阿拉斯加地震经验，认为不宜用于地震区，楼房高度更不宜超过 150m。日本于 1992 年建成高度分别为 78m 和 107m 的两幢混凝土芯筒-框筒楼房，然而，以后再建此类结构，需经日本建设大臣批准。

主要问题是，国内外对混合结构的抗震性能缺少全面、系统的研究，对混合结构的延性、耗能以及地震作用下两类构件同步工作程度、破坏机制和倒塌过程，尚未完全了解。今后在高烈度区建造混合结构高楼时，除了对混凝土芯筒在构造方面采取增设型钢暗柱或暗框架等加强措施外，在强度验算方面，还应采用符合两种不同结构类型构件实际受力状态及其变化过程的结构分析方法。

5.6.3 结构设计要点

1. 房屋体型

(1) 建筑平面的外形宜简单、规则，结构构件的布置应尽量使结构的抗侧力中心与外荷载水平合力中心相重合。

(2) 建筑的立面形状宜简单、对称；结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜均匀变化；构件截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小，且两者的变化不应位于同一楼层，宜错开一或两层。

(3) 平、立面形状和结构布置均比较规则的钢-混凝土混合结构楼房，其高度和高宽比宜分别不大于第2章表2-5和表2-6的规定。

2. 结构体系

(1) 采用钢筋混凝土芯筒-钢框架或钢筋混凝土芯筒-型钢混凝土框架结构体系的楼房，当核心筒的高宽比值较大 ($H/B_c \geq 12$) 时，可于顶层及每隔若干楼层 (15~20层) 设置“竖向加劲层”，增加整个结构的侧向整体性和抗推刚度，以减少结构在风荷载或地震作用下的侧移。在“竖向加劲层”内，沿核心筒的纵、横向墙体中心线设置刚性伸臂桁架（刚臂），必要时再沿外圈框架的中心线布置周边桁架。伸臂桁架应与抗侧力墙体刚接，其上、下弦应伸入并贯通抗侧力墙体；伸臂桁架与外圈框架柱的连接则宜采用铰接或半刚接。

(2) 在钢-混凝土混合结构中，外圈框架平面内梁与柱应采取刚性连接；楼面梁与外框架及钢筋混凝土筒体的连接，可采取刚接或铰接。

(3) 钢框架部分采用竖向支撑时，宜在相互垂直的两个方向布置，沿高度方向，钢支撑应连续布置，且应延伸至基础，或通过地下室钢筋混凝土墙体延至基础。

(4) 对于侧向刚度突变的楼层，例如转换层、加劲层、空旷的顶层、屋顶突出部分、钢或型钢混凝土结构与钢筋混凝土的交接层及邻近楼层，应采取可靠的过渡加强措施。

3. 结构分析

(1) 对受到较大洞口削弱的楼盖，宜采用考虑楼板水平变形的计算程序，进行水平荷载作用下结构的内力和位移计算。

(2) 竖向支撑斜杆两端与框架柱和钢筋混凝土筒体的连接，不论是铰接或刚接，均可铰接计算。

(3) 钢-混凝土混合结构的内力和位移计算，对设置伸臂桁架的楼层，应考虑楼板在平面内变形的影响。

(4) 对混合结构进行弹性阶段的内力和位移计算时，钢梁和钢柱的刚度应采用钢材的截面计算；型钢混凝土构件的刚度可采用其中型钢截面的刚度与外包钢筋混凝土截面的刚度之和。

(5) 进行结构弹性分析时，应考虑钢梁与混凝土楼板的共同工作，梁的刚度可取钢梁刚度的1.5~2.0倍，但钢梁与楼板之间应设置可靠的抗剪连接（钢梁上翼缘顶面加焊栓钉）。

(6) 钢-混凝土混合结构在竖向荷载作用下的内力计算，宜考虑钢柱、混凝土墙在施工过程中轴向变形差异的影响，且宜考虑在长期荷载作用下由于钢筋混凝土筒体的混凝土收缩

和徐变对钢梁和柱的内力产生的不利影响。

4. 构件设计

(1) 在混凝土芯筒-钢框架结构体系中,当钢柱采用 H 形截面时,宜将柱截面的强轴方向布置在外圈框架平面内;角柱则宜采用方形、圆形或十字形截面型钢。

(2) 当框架柱的上部与下部的类型和材料不同时,应设置过渡层。

(3) 采用钢-混凝土混合结构的楼面,宜采用压型钢板上浇筑轻质混凝土的组合楼板、现浇混凝土楼板或预应力叠合楼板;楼板与钢梁应有可靠的连接。

(4) 楼房的结构转换层楼板及开有较大洞口的楼板,应采用现浇钢筋混凝土楼板。

(5) 当钢-混凝土混合结构楼房中布置有伸臂桁架的“竖向加劲层”时,应采取有效措施,减少由于外柱与混凝土筒体竖向变形差异引起的伸臂桁架杆件内力的变化。

(6) 当钢筋混凝土筒体先于钢框架施工时,应考虑施工阶段钢筋混凝土筒体在风力及其他荷载作用下的不利受力状态。

(7) 对型钢混凝土构件,应验算在浇灌其外包混凝土之前其中型钢骨架在风及施工荷载作用下的承载力、位移及稳定性,并据此确定钢框架安装与浇筑混凝土楼层先后施工的间隔层数。

5. 抗震设计

(1) 采用钢-混凝土混合结构体系的高楼,风、地震等水平荷载主要是由钢筋混凝土筒体承担,应采取有效措施,确保钢筋混凝土筒体具有足够的延性。

(2) 7 度抗震设防、高度不大于 130m 的混合结构高楼,钢筋混凝土筒体的四角以及楼面钢梁(型钢混凝土梁)与筒体交接处,宜设置型钢暗柱。

(3) 8、9 度抗震设防及 7 度抗震设防且高度大于 130m 的混合结构高楼上,上面第(2)款中所述的各个部位均应设置型钢暗柱,并应尽量采用型钢混凝土芯筒。

(4) 在钢-混凝土混合结构中,钢柱应采用埋入式柱脚,型钢混凝土柱宜采用埋入式柱脚。埋入式柱脚的埋置深度不宜小于型钢柱截面高度的 3 倍。设置多层地下室的情况例外。

(5) 芯筒-框架结构体系中的芯筒和筒中筒结构体系中的内筒,其构造设计应符合 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》第 9.1.7 条和第 9.1.8 条的规定。

5.6.4 混凝土芯筒-钢框架体系工程实例

82

蒙帕纳斯大厦

1. 结构概况

法国巴黎市于 1974 年建成的蒙帕纳斯大厦(Main Mantpamasse),地面以上 59 层,高 209m。大楼建筑平面近似于橄榄形,外轮廓尺寸为 61.8m × 37.9m。大楼典型楼层的层高为 3.41m。

大楼主体结构属混凝土芯筒-钢框架体系。楼面中心部位设置一个现浇钢筋混凝土芯筒,其平面尺寸,42 层以下,为 37.3m × 14.2m;43 层以上,为 21.5m × 14.2m。在楼面周边布置 26 根钢柱,间距为 5.73m。芯筒与外排钢柱之间跨度为 11m 的使用性楼面,设置工字形钢梁。大楼的典型楼层结构平面如图 5-111 所示。

大楼混凝土芯筒的宽度已超过房屋宽度的 1/3，最宽处达 14.2m，而且担负着各层楼盖一半以上的重力荷载，因而芯筒具有较大的抗推刚度和较强的抗倾覆能力。设计中，利用芯筒承担整座大楼的绝大部分水平荷载，让外圈钢柱主要是承担各楼层重力荷载，从而使钢柱截面尺寸达到最小值，减少了钢材用量。

2. 构件尺寸

外圈框架钢柱，采用三块厚钢板拼焊成 H 形截面，外包尺寸为 450mm × 450mm，翼缘板厚为 15 ~ 90mm，腹板厚 10 ~ 30mm。

钢筋混凝土芯筒采用滑模施工。第一阶段，混凝土浇灌至 100m 高程后，即安装其下各楼层的钢框架；第二阶段，混凝土一直浇灌到芯筒顶端，接着继续安装其余各楼层的钢框架。

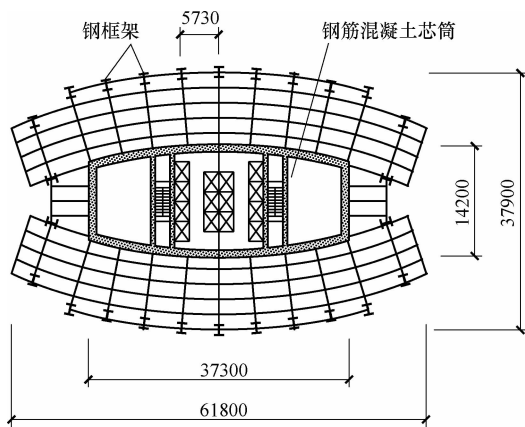


图 5-111 蒙帕纳斯大厦的典型层结构平面

由于利用先期完成的混凝土芯筒作为安装钢结构的稳定支撑，从而节省了通常钢结构施工中所需设置的临时支撑。

3. 结构材料用量

蒙帕纳斯大厦的总建筑面积为 $11.6 \times 10^4 \text{m}^2$ ，整座大楼的结构总用钢量为：型钢，7000t；钢筋，3000t。

单位建筑面积的材料平均用量为：型钢， 60.3kg/m^2 ；钢筋， 25.9kg/m^2 ；混凝土， $0.154 \text{m}^3/\text{m}^2$ 。

83 阿拉空达塔楼

1. 建筑概况

美国的阿拉空达塔楼 (Anaconda Tower)，地面以上 40 层，高 154m。建筑平面为矩形，楼面外圈框架的轴线间尺寸为 $48\text{m} \times 36\text{m}$ 。房屋的高宽比为 4.3。

2. 结构体系

塔楼的主体结构采用混凝土芯筒-钢框架结构体系。钢筋混凝土芯筒的平面尺寸为 $24\text{m} \times 12\text{m}$ ，芯筒的高宽比为 12.8。外圈框架的钢柱采用 H 型钢，柱距为 6m。图 5-112 为该塔楼的典型层结构平面。

各层楼盖均采用工字形钢梁和以压型板为底模的组合楼板。跨度为 12m、间距为 3m 的钢梁，一端搁在钢筋混凝土芯筒的牛腿上，一端简支（铰接）在外框架的钢柱上。

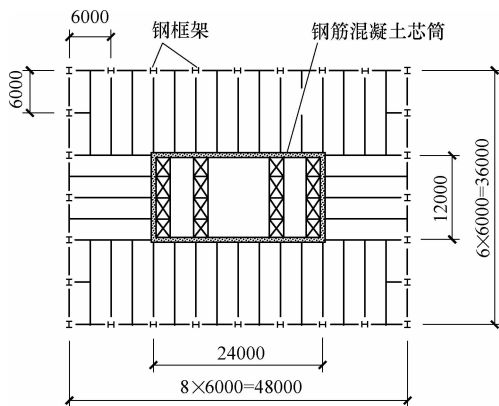


图 5-112 阿拉空达塔楼的混凝土芯筒-钢框架体系

84 纽约 49 号塔楼

1. 建筑概况

美国纽约市的 49 号塔楼，地面以上 44 层，高 170m；建筑平面为 Z 字形。

2. 结构体系

塔楼主体结构采用混凝土芯筒-钢框架体系。利用楼层平面中心部位的电梯、楼梯、管道井、洗手间等公用面积，构筑一个矩形的钢筋混凝土芯筒，作为大楼的主要抗侧力构件；沿楼面周边设置一圈由 H 型钢柱与工字形钢梁刚接形成的空间抗弯框架，作为大楼的第二道抗侧力构件。

钢筋混凝土芯筒，由基础延伸到第 35 层时中止；36 层以上，楼面核心部位换成钢框架。塔楼下段和上段的典型层结构平面如图 5-113a、b 所示。

混凝土芯筒与外圈钢框架通过相当于刚性横隔板的各层楼盖的连接，形成一个完整的抗侧力结构体系。

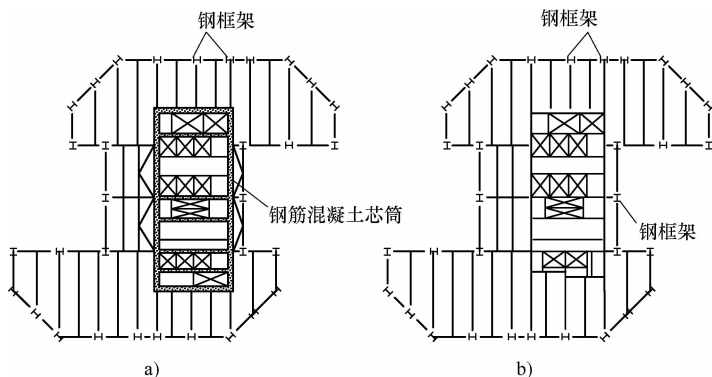


图 5-113 纽约 49 号塔楼典型层结构平面

a) 第 1~35 层 b) 36~44 层

85 上海静安希尔顿饭店

1. 建筑概况

上海静安希尔顿饭店主楼，地下 1 层，地面以上 43 层，高 143m；建筑平面的形状为切角的三角形，长边的长度为 53m，短边的宽度为 32.7m（图 5-114）。房屋的高宽比为 4.4。典型楼层的层高为 3m。

主楼按 7 度进行抗震设防。

2. 结构体系

(1) 经过多种结构方案比较后，决定采用混凝土芯筒-钢框架混合结构体系。其依据条件是：①地基下有很厚的软土层，为减少基础费用，尽量减轻整个大楼的自重；②大楼需要抗风和抗 7 度地震，要求结构具有较大的抗推刚度；③结构构件及其连接要简单，以方便施工，加快建造进度，尽早开业。

(2) 利用楼层平面中心部位的服务性面积的可封闭性，设置一个多边形钢筋混凝土芯

筒，作为大楼的主要抗侧力构件。为了减小芯筒偏离楼面中心所造成的结构偏心，并进一步增强结构的纵向抗推刚度，于三角形建筑平面底边的两个角，各设置一片 L 形钢筋混凝土翼墙。

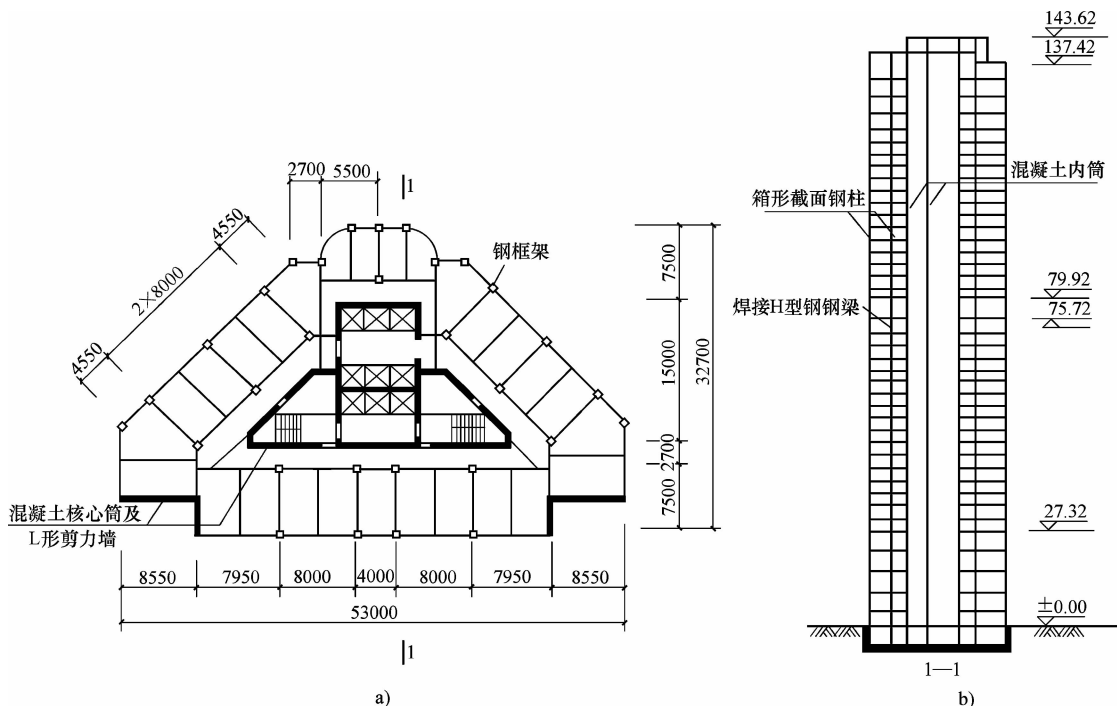


图 5-114 采用混凝土芯筒-钢框架体系的希尔顿饭店

a) 结构平面 b) 结构剖面

(3) 为了缩减外圈框架与芯筒之间的楼面跨度，减小横梁截面高度，并避免太多横梁与混凝土墙体连接，在芯筒以外的楼层平面，设置内、外两圈钢柱，与各层楼盖钢梁共同组成钢框架，作为大楼的承重构件。框架的柱距为 8m，内外两圈框架柱之间的跨度为 7.5m。

(4) 由于钢筋混凝土芯筒和 L 形翼墙具有很大的抗推刚度和水平承载力，足以承担作用于整座大楼的风荷载和地震作用，钢框架仅需承担竖向荷载；因而，钢框架的梁与柱的连接可以采取铰接，避免了梁-柱刚性连接节点所带来的施工复杂性，简化了施工。

(5) 在施工程序上，采取交错施工方案。芯筒混凝土的浇灌，比钢框架的安装提前 5 个楼层。达到一定强度后的芯筒，可以作为吊装钢框架时的稳定支承，从而省去了拼装钢结构用的施工临时支撑。

3. 构件尺寸

钢筋混凝土芯筒的壁厚：底层，内、外墙均为 500mm；6 层以上，芯筒内部隔墙减小为 300mm；22 层以上，内、外墙体的壁厚均减为 300mm。

楼层平面角部的 L 形钢筋混凝土翼墙，厚度为 500mm（1~15 层）和 400mm（16 层以上），并在墙内埋设由型钢梁和型钢柱组成的暗框架。

内、外圈框架的钢柱，均采用由四块钢板拼焊成的方形钢管，其截面尺寸：21 层以下为 400mm × 400mm × 75mm，22 层以上为 300mm × 300mm × 70mm。

楼盖钢梁采用焊接工字形截面，框架梁的截面尺寸（高×宽×腹板厚×翼缘厚）为 530mm×210mm×13mm×15mm，次梁的截面尺寸为 326mm×160mm×11mm×13mm。

钢梁上翼缘的厚度之所以还不到下翼缘厚度的一半，是因为在计算中，考虑了上翼缘有现浇钢筋混凝土组合楼板与之共同工作，按组合梁原理设计。

楼板采用在兼作模板用的压型钢板之上，浇筑 150mm 厚的钢筋混凝土板，钢梁上翼缘顶面加焊圆头栓焊，以加强混凝土板与钢梁连接的整体性。

4. 结构分析结果

(1) 计算结果表明：主楼结构的侧向位移，沿房屋横向是风荷载起控制作用，沿房屋纵向则是由地震作用控制。

(2) 风荷载和 7 度地震作用下的结构分析结果，以及单位建筑面积的平均用钢量，分别列于表 5-26 中。表中， Δ/H 为结构顶点侧移角， δ/h 为最大层间侧移角。

表 5-26 上海静安希尔顿饭店结构分析结果

验算方向	自振周期/s			风荷载		7 度地震作用		用钢量/(kg/m ²)	
	T_1	T_2	T_3	Δ/H	δ/h	Δ/H	δ/h	型钢	钢筋
纵向	3.12	0.65	0.29			1/1010	1/500	69	70
横向	3.55	0.96	0.43	1/960	1/600				

5. 设计过程中的结构方案比较

在确定采用钢-混凝土混合结构方案时，曾与全钢结构及钢筋混凝土结构进行方案比较，并从下列四个方面进行计算分析。

(1) 三种结构方案结构总重量的比较见表 5-27。

表 5-27 三种结构方案结构总重量的比较

比较项目	总重量/t	单位建筑面积重量/(t/m ²)	相对比例	单位基础面积重量/(t/m ²)
钢-混凝土结构	66434	1.28	1.0	55
钢结构	54626	1.05	0.82	45
钢筋混凝土结构	94111	1.80	1.42	77

(2) 三种结构方案上部结构的施工工期的比较见表 5-28。

表 5-28 三种结构方案施工工期的比较（估计）

比较项目	上部结构工期/d	相对比例
钢-混凝土结构	322	1
钢结构	242	0.75
钢筋混凝土结构	473	1.47

(3) 三种结构方案结构构件占用的建筑面积的比较见表 5-29。

表 5-29 三种结构方案的结构占用建筑面积的比较

比较项目	结构面积/m ²	结构面积/建筑面积(%)	相对比例
钢-混凝土结构	1730	3.3	1.0
钢结构	1320	2.5	0.76
钢筋混凝土结构	4700	9.0	2.73

(4) 钢-混凝土混合结构方案和全钢结构方案用钢量的比较见表 5-30。

表 5-30 两种结构方案用钢量的比较

比较项目	钢材用量/(kg/m ²)	钢筋用量/(kg/m ²)	总用钢量/(kg/m ²)	相对比较
钢-混凝土结构	69	64	133	1.0
钢结构	141	24	165	1.24

86 大连世界贸易大厦

1. 工程概况

大连世界贸易大厦主楼，地下 4 层，埋深 -21.1m；地上 51 层，屋面标高为 202m，建筑总高度为 243m。建筑面积为 10 万 m²。大厦按 7 度进行抗震设防，建筑场地为 II 类。

主楼采用钢-混凝土混合结构，楼层平面的结构轴线尺寸为 38.4m × 39.3m，房屋的高宽比为 5.1，典型层结构平面如图 5-115 所示。

2. 抗侧力体系

主楼采用混凝土芯筒-钢框架结构体系，芯筒平面尺寸为 18.2m × 13.3m，芯筒的高宽比为 14.5。

为提高结构体系的抗推刚度，于第 30 层和 45 层，沿芯筒纵、横墙体，各设置一道一层楼高的伸臂钢桁架（刚臂）和外圈钢桁架（环梁），将外圈钢柱与芯筒连为一体，参与侧向整体抗弯。图 5-116a 为轴线 E 或 F 的结构纵剖面；图 5-116b 为轴线 ⑤ 或 ⑪ 的结构横剖面。

每榀纵、横向伸臂桁架均贯通芯筒，并于芯筒墙体内在与桁架相交处设置型钢暗柱，与桁架连接，此钢柱向上、向下各延伸一个楼层。

3. 构件截面尺寸

框架柱，8 层以上采用焊接方形钢管，钢号为 Q345B，截面尺寸为 700mm × 700mm，壁厚由 45mm 逐段减薄为 22mm；7 层以下采用型钢混凝土柱，混凝土强度等级为 C50。地下室型钢混凝土柱的截面尺寸为 1200mm × 1200mm，其中十字形型钢芯柱的截面尺寸（mm）为 300 × 700 × 19 × 45。框架柱采用非埋入式柱脚，型钢芯柱直接搁置在基础筏板上。

框架梁采用焊接工字形钢，钢号为 Q235B，截面尺寸（mm）为 250 × 700 × 12 × 25。伸臂桁架采用 Q345B 钢，焊接箱形截面尺寸（mm）为 300 × 400 × 45 × 45，焊接工字形截面尺寸（mm）为 350 × 700 × 20 × 30。

钢筋混凝土芯筒的墙厚为 400 ~ 600mm，混凝土强度等级为 C30 ~ C50。钢梁与混凝土芯筒铰接，即采用高强度螺栓将钢梁腹板与墙上预埋件连接。

楼板采用现浇钢筋混凝土组合楼板，即以 1mm 厚的压型钢板作底模，上浇混凝土，板厚 100 ~ 120mm。

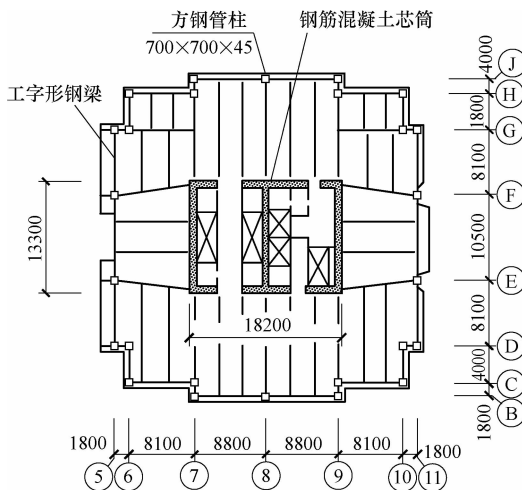


图 5-115 大连世贸大厦典型层结构平面

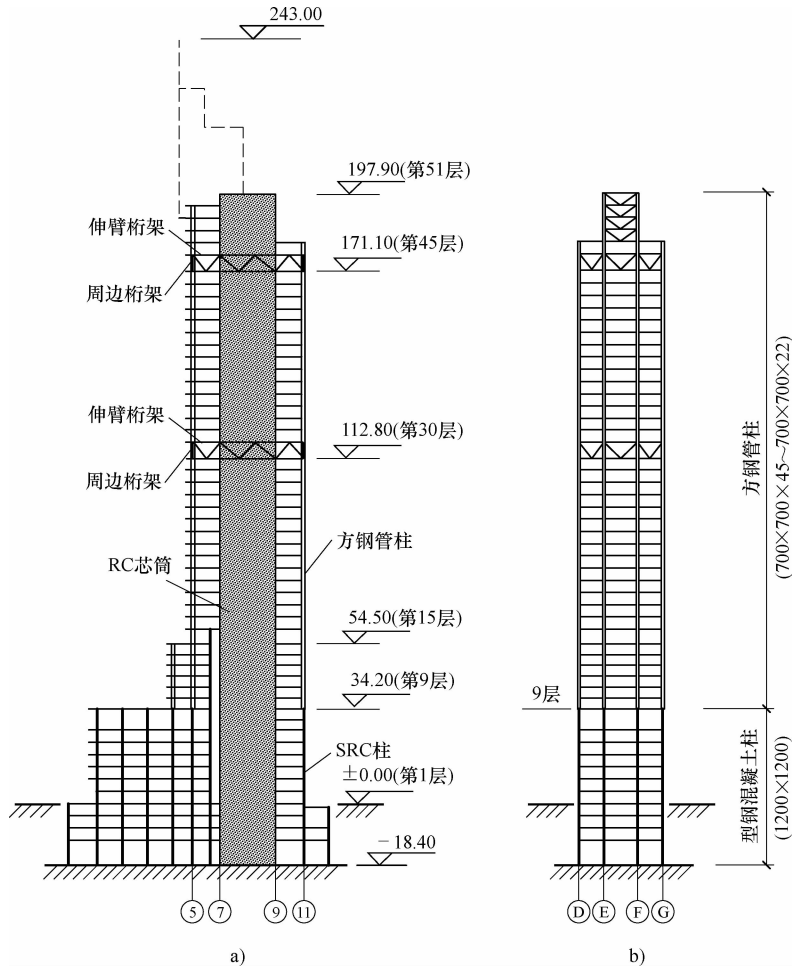


图 5-116 大连世贸大厦结构剖面

a) 纵剖面 b) 横剖面

基础采用钢筋混凝土筏板，直接座落在强风化至中风化的板岩上，筏板厚 3.3m。

4. 结构用钢量

上部结构的单位建筑面积用钢量为：钢材， $79\text{kg}/\text{m}^2$ ；钢筋， $39\text{kg}/\text{m}^2$ 。

5. 结构抗风计算

风荷载按 100 年重现期考虑，基本风压值 $\omega_0 = 1.2 \times 0.6 = 0.72\text{kN}/\text{m}^2$ ，地面粗糙度为 C 类。风荷载作用下三种刚臂设置情况的结构侧移值见表 5-31。

表 5-31 风荷载作用下刚臂不同设置情况时结构侧移值的比较

伸臂桁架设置部位	风向	结构顶点侧移 Δ/mm	顶点侧移角 Δ/H	最大层间侧移角 $(\delta/h)_{\max}$	所在楼层
未设置	x 向	218	1/920	1/640	第 35 层
	y 向	296	1/680	1/500	第 39 层
第 30、45 层	x 向	189	1/1060	1/770	第 39 层
	y 向	230	1/870	1/620	第 43 层

(续)

伸臂桁架设置部位	风向	结构顶点侧移 Δ/mm	顶点侧移角 Δ/H	最大层间侧移角 $(\delta/h)_{\max}$	所在楼层
第15、30、45层	x向	182	1/1110	1/780	第36层
	y向	214	1/940	1/670	第45层

与不设置伸臂桁架的情况相比较,于第30、45层设置伸臂桁架后,结构y方向的侧移减小了22%。

6. 结构抗震分析

结构纵、横向基本自振周期分别为 $T_x = 3.4\text{s}$, $T_y = 3.7\text{s}$ 。

对结构进行多遇烈度地震作用下的弹性变形计算,结果列于表5-32。

表5-32 7度地震作用下的结构弹性侧移

地震作用方向	结构顶点侧移 Δ/mm	结构顶点侧移角 Δ/H	最大层间侧移角 $(\delta/h)_{\max}$	所在楼层
x向	110	1/1840	1/1240	第40层
y向	134	1/1510	1/1080	第46层

87 大连远洋大厦

1. 建筑概况

大连市于1998年建成的大连远洋大厦,是一座集商场、酒店、办公于一体的高层建筑,主楼为酒店,地下4层,地上48层,另有屋顶小塔楼3层,高201m;副楼为办公楼,地上27层;两楼之间的裙房,地面以上6层。主楼建筑面积为 $7.4 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

主楼采用带小切角的方形平面,底层的建筑平面尺寸为 $38\text{m} \times 38\text{m}$ 。大厦的房屋高宽比值为5.9。

2. 结构体系

(1) 主楼采用混凝土芯筒-钢框架结构体系。钢筋混凝土芯筒沿楼面中心的服务性面积周围布置,平面尺寸为 $17.6\text{m} \times 17.6\text{m}$,其高宽比值为11.4。外圈框架沿楼层平面外边线向内退进2.0m处布置,由16根立柱和各楼盖边梁所组成,基本柱距为8m。典型楼层的结构平面如图5-117所示。

(2) 外圈框架,地下1层至地上6层,采用型钢混凝土柱和钢筋混凝土梁;7层以上,采用钢柱和钢梁;但第7至第9层,钢柱外侧按构造要求包以钢筋混凝土。主楼外

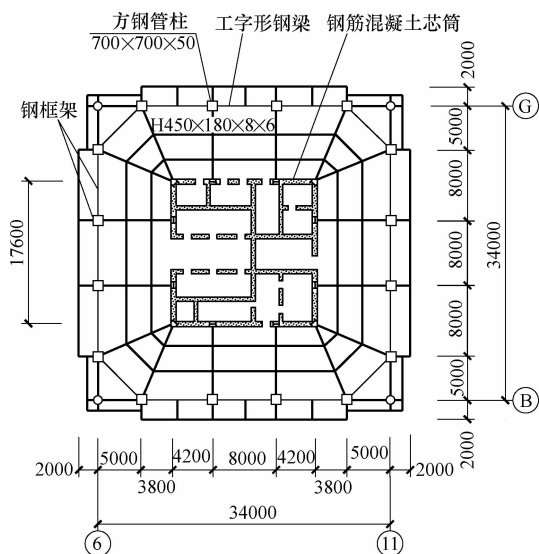


图5-117 大连远洋大厦的典型层结构平面

圈框架的立面如图 5-118 所示。

(3) 主楼六层以下的各层楼盖, 以及与之相连的 6 层裙房各层楼盖, 均采用现浇钢筋混凝土梁、板结构。主楼六层以上的各层楼盖, 采用焊接工字形钢梁和以压型钢板为底模的现浇混凝土组合楼盖。

(4) 为减小主楼侧向刚度的剧变, 混凝土芯筒截面厚度的变化, 与外圈框架钢柱截面尺寸的变化, 不设置在同一楼层, 而是错开一或两个楼层。

3. 芯筒设计

(1) 应建筑功能和内部设备使用的要求, 在满足整个结构抗推刚度的条件下, 方形钢筋混凝土芯筒的四周墙体布置一定数量的较大洞口, 形成壁式框架, 以利于改善芯筒的延性。对于跨高比值较小的洞口上方的连梁, 增配 X 形斜向钢筋骨架, 以加强其受剪承载力, 迫使连梁实现弯曲屈服。

(2) 混凝土芯筒周边墙体的厚度由底部的 800mm 逐段减小到顶部的 400mm; 芯筒内部隔墙的厚度自底到顶均为 400mm 不变。混凝土强度等级由底部的 C50 向上分段减小为顶部的 C35。为减缓芯筒刚度的突变, 芯筒墙厚的减薄与混凝土强度等级的降低, 错开了一个楼层, 详见表 5-33。

(3) 为了增大钢筋混凝土芯筒的延性, 提高结构的抗震可靠度, 也有利于楼盖钢梁与芯筒的连接, 在芯筒内埋置了 12 根焊接 H 型钢柱和 12 道工字形钢梁, 形成暗框架。

表 5-33 主楼芯筒各楼层的墙厚和混凝土等级

楼层序号	-4 ~ 1	2 ~ 15	16 ~ 33	34 ~ 44	45 层以上
墙体厚度/mm	800	700	600	500	400
楼层序号	-4 层 ~ 16 层		17 ~ 34	35 ~ 45	46 层以上
混凝土强度等级	C50		C45	C40	C35

4. 框架设计

(1) 外圈框架柱, 6 层以下为型钢混凝土柱, 其最大截面尺寸为 1400mm × 1400mm (图 5-119a); 7 层以上的钢柱采用焊接方形钢管, 钢柱最大截面尺寸为 700mm × 50mm, 到顶层减小为 500mm × 25mm。各楼层框架柱的具体尺寸见表 5-34。第 7 层钢柱下伸至第 6 层后与型钢混凝土柱内的型钢芯柱的连接构造, 示于图 5-119b。

(2) 钢框架的梁-柱节点采用刚性连接, 梁的上、下翼缘与柱翼缘焊接, 梁腹板采用高强度螺栓与柱上连接板进行栓接 (图 5-120a)。

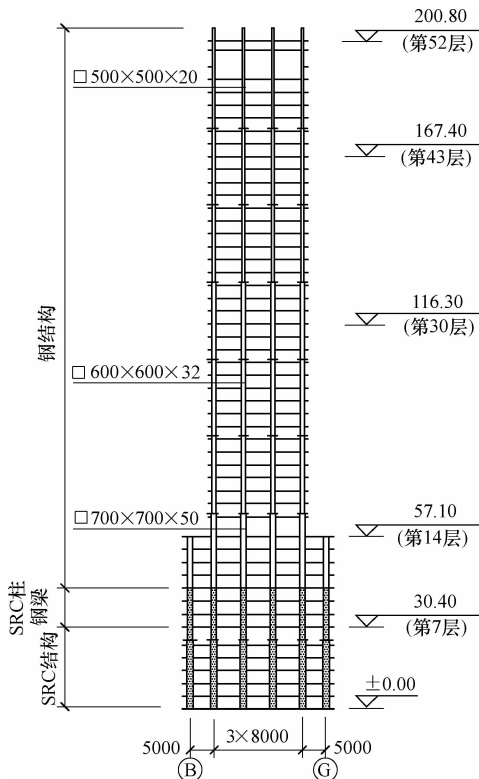


图 5-118 大连远洋大厦轴线⑥、⑪钢框架立面

表 5-34 主楼外圈框架柱的截面尺寸 (单位: mm)

框架柱类型	型钢混凝土柱			方钢管柱		
	楼层序号	2,3 层	4 层~6 层	7 层~17 层	18 层~35 层	36 层以上
柱截面尺寸	1400 × 1400			700 × 700 × 50	600 × 600 × (50 ~ 32)	500 × 500 × (32 ~ 25)
楼层序号	-4 层~2 层	3,4 层	5,6 层	—	—	—
型钢芯柱 外轮廓尺寸	900 × 900	800 × 800	700 × 700	—	—	—

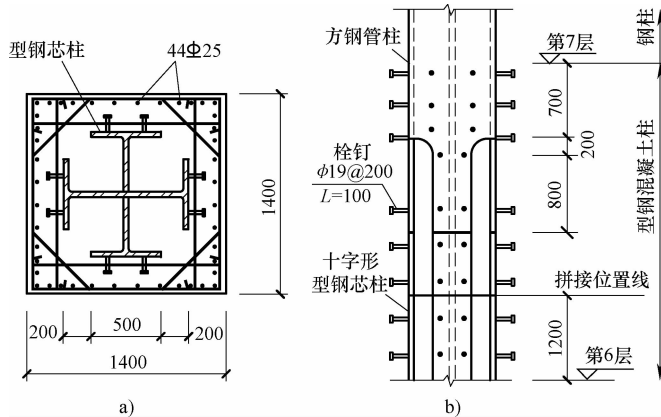


图 5-119 主楼外圈框架底部的型钢混凝土柱

a) 底层柱的截面尺寸 b) 型钢芯柱与上层钢柱的连接

(3) 芯筒与外圈框架之间的跨度为 8.8m 的楼盖钢梁，两端均采取铰接。虽然芯筒在钢梁端部位置设置了型钢暗柱，考虑到施工偏差，直接连接有困难，故在该部位芯筒墙面另设与暗柱连接的预埋件，安装时，采用高强度螺栓将钢梁腹板与后焊在预埋件上的竖向钢板相连接（图 5-120b）。

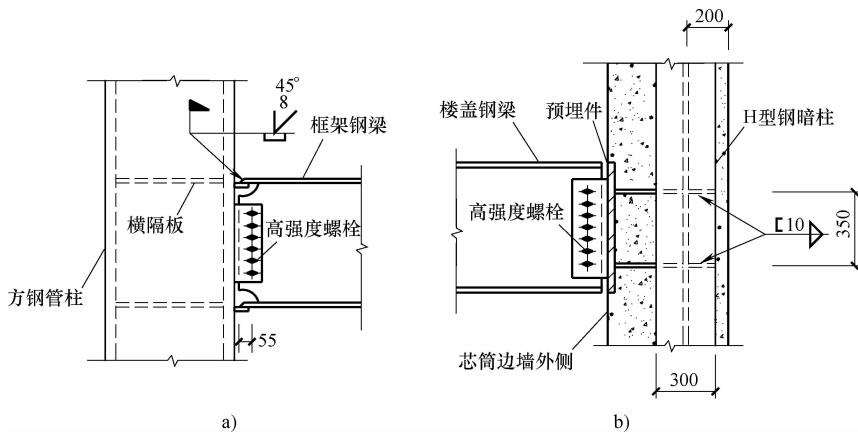


图 5-120 框架钢梁和楼盖钢梁的连接构造

a) 外圈钢框架的梁-柱节点 b) 楼盖钢梁与芯筒墙体的简支连接

5. 结构分析

(1) 结构动力特性

1) 水平荷载作用下整个结构体系的侧向变形性质属弯曲型；而且混凝土芯筒所承担的水平剪力达到总剪力的 90% 以上。表明，在整个结构体系中，混凝土芯筒是主要抗侧力构件。

2) 结构弹性分析所得的结构纵、横向前 6 个自振周期，列于表 5-35。

表 5-35 大连远洋大厦结构自振周期

方 向	周期/s	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6
	x 方向		5.37	1.15	0.52	0.32	0.22
y 方向		5.34	1.21	0.56	0.35	0.23	0.19

(2) 抗风计算

1) 大连地区基本风压为 0.6kN/m^2 ；此大厦的设计基本风压为 0.72kN/m^2 ($= 1.2 \times 0.6\text{kN/m}^2$)；地面粗糙度为 C 类；风荷载体型系数为 1.45。

2) 风荷载作用下结构的内力和侧移值，列于表 5-36。

3) 结构顶点的顺风向、横风向最大加速度分别为 0.05m/s^2 和 0.021m/s^2 ，均小于规范的限值，表明钢-混凝土混合结构具有较强的抗风振刚度。

(3) 抗震计算

1) 抗震设防烈度为 7 度，I 类场地，场地周期为 0.13s。

2) 多遇烈度地震作用下的结构弹性分析结果，列于表 5-36。

3) 罕遇烈度地震作用下，分别输入 El Centro 波和松潘波等地震波进行结构弹塑性时程分析，所得结构最大层间位移角分别为 1/216 和 1/397，详细计算结果列于表 5-37。

表 5-36 x 方向水平荷载作用下结构的内力和侧移

侧移内力 荷载类型	结构顶点		结构底部			
	侧移 u/mm	侧移角 u/H	倾覆力矩 $M_1/(\text{kN} \cdot \text{m})$	外圈钢柱附加拉力 N_1/kN	外圈钢柱长期轴压力 N_G/kN	$\frac{N_1}{N_G}$
风荷载	273	1/740	2.1×10^6	2560	31600	1/12
地震作用	190	1/1060	1.5×10^6	1800	31600	1/18

表 5-37 结构 y 方向弹塑性时程分析计算结果

地震波 (峰值加速度 220Gal)	El Centro 波 (东西)	松潘波	人工波	El Centro 波 (南北)	
层剪力/kN	总剪力 V_0	50384	20961	68967	41651
	外筒 $V_{\text{外}}$	11590	6457	15203	9842
	内筒 $V_{\text{内}}$	39012	14504	54779	31809
结构顶点侧移	Δ/cm	77.10	33.02	167.7	21.45
	Δ/H ($H=206.8\text{m}$)	1/268	1/626	1/123	1/964

(续)

地震波 (峰值加速度 220Gal)	El Centro 波 (东西)	松潘波	人工波	El Centro 波 (南北)	
层间位移 δ/mm	34.47(42层)	9.07(24层)	57.07(40层)	18.98(46层)	
层间位移角 δ/h	1/216(42层)	1/397(24层)	1/63.1(40层)	1/216(46层)	
层位移延性比 μ	外筒	2.9(6层)	1.0(6层)	5.2(6层)	1.9(6层)
	内筒	3.3(30层)	1.2(30层)	5.2(30层)	1.2(42层)

6. 结构钢材

框架柱、梁采用国产钢材，但要求按日本钢号 SM490B 供货（材质标准符合日本 JISG—3106 标准）。钢柱钢材的硫、磷质量分数不大于 0.01%，碳质量分数小于 0.4%，对于钢材的力学性能，要有 -20℃ 的冲击韧性保证，对于 40mm 及 50mm 的厚钢板，要求断面收缩率不小于 Z25 级。次要构件采用 Q235 钢。

高强度螺栓采用 10.9s 级扭剪型高强度螺栓，并采用喷砂方法进行钢材表面处理。

7. 结构用钢量

大厦单位建筑面积的平均用钢量为 79.5kg/m²。

88 台中市乡林摩天大楼

1. 建筑概况

乡林摩天大楼位于台湾台中市。主楼地下 6 层。地下室全深为 27m。地面以上 60 层，高 225m，建筑总面积为 8.8 × 10⁴ m²。房屋的高宽比为 6.5。

大楼采取逐段收进的叠砌式体形，第 1~7 层，建筑平面为正方形外加 4 片圆弧翼所形成的电扇形平面（图 5-121a）；并分别于第 8 层、第 14 层、第 21 层和第 29 层，依次减去一个圆弧翼，于第 29 层，变成正方形平面；第 32~59 层则变成 1/4 圆平面。

2. 结构体系

大楼主体结构分上、下两段：下段（第 1~33 层）采用混凝土芯筒-钢框架混合结构体系；上段（第 34~60 层）采用全钢结构。大楼的结构剖面如图 5-121b 所示。

大楼下段利用楼面核心服务性面积设置钢筋混凝土芯筒，其平面外轮廓尺寸为 19.5m × 19.5m，楼面外圈采用抗弯钢框架。大楼上段全部为抗弯钢框架。

大楼下段采用混凝土芯筒的原因有二：①利用混凝土芯筒的强大抗推刚度，来控制高楼在风和地震作用下的侧移；②采用滑模先行快速筑成混凝土芯筒，作为大楼结构施工的竖向运输通道，并作为安装外围钢结构的施工临时支撑。

大楼上、下段主体结构的构件截面尺寸列于表 5-38。

3. 抗风计算

(1) 设计风力，分别依照台湾《建筑技术规范》及风洞试验结果确定。

(2) 风洞试验由加拿大 RWDI 顾问公司进行。其试验数据采用 2% 结构阻尼比和 50 年重现期的风速，以检验结构风振加速度是否引起大楼使用者的风振不适感。

(3) 风荷载作用下，结构的层间侧移角最大值为 1.8‰，小于规范的限值 2.5‰。

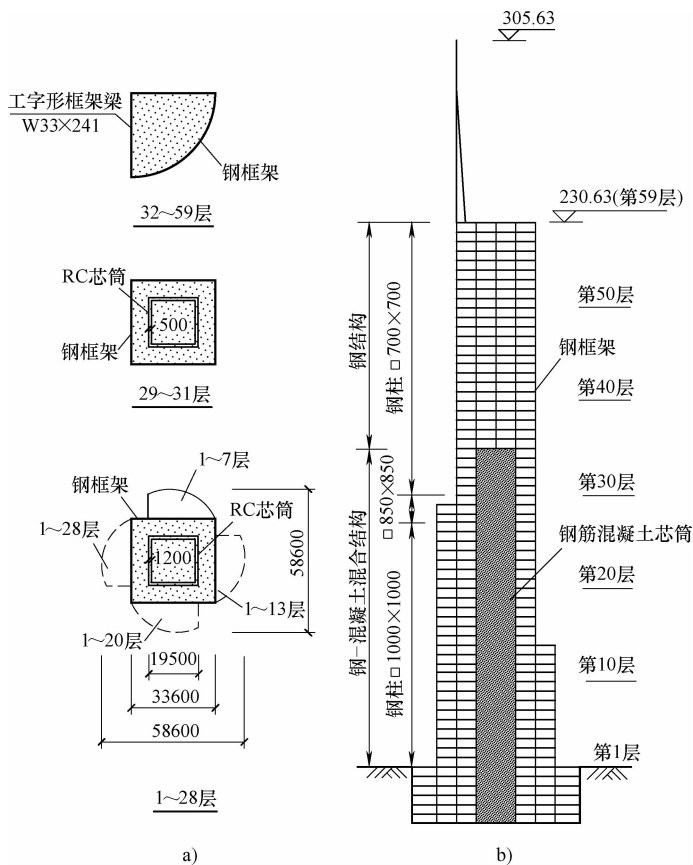


图 5-121 台中市乡林摩天大楼
a) 结构平面 b) 结构剖面

表 5-38 台中市乡林摩天大楼结构构件截面尺寸 (单位: mm)

楼层序号	混凝土芯筒墙厚	钢框架柱
第 34 层 ~ 第 60 层	—	□700 × 700 ~ 500 × 500
第 1 层 ~ 第 33 层	1200 ~ 500	□1000 × 1000 ~ 850 × 850
地下 1 层 ~ 地下 6 层	1200	□1200 × 1200 ~ 1000 × 1000

(4) 风洞试验结果给出: 不同重现期的最大风力作用下, 大楼第 55 层的风振加速度峰值, 列于表 5-39, 可以看出, 各个数值均小于 ISO《荷载规范》所规定的限值。

(5) 风荷载作用下, 大楼结构底部的水平剪力为 15200kN。

表 5-39 乡林摩天大楼第 55 层的风振加速度峰值

情况	风洞试验			ISO《荷载规范》限值	
	1 年	5 年	10 年	1 年	5 年
最大风力的重现期	1 年	5 年	10 年	1 年	5 年
结构风振加速度(% g)	0.37	0.79	1.05	1.20	1.66

4. 地震反应分析

(1) 结构分析采用下列计算模型: ①以墙元素模拟混凝土芯筒; ②以梁、柱元素组成

的三维立体构架模拟刚接钢框架；③各层楼盖均假定为刚性横隔板。

(2) 计算构件地震内力时，考虑5%结构宽度的意外偏心距，并考虑最大侧移时重力荷载的 $P-\Delta$ 效应（重力二阶效应）。

(3) 大楼前4个自振周期依次为大楼的 x 向振动、 y 向振动、 45° 斜向和扭转振动。大楼的前9个自振周期数值见表5-40。

表5-40 台中市乡林摩天大楼前9阶振型的周期值 (单位: s)

振型序号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
自振周期	4.75	4.36	1.92	1.82	1.63	0.98	0.96	0.81	0.61

(4) 采用反应谱振型分析法对结构进行地震反应分析，其结果是：①结构底部剪力为37900kN；②层间侧移角，底层~32层为0.006%~0.17%；第33~第59层为0.2%~0.287%。

(5) 对结构还进行了大震时的非线性分析，其目的是：①了解结构各杆件产生塑性铰的先后次序；②了解结构整体延性的量值与需求；③防止发生结构突发性倒塌。

(6) 关于结构非线性分析，曾考虑以下4种方法：①极限层剪力分析法（Ultimate story shear strength method）；②侧力渐推分析法，或称静力弹塑性分析法（Nonlinear static push over analysis）；③非线性时程分析法（Nonlinear time history seismic analysis）；④非线性地震反应谱分析法（Nonlinear response spectrum analysis）。最后决定，采用第一种方法进行结构的非线性地震反应分析。

(7) 乡林摩天大楼采用“极限层剪力分析法”对结构进行非线性地震反应分析的步骤是：

1) 对结构进行弹性反应分析及构件截面设计。

2) 对各构件及其连接进行延性设计：①避免梁、柱的脆性剪切破坏；②确保抗弯钢框架符合“强柱弱梁”设计准则；③要求剪力墙的受弯破坏先于其受剪破坏；④各类杆件连接符合延性设计要求。

3) 按照承载力设计法（Capacity design）确定各竖构件的受剪承载力：①柱的受剪承载力，选取对应于柱上、下梁端形成塑性铰时的柱剪力；②墙的受剪承载力，选取对应于墙体产生弯曲破坏时的剪力。

4) 计算各楼层的极限受剪承载力。

5) 计算各楼层极限受剪承载力与设计层剪力的比值，就其分布情况，检查大楼结构是否存在薄弱层，及其稳定消能的容量（能力）。

89 日本碳素横滨工厂办公楼

1. 建筑概况

日本神奈川县于1992年兴建的日本碳素横滨工厂办公楼，地下1层，基础埋深为-11.45m；地面以上18层，另有出屋面的屋顶间一层，顶点高度为78m；典型楼层的层高为3.9m。

裙房3层，采用防震缝与高层主楼部分隔开。主楼平面为正方形，平面尺寸为44.8m×

44.8m。楼面使用功能分区采用服务面积集中设置的核心式布置方案。

2. 结构体系

主楼采用混凝土芯筒-钢框架混合结构体系，典型层结构平面示于图5-122a， y 方向结构剖面如图5-122b所示。

混凝土芯筒的平面尺寸为 $19.2\text{m} \times 18\text{m}$ 。 x 方向为4片实体剪力墙； y 方向为4片带3列洞口的“壁式框架”剪力墙，边列洞口和中列洞口的连梁的剪跨比分别为0.83和1.33。

楼面周边为刚接钢框架，柱距均为6.4m。 x 方向和 y 方向楼盖钢梁的两端，均采用铰接，分别与芯筒和外圈钢框架相连接。

主楼采用天然地基及5m厚的板式筏形基础。

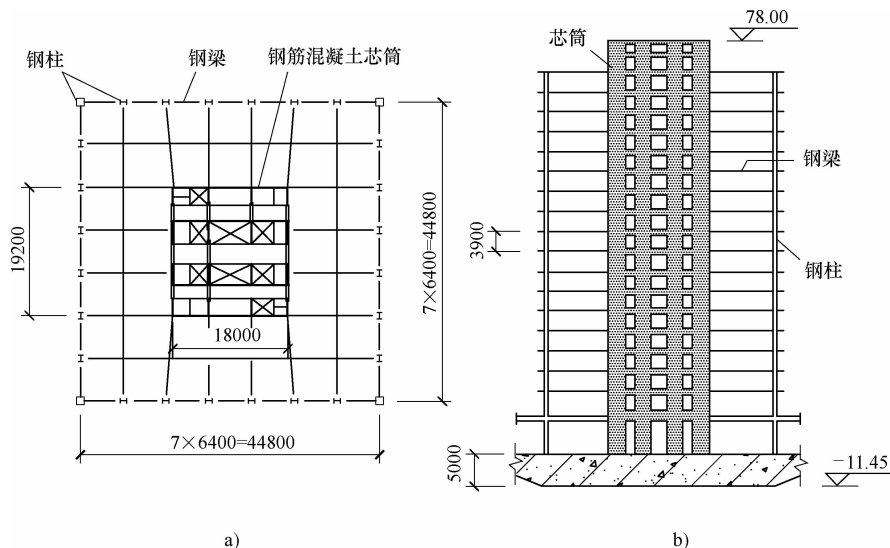


图5-122 横滨工厂办公楼的混合结构体系

a) 结构平面 b) y 向结构剖面

3. 构件设计原则

(1) y 方向剪力墙的洞口连梁的剪跨比值较小(0.83和1.33)，表明剪力影响较大。为防止洞口连梁发生脆性的剪切破坏，在连梁内增配交叉斜筋(图5-123b)。试验结果表明，X形配筋比通常平行配筋可提高承载力 $1/3 \sim 2/3$ 。

(2) 分析结果表明，芯筒墙肢的轴力，当地震沿 45° 方向作用时达到最大值，因此，仅考虑 x 、 y 方向是不够的，还应沿斜向进行结构地震反应分析。

(3) 芯筒墙肢的轴压比不应大于0.6，箍筋间距不大于100mm。为了保证“强柱(墙肢)弱梁”的实现，墙肢剪应力应小于连梁剪应力的 $2/3$ ；并保证当层间侧移角达到 $1/50$ 时，墙肢承载力不降低。

4. 构件截面尺寸

(1) 混凝土芯筒采用 $f_c = 240 \sim 480\text{kg}/\text{m}^2$ 的普通混凝土，其墙肢内的主筋采用高强度异形PC钢棒。

(2) 芯筒 y 方向带洞剪力墙的墙肢、洞口连梁的截面形状见图5-123a、b，其截面尺寸

和配筋数量列于表 5-41。

(3) 为防止较小剪跨比的洞口连梁发生脆性剪切破坏, 在连梁内增设了交叉斜筋 (图 5-123b)。

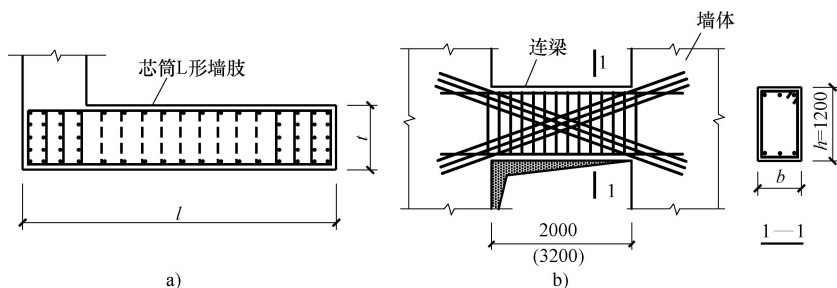


图 5-123 混凝土芯筒 y 方向剪力墙的截面尺寸
a) 墙肢 b) 洞口连梁

表 5-41 混凝土芯筒的剪力墙截面尺寸和配筋 (单位: mm)

楼 层	部 位	x 方向 实体墙 t	y 方向带洞剪力墙						
			芯筒墙肢 (图 5-123a)			洞口连梁 (图 5-123b)			
			l	t	竖向钢筋	箍 筋	b × h	纵向钢筋	箍 筋
第 15 层		400	3300	500	18 Φ 38 + 26 Φ 29	Φ 13@100	500 × 1200	3 Φ 51	Φ 13@150
第 9 层		550	3300	650	30 Φ 38 + 26 Φ 32		650 × 1200	4 Φ 51	
第 3 层		700	3300	800	40 Φ 51 + 22 Φ 38		800 × 1200	4 Φ 51	

5. 结构抗震分析

(1) 设计过程中对主楼混合结构进行了较详尽的分析: ①第一阶段地震作用下的静力弹性分析; ②第二阶段地震作用下的静力弹塑性分析; ③第一阶段设计的弹性时程反应分析; ④第二阶段设计的弹塑性时程反应分析。

(2) 两阶段设计时的结构抗震性能目标, 如表 5-42 所示。

表 5-42 结构抗震性能目标

第一阶段设计	第 1 阶段时程分析 ($v_g = 25\text{cm/s}$)	第 2 阶段时程分析 ($v_g = 50\text{cm/s}$)
芯筒连梁的剪应力小于容许剪应力	结构反应剪应力小于容许剪应力	结构反应剪力小于极限受剪承载力
芯筒其余部位及其他构件小于容许应力	层间侧移角小于 1/200	层间侧移角小于 1/100
芯筒连梁的延性率小于 1.2	芯筒连梁的延性率小于 1.0	芯筒连梁的延性率小于 4.0

注: 连梁延性率是指连梁极限转角与其屈服转角的比值。

(3) 设计要求混凝土芯筒在罕遇烈度地震作用下不倒塌, 弹塑性分析是必要的。结构的强度和变形, 主要通过静力弹塑性分析进行检验; 时程反应分析则是对结构内力和变形进行补充检验。

(4) 第一阶段设计时, 虽然混凝土芯筒承担了大楼水平地震力的 80% ~ 90% (图 5-124); 但要求周边钢框架应能承担其轴力的荷载从属面积地震力的 30%。

(5) 第二阶段地震作用下的静力弹塑性设计, 目的是为了检验结构各部位的应力是否超过设计标准, 并检验各个构件的塑性铰是否均能出现在框架梁端或剪力墙的洞口连梁上, 即检验芯筒和框架是否实现了“强柱(墙肢)弱梁”耐震设计准则。

(6) 主楼结构的 x 方向和 y 方向基本自振周期分别为 $T_x = 0.9s$, $T_y = 1.14s$ 。

(7) 第一阶段地震作用下, 结构 x 、 y 方向的反应值均小于设计剪力; x 、 y 方向的最大层间侧移角分别为 $1/418$ 和 $1/422$, 均小于 $1/200$ 。

(8) 第二阶段地震作用下, 结构 x 、 y 方向的反应剪力均小于极限水平承载力; x 、 y 方向的最大层间侧移角分别为 $1/230$ 和 $1/200$, 均小于 $1/100$ 。

(9) 芯筒 y 方向剪力墙洞口连梁的延性比, 第一阶段的最大值为 0.8 , 第二阶段的最大值为 1.94 , 均满足表 5-42 中所列的设计标准。

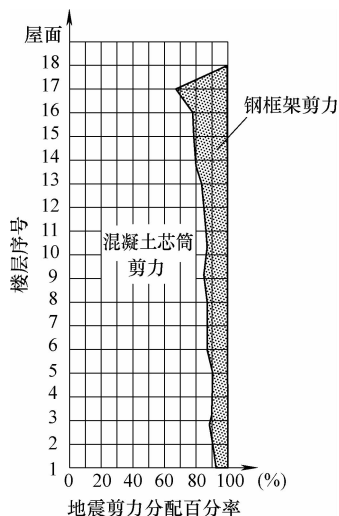


图 5-124 水平地震剪力在混凝土芯筒与钢筋框架之间的分配比例

90

日本海老名塔楼

1. 结构体系

(1) 日本神奈川县于 1995 年建成的海老名塔楼, 地下 1 层, 地上 26 层, 总高度为 $108m$; 建筑平面尺寸为 $43.4m \times 31m$ 。

(2) 大厦采用混凝土芯筒-钢框架混合结构体系, 典型层结构平面如图 5-125 所示。钢筋混凝土芯筒的平面尺寸为 $15m \times 15m$ 。周边钢框架, 短边方向的柱距为 $6.2m$, 长边方向的柱距分别为 $14.6m$ 、 $14.2m$ 和 $14.6m$ 。

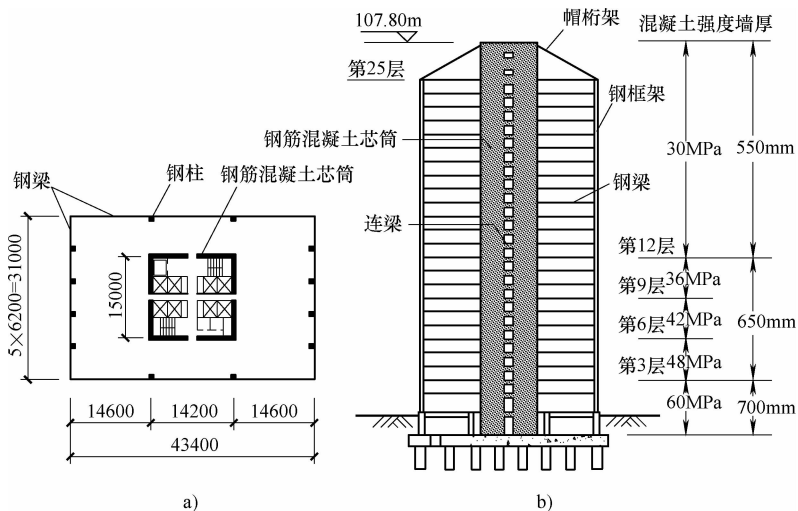


图 5-125 日本海老名塔楼的典型层结构平面和结构剖面

(3) 在钢筋混凝土芯筒内埋设型钢暗柱, 可以提高芯筒墙肢的延性, 而且有利于楼盖钢梁与芯筒的连接。

(4) 钢筋混凝土芯筒的高宽比为 7.2, 地震作用下的弯曲变形大于剪切变形。为了减小芯筒顶部的弯曲变形和芯筒底部的弯矩, 在芯筒的顶部, 顺其周边墙体设置纵、横向钢桁架——刚性伸臂桁架, 与外圈钢柱相连, 使外圈钢柱与芯筒形成侧向整体抗弯构件, 约可使芯筒底部倾覆力矩减小 25%。

2. 构件截面尺寸

(1) 楼面外圈框架的钢柱, 主要承担各层楼盖的重力荷载及地震时倾覆力矩引起的附加轴力, 所承受的弯矩比普通框架要小, 钢柱采用热轧宽翼缘 H 型钢, 其截面外包尺寸为 500mm × 500mm。

(2) 钢筋混凝土芯筒的墙肢为 L 形截面 (图 5-126a), 位于芯筒的四角。芯筒墙肢和洞口连梁的截面尺寸和配筋, 列于表 5-43。

表 5-43 海老名塔楼混凝土芯筒墙肢和连梁的截面尺寸和配筋

L 形截面墙肢(图 5-126a)		洞口连梁(图 5-126b)		
墙肢长度/mm	$l_1 = 6100, l_2 = 5736$	剪力墙方向	x 方向	y 方向
墙厚 t/mm	550, 650, 700	L_0 /mm	2000	3300
纵向钢筋	$\Phi 29 \sim \Phi 38 @ 175$	b/mm	650, 700	550, 650
纵向芯钢筋	20 $\Phi 38$	h/mm	1300	1500
横向钢筋	$\Phi 19 \sim \Phi 25 @ 150$	X 向配筋	8 $\Phi 41$	6 $\Phi 41$
约束筋	$\Phi 16$	纵向钢筋	4 $\Phi 25$	4 $\Phi 32$

(3) 各层楼面办公区的楼盖大梁, 仅承担楼面荷载, 不考虑承受地震力, 其两端与钢筋混凝土芯筒和外圈钢柱的连接均采用铰接。大梁采用热轧宽翼缘工字钢, 其截面外包尺寸为 800mm × 300mm。

(4) 钢筋混凝土芯筒的洞口连梁, 净跨为 2m 和 3.3m, 梁截面高度为 1.3m, 属于深梁。为防止连梁在地震剪力、弯矩反复作用下因剪切破坏或纵筋粘接滑移破坏而丧失变形能力, 除配置纵向钢筋、竖向箍筋之外, 再增配 X 形斜向钢筋 (图 5-126b)。

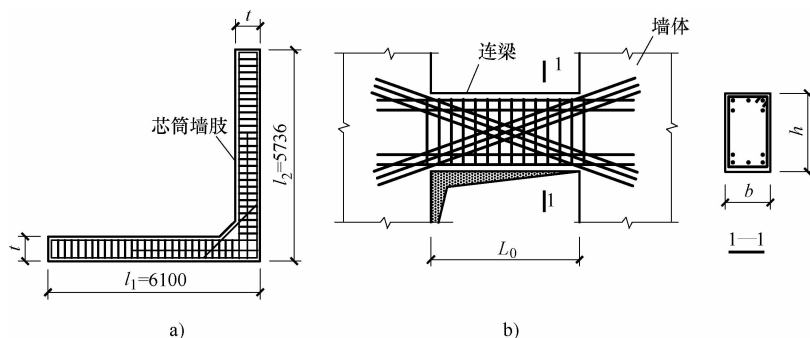


图 5-126 钢筋混凝土芯筒的构件截面尺寸

a) 芯筒墙肢 b) 洞口连梁

3. 结构用钢量

整座大楼的单位建筑面积的平均用钢量为 $82\text{kg}/\text{m}^2$ 。

4. 抗震分析

(1) 进行结构的抗震内力分析和地震时程反应分析时,均采用三维杆系模型,以考虑混凝土芯筒弯曲型变形与钢框架剪切型变形的不同侧向变形模式。墙体替换为具有相等弯曲、剪切和轴压刚度的杆件,设置在墙体截面重心的位置;连梁也替换为具有同等弯曲、剪切刚度的杆件。杆系模型的节点部位假设为刚域。

(2) 混凝土芯筒的 L 形墙肢和洞口连梁,均采用线构件来表示。并先对结构底部 5 层,运用有限元进行预备性分析,以确定框架模型中 L 形墙肢的翼缘有效宽度及洞口连梁端部的刚域长度。分析结果表明:①翼缘宽度的 80% 有效;②刚域长度取为由连梁端部算起相当于 $1/4$ 梁高处,则结构的内力和变形,与有限元分析结果大体一致。

(3) 对大楼分别按“水准一”地震(地面运动峰值速度为 $25\text{cm}/\text{s}$)和“水准二”地震(峰值速度为 $50\text{cm}/\text{s}$)进行结构分析。对于前者,结构的反应控制在弹性范围内。对于后者,允许构件进入塑性阶段,但不致发生结构倒塌。

(4) 对于“水准二”地震,构件允许发生弯曲屈服的部位,限定在芯筒的连梁端部、墙肢底部和顶部,并要求构件的抗力不降低,通过构件的塑性变形来吸收地面运动的输入能量。根据低周往复水平荷载作用下的构件试验结果,确定钢筋混凝土芯筒各部位的设计限值如下:

1) 墙肢的轴压比小于 0.6,剪应力小于极限强度的 $1/1.3$,弯曲变形相对转角小于 $1/150\text{rad}$ 。

2) 连梁端部弯曲变形相对转角小于 $1/30\text{rad}$,即小于其弹性极限变形相对转角 $1/120\text{rad}$ 的 4 倍。

(5) 采用了 4 条地震记录分别对结构进行抗震分析,并按两种地震动水准确定地震波的峰值加速度。“水准二”地震动作用下的结构反应最大值列于表 5-44。

表 5-44 “水准二”地震动作用下海老名塔楼的结构反应最大值

剪重比 V_0/G	最大层间侧移 /rad	钢筋混凝土芯筒墙肢			芯筒洞口连梁
		最大轴压比	$\frac{\text{最大剪力}}{\text{受剪承载力}}$	最大相对变形 /rad	$\frac{\text{相对变形角}}{\text{弹性极限变形角}}$
0.22	$1/97$	0.55	1.84	$1/570$	1.46

注: V_0 为结构底面最大水平地震剪力, G 为结构总重。

91 上海证券大厦

1. 建筑概况

上海证券大厦位于浦东陆家嘴金融贸易区,总建筑面积为 10万 m^2 。大厦地面以下 3 层;地面以上 30 层,高 121m 。整个建筑是由东、西两座塔楼及横跨其间的、跨度为 63m 的中央天桥所组成的钢结构巨型门式建筑,全长 120m ,宽 37m 。图 5-127 为该大厦的外观。

大厦底层为大堂,2~9 层为上海证券交易所用房,10~26 层为浦利公司的高级办公室,

27层为高级俱乐部。

大厦建筑功能上要求：①第五层为层高达15.8m，无柱楼面达3620m²，能容纳1810位交易员的大厅；②第三层有两个层高为7.9m、面积各为1000m²，能容纳800人的辅助交易大厅；③地下一层为中、西餐厅和快餐厅，地下二、三层为可停车180辆的车库。

2. 结构设计

(1) 整座大厦的主体结构由下列四部分所组成：①高30层的南、北两座塔楼；②净跨63m、高31m（占据第20~26层）的钢结构天桥；③1~10层的正厅裙房；④起始于正厅裙房的10层屋面、穿过第19~27层的天桥中间天井、直指180m高空的钢结构天线塔架。

(2) 南、北塔楼均采用钢-混凝土混合结构芯筒-框架体系。塔楼的平面尺寸为36m×21m，在楼面内部设置型钢混凝土芯筒，其平面尺寸为12m×13m；塔楼楼面的外圈设置钢框架，并沿塔楼的东、西两个面增设米字形钢支撑，与架设其上的、跨度为63m的米字形钢桁架天桥，构成巨型框架。大厦第11层的结构平面见图5-128a。

(3) 建筑立面设计要求，塔楼的外圈框架及支撑结构需外露，所以，各层楼板是通过栓钉与钢梁连接，钢梁则简支于钢柱上。

(4) 第19~27层的天桥，由四榀6层楼高（第20~26层）的米字形钢桁架承托，桁架上弦还支撑着第27层楼盖，下弦悬挂第19层楼盖；此外，高度约140m的天线塔桅也搁置在桁架上。天桥的4榀钢桁架，外侧的两榀分别与南、北塔楼的东、西立面米字形支撑钢柱相连接，形成单层、单跨、支撑式的巨型刚架。中间的两榀钢桁架搁置在南、北塔楼的钢筋混凝土芯筒上，并与其中的型钢暗柱相连接。大厦第20层的结构平面如图5-128b所示。

(5) 为保证主交易大厅3620m²形成一个无柱大空间，其屋盖采用了5榀63m跨度钢桁架及东、西各一榀有着不同曲率半径和相同63m弦长的曲线桁架以及横向次桁架所组成的空间体系。

3. 制作与安装

(1) 当塔楼施工至第27层，利用南、北塔楼作为天桥桁架整体提升的支座，将桁架提升到位，并与南、北塔楼对接。

(2) 南、北塔楼是由混凝土芯筒和钢框架两种材料构件组成的混合结构，在自重约1500t的钢天桥荷载作用下，应采取措施控制与调整两种材料构件的变形，使之与天桥的连

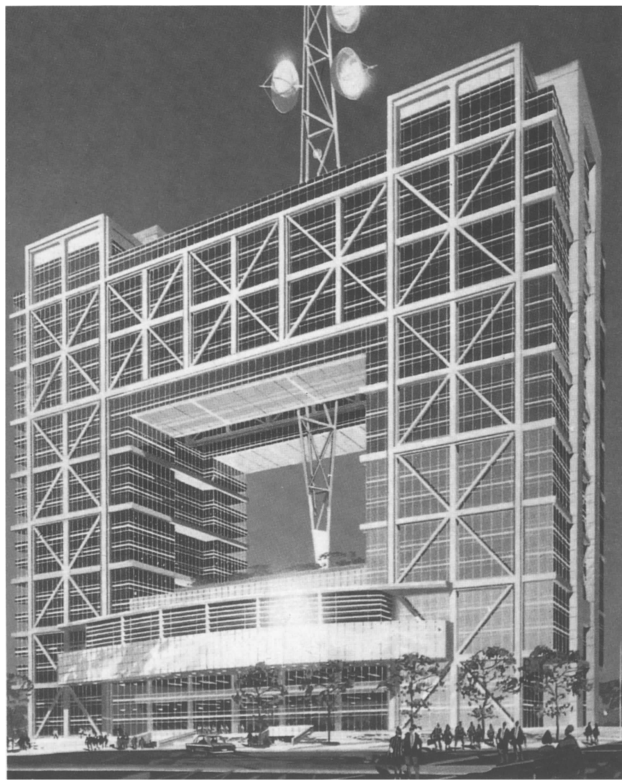


图5-127 上海证券大厦外观

接,符合施工验收规范的要求。

(3) 钢结构的深化设计,宜在材料订货前结束,并提出完整的定尺材料订货排版图,该排版图应考虑切割损耗,以及符合有关商检要求的商检材料用量。

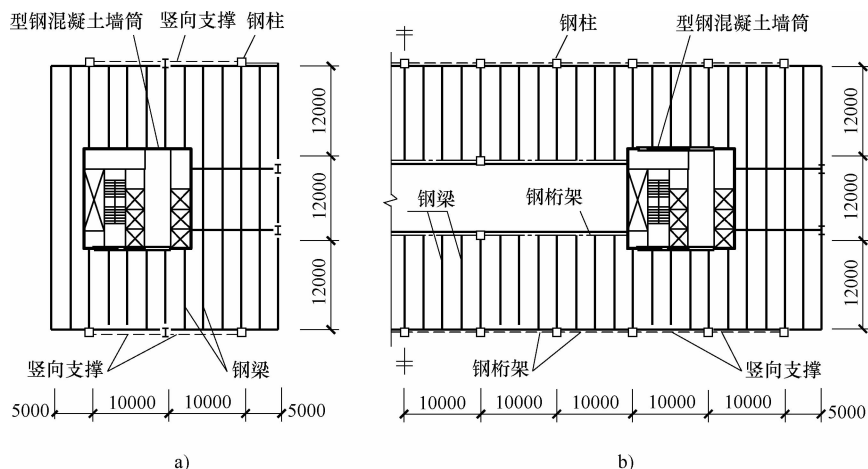


图 5-128 上海证券大厦的结构平面

a) 第 11 层 b) 第 20 层

92 新金桥大厦

1. 建筑概况

上海浦东区于 1996 年建成的新金桥大厦是一幢多功能建筑。主楼地下 2 层,地上 41 层,屋面高度为 164m;自 25 层起,4 根角柱向中央倾斜,在屋面以上形成一个锥形塔,塔尖高度为 212m。25 层以下,建筑平面为正方形,外包尺寸为 38.4m × 38.4m,典型楼层的层高为 3.8m,总建筑面积约为 $6 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

2. 结构体系

(1) 大厦采用混凝土芯筒-钢框架混合结构体系。钢筋混凝土芯筒的平面尺寸为 13.35m × 19.2m,外圈钢框架由密排钢柱与各层楼盖外圈钢梁刚性连接所形成,柱距为 4m,每边 9 个开间,框架平面尺寸为 36m × 36m。房屋的高宽比为 4.6;混凝土芯筒的纵、横向高宽比分别为 8.5 和 12.3。大厦第 26 层以上和 25 层以下的典型层结构平面见图 5-129a、b,结构剖面见图 5-129c。

(2) 进行楼面结构布置时,考虑到钢梁与混凝土芯筒墙体的连接费工费时,为减少楼盖钢梁与芯筒的连接数量,特意沿④、⑦、⑩、⑬轴线布置主梁,以支承多根次梁。

(3) 风荷载作用下的结构分析结果给出,结构顶点侧移角和最大层间侧移角分别为 $1/690$ 和 $1/590$ 。

3. 构件截面尺寸

在外圈框架中,角柱双向受力,支承楼盖主梁的边柱荷载大,所以均采用焊接方形钢管,截面尺寸为 750mm × 750mm,钢板厚度由 50mm 分段递减至 30mm;底层大堂抽柱处的边柱,增厚至 70mm。其余边柱均采用 H 形截面。

Ⓐ、Ⓚ轴线上的 H 型钢柱采用宽翼缘 H 型钢，截面尺寸 (mm) 由底层的 $475 \times 424 \times 77$ 分段减小至顶层的 $394 \times 399 \times 23 \times 37$ 。Ⓐ、Ⓚ轴线上的楼层钢梁采用工字钢，截面尺寸 (mm) 为 $602 \times 228 \times 11 \times 15$ 。因为混凝土芯筒南北向的抗推刚度较小，Ⓐ、Ⓚ轴线的南北向框架的平面内抗推刚度需要加强，所以此两轴线上的 H 形截面边柱，采用强轴方向惯性矩较大的窄翼缘 H 型钢，截面尺寸 (mm) 为 $633 \times 312 \times 18 \times 31$ ；此两个轴线上的各楼层钢梁尺寸 (mm) 也加大为 $851 \times 294 \times 16 \times 27$ 。此外，为了减小结构顶点的侧移，又特意加大了顶层以及第 21、22 层的框架钢梁截面。

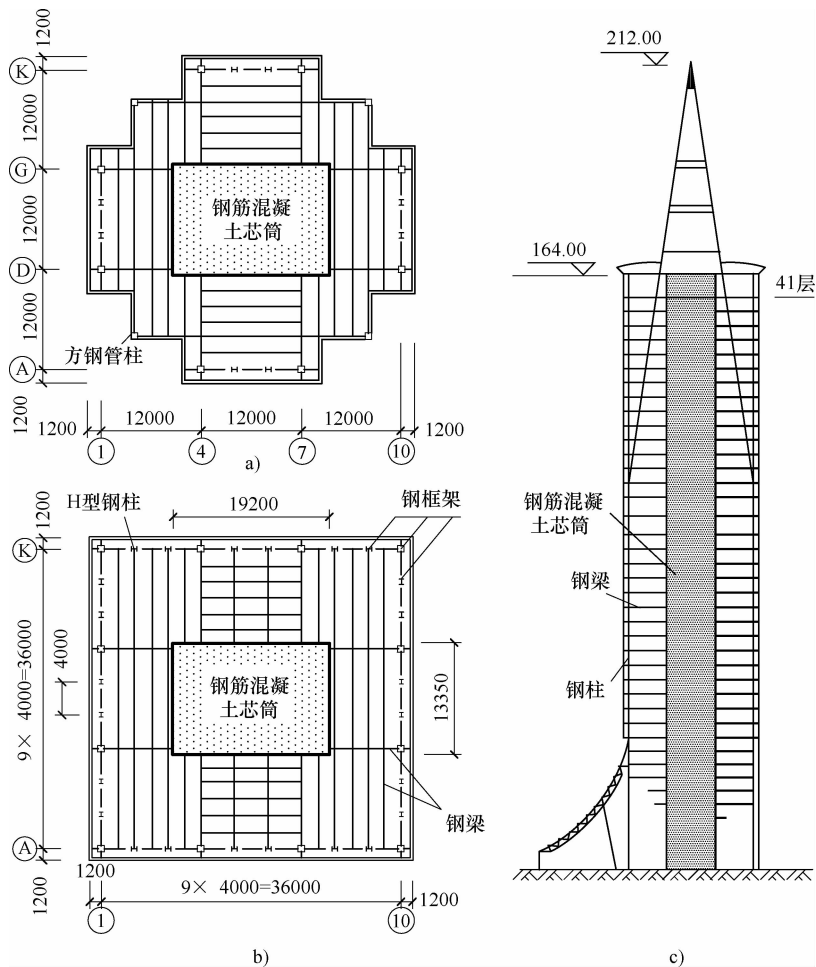


图 5-129 上海新金桥大厦的钢-混凝土混合结构体系

a) 上段典型层结构平面 b) 下段典型层结构平面 c) 结构剖面

各层楼盖均采用以肋高 50mm 的缩口压型钢板为底模的现浇混凝土组合楼板和组合梁。典型层的楼板总厚度为 110mm，仅板面配置构造钢筋网，后为保险起见，应业主要求，在板底布置了构造钢筋。在不喷防火涂料的情况下，耐火时效可达 1.5 小时。

4. 构件连接

为尽量减小钢结构安装时的焊接工作量，以加快施工进度，各层楼盖的次梁、主梁相互间的连接，以及主梁与钢柱、混凝土墙体的连接，均采取铰接。主、次梁的连接和主梁与芯

筒墙体的连接构造,分别见图 5-130a、b。因为主梁承受着很大的楼盖重力荷载,为增强墙体预埋件的受剪承载力,特采用角钢锚件取代常用的锚筋。此外,考虑到混凝土构件的施工精度远低于钢构件,用以连接钢梁腹板的、后焊到墙体预埋件上的竖向连接钢板,在宽度上应留有余量。

高层建筑钢结构的钢框架柱多采用埋入式柱脚,它要求施工地下结构时,将钢柱脚埋入混凝土中。本工程为边设计、边施工,施工地下室时,钢构件尚在制作中,为了不拖延施工进度,采用了刚性固定外露式柱脚。安装期间,待柱脚位置校正后,在柱脚底板与基础之间的空隙内压灌 C50 级微膨胀细石混凝土(图 5-131)。

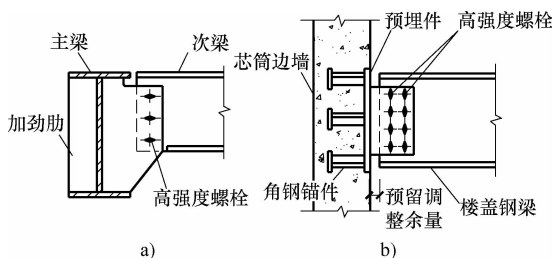


图 5-130 楼盖钢梁的端部连接
a) 次梁与主梁 b) 主梁与混凝土墙

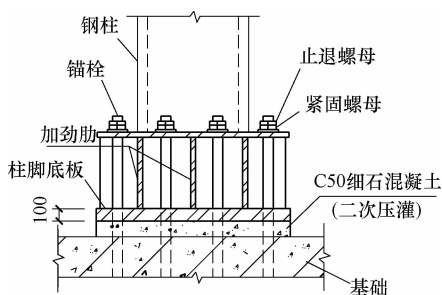


图 5-131 钢柱的外露式柱脚

93

北京国贸中心大厦(二期)

1. 建筑概况

北京国贸中心大厦二期工程主楼,地下 3 层,地上 39 层,高 156m。建筑平面基本上呈方形,仅一条对角线上的两个角部改为圆弧形,建筑平面的外轮廓尺寸为 45m×45m。

2. 结构体系

主楼采用钢-混凝土混合结构,结构体系属混凝土芯筒-钢框架体系。周边钢框架的柱距均为 9m,除两根角柱采用由一个 H 型钢和两个剖分 T 型钢拼焊成的带翼缘十字形截面外,其余外柱均采用 H 型钢,与各楼层的焊接工字钢窗裙梁组成外圈的刚接框架。但主楼 1~4 层,外圈钢框架柱变换为以 H 型钢为芯柱的型钢混凝土柱。主楼 5~20 层的典型层结构平面见图 5-132。

内筒外侧的楼板采用在压型钢板上浇筑混凝土板,但芯筒内侧的楼板仍采用普通的钢筋混凝土板结构。

3. 结构抗震分析

(1) 主楼结构进行弹性及弹塑性时程分析时,均采用平面杆系程序,并将结构简化为 x 、 y 两个方面的等效框架。计算时一共采用四条地震波。其中三条是按 8 度、Ⅲ类场地等参数挑选的三条实际地震记录,另一条是人工波。此 4 条波的峰值加速

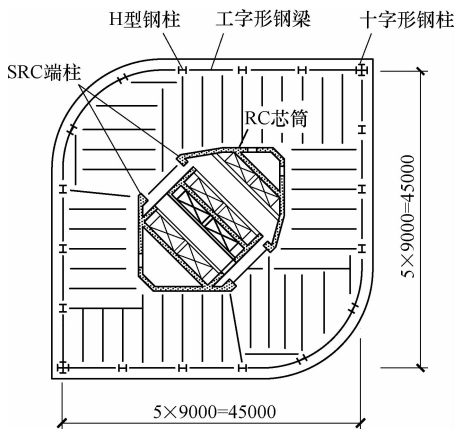


图 5-132 北京国贸中心大厦(二期)典型层结构平面

度均按8度抗震设防要求进行调幅,多遇地震时,调至 70cm/s^2 ;罕遇地震时,调至 400cm/s^2 。

(2)多遇烈度地震作用下结构弹性时程分析计算出的基底剪力系数(剪重比 V/G)、结构顶点弹性侧移角(u_e/H)和结构最大弹性层间侧移角($\Delta u_e/h$),列于表5-45。计算结果表明,人工地震波作用下的结构层间最大弹性侧移角达到1/480,超过《建筑抗震设计规范》表5.5.1中规定的1/800。

表5-45 多遇地震作用下的基底剪力系数和结构侧移

输入地震波	x 方向			y 方向		
	V/G	u_e/H	$\Delta u_e/h$	V/G	u_e/H	$\Delta u_e/h$
Hollister 波	2.2%	1/1960	1/1020	3.1%	1/1850	1/660
El-Centro 波	3.5%	1/1770	1/890	3.3%	1/1100	1/650
Gavilan Coll 波	2.1%	1/2690	1/1580	3.2%	1/3550	1/1400
人工波	3.6%	1/900	1/610	4.2%	1/780	1/480

(3)罕遇烈度地震作用下结构弹塑性时程分析的计算结果列于表5-46。从中可以看出,结构的弹塑性层间侧移角均满足《建筑抗震设计规范》的要求。

表5-46 罕遇地震作用下的基底剪力系数和结构侧移

输入地震波	x 方向			y 方向		
	V/G	u_e/H	$\Delta u_e/h$	V/G	u_e/H	$\Delta u_e/h$
Hollister 波	6.9%	1/550	1/320	16%	1/510	1/220
El-Centro 波	8.3%	1/530	1/260	15.3%	1/280	1/180
Gavilan Coll 波	7.6%	1/760	1/330	17.5%	1/700	1/290
人工波	9.7%	1/200	1/110	12.5%	1/190	1/140

(4)计算数据指出,结构在罕遇地震作用下,塑性铰首先出现在钢筋混凝土芯筒的连梁上,继之,出现在芯筒的墙肢上;外圈的钢框架柱,仅在顶层及个别楼层的角柱上出现塑性铰,其余柱远未屈服。这说明:①芯筒的抗推刚度远大于外圈钢框架,芯筒承担了绝大部分水平地震力;②钢筋混凝土芯筒的弹性极限变形值远小于钢框架,以致芯筒和框架在抵抗地震作用的过程中并不同步。因此,为了改善钢-混凝土混合结构的耐震性能,提高其抗震可靠度,有必要增大钢筋混凝土芯筒的变形能力。办法可以是,在芯筒的纵、横墙体内及交接处理置钢框架和钢支撑,形成型钢混凝土结构。

94 深圳发展中心大厦——混凝土偏筒-钢框架体系

1. 建筑概况

1988年建成的深圳发展中心大厦,是一座多用途高层建筑。主楼地下1层,地上39层,另有屋顶塔楼2层,大厦的建筑平面尺寸为 $38.6\text{m} \times 38.6\text{m}$ 。主楼结构的高度为154m,屋面停机坪的标高为160m。主楼总建筑面积为 $5.6 \times 10^4 \text{m}^2$ 。大厦的房屋高宽比值为3.9。

主楼第13层以下为购物中心、展览大厅和俱乐部,要求楼面具有开阔的使用空间;第

14层以上为旅馆；第29层以上为办公用房，大厦典型楼层的层高为3.3m。

2. 结构体系

(1) 主楼的建筑平面形状近似于圆形，典型楼层的结构平面如图5-133a所示。主体结构属混凝土偏筒-钢框架体系。外圈钢框架的环向柱距为6.95m；楼面内部承重钢框架的最大柱距为13.5m；楼盖次梁的间距多为3.4m。

(2) 按照楼面的使用功能分区，服务性面积集中布置于楼面的后侧，因而沿服务性竖井周边布置的钢筋混凝土开口筒体，也就偏置于建筑平面的后侧，开口筒的墙体厚度自下而上均为800mm，采用C40~C25级混凝土浇筑。为了尽量减小由此引起的结构偏心，在混凝土偏筒的对面一侧，沿楼面外边线设置一榀特别增强的、由较大截面箱形钢梁和方管钢柱组成的四跨刚接框架。

(3) 为了进一步增强周边钢框架的抗推刚度和竖向抗剪刚度，提高其整体抗弯能力，沿楼面周边钢框架，于顶层和第27层，分别设置一道一层楼高的人字形和X形环形桁架（图5-133b）。此一帽桁架和腰桁架的斜腹杆，均采用由双角钢 $2\angle 200\text{mm} \times 200\text{mm} \times 20\text{mm}$ 组成的T形截面。

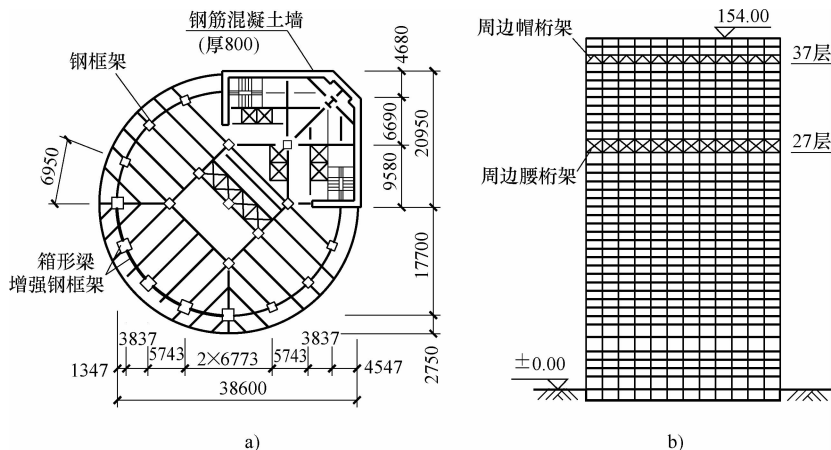


图5-133 深圳发展中心大厦

a) 典型层结构平面 b) 外圈钢框架立面

(4) 通过各楼层刚性楼盖的联系，钢筋混凝土偏筒与周边钢框架共同组成一个完整的抗侧力体系。

3. 结构钢材牌号

框架梁、柱的H型钢采用符合美国标准的ASTM-A572/50级钢。框架的箱形梁和管形柱的钢板采用美国标准的ASTM-A572/42级钢。高强度螺栓采用符合美国标准的A490F级钢。

4. 杆件截面尺寸

(1) 增强的4跨钢框架，钢柱是由4块厚钢板拼焊成的方管，底层最大截面尺寸为 $1070\text{mm} \times 1070\text{mm} \times 130\text{mm}$ ，顶层减小为 $915\text{mm} \times 915\text{mm} \times 100\text{mm}$ 。各楼层框架柱的截面尺寸列于表5-47。钢梁是由4块厚钢板拼焊成的宽翼缘箱形截面，其最大截面尺寸为 $965\text{mm} \times 915\text{mm} \times 64\text{mm} \times 127\text{mm}$ 。

表 5-47 框架柱的截面尺寸

楼层序号	楼面标高/m	框架柱 C ₁	框架柱 C ₂
32 层以上	119.87	□915 × 75	□915 × 100
26 层	94.37	□970 × 75	□970 × 100
8 层	34.97	□1070 × 75	□1070 × 100
柱脚	-6.86	□1070 × 100	□1070 × 130

(2) 楼层平面中庭四角处的中心受压柱，也是采用焊接方钢管，底部几层的截面尺寸为 850mm × 850mm × 110mm；其余部位的中心受压柱，则采用轧制 H 型钢。除增强的钢框架外，其他部位的框架梁和楼盖梁，均采用轧制的工字钢。

(3) 箱形梁与方管柱的连接，是预先在工厂内将一根短悬臂梁段焊于柱身上，在工地现场，再将中段钢梁与之对接。对接处，钢梁的翼缘和腹板均采用坡口全熔透焊。

(4) 框架梁-柱节点采用柱贯通型（图 5-134）。工字形钢梁与方管钢柱的连接，梁翼缘采用坡口全熔透焊，腹板则是采用高强度螺栓与焊于柱面上的竖板相连接。

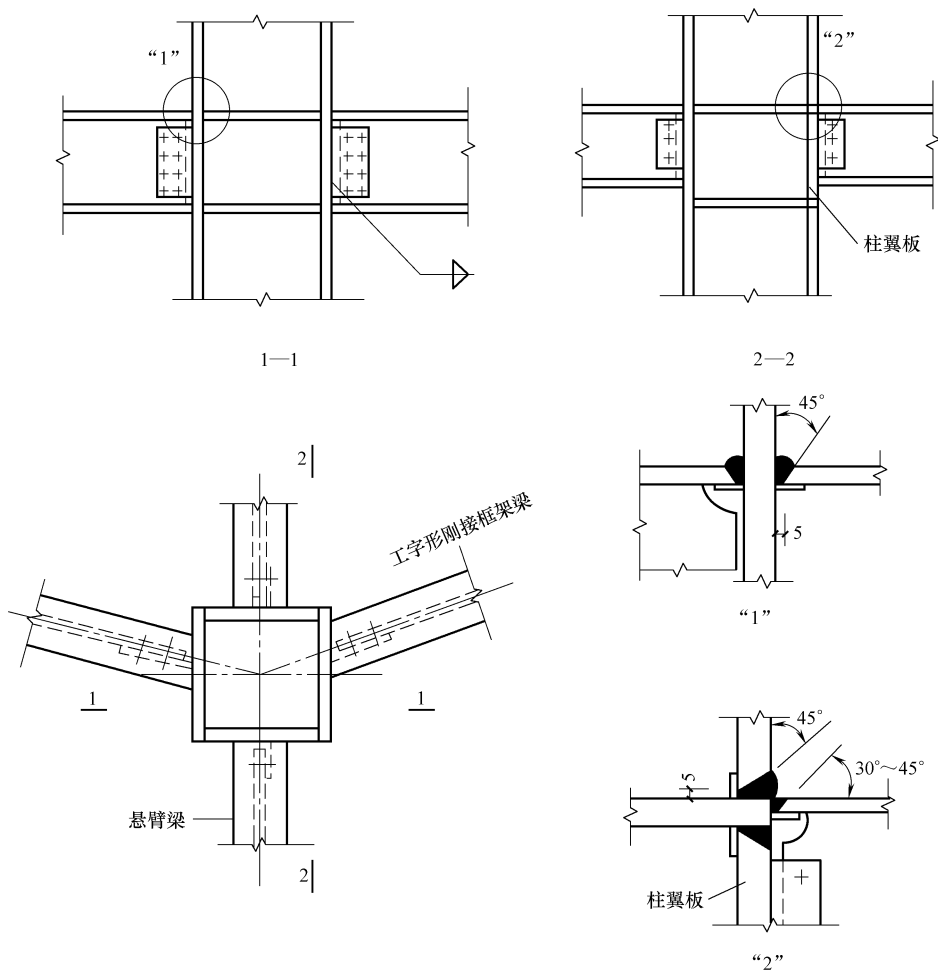


图 5-134 工字形钢梁与方管钢柱连接的柱贯通型框架节点

(5) 结构顶层的周边帽桁架，上、下弦杆（兼作环向框架梁）采用宽翼缘 H 型钢 W36 × 280 加焊上、下翼缘板，斜腹杆采用 2 L 200mm × 200mm × 20mm。第 27 层的周边腰桁架，其上、下弦杆（兼作环向框架梁）采用箱形截面，翼缘为特厚钢板，截面尺寸为 965mm × 915mm × 64mm × 127mm；斜腹杆采用 2 L 200mm × 200mm × 20mm。帽桁架和腰桁架的上、下翼缘与框架柱的连接节点，均采用“梁贯通型”（图 5-135）。

(6) 设置于建筑平面一侧的钢筋混凝土开口边筒，墙体厚度自上而下均为 800mm，混凝土的强度等级为 C40 ~ C25。

(7) 框架柱 C₁ 和 C₂ 的柱脚采用外露式刚性连接，柱靴位于地下室基础筏板顶面以上（图 5-136）。

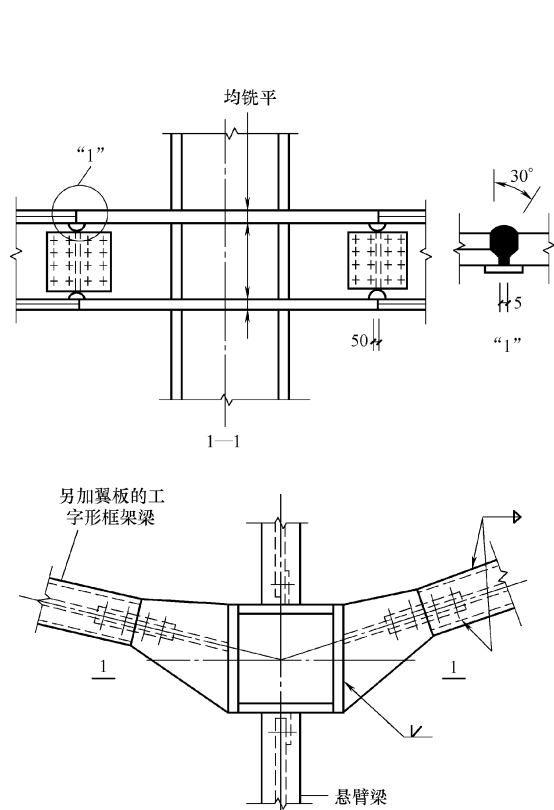


图 5-135 加焊上、下翼板的工字形钢梁与方管钢柱连接的梁贯通型框架节点

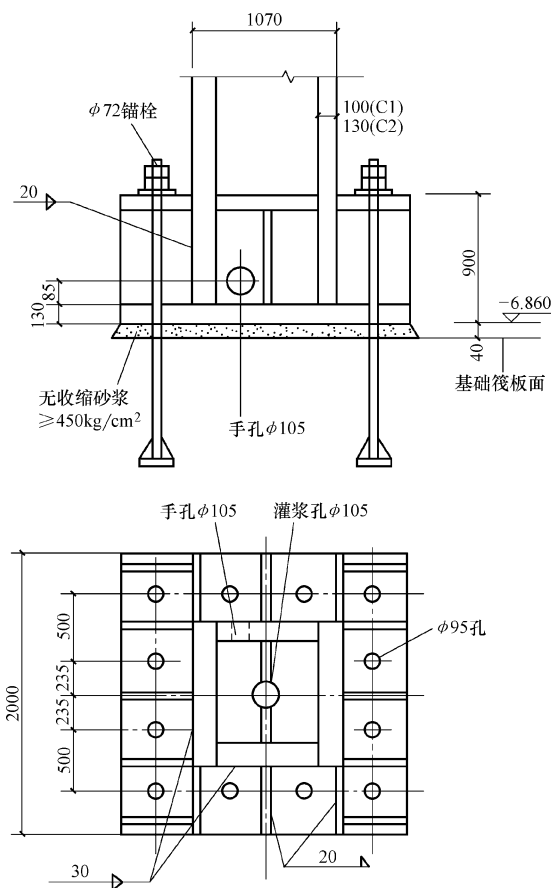


图 5-136 框架柱 C₁ 和 C₂ 的外露式刚接柱脚

5. 结构用钢量

整座大楼的总用钢量为 10500t，单位建筑面积的平均用钢量为 165kg/m²。

5.6.5 型钢混凝土结构“芯筒-框架”体系工程实例

95 香格里拉饭店

1. 结构概况

(1) 北京于1985年建成的香格里拉饭店主楼，地下2层；地上24层，屋面上另有屋顶小塔楼2层，总高度为83m；总建筑面积为 $5.7 \times 10^4 \text{m}^2$ 。房屋的高宽比为3.9。

(2) 主楼的抗震设防烈度为8度，建筑所在地段的场地类别为Ⅱ类。

(3) 主体结构采用混凝土芯筒-型钢混凝土框架体系，框架的基本柱网尺寸为 $8.8\text{m} \times 7.7\text{m}$ ；沿楼面中心服务性竖井周边以及房屋两端，设置现浇钢筋混凝土抗震墙。典型楼层的结构平面如图5-137a所示。

(4) 各榀框架，地下二层至地上一层，采用现浇钢筋混凝土结构；地上第二、三层，采用全型钢混凝土结构，四层以上，采用半型钢混凝土结构，即采用由钢梁和型钢混凝土柱所组成的框架。

(5) 大楼底部两层，因为建筑功能要求较大的使用空间，将框架的边跨的柱距，由四层的 7.7m 扩大为 10.2m ，使上、下层的框架柱错位 2.5m 。故于第三层设置两根斜柱，支承四层以上的框架中柱，并将其所荷载分别传递至第二层的框架边柱和混凝土芯筒。结构剖面如图5-137b所示。

(6) 主楼的楼板，四层以下各层，采用现浇混凝土实心板；五层以上，采用预制钢筋混凝土多孔板。

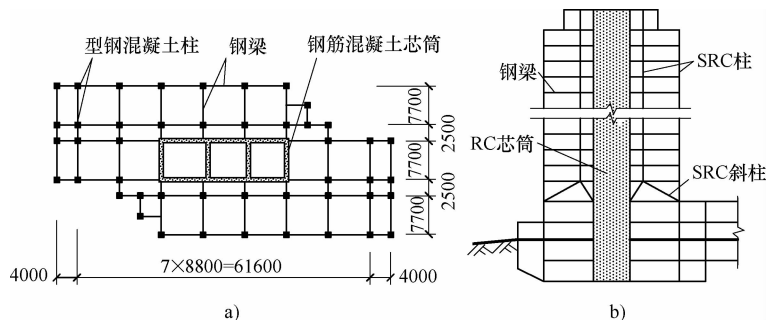


图 5-137 香格里拉饭店的混凝土芯筒-型钢混凝土框架体系
a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

2. 构件截面尺寸

(1) 型钢混凝土框架柱内的型钢芯柱采用轧制 H 型钢，其截面尺寸 (mm) 一般为 $300 \times 300 \times 10 \times 15$ ，最大为 $350 \times 350 \times 10 \times 15$ 。

(2) 框架梁采用焊接工字钢，一般截面尺寸 (mm) 为 $588 \times 300 \times 12 \times 20$ ，最大截面高度为 1200mm 。

(3) 钢梁与型钢混凝土柱的型钢芯柱之间，采用刚性连接：钢梁的翼缘板与钢柱的连

接,采用剖口全熔透焊;腹板与焊于钢柱上的连接板之间,采用高强度螺栓连接。

(4) 各根钢柱的每一批吊装件的接头,不是设在同一楼层,而是分设在三个楼层,即每层对接根数为总钢柱数的 $1/3$ 。钢柱的接头位置设在楼板面以上 1.0m 高度处。

(5) 在建筑平面两端设置的现浇钢筋混凝土抗震墙,为保证墙体的上下贯通,其所在轴线的框架钢梁,换成由两根槽钢及上、下面扁钢缀条组成的空心梁,两根槽钢间的净距,等于现浇钢筋混凝土抗震墙的厚度(图 5-138)。

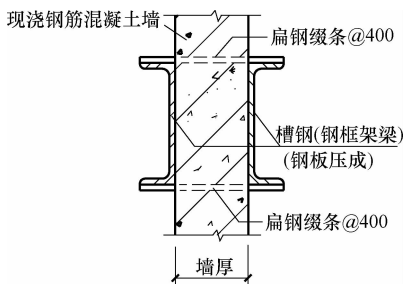


图 5-138 钢框架“双梁”中的现浇钢筋混凝土抗震墙

96 上海瑞金大厦

1. 建筑概况

上海市于 1986 年建成的瑞金大厦,总建筑面积为 $3.2 \times 10^4 \text{m}^2$ 。主楼地下 1 层,地上共 27 层,高 107m 。屋面上另有屋顶小塔楼两层。大厦 9 层以下为公寓用房,10 层以上为办公用房。

建筑平面呈矩形,平面外轮廓尺寸为 $41.6\text{m} \times 30\text{m}$,核心部位设置一个凸字形芯筒,外框架至芯筒间的跨度为 12m 。典型楼层的层高为 3.65m 。

2. 结构体系

主楼地下一层,采用钢筋混凝土结构;地面以上采用型钢混凝土结构,第 1~9 层为型钢混凝土框架体系(图 5-139a),10 层以上为型钢混凝土结构“芯筒-框架”体系(图 5-139b)。结构的基本柱网尺寸为 $12\text{m} \times 6.4\text{m}$,芯筒的平面轮廓尺寸为 $22.4\text{m} \times 13.75\text{m}$ 。

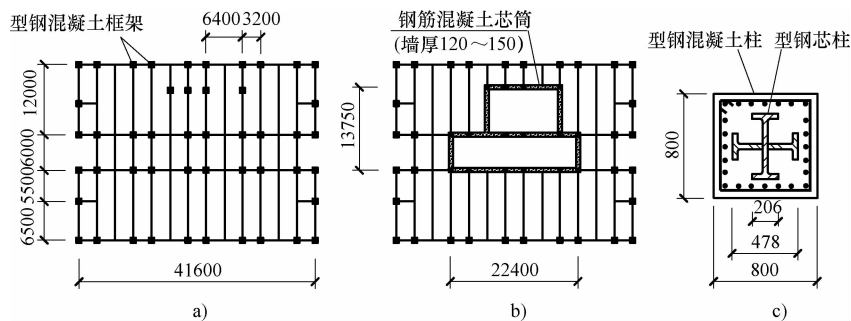


图 5-139 采用型钢混凝土结构“芯筒-框架”体系的上海瑞金大厦

a) 1~9 层结构平面 b) 10 层以上结构平面 c) 型钢混凝土柱截面

9 层以下采用普通钢筋混凝土楼板,10 层以上的楼板采用在兼作底模的压型钢板之上浇筑混凝土形成的组合楼板(图 5-140)。

3. 杆件截面尺寸

1~9 层的型钢混凝土柱的内部钢柱为十字形截面,是由两根 $400\text{mm} \times 200\text{mm} \sim 478\text{mm} \times 206\text{mm}$ 的轧制 H 型钢组成,并将其中一根 H 型钢沿中线剖开成两个 T 型钢(剖分 T 型钢),分别焊于另一根 H 型钢腹板的两侧。所有钢柱均外包钢筋混凝土,底层柱的最大截面

尺寸：边柱为 750mm × 750mm，四周配置 18 Φ 25 竖向钢筋；中柱为 800mm × 800mm，配置 24 Φ 25 竖向钢筋（图 5-139b）；沿柱全高，箍筋均为 Φ 10@100mm。

框架梁：第 1 ~ 9 层为型钢混凝土梁，其内部型钢骨架采用轧制 H 型钢，规格为 400mm × 199mm × 8mm × 13mm；第 10 层以上采用钢梁，最大跨度 12m，截面尺寸为 596mm × 199mm × 10mm × 15mm。

第 10 层以上的型钢混凝土芯筒，是在钢框架梁、柱构成的框格内配置水平和竖向钢筋，然后浇灌混凝土，因此，墙体的厚度较薄，仅为 120 ~ 150mm。

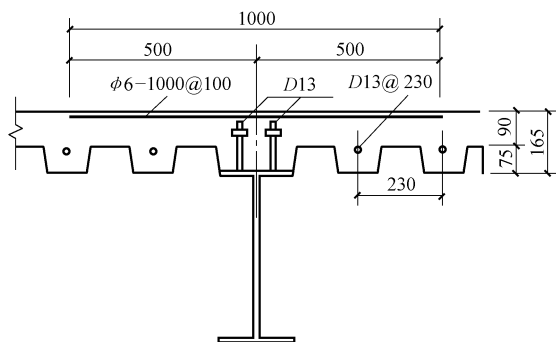


图 5-140 压型钢板兼作底模的组合楼板

4. 计算结果

(1) 主楼结构的基本自振周期，纵向为 2.7s，横向为 3.3s。

(2) 大厦的抗震设防烈度为 7 度，场地类别为 III 类。地震作用下，主楼结构顶点的侧移为 130mm，最大层间侧移为 62mm，最大层间侧移角为 1/590。

(3) 风荷载作用下，主楼结构顶点侧移为 76mm，最大层间侧移为 35mm，最大层间侧移角为 1/1040。

(4) 抗震计算曾采用三条地震波记录进行动力分析，最大层间侧移角及所在楼层列于表 5-48。

表 5-48 输入三条地震波时计算得的最大层间侧移角

地震波	峰值加速度		75Gal	
	作用方向		x 轴	y 轴
El-Centro	$\frac{1}{1026}$ (15 层)	$\frac{1}{803}$ (23 层)	$\frac{1}{516}$ (13 层)	$\frac{1}{437}$ (23 层)
Taft	$\frac{1}{1963}$ (19 层)	$\frac{1}{1068}$ (19 层)	$\frac{1}{976}$ (25 层)	$\frac{1}{543}$ (19 层)
东京 101	$\frac{1}{1806}$ (26 层)	$\frac{1}{1430}$ (17 层)	$\frac{1}{903}$ (26 层)	$\frac{1}{715}$ (17 层)

5. 结构用钢量

大厦主楼由于采用了型钢混凝土结构，其用钢量明显低于钢结构，单位建筑面积的平均用量仅为 117kg/m²，其中，型钢为 76kg/m²，钢筋为 41kg/m²。

97 休斯敦第一城市塔楼

1. 建筑概况

美国休斯敦市于 1982 年建成的第一城市塔楼（First City Tower），地下 1 层；地上 49 层，高 207m；层高为 3.96m。建筑平面采用带斜边的矩形，长边为 73.1m，斜向短边的宽

度为 40m，长短边的夹角为 65° 。大楼总建筑面积为 $13.4 \times 10^4 \text{m}^2$ 。图 5-141 为大楼的外观。

大楼前后立面各设置四条凹槽形竖向观光带，每条观光带的高度为 11 个楼层高度，观光带自左至右、由下而上按阶梯形逐段错位设置，但上、下错位的阶梯部位的楼板不留凹槽缺口。

2. 结构体系

配合大楼的核心式楼面布置方案，主体结构采用型钢混凝土结构“芯筒-框架”体系。型钢混凝土芯筒沿楼面中心服务竖井周围布置，型钢混凝土框架柱沿楼面的外圈布置。周边框架梁、各层楼盖梁以及芯筒钢暗柱之间的连梁，均采用工字钢梁。典型楼层的结构平面如图 5-142a 所示。

芯筒的平面尺寸为 $36.5\text{m} \times 12\text{m}$ ，由两片槽形剪力墙和三片工字形剪力墙所组成。芯筒两端的槽形剪力墙和中央的一片工字形剪力墙，从基础一直延伸到顶层；其他两片剪力墙在第 29 层楼板高度处中止。

3. 构件截面尺寸

芯筒采取现场浇灌混凝土，其纵、横墙体除双面双向配筋外，在所有纵、横墙交接处，均配置截面尺寸为 $267\text{mm} \times 257\text{mm}$ 的 H 型钢作为暗柱（图 5-142b）。



图 5-141 美国休斯敦市第一城市塔楼外貌

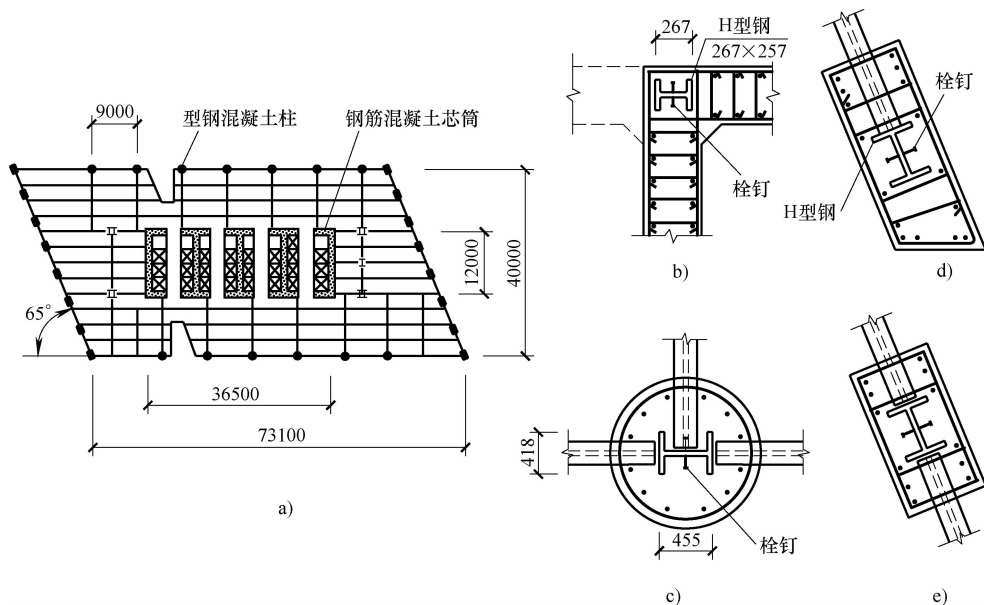


图 5-142 第一城市塔楼的型钢混凝土“芯筒-框架”体系
a) 结构平面布置 b) 芯筒角部的型钢暗柱 c) 外圈框架长边的圆柱
d) 外圈框架短边的角柱 e) 外圈框架短边的中柱

楼面长边间距为9m的型钢混凝土圆柱，内设的H型钢截面尺寸由底层的455mm×418mm，变化到顶层的356mm×254mm（图5-142c）。位于楼层平面斜向短边上的外圈型钢混凝土角柱和中柱（图5-142d、e），截面宽度不变，截面厚度由下向上分级减薄，竖向钢筋直径也由底层的 $\Phi 57$ 分级减小到顶层的 $\Phi 22$ 。各根框架柱内的H型钢芯柱的腹板上均焊接圆柱头栓钉。

芯筒中的钢连梁与钢暗柱之间采取仅能传递竖向剪力的螺栓连接，连梁端部的受弯承载力，除需验算连梁截面的承载力外，还需验算连梁上、下翼缘面所焊栓钉的受剪承载力（图5-143）。

建筑地基为深厚的黏土层，大楼采用2.1m厚的平板筏形基础。为考虑日后大楼地基的压缩变形，基础底板实际标高比设计标高提高50mm。整个基础底板总共耗用805t钢筋和8870m³混凝土。

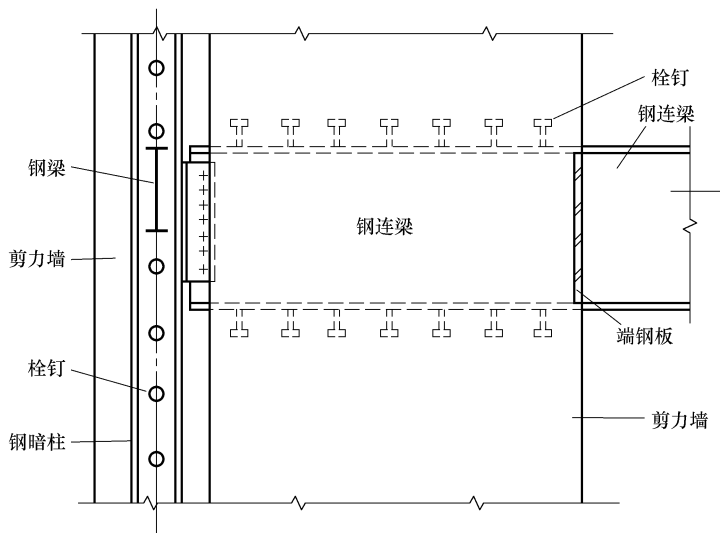


图5-143 钢连梁与芯筒钢暗柱及剪力墙墙肢的连接详图

4. 结构材料用量

整座大楼共耗用型钢8030t，钢筋2900t，混凝土42000m³。大楼每单位建筑面积的材料耗用量：型钢，60kg/m²；钢筋，22kg/m²；混凝土，0.31m³/m²。

5. 施工工序

施工时，先行安装型钢混凝土柱中的型钢芯柱和芯筒中的型钢暗柱以及楼盖钢梁，组装施工阶段承重结构的钢框架，继之浇筑混凝土组合楼板，作为施工平台，然后浇灌型钢混凝土芯筒和框架柱的混凝土。但在浇筑各层混凝土楼板时，应在芯筒的周边和框架柱的内侧预留后浇带，用作提升柱和芯筒墙体模板的空间。

98 深圳八一大厦

1. 建筑概况

广东省深圳市的八一大厦，主楼的建筑平面采用正八边形，总宽度为50m；地面以上共

81层，高288m。房屋的高宽比为5.8。

建筑抗震设防烈度为7度，属于第一设计分组，Ⅱ类场地。

2. 结构体系

(1) 主楼采用型钢混凝土结构“芯筒-框架”体系，其典型层结构平面如图5-144所示。

(2) 钢筋混凝土芯筒也是采用正八边形平面，边长10m，总宽度为25m。芯筒的高宽比为11.5。芯筒的前后两个边为通道，开设了3m宽的洞口；为了补强，将这两个边的墙体加厚。

(3) 沿楼面周边布置的外圈框架，柱距为10m，因为每根柱所承担的荷载很大，为了控制柱的截面尺寸，采用了型钢混凝土柱。

(4) 芯筒外墙与外圈框架之间中心距为12.5m的楼面，采用了梁式楼盖。

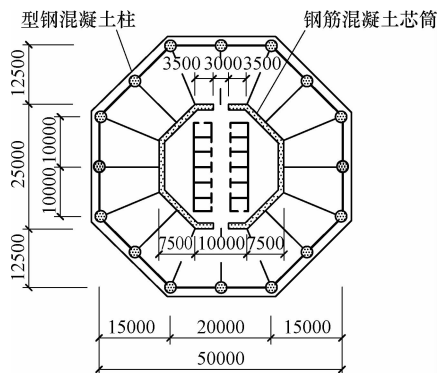


图5-144 深圳市八一大厦的典型层结构平面

99 浦东国际金融大厦

1. 建筑概况

上海浦东国际金融大厦，地下3层；地上53层，屋顶以上小塔楼2层，高221m。主楼地面以上的总建筑面积为 $9.9 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

大厦地下部分设停车库、设备机房和人防地下室。主楼地面以上的低层部分，设银行、商店、餐厅等商业设施；中层部分为办公用房，层高三.9m；高层部分为单元式办公用房，层高三.6m。主楼高层部分内收，且其长轴转至 45° 方向。主楼建筑平面如图5-145所示，图5-146为大厦的外观。

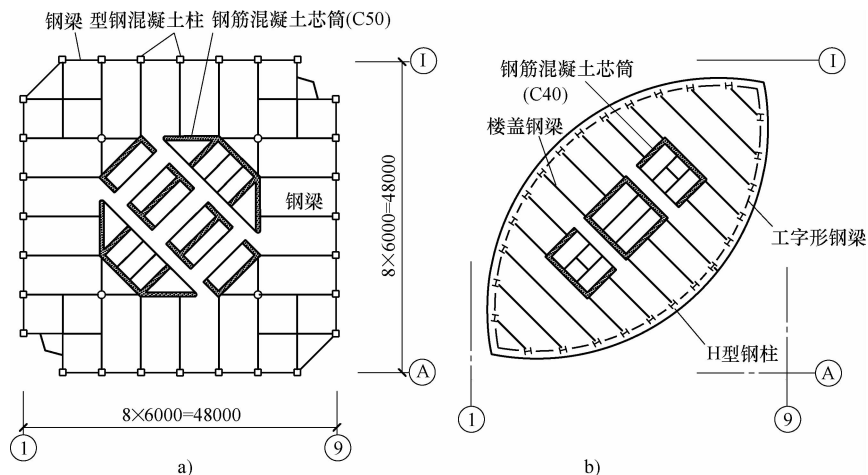


图5-145 浦东国际金融大厦建筑平面

a) 中层段(第6~21层) b) 高层段

2. 结构体系

(1) 大厦主楼采用钢-混凝土混合结构“芯筒-框架”体系。地下部分采用型钢混凝土

结构。地上部分，由于建筑立面内收，使结构沿高度划分为三种类型：①低层段和中层段，采用型钢混凝土芯筒和外圈的型钢混凝土框架，各层楼盖大梁采用钢梁；②转换层段，楼面内部采用型钢混凝土芯筒，外圈采用斜柱钢框架，芯筒与钢框架之间采用钢梁连接；③高层段，楼面内部采用钢筋混凝土芯筒，外圈采用钢框架，芯筒与外圈钢框架之间采用钢梁连接。图 5-147 给出主楼结构体系的平面和剖面示意图。

(2) 楼盖钢梁与外圈框架柱采用刚性连接，与混凝土芯筒采用铰接。

(3) 各层楼盖采用以压型钢板为底模的现浇钢筋混凝土组合楼板。

(4) 混凝土强度等级：转换层以下，芯筒和框架采用 C50，楼板为 C40；转换层以上各层，芯筒采用 C40，楼板为 C30。

(5) 钢柱、钢梁均采用 H 型钢，但外框架的斜钢柱采用圆钢管。钢材强度为：钢框架的梁、柱， $f_{ay} = 330\text{N}/\text{mm}^2$ ；楼盖梁， $f_{ay} = 240\text{N}/\text{mm}^2$ 。

(6) 主楼基础采用 $\phi 609\text{mm} \times 14\text{mm}$ 的钢管桩，单桩设计承载力为 3500kN。



图 5-146 浦东国际金融大厦外观

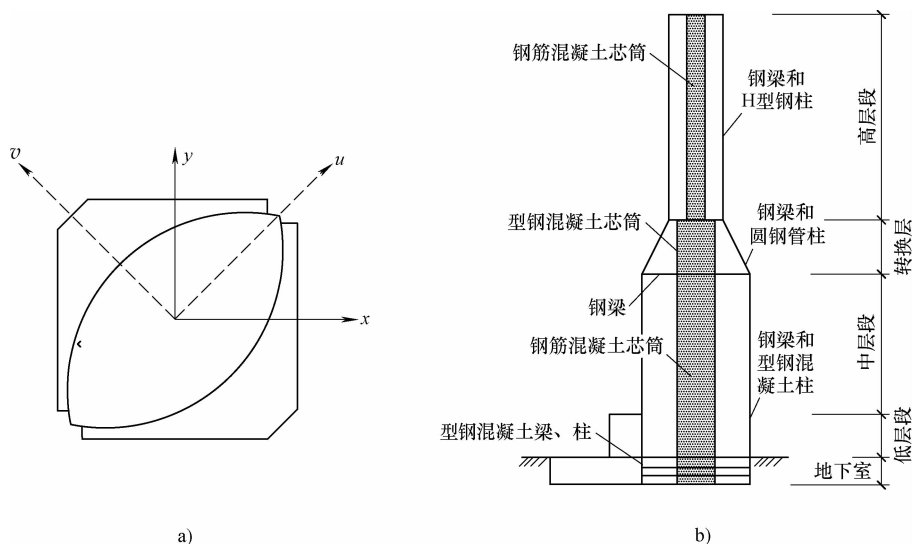


图 5-147 主楼结构体系示意图

a) 建筑平面 b) 结构体系剖面

3. 构件截面尺寸

大厦主楼各区段钢结构的主要构件最大截面尺寸列于表 5-49。

表 5-49 上海浦东国际金融大厦主楼钢结构的构件截面尺寸

主楼 区段	型钢混凝土芯筒		外圈框架		
	型钢暗柱	型钢暗梁	型钢暗柱	钢柱	钢梁
高层段	—	H300 × 150 × 6.5 × 9	—	WH400 × 400 × 25 × 36	WH800 × 350 × 12 × 28
转换层	WH800 × 250 × 12 × 32	H300 × 150 × 6.5 × 9	—	WH400 × 400 × 28 × 40	WH800 × 300 × 14 × 22
中层段	WH800 × 250 × 12 × 32	—	WH400 × 400 × 28 × 40	—	WH800 × 300 × 14 × 25
低层段	WH400 × 400 × 22 × 32	—	WH400 × 400 × 28 × 40	—	WH800 × 300 × 14 × 25

4. 结构分析结果

(1) 大厦的风荷载按 100 年重现期确定, 设计基本风压 $\omega_0 = 1.2 \times 0.55 = 0.66 \text{kN/m}^2$ 。风荷载分别沿结构正向 (x 、 y 方向) 或斜向 (u 、 v 方向) 作用时, 结构各项侧移值列于表 5-52。

(2) 大厦按 7 度地震设防, 场地属 IV 类。结构沿 u 、 v 方向和扭转振动的基本自振周期分别为 3.16s、3.15s 和 1.1s。结构抗震第一阶段弹性分析, 地震动峰值加速度取 $\alpha_g = 35 \text{Gal}$, 结构阻尼比取 $\zeta = 0.035$ 。地震分别沿 x 、 y 、 u 、 v 方向作用时的结构各项侧移值列于表 5-50。

(3) 大厦主楼在风荷载或地震作用下, 倾覆力矩使楼面外圈框架柱产生的附加轴力, 分别为 $\pm 4430 \text{kN}$ 和 $\pm 3080 \text{kN}$, 约等于长期荷载柱轴力 18730kN 的 1/4.2 和 1/6.1。

表 5-50 风或地震作用下上海浦东国际金融大厦主楼的结构侧移

荷载作用 方向	风荷载				地震作用			
	结构顶点		结构层间 ^①		结构顶点		结构层间 ^②	
	侧移 Δ/mm	侧移角 Δ/H	最大侧移 δ/mm	最大侧移角 δ/h	侧移 Δ/mm	侧移角 Δ/H	最大侧移 δ/mm	最大侧移角 δ/h
$x-x$	181	1/1220	4.7	1/760	174	1/1270	5.0	1/720
$y-y$	181	1/1220	4.7	1/760	174	1/1270	5.0	1/720
$u-u$	134	1/1650	4.8	1/1140	161	1/1370	4.0	1/900
$v-v$	225	1/980	6.5	1/550	184	1/1200	5.9	1/620

① 风荷载作用下结构最大层间侧移发生在第 47 层。

② 地震荷载作用下结构最大层间侧移发生在第 49 层。

(4) 结构抗震设计第二阶段采用弹塑性时程分析法, 所用的 4 条地震波为 El Centro 波、Taft 波、Hachenohe 波和上海人工波; 峰值加速度取 $\alpha_g = 220 \text{Gal}$, 地震持时取 30s。

结构恢复力模型选用滑移退化三线型: ①初始刚度 K_1 取结构弹性刚度; ② K_2 为混凝土芯筒开裂时的结构刚度, 其数值相当于取 40% 芯筒弹性刚度时的结构刚度; ③ K_3 的取值定为 K_1 的 1/100。

(5) 时程分析结果指出: ①以上海人工地震波的结构反应值为最大; ② 4 条地震波的作用下, 混凝土芯筒均出现裂缝, 但都未达到破坏极限; ③ u 、 v 方向的最大层间侧移角, 分别发生在第 54 层和第 46 层, 数值分别为 1/120 和 1/134, 均小于规范限值 1/70。

100 富林广场大厦

1. 建筑概况

沈阳富林广场大厦是一幢集餐饮、商贸和办公于一体的综合性高层建筑，地下2层；地上30层（含一层设备层），高99m；总建筑面积为 $7 \times 10^4 \text{m}^2$ 。整座大厦为带大底盘的塔式建筑，其剖面如图5-148所示。

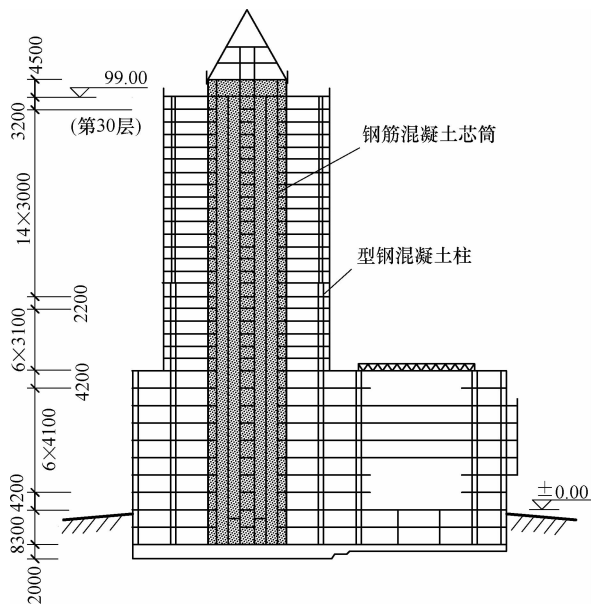


图 5-148 沈阳富林广场大厦的建筑剖面

大厦地下二层为人防兼汽车库，地下一层为设备用房；地上1~8层为餐饮及商贸用房，9~14层为写字楼，15层以上为商住用房；14层与15层之间为设备层，兼作结构转换层。

2. 结构设计

(1) 大厦塔楼采用钢筋混凝土芯筒-型钢混凝土框架体系。塔楼平面尺寸为 $36\text{m} \times 36\text{m}$ ，钢筋混凝土芯筒的平面尺寸为 $16\text{m} \times 18\text{m}$ ，楼面外圈型钢混凝土柱的间距为9m，芯筒与外圈框架之间的楼面宽度为9m或10m。

(2) 大厦的8层裙房与塔楼连为一体。为了使裙房的抗推刚度与塔楼大体一致，减小大厦结构的扭转效应，在裙房内沿纵、横向设置一定数量的剪力墙。大厦1~8层的结构平面如图5-149所示；塔楼9~14层和15~29层的结构平面见图5-150a、b。

(3) 大厦塔楼的柱网尺寸较大，外圈框架柱的轴压力在底层达到 $3 \times 10^4 \text{kN}$ 。若采用C60钢筋混凝土柱，其截面尺寸将达到 $1300\text{mm} \times 1300\text{mm}$ ，使柱的剪跨比（受

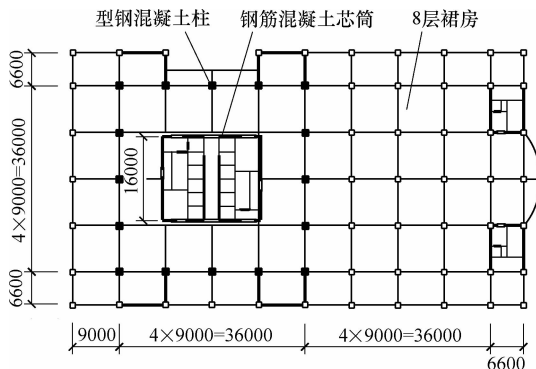


图 5-149 富林广场大厦1~8层结构平面

剪“跨高比”)偏小,要求更高“配箍率”和配置斜向钢筋。于是采用以圆钢管为芯柱的型钢混凝土柱(图 5-151)。

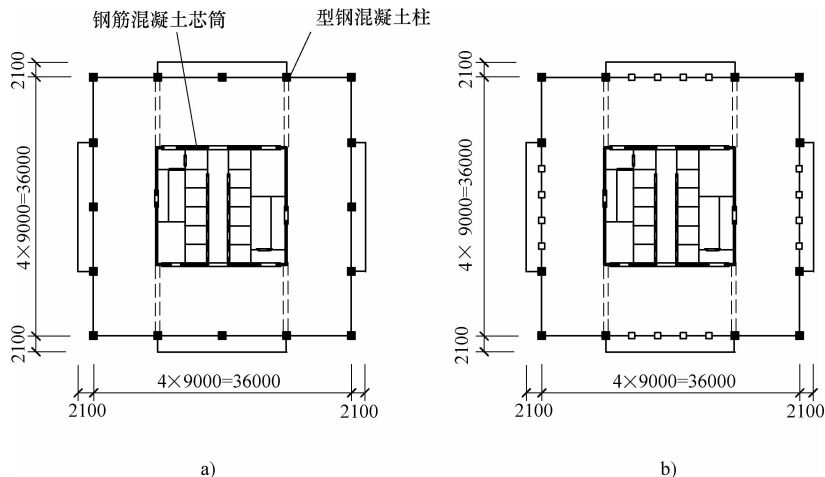


图 5-150 富林广场大厦塔楼的典型层结构平面
a) 9~14层 b) 15~29层

(4) 芯柱采用圆钢管的型钢混凝土柱具有下列优点: ①由于圆钢管对其内部混凝土的强力约束,使整个芯柱具有钢管混凝土的承载力高、延性好的特点; ②避免通常钢管混凝土框架的复杂节点构造; ③受剪承载力高,使框架柱易于实现“强剪弱弯”和“强节点弱杆”(强节点弱杆件)耐震设计准则。

(5) 为了使型钢混凝土框架柱内的钢管芯柱,充分发挥钢管混凝土的高承载力,使管内混凝土与外围混凝土均衡受力,同时达到各自的极限抗压强度,塔楼外圈框架柱的施工程序是: ①安装核心钢管; ②浇灌管中的高强混凝土; ③以钢管芯柱作为该楼层以上若干楼层的施工支架; ④当钢管芯柱所承担的楼层荷载达到全柱设计轴压力的 1/4~1/3 时,再安放钢管外围钢筋骨架,并将箍筋与钢管焊接,然后再浇灌框架柱的外围混凝土。

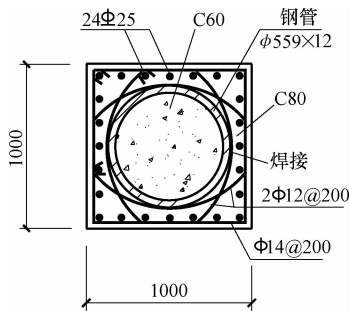


图 5-151 富林广场大厦的型钢混凝土柱截面

101 上海世界金融大厦

1. 建筑概况

上海市浦东区于 1994 年建成的世界金融大厦,主楼建筑平面呈梭形,长轴为 56.15m,短轴为 31.5m;地面以下 3 层,埋深 12.9m,基坑开挖深度为 16.4m;地面以上 43 层,高 174m;典型楼层的层高为 3.55m,建筑面积为 1420m²。典型楼层的结构平面如图 5-152a 所示,建筑剖面如图 5-152c 所示。

2. 结构体系

主楼地上结构采用钢筋混凝土芯筒-型钢混凝土框架体系,钢筋混凝土芯筒的长轴和短轴分别为 35.6m 和 12.2m,其纵、横向高宽比分别为 4.9 和 14.3。楼面周边框架由钢梁与型钢混凝土柱刚性连接构成。

为增强大楼结构的横向抗推刚度，减小结构的最大层间侧移值，于大楼第 15 层和第 30 层的避难层，增设四道刚性伸臂桁架（图 5-152b），以加强芯筒与外圈框架柱的连系，使外圈框架柱更多地参与芯筒的侧向整体抗弯。

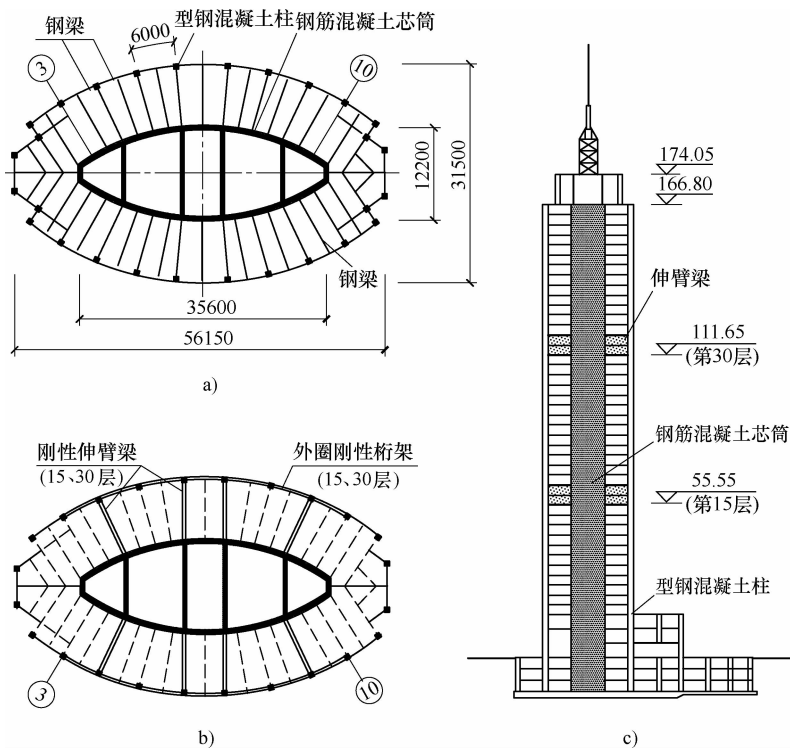


图 5-152 上海世界金融大厦芯筒-框架体系

a) 典型层结构平面 b) 15/30 层的伸臂桁架平面布置 c) 结构剖面

3. 构件截面尺寸

钢筋混凝土芯筒的墙体厚度：4 层以下，0.8m；5~30 层，0.6m；31 层以上 0.4m。外圈型钢混凝土柱的外包尺寸：4 层以下，最大截面尺寸为 $\phi 1.3\text{m}$ ；5 层以上，由 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ 分段减小至顶层的 $0.7\text{m} \times 0.4\text{m}$ 。柱内的型钢芯柱为焊接 H 形或十字形截面。钢梁采用钢板焊接的工字形截面。型钢芯柱和钢梁的翼板厚度均随受力要求而改变。

于第 15、30 层设置的刚性伸臂梁，高度为 6.4m（避难层的层高），截面宽度为 1.2m（图 5-153）。该两个楼层外圈框架的周边桁架，斜腹杆的截面尺寸为 $0.8\text{m} \times 0.8\text{m}$ （图 5-154）。

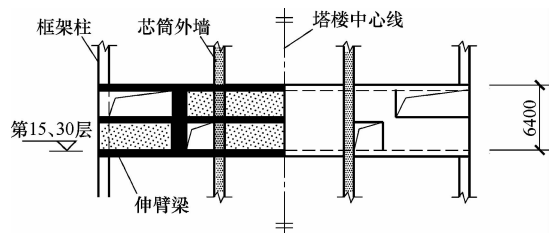


图 5-153 第 15、30 层的刚性伸臂梁

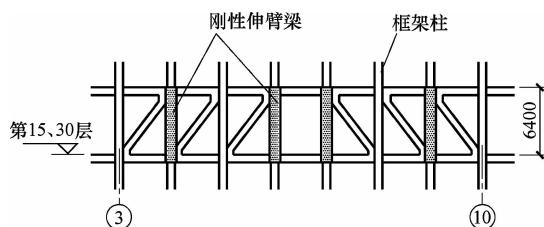


图 5-154 第 15、30 层的外圈周边桁架

4. 结构分析结果

(1) 本工程位于滨海地区，风荷载较大。此外，本工程还按 7 度进行抗震设防。大厦主楼在风荷载或地震作用下的结构侧移和风振加速度计算结果列于表 5-51。

表 5-51 风荷载或地震作用下上海世界金融大厦主楼的侧移值

荷载 方向	风			地震				
	结构顶点侧移角 u/H	最大层间侧移角 $\Delta u/h$	风振加速度 $\gamma/(m/s^2)$	结构自振周期/s			结构顶点侧移角 u/H	最大层间侧移角 $\Delta u/h$
				T_1	T_2	T_3		
主楼纵向	1/3790	1/2860	0.06	2.6	0.77	0.41	1/740	1/1000
主楼横向	1/760	1/650	0.1	3.3	0.98	0.47	1/870	1/1040

(2) 主楼地下室基础采用筏板加钢管桩。筏板置于淤泥质黏土层上；钢管桩 625 根，规格为 $\phi 610\text{mm} \times 12\text{mm}$ ，桩长 24m（二节桩），沉桩深度距地表 40m，桩尖进入粉细砂层内。施工基础底板至结构封顶时，主楼中心沉降量为 22mm；基础倾斜率，纵向为零，横向为 0.0027%；相对弯曲率，纵向和横向分别为 0.011% 和 0.012%。

102 广州汽车大厦

1. 建筑概况

广州市于 1998 年建成的广州汽车大厦，地下 3 层，基底标高为 -17.55m ，直接坐落在中风化基岩上；地面以上按 40 层设计，屋面标高为 142m，出屋面另有 6 层小塔楼，总高度为 175m。根据建筑场地形状，建筑平面呈直角三角形，总建筑面积为 $5.4 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

2. 结构体系

(1) 大厦结构采用以芯筒为主体的钢筋混凝土芯筒-型钢混凝土框架体系，除楼面中央设置钢筋混凝土芯筒外，另在楼面两个远角，各设置一个小型角筒，并在楼面的直角部位设置 L 形剪力墙；楼面的周边布置型钢混凝土框架，柱距为 7.8m 或 8.26m。

(2) 在第 19 层（设备层），沿周边框架设置高 5.0m 的钢筋混凝土桁架，形成竖向加劲层。大厦第 2 层的结构平面见图 5-155。

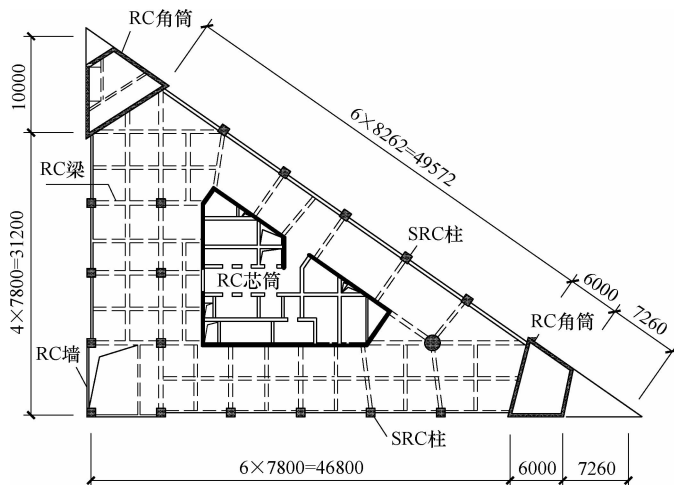


图 5-155 广州汽车大厦第 2 层结构平面

3. 型钢混凝土柱

(1) 主楼框架共有柱 14 根，根据柱轴力的大小，并按照结构侧向刚度沿竖向逐渐过渡、交错变化的原则，由地下三层起始的 14 根型钢混凝土柱，分三次转换为钢筋混凝土柱，6 根在地上二层，6 根在地上三层，2 根在第 7 层。转换位置均设在各该楼层的反弯点处。

(2) 型钢混凝土柱的截面外包尺寸为 1200mm × 1200mm，内部的型钢芯柱采用方形钢管，截面尺寸为 700mm × 700mm × 28mm，由 Q235 钢板焊接而成，含钢率为 5.2%；外围竖向钢筋采用 24 Φ 36mm，配筋率为 1.7%；箍筋采用 Φ 12@100mm，体积配箍率为 0.69% (图 5-156)。

4. 柱的节点和柱脚

(1) 型钢混凝土柱内的型钢芯柱的对接接头采用垫底焊，并加装 12 只卡码，以控制焊接变形。

(2) 钢筋混凝土梁与型钢混凝土柱的连接，采取梁筋通过式节点，框架梁的上、下纵向钢筋，每隔一根穿过柱的型钢芯柱，并在现场用氧碳切割开孔，孔径 $D = \text{钢筋直径} + 6\text{mm}$ ；另一半钢筋弯折 90°后焊于钢骨上。

(3) 为了实现“强节点弱杆件”，在梁-柱节点处框架梁的上、下面，于型钢芯柱的内部各加焊一道井字形加劲板 (图 5-157)。

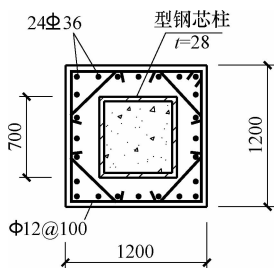


图 5-156 型钢混凝土柱的截面和配筋

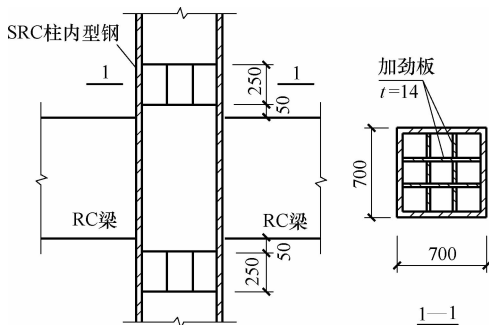


图 5-157 型钢混凝土柱的梁-柱节点

(4) 型钢混凝土柱采用埋入式柱脚，并采取以下三项措施：①插入混凝土基础内的型钢四面加焊栓钉；②为减小型钢芯柱对基础的局压应力，于型钢芯柱底面加焊一块厚 28mm 的钢底板和 12 片三角形加劲肋；③为保证施工时型钢芯柱的安装垂直度，在底板四边加焊高 250mm 的角钢调平托架 (图 5-158)。

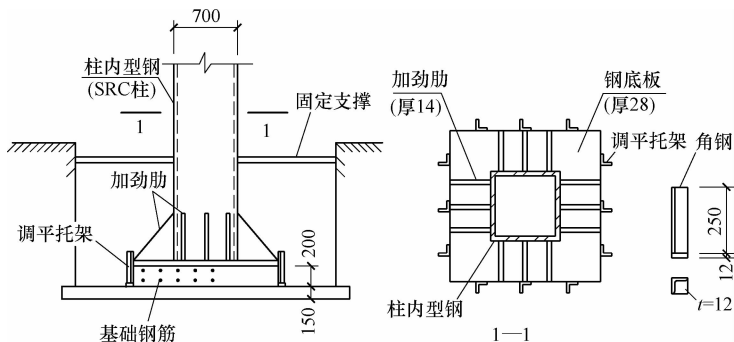


图 5-158 型钢混凝土柱的柱脚

5. 结构分析结果

(1) 大厦为非对称结构, 采用 TBSA 程序对结构进行平移-扭转耦联振动分析, 计算出的结构 x 、 y 方向平移振动和扭转振动的各前六阶自振周期列于表 5-52。

表 5-52 广州汽车大厦自振周期 (单位: s)

振型 振动方向	1	2	3	4	5	6
x 方向	3.15	0.85	0.42	0.30	0.22	0.16
y 方向	4.56	1.14	0.50	0.35	0.26	0.18
扭转	2.13	0.72	0.39	0.28	0.21	0.16

(2) 大厦分别在风荷载或 7 度地震作用下的结构侧移计算值, 列于表 5-53。从表中数值可以看出, 两种情况均远小于规范限值。

表 5-53 风或地震作用下汽车大厦的侧移

侧移计算值 荷载风向		结构顶点侧移		最大层间侧移		
		u/mm	u/H	$\Delta u/\text{mm}$	$\Delta u/H$	所在楼层
风荷载	x 方向	48.6	1/3500	1.1	1/3500	第 28 层
	y 方向	151.3	1/1100	8.5	1/1000	第 43 层
地震作用	x 方向	48.8	1/2800	1.1	1/2300	第 32 层
	y 方向	118.8	1/1440	7.1	1/1200	第 43 层

5.6.6 钢管混凝土结构“芯筒-框架”体系工程实例

103 合银广场大厦

1. 建筑概况

广州市于 2000 年建成的合银广场大厦, 地面以下 4 层, 地下室底板面标高为 -16.3m ; 地面上 56 层, 屋面标高为 208m , 屋面以上另有小塔楼 4 层, 顶面标高为 221m 。地下室为停车场, 地上 1~10 层为商场、餐厅, 第 11、27、42 层为避难层, 第 12、28、43 层为设备层, 其余楼层均用于办公。本工程按 7 度进行抗震设防。

大厦的建筑平面近似梯形, 长向为 56.3m , 短向的两条边长分别为 24.4m 和 43m 。大厦中部的高宽比, 长向和短向分别为 3.8 和 6.3。

2. 结构体系

根据建筑物的使用功能分区和楼面布局, 大厦主体结构采用型钢混凝土芯筒-钢管混凝土框架体系。楼面中心部位设置由纵向和横向型钢混凝土墙体组成的芯筒; 楼面外圈采用由钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁构成的框架, 纵向柱距为 8.6m , 横向柱距为 7m 和 11.25m 。大厦典型楼层的结构平面见图 5-159a。

作为大厦主要抗侧力构件的芯筒, 平面尺寸较小, 芯筒的横向高宽比值达到 17.5, 抗

推刚度显然不足。为了加强芯筒与框架的整体性，使外圈各框架柱均能更充分地参与抵抗倾覆力矩，以减小结构的顶点侧移和最大层间侧移，分别于大厦的第 11、27、42 层，顺芯筒横墙方向设置 4 榀整个楼层高的伸臂钢桁架，与对应框架柱连接，形成刚臂；并沿外围框架周圈设置整个楼层高的钢桁架，形成环梁。图 5-159b 为该三个楼层的伸臂钢桁架与外围钢桁架的平面布置。图 5-160 为大厦的结构剖面。

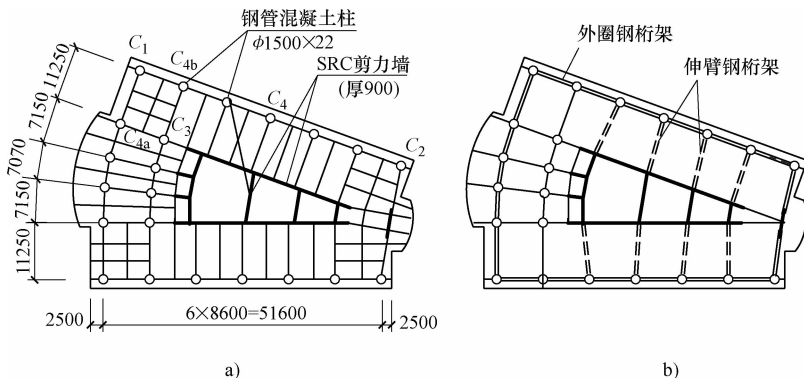


图 5-159 广州合银广场的结构平面
a) 典型层 b) 加劲层

3. 构件及节点设计

(1) 外圈框架柱的钢管采用 Q345A 级钢，钢管的最大截面尺寸为 $\phi 500\text{mm} \times 24\text{mm}$ ，最小尺寸为 $\phi 800\text{mm} \times 10\text{mm}$ 。各楼层框架柱所用钢管的具体规格列于表 5-54。

(2) 钢管内灌注高性能混凝土，其强度等级：从基础面至第 12 层，为 C70；第 13 层至屋面，为 C60 ~ C45。配制混凝土时，掺入磨细矿渣和 I 级粉煤灰的复合粉及高效减水剂，水灰比控制在 0.38 ~ 0.42，坍落度约为 22cm。

(3) 钢管混凝土柱与钢筋混凝土框架梁的连接，在比较分析了变宽度梁节点、上下加强环板节点、双梁节点、环梁节点等多种节点形式后，最后决定采用施工比较方便的钢筋混凝土“环梁节点”（图 5-161）。环梁截面宽度等于框架梁截面宽度，环梁截面高度等于框架梁截面高度加 50mm，环梁顶面钢筋取框架梁端顶面钢筋的 0.7 ~ 0.8 倍；另在钢管柱外表面贴焊两道环形钢筋，以传递梁端剪力。节点模型在低周往复荷载作用下的试验结果表明，破坏面发生在框架梁与环梁的交界处，先是梁端纵向钢筋屈服，最后是环梁发生破坏；但 4 个试件均未发生剪切破坏，表明钢管壁外环形钢筋与环梁接触面混凝土的局部承压强度足够。试验数据还指出，环梁节点具有良好的塑性变形能力和较大的耗能容量，4 个试件的位移延性系数，最小为 3.9，最大达到 12。

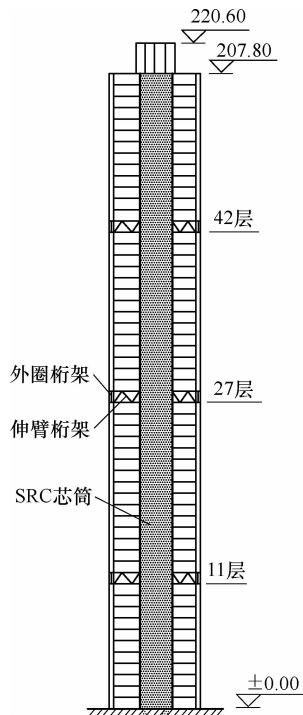


图 5-160 广州合银广场大厦的结构剖面

表 5-54 各楼层框架柱的钢管截面尺寸

(单位: mm)

楼层号	楼面标高/m	框架柱 C ₁ 、C ₂	框架柱 C ₃	框架柱 C ₄ 、C _{4a}	框架柱 C _{4b}
53 ~ 56	194 ~ 208	φ900 × 12	φ800 × 10	φ900 × 10	φ900 × 12
46 ~ 52	172 ~ 194	φ900 × 14	φ800 × 10	φ900 × 12	φ900 × 14
39 ~ 45	148 ~ 172	φ1000 × 16	φ900 × 12	φ1000 × 14	φ1000 × 16
29 ~ 38	116 ~ 148	φ1100 × 16	φ1000 × 14	φ1100 × 14	φ1100 × 16
19 ~ 28	80 ~ 116	φ1200 × 16	φ1100 × 14	φ1200 × 16	φ1200 × 16
12 ~ 18	55 ~ 80	φ1300 × 20	φ1200 × 16	φ1300 × 18	φ1300 × 20
5 ~ 11	21 ~ 55	φ1400 × 22	φ1300 × 18	φ1400 × 20	φ1400 × 20
-4 ~ 4	基础面 ~ 21	φ1500 × 24	φ1400 × 20	φ1500 × 22	φ1500 × 22

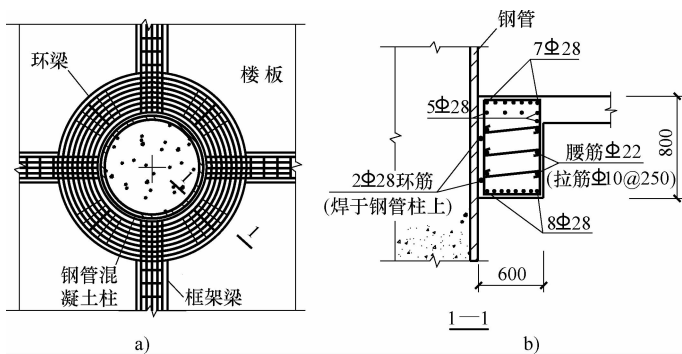


图 5-161 钢管混凝土柱的钢筋混凝土“环梁节点”

(4) 为控制芯筒剪力墙的轴压比不大于 0.6, 第 13 层以下, 在芯筒的各个墙肢内设置型钢暗柱 (图 5-162)。芯筒墙体的厚度, 由底部的 900mm 或 1200mm 向上逐段减小至顶部的 500mm 或 600mm。浇筑芯筒墙体的高性能混凝土的强度等级, 20 层以下为 C60, 21 层以上为 C55 ~ C45。墙内型钢暗柱采用 Q345A 级钢板拼焊成的方形钢管, 截面外包尺寸为 600mm × 600mm, 壁厚由底部的 24mm 变化至 13 层的 10mm。

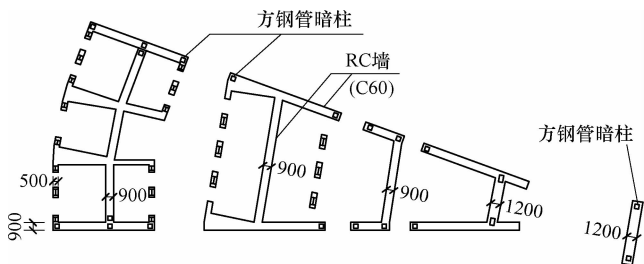


图 5-162 芯筒内型钢暗柱的平面布置

4. 伸臂钢桁架

(1) 第 11、27、42 层等加劲层内的伸臂梁和外圈环梁, 若采用实腹式钢筋混凝土梁, 由于它的巨大剪切刚度, 一是形成刚性层, 使该楼层抗推刚度远大于上、下楼层, 造成楼层刚度突; 二是因为该层外圈环梁巨大剪切刚度而承担该楼层剪力的很大一部分, 使上层芯筒所承担剪力的一大部分, 要通过该层楼板传递至加劲层的外圈环梁, 然后再通过加劲层的楼板回传至芯筒, 使加劲层及其上、下层的楼层剪力在芯筒和外圈环梁之间的分配出现大幅度的波动。此种现象对于需要抗震设防的高楼是很不利的。所以, 本工程各加劲层的伸臂梁和外圈环梁全部采用钢桁架, 在同样具有很大竖向刚度的同时, 水平剪切刚度要减小很多, 避免了加劲层上、下楼层的层间刚度的突变。

(2) 三个加劲层的伸臂钢桁架均采用华伦式桁架(图5-163),其上、下弦采用焊接方形钢管,其截面尺寸分别为400mm×800mm×30mm和400mm×600mm×25mm,斜腹杆也都采用400mm×500mm×22mm焊接方形钢管。伸臂钢桁架两端与外框架的钢管混凝土柱和芯筒墙体内部型钢暗柱的连接,均采用刚性连接。因为14层以上芯筒的各个部位未设置型钢暗柱,所以,于第17、42层两个加劲层及其上、下各一层,在芯筒墙体与伸臂钢桁架相连的部位,增设型钢暗柱。

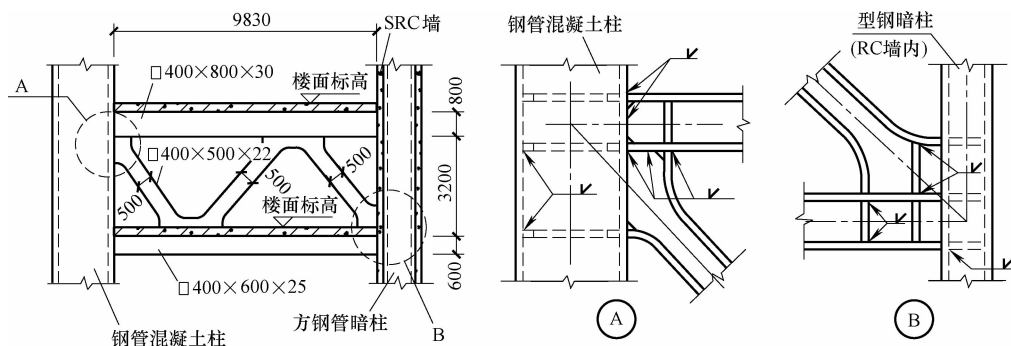


图5-163 加劲层伸臂钢桁架的杆件截面和连接节点

(3) 加劲层的顶面和底面楼板,即伸臂钢桁架上、下弦处的现浇钢筋混凝土板,加厚为180mm,加劲层上、下各一层的楼板也适当加厚为150mm。此外,与伸臂钢桁架相连的剪力墙水平钢筋也适当加强。

(4) 为了减弱重力荷载作用下钢管混凝土柱与芯筒钢筋混凝土墙体不等压缩量在伸臂钢桁架中引起的附加应力,设计图上注明,待主体结构封顶时再将钢桁架腹杆的连接完全焊透。

5. 结构分析结果

(1) 本工程采用SATWE、TAT、TBSA5.0等多种程序对大厦结构进行风荷载或地震作用下的弹性分析,计算结果表明满足规范要求,各项具体数值列于表5-55和表5-56。

表5-55 广州合银广场大厦的自振周期 (单位: s)

自振周期 振动方向	无加劲层			三道加劲层		
	T_1	T_2	T_3	T_1	T_2	T_3
x方向	7.3	1.82	0.82	6.6	1.72	0.79
y方向	5.4	1.73	0.87	5.2	1.67	0.84

表5-56 风、地震作用下合银广场大厦的结构分析结果

项 目	风 荷 载				地 震 作 用			
	无加劲层		三道加劲层		无加劲层		三道加劲层	
	x向	y向	x向	y向	x向	y向	x向	y向
基底剪力 V_0/kN	24000	18000	24000	18000	27300	29000	27600	29300
剪重比 $V_0/G(\%)$	—	—	—	—	1.12	1.20	1.13	1.21

(续)

项 目 \ 荷 载	风 荷 载				地 震 作 用			
	无加劲层		三道加劲层		无加劲层		三道加劲层	
	x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向
基底弯矩 $M_0/(kN \cdot m)$	348×10^4	258×10^4	348×10^4	258×10^4	422×10^4	444×10^4	425×10^4	447×10^4
结构顶点侧移角 u/H	1/790	1/2300	1/960	1/2500	1/650	1/1300	1/780	1/1400
最大层间侧移角 $\Delta u/h$	1/620	1/1900	1/680	1/2000	1/510	1/1100	1/630	1/1200
最大层间侧移角所 在楼层	32 层	32 层	31 层	32 层	32 层	32 层	38、39 层	32 层

(2) 对于大厦设置加劲层的效果也进行了对比分析,地震作用下,未设置加劲层时, x 方向结构的最大层间侧移为 1/510,设置三道加劲层后,最大层间侧移降为 1/630。其他各项对比指标也列于表 5-56。

(3) 本工程还委托清华大学运用“层模型”弹塑性地震反应时程分析程序 TAMS,对大厦结构进行 7 度设防罕遇地震作用下的弹塑性有限元分析。按照所选地震波应与设计反应谱在统计意义上一致的选波原则,选用了建筑场地人工波、Taft 波、El Centro (EW)、(NS) 波,并将地震波的峰值加速度调至大震时的数值 $2.17m/s^2$ 。地震持时:人工波,取 20s;实测波,取 30s。

弹塑性时程分析的主要结论是:①人工波作用下,最大层间侧移角为 1/280,发生在第 56 层,顶层为 1/410;三条实测波作用下的最大层间侧移角发生在顶层,分别为 1/66, 1/88, 1/136;②杆件屈服主要发生在梁端,虽有少数柱端屈服,但没有形成同一楼层所有竖向杆件两端均屈服的倒塌机制;③各条波作用下的层间位移“延性比”都不太大。说明,在罕遇烈度地震作用下,结构总体上是安全的。

104 广州新中国大厦

1. 工程概况

广州市于 1999 年建成的新中国大厦,地下 5 层,地下室底板面标高为 $-17.65m$;地面以上 51 层,高 201.8m。大厦的抗震设防烈度为 7 度,场地属 II 类。

大厦地下一、二层为商场,地下三层为设备用房及车库,地下四层为车库,地下五层为人防及车库。地上第 1~12 层为商场和餐厅,第 13 层为设备层,第 14~51 层为酒店客房和公寓,其中第 24 层为避难层。

2. 结构体系

(1) 塔楼主体结构采用由钢筋混凝土芯筒-钢管混凝土框架体系。钢筋混凝土芯筒大体上位于楼面的中心部位,芯筒分左、中、右三部分。芯筒外圈框架,采用由钢管混凝土柱与现浇钢筋混凝土“宽扁梁”组成的框架,柱网基本尺寸为 $8m \times 10m$ 和 $8m \times 12m$ 。大厦的典型层结构平面和剖面见图 5-164。

(2) 芯筒平面的宽度为 12m,其高宽比值达到 16,抗推刚度偏小。为使外圈框架柱与芯筒形成一个侧向整体抗弯构件,共同抵抗大楼水平荷载引起的倾覆力矩,分别将第 13 层

(设备层)、第24层(避难层)和第42层定为竖向加劲层。每个加劲层内,沿房屋横向设置8榀伸臂桁架,将外圈钢管混凝土框架柱与钢筋混凝土芯筒相连接,形成横向刚臂。外框架柱还利用宽扁梁进行纵、横向闭合拉结。

(3)伸臂桁架的上、下水平弦杆,分别利用上、下层楼盖的型钢混凝土梁及其钢骨;桁架的斜腹杆,则采用带约束拉杆的方钢管混凝土杆件。

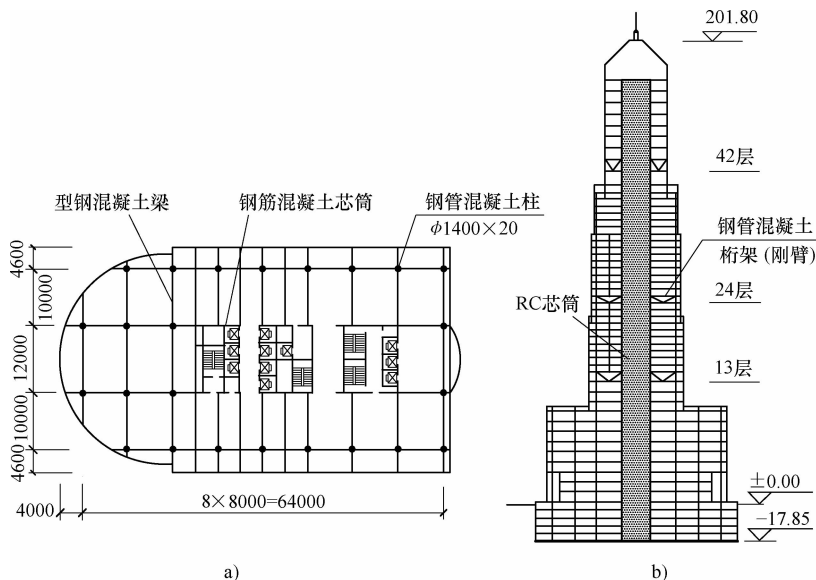


图 5-164 广州新中国大厦芯筒-框架体系
a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

3. 钢管混凝土柱

(1)大厦24层以下的框架柱,全部采用圆钢管混凝土柱,单柱最大竖向荷载为 9×10^4 kN,柱最大直径为1400mm,管内灌注C80级高性能、高强混凝土。由底层向上,逐渐减小直径和降低混凝土等级。

(2)塔楼24层以上的酒店客房,按照建筑使用要求,改用方钢管混凝土柱。为了确保方钢管对管内混凝土具有足够的约束作用,在钢管内增设井字形拉杆(图5-165)。又为了节省钢管防火涂料,采用在钢管外侧浇筑100mm厚的钢筋混凝土防火保护层,并考虑它参与承压。

(3)为了配合地下室5层结构的逆作业法施工,在钢筋混凝土芯筒的转角和纵、横墙交接处,设置“带约束拉杆”的异形(矩形、L形、T形)

钢管混凝土柱(图5-166),内灌C70级高强混凝土,作为地下室逆作业法施工时的竖向支承构件,阶段性支承塔楼第18层以下核心筒剪力墙所承担的荷载,以及安装在芯筒内的250t·m大型自爬式塔吊的负荷。待芯筒随地下室结构逐层施工完成后,各个异形钢管混凝土柱则作为芯筒的永久性暗柱。

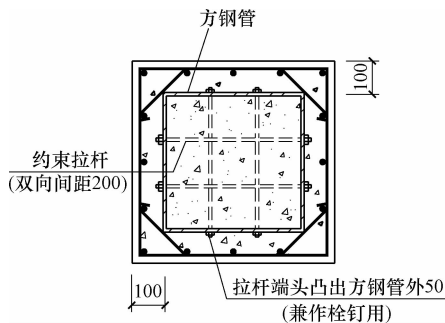


图 5-165 带约束拉杆的方钢管混凝土柱

(4) 圆钢管混凝土，选用 Q345、厚 20~25mm 的自动连续螺旋卷板焊接生产的圆钢管，一般以两层楼高为一段。为了配合地下结构的逆作业法施工，底层第一段钢管穿越 5 层地下室，嵌入中风化基岩内的大直径“短墩”内，总长约 21m。

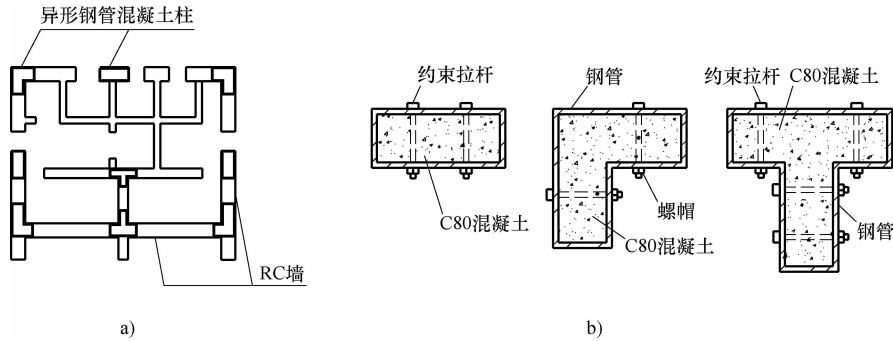


图 5-166 带约束拉杆的异形钢管混凝土柱
a) 地下室芯筒平面 b) 异形钢管混凝土柱的拉杆

4. 钢管混凝土柱变截面接头

(1) 不同直径钢管混凝土柱的现场对接接头，采用插入式接头（图 5-167）。在下段钢管的顶段，于钢管内壁，等间距地焊接 8 块竖向连接板，并于管顶，在竖板之间采用八块弧形钢板与竖板和钢管焊接，竖板高出下段管顶 200mm。各竖板内侧所形成的插口“内直径”，要比上段钢管外直径大 6mm。

(2) 安装时，把上段钢管顺插口插入下段钢管内，再与 8 块竖板焊接。

(3) 为了使上、下钢管接头处的管内混凝土浇灌密实，在上段钢管的底部，在节点竖板之间开设 8 个长圆孔。

(4) 此种对接接头的缺点是：①上、下段钢管端部的加工精度要求较高；②所费钢材较多。

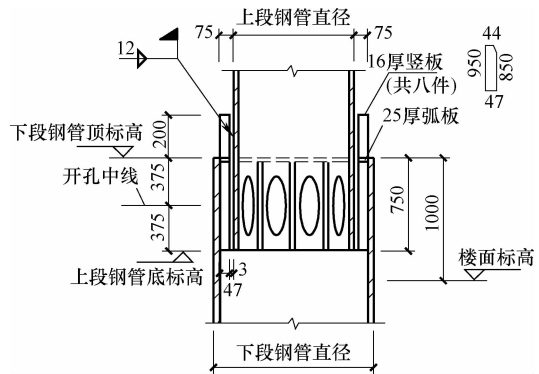


图 5-167 不同直径钢管的现场对接接头

5. 梁-柱节点

(1) 大厦的圆钢管混凝土柱框架采用单梁节点（图 5-168a）。底层以下，为了配合逆作业法施工，减小梁高，则采用双梁节点（图 5-168b）和单、双梁混合节点（图 5-168c）。

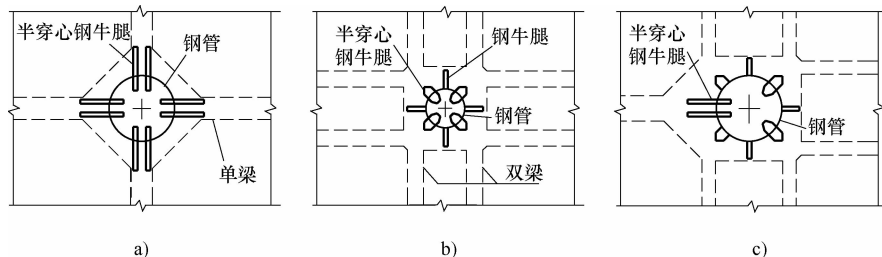


图 5-168 圆钢管混凝土柱的梁-柱节点
a) 单梁节点 b) 双梁节点 c) 单、双梁混合节点

(2) 单梁节点, 采用半穿心钢牛腿, 并适当加大管外牛腿长度, 以便与钢筋混凝土梁实现搭接, 形成一个刚性过渡区, 把梁端弯矩和剪力逐步过渡到全部由钢牛腿来承担, 以取代“由梁纵筋从钢管两侧绕过”传递弯矩的做法。节点区内的梁的全部纵筋和箍筋, 则要求作妥善弯锚处理。

(3) 对于双梁节点和单、双梁混合节点, 除4个以 90° 分角的不穿心钢牛腿外, 还按 45° 分角增设4个半穿心钢牛腿, 共同承担梁端剪力。梁端弯矩则主要靠通过节点的梁互相平衡。

(4) 半穿心和穿心钢牛腿, 仅在管壁外侧与钢管焊接。对于不穿心钢牛腿, 则在焊缝和管壁上、下加强环及管外钢筋混凝土环梁配筋等方面作适当强化处理, 以增强外环混凝土对钢管的紧箍作用, 提高钢管壁与混凝土之间的粘结力和摩擦力, 将梁端剪力更多地传递至钢管内部混凝土。

(5) 塔楼24层以上的方钢管混凝土柱, 均采用单梁节点, 并采用半穿心式钢牛腿, 其节点构造见图5-169。钢管外环的节点区混凝土, 配置多道环形和方形水平封闭加强钢筋和箍筋, 以提高管外钢筋混凝土对钢管的紧箍力, 使钢管混凝土柱与钢牛腿、钢筋混凝土环箍共同组成一个既抗剪又抗弯的刚性节点。

(6) 图5-170为钢管混凝土柱的吊装就位情况, 从中可以看出, 在各层楼盖标高处, 钢管上带有4个双片钢牛腿。

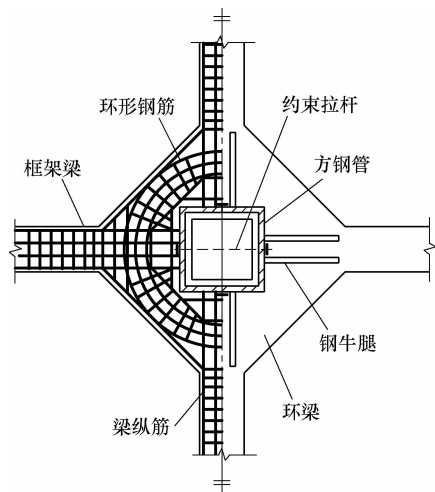


图 5-169 方钢管混凝土柱的梁-柱节点

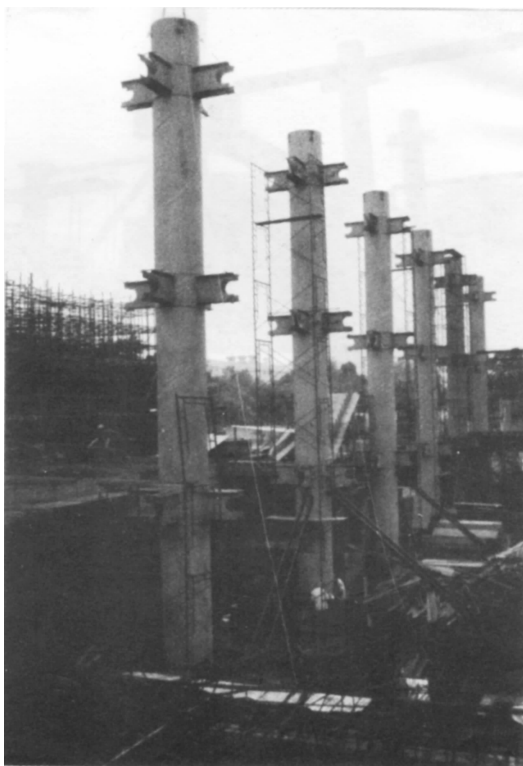


图 5-170 钢管混凝土柱的吊装就位

105 广州南航大厦

1. 建筑概况

广州市 1999 年建成的南方航空大厦，由主楼、副楼和裙房组成。主楼地下 3 层，地下室底板面标高 -12.6m ；地上 61 层，高 189m ，上有屋顶小塔楼 5 层，屋面标高为 204m 。建筑平面为带凸角的正方形，边长 35m ，房屋高宽比为 5.4 。建筑抗震设防烈度为 7 度。

2. 结构体系

主楼采用芯筒-框架结构体系。芯筒由纵、横钢筋混凝土墙体组成，平面外包尺寸为 $16\text{m} \times 16\text{m}$ ，高宽比值为 12.8 。外圈框架：① 4 根角柱采用平面尺寸为 $5\text{m} \times 5\text{m}$ 的小型钢筋混凝土墙筒，较强的角柱为抵抗任何方向倾覆力矩均能提供最大的力臂和力矩；② 8 根边柱，地下三层至地上六层，采用直径为 1.2m 的钢管混凝土柱；第 7~20 层，采用钢管混凝土芯柱，钢管直径为 350mm ；第 20 层以上，改为钢筋混凝土柱。

芯筒与外圈框架之间跨度为 8m 的楼板，采用后张、有粘结、部分预应力的钢筋混凝土平板，板厚 200mm 。芯筒与角筒之间，各层楼盖均采用截面尺寸为 $1600\text{mm} \times 400\text{mm}$ 的后张、有粘结、部分预应力的钢筋混凝土扁梁加强连接。图 5-171 为大厦的典型层结构平面。

为了提高角筒、边柱参与芯筒侧向整体抗弯，共同抵抗水平荷载倾覆力矩的作用，在第 23 层、40 层两个避难层，各设置 4.5m 高即整层楼高的钢桁架；同时将该两层的周边梁设计成 $500\text{mm} \times 2000\text{mm}$ 的高截面钢筋混凝土刚性梁；此外，还将第 56 层的大厦主体结构屋盖的周边梁和刚臂，设计成 $800\text{mm} \times 2700\text{mm}$ 的钢筋混凝土大梁。

3. 梁-柱节点

(1) 钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接节点，采取单梁式“半穿心承重销”节点，4 对 8 个“半穿心钢牛腿”顺梁轴线方向伸出，梁端上、下纵筋与之搭接 $35d$ ，钢牛腿既抗剪又抗弯，形成刚性节点（图 5-172）。

(2) 为简化梁-柱节点构造，对于第 7 层以上、荷载较小的承重柱，采用内设钢管芯柱的钢筋混凝土柱，芯柱钢管的直径为 $300 \sim 350\text{mm}$ （图 5-173），周边楼盖梁的纵向钢筋直接从钢管芯柱侧边通过。为使钢管芯柱与壁外混凝土更好地协同工作，在芯柱钢管的外壁加焊抗剪栓钉。

(3) 为实现上、下层两种不同类型柱的可靠连接，第 7 层柱的截面外直径采取 1300mm ，即比下一层钢管混凝土柱的直径大 100mm ，以便使其竖向钢筋能直接焊在下层钢管的外壁上（图 5-173）。

4. 结构分析结果

大厦在风荷载或地震作用下的结构分析，采用了 TBSA 及 SATWE 两种计算程序进行，两者的计算结果相当一致。

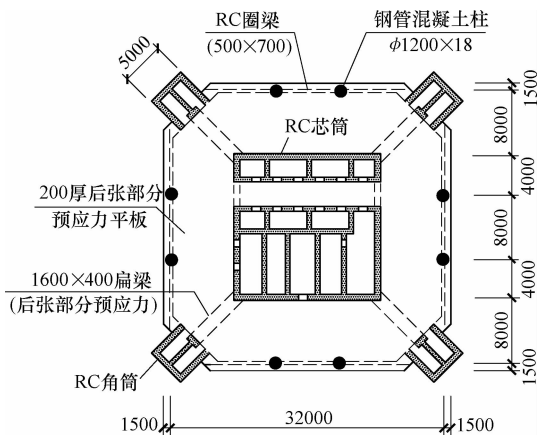


图 5-171 广州南航大厦的典型层结构平面

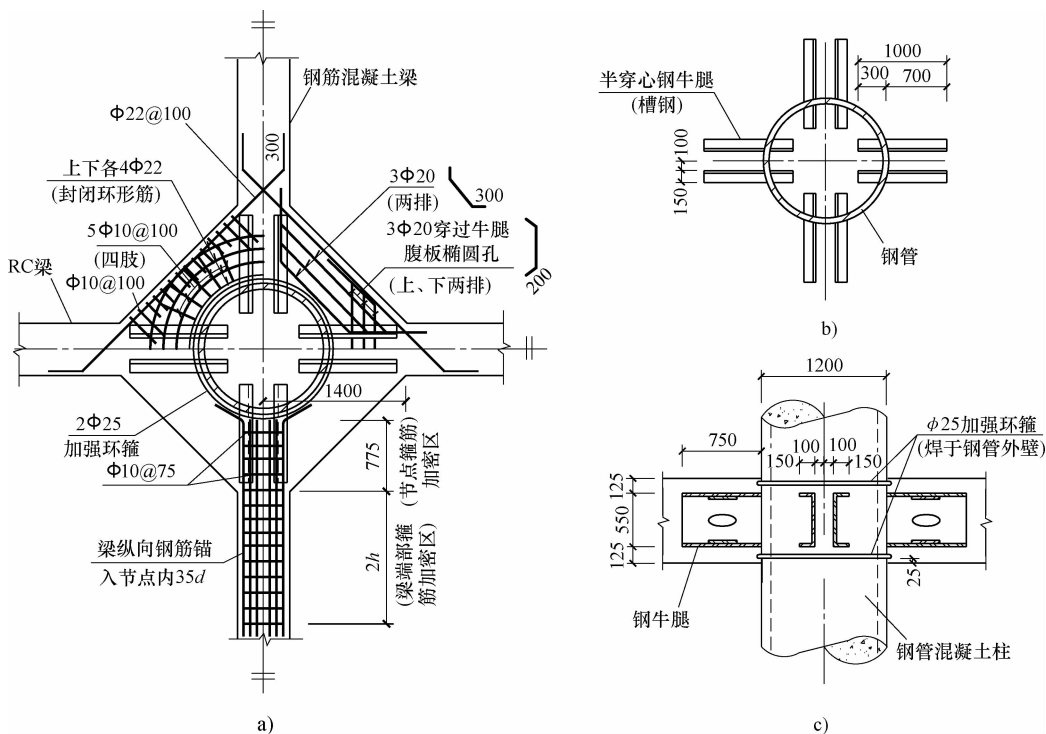


图 5-172 钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接
a) 节点配筋平面 b) 钢牛腿平面 c) 节点立面

大厦主楼在风荷载或地震作用下的结构侧移，分别列于表 5-57 和表 5-58。

表 5-57 南航大厦主楼风荷载作用下的结构侧移

风作用方向	总风力/kN	顶点侧移角	最大层间侧移角	最大层间侧移角所在楼层
x 方向	14400	1/2100	1/1720	第 31 层
y 方向	14200	1/2200	1/1630	第 31 层

表 5-58 南航大厦主楼地震作用下的结构侧移

地震作用	自振周期/s			基底剪力 F_{EK}/kN	剪重比 F_{EK}/G	顶点侧移角 u_c/H	最大层间侧移角 $\Delta u_c/h$	最大层间侧移角所在楼层
	T_1	T_2	T_3					
x 方向	4.7	1.2	0.5	23900	1.28%	1/1450	1/1160	第 32 层
y 方向	4.7	1.4	0.7	21400	1.15%	1/1460	1/1090	第 32 层

106 深圳信息中心大厦

1. 建筑概况

深圳市于 1999 年建成的邮电信息枢纽中心大厦，地下 3 层；地面以上，裙房 8 层，副楼 22 层，主楼 48 层，高 180m；总建筑面积为 $18 \times 10^4 m^2$ 。图 5-174 为该大厦的全貌。

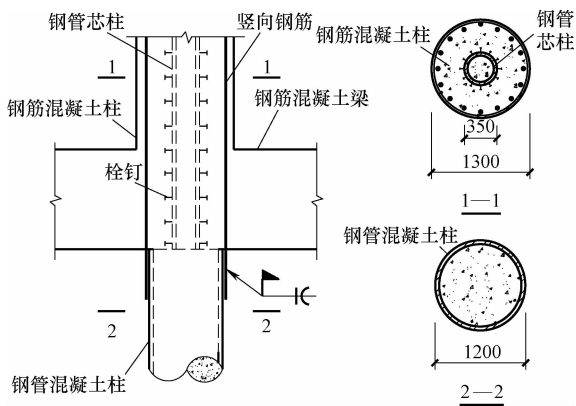


图 5-173 钢管混凝土芯柱与钢管混凝土柱的连接

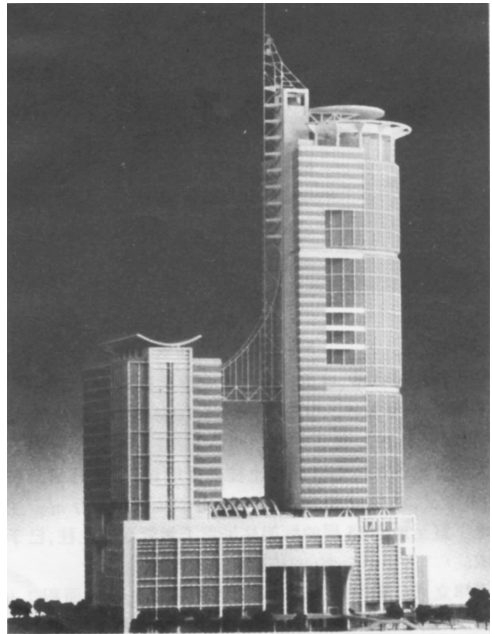


图 5-174 深圳信息中心大厦全貌

2. 结构体系

(1) 主楼采用以钢管混凝土柱为框架柱的“芯筒-框架”体系。芯筒由钢筋混凝土墙体组成，外圈框架由钢管混凝土柱与现浇钢筋混凝土梁板组成。钢管混凝土柱所采用钢管的最大截面尺寸为 $\phi 1400\text{mm} \times 20\text{mm}$ 。

(2) 此工程的梁-柱节点采用梁纵筋贯通式的刚性节点，梁端上、下受力纵向钢筋连续穿过钢管上的预留孔洞（图 5-175）。为弥补开孔对钢管强度的削弱，在节点处采取如下三项措施：①设置上、下加强环板；②在孔群中心和两侧设置竖向短加劲肋，加劲肋向下不再伸过下加强环板，以免影响室内装修；③在现场，两个方向框架梁的上、下纵筋贯穿钢管后，在上、下加强环板之间环绕节点设置三道 $\phi 24\text{mm}$ 钢箍，紧紧箍住节点。

(3) 为方便现场贯穿钢筋，钢管上的两排孔洞分别开设在上、下加强环板的上方，施工时，又将每 3 个孔洞合并成一个长圆孔。

(4) 此种类型节点传力性能甚佳，但由于纵、横框架梁的 4 排粗钢筋密集穿过钢管，造成管内混凝土浇筑困难，影响混凝土的质量。因此，此型节点不宜用于直径在 1.2m 以下的钢管混凝土柱。

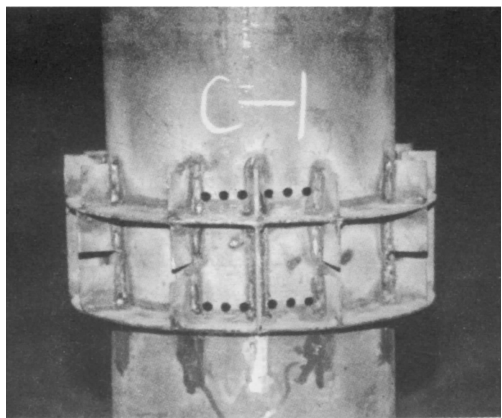


图 5-175 梁-柱节点处钢管的留洞和加劲肋

107 厦门金源大厦

1. 建筑概况

1997年厦门市建成的金源大厦，地下2层；地上28层，高96m，建筑面积为 $3.3 \times 10^4 \text{ m}^2$ 。

2. 结构体系

大厦采用以钢管混凝土柱为框架柱的“芯筒-框架”结构体系。从地下2层到地上20层的全部柱子，以及第21层到28层的4根角柱，均采用直径为800mm的钢管混凝土柱，自下而上，钢管的截面尺寸为 $\phi 800\text{mm} \times 12\text{mm} \sim \phi 800\text{mm} \times 8\text{mm}$ ，管内灌注C40级混凝土。大厦的典型层结构平面示于图5-176。

3. 梁-柱节点

(1) 各层楼盖均采用普通的钢筋混凝土梁板结构。梁与柱的连接采用穿心承重销式节点。承重销是一个工字形钢牛腿，并将牛腿腹板穿过钢管，钢牛腿与钢管管壁的内、外面进行双面焊接。四面有梁的中柱节点的十字形承重销，如图5-177所示。图5-178为大厦底层楼盖施工完毕后的梁-柱节点外观。

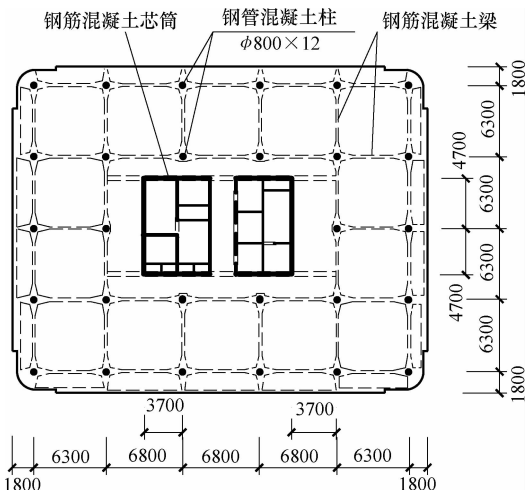


图 5-176 厦门金源大厦的典型层结构平面

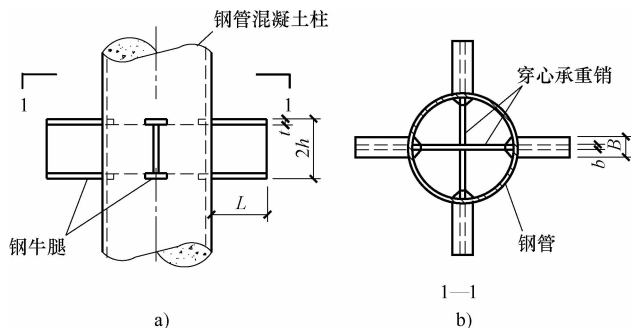


图 5-177 中柱节点的十字形承重销

(2) 穿心承重销式节点安全可靠，模型试验表明，钢牛腿的破坏荷载是设计荷载的 2.2 ~ 2.5 倍，节点的破坏形态为弯曲型破坏。

(3) 此节点的缺点是：①耗钢量大；②管径较小时，牛腿腹板与管壁内面的焊接比较困难。

(4) 大厦地下室结构采取半逆作法施工。图 5-179 所示为钢管混凝土柱的柱脚构造。此时，地下室的底板尚未浇灌，为了保持柱子的稳定，设置了临时支撑。

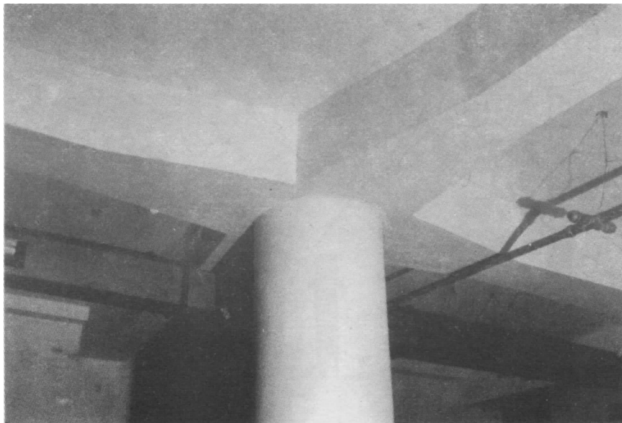


图 5-178 完工后的梁-柱节点外观

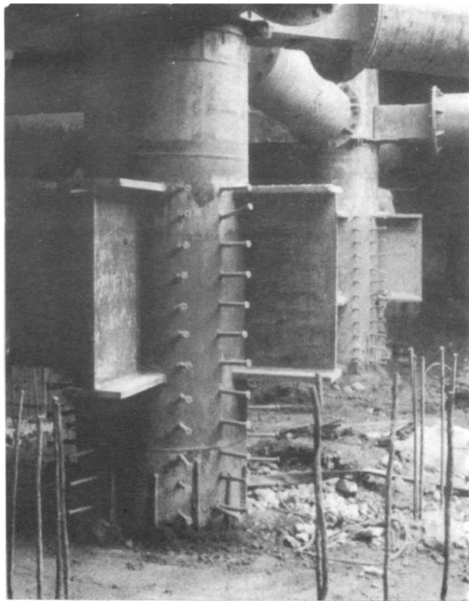


图 5-179 钢管混凝土柱的柱脚构造

108 天津今晚报大厦

1. 建筑概况

1997 年竣工的天津市今晚报大厦，采用直径为 44m 的圆形平面。塔楼地下 2 层；地上 38 层，高 137m；建筑总面积为 $8.2 \times 10^4 \text{ m}^2$ 。图 5-180 为大厦结构主体完工时的外貌。

2. 结构体系

(1) 大厦位于 7 度地震区，场地属 III 类。塔楼按 8 度抗震设防。

(2) 结构采用以钢管混凝土柱为框架柱的“芯筒-框架”体系。芯筒位于楼面中心位置，由纵、横向现浇钢筋混凝土墙体所组成，外圈框架是由 16 根钢管混凝土柱与现浇钢筋混凝土梁所组成，柱网尺寸为 $8.4\text{m} \times 8.4\text{m}$ 。

3. 钢管混凝土柱

(1) 16 根钢管混凝土柱的钢管，均采用钢号为 Q345 的国产螺旋焊接钢管，自底层向上，钢管截面尺寸由 $\phi 1020\text{mm} \times 12\text{mm}$ 分 5 段逐渐减小到顶层的 $\phi 630\text{mm} \times 8\text{mm}$ ；管内灌注的混凝土强度等级，也是分 5 段由 C60 逐渐减小到 C35。

(2) 大厦底部框架柱的最大轴向压力为

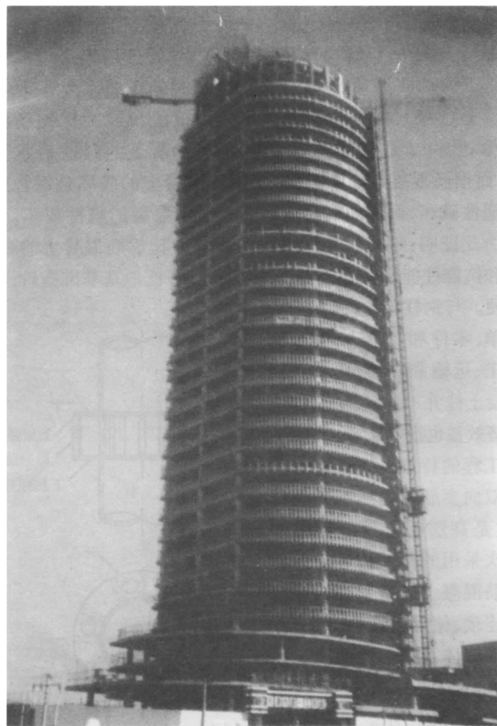


图 5-180 天津今晚报大厦结构完工时的外貌

35000kN, 若采用钢筋混凝土柱, 截面尺寸将达到 $1.4\text{m} \times 1.4\text{m}$, 地下车库内, 柱的净距离仅为 7.0m , 停放不下 3 辆汽车; 采用钢管混凝土柱后, 柱间净距增大为 7.38m , 满足了要求。比较设计结果表明, 钢管混凝土柱与钢筋混凝土柱每米长度的耗钢量分别为 $289\text{kg}/\text{m}$ 和 $294\text{kg}/\text{m}$, 二者大致相等, 但截面面积却减小了 58% , 每根柱的自重约减轻 $200 \sim 300\text{t}$, 从而可以节省一根柱, 也就降低了地基基础的造价。

4. 板-柱节点

(1) 为降低层高, 大厦各层楼盖采用的是结构厚度仅为 430mm 的现浇钢筋混凝土双向密肋楼板, 钢管混凝土柱在对应高度处, 设置由上、下加强环板及之间竖向加劲肋所组成的环形钢牛腿, 与楼板相连接 (图 5-181)。

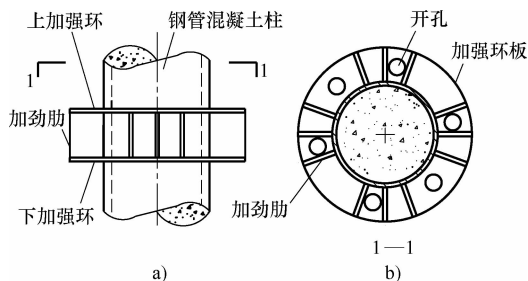


图 5-181 双向密肋楼板与钢管混凝土柱的连接

(2) 密肋楼板与钢管混凝土柱的连接节点具有以下特点:

- 1) 楼盖荷载从四面均匀地传给管柱, 简化了梁-柱节点。
- 2) 在上、下加强环板之间等间距地设置 12 块竖向加劲肋, 与钢管焊接, 以传递楼盖剪力。
- 3) 上、下加强环板不需进行强度验算, 其宽度是根据楼板受力钢筋所需的搭接或焊接长度来确定。
- 4) 当楼板上、下受力钢筋分别与上、下加强环板实现可靠锚固时, 属于刚性节点; 若楼板受力钢筋仅是简单地搁置在加强环板之上时, 则属于铰接节点。
- 5) 为便于节点处混凝土浇灌密实, 上加强环板应多开几个圆孔, 下加强环板则可少开几个圆孔。

109 深圳赛格广场大厦

1. 建筑概况

深圳市于 1999 年建成的赛格广场大厦 (图 5-182), 地下 4 层; 地面以上, 裙房 10 层; 塔楼 72 层, 高 292m ; 总建筑面积为 $16.7 \times 10^4 \text{m}^2$ 。

塔楼建筑平面为八边形, 其周边的纵、横向轴线间尺寸为 $40.5\text{m} \times 40.5\text{m}$ 。塔楼屋面设置直升飞机停机坪。大厦的抗震设防烈度为 7 度。

2. 结构体系

(1) 塔楼采用钢管混凝土结构“芯筒-框架”结构体系。芯筒是由中心距为 $2.45 \sim$

3.9m 的 28 根密排钢管混凝土柱、各层楼盖钢梁及柱间钢筋混凝土墙所组成的筒体，芯筒的平面尺寸（轴线）为 19.1m × 21.3m。为进一步提高芯筒的抗推刚度和受剪承载力，在芯筒内部沿纵、横方向各增设四道钢筋混凝土墙体。楼面外圈框架由 16 根钢管混凝土柱与各楼层的钢窗裙梁组成，楼面四边的柱距为 6 ~ 9.3m。楼面角部的柱距为 13.58m。芯筒与外圈框架之间的跨度为 9.6m。各层楼盖采用以压型钢板为底模的组合楼板。塔楼的典型层结构平面和结构剖面，如图 5-183 所示。

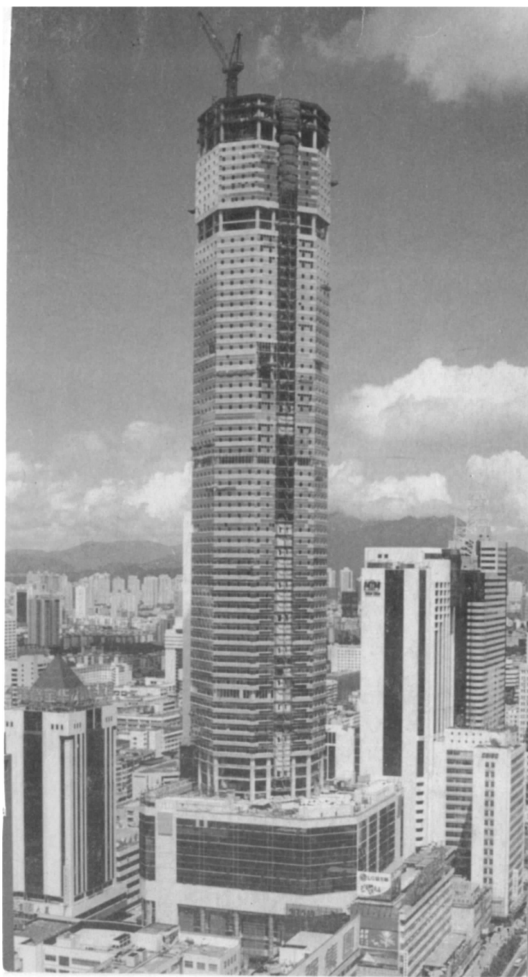


图 5-182 深圳市赛格广场大厦外观

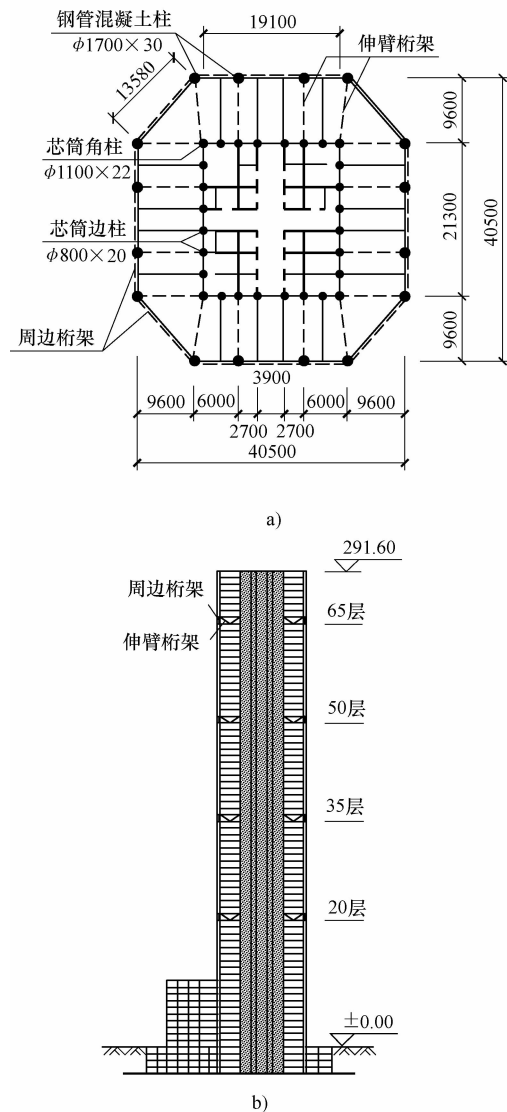


图 5-183 深圳赛格广场大厦
a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

(2) 塔楼采用“芯筒-框架”结构体系, 主要抗侧力构件是芯筒, 考虑到芯筒的高宽比已达到 15, 抵抗水平荷载倾覆弯矩的能力偏弱, 分别于塔楼的第 20 层、35 层、50 层、65 层和 71 层, 由芯筒纵、横墙向外伸出一层楼高的刚性伸臂桁架 (图 5-184) 形成刚臂, 与外圈框架柱连接; 并于该楼层, 沿外圈框架设置一圈一层楼高的周边桁架 (图 5-184a、图 5-185), 形成刚性环梁, 使外圈框架柱与芯筒形成侧向整体抗弯构件, 共同抵抗塔楼的倾覆力矩。图 5-186 为塔楼竖向加劲层的伸臂桁架、周边桁架以及帽桁架的实景照片。

(3) 裙房及地下室也采用钢梁和钢管混凝土柱, 柱网尺寸为 12m × 12m。

3. 构件截面尺寸

(1) 自下而上, 钢管混凝土柱的钢管截面尺寸 (mm): 塔楼的芯筒角柱为 $\phi 1100 \times 22 \sim \phi 700 \times 20$, 芯筒边柱为 $\phi 800 \times 20 \sim \phi 700 \times 18$; 塔楼外圈框架为 $\phi 1700 \times 30 \sim \phi 1400 \times 24$; 裙房为 $\phi 900 \times 14$ 。钢管内灌注的混凝土强度等级自结构底部至顶部分别为 C60 ~ C40。

(2) 塔楼周边框架的各楼层窗裙梁均采用焊接工字形截面, 楼面四边轴线上跨度为 6m 和 9.3m 的窗裙梁截面尺寸 (mm) 为 $700 \times 200 \times 14 \times 10$, 楼面角部、跨度为 13.58m 的窗裙梁截面尺寸 (mm) 为 $1000 \times 250 \times 16 \times 12$ 。

(3) 塔楼楼盖钢梁的跨度为 9.6m; 裙房楼盖钢梁的跨度为 12m。楼盖钢梁均采用孔腹式钢梁, 其截面尺寸 (mm): 塔楼为 $700 \times 260 \times 12 \times 10$ 和 $600 \times 250 \times 10 \times 8$; 裙房为 $750 \times 300 \times 16 \times 12$ 和 $750 \times 250 \times 16 \times 12$ 。

(4) 塔楼框架柱的最大轴向压力为 90000kN, 若采用钢筋混凝土柱, 其截面尺寸达到 $2.4\text{m} \times 2.4\text{m}$; 改用钢管混凝土柱之后, 柱的直径缩小为 1.6m, 截面面积减小 62%。由于柱截面尺寸的减小, 整座塔楼共增加使用面积 3000m^2 。

4. 梁-柱节点

(1) 钢梁与钢管混凝土柱的连接采取刚性节点, 其节点形式多采用内加强环板, 并在工厂内将一段钢梁焊接在管柱上, 形成悬臂梁段 (图 5-187), 在工程现场, 先用高强度螺栓将其腹板与中间段预制钢梁腹板相拼接, 然后再将两者的上、下翼缘采用坡口全熔透对接焊缝加以连接。塔楼的重要梁-柱节点, 均采用此一内加强环式刚性节点, 内环板的宽度取 $0.1D$ 左右, D 为钢管混凝土柱的外直径。

(2) 对于四面均有钢梁的不甚重要的中柱节点, 为了方便管内混凝土的浇灌, 采用外环板式刚性节点。即在钢管外侧, 于四面钢梁的上、下翼缘平面内, 各加焊 4 块弧形钢板, 形成上、下外加强环板 (图 5-188)。

(3) 图 5-189 为钢管混凝土柱内加强环式梁-柱节点在工厂制作完成后运抵工程现场的情况。图 5-190 为内加强环式梁-柱节点与钢梁现场拼装完成后的情况。

5. 地下室结构和逆作业法施工

(1) 地下室全部柱子均采用钢管混凝土柱, 并采用挖孔桩基础, 一柱一桩, 为地下结构的逆作业法施工提供了条件。

(2) 桩孔直径为 3.8 ~ 5.5m, 深 35 ~ 43m。地下连续墙, 深 31 ~ 35m, 厚 0.8m, 双向配筋 $\phi 25 @ 200\text{mm}$ 。

(3) 地下结构的施工程序是:

1) 挖孔桩完成并于桩顶做好基础承台和桩杯口之后, 将各柱的空钢管, 从 ± 0.000 标高处插入基础杯口内, 校正后, 将底层地面处楼盖梁与钢管柱连接, 组成框架。

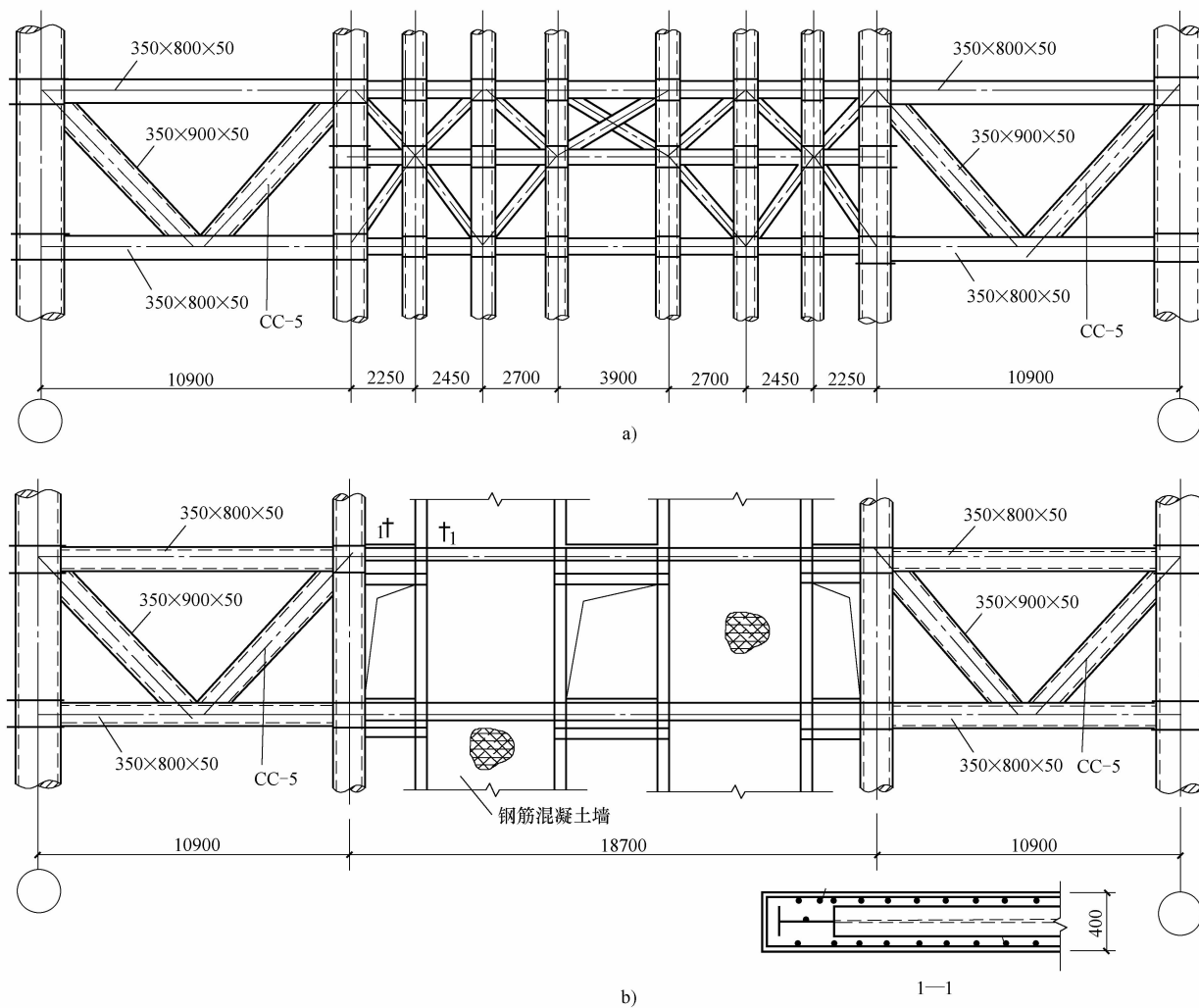


图5-184 第50层伸臂桁架立面图

a)沿内钢管混凝土柱方向的伸臂桁架 b)沿内钢筋混凝土剪力墙方向的伸臂桁架

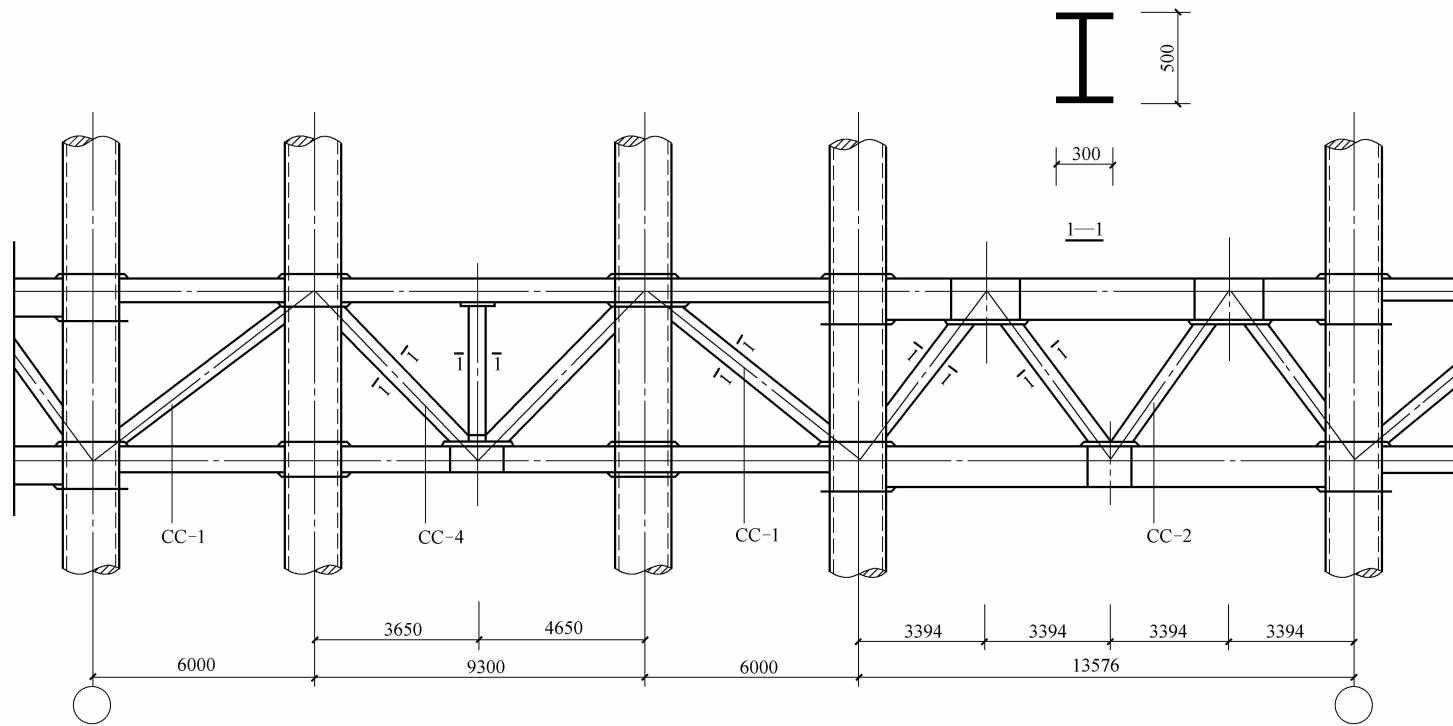


图5-185 周边桁架立面图

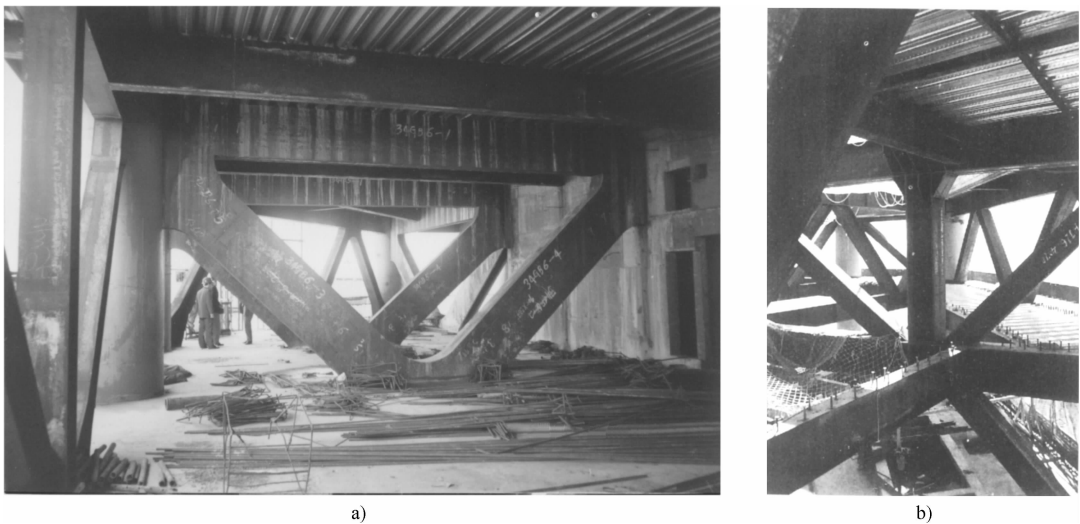


图 5-186 赛格广场大厦的加劲层实景照片

a) 塔楼加劲层的刚臂和刚性环梁 b) 塔楼第 71 层的帽桁架

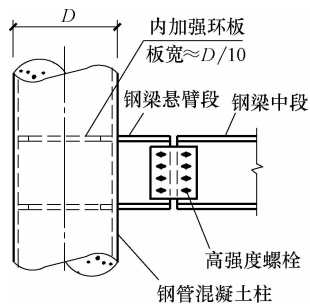


图 5-187 钢管混凝土柱的内环板式节点

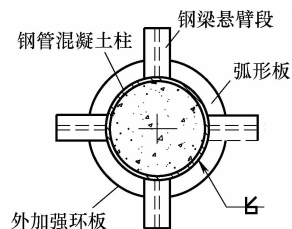


图 5-188 钢管混凝土柱的外环板式节点

2) 浇筑地面楼盖组合楼板和各管柱的管内混凝土, 为下一步的地上和地下结构同时施工创造条件。之后, 地下挖土和地上各层楼盖拼装同时并进。

3) 一方面接长各根管柱, 连接一层楼盖钢梁, 浇筑楼板; 接着, 进行二层、三层等各楼层的梁、柱组装和楼板施工。与此同时, 从地面开始向下挖土, 进行地下 1 层楼盖的拼装和浇灌混凝土; 然后, 再开挖地下二层土壤, 完成地下二层楼盖; 如此, 再进行地下三层、地下四层楼盖施工, 直至地下四层底板的完成。

6. 计算结果

此工程的抗震设防烈度为 7 度, 基本风压为 $0.7 \times 1.1 = 0.77 \text{ kN/m}^2$ 。采用 TAT 计算程序进行结构分析, 计算结果列于表 5-59。



图 5-189 工厂制作完成后的内加强环式梁-柱节点



图 5-190 钢梁与钢管混凝土柱的拼接

表 5-59 深圳赛格广场大厦抗风、抗震计算结果

项目		基本周期 T_1/s	基底剪力系数 V/G	结构顶点侧移		最大层间侧移		所在楼层
				u_c/mm	u_c/H	$\Delta u_c/mm$	$\Delta u_c/h$	
风荷载	x 向	—	—	250	1/1180	4.9	1/760	第 11 层
	y 向	—	—	279	1/1060	5.4	1/690	
地震作用	x 向	6.5	0.94%	265	1/1110	5.0	1/740	第 11 层
	y 向	6.8	0.92%	296	1/1000	5.5	1/680	

110 墨尔本联邦中心大厦

1. 建筑概况

澳大利亚墨尔本市于 1991 年建成的联邦中心大厦 (Commonwealth Center), 是一座 46 层的办公大楼。

2. 结构体系

(1) 大楼采用钢筋混凝土芯筒-钢管混凝土框架体系。钢筋混凝土芯筒承担作用于大楼的全部水平荷载, 外圈框架仅承担重力荷载, 钢梁与钢管混凝土柱的连接采取铰接。各层楼盖采用钢梁、压型钢板之上浇筑混凝土形成的组合楼板。

(2) 钢管混凝土柱采用圆形钢管, 钢管截面尺寸 (mm) 由大楼底部的 $\phi 950 \times 16$, 向上逐段减薄至顶部的 $\phi 950 \times 8$ 。每两个楼层、长 8m 的钢管作为一个安装单元。每四个楼层的钢管柱, 自其下端的开孔向钢管内泵送压灌混凝土, 不振捣。混凝土的强度等级, 由大厦底部的 C70 级, 向上逐段降低至顶部的 C30 级。

111 深圳地王大厦

1. 建筑概况

(1) 深圳市于 1996 年建成的地王商业大厦, 按其使用功能可分为办公大楼 (主楼)、公寓楼 (副楼)、商场和地下车库四部分, 总建筑面积为 $27.3 \times 10^4 \text{ m}^2$, 总投资约 38 亿港元。

(2) 主楼地下3层；地面以上79层，高325m；典型楼层的层高为3.75m，建筑面积为2160m²；总建筑面积为16×10⁴m²。副楼地面以上33层，高120m，公寓面积为4.5×10⁴m²。主楼和副楼的连接体是贯通5层的共享空间式商场，面积为3.4×10⁴m²。地下车库共3层，拥有868个停车位。

(3) 主楼采取在矩形平面两端附加半圆的船形平面，建筑平面的纵向和横向总长度分别为68.55m和35.5m，芯筒的宽度为12m，等于房屋总宽度的1/3。芯筒外缘至外圈框架柱之间的跨度为11.75m。大厦主楼的高宽比值为8.8。图5-191为地王大厦建成后的主楼外观。

(4) 大厦的抗震设防烈度为7度。大厦位于台风侵袭区，控制结构设计的是风荷载。大厦建筑场地的基本风压 $w_0 = 1.1 \times 0.7\text{kN/m}^2$ ，地面粗糙度属C类。

2. 结构体系

(1) 大厦主楼采用以矩形钢管混凝土柱为框架柱的“芯筒-框架”体系。型钢混凝土芯筒的平面轴线尺寸为12m×43.5m，内设4道横墙。楼面外圈框架由钢梁和矩形钢管混凝土柱构成，楼面中段，外柱的位置与芯筒各片横墙对齐，柱距为8.7m；楼面两端的半径为11.75m的半圆形部分，沿外缘均匀地布置5根外柱。主楼的典型层结构平面示于图5-192。



图5-191 建成后的深圳地王大厦外观

楼面两端的半径为11.75m的半圆形部分，沿外缘均匀地布置5根外柱。主楼的典型层结构平面示于图5-192。

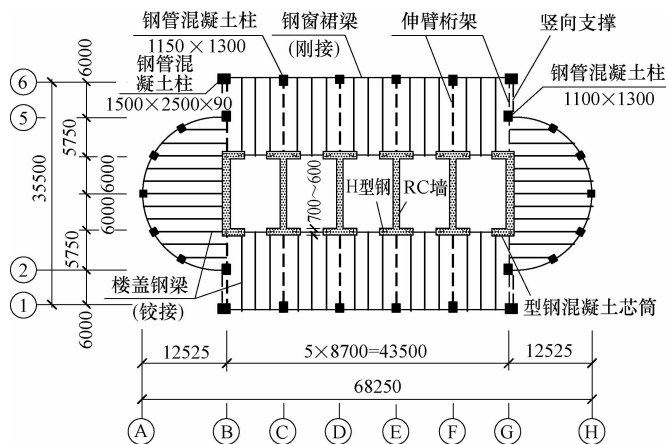


图5-192 深圳地王大厦的典型层结构平面

(2) 作为主楼主要抗侧力构件的芯筒，沿房屋纵向、横向的高度比分别为6.8和23，

很显然，横向偏弱。为了增强主楼横向的抗推刚度，采取了以下3项措施：

1) 于第2、22、41、66层的设备层和避难层，顺芯筒的各道横墙，即沿轴线③~④，各设置一榀整层楼高的、横贯房屋全宽的型钢伸臂桁架，与外圈框架柱连接（图5-192和图5-193a）。从而使外圈框架各柱与芯筒共同组成一个整体竖向抗弯构件，抵抗整座大楼水平荷载引起的倾覆力矩。伸臂桁架的截面高度为6.7~7.5m，竖向间距为68~90m。伸臂桁架埋置于芯筒横墙内的杆件改用2条带形钢板。

2) 同样于4个避难层，沿轴线①和⑥，自轴线③至④，各设置一道整层楼高的纵向钢桁架（图5-192），以协调各柱的轴向压力和变形。

3) 于轴线③和④，在①—②和⑤—⑥两个柱间内，各设置一列由型钢斜杆组成的竖向支撑（图5-193b），以提高③、④轴线构件因负担半圆形楼面水平荷载而需加强的抗推刚度和承载力。因为采用的是单斜杆轴交支撑，所以，同一轴线上的两列竖向支撑对称布置。

(3) 沿主楼楼面的南、北两端半圆弧形均匀排列的5根外柱，仅承受重力荷载。

(4) 各层楼盖，根据承重要求按一定间距布置轧制H型钢次梁，为适应楼板所采用压型钢板的跨度要求，次梁的中心距为2.18m。镀锌压型钢板搁于次梁上，并加焊栓钉，上浇筑100mm厚的混凝土面板，形成组合楼板。

3. 构件截面尺寸

(1) 主楼的型钢混凝土芯筒，是在芯筒的转角、纵横墙交接处及洞口两侧设置H型钢暗柱，与各层洞口工字形焊接钢梁，构成钢框架，并在型钢框架外面包以钢筋混凝土墙体；H型钢暗柱的截面尺寸为300mm×300mm×15mm。芯筒各片墙体的厚度：第40层以下为750mm，第41层以上为600mm，芯筒内型钢暗柱及钢梁的布置见图5-194。

(2) 轴线①、⑥外框架的角柱和边柱，其底部截面尺寸分别为1500mm×2500mm和1150mm×1300mm，向上逐段减小，至结构顶部，分别为800mm×800mm和600mm×600mm。位于②、⑤轴线阴角处的4根外柱，其截面尺寸由底部的1100mm×1300mm向上分段减小到顶部的600mm×600mm。钢管最大壁厚为90mm。

(3) 楼面外围的各根矩形截面钢管柱，在第58层以下，全部逐段自底部开孔向钢管内压灌C45混凝土，形成钢管混凝土柱；第59层以上，则不再充填混凝土。钢管的运输、安装分段长度为15m，即4个典型楼层的总高度，每段钢管的下端留有混凝土的泵送口。底层以下大部分框架柱转换为型钢混凝土柱。

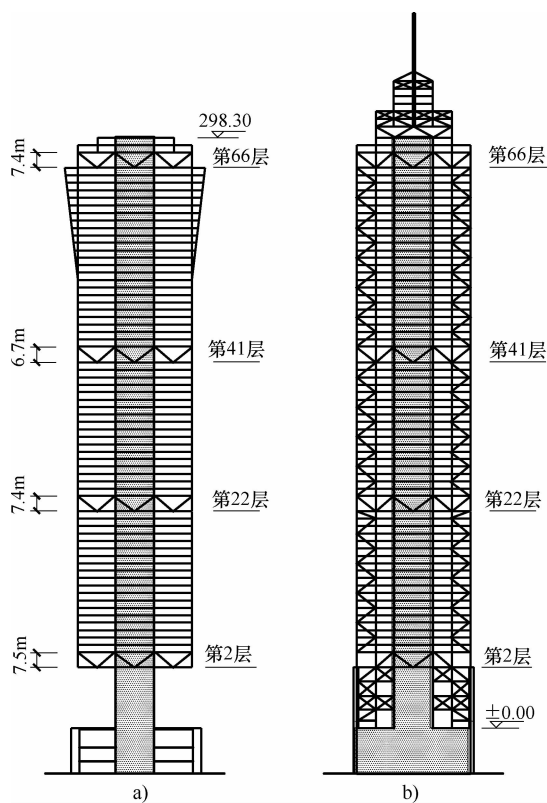


图5-193 深圳地王大厦的结构剖面

a) 图5-192 轴线③、④、⑤、⑥ b) 图5-192 轴线①、⑥

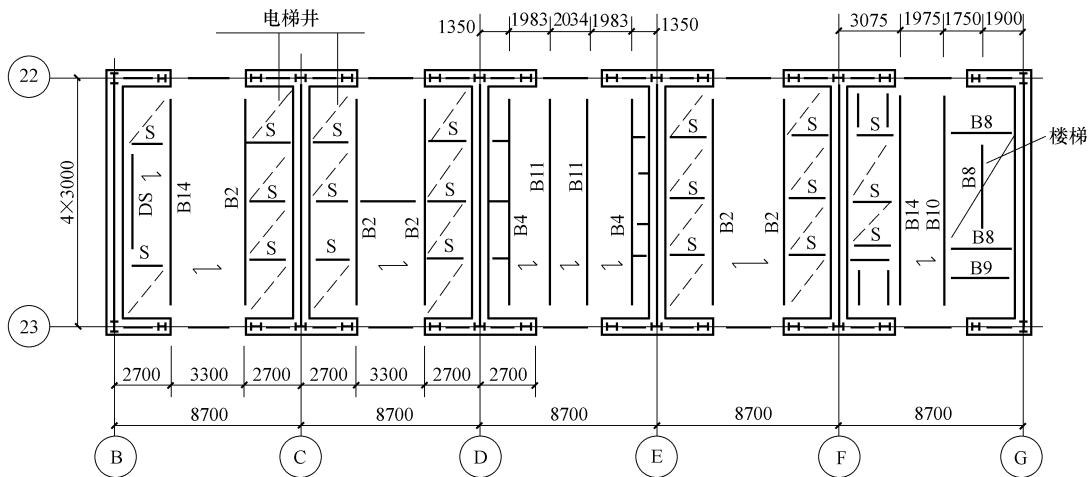


图 5-194 芯筒内型钢暗柱及钢梁的布置

(4) 自钢管底部向管内压灌的混凝土具有较大压力，为保证矩形钢管壁板的侧向稳定以及与混凝土的粘结，在钢管内壁加焊水平加劲肋和栓钉（图 5-195）。

(5) 轴线③、⑤处竖向支撑的斜杆采用焊接 H 型钢，截面高度为 800 ~ 900mm，翼缘板最大厚度为 55mm。第 22 层伸臂桁架的上、下弦杆和 V 形斜腹杆均采用焊接矩形钢管，截面尺寸（mm）分别为 500 × 300 × 28 × 16 和 700 × 300 × 28 × 16。

(6) 框架梁、柱及竖向支撑的钢材牌号为美国标准 Gr · 50 (Ksi)，次梁的钢材采用美国标准的 Gr · A36。

4. 转换层及转换桁架

(1) 结构平面的①及⑥轴线是建筑的主要立面，为了获得高达 30m 的空间中厅效果，④及⑤轴线标高为 31.59m 处各有 2 根柱子不能落地，相应地需要设置转换桁架。为减小转换桁架的跨度，在转换桁架的下弦中点设置 A 形支撑（图 5-196）。又为了增强该部位纵、横向的结构侧向刚度，在建筑平面的四角和转换桁架下弦（标高为 31.59m）以下，设置 4 个 L 形剪力墙。

(2) A 形支撑的斜柱及中间横杆均采用箱形截面，并在斜柱内浇灌混凝土（图 5-197）。在两根斜柱的柱脚部位设置拉杆，拉杆截面厚度为 45mm、宽度为 1400mm 的宽带钢板。斜柱伸入 L 形剪力墙内时，箱形截面经田字形截面过渡至十字形截面，后两种截面的翼缘板上均焊接圆柱头栓钉。

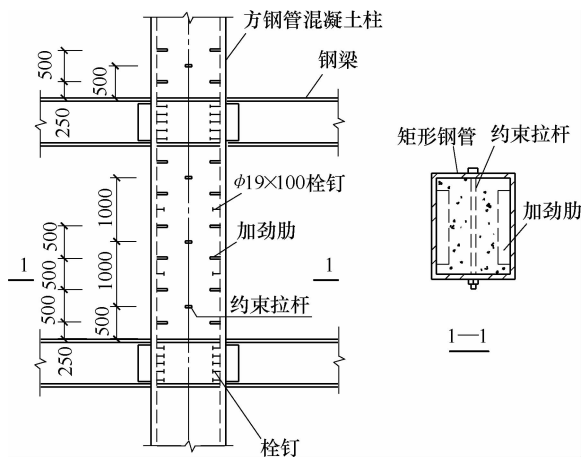


图 5-195 矩形钢管混凝土柱的管壁加劲肋和栓钉

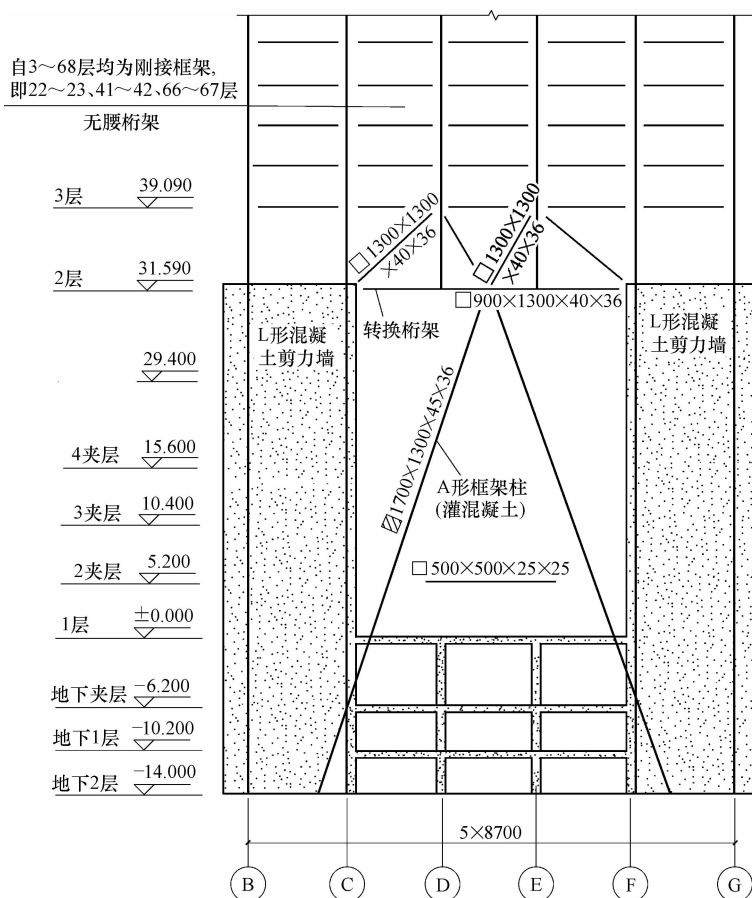


图 5-196 轴线①和⑥的转换桁架及 A 形支撑立面

5. 地下室结构和基础

(1) 沿建筑红线以直径 1.2m、间距 1.8m 的人工挖孔桩构成基坑护壁，并作为地下室承受土压和重力荷载的主要外墙构件。

(2) 地下室的 3 层楼盖均采用无梁楼板，顶层板厚 800mm，其余两层楼板，厚 450mm。

(3) 主楼基础采用 28 根人工挖孔桩，以微风化花岗岩为桩端持力层，基岩设计承载力为 1000kPa。桩径为 1.6~4.5m，灌筑 C35 混凝土。直径 4.5m 桩的设计荷载为 21×10^4 kN。

6. 结构抗震分析

(1) 地王大厦按 7 度远震进行抗震设防，场地属 II 类。钢-混凝土组合结构的阻尼比，计算值取 2.5%，实测值为 4.4%。

(2) 结构自振周期的计算值和实测值见表 5-60。

(3) 鉴于日本阪神地震时具有明显“柔弱楼层”建筑的大量倒塌，进行地王大厦的结构设计时，要求各楼层剪切刚度不超出上、下楼层剪切刚度的 0.5~2.0 倍。

(4) 按规范反应谱曲线进行结构抗震第一、第二阶段设计时，地震影响系数最大值 α_{\max} 分别取 0.08 和 0.5。采用 5 条符合场地地质条件的实际地震波和人工地震波，对结构分别进行弹性时程分析的楼层剪力验算和弹塑性时程分析“柔弱楼层”的层间侧移验算时，地震波峰值加速度分别取 35Gal 和 220Gal。各项验算结果均符合规范要求。

表 5-60 深圳地王大厦结构自振周期

(单位: s)

方法	横 向		纵 向		扭 转
	T_{x1}	T_{x2}	T_{y1}	T_{y2}	
计算值	6.2		5.7		
实测值	5.6	1.9	4.6	1.4	3.4

7. 结构风荷载侧移

(1) 大厦主楼横向在风荷载作用下, 第 57 楼层, 按层间侧移差计算出的标志性层间侧移角达到 $1/274$, 超出规范限值。

(2) 若从第 57 层的层间侧移差中扣除因第 57 层楼板倾斜、楼层刚体转动引起的侧移差, 即从标志性层间侧移角中扣除第 57 层楼板的倾角, 计算所得的第 57 层的受力层间侧移角为 $1/2900$, 则远小于规范限值。

8. 风振响应计算

(1) 以高、柔为特征的地王大厦, 用一般分析方法很难正确计算出它在气边界层湍流中的风振响应。需要通过风洞试验取得反应参数, 再按实际建筑的结构动力特性进行计算, 则可得到比较正确的大厦风振响应预测。

(2) 高层建筑的风洞试验, 传统的气动弹性模型的制作费用昂贵。随着风洞技术的快速发展, 运用测力天平技术的刚性模型, 已能取得比较满意的结果。刚性模型是以轻质材料制成, 外形尺寸正确; 对测力天平的刚度和灵敏度, 则有比较严格的要求。地王大厦主楼的风洞试验就是采用此种刚性模型。

(3) 装置在测力天平上的地王大厦主楼模型及其周围主要建筑物, 一并安装在旋转平台上, 为模拟风向改变, 平台每旋转 15° , 测定一次。在风洞模拟的风边界层湍流中, 利用测力天平技术, 通过信号处理系统进行数据分析, 即可取得模型底部沿横向、纵向的剪力、横向力矩、纵向力矩及扭矩的瞬时值、最大值、平均值、标准差及功率谱。然后, 根据结构的动力特性, 运用随机理论, 计算出风作用下的结构侧移和振动加速度。

(4) 风洞试验结果显示: ① 某些风向, 地王大厦的横风向风振反应, 大于其顺风向风振反应, 并对结构抗风设计起着决定作用; ② 尽管大厦主楼的平面和刚度是对称的, 任何方向的风都会引起扭转振动, 而且是与大楼的横向、纵向振动同时发生的。结构分析中必须考虑其耦合作用。

(5) 分别按下述两种风气候, 结构阻尼比取 2.5% , 对大厦主楼在阵风(脉动风)作用下的顶部风振反应预测作了计算: ① 澳门的风气候, 50 年重现期 500m 高度处(梯度风)的极端风速为 47m/s ; ② 按 GB 50009《建筑结构荷载规范》, 50 年重现期 325m 高度处的极端风速为 60m/s 。计算结果列于表 5-61。

表 5-61 地王大厦主楼顶部的风振加速度计算结果

(单位: Gal)

项 目	重现期	1 年	10 年	30 年	50 年	100 年	250 年
	澳门风气候	横向振动	7.3	18.6	26.2	30.4	36.6
纵向振动		3.1	8.1	11.5	13.4	16.2	20.4
扭转振动		4.6	10.8	14.7	16.9	20.0	24.6

(续)

项 目		重现期	1 年	10 年	30 年	50 年	100 年	250 年
澳门风气候	顶层形心		7.5	19.2	27.0	31.3	37.7	47.3
	顶层角部		7.9	20.1	28.2	32.7	39.3	49.2
GB 50009《建筑 结构荷载规范》	横向振动		11.1	29.6	44.0	52.2	65.1	85.8
	纵向振动		5.0	14.2	21.9	26.4	33.5	45.2
	扭转振动		6.7	16.2	22.9	26.6	32.3	41.0
	顶层形心		11.5	30.7	45.7	54.3	67.8	89.5
	顶层角部		12.0	32.0	47.4	56.3	70.1	92.3

(6) 从表 5-61 计算结果可以看出：①大厦主楼在澳门风气候重现期为 10 年的风速作用下，顶部加速度值小于 20Gal，表明满足风振舒适度要求；②不同重现期的风速作用下，主楼顶部加速度的数值有着较大的差别。

112 香港长江中心大厦

1. 建筑概况

香港长江中心大厦位于香港市中心区。主楼地下 6 层（停车库），基础埋深为 -26m；地上 62 层，高 283m；建筑平面为 47.2m×47.2m 带 1m 小切角的方形（图 5-198）。主楼的高宽比值为 6.0。大厦建成后的外观见图 5-199。

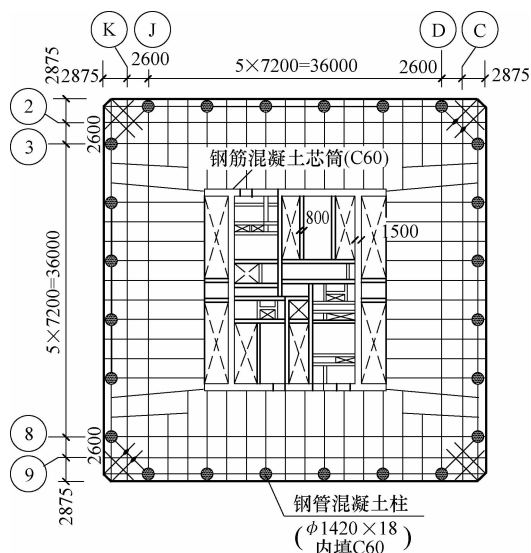


图 5-198 香港长江中心大厦的典型层结构平面

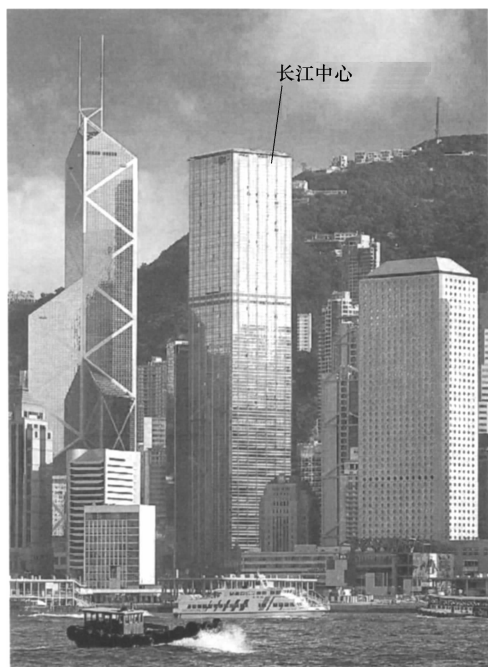


图 5-199 香港长江中心大厦的外观

2. 结构体系

(1) 主楼采用“芯筒-框架”结构体系。钢筋混凝土芯筒为带外伸翼缘的矩形，平面尺寸为 $21.6\text{m} \times 25.6\text{m}$ ；外圈框架采用钢梁和钢管混凝土柱，柱距为 7.2m 。水平荷载下大楼的水平剪力主要由芯筒承担，倾覆力矩则由芯筒和外圈框架共同承担。

(2) 沿 x 方向（结构弱向），于第22~24层、第41~43层及第59~61层，各设置两层楼高的刚性伸臂桁架，并沿楼面周边框架设置外圈桁架。沿 y 方向（结构强向），则仅于第22~24和41~43层设置伸臂桁架。

3. 构件设计

(1) 芯筒

1) 芯筒的墙厚，由底层的 1.5m 逐段减薄至顶部的 0.4m ，混凝土强度等级全部为C60，但芯筒内部水平构件则为C40。

2) 芯筒内部的各层楼盖，也采用混凝土构件而不是钢-混凝土组合楼板。其优点是：①芯筒的施工进度有可能比外部钢结构提前10层，减少芯筒内部构件的吊装工作量，有利于外部钢结构的安装；②增加芯筒的整体刚度；③芯筒内部为机电设备，要求两小时耐火等级，采用混凝土梁板可节省防火涂料。

(2) 外柱

1) 外圈框架柱的圆形钢管，由底部的 $\phi 1422.4 \times 18$ （mm）分段减小至顶部的 $\phi 965 \times 12.7$ （mm）。管内灌注C60高强度混凝土，每次从下往上泵送灌注3个楼层，以免妨碍上面楼层的施工。

2) 考虑到整个结构的施工程序，未注入混凝土以前的空钢管，其承载力应至少能满足承托其上6层楼的全部重力荷载。

3) 采用圆形钢管混凝土柱的优点是：①承载力高；②表面面积小；③能取代施工模板；④不需要防火涂料；⑤无绑扎钢筋；⑥施工进度快。

4) 主楼24根外柱通过第2~4层的方形钢管转换桁架（图5-200）合并成底层的8根主柱。主柱采用以带翼缘十字形型钢为芯柱的型钢混凝土柱，矩形柱的截面尺寸为 $2.3\text{m} \times 2.15\text{m}$ ，圆柱直径为 2.5m （图5-201）。为增强对混凝土的约束作用，在型钢芯柱角部缺口处，各设置一根钢筋骨架和水平拉筋。



图5-200 转换层钢管桁架

(3) 楼盖

1) 芯筒与外圈框架之间的 $11 \sim 14\text{m}$ 无柱空间，采用工字形钢梁，截面高度为 457mm 。

2) 各层楼盖均采用钢梁和压型钢板组合楼板，典型楼层楼板厚 130mm ；设备层楼板厚 $150 \sim 200\text{mm}$ 。

(4) 基础

1) 芯筒采用直接搁置于 -26m 岩石层上的，厚度为 5m 的板式筏形基础。

2) 外圈主柱采用直径为 6m 的墩基础。地下室小柱, 采用灌注桩基础。

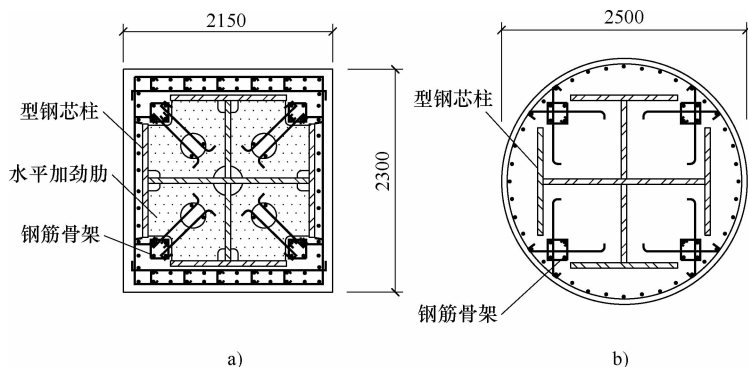


图 5-201 型钢混凝土柱的型钢芯柱和配筋

a) 方形截面柱 b) 圆形截面柱

4. 结构分析

1) 主楼 x 向、 y 向和扭转的基本自振周期分别为 7.6s、5.7s 和 2.4s。

2) 按楼房顶部风压 $w = 4.3\text{kPa}$ 计算得 x 方向结构顶点侧移为 800mm, 顶点侧移角为 $1/380$ 。

3) 按加拿大建筑规范 (NBCC) 计算, 强风时大厦顶层的振动加速度分别为 13Gal (弱轴) 和 11Gal (强轴), 均小于 20Gal 的风振加速度限值。

5.7 芯筒-翼柱体系

5.7.1 结构体系的组成

芯筒-巨型翼柱体系, 是指由钢筋混凝土或型钢混凝土芯筒与大楼外圈钢管混凝土或型钢混凝土巨型翼柱所组成的结构体系, 简称芯筒-翼柱体系。图 5-202 为米格林-拜特勒大厦的典型层结构平面。

芯筒通过各层楼盖大梁以及每隔若干楼层由芯筒外伸的一到两层楼高的刚性大梁, 与外围巨型翼柱相连, 形成一个整体的抗侧力构件。

大楼外围每边的两个巨型翼柱, 通过各层楼盖边梁相互连接, 形成一个空腹桁架式构件。某些情况下, 为了使大楼平行于水平荷载方向的一侧巨柱, 也参与抵抗倾覆力矩, 在大楼每一侧的两根巨柱之间增设竖向支撑。

各层楼盖的现浇混凝土组合楼板, 作为刚性横隔板, 将芯筒与外圈各根巨型翼柱连接成为具有空间工作性能的大型立体构件。

建筑周边的巨型翼柱, 截面尺寸很大 (图 5-202 所示结构平面中的翼柱, 底层的截面尺寸为 $10\text{m} \times 2\text{m}$), 通常均采用型钢混凝土柱。

对于巨型翼柱, 为了增强对其混凝土的侧向约束, 以提高混凝土的抗压强度, 增大柱的

侧向变形的延性，可在柱内设置多根较小直径的圆形钢管（图 5-203），取代 H 形或十字形型钢芯柱，使巨型翼柱的截面力学性能更接近于钢管混凝土杆件。

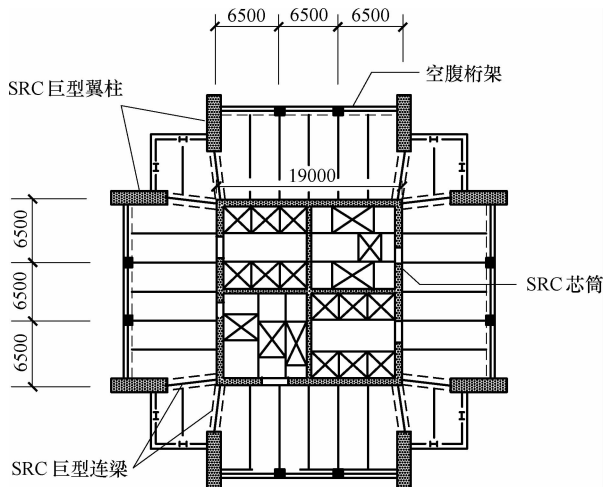


图 5-202 采用芯筒-翼柱体系的米格林-拜特勒大厦的典型层结构平面

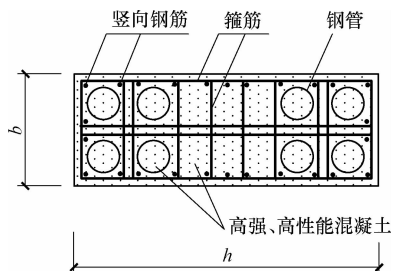


图 5-203 巨型翼柱的截面形式

5.7.2 结构受力特点

在筒中筒结构体系中，芯筒与外圈框筒之间虽有各层楼盖连系，但楼盖仅能协调内、外筒的侧移，使之趋于一致；并不能将内、外筒连接成为一个大型的侧向整体抗弯构件。在水平荷载作用下，芯筒和框筒依旧是各自独立侧向受弯的立体构件。芯筒由于高宽比较大，抗弯能力较弱；框筒由于存在剪力滞后效应，整体抗弯能力也未能得到充分发挥。除非在内、外筒之间设置刚臂（刚性伸臂桁架），情况才会得到改善。

在芯筒-翼柱结构体系中，其巨型翼柱相当于将筒中筒体系中的外圈框筒柱相对集中而成。由于巨柱大体上位于芯筒纵、横墙体的延长线上，并通过多道伸臂桁架与芯筒连为一体，构成一个等于房屋全宽的侧向整体受弯构件，而且其巨柱又位于该构件中和轴的最远处，能提供最大的力偶臂，从而充分发挥其巨大截面在抵抗倾覆力矩中所起的作用。

作用于大楼的水平荷载，主要由同方向的芯筒-翼柱联合体承担，大楼的竖向荷载则由各根巨型翼柱和芯筒分担。

在水平荷载倾覆力矩作用下，近端和远端巨型翼柱将分别承受很大的拉力和压力，其中型钢芯柱的选型及接头，除尽量增强柱的受压承载力外，还应具有足够的受拉承载力。

5.7.3 工程实例

113 国家银行广场大厦

1. 建筑概况

美国亚特兰大市国家银行广场大厦为一幢高层办公楼，建筑平面采取带齿形转角的正方形平面，外轮廓尺寸为 49.4m × 49.4m。大厦典型楼层的结构平面如图 5-204a 所示。

大厦地面以下5层，地面以上57层。第57层楼面以上，大厦顶部楼面逐渐变小，形成一个高42.7m的圆锥形塔尖。

2. 结构体系

(1) 大厦主体结构采用型钢混凝土支撑芯筒-翼柱体系。支撑芯筒的平面尺寸为17.9m×23.3m，由4个L形型钢混凝土角柱与周边四个侧面的型钢竖向支撑所组成。由于这些竖向支撑要避开楼面核心区的门洞和设备管道，支撑芯筒四个侧面的支撑布置存在一定差异。图5-204b为大厦的结构剖面。

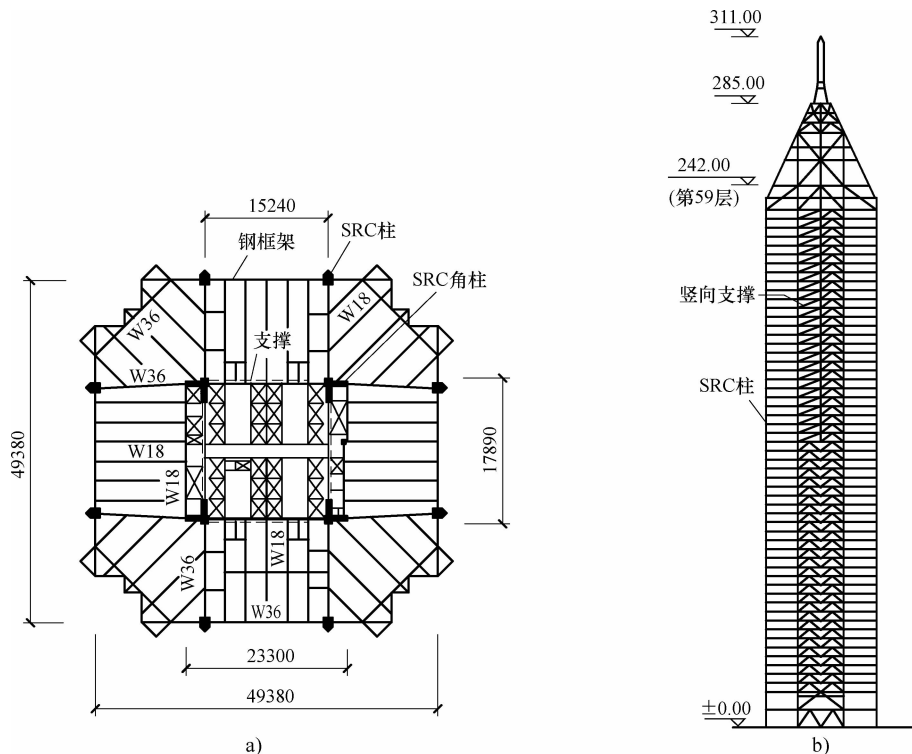


图 5-204 亚特兰大市国家银行广场大厦

a) 典型层结构平面 b) 结构剖面

(2) 大厦的重力荷载主要由12根型钢混凝土巨柱承担，其中，4根位于支撑芯筒的四角，另外8根巨型翼柱位于楼面的周边。

(3) 作用于大厦的水平荷载，主要由支撑芯筒与同方向型钢主梁相连接的巨型翼柱所组成的联合抗侧力构件来承担，与荷载同方向的大楼两侧边的混合结构框架（两根巨型翼柱与其间各层楼盖型钢主梁刚接所形成），也参与承担大楼的倾覆力矩。

(4) 在第56层至第59层之间，设置了横跨楼房全宽的大型桁架，将支撑芯筒与外圈巨型翼柱连为一体，进一步加大了结构的抗推刚度，也提高了外圈巨型翼柱参与抵抗倾覆力矩的效能。

(5) 连接巨型翼柱的型钢主梁，其截面高度为910mm，大于各层楼盖的其他钢梁。为便于设备管道的顺利通过，型钢主梁腹板上设置了若干孔洞。

114 香港中环东北大楼

1. 建筑概况

香港中环地区的东北大楼是一座商业大厦，地面以上 88 层，高 420m。建筑平面采用正方形，立面上则多次收进，使大楼体形呈多阶形截锥体。

2. 结构体系

大楼采用芯筒-翼柱体系，其主体结构由以下三部分组成：①楼面中央部位设置的钢筋混凝土芯筒；②楼面四边大致对应于芯筒边墙的位置，设置 8 根型钢混凝土巨型翼柱；③在第 32 层、第 52 层和第 67 层，分别沿芯筒四边墙体各设置一道两层楼高的刚性伸臂钢桁架，与楼面周边的 8 根巨型翼柱相连接。

大楼的典型层结构平面示于图 5-205。大楼结构的高宽比为 7.6。

3. 抗风计算

(1) 香港地处台风气候带，大楼的结构设计不仅要确保风荷载作用下具有足够的水平和竖向承载力，还要控制结构的侧移和振动加速度，让大楼使用者不产生风振不适感。

(2) 大楼结构分析采用了三维计算模型，并考虑了正面风载和对角线方向风载。在每种风载工况下，结构顶点侧移的限值为 $H/400$ ，最大层间侧移的限值为 $h/300$ 。 H 为基础桩帽标高以上的楼房总高度， h 为楼房的层高。

(3) 楼房在最不利的对角线风荷载作用下，结构的侧移曲线和层间侧移曲线示于图 5-206。

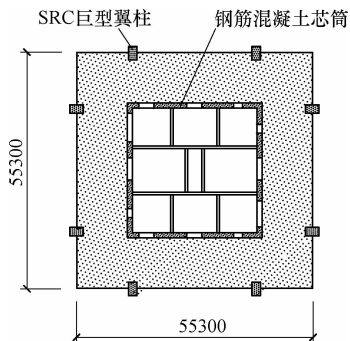


图 5-205 香港中环区东北大楼的典型层结构平面

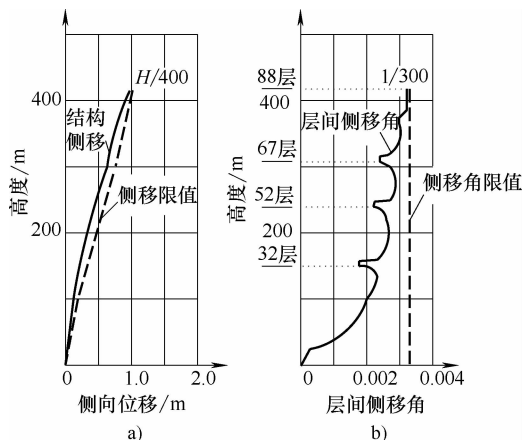


图 5-206 45°斜向风荷载作用下的结构侧向变形
a) 结构侧移曲线 b) 结构层间侧移曲线

4. 构件截面尺寸

(1) 钢筋混凝土芯筒和型钢混凝土巨型翼柱的截面尺寸，分别列于表 5-62 和表 5-63。

表 5-62 钢筋混凝土芯筒的墙体厚度 (单位: mm)

所在楼层	周边墙体			内部墙体		
	初始值	下限值	上限值	初始值	下限值	上限值
地下室	2000	2000	2000	1000	1000	1000

(续)

所在楼层	周边墙体			内部墙体		
	初始值	下限值	上限值	初始值	下限值	上限值
第1~5层	1500	1500	1750	450	100	450
第6~34层	1000	1000	1500			
第35~54层	850	750	1250			
第55~69层	750	600	1000			
第70~88层	650	500	750			

表 5-63 型钢混凝土巨型翼柱的截面尺寸

所在楼层	型钢芯柱截面面积/m ²	外包混凝土截面面积/m ²
地下室至地上第7层	$0.5 \leq A_s \leq 1.5$	$6.0 \leq A_c \leq 8.0$
第8~32层(第一道伸臂钢桁架)	$0.3 \leq A_s \leq 1.0$	$5.5 \leq A_c \leq 8.0$
第33~52层(第二道伸臂钢桁架)	$0.2 \leq A_s \leq 0.6$	$3.0 \leq A_c \leq 6.5$
第53~67层(第三道伸臂钢桁架)	$0.05 \leq A_s \leq 0.25$	$1.5 \leq A_c \leq 5.0$

(2) 表 5-62、5-63 中, 下限值一般是对应于满足结构强度要求的最小截面尺寸; 上限值则代表可建造的构件最大截面尺寸。

115 金茂大厦

1. 建筑概况

(1) 金茂大厦位于上海浦东新区陆家嘴金融贸易区, 由塔楼和裙房组成。塔楼地下 3 层; 地上 88 层, 结构顶部高度为 383m, 建筑总高度为 421m。大厦为多功能建筑, 其下段的 52 个楼层, 用于办公; 上段的 35 个楼层, 用作五星级宾馆客房; 第 88 层为观光层; 地下 3 层, 用以停放 900 辆汽车和 1000 辆自行车。用作塔楼旅馆客房部的 53 层到 87 层, 设置一个通高的、有顶部自然采光的中庭。

(2) 塔楼平面呈八边形, 外轮廓尺寸为 52.7m × 52.7m, 立面呈宝塔形, 总建筑面积为 28×10^4 m²。图 5-207 为该塔楼的外观。

(3) 塔楼的高宽比为 8.0, 若仅计算到顶部的居住楼层, 则为 7.0。

(4) 建筑内部核心部位的芯筒, 平面尺寸为 27m × 27m, 芯筒边缘至外围巨型翼柱之间的跨度为 12m。芯筒在第 53 层以上的宾馆客房部位, 芯筒内部的井字形分隔墙全部取消, 仅保留外圈墙体, 从而形成高度为 200m 的内天井。

2. 结构体系

(1) 塔楼主体结构采用芯筒-翼柱体系, 由以下几部分组成: ①由基础底板向上延伸到第 87 层的钢



图 5-207 上海浦东 88 层金茂大厦的外观

钢筋混凝土芯筒，平面尺寸为 27m×27m，筒内纵、横墙体按井字形布置；②楼面周边的位于芯筒内墙轴线延长线上的 8 根型钢混凝土巨型翼柱；③位于楼面周边四角的 8 根型钢巨柱；④在第 24~26 层、第 51~53 层、第 85~88 层，顺芯筒内墙轴线各设置一榀两层或三层楼高的伸臂桁架，用以连接芯筒与巨型翼柱，使翼柱与芯筒形成整体，共同抵抗水平荷载倾覆力矩；⑤作为结构水平刚性横隔板的各层楼盖；⑥用于支承和锚固所有竖构件的八边形基础筏板及其下的 φ910mm 钢管桩。

(2) 为了增大结构的抗推刚度和受剪承载力，在由基础底板伸至第 87 层的芯筒内部，于第 52 层以下，增设按井字形布置的钢筋混凝土腹板墙体。塔楼旅馆区段和办公区段的典型层结构平面见图 5-208a、b；塔楼的结构剖面如图 5-208c 所示。

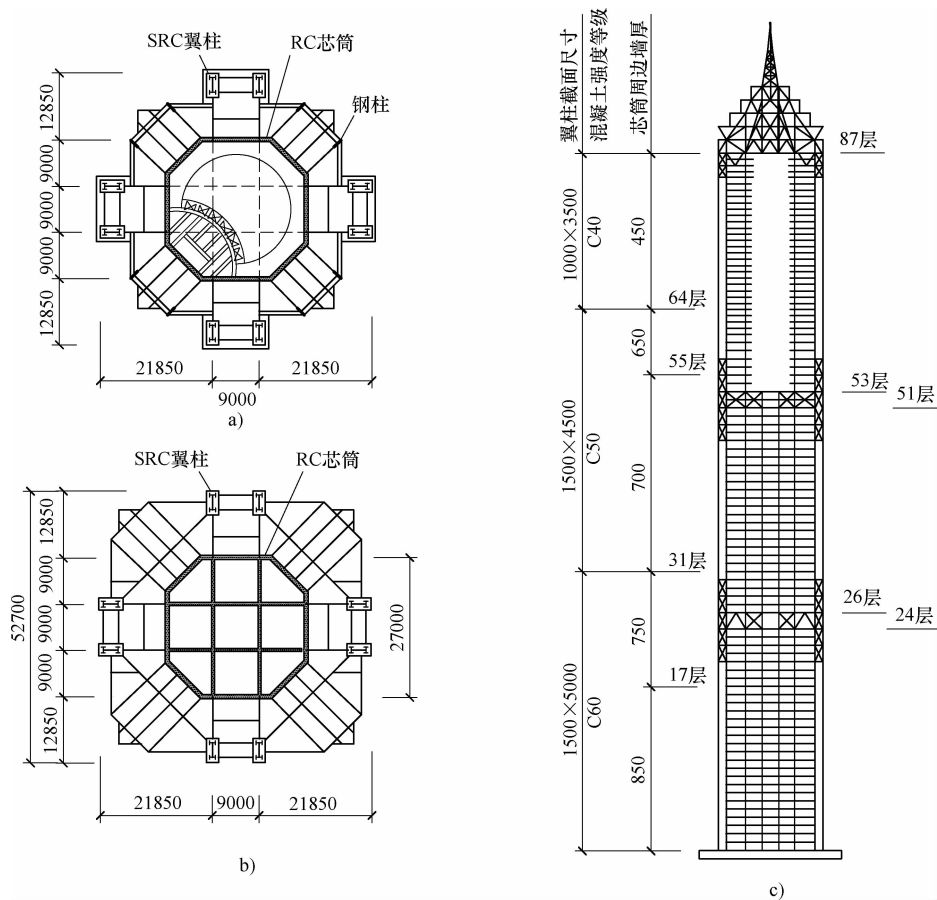


图 5-208 金茂大厦塔楼的结构简图

a) 第 53~87 层结构平面 b) 52 层以下结构平面 c) 结构剖面

(3) 用作强风地区特高楼房的主体结构，为了获得足够的抗推刚度、较大的阻尼比、较小的风振加速度，采用型钢混凝土结构比钢结构更有效、更经济。

3. 结构受力特点

(1) 塔楼的竖向荷载由钢筋混凝土芯筒、8 根型钢混凝土巨型翼柱和 8 根型钢角柱共同承担。

(2) 作用于整座塔楼的正向水平荷载, 主要由钢筋混凝土芯筒、平行于荷载方向的三道各两榀伸臂钢桁架、及与之连接的 4 根型钢混凝土巨型翼柱所组成的巨型框架承担。水平剪力主要由芯筒承担; 巨型翼柱除承担部分重力荷载和水平剪力外, 主要承担倾覆力矩引起的轴向压力或轴向拉力。

(3) 作用于整座塔楼的 45° 斜向水平荷载, 由钢筋混凝土芯筒、各榀纵、横向伸臂钢桁架及与之连接的 8 根型钢混凝土巨型翼柱共同承担。

4. 伸臂钢桁架的构造

(1) 伸臂钢桁架(刚臂)埋置于芯筒的钢筋混凝土隔墙内, 其上、下弦贯通于楼面全宽, 并与巨型翼柱内的型钢暗柱相连接; 芯筒与翼柱之间钢桁架外露部分(第一节间)的斜腹杆, 第 24、51、85 楼层处的第一、二、三道桁架, 分别呈人字形、X 形和倒人字形。现以第一道伸臂桁架为例, 将其结构简图示于图 5-209a。

(2) 为使施工期间芯筒与翼柱的竖向差异压缩变形引起的伸臂桁架杆件初应力达到最小值, 桁架第一节间斜杆与上、下弦节点板之间采取长圆孔的销栓连接(图 5-209b)。原设计每端为一根 $\phi 175\text{mm}$ 、长 1.2m、重 230kg 的销栓, 施工中, 修改为两根较小直径销栓。

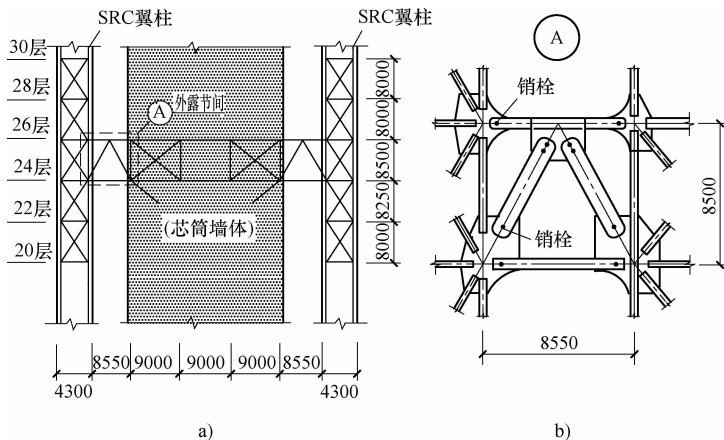


图 5-209 连接芯筒与巨型翼柱的伸臂钢桁架

a) 结构简图 b) 斜腹杆的销栓连接构造

5. 构件截面尺寸

(1) 钢筋混凝土芯筒墙厚与型钢混凝土巨型翼柱截面尺寸的相对关系, 是按照各构件在重力和侧力共同作用时的等应力设计准则来确定。

(2) 钢筋混凝土芯筒和型钢混凝土巨型翼柱的截面尺寸列于表 5-64。

(3) 各层楼盖由钢梁和组合楼板构成。钢梁中心距为 4.5m, 上覆肋高 75mm 的压型钢板、现浇混凝土面板后形成的组合楼板, 其面板厚度为 80mm。

(4) 八边形钢筋混凝土筏形基础平板的平面尺寸为 $62\text{m} \times 62\text{m}$, 平板厚度为 4m, 采用 C50 混凝土浇筑, 内配多层 $\phi 35\text{mm}$ 钢筋束, 间距 300 ~ 600mm; 弯矩最大处, 最多配置 10 层钢筋。为防止基础因温度变化和混凝土收缩而产生裂缝, 在板面配置两层 $\phi 8 @ 100\text{mm}$ 钢筋网; 在板底, 至少配置两层受力钢筋。

表 5-64 金茂大厦抗侧力构件的截面尺寸

所在楼层	钢筋混凝土芯筒			型钢混凝土翼柱			
	周边墙厚 /mm	内隔墙厚 /mm	混凝土强度等级	截面尺寸 (mm × mm)	混凝土强度等级	配筋率	含钢率
64 ~ 87 层	450	(无)	C40	1000 × 3500	C40	1%	1% ~ 2%
55 ~ 63 层	650		C50	1500 × 4500	C50		
31 ~ 54 层	700	450	C60	1500 × 5000	C60		
17 ~ 30 层	750						
-3 ~ 16 层	850						

(5) 基础筏板坐落在中心距 2.7m, 长 65m, 打入埋深 -85m 砂层内的 429 根钢管桩上。钢管直径为 914mm, 壁厚 20mm, 单桩承载力为 7500kN。根据塔楼设计重力荷载 ($3.05 \times 10^6 \text{kN}$)、桩长和地基土质状况计算, 塔楼地基的预期沉降量为 50mm。

6. 结构分析

(1) 当着眼于控制结构的侧移时, 抗侧力体系的效能取决于下列三点: ①芯筒的水平剪切变形和侧向弯曲变形; ②巨型翼柱的竖向压缩; ③伸臂桁架各杆件的轴向变形。

(2) 塔楼在风荷载作用下, 抗侧力构件三种情况的侧向变形曲线见图 5-210, 由图中可知: ①钢筋混凝土芯筒的剪切变形数值很小; ②仅考虑芯筒单独工作时, 侧移数值较大; ③考虑型钢混凝土巨型翼柱通过伸臂桁架与芯筒共同抵抗倾覆力矩时, 其侧移约减小到单独芯筒的 1/3。

(3) 大厦的模型风洞试验, 考虑了建筑场地周边环境的现状 (多幢 10 层楼房) 和远期发展 (多幢 30 ~ 40 层楼房和两幢特高楼房) 两种情况, 根据风洞试验数据计算所得塔楼顶点的侧移角、风振加速度和扭转振动速度见表 5-65 和表 5-66。

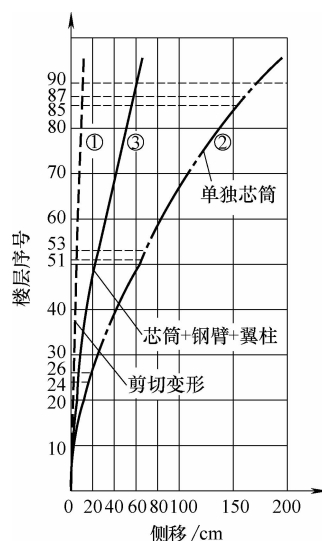


图 5-210 风荷载作用下塔楼结构的侧移曲线

表 5-65 风荷载作用下塔楼结构顶点侧移角和最大层间侧移角

建筑环境	塔楼周围建筑现状		塔楼周围远期建筑	
	u_e/H	$\Delta u_e/h$	u_e/H	$\Delta u_e/h$
风荷载取值				
30 年重现期与 1.5 % 结构阻尼比	1/1210	1/1110	1/910	1/870
50 年重现期与 2.5 % 结构阻尼比	1/1140		1/860	
100 年重现期与 3.5 % 结构阻尼比	1/1010	1/930	1/760	1/730

表 5-66 塔楼顶部 (322m 高度处) 风振加速度和扭转振动速度

建筑环境	风振加速度/Gal			扭转振动速度/ (0.001 rad/s)		
	现有建筑	远期建筑	容许最大值	现有建筑	远期建筑	容许最大值
风荷载取值						
1 年重现期	3.4 ~ 3.9	4.5 ~ 5.1	7 ~ 10			
10 年重现期	9.6 ~ 10.9	15.7 ~ 17.9	15 ~ 20	0.26	0.35	3.0

(4) 大厦按7度抗震设防, 场地属Ⅳ类。结构抗震设计第一阶段, 计算出的结构底面地震剪力和弹性层间侧移, 列于表5-67。

表 5-67 7 度地震作用下结构的基底剪力和弹性侧移

项 目	基底剪力/kN	结构顶点侧移角 u_e/H	最大层间侧移角 $\Delta u_e/h$
7 度弹性分析	28460	1/845	1/750

116 台北市国际金融中心大厦

1. 工程概况

(1) 台北市国际金融中心大厦, 地面以上 101 层, 高 428m, 后变更为 448m, 塔尖高度为 508m; 大厦底层平面尺寸为 63.5m × 63.5m。大厦的房屋高宽比值达到 6.8, 已超过美国纽约世界贸易大厦的 6.5。

(2) 大厦的立面, 采取底段为斜面、上段为 8 层塔台相组合的节节高升的体形 (图 5-211), 使塔楼的安全、防灾及视野等功能得以充分实现。

(3) 台湾地处环太平洋地震带, 台北市位于地震二区; 台湾又位于台风区, 台北市的基本风速 $V_{10,c} = 42.5\text{m/s}$ 。塔楼除应进行抗风设计外, 还要求抗震设计, 与纽约、芝加哥高楼仅需抗风存在着较大差别。

(4) 塔楼在设计过程中, 进行了多种结构方案比较, 下面着重阐明钢结构筒中筒体系与支撑芯筒-翼柱体系两者的应用效果。

2. 结构设计原则

(1) 平面对称性——为避免塔楼在水平荷载作用下发生扭转振动, 使各抗侧力构件的侧向位移相等、受力均匀, 充分发挥结构体系的抗侧力效能, 从而获得最大的水平承载力, 抗侧力构件在结构平面上的布置, 应实现双轴对称。

(2) 竖向匀变性——塔楼结构各楼层的刚度和强度自下而上应做到均匀变化, 实现地震时结构各楼层自身变形产生的层间侧移大致相等, 整个结构所吸收和耗散的地震能量最多, 震害最轻。应该避免结构因某一或某几个楼层的层间刚度或水平承载力较小, 造成相对柔弱层而发生塑性变形集中, 震害加重, 危及整个结构的安全。

(3) 强柱弱梁——框架柱承担着本层以上各楼层的重力荷载、地震剪力及塑性变形 $P-\Delta$ 效应, 发生剪压破坏后, 受压承载力大幅度下降, 将危及上部结构的安全。框架梁虽也承担本层以上各楼层地震力引起的剪力和弯矩。但承担的重力荷载仅限于本楼层, 梁端弯曲破坏后, 仅影响本层楼盖的安全使用。为此, 本大厦抗侧力刚接构架的设计, 应能实现“强柱弱梁”耐震设计准则。

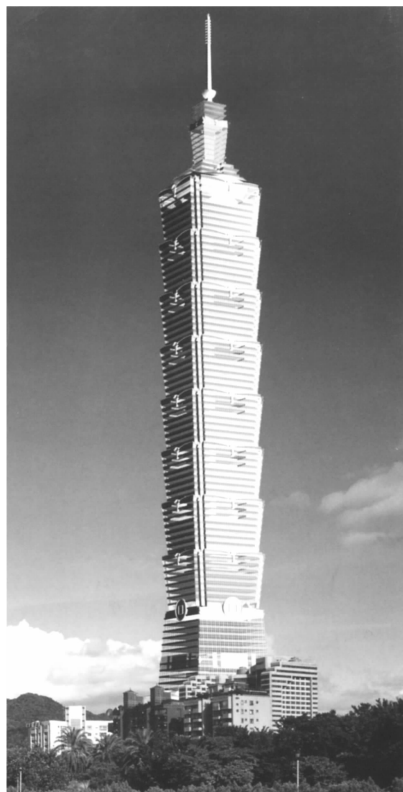


图 5-211 台北市国际金融中心大厦外观

(4) 使用舒适性——大厦为特高楼房，高宽比值大，水平荷载下的侧移曲线属弯曲线，顶部侧移较大。为防止强风作用下结构上段的顺风向或横风向加速度超过容许限值、使用者产生风振不适感，本大厦抗侧力结构体系的竖构件，应安排在建筑平面的外圈，确保结构具有足够的抗推刚度。

3. 钢结构筒中筒体系（方案一）

(1) 整个结构体系由内、外钢结构框筒所组成，内、外框筒的柱距均为 3m。

(2) 为了加大结构的抗推刚度及抗剪、抗倾覆能力：① 利用楼面核心服务性竖筒的可封闭性，沿内框筒的内、外墙轴线，各增设两列竖向钢支撑；② 在顶层以及每隔 16 个楼层，沿内框筒纵、横向轴线，各设置 4 榀一层或两层楼高的伸臂桁架，与外框筒相连；③ 在设置伸臂桁架的楼层，沿外框筒周边设置外圈钢桁架，形成环梁。图 5-212 和图 5-213 分别为筒中筒结构体系的平面和剖面。

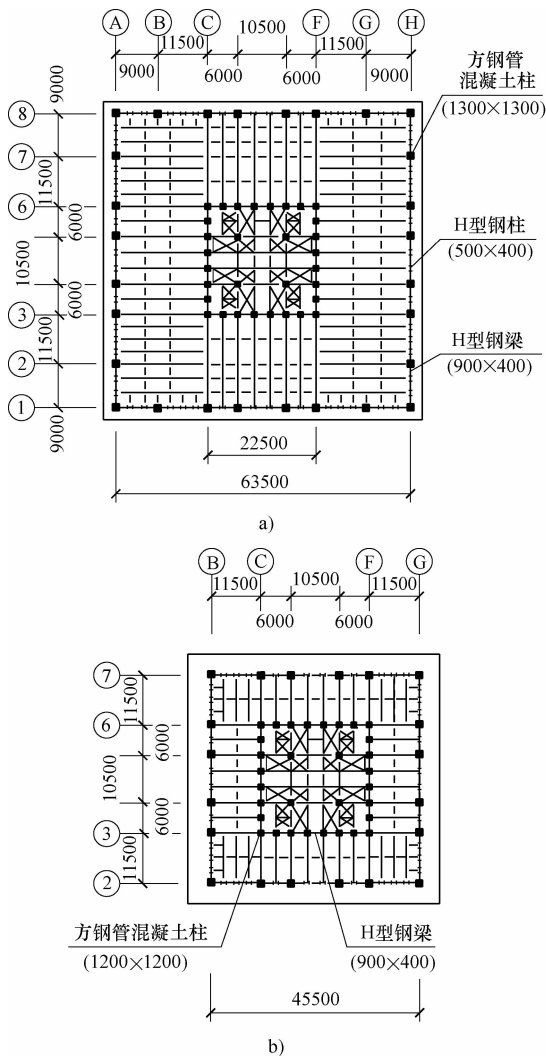


图 5-212 钢结构筒中筒体系典型层结构平面

a) 大厦底层 b) 大厦的上段 (27 层以上)

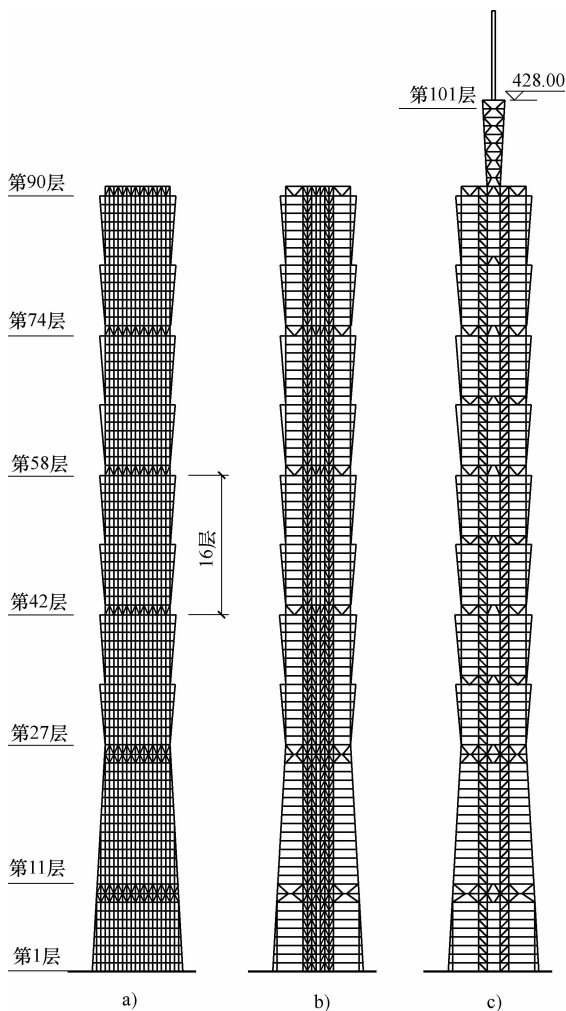


图 5-213 钢结构筒中筒体系竖剖面

a) 轴线①、⑧ b) 轴线③、⑥ c) 轴线④、⑤

(3) 外框筒钢柱采用 H 型钢 (800mm × 400mm) 和拼焊方钢管 (1300mm × 1300mm ~ 600mm × 600mm) 两种杆件。为了提高方钢管柱的承载力, 在管内灌柱混凝土。内框筒钢柱采用 1200mm × 1200mm ~ 600mm × 600mm 拼焊方钢管, 内灌混凝土。

(4) 内、外框筒钢梁及伸臂桁架各杆件, 均采用 900mm × 400mm H 型钢。各层楼盖均采用以压型钢板为底模的现浇混凝土组合楼板。

4. 支撑芯筒-翼柱体系 (方案二)

(1) 整个结构体系由支撑芯筒、16 根巨型翼柱与每隔 8 层楼一道伸臂桁架所组成。典型楼层的结构平面和剖面见图 5-214 和图 5-215。

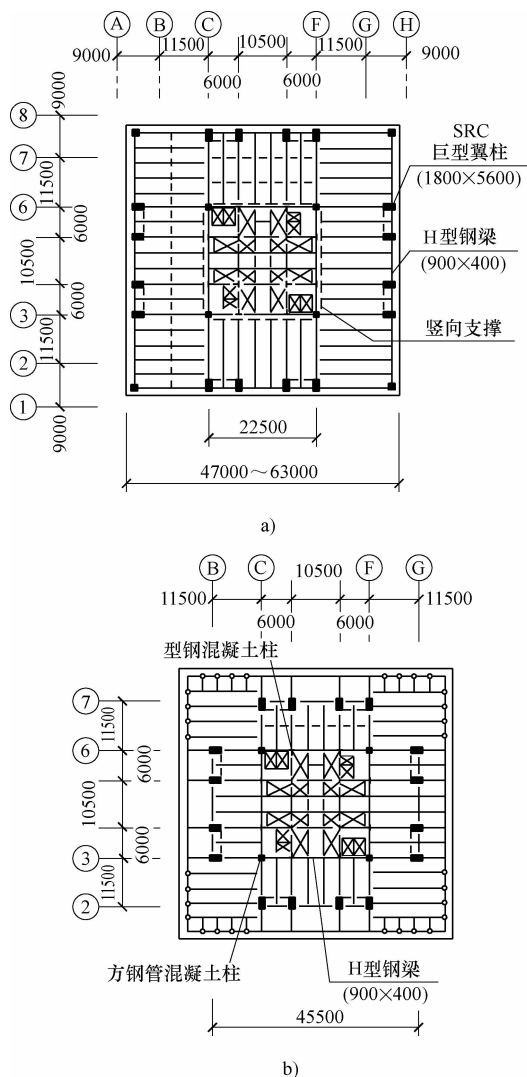


图 5-214 支撑芯筒-翼柱体系典型层结构平面

a) 大厦底层 b) 大厦的上段 (27 层以上)

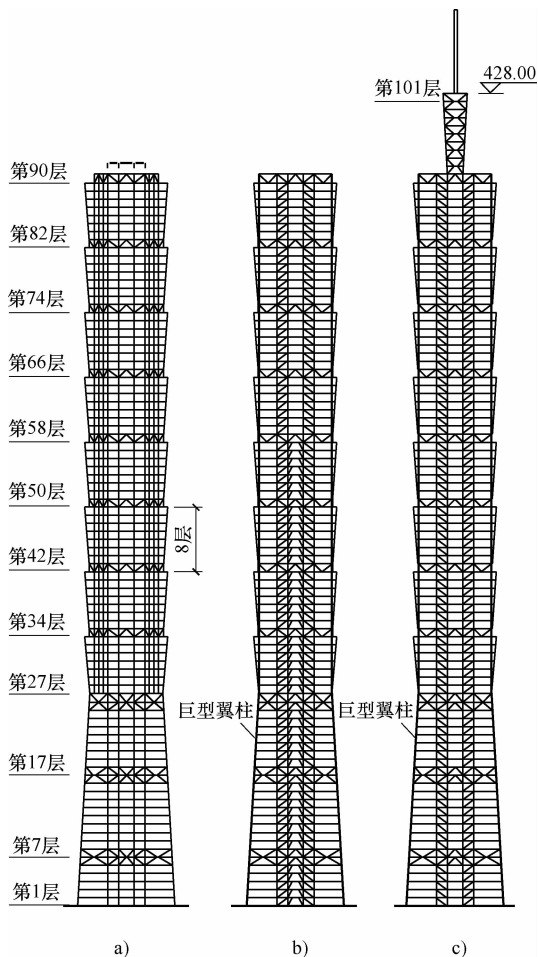


图 5-215 芯筒-翼柱体系的结构剖面

a) 轴线①、⑧ b) 轴线③、⑥ c) 轴线④、⑤

(2) 支撑芯筒的平面尺寸为 22.5m × 22.5m。芯筒的 4 根角柱为内灌混凝土的方形拼焊钢管; 8 根边柱和 4 根内柱为外包混凝土的 T 形截面型钢混凝土柱。于芯筒的每一边, 沿 x

方向各设置三列竖向支撑，沿 y 方向各设置两列竖向支撑，支撑斜杆采取 H 型钢。第 17 层以下，芯筒各柱之间设置 800mm 厚的钢筋混凝土抗剪墙。

(3) 建筑平面四边中段处设置的 16 根巨型翼柱，采用截面尺寸为 $5.6\text{m} \times 1.8\text{m} \sim 2.7\text{m} \times 0.9\text{m}$ 的矩形型钢混凝土柱，在其混凝土截面的两端各埋置一根 H 型钢暗柱。

(4) 各层楼盖的边梁、芯筒各柱之间连梁以及芯筒与翼柱之间连梁，均采用截面尺寸为 $900\text{mm} \times 400\text{mm}$ 的 H 型钢梁。

(5) 各道伸臂桁架的上、下弦杆及斜腹杆均采用 H 型钢。

(6) 各层楼盖均采用以压型钢板为底模的现浇混凝土组合楼板。

5. 结构动力特性

(1) 两种结构体系的基本自振周期，以及风荷载、地震作用下的结构底面剪力，列于表 5-68。

表 5-68 两种结构方案的自振周期和基底剪力

项目	结构基本自振周期/s			基底风剪力/kN		基底地震剪力/kN	
	横向	纵向	扭转	横向	纵向	横向	纵向
筒中筒体系	5.66	5.74	3.09	12×10^4	12×10^4	10.5×10^4	10.5×10^4
芯筒-翼柱体系	5.91	5.89	4.82	12×10^4	12×10^4	12.4×10^4	12.4×10^4

(2) 风荷载或地震作用下两种结构体系的侧移值，列于表 5-69。

表 5-69 风或地震作用下两种结构体系的侧移

项目	风荷载结构顶点侧移角 (%)			地震时结构最大层间侧移角 (%)		
	横向	纵向	容许值	横向	纵向	容许值
筒中筒体系	0.23	0.29	0.30	0.35	0.34	0.50
芯筒-翼柱体系	0.29	0.28		0.37	0.36	

(3) 重现期为 475 年的地震作用下，两种结构体系的侧移曲线和层间侧移角曲线见图 5-216 和图 5-217。图中的曲线形状显示，两种结构体系的侧移曲线均接近于弯曲线。

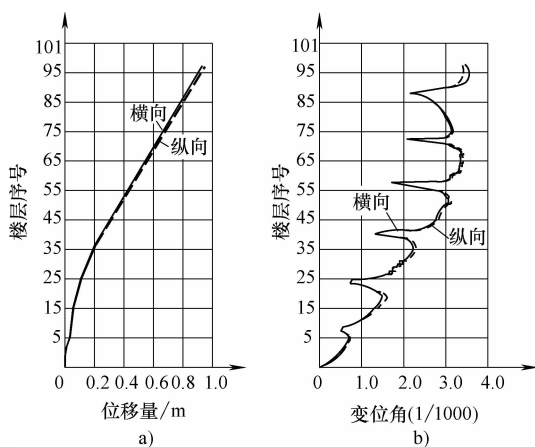


图 5-216 筒中筒体系的地震位移反应
a) 侧移曲线 b) 层间侧移角曲线

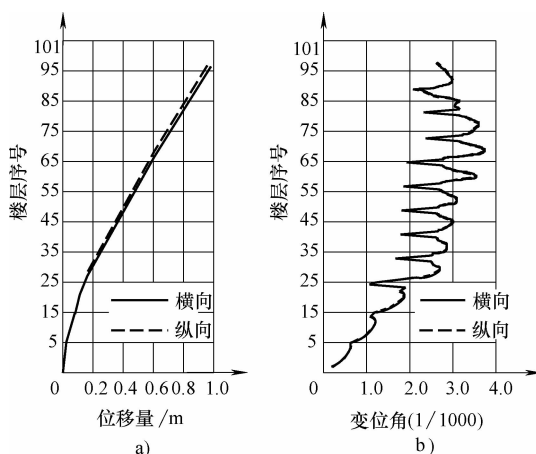


图 5-217 芯筒-翼柱体系的地震位移反应
a) 侧移曲线 b) 层间侧移角曲线

6. 结构方案比较

(1) 筒中筒体系的优缺点是：①构件内力分布均匀；②结构整体抗扭刚度大；③杆件及节点设计较难实现“强柱弱梁”耐震设计准则；④梁、柱接头数量多，工地焊接量大，品质不易控制。

(2) 芯筒-翼柱体系的优缺点是：①抗推刚度很大，但抗扭刚度较弱；②整座大厦的重力荷载及倾覆力矩引起的附加轴力，集中作用于16根巨型翼柱和芯筒，给基础设计带来一定困难。

(3) 权衡利弊，最后选定芯筒-翼柱体系，作为大厦的实施结构方案，并作以下改进：①通过建筑模型风洞试验，确定大厦的风荷载取值；②因楼房高宽比达到6.8，结构体系的侧移曲线又接近于弯曲型，为控制大厦顶部的风振加速度，不致引起楼房使用者的不适感，有必要在结构上增设阻尼装置或减振装置；③巨型翼柱由型钢混凝土结构改变为钢管混凝土结构。

(4) 调查、分析表明，高楼在强风作用下发生顺风向和横风向振动时，若伴有哪怕是轻微的扭转振动，都会显著加重楼房使用者的风振不适感。经抗风计算，若需要增强大厦的结构整体抗扭刚度时，可以结合建筑立面设计，加大每一立面4根巨型翼柱之间的楼盖钢梁，以形成较强的空腹桁架；或在4根巨柱之间增设X型或人字形钢斜杆，以形成具有足够抗推刚度的竖向支撑。

(5) 台北市的101层国际金融中心大厦已于2008年建成，原设计方案采用芯筒-翼柱体系（图5-214、图5-215）。后经再三研究，施工图设计时决定改用钢管混凝土巨型框架结构体系。

1) 巨型框架的边柱，采用在矩形钢管内填灌高强度、高性能混凝土。柱的截面尺寸为2400mm×3000mm，钢管的最大壁厚为80mm；混凝土的抗压强度为1000psi，坍落度为280mm。

2) 为提高矩形钢管管壁的受压稳定性，并强化钢管对内部混凝土的约束作用，采取了以下三项措施：①在钢管壁的内面加焊纵向加劲肋（图1-12f）；②增设水平拉杆（图1-12g），以减小钢管壁的无支撑宽度；③在管内的混凝土中增设钢筋骨架。

117 北京冠城园 A 楼

1. 建筑概况

根据初步设计，大楼是一幢综合性办公楼，地下2层，地上36层，典型楼层的层高为3.6m，建筑总高度为140m。建筑平面采用直径为44.4m的圆形平面。芯筒为方形，平面尺寸为18.4m×18.4m。典型楼层的层高为3.6m。

2. 结构体系

大楼主体结构采用芯筒-翼柱体系，它由下列几部分构件所组成：①在楼面核心服务区设置钢筋混凝土芯筒，并在其内部设置多道纵、横向隔墙，芯筒采用带小切角的正方形平面，其外轮廓尺寸为18.4m×18.4m；②顺芯筒的纵、横各两道主要内隔墙方向，沿楼面周边设置4对共8根型钢混凝土巨型翼柱；③沿楼面周边在每两对巨型翼柱之间各设置两根方形钢管柱；④分别于第21层和第35层，顺芯筒两道主要纵、横内隔墙设置刚性伸臂桁架

(刚臂)，将芯筒与巨型翼柱连接成一个侧向整体抗弯构件；⑤沿各楼层面周边设置钢梁，与钢柱和型钢混凝土翼柱刚性连接，形成外圈框架。大楼的典型层结构平面和加劲层伸臂桁架布置平面见图 5-218a、b。

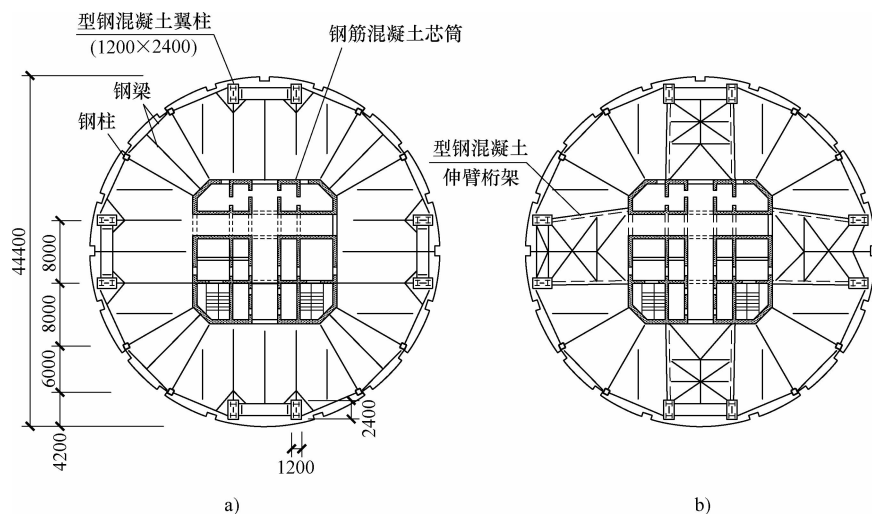


图 5-218 北京冠城园 A 楼的结构平面

a) 典型层 b) 加劲层

3. 结构受力特点

大楼水平荷载引起的水平剪力和倾覆力矩，几乎全部由芯筒与翼柱组成的整体侧向抗弯构件所承担；大楼竖向荷载则由芯筒、翼柱和钢柱根据各自的荷载从属面积比例分担。大楼结构在倾覆力矩作用下，横贯房屋全宽、具有极大竖向抗弯刚度的伸臂桁架，迫使芯筒两侧的巨型翼柱，一侧受压，一侧受拉，形成强大的反力偶，来平衡倾覆力矩。

4. 构件尺寸

钢筋混凝土芯筒的外墙和内墙厚度分别为 500mm 和 350mm；型钢混凝土巨型翼柱的截面尺寸为 1200mm × 2400mm；楼面周边的 8 根钢柱采用方形钢管；第 21、35 层的伸臂桁架的上、下弦杆和斜腹杆均采用型钢混凝土杆件，截面宽度为 550mm。伸臂桁架的侧立面及其与芯筒、翼柱的连接见图 5-219。

5. 计算结果

建筑抗震设防烈度为 8 度。结构设计过程中，曾采用 TAT、SATWE 及 SAP84 三种计算程序进行比较分析，其主要计算结果列于表 5-70。此外，还对结构进行风振不适感的验算，10 年重现期风压作用下的结构顺风向加速度 $a_d = 0.036\text{m/s}^2$ ，横风向加速度 $a_w = 0.058\text{m/s}^2$ ，均小于限值 0.3m/s^2 。

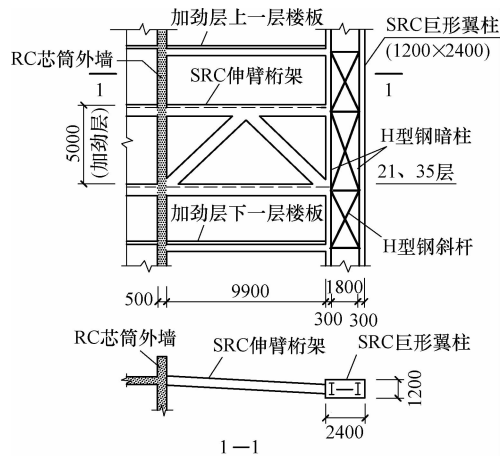


图 5-219 型钢混凝土伸臂桁架及其与芯筒、翼柱的连接

表 5-70 水平地震作用下结构分析结果

计算程序	基本自振周期		基底剪力系数		顶点侧移角		最大层间侧移角	
	T/s		V/G		u_c/H		$\Delta u_c/h$	
	x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向
TAT	3.40	3.36	2.9%		1/1080	1/1100	1/850	1/860
SATWE	3.64	3.62	2.8%		1/850	1/870	1/710	1/700
SAP84	3.22		3.3%	3.0%	1/1190	1/1250	1/940	1/990

118 米格林-拜特勒大厦

1. 建筑概况

(1) 美国芝加哥市拟建的米格林-拜特勒大厦，地上 108 层。建筑平面采用正方形，平面外轮廓尺寸由底部的 $54.9\text{m} \times 54.9\text{m}$ 逐渐缩小至顶部的 $26\text{m} \times 26\text{m}$ 。芯筒为方形，平面尺寸为 $19\text{m} \times 19\text{m}$ 。大厦顶部居住楼层的标高为 453m ，楼顶设备层的标高为 483m ，屋顶上面钢塔的塔尖最高处为 610m 。

(2) 建筑设计时考虑到市场上“小规模楼层面积”的需求，故一般部位的每层建筑面积设计成 1670m^2 ，至顶层为 650m^2 ，建筑外形也成为上小下大的截锥体。建筑设计时还要求在角部不设置柱子，以使该处办公室的视野不受阻挡。

2. 结构体系

(1) 大厦采用芯筒-翼柱体系，由以下构件组成：①钢筋混凝土芯筒，平面尺寸为 $19\text{m} \times 19\text{m}$ ；②建筑外缘的八根型钢混凝土巨型翼柱；③各层楼盖处用以连接芯筒四角与巨型翼柱的八根现浇钢筋混凝土大梁；④第 16 层、第 56 层、第 91 层为竖向加劲层，各层均由芯筒外伸的三道各两层楼高的刚性伸臂大梁，与巨型翼柱相连；⑤各层楼盖处用以连接同一侧两根巨柱的窗裙梁，与跨中两根钢柱共同形成竖向空腹桁架。⑥连接芯筒与巨型翼柱、组成整个结构体系的各层楼板。图 5-220 为大厦的典型层结构平面。

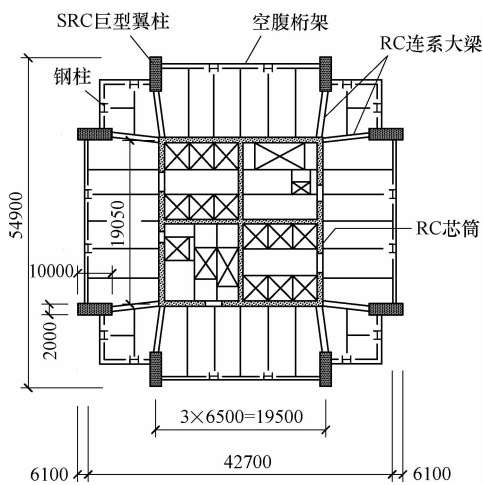


图 5-220 米格林-拜特勒大厦结构平面

(2) 因为取消了建筑平面的角柱，故在楼层平面角部设置悬臂钢桁架。

(3) 为使芯筒更充分地发挥立体构件的空间工作性能，具有更强的抗推刚度和抗侧力能力，在芯筒内部设置了十字形隔墙。

(4) 大厦每个侧面的两根巨型翼柱与各层楼盖外墙窗裙梁所组成的空腹桁架，具有以下三项功能：①参与抗抵水平荷载；②提高结构体系的抗扭能力；③将楼盖重力荷载更多地传至翼柱，以平衡倾覆力矩所引起的拉力。

3. 构件截面尺寸

(1) 钢筋混凝土芯筒的平面尺寸为 $19\text{m} \times 19\text{m}$ ；墙厚由底层的 0.91m 逐渐减薄至顶层的 0.46m 。

(2) 型钢混凝土巨型翼柱内埋置一对型钢暗柱。翼柱的截面尺寸, 由底部的 $2\text{m} \times 10\text{m}$ 逐渐减小至顶部的 $1.38\text{m} \times 4\text{m}$ 。翼柱底部的混凝土强度等级为 C100。

(3) 各层楼盖处间距为 3.05m 的钢梁, 采用截面高度为 460mm 的工字钢, 上铺肋高 74mm 的压型钢板, 并浇筑 89mm 厚的混凝土面板。施工时, 整个楼盖架设在轻钢支柱上, 此等钢柱通常是承受上面 $8 \sim 10$ 层楼盖的混凝土楼板浇筑工程。

4. 基础

(1) 采用直径为 $2.5 \sim 3\text{m}$ 、深度为 29m 的钢制竖筒沉箱基础, 底端嵌入基岩内不少于 1.8m 。

(2) 将各个沉箱连成整体的钢筋混凝土基础底板, 厚 1.2m 。底板下的土层表面挖成交叉的凹槽, 以提高底板底面的受剪承载力。

5. 荷载与内力

(1) 作用于大厦的设计风压力, 以及在结构中引起的各楼层水平剪力和各楼层倾覆力矩, 见图 5-221b、c、d。

(2) 风荷载作用下巨型翼柱的轴向力、剪力沿高度的分布曲线见图 5-221e、f。结构的基本自振周期为 9.0s , 风荷载作用下的结构顶点侧移为 710mm 。

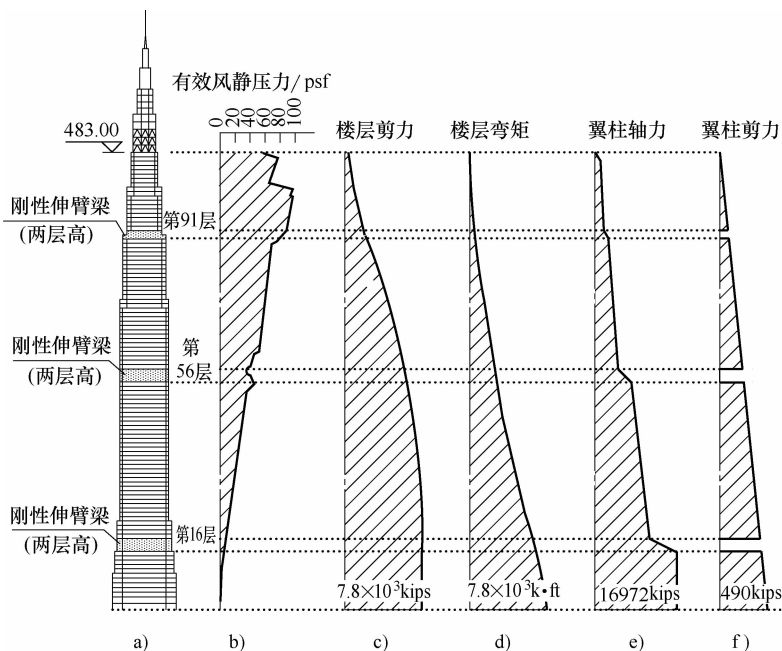


图 5-221 米格林-拜特勒大厦的风荷载和结构内力

a) 结构剖面 b) 风静压力 c) 楼层水平剪力 d) 楼层倾覆力矩 e) 翼柱轴力 f) 翼柱剪力

5.8 叠置式混合结构体系

5.8.1 高楼结构设计概念的演化

1. 全钢结构

“建造超高层建筑, 全钢结构优于钢筋混凝土结构”, 这是上世纪六、七十年代工程界

的普遍共识。此一时期建造了大量的高度在 300m 以上的钢结构高层建筑, 例如 1971 年建成的高 412m 的纽约世界贸易中心双塔, 1974 年建成的高 442m 的芝加哥西尔斯大厦。

2. 钢-混凝土混合结构

到了上世纪八、九十年代, 人们发现纯钢结构已经不能满足建筑高度进一步升高的要求, 其原因在于钢结构侧向抗推刚度的增强难以跟上建筑高度的迅速增长。从此以后, 采用钢筋(型钢)混凝土芯筒加外圈钢结构所组成的混合结构芯筒-框架体系, 就成为超高层建筑的基本结构类型。例如: ①上海 1997 年建成的高 420m 的金茂大厦; ②台北 1998 年建成的高 448m 的 101 塔楼; ③香港 2010 年建成的高 420m 的国际金融中心; ④广州 2010 年建成的高 460m 的西塔; ⑤广州 2009 年建成的高 460m 的电视塔; ⑥上海 2009 年建成的高 492m 的环球金融中心; ⑦将于 2014 年建成的高 632m 的上海中心; ⑧深圳在建的高 680m 的平安保险大楼, 无一例外地都是采用钢-混凝土混合结构。

3. 叠置式混合结构

阿拉伯联合酋长国迪拜市于 2010 年建成的哈利法塔楼, 高度达 828m, 是当今世界最高的建筑。这个高度已经超越了纯钢结构高层建筑的适用范围。哈利法塔楼在结构概念方面作了前所未有的重大突破, 采用了叠置式混合结构, 即塔楼下部采用混凝土结构, 塔楼上部采用钢结构。标高 -30 ~ 601m 采用钢筋混凝土剪力墙体系; 标高 601 ~ 828m 采用钢结构, 其中标高 601 ~ 760m 采用带斜撑的钢框架。整座建筑取得了良好的技术、经济效果。

在强风作用下, 采用全钢结构的纽约世界贸易中心塔楼, 标高 412m 处的最大侧移为 1000mm, 而采用叠置式混合结构的哈利法塔楼, 标高 601m 处的最大侧移仅为 450mm。这一数字对比, 充分说明了叠置式混合结构具有很强的抗推刚度, 能够满足超高层建筑控制侧移的要求。

5.8.2 叠置式混合结构体系的组成

叠置式混合结构是指高楼下部采用钢筋混凝土结构(或型钢混凝土结构)、上部采用钢结构所组成的结构体系。下部钢筋(型钢)混凝土结构多半采用侧向抗推刚度较大的剪力墙体系, 上部钢结构通常采用框架体系或框架-支撑体系。

应用于特高楼房的叠置式混合结构, 不同于传统的“内部采用钢筋混凝土芯筒、外圈采用钢框架”的混合结构, 在结构体系方面有所创新, 是一种突破。由于超高, 设计上要着重解决抗风、竖构件不均等压缩、徐变收缩等竖向变形问题。

建造于地震区的特高楼房, 采用叠置式混合结构时, 为了增大结构的韧性和延性, 提高建筑的抗震可靠度, 塔楼下部的钢筋混凝土结构宜改用型钢混凝土或钢管混凝土组合结构; 塔楼上部钢结构宜采用梁端塑性铰由柱面外移的延性框架和斜杆侧向挠曲受到约束的防屈曲支撑。

5.8.3 工程实例

119 哈利法塔楼

1. 工程概况

阿拉伯联合酋长国迪拜市的哈利法塔楼, 是目前全世界最高的建筑, 共计 206 层, 顶部

70m 是钢桅杆, 总高度为 828m。总建筑面积为 52.7 万 m^2 , 塔楼建筑面积为 34.4 万 m^2 。可容纳居住和工作人员 12000 人; 总造价为 15 亿美元。

建造工期为 2004 年 9 月至 2010 年 1 月, 共计 1300 天, 用工 2200 万工时。

哈利法塔楼是一座综合性建筑, 37 层以下为阿玛尼高级酒店; 45 ~ 108 层为高级公寓, 共 700 套; 第 78 层为世界上最高的游泳池; 109 ~ 162 层为写字楼; 第 124 层为世界上所在位置最高的观光层, 透过幕墙的玻璃可以眺望 80km 外的伊朗风貌; 第 158 层是世界最高的清真寺; 162 层以上为传播、电信、设备用楼层。整座塔楼的概貌如图 5-222 所示。

2. 建筑设计

哈利法塔楼的建筑设计理念是“沙漠之花 (Desert Flower)”, 建筑平面为三叉形, 呈现出三瓣对称的盛开花朵 (图 5-223); 建筑立面通过 21 个逐步升高的内收台阶, 形成一个耸立于地面的螺旋形锥体, 使整座建筑宛如一朵含苞欲放的鲜花。塔楼玻璃幕墙与蓝天一色, 熠熠生辉。哈利法塔楼很高, 强风作用下, 上部楼层的侧移和水平振动加速度很大, 为了使楼内人员获得较好的舒适度, 特意将酒店客房和公寓安排在塔楼的下部楼层, 将办公用房设置在塔楼的上部楼层。而且酒店客房和公寓都布置在 601m 以下的混凝土结构部分, 601m 以上的钢结构部分用作办公用房。

沿塔楼高度方向分段布置了 7 个设备层兼避难层, 每个设备层占用 2 ~ 3 个标准楼层。

3. 结构体系

结构布置采用三叉形平面 (图 5-224), 可以获得较大的侧向抗推刚度, 同时可以减小风荷载, 有利于特高楼房的抗风设计。

由于塔楼特别高, 已经超出一般钢结构和混凝土结构的适用高度, 特采用叠置式混合结构。

标高 - 30 ~ 601m 的楼层采用钢筋混凝土芯筒-剪力墙体系, 六边形的芯筒居中, 三个翼肢的六道纵向走廊墙, 分别从三个方向形成芯筒的扶壁, 每个翼肢内的横向分户墙作为纵墙的加劲肋, 从而构成具有极大抗推刚度的整体结构 (图 5-224)。

标高 601 ~ 828m 的楼层采用钢结构, 其中 601 ~ 760m 采用框架-支撑体系。

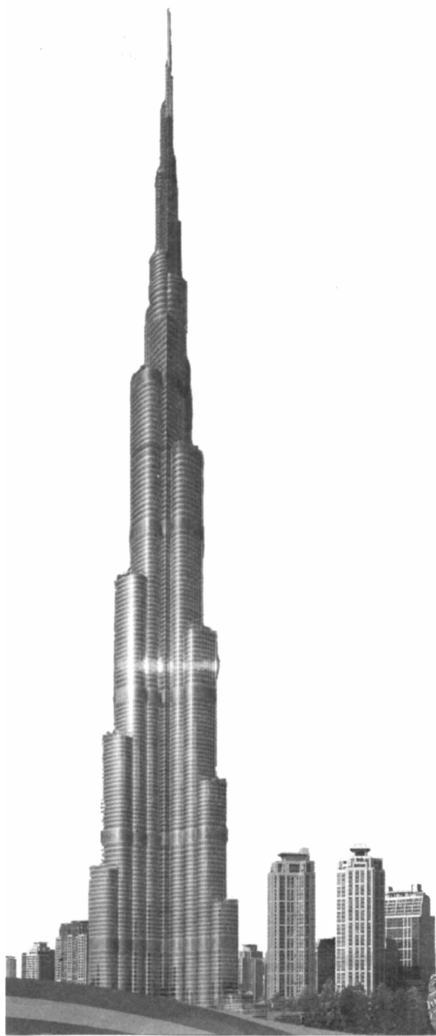


图 5-222 迪拜市哈利法塔楼的概貌

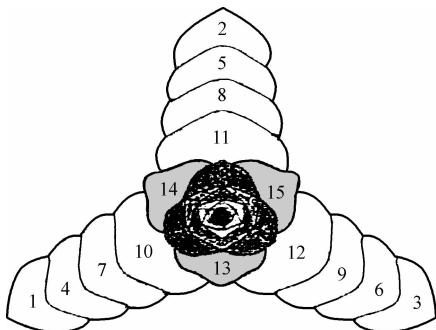


图 5-223 哈利法塔楼的建筑平面

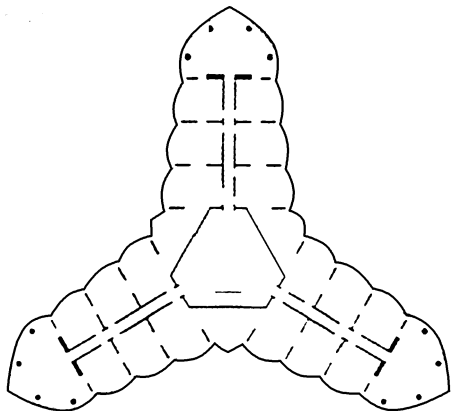


图 5-224 哈利法塔楼的结构平面

利用建筑设计所布置的 7 个设备层中的 5 个设备层，做成结构的加劲层，利用设备层的全高设置截面高度等于 2~3 个楼层高度的刚性伸臂大梁，与周边端柱相连接，大大增强了整个结构抵抗侧向倾覆力矩的能力，减小强风或地震作用下的结构侧移，提高了结构的抗风、抗震可靠度。此外，竖向刚度很大的加劲层内的刚性伸臂大梁，还调整了各片墙和柱的竖向压缩变形，使他们的轴向应力分布更为均匀，减小了各个竖构件压缩徐变的变形差及其不利影响。

4. 结构分析

(1) 荷载情况如下。

风荷载：50 年一遇，风速取 55m/s，风压按风洞试验取值。

地震作用：按美国标准 UBC97 的 2A 区进行抗震设防，地震系数 $Z=0.15$ ，相当于我国的 8 度抗震设防。

温度：气温变化范围为 +2~+54℃。

(2) 结构分析采用 ETABS 8.4 版，考虑了重力荷载（包括 $P-\Delta$ 重力二阶效应）、风荷载和地震作用。建立三维分析模型，包括钢筋混凝土墙、连梁、板、柱和上部钢构件，以及基础筏板和混凝土桩。

分析模型共计 73500 个壳元和 75000 个节点。

(3) 分析结果

1) 风荷载作用下的结构侧移如下。

公寓层顶部（标高 601m）：450mm；

办公层顶部（标高 760m）：1250mm；

塔楼顶部（标高 828m）：1450mm。

上述各项侧移值均小于通用标准，符合设计要求。

2) 结构动力分析所得塔楼前 5 阶振型的周期分别为：

$$T_1 = 11.3\text{s} \text{ (X 向)} \quad T_2 = 10.2\text{s} \text{ (Y 向)} \quad T_3 = 4.3\text{s} \text{ (扭转)}$$

3) 结构内力分析结果表明，塔楼下部钢筋混凝土结构部分，风荷载对结构设计起到控制作用，地震力对设计不起控制作用；但塔楼上部钢结构部分，是地震力对结构起到控制作

用。

5. 长期荷载效应分析

一般结构通常是采用有限元分析计算竖向荷载下墙、柱的内力和位移。对于高层建筑特别是特高楼房,此种分析方法会偏离真实情况。因为高层建筑在荷载长期作用下,与时间相关的施工程序、材料的收缩和徐变,都会引起结构的内力重分布和附加水平位移。而这些长期荷载效应都是常规分析方法所无法取得的。

哈利法塔楼的结构分析采用了 GL2000 (2004) 模型,既考虑了构件中的钢筋的影响,也考虑了塔楼的施工过程。

(1) 施工过程分析 塔楼的施工全过程分成为 15 个阶段,采用三维模型进行结构分析,同时考虑了构件材料的收缩和徐变。每个阶段都代表塔楼施工过程的一个时间点,施加当时所增加的新荷载,直到施工结束。结构分析还延续到建成后 50 年。

(2) 补偿技术 施工过程中结构在两个方向的侧移,应根据计算结果予以补偿和校正,构件的竖向压缩则按每层的层高增加一个补偿值。

钢筋混凝土芯筒在施工过程中会产生偏心,应逐层进行调整,可以通过纠正重力荷载所产生的侧移(弹性位移、徐变、收缩、基础底板沉降差)进行补偿。

(3) 竖向缩短 结构的竖向压缩值为每层 4mm,整座塔楼顶点的竖向压缩值为 650mm。此种缩短量通过每层标高的调整予以补偿。

由于构件材料的收缩和徐变,钢筋混凝土竖向构件的内力会在钢筋和混凝土之间重新分配。由于两者的最终应变相同,混凝土分担的内力会逐渐减少,而钢筋的内力会相应增加。哈利发塔楼的第 135 层处,墙和柱内部钢筋与混凝土的“内力比”,由 15% 和 85% 转变为 30% 和 70%。

6. 地基和基础

哈利法塔楼采用桩-筏基础,即采用摩擦桩加钢筋混凝土筏板所构成的联合基础。

(1) 地基 塔楼的地基为胶结的钙质土和含砾石的钙质土。天然地基与混凝土桩的表面极限摩擦力为 250 ~ 350kPa。

(2) 桩 塔楼基础共采用 194 根现场灌注的混凝土桩,长度为 43m,直径为 1500mm,桩尖深度为 -70m。桩的设计承载力为 3000t。现场进行了压桩试验,最大承载力为 6000t。

迪拜的地下水具有腐蚀性,氯离子浓度为 4.5%,硫含量为 0.6%。因此,混凝土桩采用 C60 混凝土,添加 25% 的粉煤灰、7% 的硅粉;水灰比为 0.32,坍落度为 675mm。

(3) 筏板 塔楼的基础筏板的厚度为 3.75m,采用 C50 自密实混凝土(SCC),添加 40% 粉煤灰,水灰比为 0.34。

基础筏板内的纵、横向钢筋的间距均为 300mm,但在每一方向均每隔 10 根钢筋取消一根钢筋,形成 600mm × 600mm 的洞口,以方便混凝土的浇灌。

为了减轻地下水对基础的腐蚀作用,基础底板铺设了一层由钛丝纺织的阴极保护网。

(4) 沉降量 针对基础筏板、桩和周边土体的联合体进行了荷载下的三维有限元分析,计算结果表明,基础长期沉降量为 80mm,施工到第 135 层时的沉降量为 30mm,工程完工后的实测沉降量为 60mm。

7. 建筑施工

塔楼竖向构件的混凝土强度,要求 10 小时达到 10MPa,以保证混凝土的施工能够正常

循环。混凝土的最终强度要达到 80MPa（127 层以下）和 60MPa（127 层以上）。C80 混凝土的弹性模量为 44000MPa。

塔楼施工要求混凝土具有较好的和易性，以适用于 600m 泵送高度的坍落度要求。

哈利法塔楼的施工创造了混凝土单级泵送高度 601m 的世界记录。要达到这个空前的高度，最大困难是混凝土的配合比设计，塔楼施工时采用了四种不同的配合比，以便能用较小的压力把混凝土分别泵送到不同的高度。

泵送试验确认了泵送 600m 高度时，泵送压力为 200bar。施工时采用了 3 台世界上最大的混凝土泵，压力可达 350bar，配套使用直径为 150mm 的高压输送管。

施工用的泵送混凝土，含 13% 粉煤灰和 10% 的硅粉；集料最大粒径为 20mm；自密实，坍落度为 600mm。

8. 施工监测

哈利法塔楼高达 828m，施工测量控制成为突出的问题。现有的测量手段无法满足要求。本工程施工采用了全球卫星定位系统 GPS 来控制施工全过程的精度。

附录

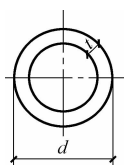
附录 A 国产型钢的规格及截面特性

A.1 圆钢管

A.1.1 结构用无缝钢管

结构用无缝钢管（GB/T 8162—2008）的规格及截面特性，列于表 A-1。

表 A-1 热轧无缝钢管的规格及截面特性（GB/T 8162—2008）



I —截面惯性矩；
 W —截面模量；
 i —截面回转半径

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm
32	2.5	2.32	1.82	2.54	1.59	1.05	45	2.5	3.34	2.62	7.56	3.36	1.51
	3.0	2.73	2.15	2.90	1.82	1.03		3.0	3.96	3.11	8.77	3.90	1.49
	3.5	3.13	2.46	3.23	2.02	1.02		3.5	4.56	3.58	9.89	4.40	1.47
	4.0	3.52	2.76	3.52	2.20	1.00		4.0	5.15	4.04	10.93	4.86	1.46
38	2.5	2.79	2.19	4.41	2.32	1.26	50	2.5	3.73	2.93	10.55	4.22	1.68
	3.0	3.30	2.59	5.09	2.68	1.24		3.0	4.43	3.48	12.28	4.91	1.67
	3.5	3.79	2.98	5.70	3.00	1.23		3.5	5.11	4.01	13.90	4.56	1.65
	4.0	4.27	3.35	6.26	3.29	1.21		4.0	5.78	4.54	15.41	6.16	1.63
42	2.5	3.10	2.44	6.07	2.89	1.40	54	4.5	6.43	5.05	16.81	6.72	1.62
	3.0	3.68	2.89	7.03	3.35	1.38		5.0	7.07	5.55	18.11	7.25	1.60
	3.5	4.23	3.32	7.91	3.77	1.37		3.0	4.81	3.77	15.68	5.81	1.81
	4.0	4.78	3.75	8.71	4.15	1.35		3.5	5.55	4.36	17.79	6.59	1.79

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm
54	4.0	6.28	4.93	19.76	7.32	1.77	70	5.5	11.14	8.75	58.38	16.68	2.29
	4.5	7.00	5.49	21.61	8.00	1.76		6.0	12.06	9.47	62.31	17.80	2.27
	5.0	7.70	6.04	23.34	8.64	1.74	73	3.0	6.60	5.18	40.48	11.09	2.48
	5.5	8.38	6.58	24.96	9.24	1.73		3.5	7.64	6.00	46.26	12.67	2.46
	6.0	9.05	7.10	26.46	9.80	1.71		4.0	8.67	6.81	51.78	14.19	2.44
57	3.0	5.09	4.00	18.61	6.53	1.91	4.5	9.68	7.60	57.04	15.63	2.43	
	3.5	5.88	4.62	21.14	7.42	1.90	5.0	10.68	8.38	62.07	17.01	2.41	
	4.0	6.66	5.23	23.52	8.25	1.88	5.5	11.66	9.16	66.87	18.32	2.39	
	4.5	7.42	5.83	25.76	9.04	1.86	6.0	12.63	9.91	71.43	19.57	2.38	
	5.0	8.17	6.41	27.86	9.78	1.85	76	3.0	6.88	5.40	45.91	12.08	2.58
	5.5	8.90	6.99	29.84	10.47	1.83		3.5	7.97	6.26	52.50	13.82	2.57
60	6.0	9.61	7.55	31.69	11.12	1.82	4.0	9.05	7.10	58.81	15.48	2.55	
	3.0	5.37	4.22	21.88	7.29	2.02	4.5	10.11	7.93	64.85	17.07	2.53	
	3.5	6.21	4.88	24.88	8.29	2.00	5.0	11.15	8.75	70.62	18.59	2.52	
	4.0	7.04	5.52	27.73	9.24	1.98	5.5	12.18	9.56	76.14	20.04	2.50	
	4.5	7.85	6.16	30.41	10.14	1.97	6.0	13.19	10.36	81.41	21.42	2.48	
	5.0	8.64	6.78	32.94	10.98	1.95	83	3.5	8.74	6.86	69.19	16.67	2.81
5.5	9.42	7.39	35.32	11.77	1.94	4.0		9.93	7.79	77.64	18.71	2.80	
6.0	10.18	7.99	37.56	12.52	1.92	4.5		11.10	8.71	85.76	20.67	2.78	
63.5	3.0	5.70	4.48	26.15	8.24	2.14		5.0	12.25	9.62	93.56	22.54	2.76
	3.5	6.60	5.18	29.79	9.38	2.12		5.5	13.39	10.51	101.04	24.35	2.75
	4.0	7.48	5.87	33.24	10.47	2.11		6.0	14.51	11.39	108.22	26.08	2.73
	4.5	8.34	6.55	36.50	11.50	2.09	6.5	15.62	12.26	115.10	27.74	2.71	
	5.0	9.19	7.21	39.60	12.47	2.08	7.0	16.71	13.12	121.69	29.32	2.70	
	5.5	10.02	7.87	42.52	13.39	2.06	89	3.5	9.40	7.38	86.05	19.34	3.03
6.0	10.84	8.51	45.28	14.26	2.04	4.0		10.68	8.38	96.68	21.73	3.01	
68	3.0	6.13	4.81	32.42	9.54	2.30		4.5	11.95	9.38	106.92	24.03	2.99
	3.5	7.09	5.57	36.99	10.88	2.28		5.0	13.19	10.36	116.79	26.24	2.98
	4.0	8.04	6.31	41.34	12.16	2.27		5.5	14.43	11.33	126.29	28.38	2.96
	4.5	8.98	7.05	45.47	13.37	2.25		6.0	15.75	12.28	135.43	30.43	2.94
	5.0	9.90	7.77	49.41	14.53	2.23	6.5	16.85	13.22	144.22	32.41	2.93	
	5.5	10.80	8.48	53.14	15.63	2.22	7.0	18.03	14.16	152.67	34.31	2.91	
70	6.0	11.69	9.17	56.68	16.67	2.20	95	3.5	10.06	7.90	105.45	22.20	3.24
	3.0	6.31	4.96	35.50	10.14	2.37		4.0	11.44	8.98	118.60	24.97	3.22
	3.5	7.31	5.74	40.53	11.58	2.35		4.5	12.79	10.04	131.31	27.64	3.20
	4.0	8.29	6.51	45.33	12.95	2.34		5.0	14.14	11.10	143.58	30.23	3.19
	4.5	9.26	7.27	49.89	14.26	2.32		5.5	15.46	12.14	155.43	32.72	3.17
5.0	10.21	8.01	54.24	15.50	2.30	6.0	16.78	13.17	166.86	35.13	3.15		

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	
95	6.5	18.07	14.19	177.89	37.45	3.14	127	4.5	17.32	13.59	325.29	51.23	4.33	
	7.0	19.35	15.19	188.51	39.69	3.12		5.0	19.16	15.04	357.14	56.24	4.32	
102	3.5	10.83	8.50	131.52	25.79	3.48		5.5	20.99	16.48	388.19	61.13	4.30	
	4.0	12.32	9.67	148.09	29.04	3.47		6.0	22.81	17.90	418.44	65.90	4.28	
	4.5	13.78	10.82	164.14	32.18	3.45		6.5	24.61	19.32	447.92	70.54	4.27	
	5.0	15.24	11.96	179.68	35.23	3.43		7.0	26.39	20.72	476.63	75.06	4.25	
	5.5	16.67	13.09	194.72	38.18	3.42		7.5	28.16	22.10	504.58	79.46	4.23	
	6.0	18.10	14.21	209.28	41.03	3.40		8.0	29.91	23.48	531.80	83.75	4.22	
	6.5	19.50	15.31	223.35	43.79	3.38		133	4.0	16.21	12.73	337.53	50.76	4.56
	7.0	20.89	16.40	236.96	46.46	3.37			4.5	18.17	14.26	375.42	56.45	4.55
108	4.0	13.06	10.26	177.00	32.78	3.68			5.0	20.11	15.78	412.40	62.02	4.53
	4.5	14.62	11.49	196.35	36.36	3.66			5.5	22.03	17.29	448.50	67.44	4.51
	5.0	16.17	12.70	215.12	39.84	3.65			6.0	23.94	18.79	483.72	72.74	4.50
	5.5	17.70	13.90	233.32	43.21	3.63			6.5	25.83	20.28	518.07	77.91	4.48
	6.0	19.22	15.09	250.97	46.48	3.61	7.0	27.71	21.75	551.58	82.94	4.46		
	6.5	20.72	16.27	268.08	49.64	3.60	7.5	29.57	23.21	584.25	87.86	4.45		
	7.0	22.20	17.44	284.65	52.71	3.58	8.0	31.42	24.66	616.11	92.65	4.43		
	7.5	23.67	18.59	300.71	55.69	3.56	140	4.5	19.16	15.04	440.12	62.87	4.79	
8.0	25.12	19.73	316.25	58.57	3.55	5.0		21.21	16.65	483.76	69.11	4.78		
114	4.0	13.82	10.85	209.35	36.73	3.89		5.5	23.24	18.24	526.40	75.20	4.76	
	4.5	15.48	12.15	232.41	40.77	3.87		6.0	25.26	19.83	568.06	81.15	4.74	
	5.0	17.12	13.44	254.81	44.70	3.86		6.5	27.26	21.40	608.76	86.97	4.73	
	5.5	18.75	14.72	276.58	48.52	3.84		7.0	29.25	22.96	648.51	92.64	4.71	
	6.0	20.36	15.98	297.73	52.23	3.82		7.5	31.22	24.51	687.32	98.19	4.69	
	6.5	21.95	17.23	318.26	55.84	3.81		8.0	33.18	26.04	725.21	103.60	4.68	
	7.0	23.53	18.47	338.19	59.33	3.79	9.0	37.04	29.08	798.29	114.04	4.64		
	7.5	25.09	19.70	357.58	62.73	3.77	10	40.84	32.06	867.86	123.98	4.61		
121	4.0	14.70	11.54	251.87	41.63	4.14	146	4.5	20.00	15.70	501.16	68.65	5.01	
	4.5	16.47	12.93	279.83	46.25	4.12		5.0	22.15	17.39	551.10	75.49	4.99	
	5.0	18.22	14.30	307.05	50.75	4.11		5.5	24.28	19.06	599.95	82.19	4.97	
	5.5	19.96	15.67	333.54	55.13	4.09		6.0	26.39	20.72	647.73	88.73	4.95	
	6.0	21.68	17.02	359.32	59.39	4.07		6.5	28.49	22.36	694.44	95.13	4.94	
	6.5	23.38	18.35	384.40	63.54	4.05		7.0	30.57	24.00	740.12	101.39	4.92	
	7.0	25.07	19.68	408.80	67.57	4.04		7.5	32.63	25.62	784.77	107.50	4.90	
	7.5	26.74	20.99	432.51	71.49	4.02		8.0	34.68	27.23	828.41	113.48	4.89	
	8.0	28.40	22.29	455.57	75.30	4.01		9.0	38.74	30.41	912.71	125.03	4.85	
									10	42.73	33.54	993.16	136.05	4.82
127	4.0	15.46	12.13	292.61	46.08	4.35	152	4.5	20.85	16.37	567.61	74.69	5.22	

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	
152	5.0	23.09	18.13	624.43	82.16	5.20	180	12	63.33	49.72	2245.84	249.54	5.95	
	5.5	25.31	19.87	680.06	89.48	5.18	194	5.0	29.69	23.31	1326.54	136.76	6.68	
	6.0	27.52	21.60	734.52	96.65	5.17		5.5	32.57	25.57	1447.86	149.26	6.67	
	6.5	29.71	23.32	787.82	103.66	5.15		6.0	35.44	27.82	1567.21	161.57	6.65	
	7.0	31.89	25.03	839.99	110.52	5.13		6.5	38.29	30.06	1684.61	173.67	6.63	
	7.5	34.05	26.73	891.03	117.24	5.12		7.0	41.12	32.28	1800.08	185.57	6.62	
	8.0	36.19	28.41	940.97	123.81	5.10		7.5	43.94	34.50	1913.64	197.28	6.60	
	9.0	40.43	31.74	1037.59	136.53	5.07		8.0	46.75	36.70	2025.31	208.79	6.58	
	10	44.61	35.02	1129.99	148.68	5.03		9.0	52.31	41.06	2243.08	231.25	6.55	
						10		57.81	45.38	2453.55	252.94	6.51		
						12	68.51	53.86	2853.25	294.15	6.45			
159	4.5	21.84	17.15	652.27	82.05	5.46	203	6.0	37.13	29.15	1803.07	177.64	6.97	
	5.0	24.19	18.99	717.88	90.30	5.45		6.5	40.13	31.50	1938.81	191.02	6.95	
	5.5	26.52	20.82	782.18	98.39	5.43		7.0	43.10	33.84	2072.43	204.18	6.93	
	6.0	28.84	22.64	845.19	106.31	5.41		7.5	46.06	36.16	2203.94	217.14	6.92	
	6.5	31.14	24.45	906.92	114.08	5.40		8.0	49.01	38.47	2333.37	229.89	6.90	
	7.0	33.43	26.24	967.41	121.69	5.38		9.0	54.85	43.06	2586.08	254.79	6.87	
	7.5	35.70	28.02	1026.65	129.14	5.36		10	60.63	47.60	2830.72	278.89	6.83	
	8.0	37.95	29.79	1084.67	136.44	5.35		12	72.01	56.52	3296.49	324.78	6.77	
	9.0	42.41	33.29	1197.12	150.58	5.31		14	83.13	65.25	3732.07	367.69	6.70	
	10	46.81	36.75	1304.88	164.14	5.28		16	94.00	73.79	4138.78	407.76	6.64	
168	4.5	23.11	18.14	772.96	92.02	5.78	219	6.0	40.15	31.52	2278.74	208.10	7.53	
	5.0	25.60	20.10	851.14	101.33	5.77		6.5	43.39	34.06	2451.64	223.89	7.52	
	5.5	28.08	22.04	927.85	110.46	5.75		7.0	46.62	36.60	2622.04	239.46	7.50	
	6.0	30.54	23.97	1003.12	119.42	5.73		7.5	49.83	39.12	2789.96	254.79	7.48	
	6.5	32.98	25.89	1076.95	128.21	5.71		8.0	53.03	41.63	2955.43	269.90	7.47	
	7.0	35.41	27.79	1149.36	136.83	5.70		9.0	59.38	46.61	3279.12	299.46	7.43	
	7.5	37.82	29.69	1220.38	145.28	5.68		10	65.66	51.54	3593.29	328.15	7.40	
	8.0	40.21	31.57	1290.01	153.57	5.66		12	78.04	61.26	4193.81	383.00	7.33	
	9.0	44.96	35.29	1425.22	169.67	5.63		14	90.16	70.78	4758.50	434.57	7.26	
	10	49.64	38.97	1555.13	185.13	5.60		16	102.04	80.10	5288.81	483.00	7.20	
180	5.0	27.49	21.58	1053.17	117.02	6.19	245	6.5	48.70	38.23	3465.46	282.89	8.44	
	5.5	30.15	23.67	1148.79	127.64	6.17		7.0	52.34	41.08	3709.06	302.78	8.42	
	6.0	32.80	25.75	1242.72	138.08	6.16		7.5	55.96	43.93	3949.52	322.41	8.40	
	6.5	35.43	27.81	1335.00	148.33	6.14		8.0	59.56	46.76	4186.87	341.79	8.38	
	7.0	38.04	29.87	1425.63	158.40	6.12		9.0	66.73	52.38	4652.32	379.78	8.35	
	7.5	40.64	31.91	1514.64	168.29	6.10		10	73.83	57.95	5105.63	416.79	8.32	
	8.0	43.23	33.93	1602.04	178.00	6.09		12	87.84	68.95	5976.67	487.89	8.25	
	9.0	48.35	37.95	1772.12	196.90	6.05								
	10	53.41	41.92	1936.01	215.11	6.02								

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	
245	14	101.60	79.76	6801.68	555.24	8.18	377	16	181.37	142.45	29625.48	1571.64	12.78	
	16	115.11	90.36	7582.30	618.96	8.12		402	9	111.06	87.23	21469.37	1068.13	13.90
273	6.5	54.42	42.72	4834.18	354.15	9.42	10		123.09	96.67	23676.21	1177.92	13.86	
	7.0	58.50	45.92	5177.30	379.29	9.41	11		135.05	106.07	25848.66	1286.00	13.83	
	7.5	62.56	49.11	5516.47	404.14	9.39	12		146.95	115.42	27987.08	1392.39	13.80	
	8.0	66.60	52.28	5851.71	428.70	9.37	13		158.79	124.71	30091.82	1497.11	13.76	
	9.0	74.64	58.60	6510.56	476.96	9.34	14		170.56	133.96	32163.24	1600.16	13.73	
	10	82.62	64.86	7154.09	524.11	9.31	15		182.28	143.16	34201.69	1701.58	13.69	
	12	98.39	77.24	8396.14	615.10	9.24	16		193.93	152.31	36207.53	1801.37	13.66	
	14	114.91	89.42	9579.75	701.84	9.17	426		9	117.84	93.00	25646.28	1204.05	14.75
16	129.18	101.41	10706.79	784.38	9.10	10			130.62	102.59	28294.52	1328.38	14.71	
299	7.5	68.68	53.92	7300.02	488.30	10.31		11	143.34	112.58	30903.91	1450.89	14.68	
	8.0	73.14	57.41	7747.42	518.22	10.29		12	156.00	122.52	33474.84	1571.59	14.64	
	9.0	82.00	64.37	8628.09	577.13	10.26		13	168.59	132.41	36007.67	1690.50	14.60	
	10	90.79	71.27	9490.15	634.79	10.22		14	181.12	142.25	38502.80	1807.64	14.47	
	12	108.20	84.93	11159.52	746.46	10.16		15	193.58	152.04	40960.60	1923.03	14.54	
	14	125.35	98.40	12757.61	853.35	10.09		16	205.98	161.78	43381.44	2036.69	14.51	
	16	142.25	111.67	14286.48	955.62	10.02	450	9	124.63	97.88	30332.67	1348.12	15.60	
	325	7.5	74.81	58.73	9431.80	580.42		11.23	10	138.61	108.51	33477.56	1487.89	15.56
8.0		79.67	62.54	10013.92	616.24	11.21		11	151.63	119.09	36578.87	1625.73	15.53	
9.0		89.35	70.14	11161.33	686.85	11.18		12	165.04	129.62	39637.01	1761.65	15.49	
10		98.96	77.68	12286.52	756.09	11.14		13	178.38	140.10	42652.38	1895.66	15.46	
12		118.00	92.63	14471.45	890.55	11.07		14	191.67	150.53	45625.38	2027.79	15.42	
14		136.78	107.38	16570.98	1019.75	11.01		15	204.89	160.92	48556.41	2158.06	15.39	
16		155.32	121.93	18587.38	1143.84	10.94		16	218.04	171.25	51445.87	2286.48	15.35	
351		8.0	86.21	67.67	12684.36	722.76	12.13	480	9	133.11	104.54	36951.77	1539.66	16.66
	9.0	96.70	75.91	14147.55	806.13	12.10	10		147.58	115.91	40800.14	1700.01	16.62	
	10	107.13	84.10	15584.62	888.01	12.06	11		161.99	127.23	44598.63	1858.28	16.59	
	12	127.80	100.32	18381.63	1047.39	11.99	12		176.34	138.50	48347.69	2014.49	16.55	
	14	148.22	116.35	21077.86	1201.02	11.93	13		190.63	149.08	52047.74	2168.66	16.52	
	16	168.39	132.19	23675.75	1349.05	11.86	14		204.85	160.20	55699.21	2320.80	16.48	
377	9	104.00	81.68	17628.57	935.20	13.02	15		219.02	172.01	59302.54	2470.94	16.44	
	10	115.24	90.51	19430.86	1030.81	12.98	16		233.11	183.08	62858.14	2619.09	16.41	
	11	126.42	99.29	21203.11	1124.83	12.95	500		9	138.76	108.98	41860.49	1674.42	17.36
	12	137.53	108.02	22945.66	1217.28	12.81			10	153.86	120.84	46231.77	1849.27	17.33
	13	148.59	116.70	24658.84	1308.16	12.88		11	168.90	132.65	50548.75	2021.95	17.29	
	14	159.58	125.33	26342.98	1397.51	12.84		12	183.88	144.42	54811.88	2192.48	17.26	
	15	170.50	133.91	27998.42	1485.33	12.81		13	198.79	156.13	59021.61	2360.86	17.22	

(续)

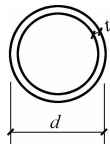
尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm
500	14	213.65	167.80	63178.39	2527.14	17.19	560	12	206.49	162.17	77607.30	2771.69	19.38
	15	228.44	179.41	67282.66	2691.31	17.15		13	223.29	175.37	83622.29	2986.51	19.34
	16	243.16	190.98	71334.87	2853.39	17.12		14	240.02	188.51	89570.06	3198.93	19.31
530	9	147.23	115.64	50009.99	1887.17	18.42		15	256.70	201.61	95451.14	3408.97	19.28
	10	163.28	128.24	55251.25	2084.95	18.39		16	273.31	214.65	101266.01	3616.64	19.24
	11	179.26	140.79	60431.21	2280.42	18.35		630	9	175.50	137.83	84679.83	2688.25
	12	195.18	153.30	65550.35	2473.60	18.32	10		194.68	152.90	93639.59	2972.69	21.92
	13	211.04	165.75	70609.15	2664.50	18.28	11		213.80	167.92	102511.65	3254.34	21.89
	14	226.83	178.15	75608.08	2853.14	18.25	12		232.86	182.89	111296.59	3533.23	21.85
	15	242.57	190.51	80547.62	3039.53	18.22	13		251.86	197.81	119994.98	3809.36	21.82
16	258.23	202.82	85428.24	3223.71	18.18	14	270.79		212.68	128607.39	4082.77	21.78	
560	9	155.71	122.30	59154.07	2112.65	19.48	15		289.67	227.50	137134.39	4353.47	21.75
	10	172.70	135.64	65373.70	2334.78	19.45	16	308.47	242.27	145576.54	4621.48	21.72	
	11	189.62	148.93	71524.61	2554.45	19.41							

注：热轧无缝钢管的通常长度为3~12m。

A.1.2 直缝电焊钢管

直缝电焊钢管（GB/T 13793—2008）的规格及截面特性，列于表 A-2。

表 A-2 直缝电焊钢管的规格及截面特性（GB/T 13793—2008）



I —截面惯性矩；
 W —截面模量；
 i —截面回转半径

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm
32	2.0	1.38	1.48	2.13	1.33	1.06	51	2.0	3.08	2.42	9.26	3.63	1.73
	2.5	2.32	1.82	2.54	1.59	1.05		2.5	3.81	2.99	11.23	4.40	1.72
38	2.0	2.26	1.78	3.68	1.93	1.27		3.0	4.52	3.55	13.08	5.13	1.70
	2.5	2.79	2.19	4.41	2.32	1.26		3.5	5.22	4.10	14.81	5.81	1.68
40	2.0	2.39	1.87	4.32	2.16	1.35	53	2.0	3.20	2.52	10.43	3.94	1.80
	2.5	2.95	2.31	5.20	2.60	1.33		2.5	3.97	3.11	12.67	4.78	1.79
42	2.0	2.51	1.97	5.04	2.40	1.42		3.0	4.71	3.70	14.78	5.58	1.77
	2.5	3.10	2.44	6.07	2.89	1.40		3.5	5.44	4.27	16.75	6.32	1.75
45	2.0	2.70	2.12	6.26	2.78	1.52	57	2.0	3.46	2.71	13.08	4.59	1.95
	2.5	3.34	2.62	7.56	3.36	1.51		2.5	4.28	3.36	15.93	5.59	1.93
	3.0	3.96	3.11	8.77	3.90	1.49		3.0	5.09	4.00	18.61	6.53	1.91

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm
57	3.5	5.88	4.62	21.14	7.42	1.90	102	2.5	7.81	6.13	96.77	18.97	3.52
60	2.0	3.64	2.86	15.34	5.11	2.05		3.0	9.33	7.32	114.42	22.43	3.50
	2.5	4.52	3.55	18.70	6.23	2.03		3.5	10.83	8.50	131.52	25.79	3.48
	3.0	5.37	4.22	21.88	7.29	2.02		4.0	12.32	9.67	148.09	29.04	3.47
	3.5	6.21	4.88	24.88	8.29	2.00		4.5	13.78	10.82	164.14	32.18	3.45
63.5	2.0	3.86	3.03	18.29	5.76	2.18	108	5.0	15.24	11.96	179.68	35.23	3.43
	2.5	4.79	3.76	22.32	7.03	2.16		3.0	9.90	7.77	136.49	25.28	3.71
	3.0	5.70	4.48	26.15	8.24	2.14		3.5	11.49	9.02	157.02	29.08	3.70
	3.5	6.60	5.18	29.79	9.38	2.12		4.0	13.07	10.26	176.95	32.77	3.68
70	2.0	4.27	3.35	24.72	7.06	2.41	114	3.0	10.46	8.21	161.24	28.29	3.93
	2.5	5.30	4.16	30.23	8.64	2.39		3.5	12.15	9.54	185.63	32.57	3.91
	3.0	6.31	4.96	35.50	10.14	2.37		4.0	13.82	10.85	209.35	36.73	3.89
	3.5	7.31	5.74	40.53	11.58	2.35		4.5	15.48	12.15	232.41	40.77	3.87
	4.5	9.26	7.27	49.89	14.26	2.32		5.0	17.12	13.44	254.81	44.70	3.86
76	2.0	4.65	3.65	31.85	8.38	2.62	121	3.0	11.12	8.73	193.69	32.01	4.17
	2.5	5.77	4.53	39.03	10.27	2.60		3.5	12.92	10.14	223.17	36.89	4.16
	3.0	6.88	5.40	45.91	12.08	2.58		4.0	14.70	11.54	251.87	41.63	4.14
	3.5	7.97	6.26	52.50	13.82	2.57	127	3.0	11.69	9.17	224.75	35.39	4.39
	4.0	9.05	7.10	58.81	15.48	2.55		3.5	13.58	10.66	259.11	40.80	4.37
	4.5	10.11	7.93	64.85	17.07	2.53		4.0	15.46	12.13	292.61	46.08	4.35
83	2.0	5.09	4.00	41.76	10.06	2.86	133	4.5	17.32	13.59	325.29	51.23	4.33
	2.5	6.32	4.96	51.26	12.35	2.85		5.0	19.16	15.04	357.14	56.24	4.32
	3.0	7.54	5.92	60.40	14.56	2.83		3.5	14.24	11.18	298.71	44.92	4.58
	3.5	8.74	6.86	69.19	16.67	2.81	4.0	16.21	12.73	337.53	50.76	4.56	
	4.0	9.93	7.79	77.64	18.71	2.80	4.5	18.17	14.26	375.42	56.45	4.55	
	4.5	11.10	8.71	85.76	20.67	2.78	5.0	20.11	15.78	412.40	62.02	4.53	
89	2.0	5.47	4.29	51.75	11.63	3.08	140	3.5	15.01	11.78	349.79	49.97	4.83
	2.5	6.79	5.33	63.59	14.29	3.06		4.0	17.09	13.42	395.47	56.50	4.81
	3.0	8.11	6.36	75.02	16.86	3.04		4.5	19.16	15.04	440.12	62.87	4.79
	3.5	9.40	7.38	86.05	19.34	3.03		5.0	21.21	16.65	483.76	69.11	4.78
	4.0	10.68	8.38	96.68	21.73	3.01		5.5	23.24	18.24	526.40	75.20	4.76
	4.5	11.95	9.38	106.92	24.03	2.99		152	3.5	16.33	12.82	450.35	59.26
95	2.0	5.84	4.59	63.20	13.31	3.29	4.0		18.60	14.60	509.59	67.05	5.23
	2.5	7.26	5.70	77.76	16.37	3.27	4.5		20.85	16.37	567.61	74.69	5.22
	3.0	8.67	6.81	91.83	19.33	3.25	5.0		23.09	18.13	624.43	82.16	5.20
	3.5	10.06	7.90	105.45	22.20	3.24	5.5	25.31	19.87	680.06	89.48	5.18	
102	2.0	6.28	4.93	78.57	15.41	3.54							

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm
159	4.5	21.84	17.15	652.27	82.05	5.46	194	10	57.81	45.38	2453.55	252.94	6.51
	5.0	24.19	18.99	717.88	90.30	5.45		12	68.61	53.86	2853.25	294.15	6.45
	5.5	26.52	20.82	782.18	98.39	5.43	203	6.0	37.13	29.15	1803.07	177.64	6.97
	6.0	28.84	22.64	845.19	106.31	5.41		6.5	40.13	31.50	1938.81	191.02	6.95
	6.5	31.14	24.45	906.92	114.08	5.40		7.0	43.10	33.84	2072.43	204.18	6.93
	7.0	33.43	26.24	967.41	121.69	5.38		7.5	46.06	36.16	2203.94	217.14	6.92
	7.5	35.70	28.02	1026.65	129.14	5.36		8.0	49.01	38.47	2333.37	229.89	6.90
	8.0	37.95	29.79	1084.67	136.44	5.35		9.0	54.85	43.06	2586.08	254.79	6.87
	9.0	42.41	33.29	1197.12	150.58	5.31		10	60.63	47.60	2830.72	278.89	6.83
	10	46.81	36.75	1304.88	164.14	5.28		12	72.01	56.52	3296.49	324.78	6.77
168	4.5	23.11	18.14	772.96	92.02	5.78		14	83.13	65.25	3732.07	367.69	6.70
	5.0	25.60	20.10	851.14	101.33	5.77		16	94.00	73.79	4138.78	407.76	6.64
	5.5	28.08	22.04	927.85	110.46	5.75	219	6.0	40.15	31.52	2278.74	208.10	7.53
	6.0	30.54	23.97	1003.12	119.42	5.73		6.5	43.39	34.06	2451.64	223.89	7.52
	6.5	32.98	25.89	1076.95	128.21	5.71		7.0	46.62	36.60	2622.04	239.46	7.50
	7.0	35.41	27.79	1149.36	136.83	5.70		7.5	49.83	39.12	2789.96	254.79	7.48
	7.5	37.82	29.69	1220.38	145.28	5.68		8.0	53.03	41.63	2955.43	269.90	7.47
	8.0	40.21	31.57	1290.01	153.57	5.66		9.0	59.38	46.61	3279.12	299.46	7.43
	9.0	44.96	35.29	1425.22	169.67	5.63		10	65.66	51.54	3593.29	328.15	7.40
	10	49.64	38.97	1555.13	185.13	5.60		12	78.04	61.26	4193.81	383.00	7.33
180	5.0	27.49	21.58	1053.17	117.02	6.19		14	90.16	70.78	4758.50	434.57	7.26
	5.5	30.15	23.67	1148.79	127.64	6.17		16	102.04	80.10	5288.81	483.00	7.20
	6.0	32.80	25.75	1242.72	138.08	6.16	245	6.5	48.70	38.23	3465.46	282.89	8.44
	6.5	35.43	27.81	1335.00	148.33	6.14		7.0	52.34	41.08	3709.06	302.78	8.42
	7.0	38.04	29.87	1425.63	158.40	6.12		7.5	55.96	43.93	3949.52	322.41	8.40
	7.5	40.64	31.91	1514.64	168.29	6.10		8.0	59.56	46.76	4186.87	341.79	8.38
	8.0	43.23	33.93	1602.04	178.00	6.09		9.0	66.73	52.38	4652.32	379.78	8.35
	9.0	48.25	37.95	1772.12	196.90	6.05		10	73.83	57.95	5105.63	416.79	8.32
	10	53.41	41.92	1936.01	215.11	6.02		12	87.84	68.95	5976.67	487.89	8.25
	12	63.33	49.72	2245.84	249.54	5.95		14	101.60	79.76	6801.68	555.24	8.18
194	5.0	29.69	23.31	1326.54	136.76	6.68		16	115.11	90.36	7582.30	618.96	8.12
	5.5	32.57	25.57	1447.86	149.26	6.67		273	6.5	54.42	42.72	4834.18	354.15
	6.0	35.44	27.82	1567.21	161.57	6.65	7.0		58.50	45.92	5177.30	379.29	9.41
	6.5	38.29	30.06	1684.61	173.67	6.63	7.5		62.56	49.11	5516.47	404.14	9.39
	7.0	41.12	32.28	1800.08	185.57	6.62	8.0		66.60	52.28	5851.71	428.70	9.37
	7.5	43.94	34.50	1913.64	197.28	6.60	9.0		74.64	58.60	6510.56	476.96	9.34
	8.0	46.75	36.70	2025.31	208.79	6.58	10		82.62	64.86	7154.09	524.11	9.31
	9.0	52.31	41.06	2243.08	231.25	6.55	12		98.39	77.24	8396.14	615.10	9.24

(续)

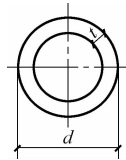
尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	
273	14	113.91	89.42	9579.75	701.81	9.17		9.0	89.35	70.14	11161.33	686.85	11.18	
	16	129.18	101.41	10706.79	784.38	9.10		10	98.96	77.68	12286.52	756.09	11.14	
299	7.5	68.68	53.92	7300.02	488.30	10.31	325	12	118.00	92.63	14471.45	890.55	11.07	
	8.0	73.14	57.41	7747.42	518.22	10.29		14	136.78	107.38	16570.98	1019.75	11.04	
	9.0	82.00	64.37	8628.09	577.43	10.26		16	155.32	121.93	18587.38	1143.84	10.94	
	10	90.79	71.27	9490.15	634.79	10.22		351	8.0	86.21	67.67	12684.36	722.76	12.13
	12	108.20	84.93	11159.52	746.46	10.16			9.0	96.70	75.91	14147.55	806.13	12.10
	14	125.35	98.40	12757.61	853.35	10.09			10	107.13	84.10	15584.62	888.01	12.06
16	142.25	111.67	14286.48	955.62	10.02	12	127.80		100.32	18381.63	1047.39	11.99		
325	7.5	74.81	58.73	9431.80	580.42	11.23	14	148.22	116.35	21077.86	1201.02	11.93		
	8.0	79.67	62.54	10013.92	616.24	11.21	16	168.39	132.19	23675.75	1349.05	11.86		

注：电焊钢管的通常长度： $d=32\sim 70$ mm时，为3~10m； $d=76\sim 152$ mm时，为4~10m。

A.1.3 螺旋焊钢管

螺旋焊钢管（GB/T 9711—2011）的规格及截面特性，列于表 A-3。

表 A-3 螺旋焊钢管的规格及截面特性（摘自 GB/T 9711—2011）



I —截面惯性矩；
 W —截面模量；
 i —截面回转半径

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm
219.1	5	33.61	26.61	1988.54	176.04	7.57	325	6	60.10	47.70	7653.29	470.97	11.28
	6	40.15	31.78	2822.53	208.36	7.54		7	69.90	55.40	8846.29	544.39	11.25
	7	46.62	36.91	2266.42	239.75	7.50		8	79.63	63.04	10016.50	616.40	11.21
	8	53.03	41.98	2900.39	283.16	7.49		6	65.87	52.23	10073.14	566.54	12.36
244.5	5	37.60	29.77	2699.28	220.80	8.47	355.6	7	76.62	60.68	11652.71	655.38	12.33
	6	44.93	35.57	3199.36	261.71	8.44		8	87.32	69.08	13204.77	742.68	12.25
	7	52.20	41.33	3686.70	301.57	8.40		377	6	69.90	55.40	11079.13	587.75
	8	59.41	47.03	4611.52	340.41	8.37	7		81.33	64.37	13932.53	739.13	13.08
273	6	50.30	39.82	4888.24	328.81	9.44	406.4	8	92.69	73.30	15795.91	837.98	13.05
	7	58.47	46.29	5178.63	379.39	9.41		9	104.00	82.18	17628.57	935.20	13.02
	8	66.57	52.70	5853.22	428.81	8.37		6	75.44	59.75	15132.21	744.70	14.16
323.9	6	59.89	47.41	7574.41	467.70	11.24	406.4	7	87.79	69.45	17523.75	862.39	14.12
	7	69.65	55.14	8754.84	540.59	11.21		8	100.09	79.10	19879.00	978.30	14.09
	8	79.35	62.82	9912.63	612.08	11.17		9	112.31	88.70	22198.33	1092.44	14.05

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性				
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm		
406.4	10	124.47	98.26	24482.10	1204.83	14.02	559	9	155.43	122.57	58832.64	2104.92	19.45		
	6	79.13	62.65	17464.62	819.94	14.85		10	172.39	135.89	65017.85	2326.22	19.41		
	7	92.10	72.83	20231.72	949.85	14.82		11	189.28	149.16	71134.58	2545.07	19.39		
	8	105.00	82.97	22958.81	1077.88	14.78		12	206.11	162.38	77183.36	2761.48	19.34		
	9	117.84	93.05	25646.28	1206.05	14.75		13	222.88	175.55	83164.67	2975.48	19.31		
	10	130.62	103.09	28294.52	1328.38	14.71		610.0	6	113.79	89.87	51936.94	1702.85	21.36	
426	6	84.97	67.23	21623.66	946.33	15.95	7		132.54	104.60	60294.82	1976.88	21.32		
	7	98.91	78.18	25061.79	1096.80	15.91	8		151.22	119.27	68568.97	2248.16	21.29		
	8	112.79	89.08	28453.67	1245.24	15.88	9		169.84	133.89	76759.97	2516.72	21.25		
	9	126.60	99.94	31799.72	1391.67	15.84	10		188.40	148.47	84868.37	2782.57	21.22		
	10	140.36	110.74	35100.34	1536.12	15.81	11		206.89	162.99	92894.73	3045.73	21.18		
	11	154.05	121.49	38355.96	1678.60	15.77	12		225.33	177.47	100839.60	3306.22	21.15		
457	12	167.68	132.19	41566.98	1819.12	15.74	13		243.70	191.90	108703.55	3564.05	21.11		
	478	6	88.93	70.34	24786.71	1037.10	16.69		630.0	6	117.56	92.83	57268.61	1818.05	22.06
		7	103.53	81.81	28736.12	1202.35	16.65			7	136.94	108.05	66494.92	2110.95	22.03
		8	118.06	93.23	32634.79	1365.47	16.62			8	156.25	123.22	75631.80	2401.01	21.99
		9	132.54	104.60	36483.16	1526.49	16.58			9	175.50	138.33	84679.83	2688.25	21.96
		10	146.95	115.92	40281.65	1685.43	16.55	10		194.68	153.40	93639.59	2972.69	21.93	
11		161.30	127.19	44030.71	1842.29	16.52	11	213.80		168.42	102511.65	3254.34	21.89		
508	12	175.59	138.41	47730.76	1997.10	16.48	12	232.86		183.39	111296.59	3533.23	21.85		
	6	94.58	74.78	29819.20	1173.98	17.75	13	251.86		198.31	119994.98	3809.36	21.82		
	7	110.12	86.99	34583.38	1361.55	17.72	660.0	6		123.21	97.27	65931.44	1997.92	23.12	
	8	125.60	99.15	39290.06	1546.85	17.67		7		143.53	113.23	76570.06	2320.31	23.09	
	9	141.02	111.25	43939.68	1729.91	17.65		8		163.78	129.13	87110.33	2639.71	23.05	
	10	156.37	123.31	48532.72	1910.74	17.61		9		183.97	144.99	97552.85	2956.15	23.02	
11	171.66	135.32	53069.63	2089.36	17.58	10		204.1		160.80	107898.23	3269.64	22.98		
12	186.89	147.29	57550.87	2265.78	17.54	11		224.16	176.56	118147.08	3580.21	22.95			
529	6	98.53	77.89	33719.80	1274.85	18.49		12	244.17	192.27	128300.00	3887.88	22.91		
	7	114.74	90.61	39116.42	1478.88	18.46		13	264.11	207.93	138357.58	4192.65	22.88		
	8	130.88	103.29	44450.54	1680.55	18.42		711.0	6	132.82	104.82	82588.87	2323.18	24.93	
	9	146.95	115.92	49722.63	1879.87	18.39			7	154.74	122.03	95946.79	2698.93	24.89	
	10	162.97	128.49	54933.18	2076.87	18.35			8	176.59	139.20	109190.20	3071.45	24.86	
	11	178.92	141.02	60082.67	2271.56	18.32			9	198.39	156.31	122319.78	3440.78	24.82	
12	194.81	153.50	65171.58	2463.95	18.28	10	220.11		173.38	135336.18	3806.93	24.79			
13	210.63	165.93	70200.39	2654.08	18.25	11	241.78		190.39	148240.04	4169.90	24.75			
559	6	104.19	82.33	39861.10	1426.16	19.55	12	263.38	207.36	161032.02	4529.73	24.72			
	7	121.33	95.79	46254.78	1654.91	19.52	13	284.92	224.28	173712.76	4886.44	24.68			
	8	138.41	109.21	52578.45	1881.16	19.48	720.0	6	134.52	106.15	85792.25	2383.12	25.25		

(续)

尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i/cm
720.0	7	156.72	123.59	99673.56	2768.71	25.21	914.0	13	367.79	289.36	373576.55	8174.54	31.86
	8	177.85	140.97	113437.40	3151.04	25.17		14	395.64	311.23	400988.69	8774.37	31.82
	9	200.93	158.31	127084.44	3530.12	25.14		15	423.43	333.06	428215.82	9370.15	31.79
	10	222.94	175.60	140615.33	3965.98	25.11		16	451.16	354.84	455258.77	9961.90	31.75
	11	244.89	192.84	154030.74	4278.63	25.07	920.0	8	229.09	180.44	238385.26	5182.29	32.25
	12	266.77	210.02	167331.32	4648.09	25.04		9	257.45	202.70	267307.72	5811.04	32.21
	13	288.60	227.16	180517.74	5014.38	25.00		10	285.74	224.92	296038.43	6435.62	32.17
762.0	7	165.95	130.84	118344.40	3106.15	26.69		11	313.97	247.06	324578.25	7056.05	32.14
	8	189.40	149.26	134717.42	3535.90	26.66		12	342.13	269.21	352928.00	7672.35	32.11
	9	212.80	167.63	150959.68	3962.20	26.62	13	370.24	291.28	381088.55	8284.53	32.07	
	10	236.13	185.95	167071.28	4385.07	26.59	14	398.28	313.31	409060.74	8892.62	32.04	
	11	259.40	204.23	183053.12	4804.54	26.55	15	426.26	335.23	436845.40	9496.64	32.00	
	12	282.60	222.45	198905.91	5220.63	26.52	16	454.17	357.20	464443.38	10096.60	31.97	
	13	305.74	240.63	214630.33	5633.34	26.49	1020.0	8	254.21	200.16	325709.29	6386.46	35.78
14	328.82	258.76	230227.09	6042.71	26.45	9		285.71	229.89	365343.91	7163.61	35.75	
813.0	7	177.16	139.64	143981.73	3541.99	28.50		10	317.14	249.58	404741.91	7936.12	35.71
	8	202.22	159.32	163942.66	4033.03	28.46		11	348.51	274.22	443904.22	8704.00	35.68
	9	227.21	178.95	183753.89	4520.39	28.43		12	379.81	298.81	482831.80	9497.29	35.64
	10	252.14	198.53	203416.16	5004.09	28.39	13	411.06	323.34	521525.58	10225.99	35.61	
	11	277.01	218.06	222930.23	5484.14	28.36	14	442.24	347.83	559986.50	10980.13	35.57	
	12	301.82	237.55	242296.83	5960.56	28.32	15	473.36	372.27	598215.50	11729.72	35.53	
	13	326.56	256.98	261516.72	6433.38	28.29	16	504.41	396.66	636213.50	12474.77	35.50	
820.0	14	351.24	276.36	280590.63	6902.60	28.25	1120.0	8	279.33	219.89	432113.97	7716.32	39.32
	7	178.70	140.85	147765.60	3604.04	28.74		9	313.97	247.09	484824.62	8657.58	39.28
	8	203.97	160.70	168256.44	4103.82	28.71		10	348.54	274.24	537249.06	9593.73	39.25
	9	229.19	180.50	188594.94	4599.88	28.68		11	383.05	301.35	589388.32	10524.79	39.21
	10	254.34	200.26	208781.84	5092.24	28.64		12	417.49	328.40	641243.45	11450.78	39.18
	11	279.43	219.96	228817.91	5580.93	28.60	13	451.88	355.40	692815.48	12371.71	39.14	
	12	304.45	239.62	248703.90	6065.95	28.57	14	486.20	382.36	744105.44	13287.60	39.11	
914.0	13	329.42	259.22	268440.55	6547.33	28.53	1220.0	15	520.46	409.26	795114.35	14198.47	39.07
	14	354.32	278.78	288028.62	7025.09	28.50		16	554.65	436.12	845843.26	15104.34	39.04
	15	379.16	298.29	307468.86	7499.24	28.47		10	379.94	298.90	695916.69	11408.47	42.78
	16	413.93	317.75	326766.02	7969.81	28.43		11	417.59	328.47	763623.03	12518.41	42.75
	914.0	8	227.59	179.25	233711.41	5114.04		32.03	12	455.17	357.99	830991.12	13622.81
		9	255.75	201.37	262061.17	5734.38	32.00	13	492.70	387.46	898022.09	14721.67	42.68
		10	283.86	223.44	290221.72	6350.58	31.96	14	530.16	416.88	964717.06	15815.03	42.64
11		311.90	245.46	318193.90	6962.67	31.93	15	567.56	446.26	1031077.17	16902.90	42.61	
12		339.87	267.44	345978.57	7570.65	31.89	16	604.89	475.57	1097103.53	17985.30	42.57	

(续)

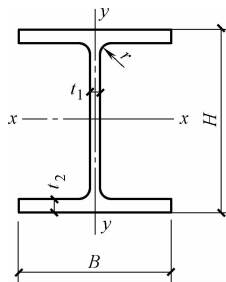
尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性			尺寸/mm		截面面积 A /cm ²	每米重量 /(kg /m)	截面特性		
d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm	d	t			I /cm ⁴	W /cm ³	i /cm
1420.0	10	442.74	348.23	1001160.59	15509.30	49.85	1420.0	14	618.08	485.94	1528616.74	21529.81	49.71
	11	486.67	382.73	1208714.17	17024.14	49.82		15	661.76	520.24	1634335.48	23018.81	49.68
	12	530.53	417.18	1315807.13	18532.49	49.78		16	705.37	554.50	1739599.14	24501.40	49.64
	13	574.34	451.58	1422440.79	20034.38	49.75							

A.2 热轧 H 型钢和剖分 T 型钢

A.2.1 热轧轻型 H 型钢

热轧轻型 H 型钢 (YB/T 4113—2003) 的规格及截面特性, 列于表 A-4。

表 A-4 热轧轻型 H 型钢的规格及截面特性 (YB/T 4113—2003)



型 号	截面尺寸/mm					截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	几何惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
	H	B	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
HL100 × 50	97	50	2.3	3.2	6	5.59	4.39	90.64	6.70	4.03	1.09	18.69	2.68
	97	50	3	3.5	6	6.51	5.11	100.6	7.34	3.93	1.06	20.75	2.94
	100	50	3.2	4.5	6	7.72	0.06	128.8	9.43	4.08	1.11	25.76	3.77
HL100 × 100	97	100	4.5	6	8	16.37	12.85	280.9	100.2	4.14	2.47	57.93	20.03
HL120 × 60	117	60	3.2	4.5	8	9.41	7.38	219.5	16.31	4.83	1.32	37.53	5.44
	120	60	4.5	6	8	12.61	9.90	296.4	21.79	4.85	1.81	49.40	7.26
HL120 × 120	117	120	3.2	4.5	8	14.81	11.62	390.6	129.2	5.11	2.96	66.75	21.62
	120	120	4.5	6	8	19.81	15.55	530.5	173.0	5.18	2.96	88.42	28.83
HL140 × 70	137	70	3.2	4.5	8	10.95	8.59	353.8	25.84	5.69	1.54	51.65	7.38
	140	70	4.5	6	8	14.71	11.55	477.2	34.51	5.70	1.53	68.18	9.86
HL150 × 75	147	75	3.2	4.5	8	11.72	9.20	437.7	31.70	6.11	1.65	59.55	8.47
	150	75	4.5	6	8	15.76	12.37	590.2	42.40	6.12	1.64	78.70	11.31

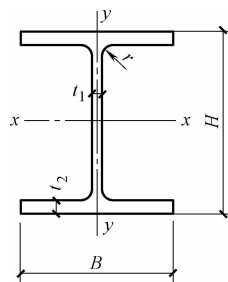
(续)

型 号	截面尺寸/mm					截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	几何惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
	H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
	150	100	4.5	6	8	18.76	14.73	745.8	100.2	6.31	2.31	99.44	20.04
HL150 × 150	147	149	6	8.5	13	34.58	27.15	1382	469.5	6.32	3.68	188.0	63.02
HL175 × 90	172	90	4.5	6.5	10	19.71	15.48	1004	79.31	7.14	2.01	116.7	17.62
HL175 × 175	172	175	6.5	9.5	13	44.65	35.05	2470	849.6	7.44	4.36	287.2	97.10
HL200 × 100	195	99	4.5	6	13	21.61	16.96	1421	97.65	8.11	2.13	145.0	19.73
HL200 × 150	191	149	5	7.5	16	33.35	26.18	2266	414.7	8.24	3.53	237.3	55.66
HL200 × 200	197	199	7	10.5	16	56.31	44.20	4113	1381.0	8.55	4.95	417.5	138.79
HL250 × 125	246	124	4.5	7	13	29.25	22.06	3134	223.1	10.35	2.76	254.8	35.98
HL250 × 175	241	175	6	9.5	16	48.77	38.28	5258	850.1	10.38	4.18	436.4	97.16
HL300 × 150	296	148	4.5	7	16	35.61	27.95	5583	379.4	12.52	3.26	377.3	51.27
HL300 × 200	291	199	7	10.5	20	64.12	50.34	9958	1382.6	12.46	4.64	684.4	139.0
HL350 × 175	343	174	5.5	7.5	16	46.34	36.37	9529	660.0	14.34	3.77	555.6	75.87
HL400 × 150	396	149	7	11	16	61.16	48.01	15942	608.9	16.15	3.16	805.1	81.73
HL400 × 200	393	199	5	9.5	16	62.45	49.02	17260	1249.6	16.69	4.47	878.4	125.6

A.2.2 热轧 H 型钢

热轧 H 型钢 (GB/T 11263—2010) 的规格及截面特性, 列于表 A-5。

表 A-5 热轧 H 型钢的规格及截面特性 (GB/T 11263—2010)



类别	型号 (高度 × 宽度) (mm × mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
	125 × 125	125	125	6.5	9	8	30.00	23.6	839	293	5.28	3.12	134	46.9
	150 × 150	150	150	7	10	8	39.64	31.1	1620	563	6.39	3.76	216	75.1
	175 × 175	175	175	7.5	11	13	51.42	40.4	2900	984	7.50	4.37	331	112

(续)

类别	型号 (高度×宽度) (mm×mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HW	200×200	200	200	8	12	13	63.53	49.9	4720	1600	8.61	5.02	472	160
		*200	204	12	12	13	71.53	56.2	4980	1700	8.34	4.87	498	167
	250×250	*244	252	11	11	13	81.31	63.8	8700	2940	10.3	6.01	713	233
		250	250	9	14	13	91.43	71.8	10700	3650	10.8	6.31	860	292
		*250	255	14	14	13	103.9	81.6	11400	3880	10.5	6.10	912	304
	300×300	*294	302	12	12	13	106.3	83.5	16600	5510	12.5	7.20	1130	365
		300	300	10	15	13	118.5	93.0	20200	6750	13.1	7.55	1350	450
		*300	305	15	15	13	133.5	105	21300	7100	12.6	7.29	1420	466
	350×350	*338	351	13	13	13	133.3	105	27700	9380	14.4	8.38	1640	534
		*344	348	10	16	13	144.0	113	32800	11200	15.1	8.83	1910	646
		*344	354	16	16	13	164.7	129	34900	11800	14.6	8.48	2030	669
		350	350	12	19	13	171.9	135	39800	13600	15.2	8.88	2280	776
		*350	357	19	19	13	196.4	154	42300	14400	14.7	8.57	2420	808
	400×400	*388	402	15	15	22	178.5	140	49000	16300	16.6	9.54	2520	809
		*394	398	11	18	22	186.8	147	56100	18900	17.3	10.1	2850	951
		*394	405	18	18	22	214.4	168	59700	20000	16.7	9.64	3030	985
		400	400	13	21	22	218.7	172	66600	22400	17.5	10.1	3330	1120
		*400	408	21	21	22	250.7	197	70900	23800	16.8	9.74	3540	1170
		*414	405	18	28	22	295.4	232	92800	31000	17.7	10.2	4480	1530
		*428	407	20	35	22	360.7	283	119000	39400	18.2	10.4	5570	1930
		*458	417	30	50	22	528.6	415	187000	60500	18.8	10.7	8170	2900
		*498	432	45	70	22	770.1	604	298000	94400	19.7	11.1	12000	4370
	500×500	*492	465	15	20	22	258.0	202	117000	33500	21.3	11.4	4770	1440
		*502	465	15	25	22	304.5	239	146000	41900	21.9	11.7	5810	1800
*502		470	20	25	22	329.6	259	151000	43300	21.4	11.5	6020	1840	
HM	150×100	148	100	6	9	8	26.34	20.7	1000	150	6.16	2.38	135	30.1
	200×150	194	150	6	9	8	38.10	29.9	2630	507	8.30	3.64	271	67.6
	250×175	244	175	7	11	13	55.49	43.6	6040	984	10.4	4.21	495	112
	300×200	294	200	8	12	13	71.05	55.8	11100	1600	12.5	4.74	756	160
		*298	201	9	14	13	82.03	64.4	13100	1900	12.6	4.80	878	189
	350×250	340	250	9	14	13	99.53	78.1	21200	3650	14.6	6.05	1250	292
	400×300	390	300	10	16	13	133.3	105	37900	7200	16.9	7.35	1940	480
	450×300	440	300	11	18	13	153.9	121	54700	8110	18.9	7.25	2490	540
500×300	*482	300	11	15	13	141.2	111	58300	6760	20.3	6.91	2420	450	

(续)

类别	型号 (高度×宽度) (mm×mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HM	500×300	488	300	11	18	13	159.2	125	68900	8110	20.8	7.13	2820	540
	550×300	*544	300	11	15	13	148.0	116	76400	6760	22.7	6.75	2810	450
		*550	300	11	18	13	166.0	130	89800	8110	23.3	6.98	3270	540
	600×300	*582	300	12	17	13	169.2	133	98900	7660	24.2	6.72	3400	511
		588	300	12	20	13	187.2	147	114000	9010	24.7	6.93	3890	601
		*594	302	14	23	13	217.1	170	134000	10600	24.8	6.97	4500	700
HN	*100×50	100	50	5	7	8	11.84	9.3	187	14.8	3.97	1.11	37.5	5.91
	*125×60	125	60	6	8	8	16.68	13.1	409	29.1	4.95	1.32	65.4	9.71
	150×75	150	75	5	7	8	17.84	14.0	666	49.5	6.10	1.66	88.8	13.2
	175×90	175	90	5	8	8	22.89	18.0	1210	97.5	7.25	2.06	138	21.7
	200×100	*198	99	4.5	7	8	22.68	17.8	1540	113	8.24	2.23	156	22.9
		200	100	5.5	8	8	26.66	20.9	1810	134	8.22	2.23	181	26.7
	250×125	*248	124	5	8	8	31.98	25.1	3450	255	10.4	2.82	278	41.1
		250	125	6	9	8	36.96	29.0	3960	294	10.4	2.81	317	47.0
	300×150	*298	149	5.5	8	13	40.80	32.0	6320	442	12.4	3.29	424	59.3
		300	150	6.5	9	13	46.78	36.7	7210	508	12.4	3.29	481	67.7
	350×175	*346	174	6	9	13	52.45	41.2	11000	791	14.5	3.88	638	91.0
		350	175	7	11	13	62.91	49.4	13500	984	14.6	3.95	771	112
	400×150	400	150	8	13	13	70.37	55.2	18600	734	16.3	3.22	929	97.8
	400×200	*396	199	7	11	13	71.41	56.1	19800	1450	16.6	4.50	999	145
		400	200	8	13	13	83.37	65.4	23500	1740	16.8	4.56	1170	174
	450×150	*446	150	7	12	13	66.99	52.6	22000	677	18.1	3.17	985	90.3
		450	151	8	14	13	77.49	60.8	25700	806	18.2	3.22	1140	107
	450×200	*446	199	8	12	13	82.97	65.1	28100	1580	18.4	4.36	1260	159
		450	200	9	14	13	95.43	74.9	32900	1870	18.6	4.42	1460	187
	475×150	*470	150	7	13	13	71.53	56.2	26200	733	19.1	3.20	1110	97.8
		*475	151.5	8.5	15.5	13	86.15	67.6	31700	901	19.2	3.23	1330	119
		482	153.5	10.5	19	13	106.4	83.5	39600	1150	19.3	3.28	1640	150
	500×150	*492	150	7	12	13	70.21	55.1	27500	677	19.8	3.10	1120	90.3
		*500	152	9	16	13	92.21	72.4	37000	940	20.0	3.19	1480	124
504		153	10	18	13	103.3	81.1	41900	1080	20.1	3.23	1660	141	
500×200	*496	199	9	14	13	99.29	77.9	40800	1840	20.3	4.30	1650	185	
	500	200	10	16	13	112.3	88.1	46800	2140	20.4	4.36	1870	214	
	*506	201	11	19	13	129.3	102	55500	2580	20.7	4.46	2190	257	

(续)

类别	型号 (高度×宽度) (mm×mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HN	550×200	*546	199	9	14	13	103.8	81.5	50800	1840	22.1	4.21	1860	185
		550	200	10	16	13	117.3	92.0	58200	2140	22.3	4.27	2120	214
	600×200	*596	199	10	15	13	117.8	92.4	66600	1980	23.8	4.09	2240	199
		600	200	11	17	13	131.7	103	75600	2270	24.0	4.15	2520	227
		*606	201	12	20	13	149.8	118	88300	2720	24.3	4.25	2910	270
	625×200	*625	198.5	13.5	17.5	13	150.6	118	88500	2300	24.2	3.90	2830	231
		630	200	15	20	13	170.0	133	101000	2690	24.4	3.97	3220	268
		*638	202	17	24	13	198.7	156	122000	3320	24.8	4.09	3820	329
	650×300	*646	299	10	15	13	152.8	120	110000	6690	26.9	6.61	3410	447
		*650	300	11	17	13	171.2	134	125000	7660	27.0	6.68	3850	511
		*656	301	12	20	13	195.8	154	147000	9100	27.4	6.81	4470	605
	700×300	*692	300	13	20	18	207.5	163	168000	9020	28.5	6.59	4870	601
		700	300	13	24	18	231.5	182	197000	10800	29.2	6.83	5640	721
	750×300	*734	299	12	16	18	182.7	143	161000	7140	29.7	6.25	4390	478
		*742	300	13	20	18	214.0	168	197000	9020	30.4	6.49	5320	601
		*750	300	13	24	18	238.0	187	231000	10800	31.1	6.74	6150	721
		*758	303	16	28	18	284.8	224	276000	13000	31.1	6.75	7270	859
	800×300	*792	300	14	22	18	239.5	188	248000	9920	32.2	6.43	6270	661
		800	300	14	26	18	263.5	207	286000	11700	33.0	6.66	7160	781
	850×300	*834	298	14	19	18	227.5	179	251000	8400	33.2	6.07	6020	564
		*842	299	15	23	18	259.7	204	298000	10300	33.9	6.28	7080	687
		*850	300	16	27	18	292.1	229	346000	12200	34.4	6.45	8140	812
		*858	301	17	31	18	324.7	255	395000	14100	34.9	6.59	9210	939
	900×300	*890	299	15	23	18	266.9	210	339000	10300	35.6	6.20	7610	687
		900	300	16	28	18	305.8	240	404000	12600	36.4	6.42	8990	842
		*912	302	18	34	18	360.1	283	491000	15700	36.9	6.59	10800	1040
	1000×300	*970	297	16	21	18	276.0	217	393000	9210	37.8	5.77	8110	620
		*980	298	17	26	18	315.5	248	472000	11500	38.7	6.04	9630	772
*990		298	17	31	18	345.3	271	544000	13700	39.7	6.30	11000	921	
*1000		3.00	19	36	18	395.1	310	634000	16300	40.1	6.41	12700	1080	
*1008		302	21	40	18	439.3	345	712000	18400	40.3	6.47	14100	1220	
HT	100×50	95	48	3.2	4.5	8	7.620	5.98	115	8.39	3.88	1.04	24.2	3.49
		97	49	4	5.5	8	9.370	7.36	143	10.9	3.91	1.07	29.6	4.45
	100×100	96	99	4.5	6	8	16.20	12.7	272	97.2	4.09	2.44	56.7	19.6

(续)

类别	型号 (高度×宽度) (mm×mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩		回转半径		截面模量	
		H	B	t ₁	t ₂	r			/cm ⁴		/cm		/cm ³	
									I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HT	125×60	118	58	3.2	4.5	8	9.250	7.26	218	14.7	4.85	1.26	37.0	5.08
		120	59	4	5.5	8	11.39	8.94	271	19.0	4.87	1.29	45.2	6.43
	125×125	119	123	4.5	6	8	20.12	15.8	532	186	5.14	3.04	89.5	30.3
	150×75	145	73	3.2	4.5	8	11.47	9.00	416	29.3	6.01	1.59	57.3	8.02
		147	74	4	5.5	8	14.12	11.1	516	37.3	6.04	1.62	70.2	10.1
	150×100	139	97	3.2	4.5	8	13.43	10.6	476	68.6	5.94	2.25	68.4	14.1
		142	99	4.5	6	8	18.27	14.3	654	97.2	5.98	2.30	92.1	19.6
	150×150	144	148	5	7	8	27.76	21.8	1090	378	6.25	3.69	151	51.1
		147	149	6	8.5	8	33.67	26.4	1350	469	6.32	3.73	183	63.0
	175×90	168	88	3.2	4.5	8	13.55	10.6	670	51.2	7.02	1.94	79.7	11.6
		171	89	4	6	8	17.58	13.8	894	70.7	7.13	2.00	105	15.9
	175×175	167	173	5	7	13	33.32	26.2	1780	605	7.30	4.26	213	69.9
		172	175	6.5	9.5	13	44.64	35.0	2470	850	7.43	4.36	287	97.1
	200×100	193	98	3.2	4.5	8	15.25	12.0	994	70.7	8.07	2.15	103	14.4
		196	99	4	6	8	19.78	15.5	1320	97.2	8.18	2.21	135	19.6
	200×150	188	149	4.5	6	8	26.34	20.7	1730	331	8.09	3.54	184	44.4
	200×200	192	198	6	8	13	43.69	34.3	3060	1040	8.37	4.86	319	105
	250×125	244	124	4.5	6	8	25.86	20.3	2650	191	10.1	2.71	217	30.8
	250×175	238	173	4.5	8	13	39.12	30.7	4240	691	10.4	4.20	356	79.9
	300×150	294	148	4.5	6	13	31.90	25.0	4800	325	12.3	3.19	327	43.9
300×200	286	198	6	8	13	49.33	38.7	7360	1040	12.2	4.58	515	105	
350×175	340	173	4.5	6	13	36.97	29.0	7490	518	14.2	3.74	441	59.9	
400×150	390	148	6	8	13	47.57	37.3	11700	434	15.7	3.01	602	58.6	
400×200	390	198	6	8	13	55.57	43.6	14700	1040	16.2	4.31	752	105	

注：1. 表中同一型号的产品，其内侧尺寸高度一致。

2. 表中截面面积计算公式为： $t_1(H-2t_2) + 2Bt_2 + 0.858r^2$ 。

3. 表中“*”表示的规格为市场非常用规格。

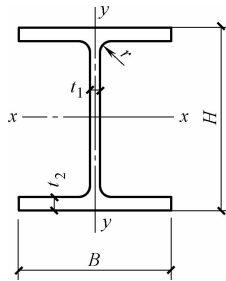
A. 2.3 热轧窄翼缘（HN类）H型钢

热轧窄翼缘（HN类）H型钢（GB/T 11263—2010）的补充规格及截面特性，列于表 A-6。

A. 2.4 超厚超重 H型钢

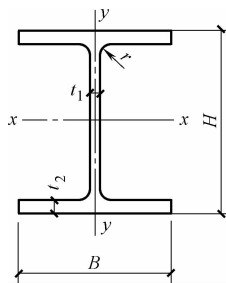
超厚超重 H型钢（GB/T 11263—2010）的规格及截面特性，列于表 A-7。

表 A-6 热轧窄翼缘 (HN 类) H 型钢补充规格的规格及截面特性 (GB/T 11263—2010)



类别	截面尺寸/mm					截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	截面特性参数					
	公称尺寸 (高×宽)	H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩/cm ⁴		回转半径/cm		截面模量/cm ³	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HN	100×75	100×75	6	8	10	17.9	14.1	298	56.7	4.08	1.78	59.6	15.1
	126×75	126×75	6	8	10	19.46	15.3	509	56.8	5.11	1.71	80.8	15.1
	140×90	140×90	5	8	10	21.46	16.8	738	97.6	5.87	2.13	105	21.7
	160×90	160×90	5	8	10	22.46	17.6	999	97.6	6.67	2.08	125	21.7
	180×90	180×90	5	8	10	23.46	18.4	1300	97.6	7.46	2.08	145	21.7
	220×125	220×125	6	9	13	36.07	28.3	3060	294	9.21	2.85	278	47
	280×125	280×125	6	9	13	39.67	31.1	5270	294	11.5	2.72	376	47
	320×150	320×150	6.5	9	16	48.83	38.3	8500	508	13.2	3.23	531	67.8
	360×150	360×150	7	11	16	58.86	46.2	12900	621	14.8	3.25	717	82.8
	560×175	560×175	11	17	24	122.3	96	60500	1530	22.2	3.54	2160	175
	630×200	630×200	13	20	28	163.4	128	102000	2690	25	4.06	3250	269

表 A-7 超厚超重 H 型钢的规格及截面特性 (GB/T 11263—2010)



类别	型号 (高度×宽度) (in×in)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
W14	W14×16	375	394	17.3	27.7	15	275.5	216	71140	28250	16.07	10.13	3794	1434
		380	395	18.9	30.2	15	300.9	237	78780	31040	16.18	10.16	4146	1572
		387	398	21.1	33.3	15	334.6	262	89410	35020	16.35	10.23	4620	1760

(续)

类别	型号 (高度 × 宽度) (in × in)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³	
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
W14	W14 × 16	393	399	22.6	36.6	15	366.3	287	99710	38780	16.50	10.29	5074	1944
		399	401	24.9	39.6	15	399.2	314	110200	42600	16.62	10.33	5525	2125
		407	404	27.2	43.7	15	442.0	347	124900	48090	16.81	10.43	6140	2380
		416	406	29.8	48.0	15	487.1	382	141300	53620	17.03	10.49	6794	2641
		425	409	32.8	52.6	15	537.1	421	159600	60080	17.24	10.58	7510	2938
		435	412	35.8	57.4	15	589.5	463	180200	67040	17.48	10.66	8283	3254
		446	416	39.1	62.7	15	649.0	509	204500	75400	17.75	10.78	9172	3625
		455	418	42.0	67.6	15	701.4	551	226100	82490	17.95	10.85	9939	3947
		465	421	45.0	72.3	15	754.9	592	250200	90170	18.20	10.93	10760	4284
		474	424	47.6	77.1	15	808.0	634	274200	98250	18.42	11.03	11570	4634
		483	428	51.2	81.5	15	863.4	677	299500	106900	18.62	11.13	12400	4994
		498	432	55.6	88.9	15	948.1	744	342100	119900	19.00	11.25	13740	5552
		514	437	60.5	97.0	15	1043	818	392200	135500	19.39	11.40	15260	6203
		531	442	65.9	106.0	15	1149	900	450200	153300	19.79	11.55	16960	6938
		550	448	71.9	115.0	15	1262	990	518900	173400	20.27	11.72	18870	7739
569	454	78.0	125.0	15	1386	1086	595700	196200	20.73	11.90	20940	8645		
W24	W24 × 12.75	635	329	17.1	31.0	13	303.4	241	214200	18430	26.57	7.79	6746	1120
		641	327	19.0	34.0	13	332.7	262	235990	19850	26.63	7.72	7363	1214
		647	329	20.6	37.1	13	363.6	285	260700	22060	26.78	7.79	8059	1341
		661	333	24.4	43.9	13	433.7	341	318300	27090	27.09	7.90	9630	1627
		679	338	29.5	53.1	13	529.4	415	399800	34300	27.48	8.05	11780	2030
		689	340	32.0	57.9	13	578.6	455	444520	38090	27.72	8.11	12903	2241
		699	343	35.1	63.0	13	634.8	498	494700	42580	27.92	8.19	14150	2483
		711	347	38.6	69.1	13	702.1	551	557510	48400	28.18	8.30	15682	2790
W36	W36 × 12	903	304	15.2	20.1	19	256.5	201	325200	9442	35.61	6.07	7203	621.2
		911	304	15.9	23.9	19	285.7	223	376800	11220	36.32	6.27	8273	738.5
		915	305	16.5	25.9	19	303.5	238	406400	12290	36.59	6.36	8883	805.6
		919	306	17.3	27.9	19	323.2	253	437500	13370	36.79	6.43	9520	873.6
		923	307	18.4	30.0	19	346.1	271	471600	14520	36.91	6.48	10218	945.8
		927	308	19.4	32.0	19	367.6	289	504500	15640	37.04	6.52	10884	1016
		932	309	21.1	34.5	19	398.4	313	548200	17040	37.10	6.54	11765	1103
	W36 × 16.5	912	418	19.3	32.0	24	436.1	342	624900	39010	37.85	9.46	13700	1867
		916	419	20.3	34.3	24	464.4	365	670500	42120	38.00	9.52	14640	2011
		921	420	21.3	36.6	24	493.0	387	718300	45280	38.17	9.58	15600	2156

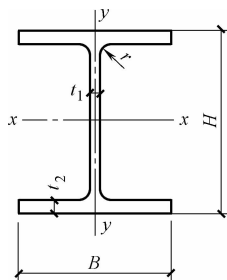
(续)

类别	型号 (高度×宽度) (in×in)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y	
W36	W36×16.5	928	422	22.5	39.9	24	532.5	417	787600	50070	38.46	9.70	16970	2373	
		933	423	24.0	42.7	24	569.6	446	846800	53980	38.56	9.73	18150	2552	
		942	422	25.9	47.0	24	621.3	488	935390	59010	38.80	9.75	19860	2797	
		950	425	28.4	51.1	24	680.1	534	1031000	65560	38.94	9.82	21710	3085	
		960	427	31.0	55.9	24	745.3	585	1143090	72770	39.16	9.88	23814	3408	
		972	431	34.5	62.0	24	831.9	653	1292000	83050	39.41	9.99	26590	3854	
		996	437	40.9	73.9	24	997.7	784	1593000	103300	39.95	10.18	31980	4728	
		1028	446	50.0	89.9	24	1231	967	2033000	133900	40.64	10.43	39540	6003	
W40	W40×12	970	300	16.0	21.1	30	282.8	222	407700	9546	37.97	5.81	8405	636	
		980	300	16.5	26.0	30	316.8	249	481100	11750	38.97	6.09	9818	784	
		990	300	16.5	31.0	30	346.8	272	553800	14000	39.96	6.35	11190	934	
		1000	300	19.1	35.9	30	400.4	314	644200	16230	40.11	6.37	12880	1082	
		1008	302	21.1	40.0	30	445.1	350	723000	18460	40.30	6.44	14350	1223	
		1016	303	24.4	43.9	30	500.2	393	807700	20500	40.18	6.40	15900	1353	
		1020	304	26.0	46.0	30	528.7	415	853100	21710	40.17	6.41	16728	1.428	
		1036	309	31.0	54.0	30	629.1	494	1028000	26820	40.42	6.53	19845	1736	
	1056	314	36.0	64.0	30	743.7	584	1246100	33430	40.93	6.70	23600	2130		
	W40	W40×16	982	400	16.5	27.1	30	376.8	296	618700	28850	40.52	8.75	12600	1443
			990	400	16.5	31.0	30	408.8	321	696400	33120	41.27	9.00	14070	1656
			1000	400	19.0	36.1	30	472.0	371	812100	38480	41.48	9.03	16240	1924
			1008	402	21.1	40.0	30	524.2	412	909800	43410	41.66	9.10	18050	2160
			1012	402	23.6	41.9	30	563.7	443	966510	45500	41.41	8.98	19101	2264
			1020	404	25.4	46.0	30	615.1	483	1067480	50710	41.66	9.08	20931	2510
			1030	407	28.4	51.1	30	687.2	539	1202540	57630	41.83	9.16	23350	2832
			1040	409	31.0	55.9	30	752.7	591	1331040	64010	42.05	9.22	25597	3130
			1048	412	34.0	60.0	30	817.6	642	1450590	70280	42.12	9.27	27683	3412
			1068	417	39.0	70.0	30	953.4	748	1731940	85110	42.62	9.45	32433	4082
1092			424	45.5	82.0	30	1125.3	883	2096420	104970	43.16	9.66	38396	4952	
W44	W44×16	1090	400	18.0	31.0	20	436.5	343	867400	33120	44.58	8.71	15920	1656	
		1100	400	20.0	36.0	20	497.0	390	1005000	38480	44.98	8.80	18280	1924	
		1108	402	22.0	40.0	20	551.2	433	1126000	43410	45.19	8.87	20320	2160	
		1118	405	26.0	45.0	20	635.2	499	1294000	49980	45.14	8.87	23150	2468	

A.2.5 热轧桩用 H 型钢

热轧桩用 H 型钢的规格及截面特性，列于表 A-8。

表 A-8 热轧桩用 H 型钢的规格及截面特性



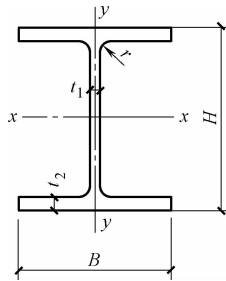
类别	型号 (高×宽) (mm×mm)	截面尺寸/mm				截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg /m)	截面特性参数						
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		表面 面积 /(m ² /m)
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y	
HP	200×200	200×204	12	12	16	72.28	56.7	5030	1700	8.35	4.85	503	167	1.16
	250×250	244×252	11	11	16	82.05	64.4	8790	2940	10.4	5.98	720	233	1.45
		250×255	14	14	16	104.7	82.2	11500	3880	10.5	6.09	919	304	1.46
	300×300	294×302	12	12	20	108.3	85	17000	5520	12.5	7.13	1150	365	1.74
		300×300	10	15	20	120.4	94.5	20500	6760	13.1	7.49	1370	450	1.75
		300×305	15	15	20	135.4	106	21600	7110	12.6	7.24	1440	466	1.76
	350×350	338×351	13	13	20	135.3	106	28200	9380	14.4	8.33	1670	535	2.02
		344×354	16	16	20	166.6	131	35300	11800	14.6	8.43	2050	669	2.04
		350×350	19	19	20	173.9	137	40300	13600	15.2	8.84	2300	776	2.04
		350×357	19	19	20	198.4	156	42800	14400	14.7	8.53	2450	809	2.06
	400×400	388×402	15	15	24	179.2	141	49200	16300	16.6	9.52	2540	809	2.31
		394×405	18	18	24	215.2	169	59900	20000	16.7	9.63	3040	986	2.33
		400×400	13	21	24	219.5	172	66900	22400	17.5	10.1	3340	1120	2.33
		400×408	21	21	24	251.5	197	71100	23800	16.8	9.73	3560	1170	2.35
		414×405	18	28	24	296.2	233	93000	31000	17.7	10.2	4490	1530	2.37
		428×407	20	35	24	361.4	284	119000	39400	18.2	10.4	5580	1930	2.4
	* 500×500	* 492×465	15	20	28	260.5	204	118000	33500	21.3	11.4	4810	1440	2.77
		* 502×465	15	25	28	307	241	147000	41900	21.9	11.7	5860	1800	2.79
		* 502×470	20	25	28	332.1	261	152000	43300	21.4	11.4	6070	1840	2.8

- 注：1. * 表示的规格，目前国内尚未生产。
 2. 型号属同一范围的产品，其内侧尺寸高度相同。
 3. 截面面积计算公式为： $t_1 (H - 2t_2) + 2Bt_2 + 0.858r^2$ 。

A.2.6 热轧剖分 T 型钢

热轧剖分 T 型钢的规格及截面特性，列于表 A-9。

表 A-9 热轧剖分 T 型钢的规格及截面特性



类别	型号 (高度×宽度) (mm×mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论重 量/(kg /m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		重心 C _x /cm	对应 H 型钢系 列型号
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y		
TW	50×100	50	100	6	8	8	10.79	8.47	16.1	66.8	1.22	2.48	4.02	13.4	1.00	100×100
	62.5×125	62.5	125	6.5	9	8	15.00	11.8	35.0	147	1.52	3.12	6.91	23.5	1.19	125×125
	75×150	75	150	7	10	8	19.82	15.6	66.4	282	1.82	3.76	10.8	37.5	1.37	150×150
	87.5×175	87.5	175	7.5	11	13	25.71	20.2	115	492	2.11	4.37	15.9	56.2	1.55	175×175
	100×200	100	200	8	12	13	31.76	24.9	184	801	2.40	5.02	22.3	80.1	1.73	200×200
		100	204	12	12	13	35.76	28.1	256	851	2.67	4.87	32.4	83.4	2.09	
	125×250	125	250	9	14	13	45.71	35.9	412	1820	3.00	6.31	39.5	146	2.08	250×250
		125	255	14	14	13	51.96	40.8	589	1940	3.36	6.10	59.4	152	2.58	
	150×300	147	302	12	12	13	53.16	41.7	857	2760	4.01	7.20	72.3	183	2.85	300×300
		150	300	10	15	13	59.22	46.5	798	3380	3.67	7.55	63.7	225	2.47	
		150	305	15	15	13	66.72	52.4	1110	3550	4.07	7.29	92.5	233	3.04	
	175×350	172	348	10	16	13	72.00	56.5	1230	5620	4.13	8.83	84.7	323	2.67	350×350
		175	350	12	19	13	85.94	67.5	1520	6790	4.20	8.88	104	388	2.87	
	200×400	194	402	15	15	22	89.22	70.0	2480	8130	5.27	9.54	158	404	3.70	400×400
		197	398	11	18	22	93.40	73.3	2050	9460	4.67	10.1	123	475	3.01	
		200	400	13	21	22	109.3	85.8	2480	11200	4.75	10.1	147	560	3.21	
200		408	21	21	22	125.3	98.4	3650	11900	5.39	9.74	229	584	4.07		
207		405	18	28	22	147.7	116	3620	15500	4.95	10.2	213	766	3.68		
214		407	20	35	22	180.3	142	4380	19700	4.92	10.4	250	967	3.90		
TM	75×100	74	100	6	9	8	13.17	10.3	51.7	75.2	1.98	2.38	8.84	15.0	1.56	150×100
	100×150	97	150	6	9	8	19.05	15.0	124	253	2.55	3.64	15.8	33.8	1.80	200×150
	125×175	122	175	7	11	13	27.74	21.8	288	492	3.22	4.21	29.1	56.2	2.28	250×175
	150×200	147	200	8	12	13	35.52	27.9	571	801	4.00	4.74	48.2	80.1	2.85	300×200
		149	201	9	14	13	41.01	32.2	661	949	4.01	4.80	55.2	94.4	2.92	
	175×250	170	250	9	14	13	49.76	39.1	1020	1820	4.51	6.05	73.2	146	3.11	350×250
	200×300	195	300	10	16	13	66.62	52.3	1730	3600	5.09	7.35	108	240	3.43	400×300

(续)

类别	型号 (高度×宽度) (mm×mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论重 量/(kg /m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		重心 C _x /cm	对应 H 型钢系 列型号	
		H	B	t ₁	t ₂	r			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y			
TM	225×300	220	300	11	18	13	76.94	60.4	2680	4050	5.89	7.25	150	270	4.09	450×300	
	250×300	241	300	11	15	13	70.58	55.4	3400	3380	6.93	6.91	178	225	5.00	500×300	
		244	300	11	18	13	79.58	62.5	3610	4050	6.73	7.13	184	270	4.72		
	275×300	272	300	11	15	13	73.99	58.1	4790	3380	8.04	6.75	225	225	5.96	550×300	
		275	300	11	18	13	82.99	65.2	5090	4050	7.82	6.98	232	270	5.59		
	300×300	291	300	12	17	13	84.60	66.4	6320	3830	8.64	6.72	280	255	6.51	600×300	
		294	300	12	20	13	93.60	73.5	6680	4500	8.44	6.93	288	300	6.17		
		297	302	14	23	13	108.5	85.2	7890	5290	8.52	6.97	339	350	6.41		
	TN	50×50	50	50	5	7	8	5.920	4.65	11.8	7.39	1.41	1.11	3.18	2.95	1.28	100×50
		62.5×60	62.5	60	6	8	8	8.340	6.55	27.5	14.6	1.81	1.32	5.96	4.85	1.64	125×60
		75×75	75	75	5	7	8	8.920	7.00	42.6	24.7	2.18	1.66	7.46	6.59	1.79	150×75
		87.5×90	85.5	89	4	6	8	8.790	6.90	53.7	35.3	2.47	2.00	8.02	7.94	1.86	175×90
87.5			90	5	8	8	11.44	8.98	70.6	48.7	2.48	2.06	10.4	10.8	1.93		
100×100		99	99	4.5	7	8	11.34	8.90	93.5	56.7	2.87	2.23	12.1	11.5	2.17	200×100	
		100	100	5.5	8	8	13.33	10.5	114	66.9	2.92	2.23	14.8	13.4	2.31		
125×125		124	124	5	8	8	15.99	12.6	207	127	3.59	2.82	21.3	20.5	2.66	250×125	
		125	125	6	9	8	18.48	14.5	248	147	3.66	2.81	25.6	23.5	2.81		
150×150		149	149	5.5	8	13	20.40	16.0	393	221	4.39	3.29	33.8	29.7	3.26	300×150	
		150	150	6.5	9	13	23.39	18.4	464	254	4.45	3.29	40.0	33.8	3.41		
175×175		173	174	6	9	13	26.22	20.6	679	396	5.08	3.88	50.0	45.5	3.72	350×175	
		175	175	7	11	13	31.45	24.7	814	492	5.08	3.95	59.3	56.2	3.76		
200×200		198	199	7	11	13	35.70	28.0	1190	723	5.77	4.50	76.4	72.7	4.20	400×200	
		200	200	8	13	13	41.68	32.7	1390	868	5.78	4.56	88.6	86.8	4.26		
225×150		223	150	7	12	13	33.49	26.3	1570	338	6.84	3.17	93.7	45.1	5.54	450×150	
		225	151	8	14	13	38.74	30.4	1830	403	6.87	3.22	108	53.4	5.62		
225×200		223	199	8	12	13	41.48	32.6	1870	789	6.71	4.36	109	79.3	5.15	450×200	
		225	200	9	14	13	47.71	37.5	2150	935	6.71	4.42	124	93.5	5.19		
237.5×150		235	150	7	13	13	35.76	28.1	1850	367	7.18	3.20	104	48.9	7.50	475×150	
		237.5	151.5	8.5	15.5	13	43.07	33.8	2270	451	7.25	3.23	128	59.5	7.57		
		241	153.5	10.5	19	13	53.20	41.8	2860	575	7.33	3.28	160	75.0	7.67		
250×150		246	150	7	12	13	35.10	27.6	2060	339	7.66	3.10	113	45.1	6.36	500×150	
		250	152	9	16	13	46.10	36.2	2750	470	7.71	3.19	149	61.9	6.53		
	252	153	10	18	13	51.66	40.6	3100	540	7.74	3.23	167	70.5	6.62			
250×200	248	199	9	14	13	49.64	39.0	2820	921	7.54	4.30	150	92.6	5.97	500×200		

(续)

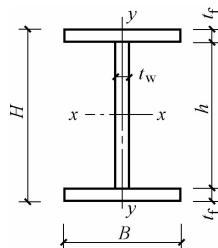
类别	型号 (高度×宽度) (mm×mm)	截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	理论重 量/(kg /m)	惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		重心 C_x /cm	对应 H 型钢系 列型号
		H	B	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y		
TN	250×200	250	200	10	16	13	56.12	44.1	3200	1070	7.54	4.36	169	107	6.03	500×200
		253	201	11	19	13	64.65	50.8	3660	1290	7.52	4.46	189	128	6.00	
	275×200	273	199	9	14	13	51.89	40.7	3690	921	8.43	4.21	180	92.6	6.85	550×200
		275	200	10	16	13	58.62	46.0	4180	1070	8.44	4.27	203	107	6.89	
	300×200	298	199	10	15	13	58.87	46.2	5150	988	9.35	4.09	235	99.3	7.92	600×200
		300	200	11	17	13	65.85	51.7	5770	1140	9.35	4.14	262	114	7.95	
		303	201	12	20	13	74.88	58.8	6530	1360	9.33	4.25	291	135	7.88	
	312.5×200	312.5	198.5	13.5	17.5	13	75.28	59.1	7460	1150	9.95	3.90	338	116	9.15	625×200
		315	200	15	20	13	84.97	66.7	8470	1340	9.98	3.97	380	134	9.21	
		319	202	17	24	13	99.35	78.0	9960	1160	10.0	4.08	440	165	9.26	
	325×300	323	299	10	15	12	76.26	59.9	7220	3340	9.73	6.62	289	224	7.28	650×300
		325	300	11	17	13	85.60	67.2	8090	3830	9.71	6.68	321	255	7.29	
		328	301	12	20	13	97.88	76.8	9120	4550	9.65	6.81	356	302	7.20	
	350×300	346	300	13	20	13	103.1	80.9	1120	4510	10.4	6.61	424	300	8.12	700×300
		350	300	13	24	13	115.1	90.4	1200	5410	10.2	6.85	438	360	7.65	
	400×300	396	300	14	22	18	119.8	94.0	1760	4960	12.1	6.43	592	331	9.77	800×300
		400	300	14	26	18	131.8	103	1870	5860	11.9	6.66	610	391	9.27	
	450×300	445	299	15	23	18	133.5	105	2590	5140	13.9	6.20	789	344	11.7	900×300
		450	300	16	28	18	152.9	120	2910	6320	13.8	6.42	865	421	11.4	
		456	302	18	34	18	180.0	141	3410	7830	13.8	6.59	997	518	11.3	

A.3 焊接 H 型钢

A.3.1 普通焊接 H 型钢

普通焊接 H 型钢 (YB 3301—2005) 的规格及截面特性, 列于表 A-10。

表 A-10 普通焊接 H 型钢的规格及截面特性 (YB 3301—2005)



- I —截面惯性矩;
- W —截面抵抗矩;
- S —半截面面积矩;
- i —截面回转半径

(续)

型 号	尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位 重量 /(kg/m)	截面特性							焊缝 厚度 /mm
	H	h	B	t _w	t _f			x-x				y-y			
								I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	S _x /cm ³	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm	
300 × 200	300	280	200	6	10	56.8	44.6	9510	634	12.9	349	1330	133	4.85	5
	300	276	200	6	12	64.6	50.7	11010	734	13.1	403	1600	160	4.98	5
	300	272	200	8	14	77.3	61.0	12800	854	12.8	474	1870	187	4.90	6
300 × 250	300	276	250	8	12	82.1	94.4	13850	923	13.0	508	3130	250	6.17	6
	300	272	250	10	14	97.2	76.3	16000	1070	12.8	593	3650	292	6.13	6
300 × 300	300	276	300	8	12	94.1	73.9	16340	1090	13.2	595	5400	360	7.58	6
	300	268	300	10	16	123	97.4	20980	1400	13.1	771	7200	480	7.66	6
	300	260	300	12	20	151	119	25320	1690	12.9	941	9000	600	7.72	8
350 × 175	350	330	175	6	10	54.8	43.0	11920	681	14.8	379	894	102	4.04	5
	350	326	175	8	12	68.1	53.4	14310	818	14.5	461	1070	123	3.97	6
350 × 200	350	334	200	6	8	52.0	40.9	11220	641	14.7	357	1070	107	4.53	5
	350	330	200	8	10	66.4	52.1	13960	798	14.5	449	1340	134	4.48	6
	350	326	200	8	12	74.1	58.2	16030	916	14.7	512	1600	160	4.65	6
	350	318	200	10	16	95.8	75.2	20540	1170	14.6	661	2140	214	4.72	6
350 × 250	350	330	250	8	10	76.4	60.0	16850	963	14.9	534	2610	208	5.84	6
	350	326	250	8	12	86.1	67.6	19450	1110	15.0	613	3130	250	6.03	6
	350	318	250	10	16	112	87.8	25010	1430	15.0	794	4170	334	6.11	6
350 × 300	350	326	300	8	12	98.1	77.0	22880	1310	15.3	715	5400	360	7.42	6
	350	318	300	10	16	128	100	29470	1680	15.2	928	7200	480	7.51	6
350 × 350	350	326	350	8	12	110	86.4	26310	1500	15.5	816	8580	490	8.83	6
	350	318	350	10	16	144	113	33940	1940	15.4	1060	11440	654	8.92	6
	350	310	350	12	20	177	139	41140	2350	15.2	1300	14300	817	8.98	8
400 × 200	400	380	200	6	10	62.8	49.3	17960	898	16.9	498	1330	133	4.60	5
	400	376	200	8	12	78.1	61.3	21620	1080	16.6	607	1600	160	4.53	5
	400	368	200	8	16	93.4	73.4	26930	1350	17.0	750	2140	214	4.78	6
	400	360	200	10	20	116	91.1	32800	1640	16.8	922	2670	267	4.80	6
400 × 250	400	380	250	6	10	72.8	57.1	21760	1090	17.3	596	2610	208	5.98	5
	400	376	250	8	12	90.1	70.7	26130	1310	17.0	723	3130	250	5.89	5
	400	368	250	8	16	109	85.9	32830	1640	17.3	903	4170	334	6.17	6
	400	360	250	10	20	136	107	40020	2000	17.2	1110	5210	417	6.19	6
400 × 300	400	376	300	8	12	102	80.1	30650	1530	17.3	840	5400	360	7.27	6
	400	368	300	10	16	133	104	39560	1980	17.3	1090	7200	480	7.26	6
	400	360	300	12	20	163	128	48030	2400	17.2	1330	9010	600	7.43	8
400 × 400	400	372	400	8	14	142	111	45170	2260	17.9	1220	14940	747	10.3	6
	400	368	400	10	16	165	129	51370	2570	17.7	1400	17070	854	10.2	8
	400	360	400	12	20	203	160	62480	3120	17.5	1710	21340	1070	10.3	8
	400	350	400	16	25	256	201	76130	3810	17.3	2120	26680	1330	10.2	10

(续)

型 号	尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位 重量 /(kg/m)	截面特性							焊缝 厚度 /mm
	H	h	B	t _w	t _f			x-x				y-y			
								I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	S _x /cm ³	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm	
400 × 400	400	336	400	20	32	323	254	93200	4660	17.0	2640	34160	1710	10.3	12
	400	320	400	25	40	400	314	110900	5550	16.7	3200	42710	2140	10.3	14
392 × 400	392	360	400	10	16	164	129	49160	2510	17.3	1370	17070	854	10.2	8
410 × 400	410	360	400	16	25	258	202	80440	3920	17.7	2180	26680	1330	10.2	10
424 × 400	424	360	400	20	32	328	258	106300	5020	18.0	2830	34160	1710	10.2	12
440 × 400	440	360	400	25	40	410	322	138100	6280	18.4	3610	42710	2140	10.2	14
450 × 250	450	426	250	8	12	94.1	73.9	33940	1510	19.0	838	3130	250	5.77	6
	450	418	250	10	16	122	95.6	43770	1950	19.0	1090	4170	334	5.85	6
	450	410	250	10	20	141	111	52000	2310	19.2	1290	5210	417	6.08	8
450 × 300	450	426	300	8	12	106	83.3	39690	1760	19.3	970	5400	360	7.14	6
	450	418	300	10	16	138	108	51310	2280	19.3	1260	7200	480	7.23	6
	450	410	300	12	20	169	133	62400	2770	19.2	1540	9010	600	7.30	8
	450	400	300	12	25	198	155	74210	3300	19.4	1830	11260	750	7.54	8
450 × 400	450	418	400	10	16	170	133	66390	2950	19.8	1610	17070	854	10.0	6
	450	410	400	10	20	201	158	79760	3540	19.9	1930	21340	1070	10.3	8
	450	400	400	12	25	248	195	96820	4300	19.8	2370	26670	1330	10.4	8
500 × 250	500	468	250	8	16	117	92.2	53700	2150	21.4	1190	4170	334	5.96	6
	500	460	250	10	20	146	115	65750	2630	21.2	1460	5210	417	5.97	8
	500	450	250	12	25	179	141	79690	3190	21.1	1790	6520	521	6.03	8
500 × 300	500	468	300	8	16	133	105	63080	2520	21.7	1380	7200	480	7.35	6
	500	460	300	10	20	166	130	77270	3090	21.6	1700	9000	600	7.36	8
	500	450	300	12	25	204	160	93800	3750	21.4	2090	11260	750	7.43	8
500 × 400	500	468	400	10	16	175	137	83530	3340	21.9	1820	17070	854	9.88	6
	500	460	400	10	20	206	162	100300	4010	22.1	2180	21340	1070	10.2	8
	500	450	400	12	25	254	199	122000	4880	21.9	2680	26670	1330	10.3	8
600 × 300	600	568	300	10	16	153	120	97150	3240	25.2	1800	7210	480	6.87	6
	600	560	300	10	20	176	138	115600	3850	25.6	2130	9010	600	7.15	8
	600	550	300	12	25	216	170	140700	4690	25.6	2610	11260	751	7.22	8
600 × 400	600	568	400	10	16	185	145	124400	4150	26.0	2270	17070	854	9.61	6
	600	560	400	10	20	216	170	149200	4970	26.3	2710	21340	1070	9.94	8
	600	550	400	10	25	225	200	179300	5980	26.5	3250	26670	1330	10.2	8
	600	540	400	12	30	305	239	210900	7030	26.3	3860	32010	1600	10.3	8
700 × 300	700	660	300	10	20	186	146	162700	4650	29.6	2580	9010	600	6.96	6
	700	650	300	10	25	215	169	193800	5540	30.0	3060	11260	750	7.54	8
	700	640	300	12	30	257	202	228400	6520	29.8	3630	13510	901	7.25	8
700 × 350	700	660	350	10	20	206	162	185800	5310	30.0	2920	14300	817	8.33	6
	700	650	350	10	25	240	188	222300	6350	30.4	3430	17870	1020	8.63	8

(续)

型 号	尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位 重量 /(kg/m)	截面特性							焊缝 厚度 /mm
	H	h	B	t _w	t _f			x-x				y-y			
								I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	S _x /cm ³	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm	
700 × 350	700	640	350	12	30	287	225	262000	7490	30.2	4340	21450	1230	8.65	8
700 × 400	700	660	400	10	20	226	177	209000	5970	30.4	3260	21340	1070	9.72	6
	700	650	400	10	25	265	208	250800	7170	30.8	3900	26670	1330	10.2	8
	700	640	400	12	30	317	249	295700	8450	30.6	4630	32010	1600	10.1	8
800 × 300	800	760	300	12	20	211	211	307500	5660	32.8	3210	9010	601	6.53	8
	800	750	300	12	25	240	188	267500	6690	33.4	3750	11260	751	6.85	8
	800	740	300	12	30	269	211	307500	7690	33.8	4290	13510	901	7.09	8
800 × 350	800	760	350	12	20	231	182	256900	6420	33.3	3600	14300	817	7.87	8
	800	750	350	12	25	265	203	305100	7630	33.9	4230	17880	1020	8.21	8
	800	740	350	12	30	299	235	352000	8800	34.3	4360	21450	1230	8.47	8
800 × 400	800	760	400	12	20	251	197	287300	7180	33.8	3990	21340	1070	9.22	8
	800	750	400	12	25	290	228	342600	8570	34.4	4720	26680	1330	9.59	8
	800	744	400	12	28	313	246	375100	9380	34.6	5150	29880	1490	9.77	8
	800	736	400	14	32	359	282	424200	10610	34.4	5860	34150	1710	9.75	8
900 × 350	900	860	350	14	20	260	204	345300	7670	36.4	4370	14310	818	7.41	8
	900	850	350	14	25	294	231	406700	9040	37.2	5090	17830	1020	7.80	8
	900	844	350	14	28	314	247	442900	9840	37.6	5520	20030	1140	7.98	8
	900	836	350	14	23	341	268	490300	10900	37.9	6080	22890	1310	8.19	8
900 × 400	900	860	400	14	20	280	220	384000	8530	37.0	4810	21350	1070	8.73	8
	900	850	400	14	25	319	250	454600	10100	37.8	5640	26690	1330	9.15	8
	900	840	400	14	30	358	281	523500	11630	38.3	6450	32020	1600	9.46	8
	900	828	400	14	36	404	317	604000	13420	38.7	7420	38420	1920	9.75	10
900 × 450	900	860	450	14	20	300	236	422700	9390	37.5	5250	30400	1350	10.1	8
	900	850	450	14	25	344	270	502400	11170	38.2	6190	37990	1690	10.5	8
	900	840	450	14	30	388	304	580300	12890	38.7	7110	45580	2030	10.8	8
	900	828	450	16	36	457	358	680700	15130	38.6	8370	54700	2430	11.0	10
1000 × 400	1000	960	400	14	20	294	231	487400	9750	40.7	5530	21360	1070	8.52	8
	1000	950	400	14	25	333	261	575400	11510	41.6	6450	26690	1330	8.95	8
	1000	940	400	14	30	372	292	661600	13230	42.2	7370	32020	1600	9.28	8
	1000	928	400	16	36	437	243	776000	15520	42.2	8660	38430	1920	9.38	10
1000 × 450	1000	960	450	14	20	314	247	535500	10710	41.3	6020	30400	1350	9.83	8
	1000	950	450	14	25	358	281	634900	12700	42.1	7060	37990	1690	10.3	8
	1000	940	450	14	30	402	315	732200	14640	42.7	8090	45580	2030	10.7	8
	1000	928	450	14	36	454	356	846300	16930	43.2	9320	54700	2430	11.0	10
1000 × 500	1000	960	500	14	20	334	263	583500	11670	41.8	6510	41690	1670	11.2	8
	1000	950	500	14	25	383	301	694300	13890	42.6	7670	52110	2080	11.7	8
	1000	940	500	16	30	450	354	816600	16330	42.6	9040	62530	2500	11.8	10

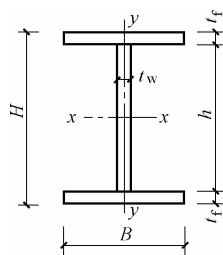
(续)

型 号	尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位 重量 /(kg/m)	截面特性							焊缝 厚度 /mm
	H	h	B	t _w	t _f			x-x				y-y			
								I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	S _x /cm ³	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm	
1000 × 500	1000	928	500	16	36	509	399	943300	18870	43.1	10400	75030	3000	12.2	10
1100 × 400	1100	1050	400	16	25	368	289	732300	13310	44.6	7580	26700	1340	8.52	10
	1100	1040	400	16	30	406	319	837100	15220	45.4	8580	32040	1600	8.88	10
	1100	1028	400	20	36	494	388	996500	18120	44.9	10300	38470	1920	8.83	12
1100 × 500	1100	1040	500	16	30	466	466	1009000	18340	46.5	10190	62540	2500	11.6	10
	1100	1028	500	20	36	566	444	1200000	21820	46.1	12220	75070	3000	11.5	12
1200 × 400	1200	1150	400	18	25	407	320	918500	15310	47.5	8850	26720	1340	8.10	12
	1200	1140	400	18	30	445	350	1044000	17400	48.4	9940	32060	1600	8.48	12
	1200	1128	400	18	36	491	386	1191000	19850	49.3	11240	38460	1920	8.85	12
	1200	1120	400	20	40	544	427	1311000	21850	49.1	12420	42740	2140	8.86	12
1200 × 450	1200	1140	450	18	30	475	373	1146000	19110	49.1	10820	45620	2030	9.80	12
	1200	1128	450	20	36	550	431	1337000	22280	49.3	12010	54750	2430	9.93	12
1200 × 500	1200	1140	500	20	30	523	415	1274000	21230	49.1	12020	62580	2500	10.9	12
	1200	1128	500	20	36	586	460	1459000	24320	49.9	13660	57080	3000	11.3	12
	1200	1120	500	20	40	624	490	1580000	26340	50.3	14740	83410	3340	11.6	12
1200 × 600	1200	1150	600	14	25	461	362	1213000	20220	51.3	11130	90030	3000	14.0	10
	1200	1140	600	14	30	520	408	1405000	23420	52.0	12800	108000	3600	14.4	10
	1200	1128	600	16	36	613	481	1655000	27590	52.0	15120	129600	4320	14.6	10

A.3.2 轻型焊接 H 型钢

轻型焊接 H 型钢 (YB 3302—2005) 的规格及截面特性, 列于表 A-11。

表 A-11 轻型焊接 H 型钢的规格及截面特性 (YB 3302—2005)



I—截面惯性矩;
W—截面抵抗矩;
S_x—半截面面积矩;
i—截面回转半径

型 号	尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位 重量 /(kg/m)	截面特性							焊缝 厚度 /mm
	H	h	B	t _w	t _f			x-x				y-y			
								I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	S _x /cm ³	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm	
100 × 50	100	90	50	3.5	5	8.15	6.40	134	26.8	4.06	15.4	10.4	4.17	1.13	4
102 × 75	102	90	75	4	6	12.6	9.89	232	45.5	4.29	25.7	42.4	11.3	1.83	4
102 × 100	102	90	100	4	6	15.6	12.2	301	59.0	4.39	32.9	100	20.0	2.53	4

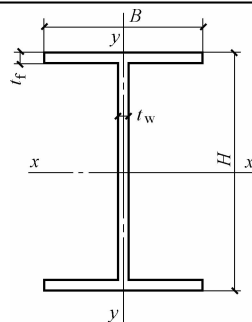
(续)

型 号	尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位 重量 /(kg/m)	截面特性							焊缝 厚度 /mm
	H	h	B	t _w	t _f			x-x				y-y			
								I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	S _x /cm ³	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm	
125 × 75	125	113	75	4	6	13.5	10.6	367	58.7	5.21	33.2	42.4	11.3	1.77	4
125 × 125	125	113	125	4	6	19.5	15.3	580	92.7	5.45	51.0	195	31.3	3.16	4
150 × 75	150	136	75	5	7	17.3	13.6	642	85.6	6.09	49.1	42.4	13.2	1.69	4
150 × 100	150	136	100	5	7	20.8	16.3	321	110	6.28	61.6	117	23.4	2.37	4
152 × 150	152	136	150	6	8	32.3	25.2	1370	180	6.35	100	450	60.0	3.74	4
200 × 100	200	184	100	5	8	25.2	19.8	1740	174	8.30	98.0	134	26.7	2.30	4
200 × 150	200	184	150	5	8	33.2	26.1	2470	247	8.63	136	450	60.0	3.68	4
202 × 200	202	184	200	6	9	47.0	36.9	3670	363	8.83	199	1200	120	5.05	4
250 × 125	250	234	125	5	8	31.7	24.9	3460	277	10.5	155	261	41.7	2.87	4
250 × 150	250	234	150	5	8	35.7	23.0	4050	324	10.7	179	450	60.0	3.55	4
250 × 200	250	234	200	5	8	43.7	34.3	5220	418	10.9	228	1070	107	4.94	4
252 × 250	252	234	250	6	9	59.0	46.3	7290	578	11.1	314	2340	188	6.30	4
300 × 150	300	284	150	5	8	38.2	30.0	6070	40	12.6	226	450	60.0	3.43	4
300 × 200	300	284	200	5	8	46.2	36.3	7780	519	13.0	284	1070	107	4.81	4
302 × 250	302	284	250	6	9	62.0	48.7	10810	716	13.2	390	2340	188	6.15	4
304 × 300	304	284	300	7	10	79.9	62.7	14310	941	13.4	512	4500	300	7.51	5
350 × 200	350	330	200	7	10	63.1	49.5	13660	781	14.7	435	1330	133	4.60	5
350 × 250	350	330	250	7	10	73.1	57.4	16550	946	15.1	520	2610	208	5.67	5
350 × 300	350	330	300	7	10	83.1	65.2	19440	1110	15.3	605	4500	300	7.36	5
400 × 200	400	380	200	7	10	66.6	52.3	18410	921	16.6	516	1330	133	4.48	5
400 × 250	400	380	250	7	10	76.6	60.1	22220	1110	17.0	614	2610	208	5.83	5
404 × 300	404	380	300	8	12	102	80.4	31330	1550	17.5	850	5400	360	7.20	5
405 × 200	450	430	200	7	10	70.1	55.0	24000	1070	18.5	602	1340	134	4.36	5
454 × 250	454	430	250	8	12	94.4	74.1	34610	1520	19.2	843	3130	250	5.76	5
454 × 300	454	430	300	9	12	114	86.9	41140	1810	19.3	1000	5400	360	6.99	6

A. 3.3 结构用普通高频焊接薄壁 H 型钢

结构用普通高频焊接薄壁 H 型钢 (JG/T 137—2007) 的型号及截面特性, 列于表 A-12。

表 A-12 结构用普通高频焊接薄壁 H 型钢的型号及截面特性 (JG/T 137—2007)



I—截面惯性矩;
W—截面模量;
i—截面回转半径

(续)

序号	截面尺寸/mm				A /cm ²	理论重量 /(kg/m)	x-x			y-y			
	H	B	t _w	t _f			I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm	
1	100	50	2.3	3.2	5.35	4.20	90.71	18.14	4.12	6.68	2.67	1.12	
2			3.2	4.5	7.41	5.82	122.77	24.55	4.07	9.40	3.76	1.13	
3		100	4.5	6.0	15.96	12.53	291.00	58.20	4.27	100.07	20.01	2.50	
4			6.0	8.0	21.04	16.52	369.05	73.81	4.19	133.48	26.70	2.52	
* * 5	120	120	3.2	4.5	14.35	11.27	396.84	66.14	5.26	129.63	21.61	3.01	
6			4.5	6.0	19.26	15.12	515.53	85.92	5.17	172.88	28.81	3.00	
7	150	75	3.2	4.5	11.26	8.84	432.11	57.62	6.19	31.68	8.45	1.68	
8			4.5	6.0	15.21	11.94	565.38	75.38	6.10	42.29	11.28	1.67	
9		100	3.2	4.5	13.15	10.61	551.24	73.50	6.39	75.04	15.01	2.36	
10			4.5	6.0	18.21	14.29	720.99	96.13	6.29	100.10	20.02	2.34	
11		150	4.5	6.0	24.21	19.00	1032.21	137.63	6.53	337.60	45.01	3.73	
12			6.0	8.0	32.04	25.15	1331.43	177.52	6.45	450.24	60.03	3.75	
* 13	200	100	3.0	3.0	11.82	9.28	764.71	76.47	8.04	50.04	10.01	2.06	
14			3.2	4.5	15.11	11.86	1045.92	104.59	8.32	75.05	15.01	2.23	
15			4.5	6.0	20.46	16.06	1378.62	137.86	8.21	100.14	20.03	2.21	
16			6.0	8.0	27.04	21.23	1786.89	178.69	8.13	133.66	26.73	2.22	
* 17		150	3.2	4.5	19.61	15.40	1475.97	147.60	8.68	253.18	33.76	3.59	
18			4.5	6.0	26.46	20.77	1943.34	194.33	8.57	337.64	45.02	3.57	
19			6.0	8.0	35.04	27.51	2524.60	252.46	8.49	450.33	60.04	3.58	
20			200	6.0	8.0	43.04	33.79	3262.30	326.23	8.71	1067.00	106.70	4.98
* 21	250	125	3.0	3.0	14.82	11.63	1507.14	120.57	10.08	97.71	15.63	2.57	
* * 22			3.2	4.5	18.96	14.89	2068.56	165.48	10.44	146.55	23.45	2.78	
23			4.5	6.0	25.71	20.18	2738.60	219.09	10.32	195.49	31.28	2.76	
24			4.5	8.0	30.53	23.97	3409.75	272.78	10.57	260.59	41.70	2.92	
25			6.0	8.0	34.04	26.72	3569.91	285.59	10.24	260.84	41.73	2.77	
* 26		150	3.2	4.5	21.21	16.65	2407.62	192.61	10.65	253.19	33.76	3.45	
27			4.5	6.0	28.71	22.54	3185.21	254.82	10.53	337.68	45.02	3.43	
28			4.5	8.0	34.53	27.11	3995.60	319.65	10.76	450.18	60.02	3.61	
29			6.0	8.0	38.04	29.86	4155.77	332.46	10.45	450.42	60.06	3.44	
30			200	6.0	8.0	46.04	36.14	5327.47	426.20	10.76	1067.09	106.71	4.81
* 31		300	150	3.2	4.5	22.81	17.91	3604.41	240.29	12.57	253.20	33.76	3.33
32				4.5	6.0	30.96	24.30	4785.96	319.06	12.43	337.72	45.03	3.30
33	4.5			8.0	36.78	28.87	5976.11	398.41	12.75	450.22	60.03	3.50	
34	6.0			8.0	41.04	32.22	6262.44	417.50	12.35	450.51	60.07	3.31	
35	200		6.0	8.0	49.04	38.50	7968.14	531.21	12.75	1067.18	106.72	4.66	

(续)

序 号	截面尺寸/mm				A /cm ²	理论重量 /(kg/m)	x-x			y-y		
	H	B	t _w	t _f			I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /cm
* 36	350	150	3.2	4.5	24.41	19.16	5086.36	290.65	14.43	253.22	33.76	3.22
37			4.5	6.0	33.21	26.07	6773.70	387.07	14.28	337.76	45.03	3.19
38			6.0	8.0	44.04	34.57	8882.11	507.55	14.20	450.60	60.08	3.20
39		175	4.5	6.0	36.21	28.42	7661.31	437.79	14.55	536.19	61.28	3.85
40			4.5	8.0	43.03	33.78	9586.21	547.78	14.93	714.84	81.70	4.08
41			6.0	8.0	48.04	37.71	10051.96	574.40	14.47	715.18	81.74	3.86
42	200	6.0	8.0	52.04	40.85	11221.81	641.25	14.68	1067.27	106.73	4.53	
43	400	150	4.5	8.0	41.28	32.40	11344.49	567.22	16.58	450.29	60.04	3.30
44		200	6.0	8.0	55.04	43.21	15125.98	756.30	16.58	1067.36	106.74	4.40
45			4.5	9.0	53.19	41.75	15852.08	792.60	17.26	1200.29	120.03	4.75

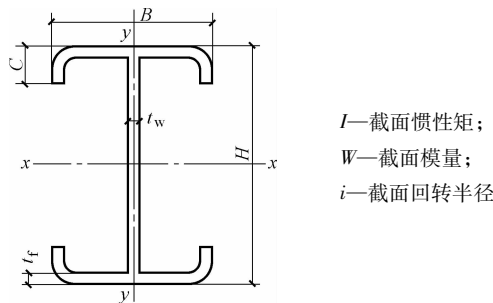
注：1. 带“*”的规格翼缘宽度不符合 GB 50017—2003 或 CECS 102：2002 的要求，应根据 GB 50017—2003 或 CECS 102：2002，按翼缘有效宽度计算。

2. 当钢材采用 Q345 或更高级别的钢种时，带“***”的规格翼缘宽度不符合 GB 50017—2003 或 CECS 102：2002 的要求，应根据 GB 50017—2003 或 CECS 102：2002，按翼缘有效宽度计算。

A. 3. 4 结构用卷边高频焊接薄壁 H 型钢

结构用卷边高频焊接薄壁 H 型钢 (JG/T 137—2007) 的型号及截面特性，列于表 A-13。

表 A-13 结构用卷边高频焊接薄壁 H 型钢的型号及截面特性 (JG/T 137—2007)



序 号	截面尺寸/mm					A /cm ²	理论重量 /(kg/m)	x-x			y-y		
	H	B	C	t _w	t _f			I _x /cm ⁴	W _x /cm ³	i _x /cm	I _y /cm ⁴	W _y /cm ³	i _y /mm
1	100	100	20	2.3	2.3	8.29	6.50	147.08	29.42	4.21	73.63	14.73	2.98
2				3.0	3.0	10.63	8.34	184.88	36.98	4.17	91.38	18.28	2.93
3	150	100	20	2.3	2.3	9.44	7.41	367.48	49.00	6.24	73.64	14.73	2.79
4				3.0	3.0	12.13	9.52	465.35	62.05	6.19	91.39	18.28	2.75
5	200	100	20	3.0	3.0	13.63	10.70	897.42	89.74	8.11	91.40	18.28	2.59

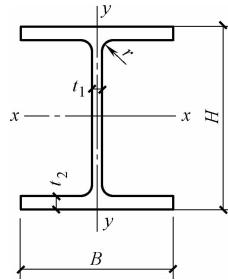
注：卷边内圆弧半径按翼缘壁厚计算。

A. 4 国内厂家已生产的 H 型钢

A. 4. 1 马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢产品

马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢产品，列于表 A-14。

表 A-14 马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢产品



类别	型号 (高度×宽度)	截面尺寸/mm				截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg /m)	截面特性参数					
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩/cm ⁴		回转半径/cm		截面模量/cm ³	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HW 宽 翼 缘 H 型 钢	100×100	100×100	6	8	10	21.90	17.2	383	134	4.18	2.47	76.5	26.7
	125×125	125×125	6.5	9	10	30.31	23.8	847	294	5.29	3.11	136	47.0
	150×150	150×150	7	10	13	40.55	31.9	1660	564	6.39	3.73	221	75.1
	200×200	200×200	8	12	16	64.28	50.5	4770	1660	8.61	4.99	477	160
		#200×204	12	12	16	72.28	56.7	5030	1700	8.35	4.85	503	167
	250×250	250×250	9	14	16	92.18	72.4	10800	3650	10.8	6.29	867	292
		#250×255	14	14	16	104.7	82.2	11500	3880	10.5	6.09	919	304
	300×300	#294×302	12	12	20	108.3	85.0	17000	5520	12.5	7.14	1160	365
		300×300	10	15	20	120.4	94.5	20500	6760	13.1	7.49	1370	450
		300×305	15	15	20	135.4	106	21600	7100	12.6	7.24	1440	466
	350×350	#344×348	10	16	20	146.0	115	33300	11200	15.1	8.78	1940	646
		350×350	12	19	20	173.9	137	40300	13600	15.2	8.84	2300	776
	400×400	#388×402	15	15	24	179.2	141	49200	16300	16.6	9.52	2540	809
		#394×398	11	18	24	187.6	147	56400	18900	17.3	10.0	2860	951
		400×400	13	21	24	219.5	172	66900	22400	17.5	10.1	3340	1120
		#400×408	21	21	24	251.5	197	71100	23800	16.8	9.73	3560	1170
		#414×405	18	28	24	296.2	233	93000	31000	17.7	10.2	4490	1530
		#428×407	20	35	24	361.4	284	119000	39400	18.2	10.4	5580	1930
HM 中 翼 缘 H 型 钢	150×100	148×100	6	9	13	27.25	21.4	1040	151	6.17	2.35	140	30.2
	250×175	244×175	7	11	16	56.24	44.1	6120	985	10.4	4.18	502	113
	300×200	294×200	8	12	20	73.03	57.3	11400	1600	12.5	4.69	779	160
	350×250	340×250	9	14	20	101.5	79.7	21700	3650	14.6	6.00	1280	292
	400×300	390×300	10	16	24	136.7	107	38900	7210	16.9	7.26	2000	481
	450×300	440×300	11	18	24	157.4	124	56100	8110	18.9	7.18	2550	541
	500×300	482×300	11	15	28	146.4	115	60800	6770	20.4	6.80	2520	451
		488×300	11	18	28	164.4	129	71400	8120	20.8	7.03	2930	541
	600×300	582×300	12	17	28	174.5	137	103000	7670	24.3	6.63	3530	511
588×300		12	20	28	192.5	151	118000	9020	24.8	6.85	4020	601	
#594×302		14	23	28	222.4	175	137000	10600	24.9	6.90	4620	701	

(续)

类别	型号 (高度×宽度)	截面尺寸/mm				截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg /m)	截面特性参数					
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩/cm ⁴		回转半径/cm		截面模量/cm ³	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HN 窄 翼 缘 H 型 钢	100×50	100×50	5	7	10	12.16	9.54	192	14.9	3.98	1.11	38.5	5.96
	125×60	125×60	6	8	10	17.01	13.3	417	29.3	4.95	1.31	66.8	9.75
	150×75	150×75	5	7	10	18.16	14.3	679	49.6	6.12	1.65	90.6	13.2
	175×90	175×90	5	8	10	23.21	18.2	1220	97.6	7.26	2.05	140	21.7
	200×100	198×99	4.5	7	13	23.59	18.5	1610	114	8.27	2.20	163	23.0
		200×100	5.5	8	13	27.57	21.7	1880	134	8.25	2.21	188	26.8
	250×125	248×124	5	8	13	32.89	25.8	3560	255	10.4	2.78	287	41.1
		250×125	6	9	13	37.87	29.7	4080	294	10.4	2.79	326	47.0
	300×150	298×149	5.5	8	16	41.55	32.6	6460	443	12.4	3.26	433	59.4
		300×150	6.5	9	16	47.53	37.3	7350	508	12.4	3.27	490	67.7
	350×175	346×174	6	9	16	53.19	41.8	11200	792	14.5	3.86	649	91.0
		350×175	7	11	16	63.66	50.0	13700	985	14.7	3.93	782	113
	#400×150	#400×150	8	13	16	71.12	55.8	18800	734	16.3	3.21	942	97.9
	400×200	396×199	7	11	16	72.16	56.7	20000	1450	16.7	4.48	1010	145
		400×200	8	13	16	84.12	66.0	23700	1740	16.8	4.54	1190	174
	#450×150	#450×150	9	14	20	83.41	65.5	27100	793	18.0	3.08	1200	106
	450×200	446×199	8	12	20	84.95	66.7	29000	1580	18.5	4.31	1300	159
		450×200	9	14	20	97.41	76.5	33700	1870	18.6	4.38	1500	187
	#500×150	#500×150	10	16	20	98.23	77.1	38500	907	19.8	3.04	1540	121
	500×200	496×199	9	14	20	101.3	79.5	41900	1840	20.3	4.27	1690	185
		500×200	10	16	20	114.2	89.6	47800	2140	20.5	4.33	1910	214
		#506×201	11	19	20	131.3	103	56500	2580	20.8	4.43	2230	257
	600×200	596×199	10	15	24	121.2	95.1	69300	1980	23.9	4.04	2330	199
		600×200	11	17	24	135.2	106	78200	2280	24.1	4.11	2610	228
#606×201		12	20	24	153.3	120	91000	2720	24.4	4.21	3000	271	
700×300	#692×300	13	20	28	211.5	166	172000	9020	28.6	6.53	4980	602	
	700×300	13	24	28	235.5	185	201000	10800	29.3	6.78	5760	722	
*800×300	*792×300	14	22	28	243.4	191	254000	9930	32.3	6.39	6400	662	
	*800×300	14	26	28	267.4	210	292000	11700	33.0	6.62	7290	782	
*900×300	*890×299	15	23	28	270.9	213	345000	10300	35.7	6.16	7760	688	
	*900×300	16	28	28	309.8	243	411000	12600	36.4	6.39	9140	843	
	*912×302	18	34	28	364.0	286	498000	15700	37.0	6.56	10900	1040	

注：1. “#”表示的规格为非常用规格。

2. “*”表示的规格，为马钢未来可生产规格。

3. 型号属同一范围的产品，其内侧尺寸高度是一致的。

4. 马钢除按 GB/T 11263—2010 标准供货外，还可根据顾客需求，按日本、英国、美国、德国等标准供货。

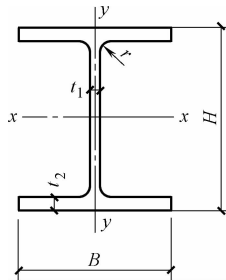
5. 材质主要有 Q235、Q345、船用结构钢、桥梁用结构钢、低合金结构钢、耐候钢，也可根据顾客需求供货。

6. 其他特殊要求 H 型钢也可协议供货。

A.4.2 马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢桩产品

马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢桩产品，列于表 A-15。

表 A-15 马鞍山钢铁股份有限公司 H 型钢桩产品



类别	型号 (高度×宽度)	截面尺寸/mm				截面 面积 /cm ²	理论 重量 /(kg /m)	截面特性参数						
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 /cm ⁴		回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		表面积 /(m ² /m)
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y	
HP H 型 钢 桩	200×200	200×204	12	12	16	72.28	56.7	5030	1700	8.35	4.85	503	167	1.16
	250×250	244×252	11	11	16	82.05	64.4	8790	2940	10.4	5.98	720	233	1.45
		250×255	14	14	16	104.7	82.2	11500	3880	10.5	6.09	919	304	1.46
	300×300	294×302	12	12	20	108.3	85.0	17000	5520	12.5	7.13	1150	365	1.74
		300×300	10	15	20	120.4	94.5	20500	6760	13.1	7.49	1370	450	1.75
		300×305	15	15	20	135.4	106	21600	7110	12.6	7.24	1440	466	1.76
	350×350	338×351	13	13	20	135.3	106	28200	9380	14.4	8.33	1670	535	2.02
		344×354	16	16	20	166.6	131	35300	11800	14.6	8.43	2050	669	2.04
		350×350	12	19	20	173.9	137	40300	13600	15.2	8.84	2300	776	2.04
		350×357	19	19	20	198.4	156	42800	14400	14.7	8.53	2450	809	2.06
	400×400	388×402	15	15	24	179.2	141	49200	16300	16.6	9.52	2540	809	2.31
		394×405	18	18	24	215.2	169	59900	20000	16.7	9.63	3040	986	2.33
		400×400	13	21	24	219.5	172	66900	22400	17.5	10.1	3340	1120	2.33
		400×408	21	21	24	251.5	197	71100	23800	16.8	9.73	3560	1170	2.35
		414×405	18	28	24	296.2	233	93000	31000	17.7	10.2	4490	1530	2.37
		428×407	20	35	24	361.4	284	119000	39400	18.2	10.4	5580	1930	2.40

注：1. 型号属同一范围的产品，其内侧尺寸高度是一致的。

2. 马钢除按 GB/T 11263—2010 标准供货外，还可根据顾客需求，按日本、英国、美国、德国等标准供货。

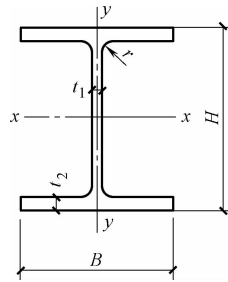
3. 材质主要有 Q235、Q345、船用结构钢、桥梁用结构钢、低合金结构钢、耐候钢，也可根据顾客需求供货。

4. 其他特殊要求 H 型钢也可协议供货。

A.4.3 鞍山第一轧钢厂热轧 H 型钢产品

鞍山第一轧钢厂热轧 H 型钢产品，列于表 A-16。

表 A-16 鞍山第一轧钢厂热轧 H 型钢产品



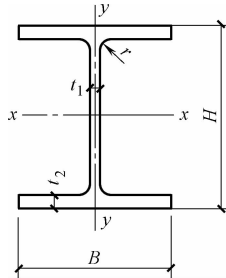
公称尺寸	H /mm	B /mm	t ₁ /mm	t ₂ /mm	r /mm	理论重量 /(kg/m)	截面面积 /cm ²	截面特性参数					
								惯性矩/cm ⁴		回转半径/cm		截面模量/cm ³	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
150 × 150	150	150	7	10	11	31.5	40.14	1640	563	6.39	3.75	219	75.1
175 × 175	175	175	7.5	11	13	40.3	50.4	2895	984	7.50	4.37	331	112
200 × 100	200	100	5.5	8	11	21.3	27.16	1840	134	8.24	2.22	184	26.8
200 × 150	194	150	6	9	13	30.6	39.01	2690	507	8.30	3.61	277	67.6
* 200 × 186	200	186	14.5	24	15	88.9	113.8	7482	2579	8.1	4.77	748	277
200 × 200	200	200	8	12	16	50.5	64.3	4767	1602	8.61	4.99	477	160
250 × 125	248	124	5	8	12	25.7	32.68	3540	255	10.4	2.79	285	41.1
	250	125	6	9	12	29.6	37.66	4050	294	10.4	2.79	324	47.0
250 × 175	244	175	7	11	16	44.1	56.24	6120	984	10.4	4.18	502	113
250 × 250	250	250	9	14	16	72.4	92.18	10800	3650	10.8	6.29	867	292
300 × 150	298	149	5.5	8	13	32.0	40.8	6320	442	12.4	3.29	424	59.3
	67.7	300	150	6.5	9	13	36.7	46.78	7210	508	12.4	3.29	481
300 × 200	294	200	8	12	20	57.3	73.03	11400	1600	12.5	4.69	779	160
300 × 300	300	300	10	15	20	94.5	120.4	20500	6760	13.1	7.49	1370	450
* 310 × 288	310	288	18.5	33	24	188.5	240.2	39546	10161	12.8	7.40	2561	914
* 320 × 300	320	300	11.5	20.5	27	126.7	161.3	30821	9237	13.8	7.57	1926	615
* 340 × 300	340	300	12.0	21.5	27	134.2	170.9	36654	9688	14.6	7.53	2156	645
* 340 × 310	340	310	21	39	27	237.9	303.1	59198	19401	14.0	8.0	3482	1251
350 × 175	346	174	6	9	14	41.4	52.68	11100	792	14.5	3.88	641	91
	350	175	7	11	14	49.6	63.14	13600	984	14.7	3.95	775	112
350 × 250	340	250	9	14	20	79.7	101.5	21700	3640	14.6	6.00	1280	292
350 × 350	350	350	12	19	20	137	173.9	40300	13600	15.2	8.84	2300	776
* 359 × 309	359	309	21.0	40.0	27	245.0	312.0	68132	19707	14.8	7.95	3795	1275
* 360 × 300	360	300	12.5	22.5	27	141.8	180.6	43191	10139	15.5	7.49	2399	675
400 × 200	396	199	7	11	16	56.6	72.16	20000	1450	16.7	4.48	1010	145
	400	200	8	13	16	66.0	84.12	23700	1740	16.8	4.54	1190	174
400 × 300	390	300	10	16	22	107	136.0	38700	7210	16.9	7.28	1980	481
450 × 200	446	199	8	12	18	66.2	84.3	28700	1580	18.5	4.33	1290	159
	450	200	9	14	18	76.0	96.76	33500	1870	18.6	4.4	1490	187
450 × 300	440	300	11	18	24	124	157.4	56100	8110	18.9	7.18	2550	541
500 × 200	496	199	9	14	20	79.5	101.3	41900	1840	20.3	4.27	1690	185
	214	500	200	10	16	20	89.6	114.2	47800	2140	20.5	4.33	1910
500 × 300	482	300	11	15	26	114	145.5	60400	6760	20.4	6.82	2500	451
	541	488	300	11	18	26	128	163.5	71000	8110	20.8	7.04	2910

- 注：1. *号产品为 GB 11263—1989 标准产品，其余产品执行 GB/T 11263—1998 标准，还可根据顾客要求按其他标准轧制。
 2. 材质主要有 Q235、Q345，也可按用户需求轧制。
 3. 翼缘、腹板厚度可根据实际情况略加调整。
 4. 可生产 40[#]—56[#]工字钢。

A.4.4 莱芜钢铁股份有限公司 H 型钢产品

莱芜钢铁股份有限公司 H 型钢产品，列于表 A-17。

表 A-17 莱芜钢铁股份有限公司 H 型钢产品



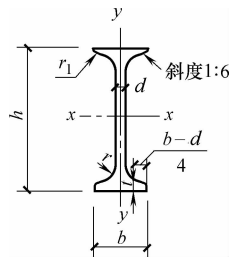
类别	型号 高度 × 宽度	规格尺寸			截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	牌 号
		H × B /(mm × mm)	t ₁ /mm	t ₂ /mm			
HW 宽翼缘 H 型钢	100 × 100	100 × 100	6	8	21.9	17.2	Q235 Q345
	125 × 125	125 × 125	6.5	9	30.31	23.8	
	150 × 150	150 × 150	7	10	40.55	31.9	
	175 × 175	175 × 175	7.5	11	51.43	40.3	
	200 × 200	200 × 200	8	12	64.28	50.5	
		200 × 204	12	12	72.28	56.7	
HM 中翼缘 H 型钢	150 × 100	148 × 100	6	9	27.25	21.4	
	200 × 150	194 × 150	6	9	39.76	31.2	
	250 × 175	244 × 175	7	11	56.24	44.1	
	300 × 200	294 × 200	8	12	73.03	57.3	

A.5 热轧型钢

A.5.1 工字钢

工字钢 (GB/T 706—2008) 的型号及截面特性，列于表 A-18。

表 A-18 工字钢的型号及截面特性 (GB/T 706—2008)



型号	截面尺寸/mm						截面 面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	惯性矩/cm ⁴		回转半径/cm		截面模量/cm ³	
	h	b	d	t	r	r ₁			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
10	100	68	4.5	7.6	6.5	3.3	14.345	11.261	245	33.0	4.14	1.52	49.0	9.72
12	120	74	5.0	8.4	7.0	3.5	17.818	13.987	436	46.9	4.95	1.62	72.7	12.7

(续)

型号	截面尺寸/mm						截面 面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	惯性矩/cm ⁴		回转半径/cm		截面模量/cm ³	
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>r</i>	<i>r</i> ₁			<i>I</i> _x	<i>I</i> _y	<i>i</i> _x	<i>i</i> _y	<i>W</i> _x	<i>W</i> _y
12.6	126	74	5.0	8.4	7.0	3.5	18.118	14.223	488	46.9	5.20	1.61	77.5	12.7
14	140	80	5.5	9.1	7.5	3.8	21.516	16.890	712	64.4	5.76	1.73	102	16.1
16	160	88	6.0	9.9	8.0	4.0	26.131	20.513	1130	93.1	6.58	1.89	141	21.2
18	180	94	6.5	10.7	8.5	4.3	30.756	24.143	1660	122	7.36	2.00	185	26.0
20a	200	100	7.0	11.4	9.0	4.5	35.578	27.929	2370	158	8.15	2.12	237	31.5
20b		102	9.0				39.578	31.069	2500	169	7.96	2.06	250	33.1
22a	220	110	7.5	12.3	9.5	4.8	42.128	33.070	3400	225	8.99	2.31	309	40.9
22b		112	9.5				46.528	36.524	3570	239	8.78	2.27	325	42.7
24a	240	116	8.0	13.0	10.0	5.0	47.741	37.477	4570	280	9.77	2.42	381	48.4
24b		118	10.0				52.541	41.245	4800	297	9.57	2.38	400	50.4
25a	250	116	8.0				48.541	38.105	5020	280	10.2	2.40	402	48.3
25b		118	10.0				53.541	42.030	5280	309	9.94	2.40	423	52.4
27a	270	122	8.5	13.7	10.5	5.3	54.554	42.825	6550	345	10.9	2.51	485	56.6
27b		124	10.5				59.954	47.064	6870	366	10.7	2.47	509	58.9
28a	280	122	8.5				55.404	43.492	7110	345	11.3	2.50	508	56.6
28b		124	10.5				61.004	47.888	7480	379	11.1	2.49	534	61.2
30a	300	126	9.0	14.4	11.0	5.5	61.254	48.084	8950	400	12.1	2.55	597	63.5
30b		128	11.0				67.254	52.794	9400	422	11.8	2.50	627	65.9
30c		130	13.0				73.254	57.504	9850	445	11.6	2.46	657	68.5
32a	320	130	9.5	15.0	11.5	5.8	67.156	52.717	11100	460	12.8	2.62	692	70.8
32b		132	11.5				73.556	57.741	11600	502	12.6	2.61	726	76.0
32c		134	13.5				79.956	62.765	12200	544	12.3	2.61	760	81.2
36a	360	136	10.0	15.8	12.0	6.0	76.480	60.037	15800	552	14.4	2.69	875	81.2
36b		138	12.0				83.680	65.689	16500	582	14.1	2.64	919	84.3
36c		140	14.0				90.880	71.341	17300	612	13.8	2.60	962	87.4
40a	400	142	10.5	16.5	12.5	6.3	86.112	67.598	21700	660	15.9	2.77	1090	93.2
40b		144	12.5				94.112	73.878	22800	692	15.6	2.71	1140	96.2
40c		146	14.5				102.112	80.158	23900	727	15.2	2.65	1190	99.6
45a	450	150	11.5	18.0	13.5	6.8	102.446	80.420	32200	855	17.7	2.89	1430	114
45b		152	13.5				111.446	87.485	33800	894	17.4	2.84	1500	118
45c		154	15.5				120.446	94.550	35300	938	17.1	2.79	1570	122
50a	500	158	12.0	20.0	14.0	7.0	119.304	93.654	46500	1120	19.7	3.07	1860	142
50b		160	14.0				129.304	101.504	48600	1170	19.4	3.01	1940	146
50c		162	16.0				139.304	109.354	50600	1220	19.0	2.96	2080	151

(续)

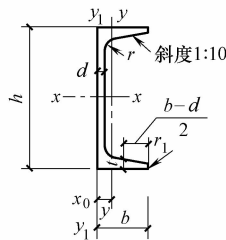
型号	截面尺寸/mm						截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	惯性矩/cm ⁴		回转半径/cm		截面模量/cm ³	
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>r</i>	<i>r</i> ₁			<i>I</i> _x	<i>I</i> _y	<i>i</i> _x	<i>i</i> _y	<i>W</i> _x	<i>W</i> _y
55a	550	166	12.5	21.0	14.5	7.3	134.185	105.335	62900	1370	21.6	3.19	2290	164
55b		168	14.5				145.185	113.970	65600	1420	21.2	3.14	2390	170
55c		170	16.5				156.185	122.605	68400	1480	20.9	3.08	2490	175
56a	560	166	12.5	22.0	15.0	7.5	135.435	106.316	65600	1370	22.0	3.18	2340	165
56b		168	14.5				146.635	115.108	68500	1490	21.6	3.16	2450	174
56c		170	16.5				157.835	123.900	71400	1560	21.3	3.16	2550	183
63a	630	176	13.0	22.0	15.0	7.5	154.658	121.407	93900	1700	24.5	3.31	2980	193
63b		178	15.0				167.258	131.298	98100	1810	24.2	3.29	3160	204
63c		180	17.0				179.858	141.189	102000	1920	23.8	3.27	3300	214

注：表中 *r*、*r*₁ 的数据用于孔型设计，不做交货条件。

A.5.2 槽钢

槽钢（GB/T 706—2008）的型号及截面特性，列于表 A-19。

表 A-19 槽钢的型号及截面特性（GB/T 706—2008）



型号	截面尺寸 /mm						截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴			回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		重心距 离/cm
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>r</i>	<i>r</i> ₁			<i>I</i> _x	<i>I</i> _y	<i>I</i> _{y1}	<i>i</i> _x	<i>i</i> _y	<i>W</i> _x	<i>W</i> _y	
5	50	37	4.5	7.0	7.0	3.5	6.928	5.438	26.0	8.30	20.9	1.94	1.10	10.4	3.55	1.35
6.3	63	40	4.8	7.5	7.5	3.8	8.451	6.634	50.8	11.9	28.4	2.45	1.19	16.1	4.50	1.36
6.5	65	40	4.3	7.5	7.5	3.8	8.547	6.709	55.2	12.0	28.3	2.54	1.19	17.0	4.59	1.38
8	80	43	5.0	8.0	8.0	4.0	10.248	8.045	101	16.6	37.4	3.15	1.27	25.3	5.79	1.43
10	100	48	5.3	8.5	8.5	4.2	12.748	10.007	198	25.6	54.9	3.95	1.41	39.7	7.80	1.52
12	120	53	5.5	9.0	9.0	4.5	15.362	12.059	346	37.4	77.7	4.75	1.56	57.7	10.2	1.62
12.6	126	53	5.5	9.0	9.0	4.5	15.692	12.318	391	38.0	77.1	4.95	1.57	62.1	10.2	1.59
14a	140	58	6.0	9.5	9.5	4.8	18.516	14.535	564	53.2	107	5.52	1.70	80.5	13.0	1.71
14b		60	8.0				21.316	16.733	609	61.1	121	5.35	1.69	87.1	14.1	1.67
16a	160	63	6.5	10.0	10.0	5.0	21.962	17.24	866	73.3	144	6.28	1.83	108	16.3	1.80
16b		65	8.5				25.162	19.752	935	83.4	161	6.10	1.82	117	17.6	1.75

(续)

型号	截面尺寸 /mm						截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	惯性矩 /cm ⁴			回转半径 /cm		截面模量 /cm ³		重心距 离/cm
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>r</i>	<i>r</i> ₁			<i>I</i> _x	<i>I</i> _y	<i>I</i> _{yl}	<i>i</i> _x	<i>i</i> _y	<i>W</i> _x	<i>W</i> _y	
18a	180	68	7.0	10.5	10.5	5.2	25.699	20.174	1270	98.6	190	7.04	1.96	141	20.0	1.88
18b		70	9.0				29.299	23.000	1370	111	210	6.84	1.95	152	21.5	1.84
20a	200	73	7.0	11.0	11.0	5.5	28.837	22.637	1780	128	244	7.86	2.11	178	24.2	2.01
20b		75	9.0				32.837	25.777	1910	144	268	7.64	2.09	191	25.9	1.95
22a	220	77	7.0	11.5	11.5	5.8	31.846	24.999	2390	158	298	8.67	2.23	218	28.2	2.10
22b		79	9.0				36.246	28.453	2570	176	326	8.42	2.21	234	30.1	2.03
24a	240	78	7.0	12.0	12.0	6.0	34.217	26.860	3050	174	325	9.45	2.25	254	30.5	2.10
24b		80	9.0				39.017	30.628	3280	194	355	9.17	2.23	274	32.5	2.03
24c		82	11.0				43.817	34.396	3510	213	388	8.96	2.21	293	34.4	2.00
25a	250	78	7.0	12.0	12.0	6.0	34.917	27.410	3370	176	322	9.82	2.24	270	30.6	2.07
25b		80	9.0				39.917	31.335	3530	196	353	9.41	2.22	282	32.7	1.98
25c		82	11.0				44.917	35.260	3690	218	384	9.07	2.21	295	35.9	1.92
27a	270	82	7.5	12.5	12.5	6.2	39.284	30.838	4360	216	393	10.5	2.34	323	35.5	2.13
27b		84	9.5				44.684	35.077	4690	239	428	10.3	2.31	347	37.7	2.06
27c		86	11.5				50.084	39.316	5020	261	467	10.1	2.28	372	39.8	2.03
28a	280	82	7.5	12.5	12.5	6.2	40.034	31.427	4760	218	388	10.9	2.33	340	35.7	2.10
28b		84	9.5				45.634	35.823	5130	242	428	10.6	2.30	366	37.9	2.02
28c		86	11.5				51.234	40.219	5500	268	463	10.4	2.29	393	40.3	1.95
30a	300	85	7.5	13.5	13.5	6.8	43.902	34.463	6050	260	467	11.7	2.43	403	41.1	2.17
30b		87	9.5				49.902	39.173	6500	289	515	11.4	2.41	433	44.0	2.13
30c		89	11.5				55.902	43.883	6950	316	560	11.2	2.38	463	46.4	2.09
32a	320	88	8.0	14.0	14.0	7.0	48.513	38.083	7600	305	552	12.5	2.50	475	46.5	2.24
32b		90	10.0				54.913	43.107	8140	336	593	12.2	2.47	509	49.2	2.16
32c		92	12.0				61.313	48.131	8690	374	643	11.9	2.47	543	52.6	2.09
36a	360	96	9.0	16.0	16.0	8.0	60.910	47.814	11900	455	818	14.0	2.73	660	63.5	2.44
36b		98	11.0				68.110	53.466	12700	497	880	13.6	2.70	703	66.9	2.37
36c		100	13.0				75.310	59.118	13400	536	948	13.4	2.67	746	70.0	2.34
40a	400	100	10.5	18.0	18.0	9.0	75.068	58.928	17600	592	1070	15.3	2.81	879	78.8	2.49
40b		102	12.5				83.068	65.208	18600	640	114	15.0	2.78	932	82.5	2.44
40c		104	14.5				91.068	71.488	19700	688	1220	14.7	2.75	986	86.2	2.42

注：表中 *r*、*r*₁ 的数据用于孔型设计，不做交货条件。

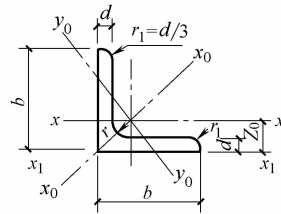
A.5.3 等边角钢

等边角钢 (GB/T 706—2008) 的型号及截面特性，列于表 A-20。

A.5.4 不等边角钢

不等边角钢 (GB/T 706—2008) 的型号及截面特性，列于表 A-21。

表 A-20 等边角钢的型号及截面特性(GB/T 706—2008)



I —截面惯性矩;
 W —截面模量;
 i —截面回转半径

型号	截面尺寸 /mm			截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴				回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			重心距 离/cm
	b	d	r				I_x	I_{x1}	I_{x0}	I_{y0}	i_x	i_{x0}	i_{y0}	W_x	W_{x0}	W_{y0}	
2	20	3	3.5	1.132	0.889	0.078	0.40	0.81	0.63	0.17	0.59	0.75	0.39	0.29	0.45	0.20	0.60
		4		1.459	1.145	0.077	0.50	1.09	0.78	0.22	0.58	0.73	0.38	0.36	0.55	0.24	0.64
2.5	25	3	3.5	1.432	1.124	0.098	0.82	1.57	1.29	0.34	0.76	0.95	0.49	0.46	0.73	0.33	0.73
		4		1.859	1.459	0.097	1.03	2.11	1.62	0.43	0.74	0.93	0.48	0.59	0.92	0.40	0.76
3.0	30	3	4.5	1.749	1.373	0.117	1.46	2.71	2.31	0.61	0.91	1.15	0.59	0.68	1.09	0.51	0.85
		4		2.276	1.786	0.117	1.84	3.63	2.92	0.77	0.90	1.13	0.58	0.87	1.37	0.62	0.89
3.6	36	3	4.5	2.109	1.656	0.141	2.58	4.68	4.09	1.07	1.11	1.39	0.71	0.99	1.61	0.76	1.00
		4		2.756	2.163	0.141	3.29	6.25	5.22	1.37	1.09	1.38	0.70	1.28	2.05	0.93	1.04
		5		3.382	2.654	0.141	3.95	7.84	6.24	1.65	1.08	1.36	0.70	1.56	2.45	1.00	1.07
4	40	3	5	2.359	1.852	0.157	3.59	6.41	5.69	1.49	1.23	1.55	0.79	1.23	2.01	0.96	1.09
		4		3.086	2.422	0.157	4.60	8.56	7.29	1.91	1.22	1.54	0.79	1.60	2.58	1.19	1.13
		5		3.791	2.976	0.156	5.53	10.74	8.76	2.30	1.21	1.52	0.78	1.96	3.10	1.39	1.17
4.5	45	3	5	2.659	2.088	0.177	5.17	9.12	8.20	2.14	1.40	1.76	0.89	1.58	2.58	1.24	1.22
		4		3.486	2.736	0.177	6.65	12.18	10.56	2.75	1.38	1.74	0.89	2.05	3.32	1.54	1.26
		5		4.292	3.369	0.176	8.04	15.2	12.74	3.33	1.37	1.72	0.88	2.51	4.00	1.81	1.30
		6		5.076	3.985	0.176	9.33	18.36	14.76	3.89	1.36	1.70	0.8	2.95	4.64	2.06	1.33

(续)

型号	截面尺寸 /mm			截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴				回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			重心距 离/cm
	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>r</i>				<i>I_x</i>	<i>I_{xt}</i>	<i>I_{so}</i>	<i>I_{yo}</i>	<i>i_x</i>	<i>i_{so}</i>	<i>i_{yo}</i>	<i>W_x</i>	<i>W_{so}</i>	<i>W_{yo}</i>	
5	50	3	5.5	2.971	2.332	0.197	7.18	12.5	11.37	2.98	1.55	1.96	1.00	1.96	3.22	1.57	1.34
		4		3.897	3.059	0.197	9.26	16.69	14.70	3.82	1.54	1.94	0.99	2.56	4.16	1.96	1.38
		5		4.803	3.770	0.196	11.21	20.90	17.79	4.64	1.53	1.92	0.98	3.13	5.03	2.31	1.42
		6		5.688	4.465	0.196	13.05	25.14	20.68	5.42	1.52	1.91	0.98	3.68	5.85	2.63	1.46
5.6	56	3	6	3.343	2.624	0.221	10.19	17.56	16.14	4.24	1.75	2.20	1.13	2.48	4.08	2.02	1.48
		4		4.390	3.446	0.220	13.18	23.43	20.92	5.46	1.73	2.18	1.11	3.24	5.28	2.52	1.53
		5		5.415	4.251	0.220	16.02	29.33	25.42	6.61	1.72	2.17	1.10	3.97	6.42	2.98	1.57
		6		6.420	5.040	0.220	18.69	35.26	29.66	7.73	1.71	2.15	1.10	4.68	7.49	3.40	1.61
		7		7.404	5.812	0.219	21.23	41.23	33.63	8.82	1.69	2.13	1.09	5.36	8.49	3.80	1.64
		8		8.367	6.568	0.219	23.63	47.24	37.37	9.89	1.68	2.11	1.09	6.03	9.44	4.16	1.68
6	60	5	6.5	5.829	4.576	0.236	19.89	36.05	31.57	8.21	1.85	2.33	1.19	4.59	7.44	3.48	1.67
		6		6.914	5.427	0.235	23.25	43.33	36.89	9.60	1.83	2.31	1.18	5.41	8.70	3.98	1.70
		7		7.977	6.262	0.235	26.44	50.65	41.92	10.96	1.82	2.29	1.17	6.21	9.88	4.45	1.74
		8		9.020	7.081	0.235	29.47	58.02	46.66	12.28	1.81	2.27	1.17	6.98	11.00	4.88	1.78
6.3	63	4	7	4.978	3.907	0.248	19.03	33.35	30.17	7.89	1.96	2.46	1.26	4.13	6.78	3.29	1.70
		5		6.143	4.822	0.248	23.17	41.73	36.77	9.57	1.94	2.45	1.25	5.08	8.25	3.90	1.74
		6		7.288	5.721	0.247	27.12	50.14	43.03	11.20	1.93	2.43	1.24	6.00	9.66	4.46	1.78
		7		8.412	6.603	0.247	30.87	58.60	48.96	12.79	1.92	2.41	1.23	6.88	10.99	4.98	1.82
		8		9.515	7.469	0.247	34.46	67.11	54.56	14.33	1.90	2.40	1.23	7.75	12.25	5.47	1.85
		10		11.657	9.151	0.246	41.09	84.31	64.85	17.33	1.88	2.36	1.22	9.39	14.56	6.36	1.93
7	70	4	8	5.570	4.372	0.275	26.39	45.74	41.80	10.99	2.18	2.74	1.40	5.14	8.44	4.17	1.86
		5		6.875	5.397	0.275	32.21	57.21	51.08	13.31	2.16	2.73	1.39	6.32	10.32	4.95	1.91
		6		8.160	6.406	0.275	37.77	68.73	59.93	15.61	2.15	2.71	1.38	7.48	12.11	5.67	1.95

(续)

型号	截面尺寸 /mm			截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴				回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			重心距 /cm
	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>r</i>				<i>I_x</i>	<i>I_{xt}</i>	<i>I_{so}</i>	<i>I_{yo}</i>	<i>i_x</i>	<i>i_{so}</i>	<i>i_{yo}</i>	<i>W_x</i>	<i>W_{so}</i>	<i>W_{yo}</i>	
7	70	7	8	9.424	7.398	0.275	43.09	80.29	68.35	17.82	2.14	2.69	1.38	8.59	13.81	6.34	1.99
		8		10.667	8.373	0.274	48.17	91.92	76.37	19.98	2.12	2.68	1.37	9.68	15.43	6.98	2.03
7.5	75	5	9	7.412	5.818	0.295	39.97	70.56	63.30	16.63	2.33	2.92	1.50	7.32	11.94	5.77	2.04
		6		8.797	6.905	0.294	46.95	84.55	74.38	19.51	2.31	2.90	1.49	8.64	14.02	6.67	2.07
		7		10.160	7.976	0.294	53.57	98.71	84.96	22.18	2.30	2.89	1.48	9.93	16.02	7.44	2.11
		8		11.503	9.030	0.294	59.96	112.97	95.07	24.86	2.28	2.88	1.47	11.20	17.93	8.19	2.15
		9		12.825	10.068	0.294	66.10	127.30	104.71	27.48	2.27	2.86	1.46	12.43	19.75	8.89	2.18
		10		14.126	11.089	0.293	71.98	141.71	113.92	30.05	2.26	2.84	1.46	13.64	21.48	9.56	2.22
8	80	5	9	7.912	6.211	0.315	48.79	85.36	77.33	20.25	2.48	3.13	1.60	8.34	13.67	6.66	2.15
		6		9.397	7.376	0.314	57.35	102.50	90.98	23.72	2.47	3.11	1.59	9.87	16.08	7.65	2.19
		7		10.860	8.525	0.314	65.58	119.70	104.07	27.09	2.46	3.10	1.58	11.37	18.40	8.58	2.23
		8		12.303	9.658	0.314	73.49	136.97	116.60	30.39	2.44	3.08	1.57	12.83	20.61	9.46	2.27
		9		13.725	10.774	0.314	81.11	154.31	128.60	33.61	2.43	3.06	1.56	14.25	22.73	10.29	2.31
		10		15.126	11.874	0.313	88.43	171.74	140.09	36.77	2.42	3.04	1.56	15.64	24.76	11.08	2.35
9	90	6	10	10.637	8.350	0.354	82.77	145.87	131.26	34.28	2.79	3.51	1.80	12.61	20.63	9.95	2.44
		7		12.301	9.656	0.354	94.83	170.30	150.47	39.18	2.78	3.50	1.78	14.54	23.64	11.19	2.48
		8		13.944	10.946	0.353	106.47	194.80	168.97	43.97	2.76	3.48	1.78	16.42	26.55	12.35	2.52
		9		15.566	12.219	0.353	117.72	219.39	186.77	48.66	2.75	3.46	1.77	18.27	29.35	13.46	2.56
		10		17.167	13.476	0.353	128.58	244.07	203.90	53.26	2.74	3.45	1.76	20.07	32.04	14.52	2.59
		12		20.306	15.940	0.352	149.22	293.76	236.21	62.22	2.71	3.41	1.75	23.57	37.12	16.49	2.67
10	100	6	12	11.932	9.366	0.393	114.95	200.07	181.98	47.92	3.10	3.90	2.00	15.68	25.74	12.69	2.67
		7		13.796	10.830	0.393	131.86	233.54	208.97	54.74	3.09	3.89	1.99	18.10	29.55	14.26	2.71
		8		15.638	12.276	0.393	148.24	267.09	235.07	61.41	3.08	3.88	1.98	20.47	33.24	15.75	2.76

(续)

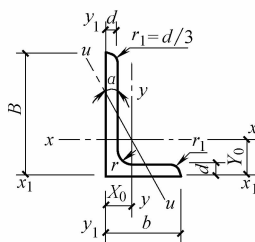
型号	截面尺寸 /mm			截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴				回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			重心距 离/cm
	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>r</i>				<i>I_x</i>	<i>I_{xt}</i>	<i>I_{so}</i>	<i>I_{yo}</i>	<i>i_x</i>	<i>i_{so}</i>	<i>i_{yo}</i>	<i>W_x</i>	<i>W_{so}</i>	<i>W_{yo}</i>	
10	100	12	9	17.462	13.708	0.392	164.12	300.73	260.30	67.95	3.07	3.86	1.97	22.79	36.81	17.18	2.80
			10	19.261	15.120	0.392	179.51	334.48	284.68	74.35	3.05	3.84	1.96	25.06	40.26	18.54	2.84
			12	22.800	17.898	0.391	208.90	402.34	330.95	86.84	3.03	3.81	1.95	29.48	46.80	21.08	2.91
			14	26.256	20.611	0.391	236.53	470.75	374.06	99.00	3.00	3.77	1.94	33.73	52.90	23.44	2.99
			16	29.627	23.257	0.390	262.53	539.80	414.16	110.89	2.98	3.74	1.94	37.82	58.57	25.63	3.06
11	110	12	7	15.196	11.928	0.433	177.16	310.64	280.94	73.38	3.41	4.30	2.20	22.05	36.12	17.51	2.96
			8	17.238	13.535	0.433	199.46	355.20	316.49	82.42	3.40	4.28	2.19	24.95	40.69	19.39	3.01
			10	21.261	16.690	0.432	242.19	444.65	384.39	99.98	3.38	4.25	2.17	30.60	49.42	22.91	3.09
			12	25.200	19.782	0.431	282.55	534.60	448.17	116.93	3.35	4.22	2.15	36.05	57.62	26.15	3.16
			14	29.056	22.809	0.431	320.71	625.16	508.01	133.40	3.32	4.18	2.14	41.31	65.31	29.14	3.24
12.5	125	14	8	19.750	15.504	0.492	297.03	521.01	470.89	123.16	3.88	4.88	2.50	32.52	53.28	25.86	3.37
			10	24.373	19.133	0.491	361.67	651.93	573.89	149.46	3.85	4.85	2.48	39.97	64.93	30.62	3.45
			12	28.912	22.696	0.491	423.16	783.42	671.44	174.88	3.83	4.82	2.46	41.17	75.96	35.03	3.53
			14	33.367	26.193	0.490	481.65	915.61	763.73	199.57	3.80	4.78	2.45	54.16	86.41	39.13	3.61
			16	37.739	29.625	0.489	537.31	1048.62	850.98	223.65	3.77	4.75	2.43	60.93	96.28	42.96	3.68
14	140	14	10	27.373	21.488	0.551	514.65	915.11	817.27	212.04	4.34	5.46	2.78	50.58	82.56	39.20	3.82
			12	32.512	25.522	0.551	603.68	1099.28	958.79	248.57	4.31	5.43	2.76	59.80	96.85	45.02	3.90
			14	37.567	29.490	0.550	688.81	1284.22	1093.56	284.06	4.28	5.40	2.75	68.75	110.47	50.45	3.98
			16	42.539	33.393	0.549	770.24	1470.07	1221.81	318.67	4.26	5.36	2.74	77.46	123.42	55.55	4.06
15	150	14	8	23.750	18.644	0.592	521.37	899.55	827.49	215.25	4.69	5.90	3.01	47.36	78.02	38.14	3.99
			10	29.373	23.058	0.591	637.50	1125.09	1012.79	262.21	4.66	5.87	2.99	58.35	95.49	45.51	4.08
			12	34.912	27.406	0.591	748.85	1351.26	1189.97	307.73	4.63	5.84	2.97	69.04	112.19	52.38	4.15
			14	40.367	31.688	0.590	855.64	1578.25	1359.30	351.98	4.60	5.80	2.95	79.45	128.16	58.83	4.23

(续)

型号	截面尺寸 /mm			截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴				回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			重心距离 /cm	
	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>r</i>				<i>I_x</i>	<i>I_{x1}</i>	<i>I_{s0}</i>	<i>I_{y0}</i>	<i>i_x</i>	<i>i_{s0}</i>	<i>i_{y0}</i>	<i>W_x</i>	<i>W_{s0}</i>	<i>W_{y0}</i>	<i>Z₀</i>	
25	250	24	24	115.201	90.433	0.983	6763.93	12529.74	10742.67	2785.19	7.66	9.66	4.92	377.34	607.70	278.38	7.07	
			26	124.154	97.461	0.982	7238.08	13585.18	11491.33	2984.84	7.63	9.62	4.90	405.50	650.05	295.19	7.15	
			28	133.022	104.422	0.982	7700.60	14643.62	12219.39	3181.81	7.61	9.58	4.89	433.22	691.23	311.42	7.22	
			30	141.807	111.318	0.981	8151.80	15705.30	12927.26	3376.34	7.58	9.55	4.88	460.51	731.28	327.12	7.30	
			32	150.508	118.149	0.981	8592.01	16770.41	13615.32	3568.71	7.56	9.51	4.87	487.39	770.20	342.33	7.37	
			35	163.402	128.271	0.980	9232.44	18374.95	14611.16	3853.72	7.52	9.46	4.86	526.97	826.53	364.30	7.48	

注：截面图中的 $r_1 = 1/3d$ 及表中 r 的数据用于孔型设计,不做交货条件。

表 A-21 不等边角钢的型号及截面特性(GB/T 706—2008)



I—截面惯性矩;
W—截面抵抗矩;
i—截面回转半径

型号	截面尺寸 /mm				截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴					回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			tanα	重心距离 /cm	
	<i>B</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>r</i>				<i>I_x</i>	<i>I_{x1}</i>	<i>I_y</i>	<i>I_{y1}</i>	<i>I_u</i>	<i>i_x</i>	<i>i_y</i>	<i>i_u</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	<i>W_u</i>		<i>X₀</i>	<i>Y₀</i>
2.5/ 1.6	25	16	3	3.5	1.162	0.912	0.080	0.70	1.56	0.22	0.43	0.14	0.78	0.44	0.34	0.43	0.19	0.16	0.392	0.42	0.86
			4		1.499	1.176	0.079	0.88	2.09	0.27	0.59	0.17	0.77	0.43	0.34	0.55	0.24	0.20	0.381	0.46	1.86
3.2/2	32	20	3	3.5	1.492	1.171	0.102	1.53	3.27	0.46	0.82	0.28	1.01	0.55	0.43	0.72	0.30	0.25	0.382	0.49	0.90
			4		1.939	1.522	0.101	1.93	4.37	0.57	1.12	0.35	1.00	0.54	0.42	0.93	0.39	0.32	0.374	0.53	1.08

(续)

型号	截面尺寸 /mm				截面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴					回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			tan α	重心距离 /cm	
	B	b	d	r				I _x	I _{xl}	I _y	I _{yl}	I _u	i _x	i _y	i _u	W _x	W _y	W _u		X ₀	Y ₀
4/2.5	40	25	3	4	1.890	1.484	0.127	3.08	5.39	0.93	1.59	0.56	1.28	0.70	0.54	1.15	0.49	0.40	0.385	0.59	1.12
			4		2.467	1.936	0.127	3.93	8.53	1.18	2.14	0.71	1.36	0.69	0.54	1.49	0.63	0.52	0.381	0.63	1.32
4.5/ 2.8	45	28	3	4	2.149	1.687	0.143	445	9.10	1.34	2.23	0.80	1.44	0.79	0.61	1.47	0.62	0.51	0.383	0.64	1.37
			4		2.806	2.203	0.143	5.69	12.13	1.70	3.00	1.02	1.42	0.78	0.60	1.91	0.80	0.66	0.380	0.68	1.47
5/3.2	50	32	3	5.5	2.431	1.908	0.161	6.24	12.49	2.02	3.31	1.20	1.60	0.91	0.70	1.84	0.82	0.68	0.404	0.73	1.51
			4		3.177	2.494	0.160	8.02	16.65	2.58	4.45	1.53	1.59	0.90	0.69	2.39	1.06	0.87	0.402	0.77	1.60
5.6/ 3.6	56	36	3	6	2.743	2.153	0.181	8.88	17.54	2.92	4.70	1.73	1.80	1.03	0.79	2.32	1.05	0.87	0.408	0.80	1.65
			4		3.590	2.818	0.180	11.45	23.39	3.76	6.33	2.23	1.79	1.02	0.79	3.03	1.37	1.13	0.408	0.85	1.78
			5		4.415	3.466	0.180	13.86	29.25	4.49	7.94	2.67	1.77	1.01	0.78	3.71	1.65	1.36	0.404	0.88	1.82
6.3/4	63	40	4	7	4.058	3.185	0.202	16.49	33.30	5.23	8.63	3.12	2.02	1.14	0.88	3.87	1.70	1.40	0.398	0.92	1.87
			5		4.993	3.920	0.202	20.02	41.63	6.31	10.86	3.76	2.00	1.12	0.87	4.74	2.07	1.71	0.396	0.95	2.04
			6		5.908	4.638	0.201	23.36	49.98	7.29	13.12	4.34	1.96	1.11	0.86	5.59	2.43	1.99	0.393	0.99	2.08
			7		6.802	5.339	0.201	26.53	58.07	8.24	15.47	4.97	1.98	1.10	0.86	6.40	2.78	2.29	0.389	1.03	2.12
7/4.5	70	45	4	7.5	4.547	3.570	0.226	23.17	45.92	7.55	12.26	4.40	2.26	1.29	0.98	4.86	2.17	1.77	0.410	1.02	2.15
			5		5.609	4.403	0.225	27.95	57.10	9.13	15.39	5.40	2.23	1.28	0.98	5.92	2.65	2.19	0.407	1.06	2.24
			6		6.647	5.218	0.225	32.54	68.35	10.62	18.58	6.35	2.21	1.26	0.98	6.95	3.12	2.59	0.404	1.09	2.28
			7		7.657	6.011	0.225	37.22	79.99	12.01	21.84	7.16	2.20	1.25	0.97	8.03	3.57	2.94	0.402	1.13	2.32
7.5/5	75	50	5	8	6.125	4.808	0.245	34.86	70.00	12.61	21.04	7.41	2.39	1.44	1.10	6.83	3.30	2.74	0.435	1.17	2.36
			6		7.260	5.699	0.245	41.12	84.30	14.70	25.37	8.54	2.38	1.42	1.08	8.12	3.88	3.19	0.435	1.21	2.40
			8		9.467	7.431	0.244	52.39	112.50	18.53	34.23	10.87	2.35	1.40	1.07	10.52	4.99	4.10	0.429	1.29	2.44
			10		11.590	9.098	0.244	62.71	140.80	21.96	43.43	13.10	2.33	1.38	1.06	12.79	6.04	4.99	0.423	1.36	2.52
8/5	80	50	5		6.375	5.005	0.255	41.96	85.21	12.82	21.06	7.66	2.56	1.42	1.10	7.78	3.32	2.74	0.388	1.14	2.60

(续)

型号	截面尺寸 /mm				截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴					回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			tan α	重心距离 /cm	
	B	b	d	r				I _x	I _{x1}	I _y	I _{y1}	I _u	i _x	i _y	i _u	W _x	W _y	W _u		X ₀	Y ₀
8/5	80	50	6	8	7.560	5.935	0.255	49.49	102.53	14.95	25.41	8.85	2.56	1.41	1.08	9.25	3.91	3.20	0.387	1.18	2.65
			7		8.724	6.848	0.255	56.16	119.33	46.96	29.82	10.18	2.54	1.39	1.08	10.58	4.48	3.70	0.384	1.21	2.69
			8		9.867	7.745	0.254	62.83	136.41	18.85	34.32	11.38	2.52	1.38	1.07	11.92	5.03	4.16	0.381	1.25	2.73
9/5.6	90	56	5	9	7.212	5.661	0.287	60.45	121.32	18.32	29.53	10.98	2.90	1.59	1.23	9.92	4.21	3.49	0.385	1.25	2.91
			6		8.557	6.717	0.286	71.03	145.59	21.42	35.58	12.90	2.88	1.58	1.23	11.74	4.96	4.13	0.384	1.29	2.95
			7		9.880	7.756	0.286	81.01	169.60	24.36	41.71	14.67	2.86	1.57	1.22	13.49	5.70	4.72	0.382	1.33	3.00
			8		11.183	8.779	0.286	91.03	194.17	27.15	47.93	16.34	2.85	1.56	1.21	15.27	6.41	5.29	0.380	1.36	3.04
10/ 6.3	100	63	6	10	9.617	7.550	0.320	99.06	199.71	30.94	50.50	18.42	3.21	1.79	1.38	14.64	6.35	5.25	0.394	1.43	3.24
			7		11.111	8.722	0.320	113.45	233.00	35.26	59.14	21.00	3.20	1.78	1.38	16.88	7.29	6.02	0.394	1.47	3.28
			8		12.534	9.878	0.319	127.37	266.32	39.39	67.88	23.50	3.18	1.77	1.37	19.08	8.21	6.78	0.391	1.50	3.32
			10		15.467	12.142	0.319	153.81	333.06	47.12	85.73	28.33	3.15	1.74	1.35	23.32	9.98	8.24	0.387	1.58	3.40
10/8	100	80	6	10	10.637	8.350	0.354	107.04	199.83	61.24	102.68	31.65	3.17	2.40	1.72	15.19	10.16	8.37	0.627	1.97	2.95
			7		12.301	9.656	0.354	122.73	233.20	70.08	119.98	36.17	3.16	2.39	1.72	17.52	11.71	9.60	0.626	2.01	3.0
			8		13.944	10.946	0.353	137.92	266.61	78.58	137.37	40.58	3.14	2.37	1.71	19.81	13.21	10.80	0.625	2.05	3.04
			10		17.167	13.476	0.353	166.87	333.63	94.65	172.48	49.10	3.12	2.35	1.69	24.24	16.12	13.12	0.622	2.13	3.12
11/7	110	70	6	10	10.637	8.350	0.354	133.37	265.78	42.92	69.08	25.36	3.54	2.01	1.54	17.85	7.90	6.53	0.403	1.57	3.53
			7		12.301	9.656	0.354	153.00	310.07	49.01	80.82	28.95	3.53	2.00	1.53	20.60	9.09	7.50	0.402	1.61	3.57
			8		13.944	10.946	0.353	172.04	354.39	54.87	92.70	32.45	3.51	1.98	1.53	23.30	10.25	8.45	0.401	1.65	3.62
			10		17.167	13.476	0.353	208.39	443.13	65.88	116.83	39.20	3.48	1.96	1.51	28.54	12.48	10.29	0.397	1.72	3.70
12.5/8	125	80	7	11	14.096	11.066	0.403	227.98	454.99	74.42	120.32	43.81	4.02	2.30	1.76	26.86	12.01	9.92	0.408	1.80	4.01
			8		15.989	12.551	0.403	256.77	519.99	83.49	137.85	49.15	4.01	2.28	1.75	30.41	13.56	11.18	0.407	1.84	4.06
			10		19.712	15.474	0.402	312.04	650.09	100.67	173.40	59.45	3.98	2.26	1.74	37.33	16.56	13.64	0.404	1.92	4.14
			12		23.351	18.330	0.402	364.41	780.39	116.67	209.67	69.35	3.95	2.24	1.72	44.01	19.43	16.01	0.400	2.00	4.22

(续)

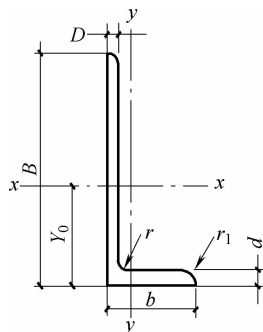
型号	截面尺寸 /mm				截面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	外表面积 /(m ² /m)	惯性矩 /cm ⁴					回转半径 /cm			截面模量 /cm ³			tan α	重心距离 /cm	
	B	b	d	r				I _x	I _{xl}	I _y	I _{yl}	I _u	i _x	i _y	i _u	W _x	W _y	W _u		X ₀	Y ₀
14/9	140	90	8	12	18.038	14.160	0.453	365.64	730.53	120.69	195.79	70.83	4.50	2.59	1.98	38.48	17.34	14.31	0.411	2.04	4.50
			10		22.261	17.475	0.452	445.50	913.20	140.03	245.92	85.82	4.47	2.56	1.96	47.31	21.22	17.48	0.409	2.12	4.58
			12		26.400	20.724	0.451	521.59	1096.09	169.79	296.89	100.21	4.44	2.54	1.95	55.87	24.95	20.54	0.406	2.19	4.66
			14		30.456	23.908	0.451	594.10	1279.26	192.10	348.82	114.13	4.42	2.51	1.94	64.18	28.54	23.52	0.403	2.27	4.74
15/9	150	90	8	12	18.839	14.788	0.473	442.05	898.35	122.80	195.96	74.14	4.84	2.55	1.98	43.86	17.47	14.48	0.364	1.97	4.92
			10		23.261	18.260	0.472	539.24	1122.85	148.62	246.26	89.86	4.81	2.53	1.97	53.97	21.38	17.69	0.362	2.05	5.01
			12		27.600	21.666	0.471	632.08	1347.50	172.85	297.46	104.95	4.79	2.50	1.95	63.79	25.14	20.80	0.359	2.12	5.09
			14		31.856	25.007	0.471	720.77	1572.38	195.62	349.74	119.53	4.76	2.48	1.94	73.33	28.77	23.84	0.356	2.20	5.17
			15		33.952	26.652	0.471	763.62	1684.93	206.50	376.33	126.67	4.74	2.47	1.93	77.99	30.53	25.33	0.354	2.24	5.21
			16		36.027	28.281	0.470	805.51	1797.55	217.07	403.24	133.72	4.73	2.45	1.93	82.60	32.27	26.82	0.352	2.27	5.25
16/10	160	100	10	13	25.315	19.872	0.512	668.69	1362.89	205.03	336.59	121.74	5.14	2.85	2.19	62.13	26.56	21.92	0.390	2.28	5.24
			12		30.054	23.592	0.511	784.91	1635.56	239.06	405.94	142.33	5.11	2.82	2.17	73.49	31.28	25.79	0.388	2.36	5.32
			14		34.709	27.247	0.510	896.30	1908.50	271.20	476.42	162.23	5.08	2.80	2.16	84.56	35.83	29.56	0.385	0.43	5.40
			16		29.281	30.835	0.510	1003.04	2181.79	301.60	548.22	182.57	5.05	2.77	2.16	95.33	40.24	33.44	0.382	2.51	5.48
18/11	180	110	10	14	28.373	22.273	0.571	956.25	1940.40	278.11	447.22	166.50	5.80	3.13	2.42	78.96	32.49	26.88	0.376	2.44	5.89
			12		33.712	26.440	0.571	1124.72	2328.38	325.03	538.94	194.87	5.78	3.10	2.40	93.53	38.32	31.66	0.374	2.52	5.98
			14		38.967	30.589	0.570	1286.91	2716.60	369.55	631.95	222.30	5.75	3.08	2.39	107.76	43.97	36.32	0.372	2.59	6.06
			16		44.139	34.649	0.569	1443.06	3105.15	411.85	726.46	248.94	5.72	3.06	2.38	121.64	49.44	40.87	0.369	2.67	6.14
20/ 12.5	200	125	12	14	37.912	29.761	0.641	1570.90	3193.85	483.16	787.74	285.79	6.44	3.57	2.74	116.73	49.99	41.23	0.392	2.83	6.54
			14		43.687	34.436	0.640	1800.97	3726.17	550.83	922.47	326.58	6.41	3.54	2.73	134.65	57.44	47.34	0.390	2.91	6.62
			16		49.739	39.045	0.639	2023.35	4258.88	615.44	1058.86	366.21	6.38	3.52	2.71	152.18	64.89	53.32	0.388	2.99	6.70
			18		55.526	43.588	0.639	2238.30	4792.00	677.19	1197.13	404.83	6.35	3.49	2.70	169.33	71.74	59.18	0.385	3.06	6.78

注：截面图中的 $r_1 = 1/3d$ 及表中 r 的数据用于孔型设计，不做交货条件。

A.5.5 L 型钢

L 型钢 (GB/T 706—2008) 的型号及截面特性, 列于表 A-22。

表 A-22 L 型钢的型号及截面特性 (GB/T 706—2008)



型 号	截面尺寸/mm						截面面积 /cm ²	理论重量 /(kg/m)	惯性矩 <i>I_x</i> /cm ⁴	重心距离 <i>Y₀</i> /cm
	<i>B</i>	<i>b</i>	<i>D</i>	<i>d</i>	<i>r</i>	<i>r₁</i>				
L250 × 90 × 9 × 13	250	90	9	13	15	7.5	33.4	26.2	2190	8.64
L250 × 90 × 10.5 × 15			10.5	15			38.5	30.3	2510	8.76
L250 × 90 × 11.5 × 16			11.5	16			41.7	32.7	2710	8.90
L300 × 100 × 10.5 × 15	300	100	10.5	15	20	10	45.3	35.6	4290	10.6
L300 × 100 × 11.5 × 16			11.5	16			49.0	38.5	4630	10.7
L350 × 120 × 10.5 × 16	350	120	10.5	16	20	10	54.9	43.1	7110	12.0
L350 × 120 × 11.5 × 18			11.5	18			60.4	47.4	7780	12.0
L400 × 120 × 11.5 × 23	400	120	11.5	23	20	10	71.6	56.2	11900	13.3
L450 × 120 × 11.5 × 25	450	120	11.5	25			79.5	62.4	16800	15.1
L500 × 120 × 12.5 × 33	500	120	12.5	33			98.6	77.4	25500	16.5
L500 × 120 × 13.5 × 35			13.5	35	105.0	82.8	27100	16.6		

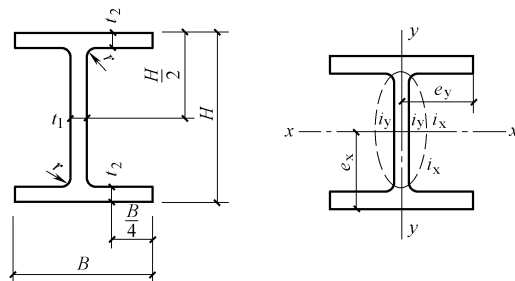
附录 B 国外 H 型钢的规格及截面特性

B.1 日本轧制 H 型钢

B.1.1 日本轧制普通 H 型钢

日本轧制普通 H 型钢 (JISG 3192—1994) 的规格及截面特性, 列于表 B-1。

表 B-1 日本普通轧制 H 型钢的规格及截面特性 (JISG 3192—1994)



(续)

标准截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位质量 /(kg/m)	截面特性					
公称尺寸 (高×宽)	H×B	t ₁	t ₂	r			截面惯性矩 /cm ⁴		截面回转半径 /cm		截面抵抗矩 /cm ³	
							I _x	I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
100×50	100×50	5	7	8	11.85	9.30	187	14.8	3.98	1.12	37.5	5.91
100×100	100×100	6	8	8	21.59	16.9	378	134	4.18	2.49	75.6	26.7
125×60	125×60	6	8	8	16.69	13.1	409	29.1	4.95	1.32	65.5	9.71
125×125	125×125	6.5	9	8	30.00	23.6	839	293	5.29	3.13	134	46.9
150×75	150×75	5	7	8	17.85	14.0	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2
150×100	148×100	6	9	8	26.35	20.7	1000	150	6.17	2.39	135	30.1
150×150	150×150	7	10	8	39.65	31.1	1620	563	6.40	3.77	216	75.1
175×90	175×90	5	8	8	22.90	18.0	1210	97.5	7.26	2.06	138	21.7
175×175	175×175	7.5	11	13	51.42	40.4	2900	984	7.50	4.37	331	112
200×100	198×99	4.5	7	8	22.69	17.8	1540	113	8.25	2.24	156	22.9
	200×100	5.5	8	8	26.67	20.9	1810	134	8.23	2.24	181	26.7
200×150	194×150	6	9	8	38.11	29.9	2630	507	8.30	3.65	271	67.6
200×200	200×200	8	12	13	63.53	49.9	4720	1600	8.62	5.02	472	160
	*200×204	12	12	13	71.53	56.2	4980	1700	8.35	4.88	498	167
250×125	248×124	5	8	8	31.99	25.1	3450	255	10.4	2.82	278	41.1
	250×125	6	9	8	36.97	29.0	3960	294	10.4	2.82	317	47.0
250×175	244×175	7	11	13	55.49	43.6	6040	984	10.4	4.21	495	112
250×250	250×250	9	14	13	91.43	71.8	10700	3650	10.8	6.32	860	292
	*250×255	14	14	13	103.9	81.6	11400	3880	10.5	6.11	912	304
350×150	298×149	5.5	8	13	40.80	32.0	6320	442	12.4	3.29	424	59.3
	300×150	6.5	9	13	46.78	36.7	7210	508	12.4	3.29	481	67.7
300×200	294×200	8	12	13	71.05	55.8	11100	1600	12.5	4.75	756	160
300×300	*294×302	12	12	13	106.3	83.4	16600	5510	12.5	7.20	1130	365
	300×300	10	15	13	118.4	93.0	20200	6750	13.1	7.55	1350	450
	300×305	15	15	13	133.4	105	21300	7100	12.6	7.30	1420	466
350×175	346×174	6	9	13	52.45	41.2	11000	791	14.5	3.88	638	91.0
	350×175	7	11	13	62.91	49.4	13500	984	14.6	3.96	771	112
350×250	340×250	9	14	13	99.53	78.1	21200	3650	14.6	6.05	1250	292
350×350	*344×348	10	16	13	144.0	113	32800	11200	15.1	8.84	1910	646
	350×350	12	19	13	171.9	135	39800	13600	15.2	8.89	2280	776
400×200	396×199	7	11	13	71.41	56.1	19800	1450	16.6	4.50	999	145
	400×200	8	13	13	83.37	65.4	23500	1740	16.8	4.56	1170	174

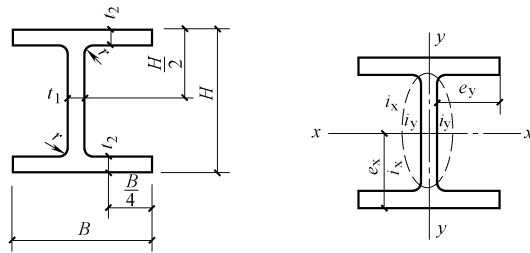
(续)

标准截面尺寸/mm					截面 面积 /cm ²	单位质量 /(kg/m)	截面特性					
公称尺寸 (高×宽)	H×B	t ₁	t ₂	r			截面惯性矩 /cm ⁴		截面回转半径 /cm		截面抵抗矩 /cm ³	
							I _x	I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
400×300	390×300	10	16	13	133.2	105	37900	7200	16.9	7.35	1940	480
400×400	*388×402	15	15	22	178.5	140	49000	16300	16.6	9.55	2520	809
	*394×398	11	18	22	186.8	147	56100	18900	17.3	10.1	2850	951
	400×400	13	21	22	218.7	172	66600	22400	17.5	10.1	3330	1120
	*400×408	21	21	22	250.7	197	70900	23800	16.8	9.75	3540	1170
	*414×405	18	28	22	295.4	232	92800	31000	17.7	10.2	4480	1530
	*428×407	20	35	22	360.7	283	119000	39400	18.2	10.4	5570	1930
400×400	*458×417	30	50	22	528.6	415	187000	60500	18.8	10.7	8170	2900
	*498×432	45	70	22	770.1	605	298000	94400	19.7	11.1	12000	4370
450×200	446×199	8	12	13	82.97	65.1	28100	1580	18.4	4.36	1260	159
	450×200	9	14	13	95.43	74.9	32900	1870	18.6	4.43	1460	187
450×300	440×300	11	18	13	153.9	121	54700	8110	18.9	7.26	2490	540
500×200	496×199	9	14	13	99.29	77.9	40800	1840	20.3	4.31	1650	185
	500×200	10	16	13	112.2	88.2	46800	2140	20.4	4.36	1870	214
	*506×201	11	19	13	129.3	102	55500	2580	20.7	4.46	2190	256
500×300	482×300	11	15	13	141.2	111	58300	6760	20.3	6.92	2420	450
	488×300	11	18	13	159.2	125	68900	8110	20.8	7.14	2820	540
600×200	596×199	10	15	13	117.8	92.5	66600	1980	23.8	4.10	2240	199
	600×200	11	17	13	131.7	103	75600	2270	24.0	4.16	2520	227
	*606×201	12	20	13	149.8	118	88300	2720	24.3	4.26	2910	270
600×300	582×300	12	17	13	169.2	133	98900	7660	24.2	6.73	3400	511
	588×300	12	20	13	187.2	147	114000	9010	24.7	6.94	3890	601
	*594×302	14	23	13	217.1	170	134000	10600	24.8	6.98	4500	700
700×300	*692×300	13	20	18	207.5	163	168000	9020	28.5	6.59	4870	601
	700×300	13	24	18	231.5	182	197000	10800	29.2	6.83	5640	721
800×300	*792×300	14	22	18	239.5	188	248000	9920	32.2	6.44	6270	661
	800×300	14	26	18	263.5	207	286000	11700	33.0	6.67	7160	781
900×300	*890×299	15	23	18	266.9	210	339000	10300	35.6	6.20	7610	687
	900×300	16	28	18	305.8	240	404000	12600	36.4	6.43	8990	842
	*912×302	18	34	18	360.1	283	491000	15700	36.9	6.59	10800	1040

B.1.2 日本产桩用 H 型钢

日本产桩用 H 型钢 (JISA 5526—1994) 的规格及截面特性, 列于表 B-2。

表 B-2 日本桩用 H 型钢的规格及截面特性 (JISA 5526—1994)



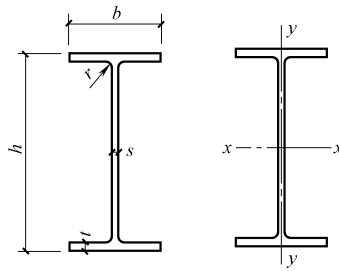
截面尺寸/mm					截面 面积 A /cm ²	单位质量 W /(kg/m)	截面特性						
公称尺寸	$H \times B$	t_1	t_2	r			截面惯性矩 I/cm^4		截面回转 半径 i/cm		截面抵抗矩 Z/cm^3		表面积 /(m ² /m)
							I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y	
200 × 200	200 × 204	12	12	13	71.53	56.2	4980	1700	8.35	4.88	498	167	1.17
250 × 250	244 × 252	11	11	13	81.31	63.8	8700	2940	10.3	6.01	713	233	1.45
	250 × 255	14	14	13	103.9	81.6	11400	3880	10.5	6.11	912	304	1.47
300 × 300	294 × 302	12	12	13	106.3	83.4	16600	5510	12.5	7.20	1130	365	1.75
	300 × 300	10	15	13	118.5	93.0	20200	6750	13.1	7.55	1350	450	1.76
	300 × 305	15	15	13	133.4	105	21300	7100	12.6	7.30	1420	466	1.77
350 × 350	338 × 351	13	13	13	133.3	105	27700	9380	14.4	8.39	1640	534	2.03
	344 × 354	16	16	13	164.7	129	34900	11800	14.6	8.48	2030	669	2.05
	350 × 350	12	19	13	171.9	135	39800	13600	15.2	8.89	2280	776	2.05
	350 × 357	19	19	13	196.4	154	42300	14400	14.7	8.57	2420	808	2.07
400 × 400	388 × 402	15	15	22	178.5	140	49000	16300	16.6	9.55	2520	809	2.32
	394 × 405	18	18	22	214.4	168	59700	20000	16.7	9.65	3030	985	2.33
	400 × 400	13	21	22	218.7	172	66600	22400	17.5	10.1	3330	1120	2.34
	400 × 408	21	21	22	250.7	197	70900	23800	16.8	9.75	3540	1170	2.35
	414 × 405	18	28	22	295.4	232	92800	31000	17.7	10.2	4480	1530	2.37
	428 × 407	20	35	22	360.7	283	119000	39400	18.2	10.4	5570	1930	2.41
500 × 500	492 × 465	15	20	26	259.6	204	118000	33500	21.3	11.7	4800	1440	2.77
	502 × 465	15	25	26	306.1	240	147000	41900	21.9	11.7	5850	1800	2.79
	502 × 470	20	25	26	331.2	260	152000	43300	21.4	11.4	6060	1840	2.80

B.2 英国轧制 H 型钢

B.2.1 英国轧制“通用梁型”H 型钢

英国轧制“通用梁型”H 型钢 (BSH: Part 1: 1993) 的规格及截面特性, 列于表 B-3。

表 B-3 英国轧制“通用梁型”H型钢 (BSH: Part 1: 1993) 的规格及截面特性



截面型号	单位重量 /(kg/m)	高度 h /mm	宽度 b /mm	腹板厚度 s /mm	翼缘厚度 t /mm	根部半径 r /mm
914 × 419 × 388	388.0	921.0	420.5	21.4	36.6	24.1
914 × 419 × 343	343.3	911.8	418.5	19.4	32.0	24.1
914 × 305 × 289	289.1	926.6	307.7	19.5	32.0	19.1
914 × 305 × 253	253.4	918.4	305.5	17.3	27.9	19.1
914 × 305 × 224	224.2	910.4	304.1	15.9	23.9	19.1
914 × 305 × 201	200.9	903.0	303.3	15.1	20.2	19.1
838 × 292 × 226	226.5	850.9	293.8	16.1	26.8	17.8
838 × 292 × 194	193.8	840.7	292.4	14.7	21.7	17.8
838 × 292 × 176	175.9	834.9	291.7	14.0	18.8	17.8
762 × 267 × 197	196.8	769.8	268.0	15.6	25.4	16.5
762 × 267 × 173	173.0	762.2	266.7	14.3	21.6	16.5
762 × 267 × 147	146.9	754.0	265.2	12.8	17.5	16.5
762 × 267 × 134	133.9	750.0	264.4	12.0	15.5	16.5
686 × 254 × 170	170.2	692.9	255.8	14.5	23.7	15.2
686 × 254 × 152	152.4	687.5	254.5	13.2	21.0	15.2
686 × 254 × 140	140.1	683.5	253.7	12.4	19.0	15.2
686 × 254 × 125	125.2	677.9	253.0	11.7	16.2	15.2
610 × 305 × 238	238.1	635.8	311.4	18.4	31.4	16.5
610 × 305 × 179	179.0	620.2	307.1	14.1	23.6	16.5
610 × 305 × 149	149.1	612.4	304.8	11.8	19.7	16.5
610 × 229 × 140	139.9	617.2	230.2	13.1	22.1	12.7
610 × 229 × 125	125.1	612.2	229.0	11.9	19.6	12.7
610 × 229 × 113	113.0	607.6	228.2	11.1	17.3	12.7
610 × 229 × 101	101.2	602.6	227.6	10.5	14.8	12.7
533 × 210 × 122	122.0	544.5	211.9	12.7	21.3	12.7
533 × 210 × 109	109.0	539.5	210.8	11.6	18.8	12.7
533 × 210 × 101	101.0	536.7	210.0	10.8	17.4	12.7
533 × 210 × 92	92.1	533.1	209.3	10.1	15.6	12.7
533 × 210 × 82	82.2	528.3	208.8	9.6	13.2	12.7
457 × 191 × 98	98.3	467.2	192.8	11.4	19.6	10.2
457 × 191 × 89	89.3	463.4	191.9	10.5	17.7	10.2
457 × 191 × 82	82.0	460.0	191.3	9.9	16.0	10.2

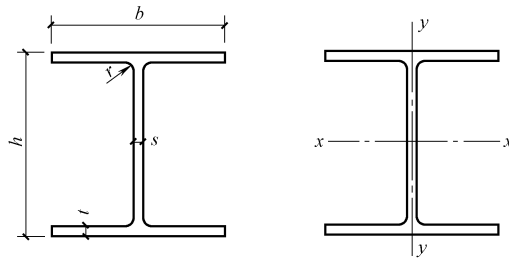
(续)

截面型号	单位重量 /(kg/m)	高度 h /mm	宽度 b /mm	腹板厚度 s /mm	翼缘厚度 t /mm	根部半径 r /mm
457 × 191 × 74	74.3	457.0	190.4	9.0	14.5	10.2
457 × 191 × 67	67.1	453.4	189.9	8.5	12.7	10.2
457 × 152 × 82	82.1	465.8	155.3	10.5	18.9	10.2
457 × 152 × 74	74.2	462.0	154.4	9.6	17.0	10.2
457 × 152 × 67	67.2	458.0	153.8	9.0	15.0	10.2
457 × 152 × 60	59.8	454.6	152.9	8.1	13.3	10.2
457 × 152 × 52	52.3	449.8	152.4	7.6	10.9	10.2
406 × 178 × 74	74.2	412.8	179.5	9.5	16.0	10.2
406 × 178 × 67	67.1	409.4	178.8	8.8	14.3	10.2
406 × 178 × 60	60.1	406.4	177.9	7.9	12.8	10.2
406 × 178 × 54	54.4	402.6	177.7	7.7	10.9	10.2
406 × 140 × 46	46.0	403.2	142.2	6.8	11.2	10.2
406 × 140 × 39	39.0	398.0	141.8	6.4	8.6	10.2
356 × 171 × 67	67.1	363.4	173.2	9.1	15.7	10.2
356 × 171 × 57	57.0	358.0	172.2	8.1	13.0	10.2
356 × 171 × 51	51.0	355.0	171.5	7.4	11.5	10.2
356 × 171 × 45	45.0	351.4	171.1	7.0	9.7	10.2
356 × 127 × 39	39.1	353.4	126.0	6.6	10.7	10.2
356 × 127 × 33	33.1	349.0	125.4	6.0	8.5	10.2
305 × 165 × 54	54.0	310.4	166.9	7.9	13.7	8.9
305 × 165 × 46	46.1	306.6	165.7	6.7	11.8	8.9
305 × 165 × 40	40.3	303.4	165.0	6.0	10.2	8.9
305 × 127 × 48	48.1	311.0	125.3	9.0	14.0	8.9
305 × 127 × 42	41.9	307.2	124.3	8.0	12.1	8.9
305 × 127 × 37	37.0	304.4	123.4	7.1	10.7	8.9
305 × 102 × 33	32.8	312.7	102.4	6.6	10.8	7.6
305 × 102 × 28	28.2	308.7	101.8	6.0	8.8	7.6
305 × 102 × 25	24.8	305.1	101.6	5.8	7.0	7.6
254 × 146 × 43	43.0	259.6	147.3	7.2	12.7	7.6
254 × 146 × 37	37.0	256.0	146.4	6.3	10.9	7.6
254 × 146 × 31	31.1	251.4	146.1	6.0	8.6	7.6
254 × 102 × 28	28.3	260.4	102.2	6.3	10.0	7.6
254 × 102 × 25	25.2	257.2	101.9	6.0	8.4	7.6
254 × 102 × 22	22.0	254.0	101.6	5.7	6.8	7.6
203 × 133 × 30	30.0	206.8	133.9	6.4	9.6	7.6
203 × 133 × 25	25.1	203.2	133.2	5.7	7.8	7.6
203 × 102 × 23	23.1	203.2	101.8	5.4	9.3	7.6
178 × 102 × 19	19.0	177.8	101.2	4.8	7.9	7.6
152 × 89 × 16	16.0	152.4	88.7	4.5	7.7	7.6
127 × 76 × 13	13.0	127.0	76.0	4.0	7.6	7.6

B.2.2 英国轧制“通用柱型”H型钢

英国轧制“通用柱型”H型钢（BSH：Part 1：1993）的规格及截面特性，列于表 B-4。

表 B-4 英国轧制“通用柱型”H型钢（BSH：Part 1：1993）的规格及截面特性

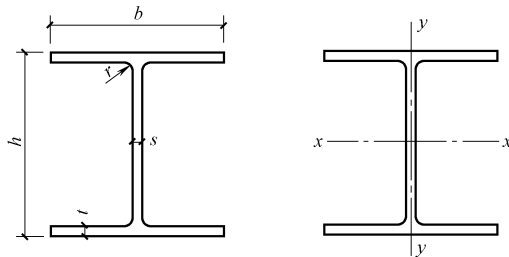


截面型号	单位重量 /(kg/m)	高度 h /mm	宽度 b /mm	腹板厚度 s /mm	翼缘厚度 t /mm	根部半径 r /mm
356 × 406 × 634	633.9	474.6	424.0	47.6	77.0	15.2
356 × 406 × 551	551.0	455.2	418.5	42.1	67.5	15.2
356 × 406 × 467	467.0	436.6	412.2	35.8	58.0	15.2
356 × 406 × 393	393.0	419.0	407.0	30.6	49.2	15.2
356 × 406 × 340	339.9	406.4	403.0	26.6	42.9	15.2
356 × 406 × 287	287.1	393.6	399.0	22.6	36.5	15.2
356 × 406 × 235	235.1	381.0	394.8	18.4	30.2	15.2
356 × 368 × 202	201.9	374.6	374.7	16.5	27.0	15.2
356 × 368 × 177	177.0	368.2	372.6	14.4	23.8	15.2
356 × 368 × 153	152.9	362.0	370.5	12.3	20.7	15.2
356 × 368 × 129	129.0	355.6	368.6	10.4	17.5	15.2
305 × 305 × 283	282.9	365.3	322.2	26.8	44.1	15.2
305 × 305 × 240	240.0	352.5	318.4	23.0	37.7	15.2
305 × 305 × 198	198.1	339.9	314.5	19.1	31.4	15.2
305 × 305 × 158	158.1	327.1	311.2	15.8	25.0	15.2
305 × 305 × 137	136.9	320.5	309.2	13.8	21.7	15.2
305 × 305 × 118	117.9	314.5	307.4	12.0	18.7	15.2
305 × 305 × 97	96.9	307.9	305.3	9.9	15.4	15.2
254 × 254 × 167	167.1	289.1	265.2	19.2	31.7	12.7
254 × 254 × 132	132.0	276.3	261.3	15.3	25.3	12.7
254 × 254 × 107	107.1	266.7	258.8	12.8	20.5	12.7
254 × 254 × 89	88.9	260.3	256.3	10.3	17.3	12.7
254 × 254 × 73	73.1	254.1	254.3	8.6	14.2	12.7
203 × 203 × 86	86.1	222.2	209.1	12.7	20.5	10.2
203 × 203 × 71	71.0	215.8	206.4	10.0	17.3	10.2
203 × 203 × 60	60.0	209.6	205.8	9.4	14.2	10.2
203 × 203 × 52	52.0	206.2	204.3	7.9	12.5	10.2
203 × 203 × 46	46.1	203.2	203.6	7.2	11.0	10.2
152 × 152 × 37	37.0	161.8	154.4	8.0	11.5	7.6
152 × 152 × 30	30.0	157.6	152.9	6.5	9.4	7.6
152 × 152 × 23	23.0	152.4	152.2	5.8	6.8	7.6

B.2.3 英国轧制“柱用”H型钢

英国轧制“柱用”H型钢（BSH: Part 1: 1993）的规格及截面特性，列于表 B-5。

表 B-5 英国轧制“柱用”H型钢（BSH: Part 1: 1993）的规格及截面特性



截面型号	单位重量 /(kg/m)	高度 h /mm	宽度 b /mm	腹板厚度 s /mm	翼缘厚度 t /mm	根部半径 r /mm
356 × 368 × 174	173.9	361.4	378.5	20.3	20.4	15.2
356 × 368 × 152	152.0	356.4	376.0	17.8	17.9	15.2
356 × 368 × 133	133.0	352.0	373.8	15.6	15.7	15.2
356 × 368 × 109	108.9	346.4	371.0	12.8	12.9	15.2
305 × 305 × 223	222.9	337.9	325.7	30.3	30.4	15.2
305 × 305 × 186	186.0	328.3	320.9	25.5	25.6	15.2
305 × 305 × 149	149.1	318.5	316.0	20.6	20.7	15.2
305 × 305 × 126	126.1	312.3	312.9	17.5	17.6	15.2
305 × 305 × 110	110.0	307.9	310.7	15.3	15.4	15.2
305 × 305 × 95	94.9	303.7	308.7	13.3	13.3	15.2
305 × 305 × 88	88.0	301.7	307.8	12.4	12.3	15.2
305 × 305 × 79	78.9	299.3	306.4	11.0	11.1	15.2
254 × 254 × 85	85.1	254.3	260.4	14.4	14.3	12.7
254 × 254 × 71	71.0	249.7	255.0	12.0	12.0	12.7
254 × 254 × 63	63.0	247.1	256.6	10.6	10.7	12.7
203 × 203 × 54	53.9	204.0	207.7	11.3	11.4	10.2
203 × 203 × 45	44.9	200.2	205.9	9.5	9.5	10.2

B.3 美国轧制 H 型钢

B.3.1 美国轧制 W 系列 H 型钢

美国轧制 W 系列 H 型钢的规格及截面特性，列于表 B-6。

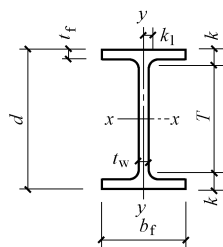
B.3.2 美国轧制 M 系列 H 型钢

美国轧制 M 系列 H 型钢的规格及截面特性，列于表 B-7。

B.3.3 美国轧制 HP 系列 H 型钢

美国轧制 HP 系列 H 型钢的规格及截面特性，列于表 B-8。

表 B-6 美国轧制 W 系列 H 型钢的规格及特性特性



I —截面惯性矩;
 S —截面面积矩;
 r —截面回转半径;
 Z —截面抵抗矩

型 号	截面		腹 板		翼 缘			尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩				
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f		h_c	F_y^n	x-x 轴			y-y 轴			Z_x	Z_y						
														I			S	r	I			S	r				
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft		2 t_f	t_w	ksi			ksi	(1/ksi) ²	in ⁴	in ³	in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³	
W40 × 328	96.4	40.00	40	0.910	15/16	1/2	17.910	17 3/8	1.730	1 3/4	33 3/4	3 3/8	1 11/16	328	5.2	37.6	45	2530	3800	26800	1340	16.7	1660	185	4.15	1510	286
W40 × 298	87.6	39.69	39 3/4	0.830	13/16	7/16	17.830	17 3/8	1.575	1 9/16	33 3/4	3	1 5/8	298	5.7	41.2	38	2300	5430	24200	1220	16.6	1490	167	4.12	1370	257
W40 × 268	78.8	39.37	39 3/8	0.750	3/4	3/8	17.750	17 3/4	1.415	1 7/16	33 3/4	2 13/16	1 9/16	268	6.3	45.6	31	2090	8070	21500	1090	16.5	1320	149	4.09	1220	229
W40 × 244	71.7	39.06	39	0.710	11/16	3/8	17.710	17 3/4	1.260	1 1/4	33 3/4	2 5/8	1 9/16	244	7.0	48.1	28	1900	11900	19200	983	16.4	1170	132	4.04	1100	203
W40 × 221	64.8	38.67	38 5/8	0.710	11/16	3/8	17.710	17 3/4	1.065	1 1/16	33 3/4	2 7/16	1 9/16	221	8.3	48.1	28	1730	18400	16600	858	16.0	988	112	3.90	967	172
W40 × 192	56.5	38.20	38 1/4	0.710	11/16	3/8	17.710	17 3/4	0.830	1 3/16	33 3/4	2 1/4	1 9/16	192	10.7	48.1	28	1570	29600	13500	708	15.5	770	87	3.69	807	135
W40 × 655 ^a	192.0	43.62	43 5/8	1.970	2	1	16.870	16 5/8	3.540	3 9/16	33 3/4	4 15/16	2 1/4	655	2.4	17.4	—	5230	240	56500	2590	17.2	2860	339	3.86	3060	541
W40 × 593 ^a	174.0	42.99	43	1.790	1 13/16	1	16.690	16 3/4	3.230	3 1/4	33 3/4	4 5/8	2 1/8	593	2.6	19.1	—	4790	337	50400	2340	17.0	2520	302	3.81	2750	481
W40 × 531 ^a	156.0	42.34	42 3/8	1.610	1 5/8	13/16	16.510	16 1/2	2.910	2 15/16	33 3/4	4 5/16	2	531	2.8	21.2	—	4340	496	44300	2090	16.9	2200	266	3.75	2450	422
W40 × 480 ^a	140.0	41.81	41 3/4	1.460	1 7/16	3/4	16.360	16 3/8	2.640	2 5/8	33 3/4	4	2	480	3.1	23.4	—	3920	723	39500	1890	16.8	1940	237	3.72	2180	374
W40 × 436 ^a	128.0	41.34	41 3/8	1.340	1 5/16	11/16	16.240	16 1/4	2.400	2 3/8	33 3/4	3 13/16	1 15/16	436	3.4	25.5	—	3610	1020	35400	1710	16.6	1720	212	3.67	1980	334
W40 × 397 ^a	116.0	40.95	41	1.220	1 1/4	5/8	16.120	16 3/8	2.200	2 3/16	33 3/4	3 5/8	1 7/8	397	3.7	28.0	—	3290	1440	32000	1560	16.6	1540	191	3.65	1790	300
W40 × 362 ^a	106.0	40.55	40 1/2	1.120	1 1/8	9/16	16.020	16	2.010	2	33 3/4	3 3/8	1 13/16	362	4.0	30.5	—	3030	2000	28900	1420	16.5	1380	173	3.61	1630	270
W40 × 324	95.3	40.16	40 1/8	1.000	1	1/2	15.905	15 5/8	1.810	1 13/16	33 3/4	3 3/16	1 3/4	324	4.4	34.2	55	2720	3030	25600	1280	16.4	1220	153	3.57	1460	239
W40 × 297	87.4	39.84	39 7/8	0.930	15/16	1/2	15.825	15 5/8	1.650	1 5/8	33 3/4	3 1/16	1 11/16	297	4.8	36.8	47	2500	4240	23200	1170	16.3	1090	138	3.54	1330	215
W40 × 277	81.3	39.69	39 3/4	0.830	13/16	7/16	15.830	15 5/8	1.575	1 9/16	33 3/4	3	1 5/8	277	5.0	41.2	38	2350	5370	21900	1100	16.4	1040	132	3.58	1250	204
W40 × 249	73.3	39.38	39 3/8	0.750	3/4	3/8	15.750	15 3/4	1.420	1 7/16	33 3/4	2 13/16	1 9/16	249	5.5	45.6	31	2120	7940	19500	992	16.3	926	118	3.56	1120	182
W40 × 215	63.3	38.98	39	0.650	5/8	5/16	15.750	15 3/4	1.220	1 1/4	33 3/4	2 5/8	1 9/16	215	6.5	52.6	23	1830	14000	16700	858	16.2	796	101	3.54	963	156

(续)

型 号	截面		腹 板				翼 缘			尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩		
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f	h_c	F_y''		$x-x$ 轴					$y-y$ 轴			Z_x	Z_y				
														I	S	r			I	S	r						
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft	ksi	ksi		(1/ksi) ²	in ⁴	in ³			in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³			
W40 × 199	58.4	38.67	38 $\frac{5}{8}$	0.650	5 $\frac{5}{16}$	15.750	15 $\frac{3}{4}$	1.065	1 $\frac{1}{16}$	33 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{7}{16}$	19 $\frac{9}{16}$	199	7.4	52.6	23	1690	20300	14900	769	16.0	695	88.2	3.45	868	137	
W40 × 183 ^b	53.7	38.98	39	0.650	5 $\frac{5}{16}$	11.810	11 $\frac{3}{4}$	1.220	1 $\frac{1}{4}$	33 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{5}{8}$	19 $\frac{9}{16}$	183	4.8	52.6	23	1900	13700	13300	682	15.7	336	56.9	2.50	781	89.6	
W40 × 167	49.1	38.59	38 $\frac{5}{8}$	0.650	5 $\frac{5}{16}$	11.810	11 $\frac{3}{4}$	1.025	1	33 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{7}{16}$	19 $\frac{9}{16}$	167	5.8	52.6	23	1750	20500	11600	599	15.3	283	47.9	2.40	692	76.0	
W40 × 149	43.8	38.20	38 $\frac{1}{4}$	0.630	5 $\frac{5}{16}$	11.810	11 $\frac{3}{4}$	0.830	1 $\frac{3}{16}$	33 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{2}$	149	7.1	54.3	22	1610	31400	9780	512	14.9	229	38.8	2.29	597	62.2	
W36 × 848 ^a	249.0	42.45	42 $\frac{1}{2}$	2.520	2 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	18.130	18 $\frac{1}{8}$	4.530	4 $\frac{1}{2}$	31 $\frac{1}{8}$	5 $\frac{11}{16}$	2 $\frac{1}{4}$	848	2.0	12.5	—	7100	71	67400	3170	16.4	4550	501	4.27	3830	799
W36 × 798 ^a	234.0	41.97	42	2.380	2 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{16}$	17.990	18	4.290	4 $\frac{5}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	5 $\frac{7}{16}$	2 $\frac{3}{16}$	798	2.1	13.2	—	6720	87	62600	2980	16.4	4200	467	4.24	3570	743
W36 × 720 ^a	211.0	41.19	41 $\frac{1}{4}$	2.165	2 $\frac{3}{16}$	1 $\frac{3}{8}$	17.775	17 $\frac{3}{4}$	3.900	3 $\frac{7}{8}$	31 $\frac{1}{8}$	5 $\frac{1}{16}$	2 $\frac{1}{16}$	720	2.3	14.5	—	6130	123	55300	2690	16.2	3680	414	4.18	3190	656
W36 × 650 ^a	190.0	40.47	40 $\frac{1}{2}$	1.970	2	1	17.575	17 $\frac{5}{8}$	3.540	3 $\frac{9}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	4 $\frac{11}{16}$	2	650	2.5	16.0	—	5590	175	48900	2420	16.0	3230	367	4.12	2840	580
W36 × 588 ^a	172.0	39.84	37 $\frac{3}{8}$	1.790	1 $\frac{13}{16}$	1	17.400	17 $\frac{3}{8}$	3.230	3 $\frac{1}{4}$	31 $\frac{1}{8}$	4 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{7}{8}$	588	2.7	17.6	—	5130	246	43500	2180	15.9	2850	328	4.07	2550	517
W36 × 527 ^a	154.0	39.21	39 $\frac{1}{4}$	1.610	1 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{3}{16}$	17.220	17 $\frac{1}{4}$	2.910	2 $\frac{15}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	4 $\frac{1}{16}$	1 $\frac{3}{4}$	527	3.0	19.6	—	4630	365	38300	1950	15.8	2490	289	4.02	2270	454
W36 × 485 ^a	142.0	38.74	38 $\frac{3}{4}$	1.500	1 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{1}{4}$	17.105	17 $\frac{1}{8}$	2.680	2 $\frac{11}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	3 $\frac{13}{16}$	1 $\frac{3}{4}$	485	3.2	21.0	—	4300	488	34700	1790	15.6	2250	263	3.98	2070	412
W36 × 439 ^a	128.0	38.26	38 $\frac{1}{4}$	1.360	1 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{1}{16}$	16.965	17	2.440	2 $\frac{7}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	3 $\frac{9}{16}$	1 $\frac{5}{8}$	439	3.5	23.1	—	3900	704	31000	1620	15.6	1990	235	3.95	1860	367
W36 × 393 ^a	115.0	37.80	37 $\frac{3}{4}$	1.220	1 $\frac{1}{4}$	5 $\frac{5}{8}$	16.830	16 $\frac{7}{8}$	2.200	2 $\frac{3}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	3 $\frac{5}{16}$	1 $\frac{1}{8}$	393	3.8	25.8	—	3540	1040	27500	1450	15.5	1750	208	3.90	1660	325
W36 × 359 ^a	105.5	37.40	37 $\frac{3}{8}$	1.120	1 $\frac{1}{8}$	9 $\frac{9}{16}$	16.730	16 $\frac{3}{4}$	2.010	2	31 $\frac{1}{8}$	3 $\frac{1}{8}$	19 $\frac{9}{16}$	359	4.2	28.1	—	3240	1470	24800	1320	15.4	1570	188	3.87	1510	292
W36 × 328 ^a	96.4	37.09	37 $\frac{1}{8}$	1.020	1	1 $\frac{1}{2}$	16.630	16 $\frac{5}{8}$	1.850	1 $\frac{7}{8}$	31 $\frac{1}{8}$	3	1 $\frac{1}{2}$	328	4.5	30.9	—	2980	2040	22500	1210	15.3	1420	171	3.84	1380	265
W36 × 300 ^a	88.3	36.74	36 $\frac{3}{4}$	0.945	1 $\frac{5}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	16.655	16 $\frac{5}{8}$	1.680	1 $\frac{11}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	2 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	300	5.0	33.3	58	2720	2930	20300	1110	15.2	1300	156	3.83	1260	241
W36 × 280 ^a	82.4	36.52	36 $\frac{1}{2}$	0.885	7 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	16.595	16 $\frac{5}{8}$	1.570	19 $\frac{9}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	2 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	280	5.3	35.6	51	2560	3730	18900	1030	15.1	1200	144	3.81	1170	223
W36 × 260	76.5	36.26	36 $\frac{1}{4}$	0.840	1 $\frac{3}{16}$	7 $\frac{7}{16}$	16.550	16 $\frac{1}{2}$	1.440	17 $\frac{1}{16}$	31 $\frac{1}{8}$	2 $\frac{9}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	260	5.7	37.5	46	2370	5100	17300	953	15.0	1090	132	3.78	1080	204
W36 × 245	72.1	36.08	36 $\frac{3}{8}$	0.800	1 $\frac{3}{16}$	7 $\frac{7}{16}$	16.510	16 $\frac{1}{2}$	1.350	1 $\frac{3}{8}$	31 $\frac{1}{8}$	2 $\frac{1}{2}$	17 $\frac{1}{16}$	245	6.1	39.4	41	2230	6430	16100	895	15.0	1010	123	3.75	1010	190
W36 × 230	67.6	35.90	35 $\frac{3}{8}$	0.760	3 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	16.470	16 $\frac{1}{2}$	1.260	1 $\frac{1}{4}$	31 $\frac{1}{8}$	2 $\frac{3}{8}$	17 $\frac{1}{16}$	230	6.5	41.4	37	2100	8190	15000	837	14.9	940	114	3.73	943	176
W36 × 256 ^a	75.4	37.43	37 $\frac{3}{8}$	0.960	1	1 $\frac{1}{2}$	12.215	12 $\frac{1}{4}$	1.730	1 $\frac{3}{4}$	32 $\frac{3}{8}$	2 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{5}{16}$	256	3.5	33.8	56	2840	2870	16800	895	14.9	528	86.5	2.65	1040	137
W36 × 232 ^a	68.1	37.12	37 $\frac{1}{8}$	0.870	7 $\frac{7}{16}$	7 $\frac{7}{16}$	12.120	12 $\frac{1}{8}$	1.570	19 $\frac{9}{16}$	32 $\frac{3}{8}$	2 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	232	3.9	37.3	46	2580	4160	15000	809	14.8	468	77.2	2.62	936	122
W36 × 210	61.8	36.69	36 $\frac{3}{4}$	0.830	1 $\frac{3}{16}$	7 $\frac{7}{16}$	12.180	12 $\frac{1}{8}$	1.360	1 $\frac{3}{8}$	32 $\frac{3}{8}$	2 $\frac{5}{16}$	1 $\frac{1}{4}$	210	4.5	39.1	42	2320	6560	13200	719	14.6	411	67.5	2.58	833	107
W36 × 194	57.0	36.49	36 $\frac{1}{2}$	0.765	3 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	12.115	12 $\frac{1}{8}$	1.260	1 $\frac{1}{4}$	32 $\frac{3}{8}$	2 $\frac{3}{16}$	1 $\frac{3}{16}$	194	4.8	42.4	36	2140	8850	12100	664	14.6	375	61.9	2.56	767	97.7
W36 × 182	53.6	36.33	36 $\frac{3}{8}$	0.725	3 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	12.075	12 $\frac{1}{8}$	1.180	1 $\frac{3}{16}$	32 $\frac{3}{8}$	2 $\frac{1}{8}$	1 $\frac{3}{16}$	182	5.1	44.8	32	2020	11300	11300	623	14.5	347	57.6	2.55	718	90.7
W36 × 170 ^b	50.0	36.17	36 $\frac{3}{8}$	0.680	1 $\frac{1}{16}$	3 $\frac{3}{8}$	12.030	12	1.100	1 $\frac{1}{8}$	32 $\frac{3}{8}$	2	1 $\frac{3}{16}$	170	5.5	47.8	28	1900	14500	10500	580	14.5	320	53.2	2.53	668	83.8
W36 × 160	47.0	36.01	36	0.650	5 $\frac{5}{16}$	12.000	12	1.020	1	32 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{15}{16}$	1 $\frac{1}{8}$	160	5.9	50.0	26	1780	18600	9750	542	14.4	295	49.1	2.50	624	77.3	

(续)

型 号	截面		腹 板				翼 缘			尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩		
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f	h_c	F_y''		$x-x$ 轴					$y-y$ 轴			Z_x	Z_y				
														I	S	r			I	S	r						
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft	$\frac{I}{2t_f}$	$\frac{h_c}{t_w}$		ksi	ksi	(1/ksi) ²			in ⁴	in ³	in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³	
W36 × 150	44.2	35.85	35 $\frac{7}{8}$	0.625	5 $\frac{5}{8}$	5 $\frac{1}{16}$	11.975	12	0.940	15 $\frac{1}{16}$	32 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{7}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	150	6.4	52.0	24	1680	24200	9040	504	14.3	270	45.1	2.47	581	70.9
W36 × 135	39.7	35.55	35 $\frac{1}{2}$	0.600	5 $\frac{5}{8}$	5 $\frac{1}{16}$	11.950	12	0.790	13 $\frac{1}{16}$	32 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{3}{8}$	135	7.6	54.1	22	1520	38000	7800	439	14.0	225	37.7	2.38	509	59.7
W33 × 619 ^a	181.0	38.47	38 $\frac{1}{2}$	1.970	2	1	16.910	16 $\frac{7}{8}$	3.540	3 $\frac{9}{16}$	29 $\frac{3}{4}$	4 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{4}$	619	2.4	15.2	—	5910	142	41800	2170	15.2	2870	340	3.98	2560	537
W33 × 567 ^a	166.0	37.91	37 $\frac{3}{8}$	1.810	1 $\frac{13}{16}$	1	16.750	16 $\frac{3}{4}$	3.270	3 $\frac{1}{4}$	29 $\frac{3}{4}$	4 $\frac{1}{16}$	1 $\frac{11}{16}$	567	2.6	16.6	—	5460	191	37700	1990	15.1	2580	308	3.94	2330	485
W33 × 515 ^a	151.0	37.36	37 $\frac{3}{8}$	1.650	1 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{13}{16}$	16.590	16 $\frac{3}{8}$	2.990	3	29 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{13}{16}$	1 $\frac{5}{8}$	515	2.8	18.2	—	5000	268	33700	1810	14.9	2290	276	3.89	2110	433
W33 × 468 ^a	137.0	36.81	36 $\frac{3}{4}$	1.520	1 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{3}{4}$	16.455	16 $\frac{1}{2}$	2.720	2 $\frac{3}{4}$	29 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{9}{16}$	468	3.0	19.7	—	4600	374	30100	1630	14.8	2030	247	3.85	1890	387
W33 × 424 ^a	124.0	36.34	36 $\frac{3}{8}$	1.380	1 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{11}{16}$	16.315	16 $\frac{3}{8}$	2.480	2 $\frac{1}{2}$	29 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{5}{16}$	1 $\frac{7}{16}$	424	3.3	21.7	—	4180	535	26900	1480	14.7	1800	221	3.81	1700	345
W33 × 387 ^a	113.0	35.95	36	1.260	1 $\frac{1}{4}$	5 $\frac{5}{8}$	16.200	16 $\frac{1}{4}$	2.280	2 $\frac{1}{4}$	29 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	387	3.6	23.8	—	3850	740	24300	1350	14.7	1620	200	3.79	1550	312
W33 × 354 ^a	104.0	35.55	35 $\frac{1}{2}$	1.160	1 $\frac{3}{16}$	5 $\frac{5}{8}$	16.100	16 $\frac{3}{8}$	2.090	2 $\frac{1}{16}$	29 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{7}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	354	3.8	25.8	—	3540	1030	21900	1230	14.5	1460	181	3.74	1420	282
W33 × 318 ^a	93.5	35.16	35 $\frac{1}{8}$	1.040	1 $\frac{1}{16}$	9 $\frac{9}{16}$	15.985	16	1.890	1 $\frac{7}{8}$	29 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{5}{16}$	318	4.2	28.8	—	3200	1530	19500	1110	14.4	1290	161	3.71	1270	250
W33 × 291 ^a	85.6	34.84	34 $\frac{7}{8}$	0.960	1	1 $\frac{1}{2}$	15.905	15 $\frac{7}{8}$	1.730	1 $\frac{3}{4}$	29 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{9}{16}$	1 $\frac{1}{4}$	291	4.6	31.2	—	2940	2130	17700	1010	14.4	1160	146	3.69	1150	226
W33 × 263 ^a	77.4	34.53	34 $\frac{1}{2}$	0.870	7 $\frac{7}{8}$	7 $\frac{1}{16}$	15.805	15 $\frac{3}{4}$	1.570	1 $\frac{9}{16}$	29 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{16}$	263	5.0	34.5	54	2670	3100	15800	917	14.3	1030	131	3.66	1040	202
W33 × 241	70.9	34.18	34 $\frac{3}{8}$	0.830	1 $\frac{13}{16}$	7 $\frac{1}{16}$	15.860	15 $\frac{7}{8}$	1.400	1 $\frac{3}{8}$	29 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{3}{16}$	1 $\frac{3}{16}$	241	5.7	36.1	49	2430	4590	14200	829	14.1	932	118	3.63	939	182
W33 × 221	65.0	33.93	33 $\frac{7}{8}$	0.775	3 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	15.805	15 $\frac{3}{4}$	1.275	1 $\frac{1}{4}$	29 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{1}{16}$	1 $\frac{3}{16}$	221	6.2	38.7	43	2240	6440	12800	757	14.1	840	106	3.59	855	164
W33 × 201	59.1	33.68	33 $\frac{5}{8}$	0.715	1 $\frac{11}{16}$	3 $\frac{3}{8}$	15.745	15 $\frac{3}{4}$	1.150	1 $\frac{1}{8}$	29 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{15}{16}$	1 $\frac{1}{8}$	201	6.8	41.9	36	2040	9390	11500	684	14.0	749	95.2	3.56	772	147
W33 × 169 ^b	49.5	33.82	33 $\frac{3}{8}$	0.670	1 $\frac{11}{16}$	3 $\frac{3}{8}$	11.500	11 $\frac{1}{2}$	1.220	1 $\frac{1}{4}$	29 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{1}{16}$	1 $\frac{1}{8}$	169	4.7	44.7	32	2160	8150	9290	549	13.7	310	53.9	2.50	629	84.4
W33 × 152	44.7	33.49	33 $\frac{1}{2}$	0.635	5 $\frac{5}{8}$	5 $\frac{1}{16}$	11.565	11 $\frac{5}{8}$	1.055	1 $\frac{1}{16}$	29 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{7}{8}$	1 $\frac{1}{8}$	152	5.5	47.2	29	1940	12900	8160	487	13.5	273	47.2	2.47	559	73.9
W33 × 141	41.6	33.30	33 $\frac{3}{4}$	0.605	5 $\frac{5}{8}$	5 $\frac{1}{16}$	11.535	11 $\frac{1}{2}$	0.960	15 $\frac{1}{16}$	29 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{1}{16}$	141	6.0	49.6	26	1800	17800	7450	448	13.4	246	42.7	2.43	514	66.9
W33 × 130	38.3	33.09	33 $\frac{3}{8}$	0.580	9 $\frac{9}{16}$	5 $\frac{1}{16}$	11.510	11 $\frac{1}{2}$	0.855	7 $\frac{7}{8}$	29 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{1}{16}$	130	6.7	51.7	24	1660	25100	6710	406	13.2	218	37.9	2.39	467	59.5
W33 × 118	34.7	32.86	32 $\frac{7}{8}$	0.550	5 $\frac{1}{16}$	5 $\frac{1}{16}$	11.480	11 $\frac{1}{2}$	0.740	3 $\frac{3}{4}$	29 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{9}{16}$	1 $\frac{1}{16}$	118	7.8	54.5	22	1510	37700	5900	359	13.0	187	32.6	2.32	415	51.3
W30 × 581 ^a	170.0	35.39	33 $\frac{3}{8}$	1.970	2	1	16.200	16 $\frac{3}{4}$	3.540	3 $\frac{9}{16}$	26 $\frac{3}{4}$	4 $\frac{5}{16}$	1 $\frac{11}{16}$	581	2.3	13.7	—	6470	97	33000	1870	13.9	2530	312	3.86	2210	492
W30 × 526 ^a	154.0	34.76	34 $\frac{3}{4}$	1.790	1 $\frac{13}{16}$	1	16.020	16	3.230	3 $\frac{1}{4}$	26 $\frac{3}{4}$	4	1 $\frac{5}{8}$	526	2.5	15.1	—	5950	135	29300	1680	13.8	2230	278	3.80	1990	438
W30 × 477 ^a	140.0	34.21	34 $\frac{1}{4}$	1.630	1 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{13}{16}$	15.865	15 $\frac{7}{8}$	2.950	3	26 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{9}{16}$	477	2.7	16.6	—	5420	193	26100	1530	13.7	1970	249	3.75	1790	390
W30 × 433 ^a	127.0	33.66	33 $\frac{3}{8}$	1.500	1 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{3}{4}$	15.725	15 $\frac{3}{4}$	2.680	2 $\frac{11}{16}$	26 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	433	2.9	18.0	—	4970	271	23200	1380	13.5	1750	222	3.71	1610	348
W30 × 391 ^a	114.0	33.19	33 $\frac{3}{4}$	1.360	1 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{11}{16}$	15.590	15 $\frac{5}{8}$	2.440	2 $\frac{7}{16}$	26 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{7}{16}$	391	3.2	19.9	—	4510	386	20700	1250	13.5	1550	198	3.68	1430	310
W30 × 357 ^a	104.0	32.80	32 $\frac{3}{4}$	1.240	1 $\frac{1}{4}$	5 $\frac{5}{8}$	15.470	15 $\frac{1}{2}$	2.240	2 $\frac{1}{4}$	26 $\frac{3}{4}$	3	1 $\frac{3}{8}$	357	3.5	21.8	—	4150	536	18600	1140	13.4	1390	179	3.65	1300	279
W30 × 326 ^a	95.7	32.40	32 $\frac{3}{8}$	1.140	1 $\frac{1}{8}$	9 $\frac{9}{16}$	15.370	15 $\frac{3}{8}$	2.050	2 $\frac{1}{16}$	26 $\frac{3}{4}$	2 $\frac{13}{16}$	1 $\frac{5}{16}$	326	3.7	23.7	—	3860	735	16800	1030	13.2	1240	162	3.61	1190	252

(续)

型号	截面面积		截面高度		腹板		翼缘			尺寸			单位重量 (磅/英尺)	密实截面参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩		
	in ²	in	in	in	t_w	$\frac{t_w}{2}$	in	in	in	T	k	k_1		b_f	h_c	F_y''			x-x 轴			y-y 轴			Z_x	Z_y	
																			I	S	r	I	S	r			
	in ⁴	in ³	in	in ⁴	in ³	in																					
W30 × 292 ^a	85.7	32.01	32	1.020	1	1/2	15.255	15 1/4	1.850	1 7/8	26 3/4	2 5/8	1 3/4	292	4.1	26.5	—	3460	1110	14900	928	13.2	1100	144	3.58	1060	223
W30 × 261	76.7	31.61	31 5/8	0.930	15/16	1/2	15.155	15 3/8	1.650	1 5/8	26 3/4	2 7/16	1 3/16	261	4.6	29.0	—	3110	1690	13100	827	13.1	959	127	3.54	941	196
W30 × 235	69.0	31.30	31 1/4	0.830	13/16	7/16	15.055	15	1.500	1 1/2	26 3/4	2 1/4	1 1/8	235	5.0	32.5	61	2820	2460	11700	746	13.0	855	114	3.52	845	175
W30 × 211	62.0	30.94	31	0.755	3/4	3/8	15.105	15 5/8	1.315	1 5/16	26 3/4	2 1/8	1 1/8	211	5.7	34.9	53	2510	3950	10300	663	12.9	757	100	3.49	749	154
W30 × 191	56.1	30.68	30 5/8	0.710	11/16	3/8	15.040	15	1.185	1 3/16	26 3/4	1 15/16	1 1/16	191	6.3	38.0	44	2280	5840	9170	598	12.8	673	89.5	3.46	673	138
W30 × 173	50.8	30.44	30 1/2	0.655	5/8	5/16	14.985	15	1.065	1 1/16	26 3/4	1 7/8	1 1/16	173	7.0	41.2	38	2070	8540	8200	539	12.7	598	79.8	3.43	605	123
W30 × 148 ^b	43.5	30.67	30 3/8	0.650	5/8	5/16	10.480	10 1/2	1.180	1 3/16	26 3/4	2	1	148	4.4	41.5	37	2310	6180	6680	436	12.4	227	43.3	2.28	500	68.0
W30 × 132	38.9	30.31	30 3/4	0.615	5/8	5/16	10.545	10 1/2	1.000	1	26 3/4	1 3/4	1 1/16	132	5.3	43.9	33	2050	10500	5770	380	12.2	196	37.2	2.25	437	58.4
W30 × 124	36.5	30.17	30 3/8	0.585	9/16	5/16	10.515	10 1/2	0.930	15/16	26 3/4	1 11/16	1	124	5.7	46.2	30	1930	13500	5360	355	12.1	181	34.4	2.23	408	54.0
W30 × 116	34.2	30.01	30	0.565	9/16	5/16	10.495	10 1/2	0.850	7/8	26 3/4	1 5/8	1	116	6.2	49.6	28	1800	17700	4930	329	12.0	164	31.3	2.19	378	49.2
W30 × 108	31.7	29.83	29 7/8	0.545	9/16	5/16	10.475	10 1/2	0.760	3/4	26 3/4	1 9/16	1	108	6.9	45.6	26	1680	24200	4470	299	11.9	146	27.9	2.15	346	43.9
W30 × 99	29.1	29.65	29 3/8	0.520	1/2	1/4	10.450	10 1/2	0.670	11/16	26 3/4	1 7/16	1	99	7.8	51.9	24	1560	34100	3990	269	11.7	128	24.5	2.10	312	38.6
W30 × 90	26.4	29.53	29 1/2	0.470	1/2	1/4	10.400	10 3/8	0.610	9/16	26 3/4	1 5/16	1	90	8.5	57.5	19	1430	47000	3620	245	11.7	115	22.1	2.09	283	34.7
W27 × 539 ^a	158.0	32.52	32 1/2	1.970	2	1	15.255	15 1/4	3.540	3 9/16	24	4 1/4	1 5/8	5.39	2.2	12.3	—	7160	66	25500	1570	12.7	2110	277	3.66	1880	437
W27 × 494 ^a	145.0	31.97	32	1.810	1 13/16	1	15.095	15 3/8	3.270	3 1/4	24	4	1 9/16	494	2.3	13.4	—	6620	88	22900	1440	12.6	1890	250	3.61	1710	394
W27 × 448 ^a	131.0	31.42	31 3/8	1.650	1 5/8	13/16	14.940	15	2.990	3	24	3 11/16	1 1/2	448	2.5	14.7	—	6070	123	20400	1300	12.5	1670	224	3.57	1530	351
W27 × 407 ^a	119.0	30.87	30 3/8	1.520	1 1/2	3/4	14.800	14 3/4	2.720	2 3/4	24	3 7/16	1 7/16	407	2.7	15.9	—	5600	170	18100	1170	12.3	1480	200	3.52	1380	313
W27 × 368 ^a	108.0	30.39	30 3/8	1.380	1 3/8	11/16	14.665	14 5/8	2.480	2 1/2	24	3 3/16	1 5/16	368	3.0	17.6	—	5100	243	16100	1060	12.2	1310	179	3.48	1240	279
W27 × 336 ^a	98.7	30.00	30	1.260	1 1/4	5/8	14.545	14 1/2	2.280	2 1/2	24	3	1 5/16	336	3.2	19.2	—	4690	336	14500	970	12.1	1170	161	3.45	1130	252
W27 × 307 ^a	90.2	29.61	29 5/8	1.160	1 3/16	5/8	14.445	14 1/2	2.090	2 1/16	24	2 13/16	1 1/4	307	3.5	20.9	—	4320	463	13100	884	12.0	1050	146	3.42	1020	227
W27 × 281 ^a	82.6	29.29	29 1/4	1.060	1 1/16	9/16	14.350	14 3/8	1.930	1 15/16	24	2 5/8	1 3/16	281	3.7	22.9	—	3980	631	11900	811	12.0	953	133	3.40	933	206
W27 × 258	75.7	28.98	29	0.980	1	1/2	14.270	14 1/4	1.770	1 3/4	24	2 1/2	1 1/8	258	4.0	24.7	—	3670	873	10800	742	11.9	859	120	3.37	850	187
W27 × 235	69.1	28.66	28 5/8	0.910	15/16	1/2	14.190	14 1/4	1.610	1 5/8	24	2 5/16	1 1/8	235	4.4	26.6	—	3360	1230	9660	674	11.8	768	108	3.33	769	168
W27 × 217	63.8	28.43	28 3/8	0.830	13/16	7/16	14.115	14 1/8	1.500	1 1/2	24	2 3/16	1 1/16	217	4.7	29.2	—	3120	1640	8870	624	11.8	704	99.8	3.32	708	154
W27 × 194	57.0	28.11	28 3/8	0.750	3/4	3/8	14.035	14	1.340	1 5/16	24	2 1/16	1	194	5.2	32.3	61	2800	2520	7820	556	11.7	618	88.1	3.29	628	136
W27 × 178	52.3	27.81	27 3/4	0.725	3/4	3/8	14.085	14 1/8	1.190	1 3/16	24	1 7/8	1 1/16	178	5.9	33.4	57	2550	3740	6990	502	11.6	555	78.8	3.26	567	122
W27 × 161	47.4	27.59	27 5/8	0.660	11/16	3/8	14.020	14	1.080	1 1/16	24	1 13/16	1	161	6.5	36.7	47	2320	5370	6280	455	11.5	497	70.9	3.24	512	109

(续)

型 号	截面		腹 板				翼 缘				尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩	
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f	h_c	F_y''	$x-x$ 轴			$y-y$ 轴				Z_x	Z_y						
													I		S	r	I					S	r				
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft	$2I_f$	t_w	ksi		ksi	(1/ksi) ²	in ⁴			in ³	in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³	
W27 × 146	42.9	27.38	27 $\frac{3}{8}$	0.605	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	13.965	14	0.975	1	24	1 $\frac{11}{16}$	1	146	7.2	40.0	40	2110	7900	5630	411	11.4	443	63.5	3.21	461	97.5
W27 × 129 ^b	37.8	27.63	27 $\frac{5}{8}$	0.610	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	10.010	10	1.100	1 $\frac{1}{8}$	24	1 $\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	129	4.5	39.7	41	2390	5340	4760	345	11.2	184	36.8	2.21	395	57.6
W27 × 114	33.5	27.29	27 $\frac{1}{4}$	0.570	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{16}$	10.070	10 $\frac{3}{8}$	0.930	$\frac{15}{16}$	24	$\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16}$	114	5.4	42.5	35	2100	9220	4090	299	11.0	159	31.5	2.18	343	49.3
W27 × 102	30.0	27.09	27 $\frac{1}{8}$	0.515	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	10.015	10	0.830	$\frac{13}{16}$	24	$\frac{1}{9}$	$\frac{15}{16}$	102	6.0	47.0	29	1890	14000	3620	267	11.0	139	27.8	2.15	305	43.4
W27 × 94	27.7	26.92	26 $\frac{3}{8}$	0.490	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	9.990	10	0.745	$\frac{3}{4}$	24	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{15}{16}$	94	6.7	49.4	26	1740	19900	3270	243	10.9	124	24.8	2.12	278	38.8
W27 × 84	24.8	26.71	26 $\frac{3}{4}$	0.460	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	9.960	10	0.640	$\frac{5}{8}$	24	$\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16}$	84	7.8	52.7	23	1570	31100	2850	213	10.7	106	21.2	2.07	244	33.2
W24 × 492 ^a	144.0	29.65	29 $\frac{3}{8}$	1.970	2	1	14.115	14 $\frac{1}{8}$	3.540	$\frac{3}{9}$	21	4 $\frac{5}{16}$	$\frac{19}{16}$	492	2.0	10.9	—	7950	43	19100	1290	11.5	1670	237	3.41	1550	375
W24 × 450 ^a	132.0	29.09	29 $\frac{1}{8}$	1.810	1 $\frac{13}{16}$	1	13.955	14	3.270	3 $\frac{1}{4}$	21	4 $\frac{1}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	450	2.1	11.9	—	7430	57	17100	1170	11.4	1490	214	3.36	1410	337
W24 × 408 ^a	119.0	28.54	28 $\frac{1}{2}$	1.650	1 $\frac{5}{8}$	$\frac{13}{16}$	13.800	13 $\frac{3}{4}$	2.990	3	21	3 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{3}{8}$	408	2.3	13.1	—	6780	79	15100	1060	11.3	1320	191	3.33	1250	300
W24 × 370 ^a	108.0	27.99	28	1.520	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	13.660	13 $\frac{5}{8}$	2.720	2 $\frac{3}{4}$	21	3 $\frac{1}{2}$	$\frac{15}{16}$	370	2.5	14.2	—	6220	110	13400	957	11.1	1160	170	3.28	1120	267
W24 × 335 ^a	98.4	27.52	27 $\frac{1}{2}$	1.380	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{11}{16}$	13.520	13 $\frac{1}{2}$	2.480	2 $\frac{1}{2}$	21	3 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{4}$	335	2.7	15.6	—	5700	156	11900	864	11.0	1030	152	3.23	1020	238
W24 × 306 ^a	89.8	27.13	27 $\frac{1}{8}$	1.260	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{5}{8}$	13.405	13 $\frac{3}{8}$	2.280	2 $\frac{1}{4}$	21	3 $\frac{1}{16}$	$\frac{13}{16}$	306	2.9	17.1	—	5250	215	10700	789	10.9	919	137	3.20	922	214
W24 × 279 ^a	82.0	26.73	26 $\frac{3}{4}$	1.160	$\frac{13}{16}$	$\frac{5}{8}$	13.305	13 $\frac{1}{4}$	2.090	2 $\frac{1}{16}$	21	2 $\frac{7}{8}$	1 $\frac{1}{8}$	279	3.2	18.6	—	4840	297	9600	718	10.8	823	124	3.17	835	193
W24 × 250 ^a	73.5	26.34	26 $\frac{3}{8}$	1.040	$\frac{11}{16}$	$\frac{9}{16}$	13.185	13 $\frac{1}{8}$	1.890	1 $\frac{7}{8}$	21	2 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{1}{8}$	250	3.5	20.7	—	4370	436	8490	644	10.7	724	110	3.14	744	171
W24 × 229	67.2	26.02	26	0.960	1	$\frac{1}{2}$	13.110	13 $\frac{1}{8}$	1.730	1 $\frac{3}{4}$	21	2 $\frac{1}{2}$	1	229	3.8	22.5	—	4020	605	7650	588	10.7	651	99.4	3.11	676	154
W24 × 207	60.7	25.71	25 $\frac{3}{4}$	0.870	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{16}$	13.010	13	1.570	$\frac{9}{16}$	21	2 $\frac{3}{8}$	1	207	4.1	24.8	—	3650	876	6820	531	10.6	578	88.8	3.08	606	137
W24 × 192	56.3	25.47	25 $\frac{1}{2}$	0.810	$\frac{13}{16}$	$\frac{7}{16}$	12.950	13	1.460	$\frac{15}{16}$	21	2 $\frac{1}{4}$	1	192	4.4	26.6	—	3410	1150	6260	491	10.5	530	81.8	3.07	559	126
W24 × 176	51.7	25.24	25 $\frac{1}{4}$	0.750	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{8}$	12.890	12 $\frac{7}{8}$	1.340	$\frac{15}{16}$	21	2 $\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16}$	176	4.8	28.7	—	3140	1590	5680	450	10.5	479	74.3	3.04	511	115
W24 × 162	47.7	25.00	25	0.705	$\frac{11}{16}$	$\frac{3}{8}$	12.955	13	1.220	1 $\frac{1}{4}$	21	2	$\frac{1}{16}$	162	5.3	30.6	—	2870	2260	5170	414	10.4	443	68.4	3.05	468	105
W24 × 146	43.0	24.74	24 $\frac{3}{4}$	0.650	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	12.900	12 $\frac{7}{8}$	1.090	1 $\frac{1}{16}$	21	1 $\frac{7}{8}$	$\frac{11}{16}$	146	5.9	33.2	58	2590	3420	4580	371	10.3	391	60.5	3.01	418	93.2
W24 × 131	38.5	24.48	24 $\frac{1}{2}$	0.605	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	12.855	12 $\frac{7}{8}$	0.960	$\frac{15}{16}$	21	1 $\frac{3}{4}$	$\frac{11}{16}$	131	6.7	35.6	50	2330	5290	4020	329	10.2	340	53.0	2.97	370	81.5
W24 × 117	34.4	24.26	24 $\frac{1}{4}$	0.550	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{16}$	12.800	12 $\frac{3}{4}$	0.850	$\frac{7}{8}$	21	1 $\frac{5}{8}$	1	117	7.5	39.2	42	2090	8190	3540	291	10.1	297	46.5	2.94	327	71.4
W24 × 104	30.6	24.06	24	0.500	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	12.750	12 $\frac{3}{4}$	0.750	$\frac{3}{4}$	21	1 $\frac{1}{2}$	1	104	8.5	43.1	34	1860	12900	3100	258	10.1	259	40.7	2.91	289	62.4
W24 × 103 ^b	30.3	24.53	24 $\frac{1}{2}$	0.550	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{16}$	9.000	9	0.980	1	21	1 $\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	103	4.6	39.2	42	2400	5280	3000	245	9.96	119	26.5	1.99	280	41.5
W24 × 94	27.7	24.31	24 $\frac{3}{4}$	0.515	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	9.065	9 $\frac{1}{8}$	0.875	$\frac{7}{8}$	21	1 $\frac{1}{8}$	1	94	5.2	41.9	37	2180	7800	2700	222	9.87	109	24.0	1.98	254	37.5
W24 × 84	24.7	24.10	24 $\frac{3}{8}$	0.470	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	9.020	9	0.770	$\frac{3}{4}$	21	$\frac{1}{9}$	$\frac{15}{16}$	84	5.9	45.9	30	1950	12200	2370	196	9.79	94.4	20.9	1.95	224	32.6
W24 × 76	22.4	23.92	23 $\frac{3}{8}$	0.440	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	8.990	9	0.680	$\frac{11}{16}$	21	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{15}{16}$	76	6.6	49.0	27	1760	18600	2100	176	9.69	82.5	18.4	1.92	200	28.6

(续)

型 号	截面		腹 板		翼 缘			尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩				
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f		h_c	F_y''	$x-x$ 轴			$y-y$ 轴			Z_x	Z_y						
														I			S	r	I			S	r				
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft		ksi	ksi	(1/ksi) ²			in ⁴	in ³	in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³			
W24 × 68	20.1	23.73	23 $\frac{3}{4}$	0.415	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	8.965	9	0.585	$\frac{9}{16}$	21	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	68	7.7	52.0	24	1590	29000	1830	154	9.95	70.4	15.7	1.87	177	24.5
W24 × 62	18.2	23.74	23 $\frac{3}{4}$	0.430	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	7.040	7	0.590	$\frac{9}{16}$	21	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	62	6.0	50.1	25	1700	25100	1550	131	9.23	34.5	9.80	1.38	153	15.7
W24 × 55	16.2	23.57	23 $\frac{3}{8}$	0.395	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	7.005	7	0.505	$\frac{1}{2}$	21	$\frac{15}{16}$	$\frac{15}{16}$	55	6.9	54.6	21	1540	39600	1350	114	9.11	29.1	8.30	1.34	134	13.3
W21 × 402 ^a	118.0	26.02	26	1.730	1 $\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	13.405	13 $\frac{3}{8}$	3.130	3 $\frac{1}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{7}{8}$	$\frac{17}{16}$	402	2.1	10.8	—	8000	41	12200	937	10.2	1270	189	3.27	1130	296
W21 × 364 ^a	107.0	25.47	25 $\frac{1}{2}$	1.590	$\frac{9}{16}$	$\frac{13}{16}$	13.265	13 $\frac{1}{4}$	2.850	2 $\frac{7}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	364	2.3	11.8	—	7340	57	10800	846	10.0	1120	168	3.23	1010	263
W21 × 333 ^a	97.9	25.00	25	1.460	$\frac{17}{16}$	$\frac{3}{4}$	13.130	13 $\frac{1}{8}$	2.620	2 $\frac{5}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	333	2.5	12.8	—	6790	78	9610	769	9.91	994	151	3.19	915	237
W21 × 300 ^a	88.2	24.53	24 $\frac{1}{2}$	1.320	$\frac{15}{16}$	$\frac{11}{16}$	12.990	13	2.380	2 $\frac{3}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{1}{4}$	300	2.7	14.2	—	6200	111	8480	692	9.81	873	134	3.15	816	210
W21 × 275 ^a	80.8	24.13	24 $\frac{1}{8}$	1.220	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{5}{8}$	12.890	12 $\frac{7}{8}$	2.190	2 $\frac{3}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	3	$\frac{13}{16}$	275	2.9	15.4	—	5720	150	7620	632	9.71	785	122	3.12	741	189
W21 × 248 ^a	72.8	23.74	23 $\frac{3}{4}$	1.100	1 $\frac{1}{8}$	$\frac{9}{16}$	12.775	12 $\frac{3}{4}$	1.990	2	18 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{8}$	248	3.2	17.1	—	5210	215	6760	569	9.63	694	109	3.09	663	169
W21 × 223	65.4	23.35	23 $\frac{3}{8}$	1.000	1	$\frac{1}{2}$	12.675	12 $\frac{5}{8}$	1.790	1 $\frac{15}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{9}{16}$	1 $\frac{1}{16}$	223	3.5	18.8	—	4700	319	5950	510	9.54	609	96.1	3.05	589	149
W21 × 201	59.2	23.03	23	0.910	$\frac{15}{16}$	$\frac{1}{2}$	12.575	12 $\frac{5}{8}$	1.630	1 $\frac{5}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{5}{8}$	1	201	3.9	20.6	—	4290	453	5310	461	9.47	542	86.1	3.02	530	133
W21 × 182	53.6	22.72	22 $\frac{3}{4}$	0.830	$\frac{13}{16}$	$\frac{7}{16}$	12.500	12 $\frac{1}{2}$	1.480	1 $\frac{1}{2}$	18 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{1}{4}$	1	182	4.2	22.6	—	3910	649	4730	417	9.40	483	77.2	3.00	476	119
W21 × 166	48.8	22.48	22 $\frac{1}{2}$	0.750	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{8}$	12.420	12 $\frac{3}{8}$	1.360	1 $\frac{3}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16}$	166	4.6	24.9	—	3590	904	4280	380	9.36	435	70.1	2.98	432	108
W21 × 147	43.2	22.06	22	0.720	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{8}$	12.510	12 $\frac{1}{2}$	1.150	1 $\frac{1}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{7}{8}$	1 $\frac{1}{16}$	147	5.4	26.1	—	3140	1590	3630	329	9.17	376	60.1	2.95	373	92.6
W21 × 132	38.8	21.83	21 $\frac{1}{8}$	0.650	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	12.440	12 $\frac{1}{2}$	1.035	1 $\frac{1}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{13}{16}$	1	132	6.0	28.9	—	2840	2350	3220	295	9.12	333	53.5	2.93	333	82.3
W21 × 122	35.9	21.68	21 $\frac{1}{8}$	0.600	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	12.390	12 $\frac{3}{8}$	0.960	$\frac{15}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{11}{16}$	1	122	6.5	31.3	—	2630	3160	2960	273	9.09	305	49.2	2.92	307	75.6
W21 × 111	32.7	21.51	21 $\frac{1}{2}$	0.550	$\frac{5}{16}$	$\frac{5}{16}$	12.340	12 $\frac{3}{8}$	0.875	$\frac{7}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{5}{8}$	$\frac{15}{16}$	111	7.1	34.1	55	2400	4510	2670	249	9.05	274	44.5	2.90	279	68.2
W21 × 101	29.8	21.36	21 $\frac{1}{8}$	0.500	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	12.290	12 $\frac{1}{4}$	0.800	$\frac{13}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{15}{16}$	101	7.7	37.5	45	2200	6400	2420	227	9.02	248	40.3	2.98	253	61.7
W21 × 93	27.3	21.62	21 $\frac{1}{8}$	0.580	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{16}$	8.420	8 $\frac{3}{8}$	0.930	$\frac{15}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{11}{16}$	1	93	4.5	32.3	61	2680	3460	2070	192	8.70	92.9	22.1	1.84	221	34.7
W21 × 83	24.3	21.43	21 $\frac{3}{8}$	0.515	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	8.355	8 $\frac{3}{8}$	0.835	$\frac{13}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{15}{16}$	83	5.0	36.4	48	2400	5250	1830	171	8.67	81.4	19.5	1.83	196	30.5
W21 × 73	21.5	21.24	21 $\frac{1}{4}$	0.455	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	8.295	8 $\frac{1}{4}$	0.740	$\frac{3}{4}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{15}{16}$	73	5.6	41.2	38	2140	8380	1600	151	8.64	70.6	17.0	1.81	172	26.6
W21 × 68	20.0	21.13	21 $\frac{1}{8}$	0.430	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	8.270	8 $\frac{1}{4}$	0.685	1 $\frac{1}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{7}{8}$	68	6.0	43.6	34	2000	10900	1480	140	8.60	64.7	15.7	1.80	160	24.4
W21 × 62	18.3	20.99	21	0.400	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	8.240	8 $\frac{1}{4}$	0.615	$\frac{5}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{7}{8}$	62	6.7	46.9	29	1820	15900	1330	127	8.54	57.5	13.9	1.77	144	21.7
W21 × 57	16.7	21.06	21	0.405	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	6.555	6 $\frac{1}{2}$	0.650	$\frac{5}{8}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{7}{8}$	57	5.0	46.3	30	1960	13100	1170	111	8.36	30.6	9.35	1.35	129	14.8
W21 × 50	14.7	20.83	20 $\frac{7}{8}$	0.380	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	6.530	6 $\frac{1}{2}$	0.535	$\frac{9}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{7}{8}$	50	6.1	49.4	26	1730	22600	984	94.5	8.18	24.9	7.64	1.30	110	12.2
W21 × 44	13.0	20.66	20 $\frac{5}{8}$	0.350	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	6.500	6 $\frac{1}{2}$	0.450	$\frac{7}{16}$	18 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{3}{16}$	$\frac{7}{8}$	44	7.2	53.6	22	1550	36600	843	81.6	8.06	20.7	6.36	1.26	95.4	10.2
W18 × 311 ^a	91.5	22.32	22 $\frac{3}{8}$	1.520	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	12.005	12	2.740	2 $\frac{3}{4}$	15 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{3}{16}$	311	2.2	10.6	—	8160	38	6960	624	8.72	795	132	2.95	753	207

(续)

型 号	截面		腹 板		翼 缘			尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩				
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f		h_c	F_y''	x-x 轴			y-y 轴			Z_x	Z_y						
														I			S	r	I			S	r				
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft		$2t_f$	t_w	ksi			ksi	(1/ksi) ²	in ⁴	in ³	in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³	
W18 × 283 ^a	83.2	21.85	21 $\frac{7}{8}$	1.400	1 $\frac{3}{8}$	11 $\frac{11}{16}$	11.890	11 $\frac{7}{8}$	2.500	2 $\frac{1}{2}$	15 $\frac{3}{2}$	3 $\frac{3}{16}$	13 $\frac{3}{16}$	283	2.4	11.5	—	7520	52	6160	564	8.61	704	118	2.91	676	185
W18 × 258 ^a	75.9	21.46	21 $\frac{1}{2}$	1.280	1 $\frac{1}{4}$	5 $\frac{5}{8}$	11.770	11 $\frac{3}{4}$	2.300	2 $\frac{5}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	3	1 $\frac{1}{8}$	258	2.6	12.5	—	6920	71	5510	514	8.53	628	107	2.88	611	166
W18 × 234 ^a	68.8	21.06	21	1.160	1 $\frac{3}{16}$	5 $\frac{5}{8}$	11.650	11 $\frac{5}{8}$	2.110	2 $\frac{3}{8}$	15 $\frac{3}{2}$	2 $\frac{3}{4}$	1	234	2.8	13.8	—	6360	97	4900	466	8.44	558	95.8	2.85	549	149
W18 × 211 ^a	62.1	20.67	20 $\frac{5}{8}$	1.060	1 $\frac{1}{16}$	9 $\frac{9}{16}$	11.555	11 $\frac{1}{2}$	1.910	1 $\frac{15}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	2 $\frac{9}{16}$	1	211	3.0	15.1	—	5800	140	4330	419	8.35	493	85.3	2.82	490	132
W18 × 192	56.4	20.35	20 $\frac{3}{8}$	0.960	1	1 $\frac{1}{2}$	11.455	11 $\frac{1}{2}$	1.750	1 $\frac{3}{4}$	15 $\frac{3}{2}$	2 $\frac{7}{16}$	15 $\frac{15}{16}$	192	3.3	16.7	—	5320	194	3870	380	8.28	440	76.8	2.79	442	119
W18 × 175	51.3	20.04	20	0.890	7 $\frac{7}{8}$	7 $\frac{7}{16}$	11.375	11 $\frac{3}{8}$	1.590	1 $\frac{9}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	2 $\frac{1}{4}$	7 $\frac{7}{8}$	175	3.6	18.0	—	4870	274	3450	344	8.20	391	68.8	2.76	398	106
W18 × 158	46.3	19.72	19 $\frac{3}{4}$	0.810	13 $\frac{13}{16}$	7 $\frac{7}{16}$	11.300	11 $\frac{1}{4}$	1.440	1 $\frac{7}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	2 $\frac{3}{8}$	7 $\frac{7}{8}$	158	3.9	19.8	—	4430	396	3060	310	8.12	347	61.4	2.74	356	94.8
W18 × 143	42.1	19.49	19 $\frac{1}{2}$	0.730	3 $\frac{3}{4}$	3 $\frac{3}{8}$	11.220	11 $\frac{1}{4}$	1.320	1 $\frac{15}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	2	13 $\frac{13}{16}$	143	4.2	21.9	—	4060	557	2750	282	8.09	311	55.5	2.72	322	85.4
W18 × 130	38.2	19.25	19 $\frac{1}{4}$	0.670	11 $\frac{11}{16}$	3 $\frac{3}{8}$	11.160	11 $\frac{1}{8}$	1.200	1 $\frac{3}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{7}{8}$	13 $\frac{13}{16}$	130	4.6	23.9	—	3710	789	2460	256	8.03	278	49.9	2.70	291	76.7
W18 × 119	35.1	18.97	19	0.655	5 $\frac{5}{8}$	5 $\frac{5}{16}$	11.265	11 $\frac{1}{4}$	1.060	1 $\frac{1}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{3}{4}$	15 $\frac{15}{16}$	119	5.3	24.5	—	3340	1210	2190	231	7.90	253	44.9	2.69	261	69.1
W18 × 106	31.1	18.73	18 $\frac{3}{4}$	0.590	9 $\frac{9}{16}$	5 $\frac{5}{16}$	11.200	11 $\frac{1}{4}$	0.940	15 $\frac{15}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{5}{8}$	15 $\frac{15}{16}$	106	6.0	27.2	—	2990	1880	1910	204	7.84	220	39.4	2.66	230	60.5
W18 × 97	28.5	18.59	18 $\frac{5}{8}$	0.535	9 $\frac{9}{16}$	5 $\frac{5}{16}$	11.145	11 $\frac{1}{8}$	0.870	7 $\frac{7}{8}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{9}{16}$	7 $\frac{7}{8}$	97	6.4	30.0	—	2750	2580	1750	188	7.82	201	36.1	2.65	211	55.3
W18 × 86	25.3	18.39	18 $\frac{3}{8}$	0.480	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	11.090	11 $\frac{1}{8}$	0.770	3 $\frac{3}{4}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{7}{16}$	7 $\frac{7}{8}$	86	7.2	33.4	57	2460	4060	1530	166	7.77	175	31.6	2.63	186	48.4
W18 × 76	22.3	18.21	18 $\frac{1}{4}$	0.425	7 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{1}{4}$	11.035	11	0.680	11 $\frac{11}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	13 $\frac{13}{16}$	76	8.1	37.8	45	2180	6520	1330	146	7.73	152	27.6	2.61	163	42.2
W18 × 71	20.8	18.47	18 $\frac{1}{2}$	0.495	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	7.635	7 $\frac{5}{8}$	0.810	13 $\frac{13}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	7 $\frac{7}{8}$	71	4.7	32.4	61	2680	3310	1170	127	7.50	60.3	15.8	1.70	145	24.7
W18 × 65	19.1	18.35	18 $\frac{3}{8}$	0.450	7 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{1}{4}$	7.590	7 $\frac{5}{8}$	0.750	3 $\frac{3}{4}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{7}{16}$	7 $\frac{7}{8}$	65	5.1	35.7	50	2470	4540	1070	117	7.49	54.8	14.4	1.69	133	22.5
W18 × 60	17.6	18.24	18 $\frac{1}{4}$	0.415	7 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{1}{4}$	7.555	7 $\frac{1}{2}$	0.695	11 $\frac{11}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	13 $\frac{13}{16}$	60	5.4	38.7	43	2290	6080	984	108	7.47	50.1	13.3	1.69	123	20.6
W18 × 55	16.2	18.11	18 $\frac{3}{8}$	0.390	3 $\frac{3}{8}$	3 $\frac{3}{16}$	7.530	7 $\frac{1}{2}$	0.630	5 $\frac{5}{8}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{5}{16}$	13 $\frac{13}{16}$	55	6.0	41.2	38	2110	8540	890	98.3	7.41	44.9	11.9	1.67	112	18.5
W18 × 50	14.7	17.99	18	0.355	3 $\frac{3}{8}$	3 $\frac{3}{16}$	7.495	7 $\frac{1}{2}$	0.570	9 $\frac{9}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	13 $\frac{13}{16}$	50	6.6	45.2	31	1920	12400	800	88.9	7.38	40.1	10.7	16.5	101	16.6
W18 × 46	13.5	18.06	18	0.360	3 $\frac{3}{8}$	13 $\frac{13}{16}$	6.060	6	0.605	5 $\frac{5}{8}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	13 $\frac{13}{16}$	46	5.0	44.6	32	2060	10100	712	78.8	7.25	22.5	7.43	1.29	90.7	11.7
W18 × 40	11.8	17.90	17 $\frac{7}{8}$	0.315	5 $\frac{5}{16}$	3 $\frac{3}{16}$	6.015	6	0.525	1 $\frac{1}{2}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{3}{16}$	13 $\frac{13}{16}$	40	5.7	51.0	25	1810	17200	612	68.4	7.21	19.1	6.35	1.27	78.4	9.95
W18 × 35	10.3	17.70	17 $\frac{3}{4}$	0.300	15 $\frac{15}{16}$	3 $\frac{3}{16}$	6.000	6	0.425	7 $\frac{7}{16}$	15 $\frac{3}{2}$	1 $\frac{1}{8}$	3 $\frac{3}{4}$	35	7.1	53.5	22	1590	30300	510	57.6	7.04	15.3	5.12	1.22	66.5	8.06
W16 × 100	29.4	16.97	17	0.585	9 $\frac{9}{16}$	5 $\frac{5}{16}$	10.425	10 $\frac{3}{8}$	0.985	1	13 $\frac{13}{8}$	1 $\frac{11}{16}$	15 $\frac{15}{16}$	100	5.3	24.3	—	3450	1040	1490	175	7.10	186	35.7	2.51	198	54.9
W16 × 89	26.2	16.75	16 $\frac{3}{4}$	0.525	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	10.365	10 $\frac{3}{8}$	0.875	7 $\frac{7}{8}$	13 $\frac{13}{8}$	1 $\frac{9}{16}$	7 $\frac{7}{8}$	89	5.9	27.0	—	3090	1630	1300	155	7.05	163	31.4	2.49	175	48.1
W16 × 77	22.6	16.52	16 $\frac{1}{2}$	0.455	7 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{1}{4}$	10.295	10 $\frac{1}{4}$	0.760	3 $\frac{3}{4}$	13 $\frac{13}{8}$	1 $\frac{7}{16}$	7 $\frac{7}{8}$	77	6.8	31.2	—	2680	2790	1110	134	7.00	138	26.9	2.47	150	41.1
W16 × 67	19.7	16.33	16 $\frac{3}{8}$	0.395	3 $\frac{3}{8}$	3 $\frac{3}{16}$	10.235	10 $\frac{1}{4}$	0.665	11 $\frac{11}{16}$	13 $\frac{13}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	13 $\frac{13}{16}$	67	7.7	35.9	50	2350	4690	954	117	6.96	119	23.2	2.46	130	35.5
W16 × 57	16.8	16.43	16 $\frac{3}{8}$	0.430	7 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{1}{4}$	7.120	7 $\frac{1}{8}$	0.715	11 $\frac{11}{16}$	13 $\frac{13}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	7 $\frac{7}{8}$	57	5.0	33.0	59	2650	3400	758	92.2	6.72	43.1	12.1	1.60	105	18.9

(续)

型号	截面		腹板				翼缘				尺寸			单位重量 (磅/英尺)	密实截面参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩	
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f	h_c	F_y	$x-x$ 轴			$y-y$ 轴				Z_x	Z_y						
													I		S	r	I					S	r				
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft	ksi	ksi	(1/ksi) ²		in ⁴	in ³	in			in ⁴	in ³	in	in ³	in ³			
W16 × 50	14.7	16.26	16 3/4	0.380	3/8	3/16	7.070	7 1/2	0.630	5/8	13 5/8	1 5/16	13/16	50	5.6	37.4	46	2340	5530	659	81.0	6.68	37.2	10.5	1.59	92.0	16.3
W16 × 45	13.3	16.13	16 3/8	0.345	3/8	3/16	7.035	7	0.565	9/16	13 5/8	1 1/4	13/16	45	6.2	41.2	38	2120	8280	586	72.7	6.65	32.8	9.34	1.57	82.3	14.5
W16 × 40	11.8	16.01	16	0.305	5/16	3/16	6.995	7	0.505	1/2	13 5/8	1 3/16	13/16	40	6.9	46.6	30	1890	12900	518	64.7	6.63	28.9	8.25	1.57	72.9	12.7
W16 × 36	10.6	15.86	15 5/8	0.295	5/16	3/16	6.985	7	0.430	7/16	13 5/8	1 1/8	3/4	36	8.1	48.1	28	1700	20800	448	56.5	6.51	24.5	7.00	1.52	64.0	10.8
W16 × 31	9.21	15.88	15 5/8	0.275	1/4	1/8	5.525	5 1/2	0.440	7/16	13 5/8	1 1/8	3/4	31	6.3	51.6	24	1740	20000	375	47.2	6.41	12.4	4.49	1.17	54.0	7.03
W16 × 26	7.68	15.69	15 3/4	0.250	1/4	1/8	5.500	5 1/2	0.345	3/8	13 5/8	1 1/16	3/4	26	8.0	56.8	20	1470	40900	301	38.4	6.26	9.59	3.49	1.12	44.2	5.48
W14 × 730 ^a	215.0	22.42	22 3/8	3.070	3 1/16	1 9/16	17.890	17 7/8	4.910	4 15/16	11 1/4	5 9/16	2 3/16	730	1.8	3.7	—	17500	1.90	14300	1280	8.17	4720	527	4.69	1660	816
W14 × 665 ^a	196.0	21.64	21 5/8	2.830	2 13/16	1 7/16	17.650	17 5/8	4.520	4 1/2	11 1/4	5 3/16	2 1/16	665	2.0	4.0	—	16300	2.46	12400	1150	7.98	4170	472	4.62	1480	730
W14 × 605 ^a	178.0	20.92	20 7/8	2.595	2 5/8	1 5/16	17.415	17 3/8	4.160	4 3/16	11 1/4	4 13/16	1 15/16	605	2.1	4.4	—	15100	3.20	10800	1040	7.80	3680	423	4.55	1320	652
W14 × 550 ^a	162.0	20.24	20 1/4	2.380	2 3/8	1 3/16	17.200	17 1/4	3.820	3 13/16	11 1/4	4 1/2	1 13/16	550	2.3	4.8	—	14200	4.15	9430	931	7.63	3250	378	4.49	1180	583
W14 × 500 ^a	147.0	19.60	19 5/8	2.190	2 3/16	1 1/8	17.010	17	3.500	3 1/2	11 1/4	4 3/16	1 3/4	500	2.4	5.2	—	13100	5.49	8210	838	7.48	2880	339	4.43	1050	522
W14 × 455 ^a	134.0	19.02	19	2.015	2	1	16.835	16 7/8	3.210	3 3/16	11 1/4	3 3/8	1 5/8	455	2.6	5.7	—	12200	7.30	7190	756	7.33	2560	304	4.38	936	468
W14 × 426 ^a	125.0	18.67	18 5/8	1.875	1 7/8	1 5/16	16.695	16 3/4	3.035	3 1/16	11 1/4	3 11/16	1 9/16	426	2.8	6.1	—	11500	8.89	6600	707	7.26	2360	283	4.34	869	434
W14 × 398 ^a	117.0	18.29	18 1/4	1.770	1 3/4	3/8	16.590	16 5/8	2.845	2 7/8	11 1/4	3 1/2	1 1/2	398	2.9	6.4	—	10900	11.0	6000	656	7.16	2170	262	4.31	801	402
W14 × 370 ^a	109.0	17.92	17 7/8	1.655	1 5/8	1 3/16	16.475	16 1/2	2.660	2 1/16	11 1/4	3 5/16	1 7/16	370	3.1	6.9	—	10300	13.9	5440	607	7.07	1990	241	4.27	736	370
W14 × 342 ^a	101.0	17.54	17 1/2	1.540	1 9/16	1 3/16	16.360	16 3/8	2.470	2 1/2	11 1/4	3 3/8	1 3/8	342	3.3	7.4	—	9600	17.9	4900	559	6.98	1810	221	4.24	672	338
W14 × 311 ^a	91.4	17.12	17 1/8	1.410	1 7/16	3/4	16.230	16 1/4	2.260	2 1/4	11 1/4	2 15/16	1 5/16	311	3.6	8.1	—	8820	24.4	4330	506	6.88	1610	199	4.20	603	304
W14 × 283 ^a	83.3	16.74	16 3/4	1.290	1 5/16	1 1/16	16.110	16 1/8	2.070	2 1/16	11 1/4	2 3/4	1 1/4	283	3.9	8.8	—	8120	33.4	3840	459	6.79	1440	179	4.17	542	274
W14 × 257 ^a	75.6	16.38	16 3/8	1.175	1 3/16	5/8	15.995	16	1.890	1 7/8	11 1/4	2 9/16	1 3/16	257	4.2	9.7	—	7460	46.1	3400	415	6.71	1290	161	4.13	487	246
W14 × 233 ^a	68.5	16.04	16	1.070	1 1/16	9/16	15.890	15 7/8	1.720	1 3/4	11 1/4	2 3/8	1 3/16	233	4.6	10.7	—	6820	64.9	3010	375	6.63	1150	145	4.10	436	221
W14 × 211 ^a	62.0	15.72	15 3/4	0.980	1	1/2	15.800	15 3/4	1.560	1 9/16	11 1/4	2 1/4	1 1/8	211	5.1	11.6	—	6230	91.8	2660	338	6.55	1030	130	4.07	390	198
W14 × 193	56.8	15.48	15 1/2	0.890	7/8	7/16	15.710	15 3/4	1.440	1 7/16	11 1/4	2 1/8	1 1/16	193	5.5	12.8	—	5740	125	2400	310	6.50	931	119	4.05	355	180
W14 × 176	51.8	15.22	15 1/4	0.830	13/16	7/16	15.650	15 5/8	1.310	1 5/16	11 1/4	2	1 1/16	176	6.0	13.7	—	5280	173	2140	281	6.43	838	107	4.02	320	163
W14 × 159	46.7	14.98	15	0.745	3/4	3/8	15.565	15 5/8	1.190	1 3/16	11 1/4	1 7/8	1	159	6.5	15.3	—	4790	249	1900	254	6.38	748	96.2	4.00	287	146
W14 × 145	42.7	14.78	14 3/4	0.680	1 1/16	3/8	15.500	15 1/2	1.090	1 1/16	11 1/4	1 3/4	1	145	7.1	16.8	—	4400	348	1710	232	6.33	677	87.3	3.98	260	133
W14 × 132	38.8	14.66	14 5/8	0.645	5/8	5/16	14.725	14 3/4	1.030	1	11 1/4	1 11/16	1 5/16	132	7.1	17.7	—	4180	428	1530	209	6.28	548	74.5	3.76	234	113
W14 × 120	35.3	14.48	14 1/2	0.590	9/16	5/16	14.670	14 5/8	0.940	1 5/16	11 1/4	1 5/8	1 5/16	120	7.8	19.3	—	3830	601	1380	190	6.24	495	67.5	3.74	212	102

(续)

型 号	截面		腹 板		翼 缘			尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩				
	面积 A	高度 d	厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f	厚度 t_f	T	k	k_1	b_f		h_c	F_y''	$x-x$ 轴			$y-y$ 轴			Z_x	Z_y						
														I			S	r	I			S	r				
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft		2 t_f	t_w	ksi			ksi	(1/ksi) ²	in ⁴	in ³	in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³	
W14 × 109	32.0	14.32	14 $\frac{3}{8}$	0.525	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	14.605	14 $\frac{5}{8}$	0.860	$\frac{3}{8}$	11 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{9}{16}$	$\frac{7}{8}$	109	8.5	21.7	—	3490	853	1240	173	6.22	477	61.2	3.73	192	92.7
W14 × 99	29.1	14.16	14 $\frac{3}{8}$	0.485	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	14.565	14 $\frac{5}{8}$	0.780	$\frac{3}{4}$	11 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{7}{8}$	99	9.3	23.5	—	3190	1220	1110	157	6.17	402	55.2	3.71	173	83.6
W14 × 90	26.5	14.02	14	0.440	$\frac{7}{16}$	$\frac{3}{4}$	14.520	14 $\frac{1}{2}$	0.710	$\frac{11}{16}$	11 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{7}{8}$	90	10.2	25.9	—	2900	1750	999	143	6.14	362	49.9	3.70	157	75.6
W14 × 82	24.1	14.31	14 $\frac{1}{4}$	0.510	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	10.130	10 $\frac{3}{8}$	0.855	$\frac{7}{8}$	11	1 $\frac{5}{8}$	1	82	5.9	22.4	—	3600	846	882	123	6.05	148	29.3	2.48	139	44.8
W14 × 74	21.8	14.17	14 $\frac{1}{2}$	0.450	$\frac{7}{16}$	$\frac{3}{4}$	10.070	10 $\frac{3}{8}$	0.785	$\frac{13}{16}$	11	1 $\frac{9}{16}$	$\frac{15}{16}$	74	6.4	25.3	—	3290	1190	796	112	6.04	134	26.6	2.48	126	40.6
W14 × 68	20.0	14.04	14	0.415	$\frac{7}{16}$	$\frac{3}{4}$	10.035	10	0.720	$\frac{3}{4}$	11	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{15}{16}$	68	7.0	27.5	—	3020	1650	723	103	6.01	121	24.2	2.46	115	36.9
W14 × 61	17.9	13.89	13 $\frac{3}{8}$	0.375	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	9.995	10	0.645	$\frac{5}{8}$	11	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{15}{16}$	61	7.7	30.4	—	2720	2460	640	92.2	5.98	107	21.5	2.45	102	32.8
W14 × 53	15.6	13.92	13 $\frac{7}{8}$	0.370	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	8.060	8	0.660	$\frac{11}{16}$	11	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{15}{16}$	53	6.1	30.8	—	2830	2250	541	77.8	5.89	57.7	14.3	1.92	87.1	22.0
W14 × 48	14.1	13.79	13 $\frac{3}{4}$	0.340	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	8.030	8	0.595	$\frac{5}{8}$	11	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{7}{8}$	48	6.7	33.5	57	2580	3220	485	70.3	5.85	51.4	12.8	1.91	78.4	19.6
W14 × 43	12.6	13.66	13 $\frac{5}{8}$	0.305	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	7.995	8	0.530	$\frac{1}{2}$	11	1 $\frac{5}{16}$	$\frac{7}{8}$	43	7.5	37.4	46	2320	4900	428	62.7	5.82	45.2	11.3	1.89	69.6	17.3
W14 × 38	11.2	14.10	14 $\frac{1}{2}$	0.310	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	6.770	6 $\frac{3}{4}$	0.515	$\frac{1}{2}$	12	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{5}{8}$	38	6.6	39.6	41	2190	6850	385	54.6	5.87	26.7	7.88	1.55	61.5	12.1
W14 × 34	10.0	13.98	14	0.285	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	6.745	6 $\frac{3}{4}$	0.455	$\frac{7}{16}$	12	1	$\frac{5}{8}$	34	7.4	43.1	35	1970	10600	340	48.6	5.83	23.3	6.91	1.53	54.6	10.6
W14 × 30	8.85	13.84	13 $\frac{3}{8}$	0.270	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	6.730	6 $\frac{3}{4}$	0.385	$\frac{3}{8}$	12	$\frac{15}{16}$	$\frac{5}{8}$	30	8.7	45.4	31	1750	17600	291	42.0	5.73	19.6	5.82	1.49	47.3	8.99
W14 × 26	7.69	13.91	13 $\frac{7}{8}$	0.255	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	5.025	5	0.420	$\frac{7}{16}$	12	$\frac{15}{16}$	$\frac{9}{16}$	26	6.0	48.1	28	1890	13900	245	35.3	5.65	8.91	3.54	1.08	40.2	5.54
W14 × 22	6.49	13.74	13 $\frac{3}{4}$	0.230	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	5.000	5	0.335	$\frac{5}{16}$	12	$\frac{7}{8}$	$\frac{9}{16}$	22	7.5	53.5	22	1610	27300	199	29.0	5.54	7.00	2.80	1.04	33.2	4.39
W12 × 336 ^a	98.8	16.82	16 $\frac{3}{8}$	1.775	1 $\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	13.385	13 $\frac{3}{8}$	2.955	2 $\frac{15}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{1}{2}$	336	2.3	5.5	—	12800	6.05	4060	483	6.41	1190	177	3.47	603	274
W12 × 305 ^a	89.6	16.32	16 $\frac{3}{8}$	1.625	1 $\frac{5}{8}$	$\frac{13}{16}$	13.235	13 $\frac{1}{4}$	2.705	2 $\frac{11}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{7}{16}$	305	2.4	6.0	—	11800	8.17	3550	435	6.29	1050	159	3.42	537	244
W12 × 279 ^a	81.9	15.85	15 $\frac{5}{8}$	1.530	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	13.140	13 $\frac{3}{8}$	2.470	2 $\frac{1}{2}$	9 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{3}{16}$	1 $\frac{3}{8}$	279	2.7	6.3	—	11000	10.8	3110	393	6.16	937	143	3.38	481	220
W12 × 252 ^a	74.1	15.41	15 $\frac{3}{8}$	1.395	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{11}{16}$	13.005	13	2.250	2 $\frac{1}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{15}{16}$	1 $\frac{5}{16}$	252	2.9	7.0	—	10100	14.7	2720	353	6.06	828	127	3.34	428	196
W12 × 230 ^a	67.7	15.05	15	1.285	$\frac{15}{16}$	$\frac{11}{16}$	12.895	12 $\frac{7}{8}$	2.070	2 $\frac{1}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{1}{4}$	230	3.1	7.6	—	9390	19.7	2420	321	5.97	742	115	3.31	386	177
W12 × 210 ^a	61.8	14.71	14 $\frac{3}{4}$	1.180	$\frac{13}{16}$	$\frac{5}{8}$	12.790	12 $\frac{3}{4}$	1.900	1 $\frac{7}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{4}$	210	3.4	8.2	—	8670	26.6	2140	292	5.89	664	104	3.28	348	159
W12 × 190 ^a	55.8	14.38	14 $\frac{3}{8}$	1.060	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{9}{16}$	12.670	12 $\frac{5}{8}$	1.735	1 $\frac{3}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{7}{16}$	2 $\frac{3}{16}$	190	3.7	9.2	—	7940	37.0	1890	263	5.82	589	93.0	3.25	311	143
W12 × 170 ^a	50.0	14.03	14	0.960	$\frac{15}{16}$	$\frac{1}{2}$	12.570	12 $\frac{5}{8}$	1.560	1 $\frac{9}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{8}$	170	4.0	10.1	—	7190	54.0	1650	235	5.74	517	82.3	3.22	275	126
W12 × 152	44.7	13.71	13 $\frac{3}{4}$	0.870	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{16}$	12.480	12 $\frac{1}{2}$	1.400	1 $\frac{3}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{1}{8}$	1 $\frac{1}{16}$	152	4.5	11.2	—	6510	79.3	1430	209	5.66	454	72.8	3.19	243	111
W12 × 136	39.9	13.41	13 $\frac{3}{8}$	0.790	$\frac{13}{16}$	$\frac{7}{16}$	12.400	12 $\frac{3}{8}$	1.250	1 $\frac{1}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{15}{16}$	1	136	5.0	12.3	—	5850	119	1240	186	5.58	398	64.2	3.16	214	98.0
W12 × 120	35.3	13.12	13 $\frac{3}{8}$	0.710	$\frac{11}{16}$	$\frac{3}{8}$	12.320	12 $\frac{3}{8}$	1.105	1 $\frac{1}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{13}{16}$	1	120	5.6	13.7	—	5240	184	1070	163	5.51	345	56.0	3.13	186	85.4
W12 × 106	31.2	12.89	12 $\frac{7}{8}$	0.610	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	12.220	12 $\frac{1}{4}$	0.990	1	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{11}{16}$	$\frac{15}{16}$	106	6.2	15.9	—	4660	285	933	145	5.47	301	49.3	3.11	164	75.1

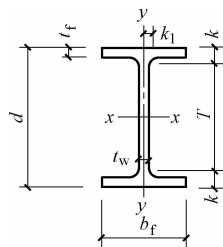
(续)

型号	截面 面积 A			截面高度 d		腹板		翼缘			尺寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			X ₁	X ₂ × 10 ⁶	弹性截面特性						塑性抵抗矩	
						厚度 t _w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b _f	厚度 t _f	T	k	k ₁	b _f		$\frac{h_c}{t_w}$	F _y ⁿ	x-x 轴			y-y 轴			Z _x	Z _y			
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft	ksi	ksi	(1/ksi) ²	I	S	r	I	S	r	in ³	in ³						
W12 × 96	28.2	12.71	12 $\frac{3}{4}$	0.550	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{16}$	12.160	12 $\frac{1}{8}$	0.900	$\frac{3}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$	96	6.8	17.7	—	4250	405	833	131	5.44	270	44.4	3.09	147	67.5
W12 × 87	25.6	12.53	12 $\frac{1}{2}$	0.515	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	12.125	12 $\frac{1}{8}$	0.810	$\frac{13}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	87	7.5	18.9	—	3880	586	740	118	5.38	241	39.7	3.07	132	60.4
W12 × 79	23.2	12.38	13 $\frac{3}{8}$	0.470	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	12.080	12 $\frac{1}{8}$	0.735	$\frac{3}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{7}{8}$	79	8.2	20.7	—	3530	839	662	107	5.34	216	35.8	3.05	119	54.3
W12 × 72	21.1	12.25	12 $\frac{1}{4}$	0.430	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	12.040	12	0.670	$\frac{1}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{7}{8}$	72	9.0	22.6	—	3230	1180	597	97.4	5.31	195	32.4	3.04	108	49.2
W12 × 65	19.1	12.12	12 $\frac{1}{2}$	0.390	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	12.000	12	0.605	$\frac{5}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{5}{16}$	$\frac{13}{16}$	65	9.9	24.9	—	2940	1720	533	87.9	5.28	174	29.1	3.02	96.8	44.1
W12 × 58	17.0	12.19	12 $\frac{1}{4}$	0.360	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	10.010	10	0.640	$\frac{5}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{13}{16}$	58	7.8	27.0	—	3070	1470	475	78.0	5.28	107	21.4	2.51	86.4	32.5
W12 × 53	15.6	12.06	12	0.345	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	9.995	10	0.575	$\frac{9}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{13}{16}$	53	8.7	28.1	—	2820	2100	425	70.6	5.23	95.8	19.2	2.48	77.9	29.1
W12 × 50	14.7	12.19	12 $\frac{1}{4}$	0.370	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	8.080	8 $\frac{1}{8}$	0.640	$\frac{5}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{13}{16}$	50	6.3	26.2	—	3170	1410	394	64.7	5.18	56.3	13.9	1.96	72.4	21.4
W12 × 45	13.2	12.06	12	0.335	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	8.045	8	0.575	$\frac{9}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{13}{16}$	45	7.0	29.0	—	2870	2070	350	58.1	5.15	50.0	12.4	1.94	64.7	19.0
W12 × 40	11.8	11.94	12	0.295	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	8.005	8	0.515	$\frac{1}{2}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$	40	7.8	32.9	59	2580	3110	310	51.9	5.13	44.1	11.0	1.93	57.5	16.8
W12 × 35	10.3	12.50	12 $\frac{1}{2}$	0.300	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	6.560	6 $\frac{1}{2}$	0.520	$\frac{1}{2}$	10 $\frac{1}{2}$	1	$\frac{9}{16}$	35	6.3	36.2	49	2420	4340	285	45.6	5.25	24.5	7.47	1.54	51.2	11.5
W12 × 30	8.79	12.34	12 $\frac{3}{8}$	0.260	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	6.520	6 $\frac{1}{2}$	0.440	$\frac{7}{16}$	10 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{5}{16}$	$\frac{1}{2}$	30	7.4	41.8	37	2090	7950	238	38.6	5.21	20.3	6.24	1.52	43.1	9.56
W12 × 26	7.65	12.22	12 $\frac{1}{4}$	0.230	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	6.490	6 $\frac{1}{2}$	0.380	$\frac{3}{8}$	10 $\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{1}{2}$	26	8.5	47.2	29	1820	13900	204	33.4	5.17	17.3	5.34	1.51	37.2	8.17
W12 × 22	6.48	12.31	12 $\frac{1}{4}$	0.260	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	4.030	4	0.425	$\frac{7}{16}$	10 $\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{1}{2}$	22	4.7	41.8	37	2160	8640	156	25.4	4.91	4.66	2.31	0.847	29.3	3.66
W12 × 19	5.57	12.16	12 $\frac{3}{8}$	0.235	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	4.005	4	0.350	$\frac{3}{8}$	10 $\frac{1}{2}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{1}{2}$	19	5.7	46.2	30	1880	15600	130	21.3	4.82	3.76	1.88	0.822	24.7	2.98
W12 × 16	4.71	11.99	12	0.220	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	3.990	4	0.265	$\frac{1}{4}$	10 $\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{2}$	16	7.5	49.4	26	1610	32000	103	17.1	4.67	2.82	1.41	0.773	20.1	2.26
W12 × 14	4.16	11.91	11 $\frac{3}{8}$	0.200	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{8}$	3.970	4	0.225	$\frac{1}{4}$	10 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{1}{2}$	14	8.8	54.3	22	1450	49300	88.6	14.9	4.62	2.36	1.19	0.753	17.4	1.90
W10 × 112	32.9	11.36	11 $\frac{3}{8}$	0.755	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{8}$	10.415	10 $\frac{3}{8}$	1.250	1 $\frac{1}{4}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{15}{16}$	112	4.2	10.4	—	7080	56.7	716	126	4.66	236	45.3	2.68	147	69.2
W10 × 100	29.4	11.10	11 $\frac{3}{8}$	0.680	$\frac{11}{16}$	$\frac{3}{8}$	10.340	10 $\frac{3}{8}$	1.120	1 $\frac{1}{8}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	100	4.6	11.6	—	6400	83.8	623	112	4.60	207	40.0	2.65	130	61.0
W10 × 88	25.9	10.84	10 $\frac{7}{8}$	0.605	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	10.265	10 $\frac{1}{4}$	0.990	1	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{5}{8}$	$\frac{13}{16}$	88	5.2	13.0	—	5680	132	534	98.5	4.54	179	34.8	2.63	113	53.1
W10 × 77	22.6	10.60	10 $\frac{5}{8}$	0.530	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	10.190	10 $\frac{1}{4}$	0.870	$\frac{7}{8}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{13}{16}$	77	5.9	14.8	—	5010	213	455	85.9	4.49	154	30.1	2.60	97.6	45.9
W10 × 68	20.0	10.40	10 $\frac{3}{8}$	0.470	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{4}$	10.130	10 $\frac{1}{8}$	0.770	$\frac{3}{4}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{3}{4}$	68	6.6	16.7	—	4460	334	394	75.7	4.44	134	26.4	2.59	85.3	40.1
W10 × 60	17.6	10.22	10 $\frac{1}{4}$	0.420	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	10.080	10 $\frac{1}{8}$	0.680	$\frac{11}{16}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{5}{16}$	$\frac{3}{4}$	60	7.4	18.7	—	3970	525	341	66.7	4.39	116	23.0	2.57	74.6	35.0
W10 × 54	15.8	10.09	10 $\frac{1}{8}$	0.370	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	10.030	10	0.615	$\frac{5}{8}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{11}{16}$	54	8.2	21.2	—	3580	778	303	60.0	4.37	103	20.6	2.56	66.6	31.3
W10 × 49	14.4	9.98	10	0.340	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	10.000	10	0.560	$\frac{9}{16}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{3}{16}$	$\frac{11}{16}$	49	8.9	23.1	—	3280	1090	272	54.6	4.35	93.4	18.7	2.54	60.4	28.3
W10 × 45	13.5	10.10	10 $\frac{1}{8}$	0.350	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	8.020	8	0.620	$\frac{5}{8}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{11}{16}$	45	6.5	22.5	—	3650	758	248	49.1	4.32	53.4	13.3	2.01	54.9	20.3
W10 × 39	11.5	9.92	9 $\frac{7}{8}$	0.315	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	7.985	8	0.530	$\frac{1}{2}$	7 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{8}$	$\frac{11}{16}$	39	7.5	25.0	—	3190	1300	209	42.1	4.27	45.0	11.3	1.98	46.8	17.2

(续)

型 号	截面 面积 <i>A</i>			截面高度 <i>d</i>		腹 板		翼 缘			尺 寸			单位 重量 (磅/ 英尺)	密实截面 参数			<i>X</i> ₁	<i>X</i> ₂ × 10 ⁶	弹性截面特性						塑性抵抗矩	
						厚度 <i>t_w</i>	$\frac{t_w}{2}$	宽度 <i>b_f</i>	厚度 <i>t_f</i>	<i>T</i>	<i>k</i>	<i>k</i> ₁	<i>b_f</i>		$\frac{h_c}{t_w}$	<i>F_y</i> ^{''}	<i>x-x</i> 轴			<i>y-y</i> 轴			<i>Z_x</i>	<i>Z_y</i>			
	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>I</i>	<i>S</i>									<i>r</i>													
	in ²	in	in	in	in	in	in	in	in	in	in	in	lb/ft	ksi	ksi	(1/ksi) ²	in ⁴	in ³	in	in ⁴	in ³	in	in ³	in ³			
W10 × 33	9.71	9.73	9¾	0.290	5/16	3/16	7.960	8	0.435	7/16	75/8	11/16	11/16	33	9.1	27.1	—	2710	2510	170	35.0	4.19	36.6	9.20	1.94	38.8	14.0
W10 × 30	8.84	10.47	10½	0.300	5/16	3/16	5.810	5¾	0.510	½	85/8	15/16	½	30	5.7	29.5	—	2890	2160	170	32.4	4.38	16.7	5.75	1.37	36.6	8.84
W10 × 26	7.61	10.33	10⅝	0.260	¼	⅜	5.770	5¾	0.440	7/16	85/8	7/8	½	26	6.6	34.0	55	2500	3790	144	27.9	4.35	14.1	4.89	1.36	31.3	7.50
W10 × 22	6.49	10.17	10⅝	0.240	¼	⅜	5.750	5¾	0.360	⅝	85/8	¾	½	22	8.0	36.9	47	2150	7170	118	23.2	4.27	11.4	3.97	1.33	26.0	6.10
W10 × 19	5.62	10.24	10¼	0.250	¼	⅜	4.020	4	0.395	⅝	85/8	13/16	½	19	5.1	35.4	51	2420	5160	96.3	18.8	4.14	4.29	2.14	0.874	21.6	3.35
W10 × 17	4.99	10.11	10⅝	0.240	¼	⅜	4.010	4	0.330	5/16	85/8	¾	½	17	6.1	36.9	47	2210	7820	81.9	16.2	4.05	3.56	1.78	0.844	18.7	2.80
W10 × 15	4.41	9.99	10	0.230	¼	⅜	4.000	4	0.270	¼	85/8	11/16	7/16	15	7.4	38.5	43	1930	14300	68.9	13.8	3.95	2.89	1.45	0.810	16.0	2.30
W10 × 12	3.54	9.87	9⅞	0.190	3/16	⅜	3.960	4	0.210	3/16	85/8	5/8	7/16	12	9.4	46.6	30	1550	35400	53.8	10.9	3.90	2.18	1.10	0.785	12.6	1.74
W8 × 67	19.7	9.00	9	0.570	9/16	5/16	8.280	8¼	0.935	15/16	6⅞	17/16	11/16	67	4.4	11.1	—	6620	73.9	272	60.4	3.72	88.6	21.4	2.12	70.2	32.7
W8 × 58	17.1	8.75	8¾	0.510	½	¼	8.220	8¼	0.810	13/16	6⅞	15/16	11/16	58	5.1	12.4	—	5820	122	228	52.0	3.65	75.1	18.3	2.10	59.8	27.9
W8 × 48	14.1	8.50	8½	0.400	⅝	3/16	8.110	8⅝	0.685	11/16	6⅞	13/16	5/8	48	5.9	15.8	—	4860	238	184	43.3	3.61	60.9	15.0	2.08	49.0	22.9
W8 × 40	11.7	8.25	8¼	0.360	⅝	3/16	8.070	8⅝	0.560	9/16	6⅞	11/16	5/8	40	7.2	17.6	—	4080	474	146	35.5	3.53	49.1	12.2	2.04	39.8	18.5
W8 × 35	10.3	8.12	8⅝	0.310	5/16	3/16	8.020	8	0.495	½	6⅞	1	9/16	35	8.1	20.4	—	3610	761	127	31.2	3.51	42.6	10.6	2.03	34.7	16.1
W8 × 31	9.13	8.00	8	0.285	5/16	3/16	7.995	8	0.435	7/16	6⅞	15/16	9/16	31	9.2	22.2	—	3230	1180	110	27.5	3.47	37.1	9.27	2.02	30.4	14.1
W8 × 28	8.25	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.535	6½	0.465	7/16	6⅞	15/16	9/16	28	7.0	22.2	—	3480	931	98.0	24.3	3.45	21.7	6.63	1.62	27.2	10.1
W8 × 24	7.08	7.93	7⅞	0.245	¼	⅜	6.495	6½	0.400	⅝	6⅞	7/8	9/16	24	8.1	25.8	—	3020	1610	82.8	20.9	3.42	18.3	5.63	1.61	23.2	8.57
W8 × 21	6.16	8.28	8¼	0.255	¼	⅜	5.270	5¼	0.400	⅝	6⅞	13/16	½	21	6.6	27.5	—	2890	2090	75.3	18.2	3.49	9.77	3.71	1.26	20.4	5.69
W8 × 18	5.26	8.14	8⅝	0.230	¼	⅜	5.250	5¼	0.330	5/16	65/8	¾	7/16	18	8.0	29.9	—	2490	3890	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23	17.0	4.66
W8 × 15	4.44	8.11	8⅝	0.245	¼	⅜	4.015	4	0.315	5/16	65/8	¾	½	15	6.4	28.1	—	2670	3440	48.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876	13.6	2.67
W8 × 13	3.84	7.99	8	0.230	¼	⅜	4.000	4	0.255	¼	65/8	11/16	7/16	13	7.8	29.9	—	2370	5780	39.6	9.91	3.21	2.73	1.37	0.843	11.4	2.15
W8 × 10	2.96	7.89	7⅞	0.170	3/16	⅜	3.940	4	0.205	3/16	65/8	5/8	7/16	10	9.6	40.5	39	1760	17900	30.8	7.81	3.22	2.09	1.06	0.841	8.87	1.66
W6 × 25	7.34	6.38	6⅝	0.320	5/16	3/16	6.080	6⅞	0.455	7/16	4¾	13/16	7/16	25	6.7	15.5	—	4410	369	53.4	16.7	2.70	17.1	5.61	1.52	18.9	8.56
W6 × 20	5.87	6.20	6¼	0.260	¼	⅜	6.020	6	0.365	⅝	4¾	¾	7/16	20	8.2	19.1	—	3550	846	41.4	13.4	2.66	13.3	4.41	1.50	14.9	6.72
W6 × 15	4.43	5.99	6	0.230	¼	⅜	5.990	6	0.260	¼	4¾	5/8	3/8	15	11.5	21.6	—	2740	2470	29.1	9.72	2.56	9.32	3.11	1.46	10.8	4.75
W6 × 16	4.74	6.28	6¼	0.260	¼	⅜	4.030	4	0.405	⅝	4¾	¾	7/16	16	5.0	19.1	—	4010	591	32.1	10.2	2.60	4.43	2.20	0.966	11.7	3.39
W6 × 12	3.55	6.03	6	0.230	¼	⅜	4.000	4	0.280	¼	4¾	5/8	3/8	12	7.1	21.6	—	3100	1740	22.1	7.31	2.49	2.99	1.50	0.918	8.30	2.32
W6 × 9	2.68	5.90	5⅞	0.170	3/16	⅜	3.940	4	0.215	3/16	4¾	9/16	3/8	0	9.2	29.2	—	2360	4980	16.4	5.56	2.47	2.19	1.11	0.905	6.23	1.72

表 B-8 美国轧制 HP 系列 H 型钢的规格及截面特性



I —截面惯性矩;
 S —截面面积矩;
 r —截面回转半径;
 Z —截面抵抗矩

型号	截面面积		腹板			翼缘			尺寸			单位重量 (磅/英尺)	密实截面参数			X_1	$X_2 \times 10^6$	弹性截面特性						塑性抵抗矩								
	in ²	截面高度 d		厚度 t_w	$\frac{t_w}{2}$	宽度 b_f		厚度 t_f	T	k	k_1		$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h_c}{t_w}$	F_y'' ksi			ksi	(1/ksi) ²	x-x 轴			y-y 轴			Z_x in ³	Z_y in ³					
		in				in														in		in			I			S	r	I	S	r
		in ⁴	in ³			in	in ⁴													in ³	in	in ³	in ³									
HP14 × 117	34.4	14.21	14 3/4	0.805	13/16	7/16	14.885	14 7/8	0.805	13/16	11 1/4	1 1/2	1 1/16	117	9.2	14.2	—	3870	659	1220	172	5.96	443	59.5	3.59	194	91.4					
HP14 × 102	30.0	14.01	14	0.705	11/16	3/8	14.785	14 3/4	0.705	11/16	11 1/4	1 3/8	1	102	10.5	16.2	—	3400	1090	1050	150	5.92	380	51.4	3.56	169	78.8					
HP14 × 89	26.1	13.83	13 7/8	0.615	5/8	5/16	14.695	14 3/4	0.615	5/8	11 1/4	1 5/16	15/16	89	11.9	18.5	—	2960	1840	904	131	5.88	326	44.3	3.53	146	67.7					
HP14 × 73	21.4	13.61	13 5/8	0.505	1/2	1/4	14.585	14 5/8	0.505	1/2	11 1/4	1 3/16	3/8	73	14.4	22.6	—	2450	3880	729	107	5.84	261	35.8	3.49	118	54.6					
HP13 × 100	29.4	13.15	13 1/8	0.765	3/4	3/8	13.205	13 1/4	0.765	3/4	10 1/4	1 7/16	1	100	8.6	13.6	—	4020	571	886	135	5.49	294	44.5	3.16	153	68.6					
HP13 × 87	25.5	12.95	13	0.665	11/16	3/8	13.105	13 1/8	0.665	11/16	10 1/4	1 3/8	15/16	87	9.9	15.7	—	3510	970	755	117	5.45	250	38.1	3.13	131	58.5					
HP13 × 73	21.6	12.75	12 3/4	0.565	9/16	5/16	13.005	13	0.565	9/16	10 1/4	1 1/4	15/16	73	11.5	18.4	—	3000	1790	630	98.8	5.40	207	31.9	3.10	110	48.8					
HP13 × 60	17.5	12.54	12 1/2	0.460	7/16	1/4	12.900	12 7/8	0.460	7/16	10 1/4	1 1/8	7/8	60	14.0	22.7	—	2460	3880	503	80.3	5.36	165	25.5	3.07	89.0	39.0					
HP12 × 84	24.6	12.28	12 1/4	0.685	11/16	3/8	12.295	12 1/4	0.685	11/16	9 1/2	1 3/8	1	84	9.0	14.2	—	3860	670	650	106	5.14	213	34.6	2.94	120	53.2					
HP12 × 74	21.8	12.13	12 3/8	0.605	5/8	5/16	12.215	12 1/4	0.610	5/8	9 1/2	1 5/16	15/16	74	10.0	16.0	—	3440	1050	569	93.8	5.11	186	30.4	2.92	105	46.6					
HP12 × 63	18.4	11.94	12	0.515	1/2	1/4	12.125	12 1/8	0.515	1/2	9 1/2	1 1/4	7/8	63	11.8	18.9	—	2940	1940	472	79.1	5.06	153	25.3	2.88	88.3	38.7					
HP12 × 53	15.5	11.78	11 3/4	0.435	7/16	1/4	12.045	12	0.435	7/16	9 1/2	1 1/8	3/8	53	13.8	22.3	—	2500	3650	393	66.8	5.03	127	21.1	2.86	74.0	32.2					
HP10 × 57	16.8	9.99	10	0.565	9/16	5/16	10.225	10 1/4	0.565	9/16	7 5/8	1 3/16	13/16	57	9.0	13.9	—	3920	631	294	58.8	4.18	101	19.7	2.45	66.5	30.3					
HP10 × 42	12.4	9.70	9 3/4	0.415	7/16	1/4	10.075	10 1/8	0.420	7/16	7 5/8	1 1/16	3/4	42	12.0	18.9	—	2920	1970	210	43.4	4.13	71.7	14.2	2.41	48.3	21.8					
HP8 × 36	10.6	8.02	8	0.445	7/16	1/4	8.155	8 1/8	0.445	7/16	6 1/8	1 5/16	5/8	36	9.2	14.2	—	3840	685	119	29.8	3.36	40.3	9.88	1.95	33.6	15.2					

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国建设部. GB 50017—2003 钢结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [2] 中华人民共和国建设部. JGJ 99—1998 高层民用建筑钢结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50011—2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [5] 中华人民共和国建设部. JGJ 138—2001 型钢混凝土组合结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [6] 中国工程建设标准化协会. CECS28: 2012 钢管混凝土结构设计与施工规程 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
- [7] 中国工程建设标准化协会. CECS 159: 2004 矩形钢管混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.
- [8] 刘大海, 杨翠如, 钟锡根. 高楼结构概念与系统 [M]. 台北: 科技图书股份有限公司 (台湾), 1996.
- [9] 刘大海, 杨翠如. 高层建筑抗震设计 [M]. 台北: 淑馨出版社 (台湾), 1997.
- [10] 陈富生, 邱国桦, 范重. 高层建筑钢结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [11] 李国强. 多高层建筑钢结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [12] 赵熙元. 建筑钢结构设计手册 [M]. 北京: 冶金工业出版社, 1995.
- [13] 冶金工业信息标准研究院. YB 9082—2006 钢骨混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 冶金工业出版社, 1998.
- [14] 国家经济贸易委员会. DL/T 5085—1999 钢-混凝土组合结构设计规程 [S]. 北京: 中国电力出版社, 1999.
- [15] 冶金工业信息标准研究院. YBJ 238—1992 钢-混凝土组合楼盖结构设计与施工规程 [S]. 北京: 冶金工业出版社, 1992.
- [16] 严正庭, 严立. 钢与混凝土组合结构计算构造手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [17] 周起敬, 姜维山, 等. 钢与混凝土组合结构设计施工手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991.
- [18] 钟善桐. 高层钢管混凝土结构 [M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1999.
- [19] 钟善桐. 钢管混凝土结构讲座 [J]. 建筑结构, 1998 (10) —1999 (6).
- [20] 刘大海, 杨翠如, 陶晞暝. 建筑抗震构造手册 [M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [21] 沈祖炎, 李国强, 等. 高层·轻型·高耸钢结构的理论与工程技术进展 [C]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [22] 崔鸿超. 高层建筑钢结构在我国的发展 [J]. 建筑结构学报, 1997, 18 (1).
- [23] 刘大海, 杨翠如. 建筑抗震构造手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [24] 苏国维, 陈以一, 等. 高层·轻型·高耸钢结构的理论与工程技术进展 [C]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [25] 美国高层建筑和城市环境协会. 高层建筑设计 [M]. 罗福午, 等译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.

- [26] 本尼·S塔拉纳特. 高层建筑钢-混凝土组合设计 [M]. 罗福午, 等译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [27] 胡庆昌. 钢筋混凝土房屋抗震设计 [M]. 北京: 地震出版社, 1991.
- [28] 刘大海, 杨翠如. 高层建筑结构方案优选 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [29] 徐永基, 刘大海, 钟锡根, 等. 高层建筑钢结构设计 [M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1993.
- [30] 谢绍松, 甘锡滢, 王正雄. 台北国际金融中心 101 层摩天大楼之结构系统方案初选 [J]. 土木技术 (台湾), 1998 (3).
- [31] 刑同和. 跨越时空的中外建筑设计合作 [J]. 世界建筑, 1997 (5).
- [32] 陈纯森. 台湾高层建筑钢结构概况 [J]. 建筑钢结构进展, 1999 (2).
- [33] 刘大海, 钟锡根, 杨翠如. 房屋抗震设计 [M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1985.
- [34] 高光虎. 高层及多层钢结构住宅设计 [J]. 建筑钢结构进展, 2001 (3).
- [35] 中国工程建设标准化协会. CECS 104: 1999 高强混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国计划出版社, 1999.
- [36] 韩林海. 钢管混凝土结构 [M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- [37] 胡建雄. 深圳地王大厦 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [38] 刘大海, 杨翠如. 高层建筑抗震设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993.
- [39] 李祖原, 齐才. 高雄 85 国际广场大楼 (T & C Tower) 之工程技术 [J]. 土木技术 (台湾), 1998 (3).
- [40] 韩林海. 钢管混凝土力学性能研究进展与工程实践 [J]. 建筑钢结构进展, 2000 (4).
- [41] 谢绍松, 张敬昌. 台湾超高层钢结构设计实例——远东世界中心 [J]. 结构工程师, 2000, 53.
- [42] 丛书编委会. 世界建筑结构设计精品选——中国篇 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [43] 丛书编委会. 世界建筑结构设计精品选——日本篇 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [44] 程志辉, 司徒锡乐. 新达城广场钢管混凝土柱节点设计 [J]. 建筑结构, 2001, 31 (7).
- [45] 汤华, 王松帆, 等. 广州合银广场结构设计 [J]. 建筑结构, 2001, 31 (7).
- [46] 龚昌基. 钢管混凝土柱节点形式的探讨 [J]. 结构工程师, 2000, 53.
- [47] 向黎明, 吕西林. 高层钢管混凝土结构节点形式介绍 [J]. 结构工程师, 2000 (4).
- [48] 容柏生, 等. 高层建筑钢管混凝土柱节点设计及构造研究 [J]. 建筑结构, 1999 (10).
- [49] 高光虎. 多高层轻型钢结构住宅设计 [J]. 建筑结构, 2001, 31 (8).
- [50] 蔡益燕, 张锡元. 北岭地震和阪神地震后美日钢框架节点设计的改进 [J]. 结构工程师, 2000, 53.
- [51] 刘其祥, 蔡益燕, 等. 多高层房屋钢结构梁柱刚性连接节点的抗震设计 [J]. 建筑结构, 2001, 31 (8).
- [52] 中国建筑标准设计研究院. 01SG519 多、高层民用建筑钢结构节点构造详图 [S]. 北京: 中国建筑标准设计研究院, 2001.
- [53] 喻立安. 建筑结构设计施工图集——钢结构 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995.
- [54] 陈富生, 邱国桦, 范重. 高层建筑钢结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [55] 林树柱, 张获薇, 王昭烈. 从荣民总医院新建医疗大楼谈大型高层建筑之结构设计 [J]. 结构工程 (台湾), 1986, 1 (1).
- [56] 甘锡滢, 王正雄, 许茂雄. 高雄霖园大饭店 41 楼超高层建筑结构设计之探讨 [J]. 结构工程 (台湾), 1989, 4 (3).
- [57] 陈焕炜, 苏晴茂. 台中京唐饭店 44 楼高层建筑结构与施工 [J]. 结构工程师, 2000, 53.
- [58] 王锡钦. 高功能结构用钢板的发展 [J]. 建筑钢结构进展, 2002, 4 (1).
- [59] 钟善桐, 等. 钢管混凝土结构抗震性能的研究 [J]. 建筑钢结构进展, 2002, 4 (2).

- [60] T R Higgins. Structural Design of Tall Steel Buildings, Volume SB [J]. New York: American Society of civil Engineers, 1979.
- [61] Lynn S Beedle. Advances in Tall Buildings, Council on tall buildings and urban habitat [M]. New York: Van Nostrand Reinhold Company. 1986.
- [62] 方鄂华, 叶列平, 等. 钢筋混凝土结构设计规程 (YB 9082—1997) 讲座 [J]. 建筑结构, 1999 (7) —2000 (2).
- [63] 叶列平, 方鄂华, 赵树红. 钢筋混凝土构件的受剪承载力计算 [J]. 建筑结构, 1999 (7).
- [64] 刘大海, 杨翠如. 高楼钢结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [65] 刘大海, 杨翠如. 型钢、钢管混凝土高楼的计算和构造 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [66] 曾凡生, 王敏, 杨翠如, 刘大海, 等. 建筑结构设计资料集⑤: 高层钢结构篇 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

18种结构体系, 119个工程实例, 300余幅工程图

单一结构体系

框架体系
框筒体系
支撑框筒体系
抗剪幕墙框筒体系
框筒束体系
大型立体支撑体系
周边大型支撑体系
巨型框架体系
悬挂结构体系
多筒-钢梁结构体系

双重结构体系

框架-支撑体系
框架-墙板体系
框架-支撑芯筒体系
支撑芯筒+刚臂体系
筒中筒体系
芯筒-框架体系
芯筒-翼柱体系
叠置式混合结构体系

地址: 北京市百万庄大街22号
邮政编码: 100037

电话服务

社服务中心: 010-88361066

销售一部: 010-88326294

销售二部: 010-88379649

读者购书热线: 010-88379203

网络服务

教材网: <http://www.cmpedu.com>

机工官网: <http://www.cmpbook.com>

机工官博: <http://weibo.com/cmp1952>

封面无防伪标均为盗版



扫一扫

享受更多优质服务
赢取精美建筑图书

ISBN 978-7-111-46739-7

策划编辑◎马宏

ISBN 978-7-111-46739-7



9 787111 467397 >

定价: 89.00元