

图书在版编目 (CIP) 数据

高层建筑结构概念设计/高立人, 方鄂华, 钱稼茹编
著. —北京: 中国计划出版社, 2005. 11
(全国注册结构工程师继续教育必读系列教材)
ISBN 7-80177-501-5

I. 高... II. ①高... ②方... ③钱... III. 高层建
筑—结构设计—工程师—终生教育—教材 IV. TU973

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2005) 第 103049 号

高层建筑结构概念设计

高立人 方鄂华 钱稼茹 编著

☆

中国计划出版社出版

(地址: 北京市西城区木樨地北里甲 11 号国宏大厦 C 座 4 层)

(邮政编码: 100038 电话: 63906433 63906381)

新华书店北京发行所发行

三河富华印刷包装有限公司印刷

787×1092 毫米 1/16 17 印张 432 千字

2005 年 11 月第一版 2005 年 11 月第一次印刷

印数 1—12055 册

☆

ISBN 7-80177-501-5/TU • 277

定价: 36.00 元

目 录

第 1 章 概述——高层建筑中的结构设计	(1)
1.1 引言	(1)
1.2 帮助建筑师开拓空间形式与功能	(2)
• 例 1-1: 芝加哥第一国家银行大楼	(2)
• 例 1-2: 美国西尔斯 (Sears) 大厦	(3)
• 例 1-3: 法兰克福商业银行总部大楼	(5)
1.3 承载力、刚度、延性为主导的结构概念设计	(8)
• 例 1-4: 马那瓜美洲银行	(9)
1.4 结构设计没有惟一解	(14)
• 例 1-5: 钢筋混凝土框架柱轴压比限值与截面延性的思考	(15)
• 例 1-6: 底层大空间剪力墙结构规定条文和思考	(19)
1.5 运用正确的判断力把握设计	(20)
• 例 1-7	(22)
• 例 1-8	(23)
1.6 结语	(24)
• 国际结构设计知名人士的忠告	(25)
参考文献	(26)
第 2 章 高层建筑结构体系及工程实例	(27)
2.1 框架结构	(27)
2.2 剪力墙结构	(29)
2.3 框架-剪力墙 (筒体) 和框架-支撑结构	(31)
2.4 框架-核心筒结构、框架-核心筒-伸臂结构	(35)
2.5 筒中筒结构	(44)
2.6 束筒结构	(47)
2.7 巨型框架结构	(48)
2.8 结构体系的适用范围	(55)
2.9 高层建筑抗侧力结构体系的发展和应用	(57)
参考文献	(62)
第 3 章 抗侧力结构受力、变形特性概念	(63)
3.1 双重抗侧力体系的受力和变形性能	(63)
3.1.1 框架-剪力墙 (筒体) 结构	(63)
3.1.2 筒中筒与框架-核心筒结构	(66)
3.1.3 混合的框架-核心筒结构	(70)

3.2	框架-核心筒结构与板柱-筒体结构	(72)
3.3	框架-核心筒-伸臂结构的受力和变形性能	(73)
3.4	加强层的设计概念	(77)
3.4.1	伸臂设置的位置和数量	(77)
3.4.2	设置伸臂的效果和概念	(77)
3.4.3	伸臂结构形式和连接	(80)
3.4.4	环向构件	(80)
3.4.5	腰桁架和帽桁架	(81)
3.5	筒中筒与框架-核心筒、框架-核心筒-伸臂结构设计概念的比较	(82)
3.6	框架和框筒结构的转换层	(85)
3.6.1	上、下柱在同一平面内的转换	(85)
3.6.2	上、下柱不在同一平面内的转换	(86)
3.7	底部大空间剪力墙结构的设计概念和转换层	(89)
3.7.1	框支剪力墙	(89)
3.7.2	底部大空间剪力墙结构的设计概念	(91)
3.7.3	转换构件	(93)
3.7.4	关于剪力墙结构的高位转换	(96)
3.8	短肢剪力墙较多的剪力墙结构的设计概念	(98)
	参考文献	(100)
第4章	楼盖体系的方案选择与整体初步设计	(102)
4.1	概述	(102)
4.2	平板体系	(103)
	• 例 4-1: 预应力混凝土平板初步设计	(107)
4.3	梁-板体系	(109)
4.3.1	单向板-梁楼盖	(109)
4.3.2	双向板-梁楼盖	(111)
	• 例 4-2: 某机场候机楼楼盖的内力分析	(112)
4.3.3	现浇梁板共同作用的设计概念	(114)
4.4	主-次梁体系	(115)
4.4.1	柱网与主、次梁的合理布局	(117)
	• 例 4-3: 坦帕国际机场南停车楼	(117)
4.4.2	边跨的合理设计	(119)
4.4.3	单向密肋——主-次梁体系的一种特殊结构型式	(120)
4.5	双向密肋体系	(122)
	• 例 4-4: 双向密肋楼盖初步设计	(124)
4.6	平面或空间桁架组合楼盖	(126)
4.7	预应力混凝土设计的基本概念和方法	(130)
4.7.1	预应力混凝土特性的三个不同概念	(131)
	• 例 4-5	(131)
	• 例 4-6	(134)

• 例 4-7	(134)
• 例 4-8	(135)
• 例 4-9	(135)
4.7.2 无粘结预应力混凝土框架梁设计需注意的若干问题	(136)
4.8 设计优化实例剖析	(138)
• 例 4-10	(138)
• 例 4-11	(141)
参考文献	(145)
第 5 章 竖向分体系的初步设计	(147)
5.1 引言	(147)
5.2 剪力墙结构	(147)
• 例 5-1: 钢筋混凝土剪力墙的初步设计	(148)
• 例 5-2: 支撑框架的内力估算	(149)
• 例 5-3: 高层剪力墙连梁的初步设计	(150)
5.3 筒体结构	(151)
• 例 5-4: 单筒的初步设计	(151)
• 例 5-5: 圆筒中筒高层建筑的初步设计	(153)
• 例 5-6: 芝加哥西尔斯大厦	(154)
5.4 框架结构	(155)
5.4.1 钢梁-混凝土柱组合框架结构	(156)
• 例 5-7: 我国首例 RCS 组合框架结构工程	(163)
5.4.2 竖向荷载作用下的直接弯矩分配法	(167)
5.4.3 水平荷载作用下的近似计算方法	(169)
• 例 5-8: 高层框架近似分析	(172)
5.5 抗侧力构件的变形近似计算	(173)
参考文献	(177)
第 6 章 延性结构与延性构件的设计概念	(179)
6.1 地震作用	(179)
6.1.1 地震和地震作用基础知识	(179)
6.1.2 地震作用的特点	(182)
6.1.3 建筑结构的震害	(183)
6.1.4 抗震设计理论和方法的发展	(184)
6.2 抗震结构的基本要求	(188)
6.2.1 抗震设防目标	(189)
6.2.2 构件应具备足够大的承载能力	(190)
6.2.3 结构应具有足够大的刚度	(191)
6.2.4 应具有足够大的延性和耗能能力	(192)
6.3 建筑体形和结构总体布置	(197)
6.3.1 结构总体布置原则	(197)
6.3.2 对抗震不利和有利的建筑平面和结构布置	(198)

6.3.3 对抗震不利和有利的建筑立面和结构布置	(199)
6.3.4 不规则结构的地震反应	(201)
6.3.5 不规则结构的抗震概念设计和工程应用	(204)
6.4 延性钢筋混凝土框架的设计概念	(209)
6.4.1 实现梁铰机制,避免柱铰机制	(209)
6.4.2 延性框架梁抗震设计	(210)
6.4.3 延性框架柱抗震设计	(213)
6.4.4 梁柱节点核心区抗震设计	(216)
6.5 延性组合柱	(217)
6.5.1 钢管混凝土柱	(217)
6.5.2 钢管混凝土组合柱和叠合柱	(223)
6.5.3 钢骨混凝土柱	(225)
6.6 延性剪力墙的设计概念	(228)
6.6.1 联肢墙设计	(228)
6.6.2 延性墙肢设计	(231)
6.6.3 延性连梁设计	(236)
6.7 延性钢结构的设计概念	(238)
6.7.1 钢结构的地震震害	(238)
6.7.2 延性钢框架设计	(239)
6.7.3 延性钢支撑框架设计	(240)
6.7.4 梁柱连接设计	(241)
6.7.5 消能减震	(242)
参考文献	(245)
第7章 高层建筑基础设计的内在潜力	(247)
7.1 概述——高层建筑基础的合理选型	(247)
• 例 7-1: 法兰克福商业银行总部大楼	(247)
7.2 桩筏(箱)基础设计中的桩-土共同作用	(250)
7.2.1 摩擦型桩筏基础	(250)
• 例 7-2: 陕西省邮政电信网管中心大楼	(250)
• 例 7-3: 法兰克福展览会大楼	(252)
7.2.2 嵌岩型桩筏基础	(254)
• 例 7-4: 南京某大厦	(254)
7.2.3 根据桩-土受力特征调整桩距与合理布桩	(256)
• 例 7-5: 上海某 24 层住宅楼	(257)
7.3 上部结构-地下室-地基基础的相互作用	(259)
7.3.1 基础底板的内在潜力	(259)
7.3.2 地下室的潜在功能与作用	(260)
参考文献	(263)

第1章 概述——高层建筑中的结构设计

1.1 引言

我国现行的传统设计体制造成结构工程与建筑专业之间一直存在着技术共识上的制约，特别是在建筑设计的方案阶段，往往都毋需结构工程师的参与（或结构工程师就根本不参加）。再加上相应的教学和现代信息的分离——传统的专业教育致使结构工程师首先从细节去考虑问题，而对总体方案缺乏关心，甚至根本不感兴趣。这就又进一步限制了结构工程师和建筑师之间创造性合作的可能性。这种制约在设计项目的方案阶段尤为可悲，结果会导致建筑空间形式和结构设计理念之间的整个关系不协调，并给后续的设计阶段埋下了种种障碍和矛盾，来回返工，以致最后反过来限制和约束了业主最想要的空间形式及其功能。

因此，习惯性的传统设计往往会给结构工程师造成一种错觉，以为结构设计就是“规范+计算”。即将原本通过努力可以创新和做得很好的结构设计简单地误认为：不就是将建筑师所设计的房子矗立起来，并保证其安全即可，其中包括强度与变形的计算。另外一种更为错误的观点就是认为结构设计有它一定的老套路，既然是必须按照技术规范和规程来做设计与审图，那怎么还能有我们结构设计人员自己主观选择的余地呢？特别是在一体化计算机结构设计程序全面使用的情况下，甚至将原本已错误理解为“规范+计算”的结构设计更简化成了“规范+一体化计算机结构设计程序”。只要在设计规范、手册、计算机及其相应的一体化设计程序都具备的情况下，等待建筑师给出一个空间形成方案（非结构的），然后设法去搭积木完成它就行了，自己充当的是一个东拼西凑的计算机程序的操作者和规范条文限值的查对人。而同时也会在年轻的结构工程师中导致形成两种截然不同的心态：一种是自我满足——结构设计没什么难的，只要有一体化计算机结构设计程序，再加上规范，就是给我100层的高楼，我都敢设计，对结构概念和体系的知识不感兴趣，只会盲目照搬规范和规程的条文限值，并有一句自以为很有理的，常拿来对付建筑师与业主要求的话：“这程序算不下来”；另外一种心态是迷茫——难道结构设计就这么简单吗？如果真是这样，那还用得着父母花这么多心血，含辛茹苦地培养我去上大学本科吗？难道我就真的这样一辈子去做规范和一体化计算机结构设计程序的操作工具吗？而且，每一个设计项目从施工开始就担心不知会在什么地方出问题。

上述两种心态的结构工程师却都有一个共同点，即在每一个项目设计到一定程度时，都会感到一种莫名其妙的劳累、烦恼，甚至反感。这与习惯做概念设计的结构工程师那种老是兴致勃勃地在不断比较、反馈和优化自己的设计，且每当谈起自己所设计的、并已竖立在大地上的建筑物和构筑物时都有一种乐趣的感觉恰恰相反，回忆起来总有一种麻木、甚至痛苦的感觉。

另一方面，客观现实业已充分证明，凡是概念设计做得好的结构工程师，其自身所拥有的结构设计概念、经验、判断力和创造力是随年龄与工程实践的增长而越来越丰富，设计成果也越来越创新、完美。反之，只会盲目照搬规范和依赖计算机程序做习惯性传统设计的结

构工程师，特别是在一体化计算机结构设计程序全面应用的今天，不但设计误区多发，而且随着年龄的增长会导致连在大学学过的那些孤立的概念都被忘却，更谈不上结构设计成果的不断创新。

实际上，要创造一个令业主满意、有效的建筑物，建筑设计人员和结构设计人员的能力发挥是相互关联的，而且应该是建筑师和结构工程师创造性合作的共同成果。因为设计人员只有通过整体构思结构总体方案才能去创造性地满足该建筑物的空间形式及其三个相互关联的功能要求：使用功能、构造功能和所能感受到的形象功能。事实上，对所有建筑物的最基本要求就是给业主提供一个有一定追求的理想活动场所。它应该是令人向往、鼓舞人心的，而不是令人烦恼、埋怨，甚至会产生消极抵触情绪的。

因此，对一个结构工程师来讲，在设计一个业主所梦寐以求的建筑物时，结构设计人员到底应该做些什么？而且怎样去做才能做得更好？也就是说，业主花钱请结构工程师帮助设计他想要的房屋，他要的绝不仅仅是你的“规范+计算”，更不是“规范+一体化计算机结构设计程序”，而是想借用你作为一个结构工程师本应具有的结构设计概念、经验、悟性、判断力和创造力。创新才是结构工程师对设计、业主和社会的最大贡献。

1.2 帮助建筑师开拓空间形式与功能

创造力和创新是结构工程师对设计的贡献。

——[英国] Bill Addis

真正的结构设计不仅是一门专业技术，更是一门艺术。而且，结构设计没有惟一解，只有通过不断地探索去寻求相对的最优，而根本没有什么所谓绝对最佳的“专家标准模式”。

一个结构项目工程师的首要任务就是在每一项工程设计的开始，即建筑方案设计阶段，就能凭借自身拥有的结构体系功能及其受力、变形特性的整体概念和判断力，用概念设计去帮助建筑师开拓或实现该建筑物业主所想要的，或已初步构思的空间形式及其使用、构造与形象功能。并以此为统一目标，与建筑师一起构思总结构体系，并能明确结构总体系和主要分体系之间的最佳受力特征要求。由于我国建筑师在大学中所受的结构专业方面的教育往往都是被浓缩后的概要课程，因此在具体的工程设计中，很难或根本不会对各种结构体系的功能和受力特征去进行分析、归类、总结与反思。所以建筑师的结构设计思想是无法替代一个结构项目工程师的工程设计理念、经验和判断力的，同时也根本无法弥补结构工程和建筑专业之间技术共识的空白与隔阂。而只有富于创新并兼有丰富实践经验的结构项目工程师才能帮助建筑师去实现理想的构思、甚至还能帮助他们进一步开拓，尤其是在方案设计阶段，结构工程师的参与也就是一种项目设计所必需的知识投入。实践证明，世界上那些著名的工程实例若在建筑方案设计阶段没有结构工程师凭借自身拥有的结构设计概念、悟性、判断力和创造力去参与构思、开拓，是无法充分地去实现业主的理想。

【例 1-1】芝加哥第一国家银行大楼

芝加哥第一国家银行大楼（见图 1-1），244m 高，其横剖面为下大上小，底部为 5110m²，

顶层 2694m^2 ，共 60 层，银行业主一直在追求和向往能在他们银行大楼的整个底部有一个 4~5 层楼高的无柱大空间，以充分满足他们银行业务在使用功能和形象功能上的需求。在芝加哥第一国家银行大楼的方案设计中，结构设计人员和建筑师合作开拓了一种结构形式，即将电梯井筒与设备井筒分别设置在建筑物的纵向两侧，作为巨型柱，并将第一道设备层设置在第六层，往上每隔 18 层再各自设置一道（见图 1-2，剖面图），作为承载力和刚度很大的巨型水平构件，并与周边的巨型柱有机地刚性连接在一起，从而构成了一种巨型框架体系的结构功能与受力特征，不但能有效地抵抗重力荷载和水平荷载，还满足了业主的理想要求。该设计深得美国银行家们的赞许，称得上是结构工程师和建筑师首次慷慨地和充分地满足了银行家梦寐以求的底部大空间——在整个大楼底部 5110m^2 的面积内无一根柱子。



图 1-1 芝加哥第一国家银行大楼

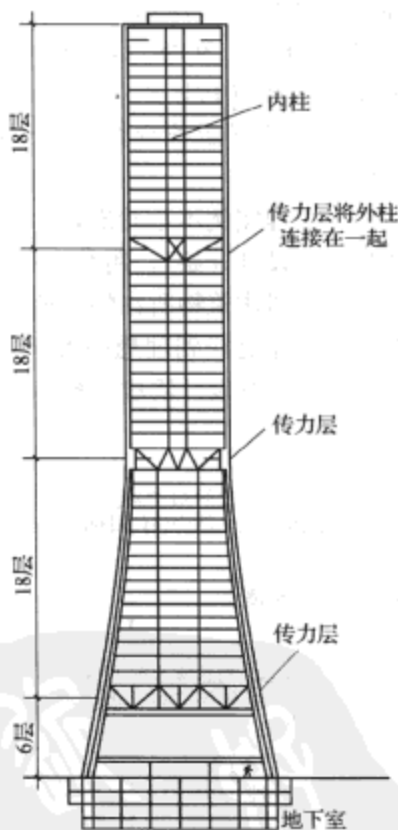


图 1-2 芝加哥第一国家银行大楼结构示意

【例 1-2】美国西尔斯 (Sears) 大厦

另一个世界最著名的工程实例就是建于 1974 年，在 1998 年以前一直排名第一的世界最高建筑，110 层、442m 高的芝加哥西尔斯 (Sears) 大厦（见图 1-3），它更是一个创新的概念设计成果。这是美国旧金山 S.O.M 公司的结构项目工程师法兹勒·R·坎恩 (Fazlur Rahman Khan，美籍巴基斯坦人，1982 年去世) 创造的世界上第一座束筒结构，帮助建筑师和业主开拓了当时世界最高写字楼的空间形式与使用功能。他设计了一个由 9 个 $22.86\text{m} \times 22.86\text{m}$ 的钢框筒组成的 $68.58\text{m} \times 68.58\text{m}$ 的束筒结构。在第 50 层截去了东南—西北对角线上的两个角筒，在第 66 层又截去另一对角线上的两个角筒，到第 90 层又将三个框筒封

顶,最后只剩下两个筒一直升到 442m 高度。由于将上部的 7 个筒依次截去,不但减少了承受风荷载的表面积,分散了气流,其所造成的湍流也减少了建筑物的摆动。同时也满足了一些想租用整层楼房,而面积又不要太大的客户的要求。更难能可贵的是,西尔斯大厦不但给业主提供了 523m^2 的无柱单元大开间,而且整幢大楼的平均用钢量只有 $159.5\text{kg}/\text{m}^2$,又创造了一个结构设计的新纪录,比当时传统的钢框架结构的用钢量 $290\sim 340\text{kg}/\text{m}^2$ 整整节省了一半。尽管这世界第一高楼的宝座已相继被马来西亚吉隆坡的石油 (Petronas) 双塔 (88 层, 452m, 1998 年) 和台北 101 大楼 (101 层, 508m, 2004 年) 取代,但西尔斯大厦的创新结构概念设计给世人留下了永不磨灭的示范。

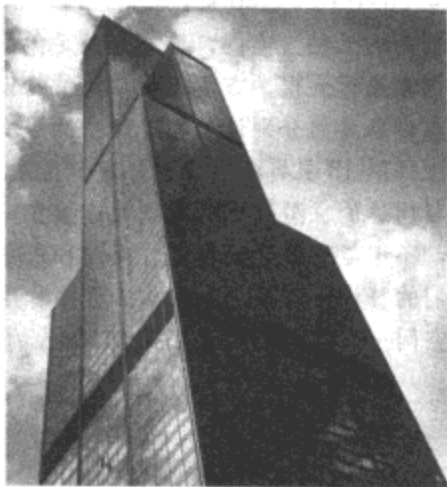


图 1-3 西尔斯大厦

从上述两个工程实例不难看出,一个结构项目工程师只有在和建筑师合作的整个设计过程中 (强调从方案设计开始),用其自身拥有的结构体系功能及其受力、变形特性的整体概念和判断力,并根据建筑物所在的地理环境条件、材料、施工条件与造价等去不断地探索、比较、反馈和优化才能找到理想的答案。要实现一个建筑物的全面设计,至少应有三个反馈、优化的阶段:方案设计阶段、初步设计阶段和施工图设计阶段,见图 1-4。

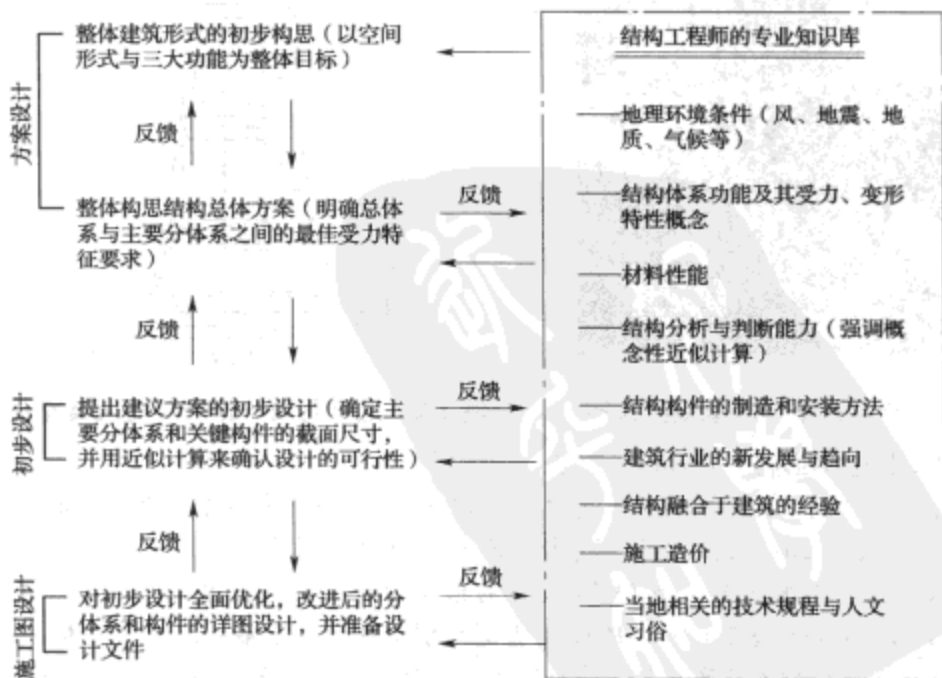


图 1-4 建筑结构的设计阶段与反馈

这种分阶段的设计方法可以重点突出整体方案构思阶段的概念设计,以避免基本思路受到无数具体细节问题的干扰。而且在构思结构总体系时就能考虑到材料、施工的可行性与经济性,那是最有利和明智的。这样还可以避免以后产生较大的反复。但这就要求结构工程师(包括建筑师在内)应该从主要分体系之间的力学关系,而不仅仅是从构件的详图上去构思总体结构方案。因为这样的构思易于反馈和优化,以改进或开拓空间形式的设计方案。

在初步设计阶段,设计的重点已转移到如何精心去改善已构思拟定的设计方案上,也即已转移到分体系具体方案的设计上,确定分体系及其相关构件的几何尺寸与截面特征和相互之间的关系,并通过概念性近似计算来确认该设计方案的可行性。应该强调指出的是,在总体系这个目标下,要弄清并处理分体系之间的力学关系及其在设计中存在着的的问题,也只有结构工程师才能去面对解决。这时,初步设计阶段所做的改进决策必须反馈回去,使总体方案的概念进一步完善。

在施工图设计阶段,如果不同专业的设计人员和业主都对初步设计优化方案的可行性表示认可,则全部设计的基本问题也就业已解决,下一步的施工详图设计也就不会再引起较大的反复,这样即可转移进入节点和构件的详图设计阶段。也就是说,只要方案设计和初步设计做得深入、透彻,则施工图设计阶段是不会出现全部再重新设计一遍的可能性的。因为整个设计过程是一个循序渐进的发展过程,即从创造(方案设计阶段)和优化改进(初步设计阶段)总结结构体系及其与主要分体系之间的受力特征,到最后具体落实构件和连接节点的细部构造。

【例 1-3】法兰克福商业银行总部大楼

在这三个设计阶段中,结构工程师与建筑师密切合作、不断探索、开拓、反馈与优化的近期典型工程实例,就是1996年底建成的德国法兰克福商业银行的61层总部大楼(见图1-5)。在1991年发布的招标书中业主明确强调是在寻求一个确确实实与众不同的创新建筑物,并提出:“设计的环境呵护的好坏应和使用功能的价值一样重要。”即要求在这个三角形建筑平面内,必须有一边是空中花园,而办公楼只能设置在另外两侧,并且在每层办公楼区的任何位置上,办公人员都能抬头就看见这美丽的空中花园。建筑师的最初想法是将三角形建筑的正面从下到上全都设计成空中花园,而将两侧斜面设计成办公楼区,并在大楼的中央设置核心筒。这不但对结构的整体受力性能不利,而且中央核心筒势必会遮挡办公人员对空中花园的视线,这也不符合业主要求。所以,建筑师关于大楼整体建筑形式的初步构思完全被否定。

在共同合作竞标伙伴,英国Ove Arup & Partners公司的结构工程师的帮助下,将这座大楼的整体建筑空间形式改成在三角形大楼的每一侧都由每6层办公楼区之间加插一个3层楼净高的空中花园所组成,而大楼三边的空中花园都是按顺时针方向往上盘旋错层相接来设置。并取消了核心筒,在建筑平面的三个角区都分别设置了作为电梯、楼梯和服务设施竖向通道的角筒。同时将沿三面错层设置的6层办公楼区全部设计成空腹桁架(Vierendeel truss,也即无斜腹杆的多层构架),并分别与三个角筒有机相连,见图1-6和图1-7。这不但满足了业主所要求的每一层都有一面是空中花园的心愿,并在建筑物的中央增加了一个有利于通风和观赏的玻璃天井。同时还为业主和世人开拓了一种角筒——错层空腹桁架的结构新体系来确保这个创新建筑的结构整体受力性能,并大大地提高了整幢大楼的侧向刚度。

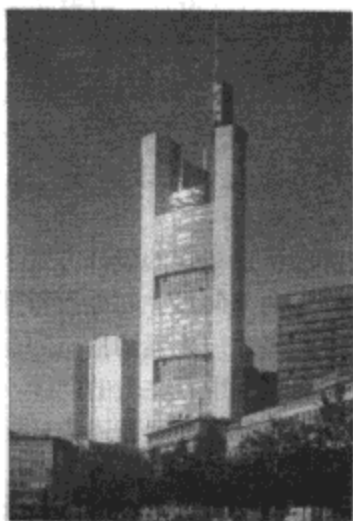


图 1-5 法兰克福商业
银行总部大楼

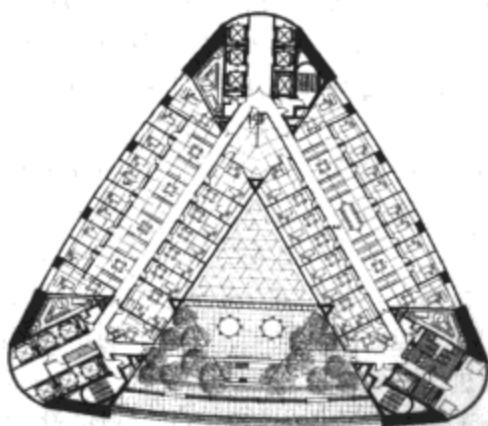


图 1-6 建筑平面图

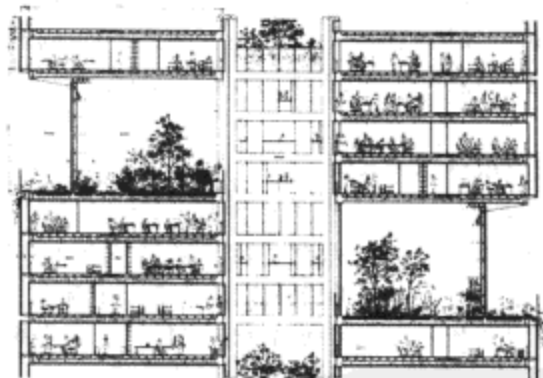


图 1-7 建筑剖面示意图

在胜标后的初步设计优化过程中，结构设计人员通过比较发现，这 6 层办公楼加 3 层楼净高空中花园的方案对结构整体刚度和净使用面积与总建筑面积的比率之间的关系协调并不是十分理想，而且胜标方案中按法兰克福地基基础常规做法的方案设计也极不合理。最后将每 6 层办公楼加插一个 3 层楼净高空中花园的方案改进成每 8 层办公楼加插一个 4 层楼净高的空中花园，见图 1-8。这样就在满足业主的需求下取得了更进一步的综合经济效益。

这栋欧洲目前最高的建筑确实是一种富有创新精神、不断探索、反馈和优化的非常设计 (highly-engineered)，按结构设计当事人的话来讲是“突破了所有的常规做法” (‘breaks all the rules’)。

从上述三个世界著名的工程实例中不难看出，一个结构项目工程师对总体方案设计所持的态度不同——拼凑、组合、综合或整体构思，则其设计过程中的理念、手法、目标和效果也势必截然不同，甚至完全相反，见图 1-9。

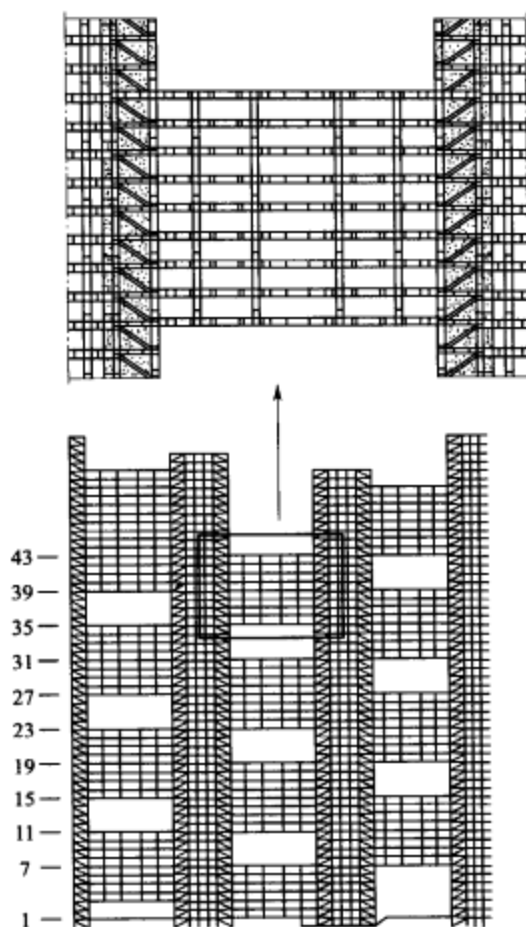


图 1-8 结构立面展开图

	最小 ←—— 重视总体方案设计、反馈、优化 ——→ 最大			
设计者的态度	拼 凑	组 合	综 合	整体构思
设计理念与手法	看到需要什么就往上加什么	部分从属于主要形式的构思	协调各部分以优化相互关系	整体构思形成有机的结构总体体系
目标与效果	反 效 果	只考虑形式本身	功能决定形式	形式与功能统一
	最大 ←—— 对空间形式与功能的制约，施工图设计中的矛盾与反复 ——→ 最小			

图 1-9 结构工程师对设计的态度及其效果

总的来讲,结构工程师必须能以整体概念来构思总体方案(即总结构体系)的设计,也就是把方案阶段的建筑空间形式看作总结构体系。其首先要了解总的与功能有关的内容,然后再创造性地去探索总体系、分体系和构件设计的关系,并不断地反馈、优化,这样才能将自身专业知识的作用得以充分发挥,并能反过来增强自身对结构设计的兴趣。

1.3 承载力、刚度、延性为主导的结构概念设计

一位土木工程师不仅仅是一个可靠的应力计算者,更应该是一个有魄力、足智多谋、能正确判断事物的设计者。

——[英国] A. L. L. Baker,《钢筋混凝土》一书的著者

概念设计的宗旨就是在特定的空间形式、功能和地理环境条件下,以结构工程师自身确定的理想承载力、刚度和延性为主导目标,用整体构思来设计各部分有机相连的结构总体系,并能有意识地利用和发挥结构总体系和主要分体系、以及分体系与构件之间的最佳受力特征与协调关系。在方案设计和初步设计阶段,用概念性近似计算能迅速、有效地对结构体系进行构思、比较与选择。这种近似计算方法虽然有一定的误差,但是概念清楚,定性准确,手算简单快捷,能很快地比较和选择出相对最佳的结构方案,乃至估算出主要分体系及其构件的基本尺寸大小,为以后的计算机分析提供比较确切的结构计算模型和所需输入的原始数据。同时也是施工图设计阶段判断计算机内力分析输出数据可靠与否的主要依据。

众所周知,在高层建筑中水平荷载对建筑物的效应不是线性的,而是随着建筑物的高度的增加而迅速递增的。例如,在风荷载的作用下,建筑物底部的倾覆力矩与其高度的平方成正比(在其他条件不变的情况下),建筑物顶部的侧向位移则与其高度的四次方成正比。而地震的效应就更加显著。所以,随着建筑物高度的增加,侧向位移与振动就会越来越变成主要的设计控制条件,而风荷载和地震作用是引起侧向位移和振动的两个主要因素。因此,必须以承载力、刚度和延性为统一主导目标来进行高层建筑的结构概念设计。另外,高层建筑(指高度较大的)阴阳面的温差也会引起变形。

风荷载引起的侧移和振动见图 1-10。在稳定的风压作用下,房屋会有一定的侧移,其大小取决于风荷载的大小和建筑物高度及其整体刚度。但在阵风作用下,房屋还会左右摇摆。虽然小的摆动不会对结构造成危害,但是却会给居住者带来不安全感 and 不舒服。所以高层建筑应具有一定大的刚度,也即在风荷载作用下能具有一定程度的相应频率,致使这种摆动不太明显,或使居住者没有明显的感觉。

而高层建筑在地震作用下的变形方式是和风荷载所引起的侧移截然不同的。在强烈地震作用下结构会在任意方向变形,而且有时位移会很大,所以设计的关键问题是要避免会引起倒塌的过大变形(其中包含 $P-\Delta$ 效应)。计算高层建筑这种由于地震引起的侧移还是比较复杂的,因为有很多振型。当然,主要是第 1 振型,同时还包括具有鞭梢效应的第 2 和第 3 振型,见图 1-11。

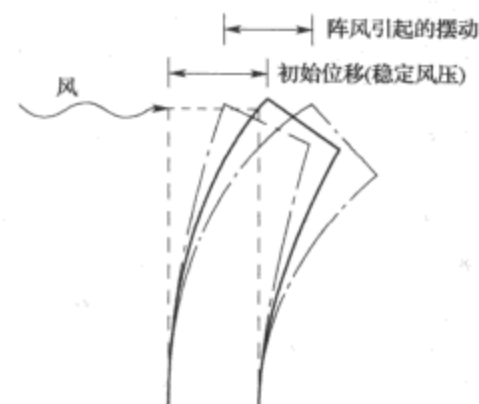
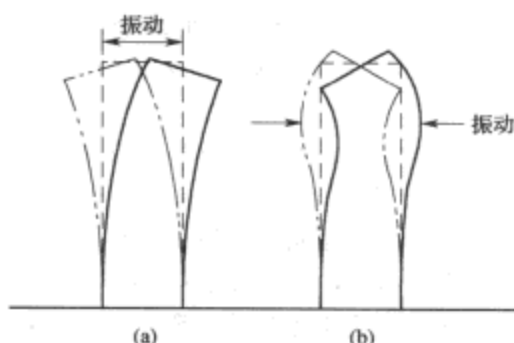


图 1-10 风荷载引起的侧移与摆动

图 1-11 地震作用下的第1振型
(a)和第2振型(b)

再者，设计高层建筑结构考虑抗风和抗震要求的出发点往往是相互矛盾的。刚度大的结构对抗风荷载有利，其动力效应小，也即频率高，振动的振幅小。反之，较柔的结构抗震性能好，一是地震作用小，二是可以避免与地震运动共振，这样就不会产生过大的应力。地震的主要周期只是几分之一秒，而较柔的高层建筑自振周期是几秒，结构的自振周期和地面运动加速度的周期相差大，则由惯性引起的内力就不会增大，即使地震引起高振型也不会进入共振，地震反应就不会太大。所以要设计一个抗风和抗震性能都很好的高层建筑结构并不是件容易的事。

因此，作为一个结构工程师（特别是结构项目工程师），首先应根据建筑功能要求、地理环境条件（其中包括地域与场地）及所构思的结构总体系，心中应有一个多道防线、刚柔结合的理想刚度目标，即应具有一定大的刚度和承载力来抵御风荷载和小震，在风和规范设防烈度水准的地震作用下，能保证结构完全处于弹性工作状态。并且还应在第一道防线的有意识屈服后，在结构变柔的同时仍具有足够的弹塑性变形能力和延性耗能能力来抵御未来可能遭遇的罕遇大地震。然后根据这个多道防线、刚柔结合的理想目标，再从具体的结构整体设计中去满足（其中包括合理的构造措施），而不是仅仅满足于计算机分析下来的层间位移没有超过规范条文的限值就可以了。因为罕遇地震的强度是无法预估的，一味地盲目加大结构的整体刚度是根本不可行的，这不但会造成很大的浪费，还可能会给结构带来很大的危害。

【例 1-4】马那瓜美洲银行

1972 年 12 月 23 日尼加拉瓜首都马那瓜发生罕遇的强烈地震，5000 多人死亡，市区 1 万多栋楼房夷为平地，见图 1-12。而马那瓜当时最高的建筑，

图 1-12 尼加拉瓜马那瓜美洲
银行大楼（震后所摄）

林同炎教授于1963年设计的18层、61m高的美洲银行——一栋钢筋混凝土塔楼，虽位于震中，在楼前的街道上出现了13mm宽的地裂缝，承受着比当时设计规范（UBC，美国统一建筑规范）所要求的地面运动水平加速度 $0.06g$ 大6倍的地震强度（ $0.35g$ ，相当于里氏6.3~6.5级）而未倒塌，甚至未严重破坏，则引起世界结构同行的高度重视。

林同炎教授在马那瓜美洲银行的多道防线、刚柔结合的概念设计思想是由4个4.6m等边的L型柔性筒（ $H/b=13.3 \gg 7$ ），通过每层的连梁组成一个 $11.6m \times 11.6m$ 的正方形核心筒作为主要的抗震结构（见图1-13）。在风荷载和抗震设防烈度的地震作用下具有很大的抗弯刚度（ $H/b \approx 5$ ），为了预防未知的罕遇强烈地震，林同炎教授在连梁的中部开了较大的孔洞，一方面可以用来穿越通风管道，减少楼层的结构高度；另一方面是有意识地形成该结构总体系（第一道防线）中的预定薄弱环节，在未来遭遇强烈地震时，通过控制首先在连梁开洞处开裂、屈服、出现塑性铰，从而变成具有延性和耗能能力的结构体系（第二道防线），即各分体系（L型柔性筒）作为独立的抗震单元，则整体结构变柔，自振周期变长，阻尼增加，地震动力反应将大大地减小，从而可以继续保持结构的稳定性和良好的受力性能。即使在超出弹性极限的情况下，仍具有塑性强度，可以做到较大幅度的摇摆而不倒塌。为确保每一个L型柔性筒都可以作为有效的独立抗震单元，林同炎教授在L型筒的每面墙内的配筋几乎都是一样的。

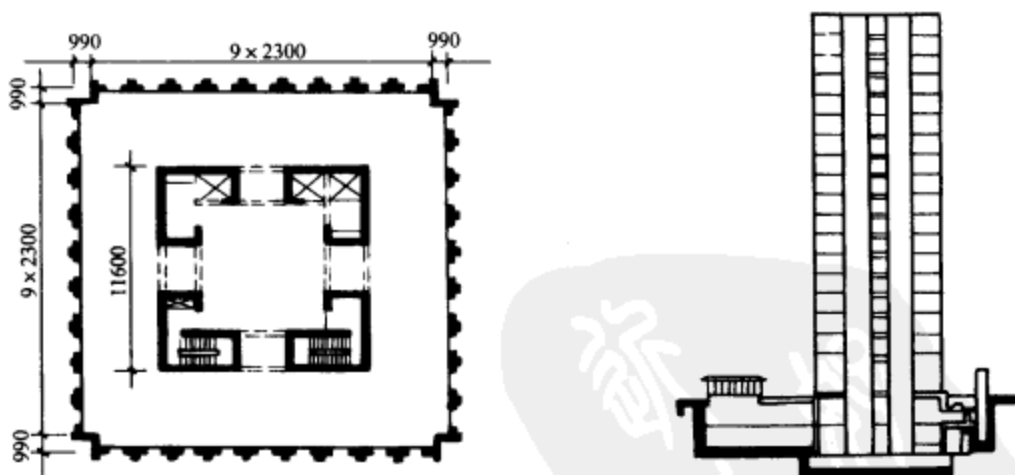


图 1-13 马那瓜美洲银行大楼平面图

马那瓜的大地震充分证实了林同炎教授这种先进的概念设计思想的创造性和前瞻性。因为在上世纪60年代初，世界抗震设计的经验还很不丰富，工程师们的抗震知识也普遍不足，正如美国ATC规程编制者Ronald Sharpe所言：“到目前为止，抗震设计尚不能称之为是一门科学，而是一门艺术，很多问题的解决要靠工程判断”。

震后的调查正如设计所预料的那样，这幢建筑核心筒的连梁剪切破坏，混凝土保护层剥落、开裂，这是比较容易修复的。墙体没有裂缝，只是在核心筒的墙面上掉下了几块大理石饰面。这充分说明，虽然主体结构没有开裂，但剪力墙内已具有很高的应力。也就是说在地

震的剪力和弯矩作用下,墙仍处于弹性阶段。在震后的修复过程中,建筑设计师曾提出将连梁上的预留洞全都封堵的建议,但林同炎教授没有同意。林同炎教授当时明确表示,在连梁上留洞就是为了使连梁在罕遇地震中能率先破坏,从而达到减小主结构的地震力这一目的。

伯克利加州大学的教授 V. Bertero 在震后对这幢建筑作了动力分析,见表 1-1。显而易见,当核心筒连梁破坏后,四个 L 型角筒独立作用时,结构的自振周期和顶部位移明显加大,而基底剪力和倾覆力矩却明显减小。在正常工作状态下,即在风荷载或设防烈度的地震作用下,设计所选择的结构的自振周期 $T=1.3s$,相当于 $0.072n$ (n ——楼层数),顶部侧向位移 12cm,相当于 1/500 楼高。

表 1-1 马那瓜美洲银行大楼动力分析

	四个角筒共同作用	四个角筒分别独立作用
自振周期 (s)	1.3	3.3
基底剪力 (t)	2700	1300
倾覆力矩 (t·m)	93000	37000
顶部位移 (mm)	120	240

马那瓜美洲银行大楼的抗震实例说明了以承载力、刚度和延性为主导目标,设计抗风和抗震都比较理想的高层建筑是完全可能的。在风荷载作用下结构的整体刚度大,有较高的自振频率;而在罕遇的强烈地震作用下,可通过充分发挥延性(其中包括结构延性、构件延性或截面延性,详见第 6 章)与耗能能力使结构仍具有足够的承载力。

林同炎教授指导设计的另一幢著名的抗震高层建筑是位于旧金山湾区的太平洋公园广场公寓,它是高烈度地震区的第一栋钢筋混凝土高层建筑和当时世界上最高的延性钢筋混凝土框架结构。在 1989 年 10 月发生的 7.1 级 Loma Prieta 大地震中经受了绝佳的考验,不但梁柱没有开裂,而且连玻璃都没有破碎,详见第 3 章。

在高层建筑结构的概念设计中,除上述的以承载力、刚度、延性为主导目标,实施多道防线、刚柔结合的基本理念外,尚需重视下面的一些基本原则:

1. 应将复杂的变成简单。将结构的受力与传力途径设计成越简单、直接和明确就越好。尽可能避免出现以抗扭为主导的关键性传力构件。传力途径越复杂就越易形成内力与变形的不协调和难以预料的薄弱环节。

同理,在对结构进行分析计算时,应该运用最简单、最直接、概念很清楚的计算方法;切忌使用那些概念含糊不清,有的甚至连概念都看不出来,系数套系数的繁琐计算方法。

2. 应尽可能使结构平面布置的正交抗侧力刚度中心(或称刚心)和建筑物表面力(风力)作用中心或质量重心(或称质心)靠近,最好重合,以避免或减小在风荷载或地震作用下产生的扭转效应及其相应的破坏。例如,在 1972 年的马那瓜大地震中,与上述林同炎教授所设计的美洲银行毗邻的 15 层马那瓜中央银行就因抗侧力刚度中心和质心之间的偏心距太大而遭受严重破坏,甚至部分倒塌。

3. 沿建筑物竖向布置的抗侧力刚度构件也最好设计成均匀、连续,以避免出现软弱层和层间位移角、内力及其传力途径的突变。在建筑空间形式和使用功能要求必需的情况下,

也不是不可以例外,但必须有效地协调上、下(特别是层间)剪切刚度、弯曲刚度和轴压刚度的平稳(非突变)过渡。

4. 应重视上部结构与其支承结构(或构件)整体共同作用的机理,即传力者和受力者共同抗力的概念。例如,框支剪力墙转换梁的实际受力状态是跨中截面不但存在着弯矩,而且同时还有轴拉力。这说明上部剪力墙和转换梁是在共同整体抗弯,中和轴已上移到上部剪力墙上。这个概念同样适用于钢筋混凝土高层建筑的箱形和筏形基础的设计。这是因为实际的建筑物都是一种整体的三维空间结构,所有的结构构件都以相当复杂的方式在共同协调工作,而都不是脱离总结构体系的孤立构件。

5. 应遵循能有效增大高层建筑(包括钢筋混凝土和钢结构)抵抗侧向力和侧移的能力,而毋需增加更多成本的若干基本理念:

(1) 尽可能加大抗侧力结构竖向分体系抗倾覆力臂的有效宽度,也就是尽可能将抗倾覆的竖向构件设置在结构平面的最外边缘,取消内柱。这是极其有效的,可以直接减小倾覆产生的内力。在其他条件都不变的情况下,其顶部侧向位移是按力臂宽度增大比例的三次方递减,见图1-14。

(2) 设计结构分体系时,应使其构件能以最有效的方式相互共同作用。例如,采用具有有效受力状态的由弦杆和斜腹杆组成的桁架式结构;在剪力墙的关键部位设置补强钢筋;使框架的梁柱线刚度比达到最优。如在其他条件都相同的情况下,当框架的梁柱线刚度比 $\eta \geq 4$ 时,其顶部的侧向位移只是相应排架的 $1/4$,而其整体刚度是相应排架的 4 倍,称其为完全框架作用;当 $\eta=2$ 时,框架的整体刚度是相应排架刚度的 2.7 倍;而 $\eta=1$ 时,框架顶部的位移只是相应排架的 $1/2$,而其刚度是相应排架的 2 倍,见图 1-15。当然,在框架结构的民用建筑中,几乎没有梁柱线刚度比能达到 $3 \sim 4$ 的,除了大跨度($L \geq 24\text{m}$)单向密肋楼(屋)盖的边支承框架刚度比能达到 $2 \sim 3$ 外,其他一般都不会超过 $1.5 \sim 2.0$ 。

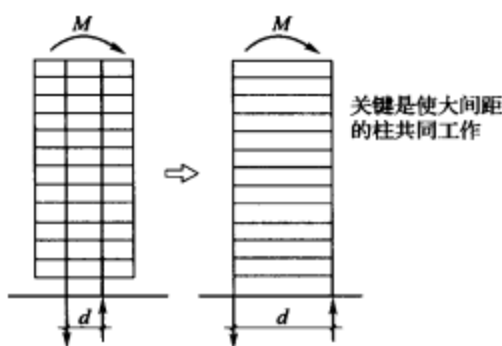


图 1-14 抗倾覆力臂的有效宽度对结构的承载力与刚度有很大影响

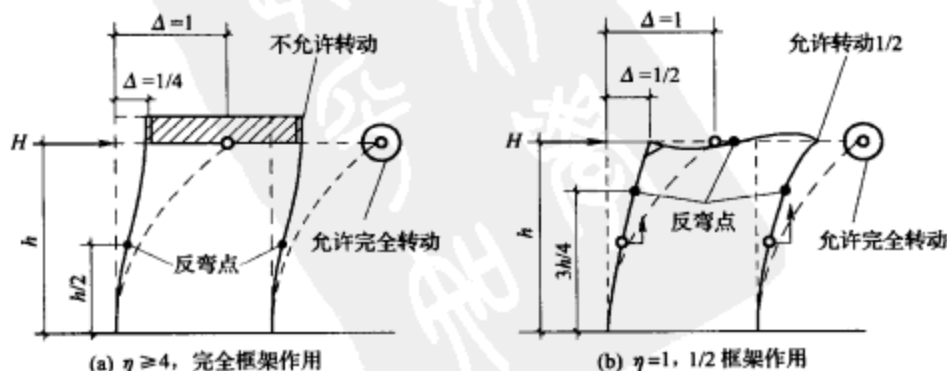


图 1-15 梁柱线刚度比决定框架的整体刚度(框架和排架作用的比较)

(3) 使绝大部分的竖向荷载直接由主要的抗倾覆构件来承担, 这样可以使这些抗倾覆构件受到预压, 从而减小倾覆引起的拉力, 有助于房屋的稳定。

(4) 对钢结构高层建筑来讲, 渐次加大底部楼层柱及其连接大梁的翼缘宽度, 就能直接有效地减小侧向位移和增大抵抗力矩。

(5) 在竖向结构分体系中, 合理地布置钢筋混凝土剪力墙或柱间支撑, 可以有效地抵抗每层楼的层间剪力。完全用以抗弯为主的框架来抵抗这层剪力往往是很不经济的, 要比合理增设剪力墙或柱间支撑耗费更多的材料和精力。

(6) 每层楼盖都应起到水平隔板的作用, 以保证各竖向构件能共同协调作用, 而不是各自单独工作。同时也应尽可能地减小楼盖的结构高度, 高层建筑的层数多, 楼盖的结构高度会直接影响建筑物的总高度和风荷载与地震作用下的效应。

除上述的一些基本理念外, 在设计高层建筑时还应注意的是高层建筑每平方米建筑面积的结构材料用量多于低层建筑, 承受重力荷载的竖向构件, 如柱、墙或井筒等都会自上而下逐层渐次加强。而对钢结构的高层建筑来讲, 其抗侧力所需增加的材料用量更加突出。图 1-16 是美国《建筑记录》(Architectural Record) 1972 年 8 月刊登的“高层建筑结构优化设计”一文中所示的抵抗侧向荷载所需要的结构材料用量。图中曲线表示当建筑物的层数从 1 层增加到 100 层时, 平均每平方英尺楼面面积所需钢材磅数的增长情况 ($1 \text{ 磅/英尺}^2 = 4.85 \text{ kg/m}^2$)。从中不难看出, 当楼层超过 60 层后, 抵抗侧向力所需增加材料用量的幅度就越来越大, 且大于抗竖向荷载的材料用量。但是, 只要结构工程师和建筑师密切合作, 凭借上述的概念设计要点, 对总体方案进行优化, 即使 100 层的钢结构大厦, 其为抵抗侧向力所需增加的材料用量也是完全可以合理控制的, 使总的结构用钢量降为每平方英尺 34 磅 (165 kg/m^2) 左右是可能的。例如美国芝加哥 110 层的西尔斯大厦的每平方米钢材用量才 159.5 kg。

因此, 在设计高层建筑时, 设法减少为抵抗侧向力所需增加的材料用量是很重要的。这也是衡量一个结构设计人员能力好坏的主要标准之一。这个目标只有通过优化整体方案及其结构体系才能达到, 同时也是对业主的一种贡献。

值得注意的是, 对于钢筋混凝土结构来讲, 虽然材料用量也是随楼层数量的增多而加大, 但其为承担重力荷载而增加的材料用量要比钢结构大得多, 而为抵抗风荷载而增加的材料用量却并不那么多。这是因为混凝土结构的自重有利于抵抗倾覆。但是混凝土高层建筑固有的大质量会使抗震设计更加严峻。在地震作用下, 大质量惯性所引起的总侧移和惯性力会变得更加厉害。

另外, 在设计钢结构超高层建筑时, 还应该注意一个竖向构件在建筑物自重作用下的压缩变形问题。如林同炎公司设计的高雄 T/C 大厦, 85 层、348m 高, 见图 1-17。该建筑物受力最大的柱子在结构封顶时的自重压缩累积总变形达 36cm。而且不同部位柱子的受力大小都不一样, 其最终的压缩变形量也就不同。所以, 设计人员在施工图的详图设计中, 如何在每层根据不同柱子的应力应变来预留它们的层间压缩变形分量——是为了尽可能避免由于柱子之间的不均匀压缩变形而产生的次内力; 二是为了在结构封顶的工程验收中, 确保每层楼面的标高和层间结构高度都能满足设计图纸的要求——是结构设计人员不得不认真考虑和处理的一个问题。

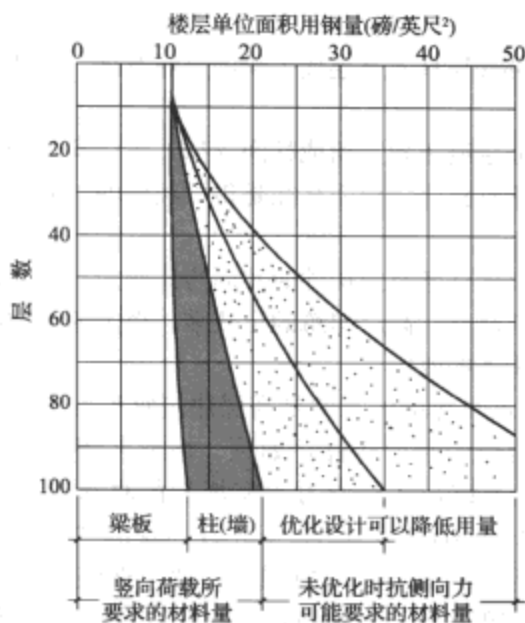


图 1-16 抵抗侧向荷载所需要的结构材料



图 1-17 T/C 大厦

1.4 结构设计没有惟一解

本书献给不断探求应用自然法则而不言从现行规范的结构工程师们。

——林同炎《预应力混凝土结构设计》扉页题词

我国现行建筑结构规范采用的是以概率理论为基础的结构极限状态设计，对构件的设计来讲，确实要比容许应力方法更为接近实际。但问题是仍然很难算出建筑结构的真正承载能力。实际的建筑结构都是一种整体的三维结构，所有的构件都以相当复杂的方式在共同协调作用，且都并非是脱离总结构体系的独立构件。而且，建筑结构规范只是提供建筑物所应具有的“最低”要求的标准。在工程技术发展的进程中，规范的条文永远是滞后的。因为规范的条文编制是以当时的科技水平和经济条件为前提的，其依据只能是编制人当时所掌握的经验 and 资料。所以，从另一个角度来讲，盲目照搬规范的具体条文往往会阻碍在设计和施工中采用和开发新技术。因此，规范只能是最低要求，应给出明确的概念、定义、规定与前提条件和有关限值的适用范围。并应经常不断地进行修订，以适应工程技术的迅速发展^[4]。

林同炎教授在《结构概念和体系》一书中慎重指出：“当你用规范的条文进行结构设计时，必须记住两个字：小心”。所以，一个有经验的结构工程师，一方面必须熟悉、了解和吃透规范条文的真实含义，而另一方面也只能把设计规范作为一种指导、依据，而不是把规范的条文当作“圣旨”那样来盲目照搬。有些规范的规定过于保守，有些则不够安全（特别

是用于一些特殊的工程设计时),而有的更是概念含糊不清,将原本很简单的受力机理编成一个系数套系数,甚至连概念都看不出来的繁琐数学公式。

结构设计没有惟一解,只有对自己设计的结构总体系的承载力、刚度与延性,以及总体系与主要分体系、分体系与构件之间的相互作用关系了解很透彻,才能设计出一个既安全又经济,适合现代建筑各种功能要求和地理环境条件的结构。

下面举两个我国规范中的实例,来说明为什么一个结构工程师在使用规范的条文做设计时,必须要小心。对规范条文中的规定和限值的实质含义(即概念和定义)、目的和规范在制定这些限值时究竟考虑了哪些前提条件、影响因素、适用范围等都必须弄得一清二楚。否则,盲目照搬势必会造成设计成果的不理想。不但给业主造成损失,还会给自己留下终生的遗憾。

【例 1-5】钢筋混凝土框架柱轴压比限值与截面延性的思考

这是几乎每一个结构设计人员在按新老《建筑抗震设计规范》(特别是老规范)设计时都碰到过的,并伤透脑筋的一个限值问题。在用一体化计算机结构设计程序(TBSA、TAT、SATWE等)设计钢筋混凝土框架、框-剪或框-筒结构的高层建筑时,往往造成框架柱的截面尺寸是按规范的轴压比限值来确定,而框架柱的纵筋则是由规范规定的构造配筋率来决定。这从框架柱截面设计的理念上来评价是绝对不合理和不应该的。这不但有碍建筑物的空间形式与使用功能,使建筑师和业主感到失望,而且随着框架柱截面的盲目加大,其剪跨比会呈递减的趋势,结果是本着确保截面延性功能的目的,反而将构件延性功能减弱。所设计的成果上至业主,下至建筑师没有一个满意的。尽管在新规范(2001规范)中轴压比限值可随箍筋的构造和增设芯柱而有所提高,但仍有必要让我们来透彻地思考和分析一下,规范规定的轴压比限值的真正定义是什么?规范控制轴压比限值的设计目的又是什么?而真正影响钢筋混凝土框架柱截面延性功能大小的究竟有哪些主要因素?新老规范在制定这些限值时究竟考虑了哪些条件因素?

轴压比限值的定义:钢筋混凝土框架柱截面在大小偏心受压界限破坏状态下的轴压比值。

规范控制轴压比限值的设计目的:要求钢筋混凝土框架柱截面达到具有较好延性功能的大偏心受压破坏状态,以防止小偏心受压状态的脆性破坏(这并不是说小偏心受压破坏状态就没有一点延性,也有,但不够理想)。从而保证框架结构在罕遇地震作用下,即使超出弹性极限仍具有足够大的弹塑性极限变形能力(即延性和耗能能力),实现“大震不倒”的设计目的。

轴压比对钢筋混凝土框架柱的弹塑性极限变形能力确实有很大的影响。同济大学所做的低周反复荷载下高轴压比对钢筋混凝土框架柱延性功能影响的试验表明,在一个固定配筋模式的条件下,随着轴压比的增大,柱试件的弹塑性极限变形能力会出现明显的减小趋势。当设计轴压比从0.3增大至0.9时,其延性系数(弹塑性极限变形和弹性极限变形的比值)则从8.9减小到3.86。当延性系数大于3.0时,框架柱塑性铰区域内的弯曲变形、剪切变形和轴向变形(即纵向受拉钢筋滑移变形)各自所产生的侧移在框架柱的总侧移中所占的比例分别为50%、13%和21%^[6]。

应该指出的是,轴压比仅仅是影响钢筋混凝土框架柱截面延性功能大小的五个主要因素中的一个相关因素。这可以从近期所发生的震灾和实验室模型试验中的矩形(或方形)钢筋

混凝土框架柱的大偏心受压破坏过程得出结论。图 1-18 是日本一栋建于 1994 年, $81.0\text{m} \times 10.5\text{m}$ 的五层框架-剪力墙结构住宅楼, 长边为 11 跨, 短边为 2 跨。在 1995 年 1 月 17 日的阪神大地震中, 北边端跨的底层柱由于楼层内的楼板不连续而遭受破坏 (尚未倒塌) 的震灾实况。

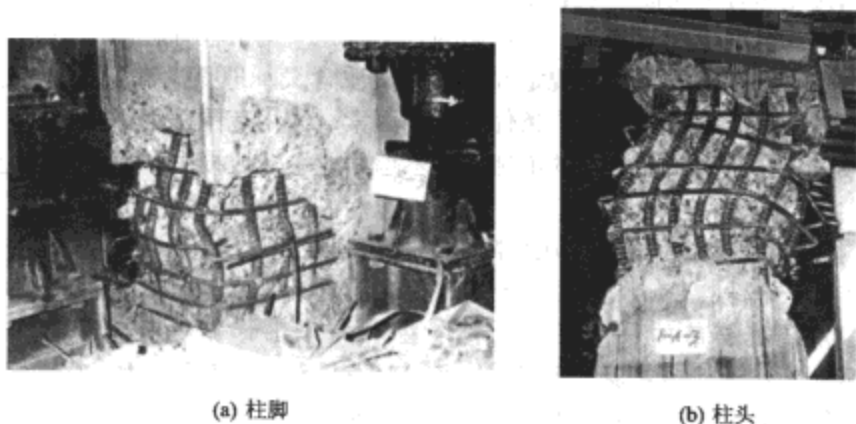


图 1-18 底层框架柱的震害照片 (经日本千叶大学石桥一彦教授同意)

总体归纳起来, 钢筋混凝土框架柱大偏心受压破坏的整个过程可表现为: 纵向受拉钢筋屈服→受压区混凝土压溃剥落 (弹性极限变形, 延性特征功能启动)→箍筋逐渐屈服、发展→核心区混凝土逐步压酥→个别纵向钢筋压屈→箍筋弯钩拉直张开→纵向钢筋压屈成灯笼状 (弹塑性极限变形, 延性特征功能终止)。从中不难看出, 在影响钢筋混凝土框架柱截面延性功能的五大主要因素中, 第一就是箍筋的横向约束能力, 也即配箍特征, 其中包括体积配箍率和箍筋的强度与构造形式等; 第二是核心区混凝土抗压酥的能力或核心区混凝土的极限压应变能力, 也即混凝土的强度等级; 第三才是轴压比, 但此时 (即延性和耗能阶段) 的柱截面面积已不再是原有的毛面积, 而应是扣除保护层以后的柱箍筋内的混凝土净面积, 因为保护层在达到弹性极限变形时已经剥落; 第四是柱周边纵向钢筋承担截面轴压的能力, 也即纵向钢筋的配筋率与强度; 第五是钢筋混凝土框架柱的截面形状。

上述五大因素彼此之间是相互影响和关联的。也就是说, 当仅用一个轴压比限值来要求钢筋混凝土柱的截面设计延性功能时, 轴压比限值的大小必须根据具体工程项目设计中的其他四大因素的不同前提条件而进行一定程度的合理调整。因为, 大小偏心受压界限破坏状态下的轴压比值是随这四个因素的不同条件而变化的。而我国《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 对轴压比限值的要求只限于对一、二、三抗震等级的框架柱分别取 0.7、0.8、0.9; 对框支柱则分别取 0.6、0.7、0.8, 而对其他四大因素不同条件的影响则未加任何考虑。

GB 50011—2001 抗震规范在 GBJ 11—89 抗震规范的轴压比限值基础上作了一些调整。将上述限值的适用范围限制在剪跨比大于 2, 混凝土强度等级不大于 C60 的界限内。并规定: 对沿柱高采用井字形复合箍、复合螺旋箍和复合矩形螺旋箍, 在肢距、箍距与直径都满足规定要求时, 轴压比限值可提高 0.10; 在柱截面中部设置芯柱, 芯柱的纵筋面积不少于柱截面面积的 0.8%, 轴压比限值可以增加 0.05 等。但仍未考虑柱周边纵筋配筋率及其强

度、柱截面形式和 C30~C60 之间不同混凝土强度等级对钢筋混凝土框架柱截面轴压比限值大小的影响。

试验结果与工程研究分析都业已证明,除了箍筋特征和附加芯柱外,不同的周边纵筋配筋率与强度、柱截面形式和 C30~C60 之间不同的混凝土强度等级也都对钢筋混凝土框架柱的截面延性功能或大小偏心受压界限破坏状态下的轴压比值有直接的影响。

1. 在柱截面形式、混凝土强度等级和配箍特征等其他条件都相同的情况下,框架柱截面界限破坏轴压比值的大小是与周边纵向钢筋的配筋率成正比,而与纵筋的强度等级成反比。表 1-2~表 1-4 是同济大学和东南大学关于钢筋混凝土框架柱截面界限破坏轴压比值的试验与研究分析的结果。当然,这些表中的数据从定量上来分析尚可进一步推敲、完善,但从定性上来分析是完全符合钢筋混凝土框架柱截面延性的固有性状的。

表 1-2 RC 矩形框架柱截面界限破坏时的轴压比^{[8][9]}

周边纵向 钢筋种类	I 级钢筋	II 级钢筋		III 级钢筋
		$d \leq 25$	$d = 28 \sim 40$	
轴压比	0.953	0.847	0.864	0.818

表 1-3 考虑周边纵筋作用的界限破坏轴压比提高值^[9]

周边纵向钢筋种类		I 级钢筋			II 级钢筋 ($d \leq 25$)			III 级钢筋		
混凝土强度等级		C30	C40	C50	C30	C40	C50	C30	C40	C50
纵向钢筋 配筋率 (%)	2	0.102	0.078	0.065	0.096	0.074	0.061	0.092	0.071	0.058
	3	0.153	0.117	0.098	0.145	0.111	0.092	0.138	0.105	0.087
	4	0.205	0.156	0.131	0.192	0.148	0.123	0.184	0.142	0.116

而且,新西兰的标准混凝土结构实用规范规定,当框架柱截面按正常承载力计算所需的纵向钢筋配筋率大于一定量值时,甚至可以不考虑轴压比限值的问题,即柱纵向钢筋的配筋率^[11]为

$$\rho_s \geq \frac{0.15}{\frac{f_y}{f_c} - 0.85}$$

则轴压比可以不受限制。式中 f_y 为纵向钢筋的屈服强度, f_c 为混凝土圆柱体抗压强度。

2. 钢筋混凝土框架柱的截面形状直接影响柱截面界限破坏时钢筋和混凝土内应变、应力的分布,以及混凝土受压边缘的极限压应变。不同截面形式的框架柱所反映的强度和变形特性也都是不一样的。无论是实验室的试验,还是理论分析都业已证明,在相同的条件下,无论是混凝土还是木材,圆形截面柱的承载力与变形能力都优于相应的矩形截面柱。而且,圆形截面柱的大小偏心受压界限破坏时的轴压比值明显地要比矩形截面柱大,见表 1-4。我国现行规范的轴压比限值只适用于矩形(或方形)截面的框架柱,而不适用于圆形截面柱。此原理也能从大自然的生态中得以证实。为什么地球上的所有树木都是圆截面的树杆,而没有矩形或方形的呢?这就是强存弱汰的自然法则。

表 1-4 矩形和圆截面柱界限破坏时的轴压比^[10]

周边纵向钢筋种类		I 级钢筋	II 级钢筋		III 级钢筋
			$d \leq 25$	$d > 25$	
轴压比	矩形截面	0.994	0.89	0.9	0.86
	圆形截面	1.24	1.12	—	1.08

3. 在柱截面形式、纵筋配筋率及其强度和配箍特征等其他条件都相同的情况下, 柱轴压比限值的大小是应与混凝土强度等级成反比的。强度等级越大, 其变形能力相应变差, 所以 C30 混凝土柱的轴压比限值应该比 C60 柱的大, 见表 1-3。而规范对 C30~C60 混凝土柱的轴压比限值的要求都是一样的, 这是与实际性状不相符的。另外, 对于钢筋混凝土框架柱来讲, 如果在箍筋间距比较大的情况下, 试图仅通过提高混凝土的强度等级来增加柱截面延性功能的效果是不会很理想的。因为钢筋混凝土框架柱核芯区混凝土的极限压应变能力不光取决于混凝土的强度, 而更取决于配箍特征。如美国旧金山湾区的太平洋公园广场公寓就是一个很值得借鉴的工程实例。

所以, 作为一个结构工程师来讲, 在设计框架、框-剪或框-筒结构时, 不应一上来就盲目照搬规范的轴压比限值(非强制性条文)来确定柱子的截面尺寸, 然后上机计算按构造配筋。而应该根据它的结构功能及其受力条件, 以理想的承载力、刚度和延性为统一目标, 选择最佳梁柱线刚度比的柱截面形式与尺寸, 并通过结构分析与截面计算得出真正受力所需要的纵向钢筋配筋率。然后再去复核这个设计轴压比是否满足规范的限值要求。复核时不但要考虑规范附注中的可调整因素, 而且还应该考虑规范所遗漏的, 但确实对界限破坏时的轴压比有直接影响的上述三大因素。例如, 根据工程经验和计算分析, 可以将 2001 建筑抗震规范表 6.3.8-1 中的柱截面纵向钢筋的最小配筋率作为表 6.3.7 柱轴压比限值的基准。然后用柱截面计算所得的纵向钢筋配筋率 ρ_s 减去规范的最小配筋率 ρ_{\min} 的余值 $\rho_s - \rho_{\min}$ 对轴压比限值进行适当调整提高, 或对所计算的设计轴压比值进行下调。这是完全合情合理和理所应当的。表 1-5 是笔者根据经验和计算分析在工程实践中所用的 $\rho_s - \rho_{\min} = 1\%$ 时, 不同混凝土强度等级和纵筋强度条件下的界限破坏轴压比提高值, 仅供结构同仁参考。若 $\rho_s - \rho_{\min}$ 大于或小于 1% 时, 则可根据表中的数值按比例进行增减。当采用圆形截面框架柱时, 还可根据工程具体情况, 将轴压比限值上调或将设计轴压比值下调 $5\% \sim 10\%$ 。若经调整后仍不能满足轴压比限值的要求, 则必须适当加大柱子的截面面积。

表 1-5 $\rho_s - \rho_{\min} = 1\%$ 的界限破坏轴压比提高值 (仅供参考)

周边纵向钢筋种类	I 级钢筋			II 级钢筋 ($d \leq 25$)			III 级钢筋		
	C30	C40	C50	C30	C40	C50	C30	C40	C50
提高值	0.05	0.039	0.033	0.047	0.036	0.03	0.046	0.035	0.029

尽管新规范对轴压比限值作了一些滞后的补充说明与调整, 但仍不够详尽(规范再详细, 也不可能面面俱到)。所以规范将轴压比限值作为非强制性条文, 仅作了“不宜”的规定。而这十几年来由于没有吃透该条文的真实含义, 并将原本是非强制性的条文作为“强

制性条文”来生搬硬套所造成的不合理设计及其无数栋建筑却都已留在世上,给业主和建筑师留下了遗憾。

【例 1-6】底层大空间剪力墙结构规定条文的思考

众所周知,在《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89、《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89和《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ 3—91中,关于底层大空间剪力墙结构,又称底层框支剪力墙结构的规定条文,对抗震设防的结构归纳起来有三条:①落地横向剪力墙的数目不宜小于全部横向剪力墙总数的50%;②转换层上、下的层剪切刚度比不应大于2;③框支柱总剪力不小于20%的结构基底总剪力。从这三条限值的实质含义来综合分析,它的抗震设计概念是基于底层大空间的框支剪力墙结构。也就是说,这三条限值只适用底层(即底部一层或最多不超过两层)是大空间,转换层位于一层或二层楼面的框支剪力墙结构。这样,只要满足这三条限值,地震作用时,在转换层附近的刚度、内力、传力途径及层间位移角不易形成明显的突变。

但是,在20世纪的整个90年代,随着我国城市经济的快速发展,下面是大开间的商场或公共设施,上面是高层商品住宅的这类框支剪力墙高层建筑被广泛采用。在地震区,很多框支剪力墙结构的转换层位置都设计得比较高,绝大部分都设在第3层~第6层,有的工程项目甚至将转换层设在第7层~第10层。而设计人员仍是仅按上述三条规范规定的限值来进行抗震设计,这就形成了很大的隐患。问题是,在转换层位置较高和地震加速度较大的情况下,若不采取弱上强下,控制转换层下部框支结构的等效刚度(即考虑弯曲、剪切和轴向变形的综合刚度)等有效抗震措施,则框支剪力墙结构在转换层附近的刚度、内力、传力途径和层间位移角会发生明显的突变,易形成薄弱层,对抗震不利^[12]。原因是高位转换层的框支剪力墙结构的抗震设计概念和规范的底层框支剪力墙结构的设计概念有很大的差异。一是转换层上、下层剪切刚度比不应大于2的限值要求已远远不能满足高位转换层框支剪力墙结构实际抗震性能的需要;二是地震对建筑物的作用是反复的,地面运动加速度的周期只有零点几秒,而地震作用的持续时间也是短暂的,一般才几十秒。高位转换层上部质量惯性所产生的内力要仅靠这一层楼板将100%的剪力都间接地传递给落地剪力墙是根本不可能的,因在传递的过程中地震已转变了它的振动方向。因此,其中一部分剪力将不得不由框支柱来直接承担。这就远远不是框支柱总剪力不小于20%的结构基底总剪力的限值所能包得住的;三是底层框支剪力墙结构的抗震设计理念是,使结构在地震作用下的屈服部位尽可能出现在转换层上部的剪力墙上。但是,转换层的位置越高,转换层下部的落地剪力墙越易出现弯曲裂缝或弯剪裂缝。随着裂缝的出现与发展,落地剪力墙的刚度就会迅速递减,则转换层附近的剪力突变就会进一步加剧。最后导致转换层上部的剪力墙和下部框支柱所承担的剪力加大,极易遭受屈服和破坏。

综上所述,规范在这个问题上并没有错,这种底层大空间或底层框支剪力墙结构,顾名思义就是指的最下面一层是大空间或框支。但现实的问题是,那些由于没有吃透规范限值真正含义,并盲目照搬规范条文而未因地制宜采取有效抗震措施设计高位转换层的框支剪力墙高层建筑都已投入使用,隐患依然存在。

同时还要提醒的是,《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002规定的底部大空间部分框支剪力墙高层建筑结构在地面以上的大空间层数,8度时不宜超过3层,7度时不宜超过5层(非强制性条文)。其真实含义并非指不能,或最好不要在8度地区建3层以上,

在 7 度地区建 5 层以上的底部大空间部分框支剪力墙的高层建筑，而指的是该规范的条文规定与限值（或抗震设计概念）只适用于 8 度不超过 3 层和 7 度不超过 5 层的底部大空间部分框支剪力墙结构。否则，盲目照搬规范，并擅自将这个“不宜”的非强制性条文当作“强制性条文”来执行，势必会阻碍在设计中采用和开发新技术，扼杀创造力与创新成果，并让业主的梦寐以求大失所望。

总之，从上述两个实例中不难看出，作为一个结构工程师，一方面必须熟悉、了解和吃透规范条文的真实含义，另一方面必须理性地正确对待规范。因为在实践中，主导、把握和负责具体工程项目设计的是结构工程师自己，而不是规范。下面我们可以从英美两国规范的重要告示中得以启示和警悟：

在英国的规范和标准中都有惟一用黑体字标志的告示：“遵守英国规范本身，并不意味着给予豁免法律责任”。并都统一写在规范前言的最后一行，以强调其重要性。也就是说，即使你完全按规范来做设计，出了事你也逃脱不了法律责任。这充分说明，规范的条文只是建筑物和构筑物所需要的最低标准，而且是滞后的。设计人员必须根据业主要求和结构行业技术的新发展去创造性地解决设计中的问题。

美国的混凝土结构设计规范（ACI 318）第 1 章的第 1 条就明确写道：“1.1.1——本规范提供……钢筋混凝土结构构件设计与施工的最低要求”。而且，美国 ASSHTO 桥梁设计规程也在第 1 章的第 1 节中明确写道：“本规程无法取代设计人员所应具有的专业教育和工程判断的训练，所以仅在规程中规定了为保证公共安全的最低要求”。这进一步说明，规范只是最低要求，它根本无法替代一个设计人员所必须具有的，并在工程实践中不断充实的结构设计概念、经验、悟性、判断力和创造力。

在 2000 年底的中国土木工程学会第 9 届年会上，关于规范和工程师职责这一主题，与会者达成共识：工程师在进行结构安全控制时，应遵循规范的指导。但规范不可能取代设计人员所必需的理论知识、经验和判断力。设计人员必须自己承担设计的全部责任，针对不同的设计对象、环境和使用条件，创造性地选用规范中的数据。因为规范再详细，也不能包罗本来应由设计人员自己去解决的问题^[13]。

1.5 运用正确的判断力把握设计

即使在电子计算机时代，设计人员仍应运用自身的结构概念、经验、判断力和最新观念来主导设计。

—— [瑞士] Prof. Gertrude Stein

结构方案的构思与初步设计可以借助概念性近似计算来完成。虽然有一定误差，但是概念清楚、定性准确、手算简单快捷，能很快地选择出最佳方案和估算构件所需的基本尺寸。同时，这也是施工图设计阶段判断计算机软件分析输出数据可靠与否的主要依据，这是绝对重要和必需的。

计算机和与其相匹配的空间结构内力和变形分析程序（如 SAP 和 ETABS 系列）都是无可非议的。但往往由于上机算题的工程师对该程序的基本理论假定、应用范围和限制条件

等没有吃透,或输入数据有误(其中包括几何图形、荷载和构件尺寸等),特别是边界条件的模拟假定与实际受力状态不符的情况下都会造成计算结果的不正确。再加上设计人员自身的结构概念模糊,没有根据输出结果去复核平衡条件和边界条件,以致最后取错数据,造成内力分析的根本错误。出现这类错误并不奇怪,在美国林同炎国际工程顾问公司工作期间,我们曾对这类现象作过统计。用 SAP 和 ETABS 有限元程序对一个稍微复杂一点的空间结构模型(尤其是 200 个节点以上)进行计算机内力分析,几乎没有用一次计算就能成功的。通过三次运算能达到要求就算很不错了。有些明显错误凭概念直觉就能发现,而有的错误只能用概念性近似计算来复核才能正确判断。手算虽有一定的误差,但出不了大错。“水能载舟,亦能覆舟”。计算机固然先进,但对其计算结果必须要用正确的判断力来把握,而决不能被程序的计算结果任意拖着走。对于设计负责人和公司来讲,这是不可动摇的原则,否则会酿成大错,切勿掉以轻心。

为了说明这个问题,针对我国一体化计算机结构设计程序广泛使用的现状,下面简单介绍美国林同炎公司的设计管理方法与要求。不光是林同炎公司,其他美国公司也都是不允许用一体化计算机结构设计程序完成结构施工图设计的。原因很简单,若一个公司想在竞争激烈的市场中立足、生存,则每一个项目都必须设计成又好又经济。这主要靠设计人员自身的概念、经验、悟性、判断力和创造力,而这些又都是仅靠一体化计算机结构设计程序所取代不了的。

在林同炎公司,只能用计算机进行分项荷载的内力分析,不允许用计算机直接进行最不利荷载组合的内力分析。分项荷载内力分析的结果必须由上机的工程师自校,并汇总整理成表格后交给该项目设计主持人(即项目工程师)校审、认可后,工程师再用手算进行最不利荷载组合的内力计算和构件的截面配筋计算。最后将所有的输入数据、计算机分析资料和手算计算书整理成册,交项目工程师终审和判断调整后,再用 CAD 出施工图。在将图纸和设计文件交给业主所委托的工程顾问公司备案后,工程顾问公司通常会找一个其所信任的资深结构工程师(必须不是本结构设计公司人员)进行审定、质疑。只有审定通过后才能交付施工。此时,公司负责人会要求项目工程师写一份总结报告,说明该工程的概念设计思想、所要解决的主要问题、解决方法及其相应的比较方案和自我评估等。这一方面对项目工程师来讲是一种总结、反思和提高;另一方面公司负责人也能从中发现一些未曾考虑或考虑不周的问题,以便及时纠正。因为在美国,即使在工程竣工后,业主仍有权请人复审计算书和图纸。一旦发现荷载组合的不现实性或边界条件的假定不确切等错误,而项目工程师又未凭正确的判断力进行合理的调整,以致造成材料用量过大,都有权上诉法院。

上面所讲的只是针对使用国际通用结构内力分析程序 SAP、ETABS 之类的设计情况。主要强调应预防由于设计人员对程序的基本理论假定、应用范围、限制条件等了解不透彻,再加上输入数据或边界条件假定有误等而造成的错误。而对于我国目前全面使用一体化计算机结构设计程序的现状,几乎是暗箱操作,则问题就更为严重,致使工程问题屡屡发生。追其原因,设计方面的因素占了很大的比例。归纳起来有六方面的原因:①盲目信赖和依靠一体化计算机结构设计程序;②一次性图形输入而无复核是失误的多发点;③所谓“高效率”的副作用,只要能满足规范限值的要求,一“RUN”就交卷,以为结构设计没什么难的;④设计软件自身固有的缺陷或错误;⑤设计人员缺乏专业教育和工程判断的训练;⑥在无正规的相关法律制度约束下,自然形成无严格配套的设计管理与校审制度,让各方面的失误钻了漏洞。

下面以工程实例说明由于目前国内所用的一体化计算机结构设计程序自身固有的缺陷或错误,再加上设计人员盲目信赖和依靠软件而被计算机拖着走所造成的各种设计错误。因此要强调用正确的判断力来把握和主导设计。

【例 1-7】某市一 31 层框支剪力墙高层建筑, 99m 高, 底部 6 层为商场, 框支柱间距 8.7m, 上部 25 层为商品住宅, 抗震设防烈度 7 度, 1999 年设计。

由于层高限制, 转换大梁的截面高度不能超过 1.6m。设计人员用 TBSA 程序没算下来, 严重超筋, 以为是转换梁的截面高度不够。其实不是, 对 8.7m 的跨度, 上面是 25 层的无大开洞剪力墙, 梁高 1.6m 足够, 就是 1.5m 也应该能算得下来。问题是出在 TBSA 程序理论分析的假设前提上, TBSA 程序将剪力墙假设成薄壁杆件。原框支剪力墙和转换梁之间应该是线变形协调, 而且起着共同抗弯的作用。而 TBSA 所采用的薄壁杆件理论是将上部的框支剪力墙假设为一根薄壁杆件和转换梁构成点变形协调, 见图 1-19。这与框支剪力墙转换梁的实际受力原型相差太远, 所形成的内力无形之中增加了很多, 当然算不下来。当时让设计人员用平面有限元分两次进行分析, 即转换梁上部框支剪力墙浇筑到第五层时, 转换梁单独抗弯的内力分析, 及正常工作状态时转换梁和上部剪力墙共同抗弯的内力分析。可能由于当时设计人员手头没有相关的平面有限元程序, 就用 SATWE 程序进行重新计算。尽管是算下来了, 但是转换梁的配筋量偏大, 让设计人员复查用 SATWE 计算出来的转换梁跨中截面内力, 发现只有弯矩而无轴拉力, 这也是与实际不相符的。因为上部的框支剪力墙不但以线变形协调传力给转换梁, 而且同时还与转换梁共同整体抗弯。因此, 中和轴已上移到上部的剪力墙上, 转换梁跨中截面只有呈梯形分布的拉应力, 而无压应力, 见图 1-20。这说明转换梁跨中截面不但有弯矩 M , 同时还有轴拉力 T 。

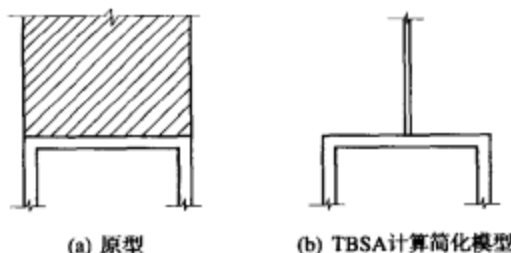


图 1-19 框支剪力墙示意图



图 1-20 框支剪力墙转换梁跨中截面应力示意图

尽管 SATWE 程序是将上部框支剪力墙和转换梁之间作为线变形协调来进行分析, 但只是将上部剪力墙作为一种传力构件, 而未让其共同参与转换梁的整体抗弯 (或刚性楼板假定)。而实际框支剪力墙转换大梁的受力状态是在混凝土浇筑到第 4 层或第 5 层框支剪力墙 (看施工进度) 的这段时间内, 由于这些剪力墙的混凝土尚未达到强度, 刚度尚未形成。此时这 4~5 层剪力墙只能作为荷载传给转换梁, 而转换梁仅以其自身的截面惯性矩单独抗弯, 跨中截面只有弯矩引起的弯曲拉、压应力。随着上部楼层剪力墙逐渐往上施工, 框支剪力墙的整体刚度自下而上渐次形成, 并参与转换梁的共同抗弯, 中和轴上移, 原跨中截面的弯曲压应力消失, 见图 1-20。

最后用平面有限元程序进行复算, 充分证明了跨中截面内不但有弯矩, 同时还有轴拉

力。为防止由轴拉力引起的混凝土开裂,建议设计人员在转换梁的核心区内铺设一定数量的1860低松弛钢绞线、张拉预应力,而且梁所需的配筋量也减少。同时还将所有的框支柱都设计成钢骨混凝土柱。

至今,该建筑物的转换梁未发现任何裂缝。而有些盲目按照一体化计算机结构设计程序成图的(理由:不就是多配了几根钢筋吗?这不就更加安全了吗!)工程,结果由于未考虑跨中截面的轴向拉力,导致在转换梁跨中截面的中部出现了由轴拉力产生的枣核式裂缝。

【例1-8】2001年南方某市一大酒店顶部第13层朝南会议室的10.5m阳台顶棚出现漏水。业主将顶棚拆去以备维修,结果发现支承阳台外弧梁右端的悬臂梁上出现宽达1.4mm的螺旋式受扭斜裂缝,阳台外弧梁跨中截面的底部有下宽上窄的弯曲受拉裂缝。业主找到了原设计,经查设计存档资料,是1992年用TBSA程序设计,一次成图交付施工,并于1993年竣工投入使用。(本例经原设计负责人同意)

这个 $L=10.5\text{m}$ 的阳台外弧梁截面为 $250\text{mm}\times 600\text{mm}$,梁左端正交支承在一道 2.7m 宽、 $\delta=250\text{mm}$ 的剪力墙上,而梁右端支承在边柱的悬臂梁上,跨度 1.4m ,截面尺寸是 $400\text{mm}\times 600\text{mm}$,见图1-21。

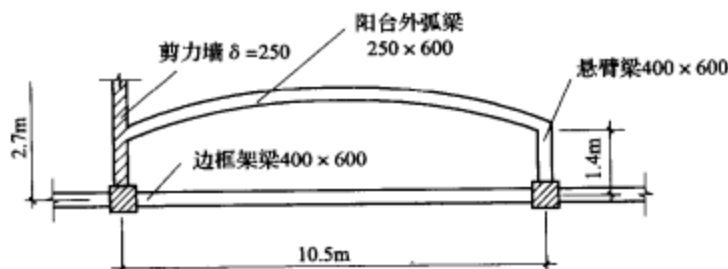


图 1-21 阳台结构平面布置示意图

按实际受力分析,由于剪力墙平面外的刚度很小,本工程只是其平面内刚度的百分之一左右,对梁端弯曲变形的约束能力很低,所以梁端所承受的负弯矩很小。按概念近似分析,不会大于相应固端弯矩的 $35\%\sim 40\%$,在均布荷载作用下,其最大梁端负弯矩也只有 $\frac{1}{35}ql^2\sim \frac{1}{30}ql^2$ 。而TBSA程序按薄壁杆件的基本理论假定,将梁作为刚臂与薄壁杆件的剪心相连,则无形中将梁端的计算负弯矩及其相应配筋提高,比实际受力加大了近 $2.5\sim 3.0$ 倍。

同样,梁的抗扭刚度是与梁截面短边的三次方成正比,远远小于其平面内的抗弯刚度(指的是常规梁,非宽扁梁)。按概念近似计算,这个弧形阳台外边梁两端的负弯矩及其配筋应该分别按实际上的剪力墙平面外开裂弯矩 M_{xc} 和悬臂梁的开裂扭矩 T_c^b ,再分别乘以0.8的折减系数后进行计算,从而保证支承结构的不开裂。然后再按下式

$$\frac{1}{8}ql^2 - 0.5 \times 0.8 (M_{xc} + T_c^b)$$

计算阳台外弧梁的跨中弯矩与配筋。当然,在具体工程项目中,也可以将外弧梁与剪力墙的连接点简化成铰接。但必须将概念弄清楚,做到心中有数。

原设计施工图中,阳台外弧梁的负弯矩钢筋完全是按TBSA程序的基本理论假定计算配置的,并整根梁贯通,而且在悬臂梁中都未设置抗扭腰筋。这势必导致悬臂梁严重扭曲开

裂和卸载,而使外弧梁的竖向弯曲变形加大,跨中截面开裂。根据判断,这个阳台的楼板是按单向板设计的,随着阳台外弧梁的开裂和挠度增大,内力重分配,使边框梁的受力增加,势必也会导致框架梁的开裂。果然,到现场检查时,发现在边框梁的跨中截面已出现弯曲受拉裂缝,同时还有受扭斜裂缝。

在处理这项工程事故中,原设计人员担心害怕、焦急万分,并后悔莫及,但为时已晚。若设计人员不盲目依赖计算机,不随意被一体化计算机结构设计程序拖着走,而在确定方案或设计构件时就能用概念性近似手算来把握,并以此来复核计算机的输出结果,是绝对不会造成这种赔偿经济损失和给自己留下终生遗憾的失误的。

这种由于软件及应用软件的问题而造成结构设计不合理的现象很多,举不胜举。如近两年在审定高层建筑双向板框-剪结构的图纸时,竟发现设计人员用新版 SATWE 程序算出来的等跨连续框架梁的最大负弯矩钢筋出现在边柱的梁端,而有的最小负弯矩钢筋竟出现在第一内柱两侧的梁端。这是任何最不利荷载组合的包络图都不可能出现的反自然法则现象,同时还会留下隐患。如果设计人员不凭借概念、经验和判断力去进行调整,那就不是设计。问题实在太多,不再赘述。

上面讲的主要是由于软件的缺陷和设计人员盲从软件而容易导致设计失误的问题。下面还要强调的是,输入和录入数据的错误也是造成当前用图形输入、人机交互进行设计而产生失误的主要原因之一。现举一个实例以提醒设计人员和单位领导的重视。某设计院曾对一栋 30 多层的大楼进行空间结构分析,采用 TAT 程序。同一结构计算模型、同一数据参数,让三人同时分别上机计算。三人计算结果的自振周期却分别为 4.2s、3.2s 和 2.8s。后又让两人用 TBSA 程序分别上机复算,结果分别是 3.2s 和 2.6s。众所周知,在正常情况下,用同一软件、同一结构计算模型和同一数据参数的条件下,不管用多少台计算机分析,其答案应该是一致的。而造成各人计算的结果都不一样的根本原因,就是操作人员的数据输入错误和图形输入造成不自觉的张冠李戴录入。更令人担忧的是当前我国绝大部分的结构工程设计都是由一人独自上机进行图形输入,暗箱操作,无人校对。只要算出来不超限就算合格、交卷,隐患无穷。

相信我国的结构工程设计将来一定会和先进国家一样,走向带有明确法律责任的严格管理制度上来。

1.6 结 语

工程设计对我们结构工程师来讲不仅仅是一个谋生的手段,更是一门我们在上大学时就梦寐以求的艺术事业,同时也是我们今后留给后人见证的示范。

一个结构工程师一辈子所能亲自主持、策划和设计的工程项目也就是 150 万~200 万 m^2 左右,有的甚至连 100 万 m^2 都达不到。所以要珍惜每一次的设计机遇,无论项目是大是小,都是一个完整的有机结构,都应激发自我的挑战感、创造感和乐趣感,而不是把它当成累赘。

概念、悟性、判断力和创造力都不会凭空而来,它们都是在每一个工程的概念设计中,通过自身的不断反馈、比较、总结才能逐渐积累和充实的。而这乐趣感也只有具体的设计

项目中,不断地自我挑战、优化才能萌生。

在每一个工程项目设计的开始,结构工程师应善解建筑师的心意和业主要求。不但不能拿所谓的条条框框,一个劲地摇头来阻止或束缚建筑师所追求的梦想,而应反过来主动去帮助建筑师开拓更令人兴奋的空间形式和三大功能。可以说,结构工程师的创造力和创新才是对建筑师、业主和该项目设计的最大贡献。

要做到这一点,结构工程师就必须在每一个工程项目的设计中都能做到不断地探求自然法则,不懈地追求相对的最佳最优,通过反思、比较,甚至能从一个陌生外行的无意之言中得以启示,这才能不断地充实自己,越来越顺从自然。

要想提高设计的效率,只有在方案设计阶段主动与建筑师合作,用自身拥有的结构体系功能及其受力、变形特征的整体概念去构思结构总体系,并以承载力、刚度和延性来主导总结构体系和分体系之间关系的概念设计。同时,在初步设计阶段,通过概念近似手算来不断反馈和优化,以至最后确定该结构设计方案的可行性,及其主要分体系和构件的基本尺寸。这样,在施工图设计阶段就不会再引起较大的变更和反复。同时也就不会出现由于结构方案不合适而全部返工重新再设计的不良后果。

下面再看一些国际结构设计知名人士的忠告,从中得以启示:

- 正确的判断力对结构的安全、经济效益和设计计算都起着同等重要的作用。

- 现今的设计虽受规范条文的限制,但设计者必须通过思考和判断去了解其内容、吃透其中的实质含义,而不是仅仅去满足允许的最低限值。

—— [英国] Chas E. Reynolds

- 工程师所掌握的最佳计算方法,应该是运用最简单、最直接的计算方法。切忌使用概念含糊不清的计算方法。

—— [英国] A. L. L. Baker

- 应用现代高效能计算机,是能对复杂的结构做出可靠的分析,但更需要运用正确的判断力。尤其是当我们把结构开拓成综合型、新材料和更大跨度的时候。

—— [美国] 林同炎

- 混凝土并非弹性匀质材料,其受力理论并不十分明确。试图寻求“百分之百的计算精确度”,无疑是在浪费时间和金钱。

—— [美国] G. P. Manning

- 在建筑结构的设计中,当基本假定并不完全正确时,用冗长的时间去寻求精确的答案是绝对徒劳无功的。

—— [美国] Wayman C. Wing

- 一个土木工程师不能仅是一个应力计算者,同时还要能欣赏形象的艺术美。这样他的设计才能在结构功能上和审美观念上成为优秀的作品。

—— [英国] Z. S. Makowski

- 结构设计是一门艺术,没有惟一解。只有不断地探索去寻求相对的最佳,而无绝对的最优。

—— [英国] Ove Arup



参考文献

- [1] 林同炎, S. D. 斯多台斯伯利著. 结构概念和体系. 第2版. 高立人, 方鄂华, 钱稼茹译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. 2
- [2] 高立人. 结构工程师与概念设计. 建筑结构, 1993 (4)
- [3] Bill Addis. Creativity and Innovation——The Structural Engineer's Contribution to Design. Oxford: Architectural Press, 2001
- [4] 小谷俊介. 日本基于性能结构抗震设计的发展. 建筑结构, 2000 (6)
- [5] Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn. Earthquake Engineering Handbook. New York: CRC Press, 2003
- [6] 郭志雄, 吕西林. 低周反复荷载下高轴压比 RC 框架柱的研究. 建筑结构, 1999 (4)
- [7] 李康宁等. 结构三维弹塑性分析方法及其在建筑物震害研究中的应用. 建筑结构, 2001 (3)
- [8] 肖建庄, 朱伯龙. 钢筋混凝土框架柱轴压比限值试验研究. 建筑结构学报, 1998 (5)
- [9] 肖建庄, 张建荣等. 混凝土框架柱轴压比限值分析. 建筑结构, 2000 (2)
- [10] 程文灏, 李爱群等. 钢筋混凝土柱的轴压比限值. 建筑结构学报, 1994 (6)
- [11] New Zealand Standard. Code of practice for the design concrete structures. 1982
- [12] 徐培福, 王翠坤等. 转换层设置高度对框支剪力墙结构抗震性能的影响. 建筑结构, 2001 (1)
- [13] 唐美树. 中国土木工程学会第9届年会主题评述. 建筑结构, 2000 (12)



第2章 高层建筑结构体系及工程实例

任何结构都是由水平构件和竖向构件组成的空间结构，它们不同的组成方式和荷载传递途径，构成了不同的结构体系。水平构件包括梁、板，又称为楼盖体系，竖向构件有墙、柱、斜撑等。竖向荷载作用在楼盖、屋盖上，由楼板传至梁（楼盖体系），再传至柱、墙、斜撑等（竖向构件），最后传递到基础。水平荷载由梁、柱、斜撑、墙组成的抗侧力体系（包括竖向和水平构件）抵抗，并必须有楼盖的参与，最后传至基础。

在高层建筑中，抗侧力结构体系的选择与组成成为高层建筑设计的首要考虑及决策重点，抗侧力体系决定后，水平构件体系的大格局（例如梁板体系还是平板体系）已经确定，楼盖布置的细节还可以进一步推敲，也有可能反过来影响抗侧力体系。因此，在设计方案阶段要综合考虑抗侧力体系和楼盖体系。高层建筑的抗侧力体系是高层建筑结构是否合理、经济的关键。高层建筑的抗侧力体系有框架、剪力墙、框架-剪力墙（筒体）、框架-核心筒、框架-核心筒-伸臂、筒中筒、束筒、巨型框架、脊骨结构体系等。随着建筑功能及形式的不断发展，抗侧力结构体系也需要不断发展、不断改进、不断创新，在积累经验和深入研究的基础上逐渐形成各种新的、高效而合理的抗侧力体系。

2.1 框架结构 (Frame Structure)

由梁、柱组成的结构称为框架结构，可同时抵抗竖向及水平荷载。框架结构的柱网间距可大可小，大约为4~10m，建筑平面布置灵活是它的突出优点。框架结构构件类型少，设计、计算、施工都比较简单，是高层结构抗侧力体系最基本的组成部分。我国早期的高层建筑很多采用框架体系，例如，北京的民族饭店、民航大楼、清华大学主楼等，它们的高度都不大，在10~15层之间。

按照抗震要求设计的钢筋混凝土延性框架结构，具有较好的抗震性能，它们延性大、耗能能力强。20世纪80年代，美国和日本开始采用钢筋混凝土延性框架结构建造高层建筑。例如，美国1984年建成的加州太平洋公园广场公寓（Pacific Park Plaza），位于加利福尼亚州的 Emeryville（旧金山湾区），地上31层，高94.6m，平面为三叉形，对称而均匀地伸出三个翼，结构平面见图2-1，沿高度结构平面不变，布置规则。与另一幢同地区、

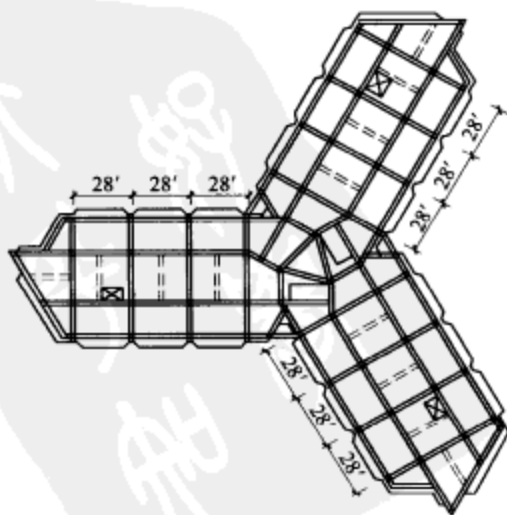


图2-1 太平洋公园广场公寓标准层平面
注：1' = 0.3048m

同时建造的类似钢结构相比, 这幢钢筋混凝土结构降低了造价。建成后在 1989 年 10 月 17 日 Loma Prieta 地震时, 经受了强烈地震考验, 震后经过专家仔细检查, 没有发现肉眼可见裂缝, 证明了钢筋混凝土框架结构可以实现较好的抗震性能, 也证明了延性框架结构设计是安全的。结构是由美国 T. Y. Lin 设计顾问有限公司设计, 林同炎教授直接指导, Clough、Bertero 等伯克利加州大学的知名教授都作为设计顾问参与了设计, 采用了在多级地震作用下进行弹性计算, 并分级考虑构件承载力安全系数、控制屈服部位、延性构造要求配筋等方法进行设计。

日本也在稍后几年建造了 40~50 层的钢筋混凝土延性框架结构, 柱网很密, 用钢量很高。

延性框架结构的设计思路在我国应用的工程主要有北京的长城饭店, 也是我国现有的最高框架结构, 平面见图 2-2, 高 18 层 (凸出部分 22 层), 总高 82.85m。该建筑由美国设计, 原设计的结构用钢量相当高。

框架结构的抗侧刚度较小, 用于比较高的建筑时, 需要截面较大的梁、柱构件才能满足变形限值的要求。钢筋混凝土框架的大截面构件减小了有效使用空间, 抗震钢筋混凝土延性框架用钢量增加, 而且非结构的填充墙和装饰面层要采用抵抗大变形的材料, 并用柔性连接, 造价较高, 否则容易损坏, 修复费用高。根据国情, 我国规范规定的钢筋混凝土框架结构的适用高度受到限制, 近年几乎没有再建造高层钢筋混凝土框架结构。钢框架结构的建筑高度可以增加, 例如, 北京的长富宫饭店, 27 层, 总高 94.08m, 平面布置规则, 见图 2-3, 由日本投资并设计, 其用钢量也是较大的, 我国自行设计的高层钢框架结构很少见。

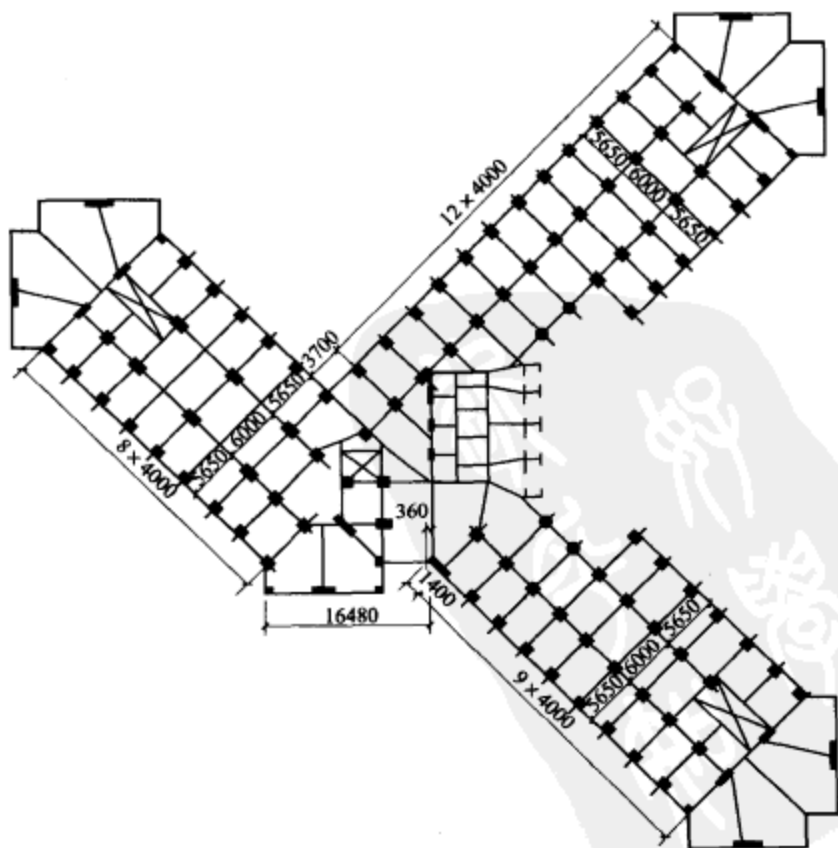


图 2-2 北京长城饭店平面

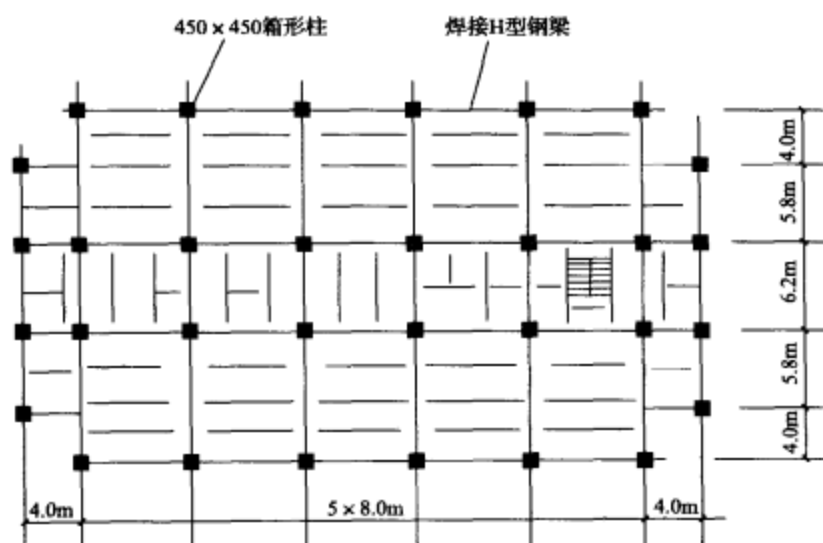


图 2-3 北京长富宫饭店平面

在多层建筑中，框架结构是一种较好的结构体系，在地震区，必须设计成延性框架结构。在高度不大的小高层建筑中，采用框架结构和很少量的剪力墙（仍然属于框架结构），也可增大使用空间，起到平面、立面变化的建筑效果，例如，15 层高的昆明的工人文化宫，见图 2-4。

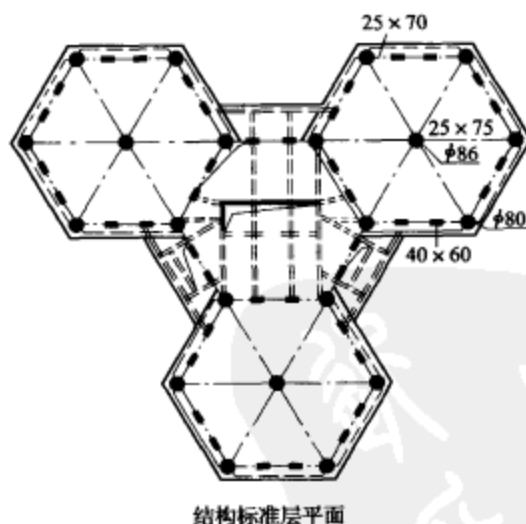


图 2-4 昆明工人文化宫

2.2 剪力墙结构 (Shear Wall Structure)

用钢筋混凝土剪力墙抵抗竖向荷载和抵抗水平力的结构称为剪力墙结构。现浇钢筋混凝土剪力墙结构的整体性好，抗侧刚度大，承载力大，在水平力作用下侧移小，经过合理设计，能设计成抗震性能好的钢筋混凝土延性剪力墙。由于它侧向变形小，承载能力大，且有一定延性，在历次大地震中，剪力墙结构破坏较少，表现出令人满意的抗震性能（但仅就延

剪力墙结构体系中比较复杂的是底部大空间剪力墙结构和短肢剪力墙较多的剪力墙结构,将在第3章中进行讨论和分析。

2.3 框架-剪力墙(筒体)和框架-支撑结构(Frame-Wall and Braced Frame Structure)

在结构中同时布置框架和剪力墙,就形成框架-剪力墙结构;两个方向的剪力墙围成筒体,就形成框架-筒体结构(不是框筒结构);二者可以统称为框架-剪力墙结构。

框架-剪力墙(筒体)结构兼有框架结构布置灵活、延性好的优点和剪力墙结构刚度大、承载力大的优点。由于框架、剪力墙的协同受力,在结构的底部框架侧移减小,在结构的上部剪力墙的侧移减小,侧移曲线兼有这两种结构的特点,成为弯剪型。弯剪型变形曲线的层间变形沿建筑高度比较均匀,既减小了框架也减小了剪力墙单独抵抗水平力的层间变形,适合用于较高的建筑;可以说,框架-剪力墙(筒体)结构综合了框架结构和剪力墙结构的优点。框架-剪力墙结构可以设计成双重抗侧力体系,一般情况下,抵抗地震作用时,剪力墙(筒体)为第一道防线,框架为第二道防线,形成多道抗震设防结构。关于双重抗侧力体系,将在第3章中进一步讨论。

框架-剪力墙(筒体)体系适合于建造高层建筑,是多、高层建筑中最为广泛应用的一种体系。当建造高度不大,约20~30层建筑中,剪力墙可以做成筒体,也可以布置少量单片剪力墙,比较灵活;当建造高度增大至40~50层,甚至更高时,剪力墙做成筒体更为有效,用多筒体或剪力墙与筒体结合常常可以满足建筑平面为各种几何形状的要求,也容易满足平面布置刚度均匀的要求。图2-6为一些框架-剪力墙和框架-筒体结构的平面。

框架-剪力墙结构设计的关键是剪力墙的数量和布置,结构工程师应当尽量提早参与建筑师的初步方案设计。

当建筑师给结构布置以灵活度时,结构工程师应当优化剪力墙的布置,剪力墙的数量不必太多,以满足规范的侧移限制为好。剪力墙太多不仅加大地震力,而且使结构重量加大,施工工程量相应增加等。目前我国国内设计的主要倾向是剪力墙太多、刚度太大。剪力墙数量是否恰当,还可以通过计算剪力墙分配到的总剪力是多少来检验。分配到总剪力的50%~85%之间较好。剪力墙分配到的剪力过大(超过90%),框架需要调整的内力就多,说明框架太弱;剪力墙的剪力分配比例过小,则框架部分的延性要求要提高,会导致用钢量增加。

在平面上,剪力墙布置应均匀,如果布置不好,造成较大偏心(刚心与质心距离较大),将引起结构扭转,地震造成的扭转破坏多数是由于剪力墙布置不恰当造成的。著名的马那瓜中央银行的震害说明了剪力墙布置不对称的危害^[1]。15层的中央银行为单跨框架结构,有1层地下室,3层以上柱距是1.4m,3层以下柱距扩大为9.8m,用深梁转换,3层以下大柱子的断面为1m×1.55m,3层以上的标准层平面布置见图2-7。由平面图可见,电梯井及楼梯间都布置在平面一端,又由于建筑要求,在该侧的山墙窗洞全部用砌体填充封闭,造成结构一端刚度大、另一端刚度小,而且结构是单跨框架,较柔,由房屋内部家具和设备的混乱情况可见,地震时建筑物经历了剧烈晃动,再加上很大扭转,致使各层楼板都沿电梯井边断

裂,最大裂缝宽度约有12mm,4~15层的柱子都出现裂缝,5层柱上端裂缝大而且柱子有错动,个别柱子钢筋屈服等,端部框架的填充墙以及其他窗上、窗下填充墙都遭到破坏(见图2-8)。



(a) 8层柱、梁裂缝



(b) 电梯井边的楼板裂缝

图 2-8 马那瓜中央银行结构破坏

图2-9是深圳发展中心的结构平面,地上40层,高151m,它是钢框架-混凝土筒体结构,由于混凝土开口筒体布置偏在一角,对面的5根大钢柱C1、C2不能平衡其刚度,刚心位于开口的剪力墙筒内,偏心很大,造成箱形钢柱截面加大(最大1070mm×1070mm),8层以下采用了100~130mm厚的钢板,很不合理。其余12根小钢柱仅承受竖向荷载,与梁铰接^[6]。

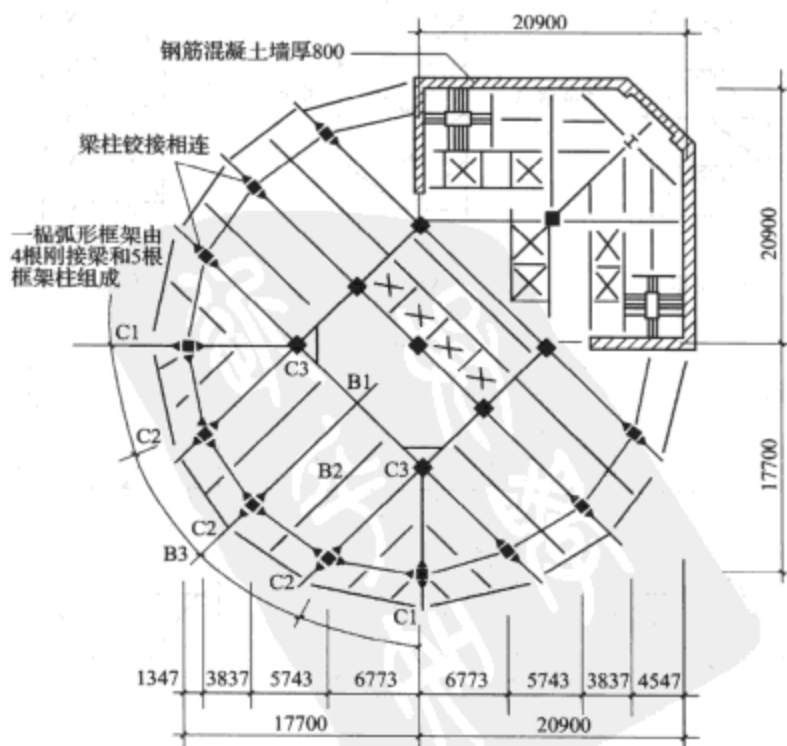


图 2-9 深圳发展中心结构平面

当建筑布置对剪力墙布置的限制较多时，除了剪力墙的数量外，结构工程师主要的任务应当是尽可能使结构平面刚度对称，避免结构产生过大的扭转；对于结构出现的薄弱部位——例如缩颈、开洞、局部突出等现象必须采取妥善的处理措施；在可能的条件下争取建筑师的配合，或者考虑是否有更合适的结构体系能满足建筑要求等。

框架-支撑结构主要用于钢结构，支撑的作用类似于剪力墙，它们可以大大减小钢框架的侧移，在高层钢结构中应用很多。支撑的类型有多种，见图 2-10，由于支撑杆件主要承受轴力，杆件的截面不大，设置钢支撑的结构较节省钢材。中心支撑的斜杆交汇于梁柱节点，中心支撑的刚度大，但是容易压曲，延性较差；偏心支撑斜杆离开梁柱节点而与水平杆件相交，水平杆件上形成一个短的梁段，称为耗能梁段，通常设计要求使耗能梁段先屈服（剪切屈服或弯曲屈服）而耗散地震能量，因而偏心支撑主要用于抗震结构^[6]。

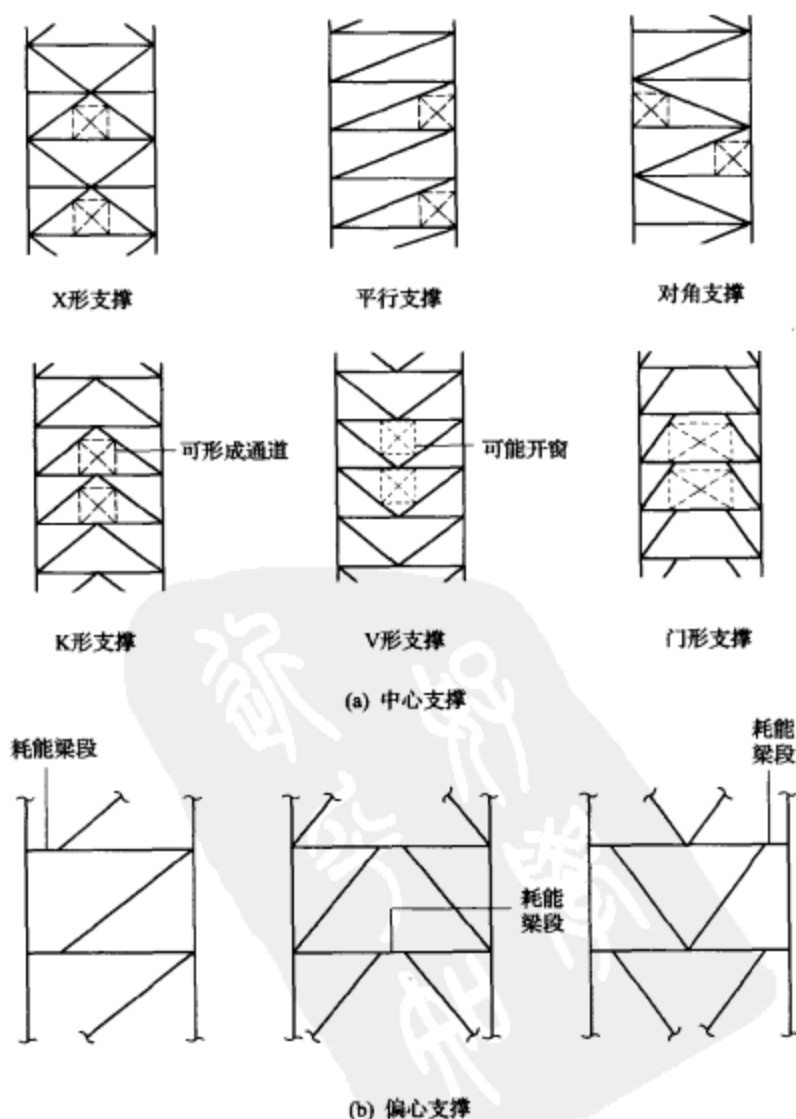


图 2-10 钢支撑类型

2.4 框架-核心筒结构、框架-核心筒-伸臂结构 (Frame-Core Structure, Frame-Core Structure with Outriggers)

当框架布置在周边,筒体布置在中间时,成为框架-核心筒结构。它是框架-剪力墙结构的一种特例,因为它的外框架柱间距较大,柱数量一般不多,有时会很少,剪力墙组成的核心筒成为抵抗水平力的主要构件,因此《高层建筑混凝土结构技术规程》把它归入筒体体系,实际上,它的受力变形特点与框架-剪力墙(筒体)结构相同,并与框架-剪力墙结构一样,具有协同工作的许多优点。

如果采用大截面柱,这种结构外框架间距可达8~9m,甚至更大,而且布置方式可多变,因而允许较大的窗户,建筑立面灵活,可以获得良好的外观。若采用无粘结预应力楼板,或采用钢梁(轻型钢桁架)-压型钢板-现浇混凝土楼板,外框架与核心筒之间的距离可以达10m以上,使用空间大而灵活,采光条件好。因此框架-核心筒体系是高层公共建筑和办公用房的理想选择。在高度较大时,还可以设置伸臂,成为框架-核心筒-伸臂结构,设置伸臂可减小侧移,减小内筒承担的倾覆力矩,其建造高度可达60~70层。框架-核心筒结构成为近年来高层建筑、特别是超高层建筑中应用最为广泛的一种结构。

我国较早采用框架-核心筒结构的是上海30层、106.5m高的联谊大厦(钢筋混凝土结构)和北京的35层、总高111m的新世纪饭店(少量钢骨混凝土柱的混合结构)。

1985年建成的上海联谊大厦平面见图2-11,由于它平面简单规则,设计和施工速度很快,满足了业主对建造期限的要求。

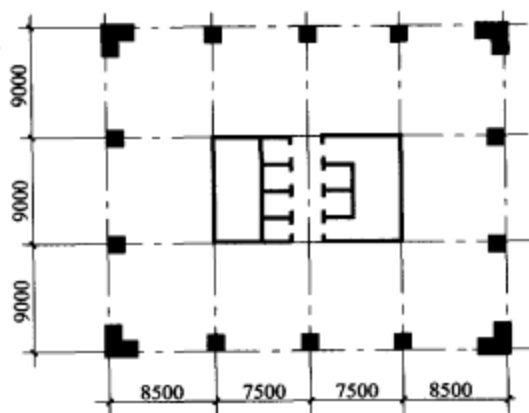


图 2-11 上海联谊大厦结构平面

北京新世纪饭店于1991年建成并投入使用,是较早在8度地震设防烈度区建造的、较高的框架-筒体结构体系,结构平面和剖面见图2-12。在平面中部设置边长22.8m的三角形剪力墙核心筒,除此以外,还有3个楼梯间做成剪力墙井筒,建筑外侧三片山墙做成剪力墙,它们是抗侧力的主要部分。沿三角形平面的三条外边设置了12根框架柱,柱距8.0m,由于轴力较大($N=20560\text{kN}$, $M=1730\text{kN}\cdot\text{m}$),又为了提高其抗震性能,10层以下采用了C50高强混凝土,4层以下采用钢骨混凝土柱,柱截面见图2-12(b),混凝土部分采用由螺旋箍及方形箍组合而成的复合箍。设计时国内尚无钢骨混凝土结构设计规程,因而参考美国及日本规范进行设计。5层以上钢筋混凝土柱截面减小,箍筋形式与钢骨混凝土柱相同,数量逐渐减少。

外框架和核心筒之间距离8.0m,采用部分无粘结预应力混凝土平板,板厚220mm,在柱和核心筒之间设置暗梁,可满足层高较小情况下的净空要求。

从材料的组成看,框架-核心筒结构的外框架和内筒可以采用相同的材料做成,例如,外框架和内筒都采用钢筋混凝土材料的钢筋混凝土结构;钢结构的内筒一般都做成支撑结构,将支撑框架围成筒体,使其刚度大于外框架,形成框架与支撑内筒的协同工作。框架-核心筒结构还可以采用混合结构,当外框架采用钢框架或组合框架时(组合框架可以采用钢骨混凝土柱、钢管混凝土柱或钢柱与钢梁、钢筋混凝土梁组合而成),成为混合结构,混合结构在国内外的的发展都很快,我国国内应用已经很多。但是在采用外钢框架-混凝土核心筒这种混合结构时,必须注意钢框架是否有足够的刚度,是否能够与核心筒协同工作而形成对抵抗地震有利的双重抗侧力体系。

近年来国内外建成的超高层建筑大部分采用框架-核心筒结构,或采用框架-核心筒-伸臂结构,例如,台北101大厦(钢结构)、吉隆坡的石油双塔(钢筋混凝土结构)、上海金茂大厦(少量钢柱的混合结构)、深圳地王大厦(钢框架、钢筋混凝土内筒组成的混合结构)等著名建筑。现在介绍这些结构的特点^[1]:

(1) 上海金茂大厦于1998年建成,地下3层,地上88层,多功能建筑,主体结构高度为372.1m,总高421m,是我国大陆地区最高的建筑。建筑平面、剖面见图2-13,外框架至内筒跨度12m,总高宽比为7.0。采用框架-核心筒-伸臂结构体系。

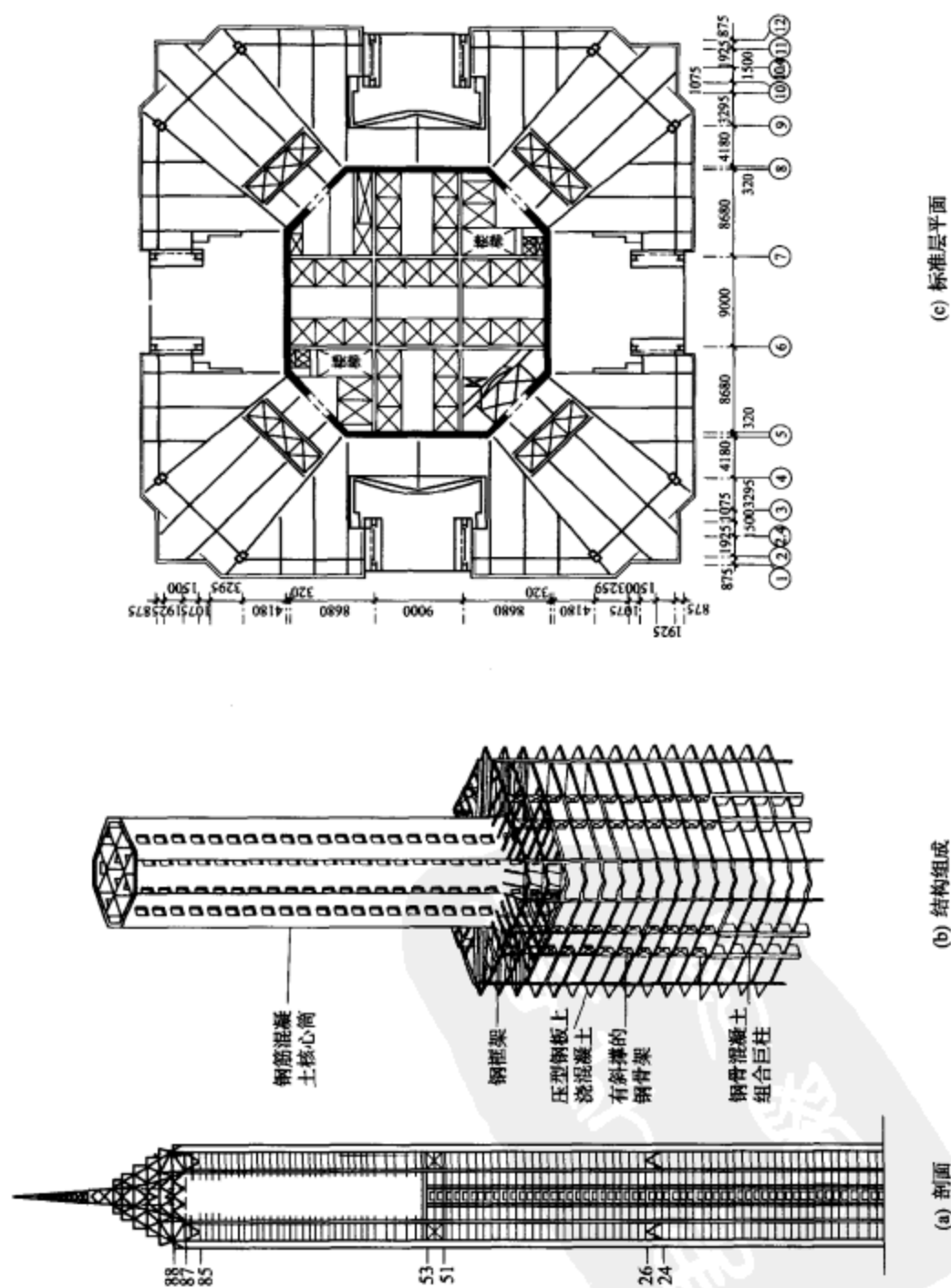
外周边有8个钢筋混凝土大柱子,它们和钢筋混凝土核心筒组成主要的抗侧力体系,角部还有8个小钢柱,主要承受竖向荷载并参与抗扭。8个大柱子除了配置钢筋外,两侧还配置了型钢骨架(型钢之间有斜加劲杆相连),可认为是钢骨混凝土柱,但钢骨在混凝土截面中的面积比仅为0.48%,大大低于钢骨混凝土柱所要求的含钢率,因此也可认为就是钢筋混凝土柱。核心筒为正八角形的钢筋混凝土筒,在53层以上取消内筒中部内墙,上面成为50层高的中庭,核心筒高宽比为12.4。

在内筒和大柱子之间设置了3道伸臂桁架,是2层高的钢桁架,位于24~26层、51~53层以及85~87层。87层以上设置了空间钢桁架,一方面承受屋顶设备层的重力荷载,一方面加强了85~87层的伸臂,保证核心筒和外柱共同工作。设置伸臂后,大大增加了结构刚度,减小了位移。

(2) 深圳地王大厦于1996年建成^[8],地下3层,地上69层(实际77层),办公建筑,钢筋混凝土屋顶结构高度为325m,上面有钢结构作为桅杆基座,桅杆高度到达384m。为我国大陆第二高的建筑物,平面、剖面见图2-14。横向高宽比达到8.75,按7度抗震设防设计,为混合结构,采用框架-核心筒-伸臂结构体系。

中间矩形部分为抗侧力的主体部分,共有16个矩形钢管柱,在58层以下内部填充C45混凝土,设计时混凝土不计入承载力,按钢柱计算。平面两端用钢管柱布置成半圆形,仅承受重力荷载。核心筒为长方形,分隔成5开间,因此纵向刚度大而横向刚度很小。采取的措施之一是在矩形主体部分端部,在半圆形与矩形相交柱与外柱之间布置了由上到下的斜撑,形成竖向桁架以增强横向抗侧刚度,见图2-14(c);措施之二是在内筒和外柱之间,在第2、22、41、66层设置了4道伸臂桁架(又作为设备层和避难层),伸臂为钢桁架,其高度与层高相同,在每个轴线上都设置伸臂,与内筒的混凝土墙对齐。

内筒做法也与一般不同,连梁采用H形焊接钢梁,伸入混凝土墙,与在门洞边设置的竖向型钢刚接。采用钢连梁不仅大大加强了内筒的刚度和承载力,还便于在连梁上开各种形状的供管道通过的孔洞,见图2-15。



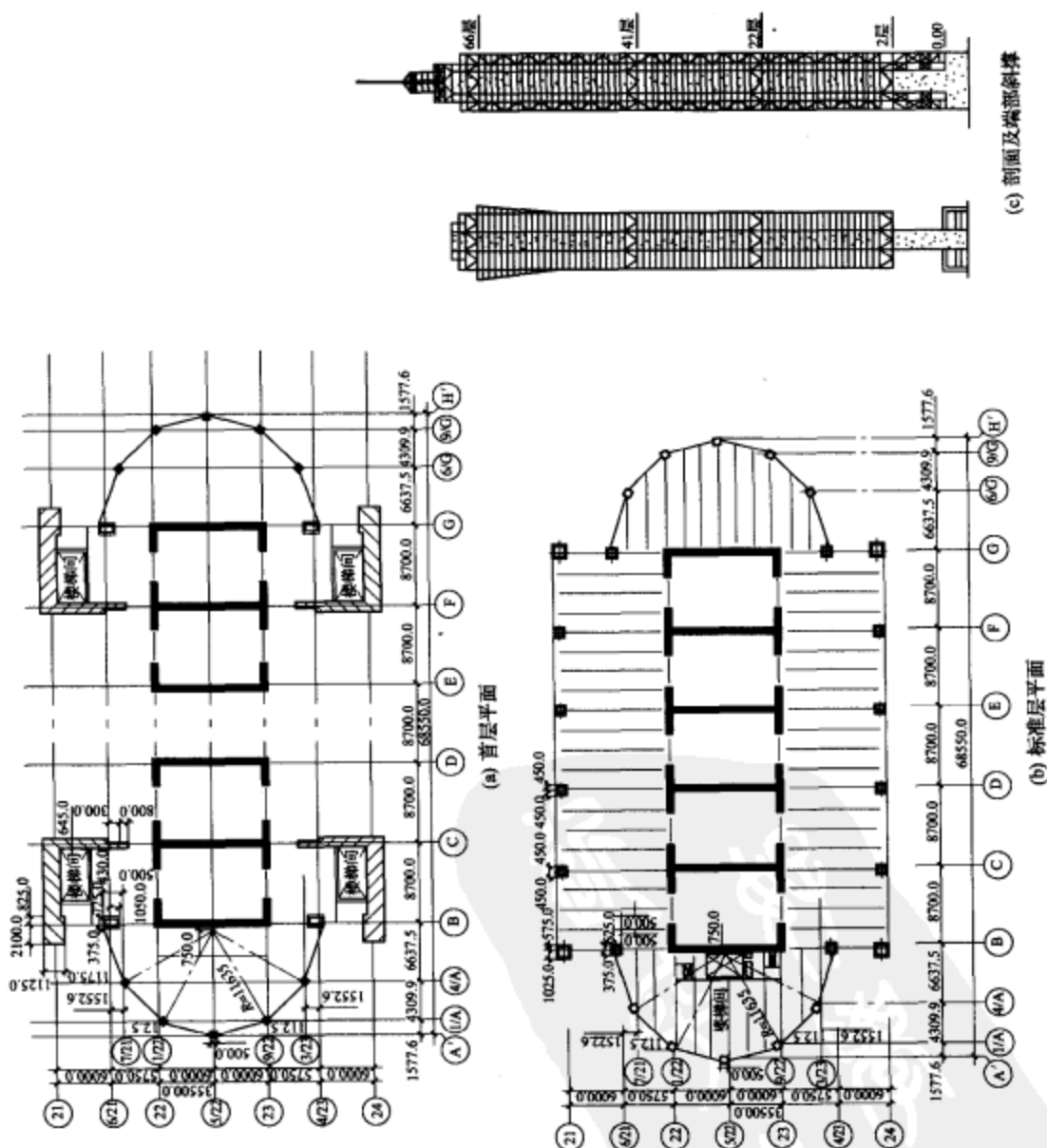


图 2-14 深圳地王大厦



图 2-15 深圳地王大厦内筒的钢连梁

尽管采取了这些措施,结构的横向刚度仍然较小,计算的侧移超过我国规范允许值。结构的横向周期较长,而扭转周期较短,说明扭转刚度较好(见表 2-1)。

表 2-1 地王大厦计算与实测自振周期

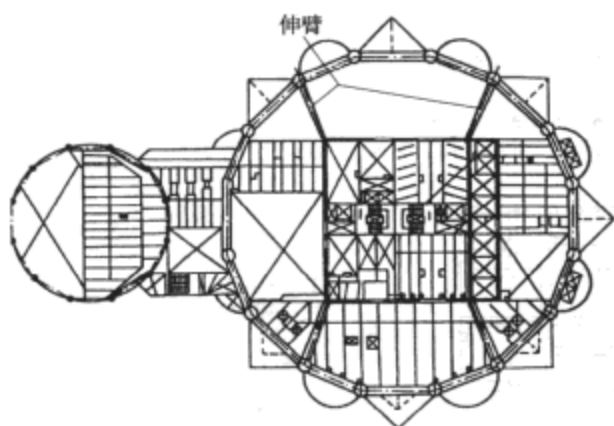
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
计算周期	5.37	4.98	2.71	1.67	1.42	0.95	0.81	0.70	0.56
振动方向	横向	纵向	扭转	斜向	斜向	扭转	纵向	横向	扭转

(3) 马来西亚吉隆坡石油大厦双塔 (Petronas Twin Towers) 于 1998 年建成^[9], 为多功能圆形建筑, 地下 3 层, 地上 88 层 (实际 95 层), 屋顶高度 379m, 顶部有塔桅, 总高 452m, 以钢筋混凝土结构为主。底部直径 46.2m, 在第 60、72、82、85 层处有收进, 每个圆形塔楼旁边靠着一个小圆形附属塔楼 (44 层, 直径 23m), 在双塔之间有人字形天桥相连。平面见图 2-16, 总高宽比为 8.64。马来西亚没有地震, 按抗风设计。采用钢筋混凝土结构的主要原因是在风作用下的舒适度要求, 如果采用钢结构, 其顶部的加速度超过舒适度标准。因此采用钢筋混凝土框架-核心筒-伸臂结构体系。

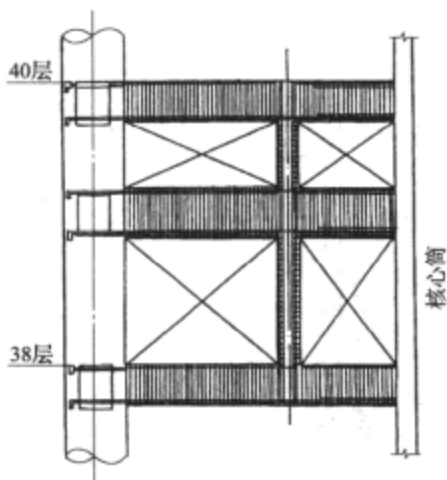
每个主体结构旁边的附属圆形框架结构与主体相连, 可增大主体结构一个方向的抗侧能力, 在相垂直的方向的内筒和大柱子之间沿高度设置了一道伸臂, 是两层高 (38~40 层) 的混凝土空腹桁架, 见图 2-16 (b)。主体塔楼外周边有 16 根钢筋混凝土圆柱。主体塔楼外框架的环梁 (框架梁) 采用变截面梁, 既可保证框架刚度, 又可允许管道通过而减少层高。钢筋混凝土核心筒底部为 23m 见方, 核心筒的惯性矩很大, 在基底处承受的倾覆力矩超过 50%。

84 层以上是由钢柱和钢环梁组成的最后几层和尖顶, 上面安装了塔桅。

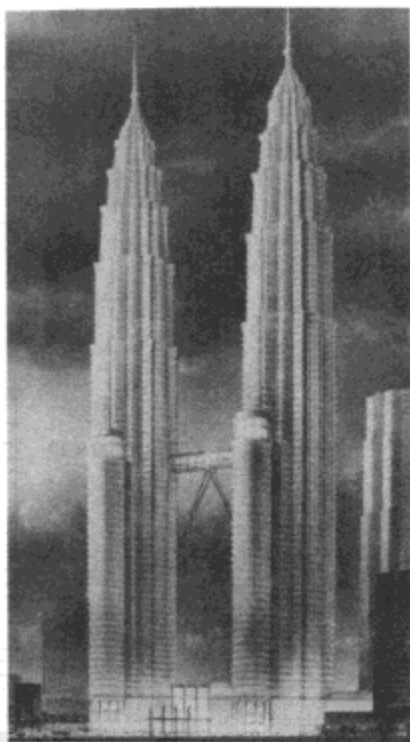
两个主塔楼间由一个人字形天桥相连, 为三铰拱方案, 使天桥与主体结构连接处的受力最简单, 但必须处理好构造, 保证当风引起相对位移时的安全。



(a) 结构平面及伸臂平面位置



(b) 伸臂桁架



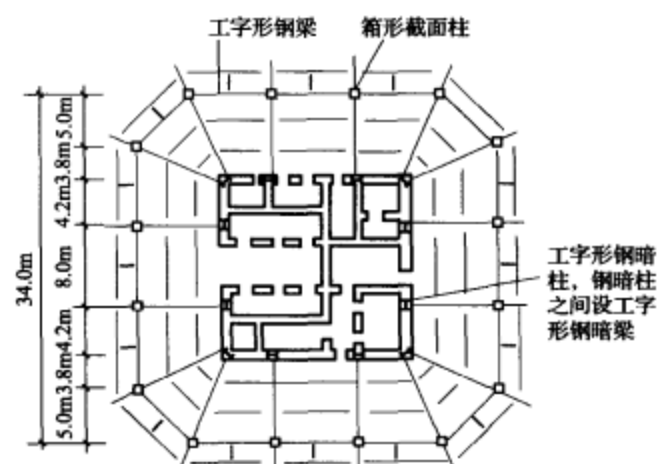
(c) 立面

图 2-16 马来西亚石油双塔

(4) 大连远洋大厦于1999年建成^[10]，地下4层，地上51层，屋顶总高200.8m。本工程的特点为采用钢框架-钢筋混凝土核心筒结构体系，但未设置伸臂。钢结构部分是国内第一座全部国产化的钢结构。平面、剖面见图2-17，按抗风及7度抗震设防设计。

外框架布置了16根柱，地下室二层以下为钢筋混凝土结构；地下室1层及地上1~6层采用钢筋混凝土柱、钢筋混凝土梁；7、8、9层采用钢筋混凝土柱与钢梁，10层以上采用钢梁、钢柱，第10层为过渡层，在钢柱上外包混凝土。

核心筒呈正方形，核心筒在6层以下为钢筋混凝土剪力墙，7层以上为钢骨混凝土剪力墙。剪力墙轴压比控制在0.6以下，剪力墙内的钢骨是按构造配置的，形成小钢框架，加强了墙肢及连梁，可显著提高剪力墙的延性，剪力墙按强墙弱梁设计，要求连梁先出现塑性铰，在跨高比较小的连梁中采用X形配筋，以提高其延性。



(a) 标准层平面

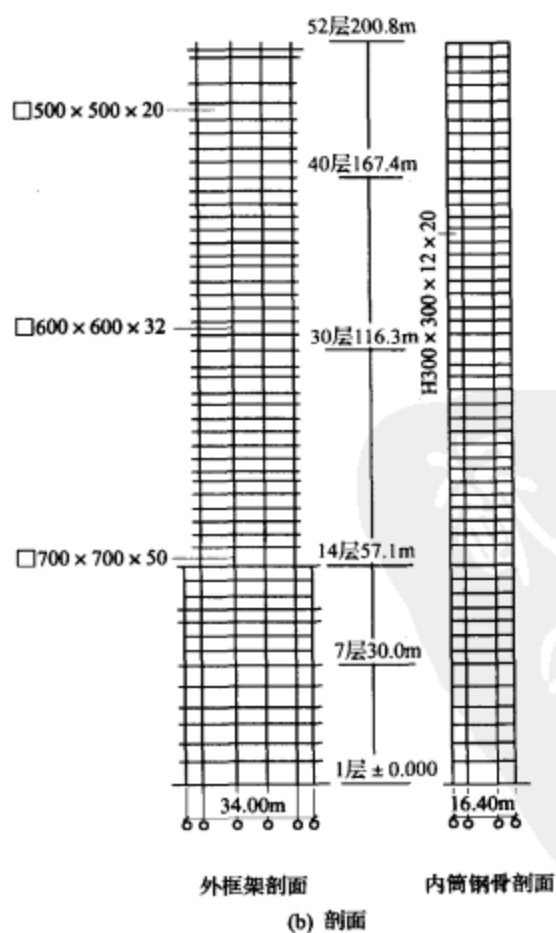


图 2-17 大连远洋大厦

外框架与核心筒之间距离为 8m, 本工程未设伸臂。原因是: ①对本工程而言, 由于外框架刚度较小, 核心筒刚度很大, 设置两道伸臂 (中部及顶层) 减少侧移的效果只有 10% 左右; ②设置伸臂使结构竖向刚度突变, 对抗震不利; ③本工程不设伸臂的结构抗侧刚度已可满足要求, 而设置伸臂要多用钢材 7%, 大约为 300~400t。对于本工程, 设置伸臂的弊大于利。

由于核心筒刚度大, 结构基本为弯曲型变形, 最大层间侧移角接近顶部。核心筒成为内力的主要承担者, 在地震作用下, 6 层以下核心筒承担总剪力为 60%~80%, 7 层以上核心筒承担总剪力的比例达到 88%~90%, 顶层又减少至 69%。由于未设伸臂, 外框架承受的倾覆力矩也较小, 风荷载倾覆力矩在外框架柱中产生的轴力只相当长期荷载下轴力的 1/12, 地震作用下倾覆力矩产生轴力所占比例更小。

这种外钢框架和混凝土内筒组成的结构,核心筒是主要的抗侧力结构,接近于单筒结构,因此对核心筒的承载力及延性要求很高,采用钢骨混凝土核心筒是必要的。

(5) 深圳赛格广场于 2001 年建成, 地下 4 层, 地上 72 层, 为多功能建筑, 屋顶高 292m, 屋顶钢桅杆伸至 345.8m。建筑平面为截角正方形, 在 10 层以下有裙房 (49.6m 高), 高层塔楼部分竖向规则, 裙房以上高宽比为 5.76。本工程特点是采用了钢管混凝土柱、钢梁、混凝土剪力墙组成的混合结构, 为框架-核心筒-伸臂结构, 也是我国国内应用钢管混凝土柱的最高建筑。平面见图 2-18。按抗风及 7 度抗震设防设计。

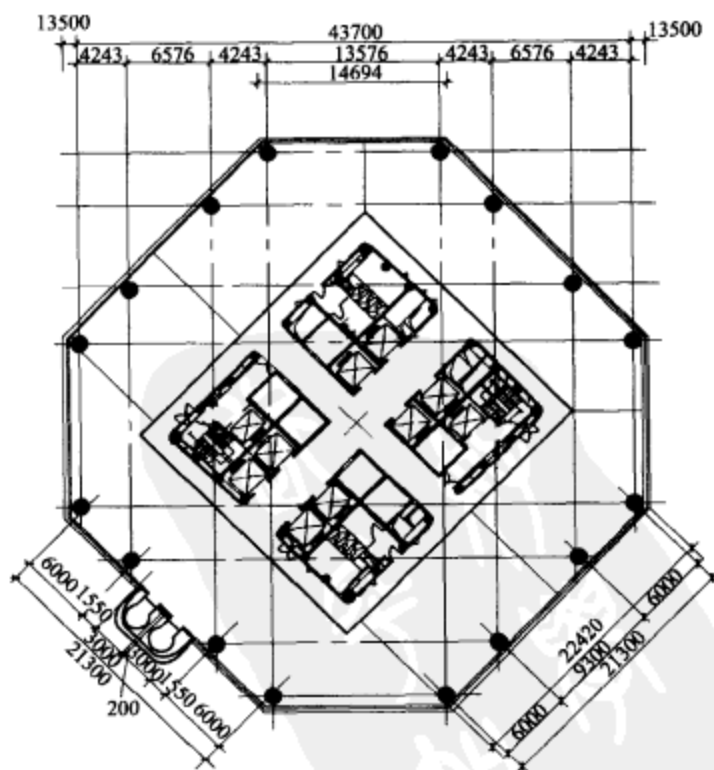


图 2-18 深圳赛格广场

外框架由 16 根钢管混凝土柱和钢梁组成, 核心筒由钢管混凝土密柱和钢筋混凝土剪力墙组成。核心筒为正方形, 4 边有柱距为 2.25~3.9m 的钢管混凝土柱 (共有 28 根), 柱间有钢梁, 柱间还浇筑了 200mm 厚的混凝土墙, 与柱连成整体; 筒内部还布置了钢筋混凝土剪力墙。

在核心筒和大柱子之间沿高度设置了4道1层高的钢桁架作为伸臂桁架,位于19、34、49、63层,在平面上布置成井字形,同层设置环周边桁架。这4个加强层同时也是设备层和避难层。在屋顶,还布置了帽桁架。

结构位移及内力由风荷载控制,最大层间位移角为 $1/732$ (在46、47层)。进行了小震作用下弹性时程分析和大震作用下的弹塑性地震反应分析,最大弹塑性层间位移角为 $1/77$ 。

由上述一些高层建筑结构可见,多数高度较大的超高层建筑采用框架-核心筒-伸臂结构(大连远洋大厦除外),而高度较低的建筑都未设置伸臂。在第3章将对框架-核心筒结构和框架-核心筒-伸臂结构作详细讨论。

另一个在框架-核心筒结构中需要注意的问题是外框架和内筒的层剪力分配,在第3章也将进行讨论。

2.5 筒中筒结构 (Tube in Tube Structure)

由密柱深梁框架布置在建筑周边,组成框筒(Frame Tube);由梁、柱、斜支撑形成桁架,并由数片带有斜杆的桁架布置在建筑周边,围成“筒”状,就形成了桁架筒(Diagonally Braced Frame Tube)。

框筒可以充分发挥结构的空作用,在水平力作用下,除了与水平力方向一致的腹板框架受力以外,垂直于水平力的翼缘框架可承受很大的倾覆力矩,因此框筒的抗侧刚度很大;结构构件都布置在建筑物周边,框筒抗扭刚度也很大。框筒的翼缘框架中,各柱轴力大小成抛物线型分布,角柱的轴力大于平均值,远离角柱的柱轴力小于平均值;腹板框架柱的轴力也不是直线分布,见图2-19。这种现象称为剪力滞后,剪力滞后越严重,空间作用越小。

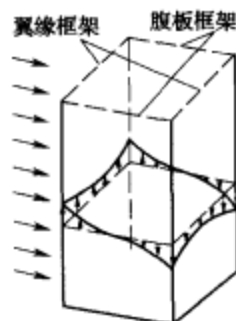


图 2-19 框筒的剪力滞后

桁架筒结构承受的水平力通过斜杆传至角柱,然后传至基础,桁架各构件都主要承受轴向力,受力合理,能充分利用材料,构件数量虽少,而结构的整体抗侧刚度很大,与框筒结构相比,桁架筒结构能建造更高的建筑,也更节省材料。桁架筒体系主要用于钢结构,也有少数钢筋混凝土结构采用桁架筒体系,芝加哥昂提瑞中心就是钢筋混凝土桁架筒结构^[1]。

框筒和桁架筒结构都是很适合于建造高层建筑的结构体系。由框筒,或者由桁架筒单独组成抗侧力体系的建筑很少,为了传递楼盖的竖向荷载,布置内筒是合理的,由于竖向交通和管道设备的通行,也需要设置内筒,因而更常见的结构体系是筒中筒结构体系。

筒中筒结构由外筒及内筒组成,外筒为框筒或桁架筒,钢筋混凝土结构的内筒可以采用剪力墙围成的实腹筒,钢结构则采用内钢桁架筒或内钢框筒。内筒可设置竖向交通井以及竖向管道井,同时内筒也加强了结构,因而筒中筒结构的抗侧刚度和抗扭刚度更大,适用于更高的高层建筑。内外筒之间一般不设柱(也可设柱),它与框架-核心筒结构平面形式相似(由外围周边结构与内筒结构组成),但是,从受力分析上看,它们有很大的区别,前者外围是筒体(框筒或桁架筒),后者外围是一般框架。

在水平力作用下,外框筒的变形以剪切型为主,内筒以弯曲型为主。通过楼板,外筒和内筒

协同工作。在下部,核心筒承担大部分剪力;在上部,剪力转移到外筒上。筒中筒结构侧移曲线呈弯剪型,具有结构刚度大、层间变形均匀等特点。因此,筒中筒结构也是双重抗侧力体系。

筒中筒结构的楼板起水平刚性隔板的作用,使内、外筒协同工作,保持结构“筒”的形状,因此楼板必须有足够的平面内刚度,但又要尽量采用厚度较小的楼板体系,以减少内外筒之间的弯矩传递(减小墙的平面外弯矩),并降低层高。

筒中筒结构适用于50层以上的高层建筑,20世纪60~80年代成为高层建筑的主要体系,但是由于它的平面形状呆板,柱距小,近年来应用已逐渐减少。筒中筒和桁架筒结构的实例如下^[1]:

(1) 广州中信广场,原名中天广场,建成于1996年,采用钢筋混凝土筒中筒结构体系,主塔楼为独立的78层办公楼,地下2层。结构屋顶高323m,屋顶上有桅杆,高度到391m。建成时为世界最高钢筋混凝土结构。结构平面、剖面见图2-20,为正方形建筑。1~4层只有四角设置4根大柱,5层设置转换层。5层以上外框筒柱间距很大,为7.5m,但是由于框架梁截面尺寸很大,其跨高比大约为5左右,仍然可以满足框筒空间作用的要求,第25、44、65层框架梁截面增大,加强框筒作用,可减少侧移。

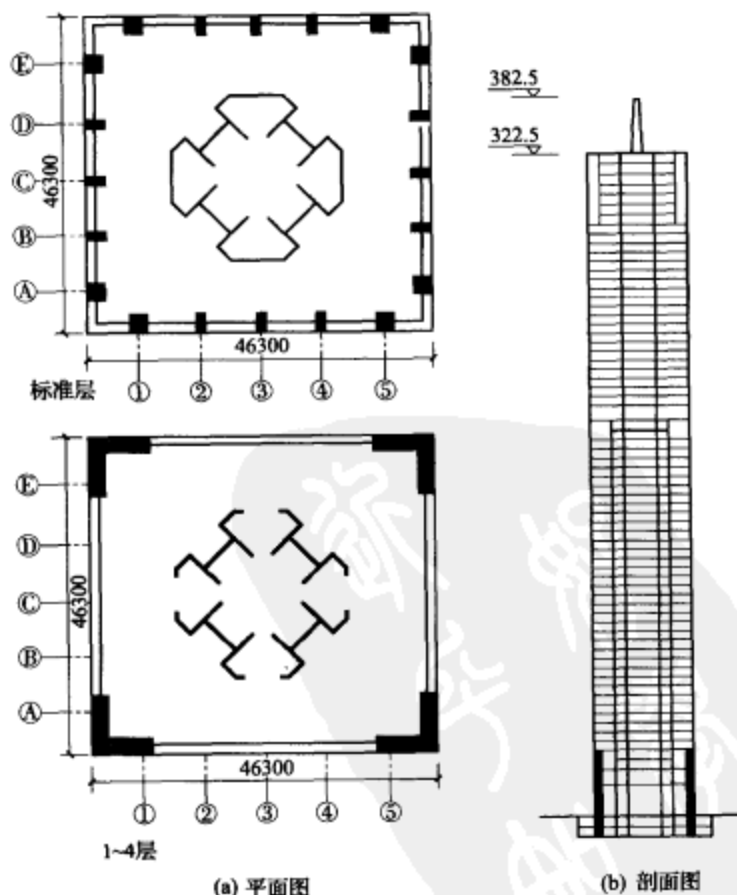


图 2-20 广州中信广场

(2) 香港中环广场 (Hongkong Central Plaza) 于1992年建成,地下3层,地上78层,总高309m,为办公建筑,采用钢筋混凝土筒中筒结构体系。顶部有钢架和桅杆,桅杆顶的

高度为 374m。其平面见图 2-21，总高宽比为 8.64。香港地区不考虑地震作用，按抗风设计。建成时是世界最高的钢筋混凝土结构。

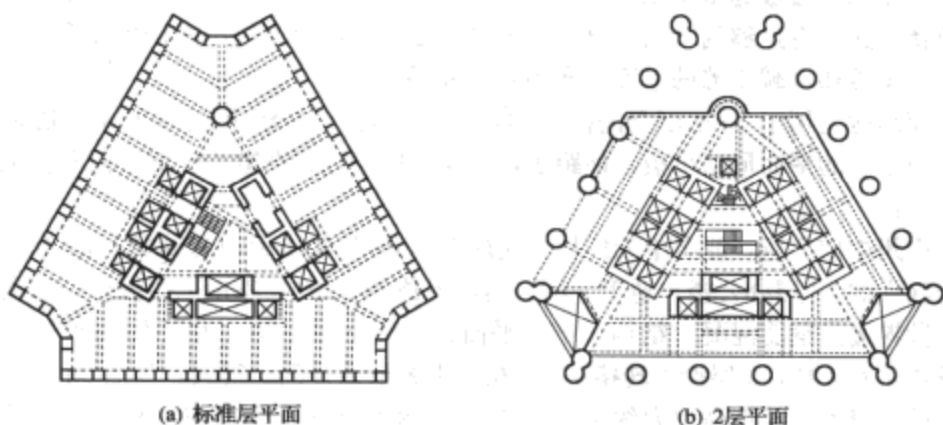


图 2-21 香港中环广场

此结构的外周边有钢筋混凝土柱，在 30.5m 标高以上，柱距 4.6m，柱宽 1.5m，柱间距只有 3.1m，钢筋混凝土窗裙梁高 1.1m，形成具有密柱深梁的框筒结构。30.5m 标高以下有 4 层，柱距加大为 9.2m，转换梁以下无框架梁，形成 25m 高的廊柱，不抵抗侧向力。该结构上部是典型的筒中筒结构，上部核心筒仅承受总剪力的 10%，在下部，剪力全部转移到核心筒上。

钢筋混凝土核心筒在底部承受的剪力很大，因此 7 层以下剪力墙核心筒的面积较大，从第 7 层向上，核心筒面积减小。

第 4 层为转换层，5.5m 高、2.8m 宽的转换梁承受上柱传来的竖向荷载。转换层楼板厚 1m，设在转换梁下面，将上部剪力传递到核心筒。在地面以下，地下室的外围有连续外墙可以承受剪力，因此，地面处楼板也是一个转换楼板，将剪力传递到周边连续墙，部分楼板与核心筒脱开，这样使核心筒的地下部分承受的剪力大大减少。

(3) 约翰·汉考克中心 (John Hancock Center) 于 1969 年建成^[11]，为多功能建筑，位于美国芝加哥 (见图 2-22)。地上 100 层，地下 2 层，地上总高 344m。全钢结构，采用桁架筒结构，没有内筒，但为了减小楼板梁的跨度，设置一些只承受重力荷载的柱子，它们不抵抗水平力。整个结构设计不考虑抗震，按风荷载设计。建筑面积由底层向上缩小，立面呈斜锥形，底部面积为 $48.8\text{m} \times 79.2\text{m}$ ，顶部面积为 $30.5\text{m} \times 48.8\text{m}$ 。立面上可见交叉桁架斜杆，每跨越 18 层左右设置横向大梁，斜杆与横向大梁相交在角柱处，每个楼层设置次横向梁，斜杆和中间柱



图 2-22 约翰·汉考克中心

子连接,使所有柱子都能分配到轴向力(剪力滞后很小),重力荷载产生的压力可以抵消水平荷载产生的拉力。桁架各构件主要是轴向力,使这个结构十分省钢、经济,用钢量仅为 $145\text{kg}/\text{m}^2$ 。

底部钢柱截面为 $965\text{mm}\times 965\text{mm}$,柱距 12.2m ,采用组合楼盖(钢梁和轻混凝土)。

我国采用了钢结构筒中筒结构体系的有北京国贸中心一期工程,其结构平面见图 2-23。

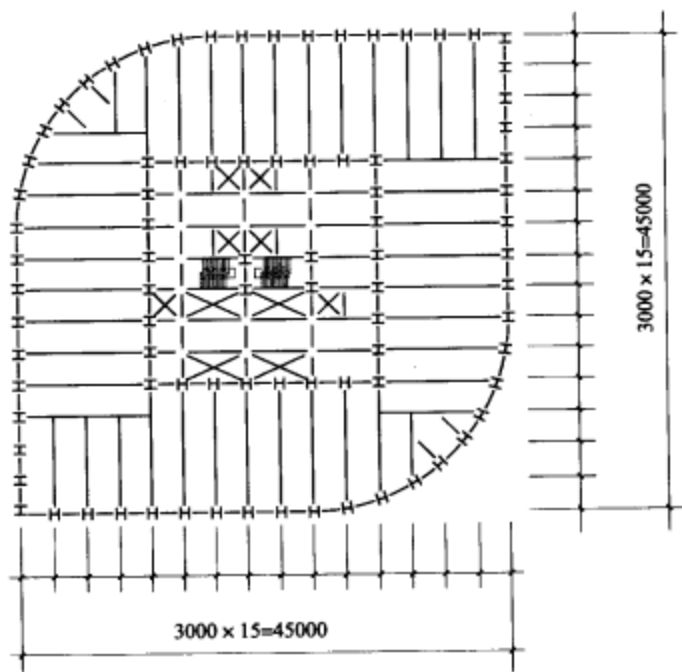


图 2-23 北京国贸中心

2.6 束筒结构 (Bundled Tube Structure)

两个或两个以上的框筒紧靠在一起成“束”状排列,称为束筒。束筒的腹板框架数量多,也就使翼缘框架与腹板框架相交的“角柱”增加,这样可以大大减小剪力滞后。最著名的是现居世界第三位的 110 层、443m 高的西尔斯大厦 (Sears Tower),它采用了束筒体系,见图 2-24,束筒由 9 个框筒组成,总边长为 69m,使总高宽比减小到 6.43,每个边有 4 个“角柱”,缓解了剪力滞后,加大了结构抗侧刚度。为了减小风荷载影响,沿高度逐步截断一些筒,在顶部只剩下 2 个筒。每一个筒中不再设柱,因而采用 23m 跨度的桁架梁做成楼盖,桁架高度内可以穿管道。

束筒还有一个优点是可以组成较复杂的建筑平面图形,图 2-25 所示是美国密执安湖边的一幢高 57 层的钢筋混凝土结构,由框筒和无梁楼板组成,22 层以下为 3 个框筒,23~49 层为 2 个框筒,顶部减为 1 个框筒,每个框筒为六边形,3 个框筒组成的束筒形成拐角平面,较好地满足了所给地块形状的要求。

在我国,尚未见采用束筒结构的高层建筑。

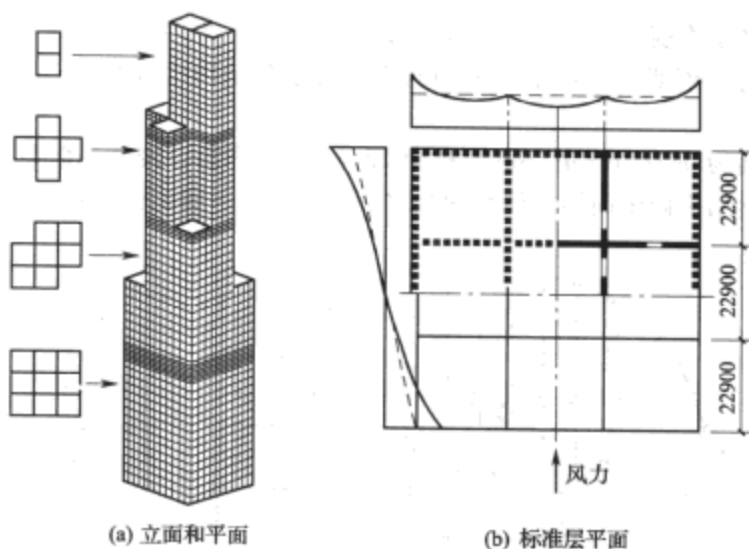


图 2-24 美国西尔斯大厦

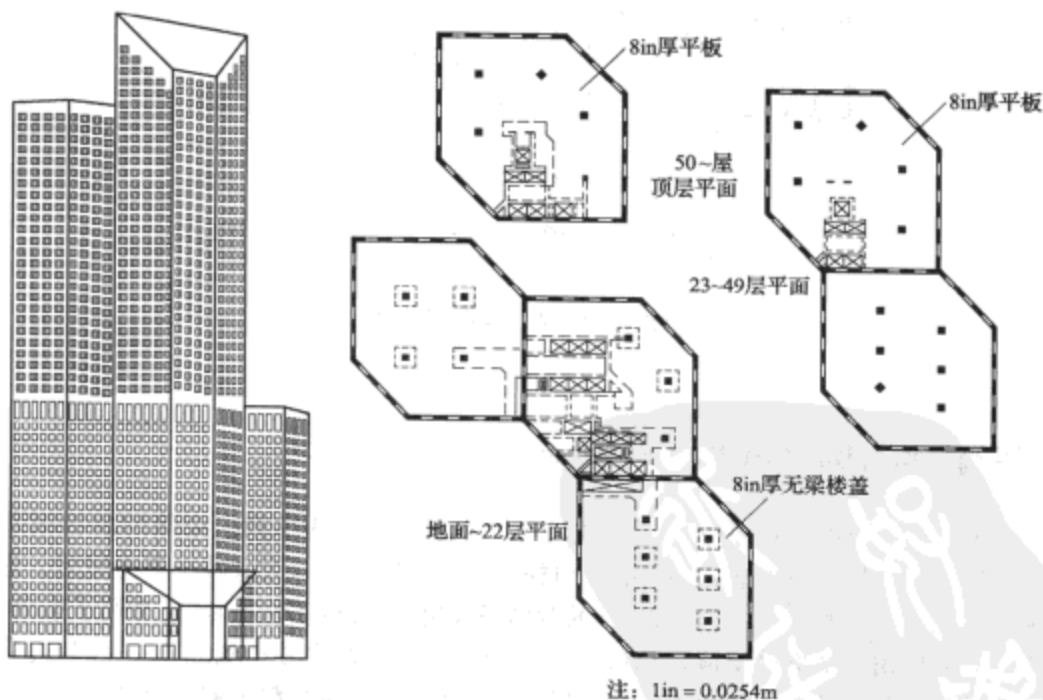


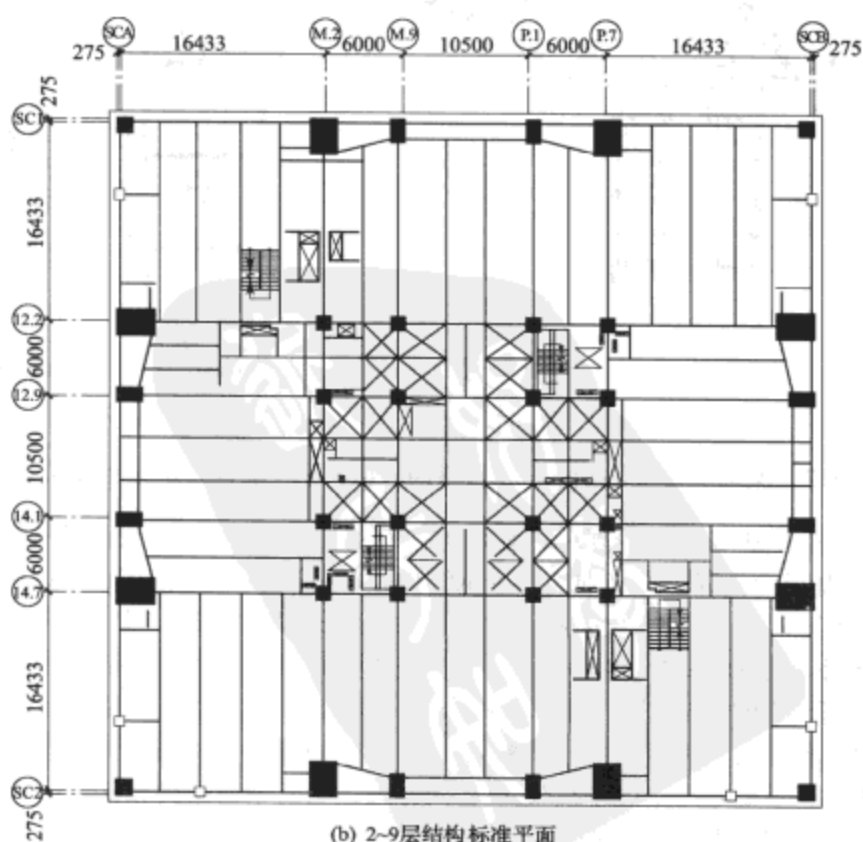
图 2-25 美国 One Magnificent Mile Building 结构立面和平面

2.7 巨型框架结构 (Mega-Frame Structure)

巨型框架用筒体 (实腹筒或桁架筒) 做成巨型柱, 用高度很大 (一层或几层楼高) 的箱形构件或桁架做巨型梁, 典型的巨型框架见图 2-26。巨型梁可以隔若干层设置一根, 巨型梁之间的楼层用截面很小的、只承受竖向荷载的构件组成结构, 称为次结构, 次结构上的竖



(a) 照片



(b) 2~9层结构标准平面

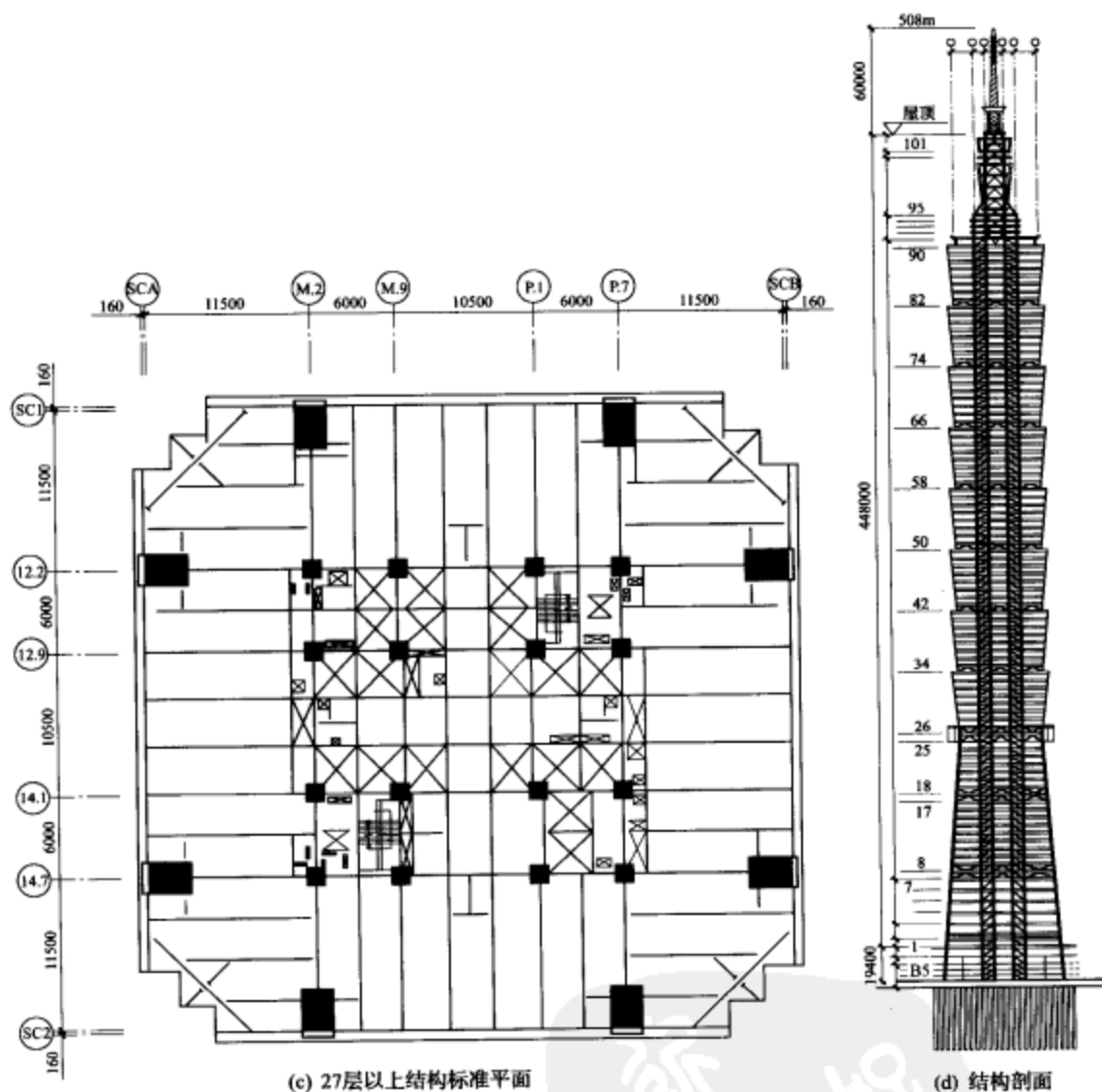


图 2-28 台北 101 大楼

周边设置 8 根大箱形钢柱（见图 2-29，截面由 $2.4\text{m} \times 3.0\text{m}$ 缩小到 $1.6\text{m} \times 2.0\text{m}$ ，钢板厚度由 70mm 减至 50mm）和 12 根小箱形钢柱截面（底层截面为 $1.2\text{m} \times 2.6\text{m}$ 和 $1.6\text{m} \times 1.6\text{m}$ 两种），在 26 层以上只剩下 8 根大柱直到 90 层，为了提高柱的刚度，在 62 层以下，箱形钢柱内灌注 10000psi (68.9MPa) 的混凝土；从基础顶开始到 26 层为倾斜柱，设置 3 道巨型梁；27 层以上为竖直柱，每隔 8 层设置 1 层楼高的巨型梁，并有水平桁架加劲，形成的巨型框架符合建筑节节高的形象要求，每 8 层为一节；90 层以上，立面收缩，设斜撑将外柱连接到内筒柱。

内筒由 16 根箱形柱与斜撑形成桁架筒，延伸到 95 层，在 9 层以下钢柱与 600mm 厚的混凝土剪力墙浇筑成整体；96 层以上退缩为 4 根柱子，为增加平面缩小后的结构刚度，从 94 层到 99 层在箱形钢柱内灌注 10000psi (68.9MPa) 的混凝土（见图 2-29）。

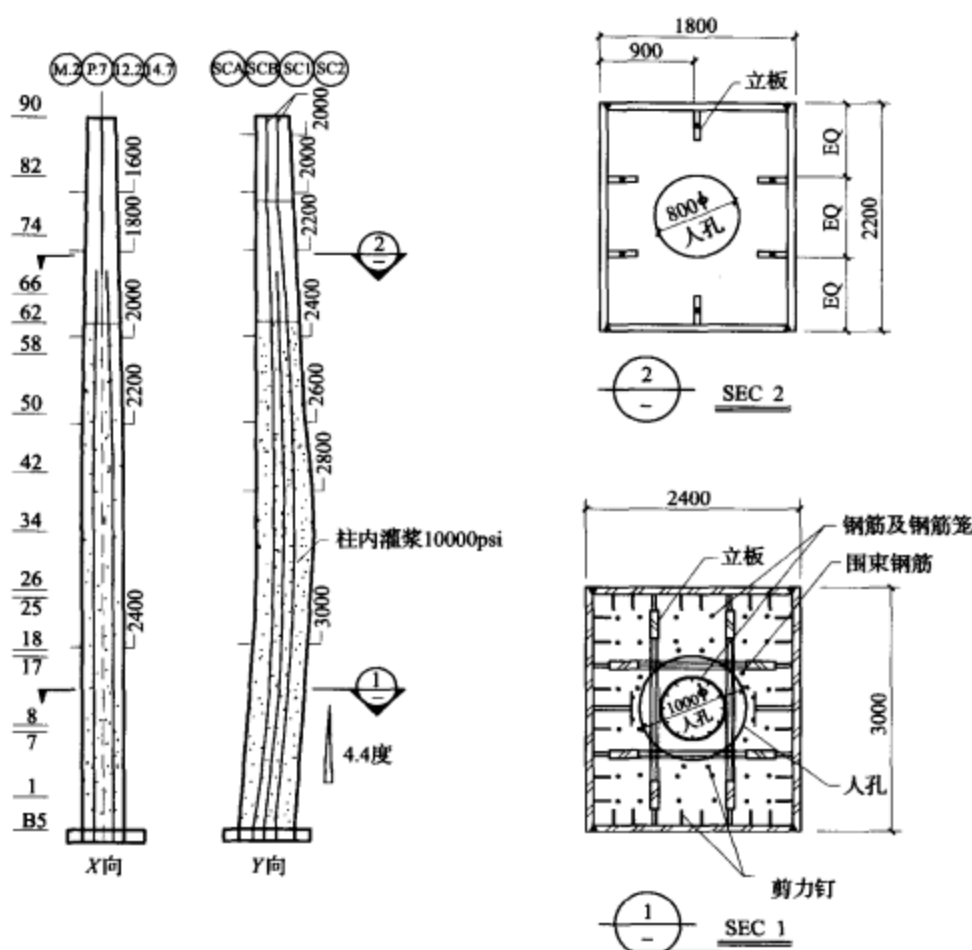


图 2-29 台北 101 大楼钢柱立面与剖面

台湾的地震频繁，风荷载也很大，设计时充分考虑了风和地震的影响。按 100 年回归期的风和地震计算的剪力、弯矩和位移比较见图 2-30，可见部分构件承载力为风控制，部分为地震作用控制，同时进行了弹塑性分析，控制所有构件的延性要求。

该建筑进行了风洞试验，并详细进行了风舒适度的试验与计算，不考虑台风时大楼顶部办公室的加速度已达到 6.2cm/s，达不到台湾地区舒适度要求，经过各种比较，最后采用了球形摆锤减振，在 87~92 层之间设置悬挂式重力摆锤（直径 5.5m），也考虑了大地震时摆锤摆动可能过大，设置了阻止位移过大的阻尼系统。此外，为减小屋顶尖塔的鞭梢效应，在 498~505m 之间设置了两组共 21t 重的调质阻尼块。

(3) 广州天王中心大厦地下 4 层，主楼地上 46 层，高 171.4m，副楼地上 20 层，高 73.8m，见图 2-31。广州天王中心大厦正好跨越地铁隧道，采用钢筋混凝土巨型框架较好地解决了这个问题。该建筑场地为长方形，已建成的地铁隧道沿场地中部通过，隧道宽 18m，顶面在地面下 10m，主楼及副楼都采用巨型梁跨越地下隧道。

主楼为 4 层巨型框架，每层中设置次框架，其层数不等，建筑总层数达到 46 层。

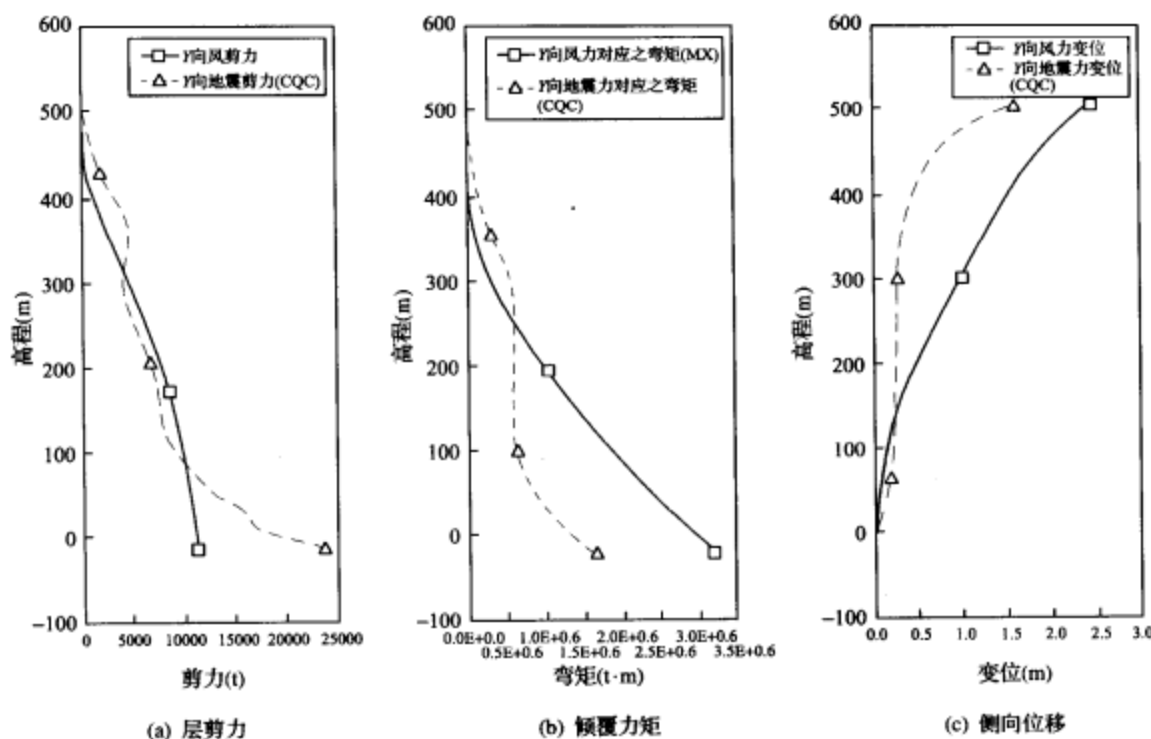


图 2-30 台北 101 大楼 100 年回归期的风和地震作用的比较

巨型框架的两个巨柱是钢筋混凝土剪力墙实腹筒，正好跨在隧道两侧，筒内容纳所有电梯井和各种竖向管道，还有一些可供使用的小房间。巨型框架的一个巨柱（剪力墙筒结构）突出屋顶，突出部分高 16 层。

主楼的巨型梁设于地下 2 层（隧道顶），地上 8 层、21 层和 34 层。各层均有 4 根箱形巨型梁，由一层高的实腹梁和上、下楼板形成，间距 8m，跨度为 21~23m，采用无粘结预应力梁，巨型梁所在层为设备层。

次结构为框架结构，框架为两柱三跨柱网，次框架重量落在巨梁上。

在巨型框架结构中，不能忽视次结构对巨型框架结构的影响，其影响程度和主、次结构的构件布置、连接以及构件的尺寸大小有关。

竖向荷载产生的巨型梁挠度与次结构布置有关，在抵抗水平荷载方面，次结构也不会完全不承受，次结构的刚度对抵抗水平荷载也会做出贡献。在设计巨型框架结构时必须根据建筑布置和结构需要处理好主、次结构的关系。本工程在这方面作了很多比较与优化。该工程还作了弹塑性静力分析和弹塑性时程分析^[13]。

采用巨型框架的结构还很多，例如，日本东京市政大厦（钢结构，48 层，高 243.4m），台湾高雄的东帝市大厦（钢结构，85 层，高 347m），我国南京电信局鼓楼多媒体综合楼（混合结构，30 层，高 140.5m）等。

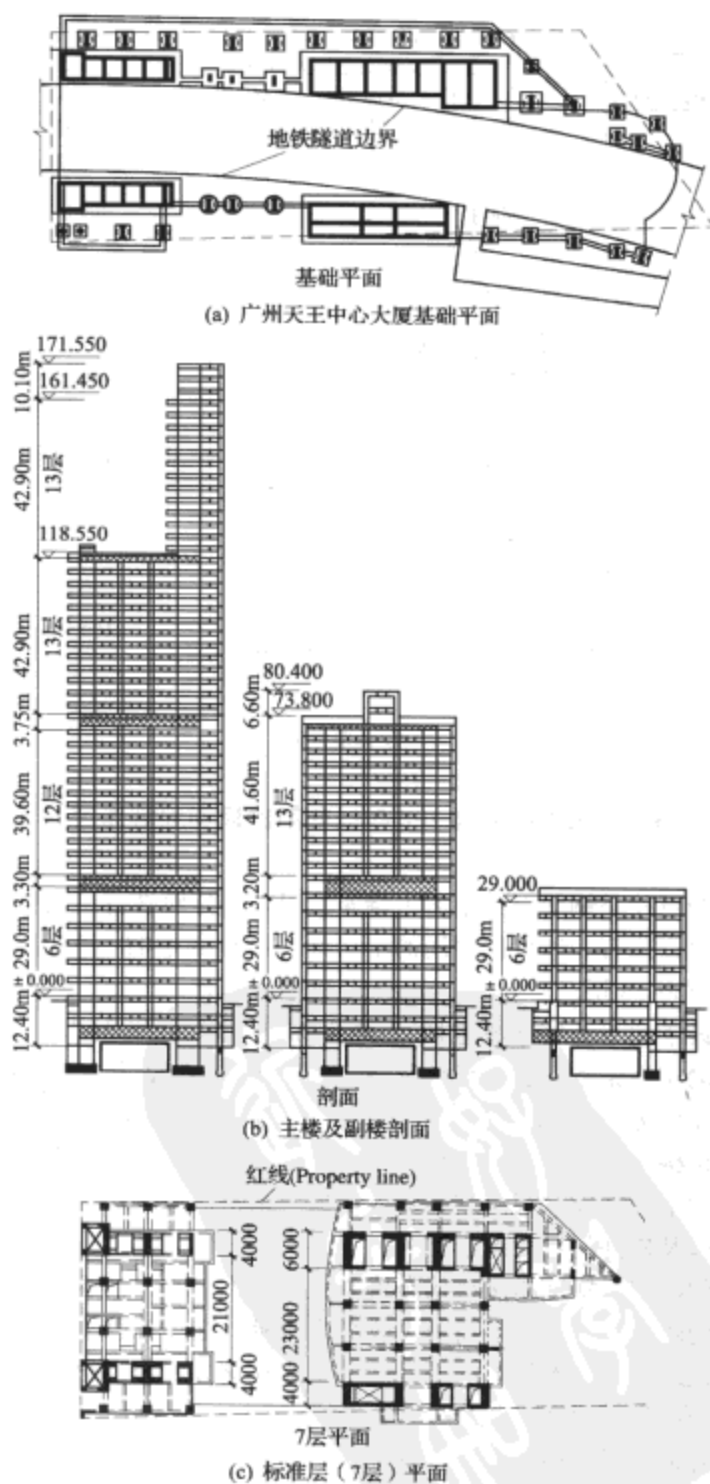


图 2-31 广州天王中心大厦 (广东省建筑设计研究院提供)

2.8 结构体系的适用范围

由于抗侧刚度的不同和承载力的不同,上述各种体系的适宜高度是不同的,表2-2列出了各种体系的一般适宜高度范围。

我国现行《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001(以下简称“抗震规范”)、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002(以下简称“混凝土高规”)、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—1998(以下简称“钢结构高规”)中都分别给出了我国常用的各种钢筋混凝土高层结构、钢结构和混合结构体系的适用最大高度,其中规定与表2-1略有不同,因为规范和规程规定的适用高度范围是指:规程各项规定适用的高度范围。

各个国家的规范与规程要根据本国的经济、国内技术发展的水平和当前的建设方针、政策制定。最大适用高度的规定是经验性的规定,考虑了我国目前常用的材料,并综合考虑不同结构体系的抗震性能、经济和合理使用、地基条件及震害经验等因素,并考虑了我国建设的经验,制定了各种结构体系的最大适用高度。例如,我国规定的框架结构适用高度较低,而剪力墙结构的适用范围高于一些西方发达国家的限制高度,因为我国对于钢筋混凝土剪力墙结构有大量而丰富的实践经验,但是我国对9度地震设防区剪力墙结构的高度限制也是较严的。“混凝土高规”将高层建筑分为A级高度和B级高度,B级高度的规定也是在近年来我国实践经验的基础上新做出的规定,主要是它们的结构设计和构造要求有所差别,B级比A级高度大,设计要求更高。如果设计的结构高度超过B级表的规定,则必须采取更加有效的措施。事实上,突破B级高度限制的高层建筑已经存在,从发展的观点看,当积累了更多经验以后,在修订规程时,适用的最大高度也会改变。

混合结构的组成方式多种多样,其中要特别说明的是,在“混凝土高规”中规定的混合结构主要是框架-核心筒结构体系。其中,钢框架-钢筋混凝土核心筒组成的混合结构,也已有一些建成的结构实例,它的优点是造价较低,外柱占面积较小,常常受到业主的青睐,但应用时要注意建筑高度不能太高。这是因为:周边钢框架刚度很小(与钢筋混凝土核心筒相比),不能承担足够多的地震力,抗扭刚度也较小;由于钢框架与钢筋混凝土内筒的徐变性能有差别,在高度很大时,竖向变形差对构件受力也不利;在美国和日本等多地震国家,这种结构应用极少,由于国内外应用都不多,更没有在高烈度区遭受地震作用的实际考验,对它的抗震性能研究还很不够;此外,钢筋混凝土构件的施工误差较大,与钢构件的连接常常需要采取特殊的措施。因此,在现行的“混凝土高规”中,在抗震设防烈度较高的8度区,对钢框架-钢筋混凝土核心筒这种混合结构的适用高度作了较严格的限制。

混合结构种类很多,例如,采用钢框架和钢筋混凝土墙板(墙板填充在钢框架中)组成的框架-剪力墙结构,钢框架、钢管混凝土或钢管混凝土柱与钢筋混凝土现浇核心筒(或钢管混凝土核心筒)组成的框架-核心筒结构等。组成方式很多,不能一一列举,而且还会有新的组成方式出现,但必须注意,无论怎样,都要考虑材料性能不同的特点,组合时要以充分发挥各种材料的优势以及安全为原则,要取长补短,而不能盲目组合,不能只顾经济效益而忽视结构安全和合理性。在进行了充分的科学试验研究和积累了设计、实践经验以后,特别是有了地震的考验以后,新的结构形式会逐步得到发展。

表 2-2 体系(钢筋混凝土结构)适宜高度范围

体系名称	框架	框架-剪力墙	剪力墙	框架-核心筒	框架-核心筒-伸臂	筒中筒	束筒	巨型框架
典型平面								
典型立面								
适宜范围	多层~20层 60m	8~20层 80m	10~40层 120m	30~50层 200m	50~100层 400m	50~100层 400m	50~110层 450m	30~150层 500m
适宜高宽比	≤ 4	≤ 5	≤ 6	≤ 6	≤ 8	≤ 7	≤ 8	≤ 10

规范和规程上还给出了钢筋混凝土结构高层建筑适用的最大高宽比。高宽比限制值更是一个经验性的规定,在一般情况下,符合高宽比限制值要求的建筑比较容易满足位移限制,而层间位移限制才是最根本的要求。如果各方面都能满足规范要求,突破高宽比限值是不可能的。因而,高宽比限值可以作为初步设计的参考。

2.9 高层建筑抗侧力结构体系的发展和应用

高层建筑的功能、形式、高度和空间利用的不断发展,促使结构形式、材料、组成和结构体系的不断发展和创新。新材料的出现,计算机技术的发展,又给结构体系的发展和创新创造了条件。在建筑师层出不穷的翻新方案下,结构工程师必须响应挑战,不能墨守成规,而又必须稳妥可靠。图 2-32 简单的归纳结构发展的特点,以便从中受到启发。

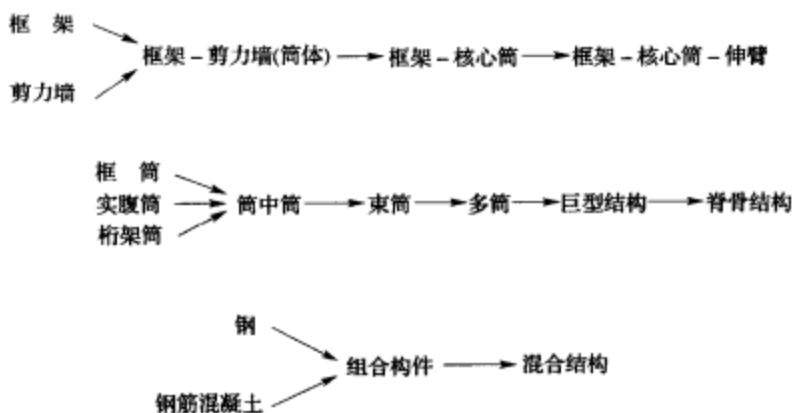


图 2-32 结构体系发展过程

1. 单种抗侧力体系发展到双重抗侧力体系,发挥双重和多重结构的优势

多层和高层结构最早应用的是框架结构,而剪力墙则更是古老的结构形式,把剪切型变形的框架和弯曲型变形的剪力墙结合,形成了框架-剪力墙结构,这是结构体系上的一次飞跃;将不同变形性能的抗侧力构件结合在一起可以优化结构的侧向变形性能,提高结构刚度,改善结构抵抗地震的性能。框架-筒体结构、框架-核心筒等结构都是双重和多重抗侧力结构的应用,在此基础上出现了多道设防的抗震结构概念。

1931年在纽约建造的帝国大厦,102层,就是采用框架-剪力墙体系,这在当时是最先进的技术,帝国大厦占据世界最高建筑的称号约40年。

2. 由平面结构向空间结构发展

最初在结构中应用的都是片状结构,无论是用杆件组成的框架,还是单片的剪力墙,它们在本身平面内的刚度都很大,但是平面外的刚度很小,必须在双向同时布置平面结构以抵抗不同方向的荷载。平面结构布置的间距不大,因而材料耗费较大,构件数量多,结构占用的面积较多,建造高度也受到限制。空间结构是对结构的内在力学性能深入认识的基础上,利用剪力墙围成实腹筒后翼缘受力的原理,挖掘了结构平面外受力的潜力,在剪力墙围成的

筒上开很多孔洞形成了密柱深梁的框筒结构,实腹筒和框筒都是空间结构,它们充分利用材料强度,减少了结构构件数量,增大了可利用空间,增大了结构抗侧和抗扭刚度,提高了结构的效率。与框架-剪力墙结构类似,由框筒和实腹筒结合组成的筒中筒结构实现了弯曲型与剪切型变形的结合,抗侧刚度更大,建造高度更高,形成的双重抗侧力体系在高层建筑中得到了广泛的应用。

由框筒结构发展而成的束筒结构,是在减小框筒结构的剪力滞后方面的突破,可以使框筒结构建造高度加大,而且由于多个框筒可以组合成不同平面形状,实现了平面的多样化。

3. 平面桁架和空间桁架的应用

桁架原本是利用它承受竖向荷载的,大跨度的屋架和桥梁是利用桁架最多的结构,人们发现,把桁架竖起来可以同样有效地抵抗水平荷载,利用桁架构件主要承受轴向力的性能,提高了材料的使用效率,能够节省材料。由钢结构中的支撑框架,发展成为桁架筒,最早的、也是最著名的桁架筒是约翰·汉考克中心(见图 2-22),它也是高层钢结构中最省钢的工程之一。桁架筒和支撑框架组成核心筒结合的筒中筒结构是高层钢结构中常用的结构体系。

在结构中进一步应用空间桁架的实例是香港的中国银行,见图 2-33,1989 年建成,70 层,总高 369m,与同高度的建筑相比,它是用钢量和造价最低的结构之一。

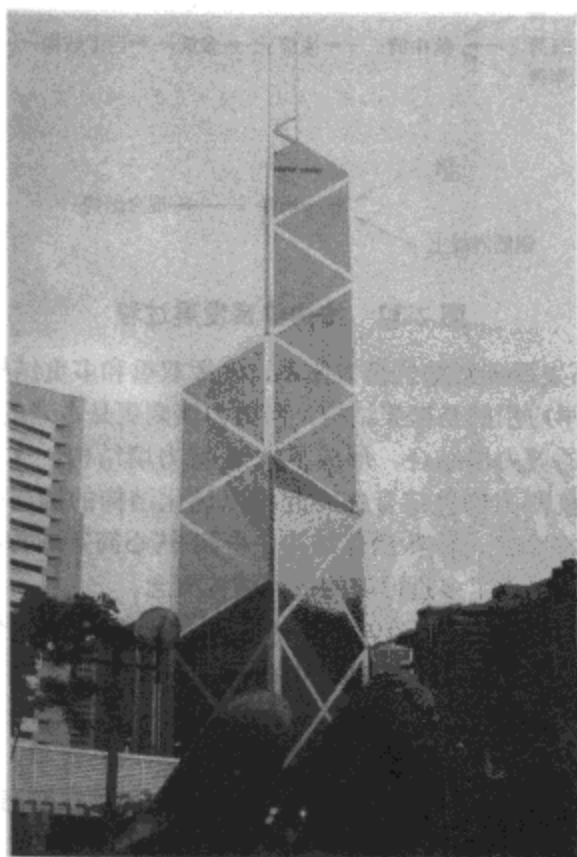


图 2-33 香港中国银行

4. 趋向周边布置结构

利用空间结构的性能,将抗侧力结构布置在结构的周边,能够充分利用材料,加大结构抵抗倾覆力矩的能力,提高其效率,同时提高结构的抗扭能力,例如,框筒、束筒、桁架筒和空间桁架都是布置在周边的高效抗侧力结构。一般的剪力墙结构和框架-剪力墙结构中,将刚度较大的剪力墙布置在周边也能取得较好的抗水平力和抗扭的效果。

5. 设计刚度和承载力很大的巨型结构,在不规则的建筑布置中建立规则的结构体系

建筑布置不断翻新,不规则的建筑布置日益增多,这是对结构的挑战,相应的对策是在不规则的建筑布置中建立规则的结构体系,例如,巨型结构和脊骨结构。

杆件本身的尺寸有限,但是将许多构件连接可以形成巨型梁、巨型柱,巨型构件组成了巨型框架,大大提高了抵抗竖向荷载和水平荷载的能力,加大了结构高度。利用次结构可实现建筑的灵活空间,利用规则的巨型结构实现对水平力的抵抗。主、次结构的各种组合和变化可以适应各种建筑布置,而保持结构沿高度的规则性是巨型结构的最大优点。巨型结构不仅有巨型框架,例如,前面举出的实例——深圳亚洲大酒店、天王中心大厦;而且,将巨型框架和核心筒结合,又可发展成为巨型框架-核心筒结构,例如,台北101大楼。

脊骨结构(Spine Structure)是在巨型框架的基础上进一步发展,适合于一些建筑外形复杂、沿高度平面变化较多的复杂建筑,取其形状规则部分——通常在建筑平面的内部,做成刚度和承载力都十分强大的结构骨架抵抗侧向力,被称为脊骨结构。图2-34是一个典型的脊骨结构实例——美国费城53层的Bell Atlantic Tower^[17]。该建筑的外立面变化层次很多[见图2-34(a)],如果在外周边设置抗侧力的框架,柱将形成多次转换[见图2-34(b)],结构性能不好,现取建筑平面中间部分的矩形面积做一个脊骨结构[见图2-34(c)、(d)],四角采用截面很大的箱形柱,柱之间用空腹桁架和支撑相连,使脊骨的刚度和承载力达到很大。变化较多的结构周边则设置承受竖向荷载的小框架。

6. 组合结构的利用和发展,混合结构和组合结构的应用

越来越多地利用钢和混凝土的结合,可以充分发挥两种材料的优势,钢管混凝土、钢管混凝土都是钢和混凝土材料在一个构件中的结合,我们称之为组合构件;在一个结构中将钢构件、钢筋混凝土构件和组合构件结合在一起,我们称之为混合结构。组合构件和混合结构的应用是近年来的发展趋势。日本应用钢管混凝土结构较多,从历次大地震各种结构的震害调查认为,除钢结构以外,钢管混凝土结构抗震性能较好,同时总结了设计和施工中的问题,形成了较为成熟的设计经验。我国近年来对钢管混凝土柱的研究和工程应用很多,深圳赛格广场(见图2-18)是目前世界上应用钢管混凝土柱的最高结构。

7. 高强度材料、轻质材料的应用,减轻建筑重量

混凝土的强度提高,采用高强混凝土建造高层建筑成为可能,可以减小柱子截面,提高混凝土的耐久性等,这样就可能扩大钢筋混凝土结构的应用范围。

发达国家也逐步增多了钢筋混凝土结构的应用,美国芝加哥南威克大街311号大楼(Building at 311 South Wacker Drive)于1990年建成,地下3层,地上共70层,总高294.7m,采用钢筋混凝土筒中筒结构,建成时为美国最高、也是世界最高的钢筋混凝土结构,采用了强度为12000psi(82.8MPa)的高强混凝土。由于高强混凝土的应用,可以降低层高,在同样的高度下,可建造更多楼层,分析认为,该建筑采用钢筋混凝土结构节省了几百万元美金。

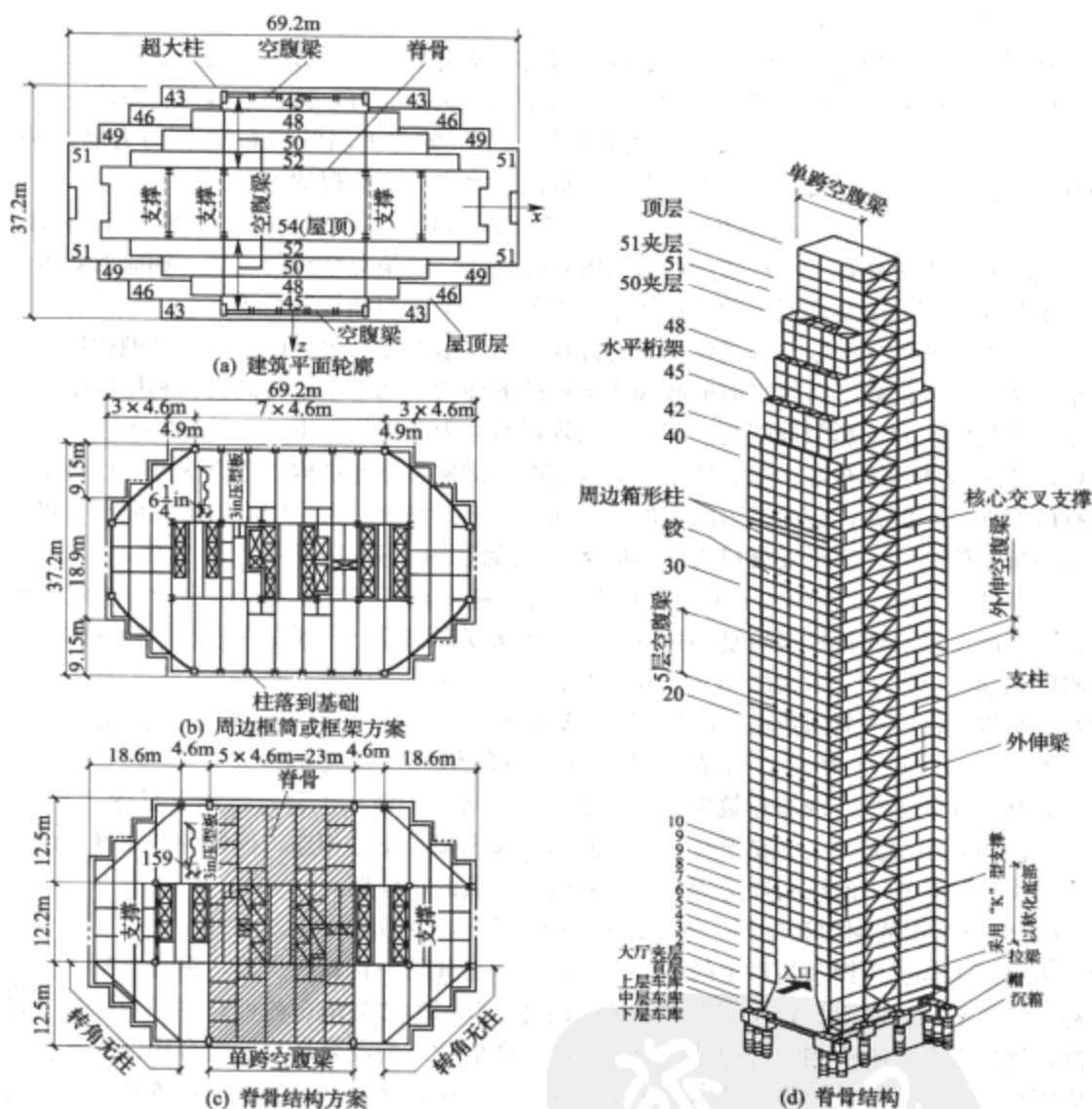


图 2-34 脊骨结构实例——Bell Atlantic Tower

高强混凝土在我国也得到推广应用，现在已经制定了有关技术规程。

8. 消能减震结构的发展

近年来高层建筑中应用消能和减震的方法，是技术上的进步，给结构设计带来了许多新的概念。目前我国的应用很少，国外也是在技术发展阶段。最近日本应用了无粘结支撑 (Unbonded Brace)，取得较好的抗震效果。

结构体系的发展、创新需要经历较长的积累和渐进，无数工程技术人员做出了贡献。其中不能不提到一位杰出的美国结构工程师——法兹勒·R·坎恩 (Fazlur Rahman Khan, 生于孟加拉)，他对各种体系以及各种体系在钢筋混凝土结构中的应用与发展做出了巨大贡献。1955 年开始他在美国 Skidmore, Owings And Merrill 设计公司任结构工程师，直到 1982 年去世。他主持设计了大量工程，而最主要的贡献是在高层建筑结构体系的发展和

推广应用方面。1963年在芝加哥首次采用框筒体系设计了43层高的Dewitt Chestnut公寓,使高层建筑的建造进入了一个新时期,50层以上的高层建筑几乎都采用了框筒和筒中筒结构而得以大量建造。其他著名高层建筑,如芝加哥的100层桁架筒结构——约翰·汉考克中心,为当时用钢量最小的高层钢结构;芝加哥的110层的西尔斯大厦,首次采用束筒结构,成为世界最高建筑;在他生命的最后阶段,又开创性地设计了芝加哥59层的Onterie Center大厦,这也是法兹勒·R·坎恩结构工程师生前的最后一个创新工程,采用了新型的钢筋混凝土桁架结构体系。在纽约,由他人设计的另一幢仿照该体系的780 Third Avenue办公大楼(50层高、174m)于1983年建成,Onterie Center大厦到1984年建成,建成时他已去世,法兹勒·R·坎恩都没能见到它们。他还设计了许多非常杰出的结构,他充分理解并协助建筑师设计出美观、新颖的建筑,结构合理而经济,这些创造归功于他深厚的力学基础和结构学识,不墨守成规和凡事认真钻研的个性,以及敢于接受挑战、勇于创新的精神。法兹勒·R·坎恩对结构体系的创新发展和将这些结构体系在结构中应用推广的功绩是巨大的。

世界上很多知名和不知名的结构工程师都在结构体系方面进行了发展和创新,有些结构在现有的书本上还没有名称,更不用说进入规范的规定,例如,前面提到的香港中国银行,其空间框架结构是独特的,第1章提到的德国法兰克福商业银行总部大楼,以及我国广州市建筑设计院设计的深圳金通大厦,见图2-35,它们的结构体系都是独特的,在书本上和规范上都找不到它们的名称,暂且称前者为角筒-错层空腹桁架结构,称后者为多筒-悬臂桁架结构。在建筑结构中局部的、点滴的发展和突破规范更是不胜枚举。创新和发展需要建筑师和结构工程师的密切配合,要求工程师不因循守旧,更不能局限于规范规程的“规定”。

上个世纪70年代以来,我国的高层建筑高速发展,经过学习和模仿阶段,经过国内广大技术人员的努力,可以说,我国现在的高层建筑设计和施工技术已经赶上了世界发达国家,我国已经有了较为成熟的设计规范。

应该说抗震的钢筋混凝土高层结构在我国应用最多,高度也最大,设计经验比较丰富。国内建设工程的数量和要求是世界第一的,建设有需求,又具备了进一步提高高层建筑设计 and 施工水平的条件,有需要、也有可能取得技术上的进一步发展和提高。但是,也应该看到,在大量的建设和繁忙的工程设计中,我们的结构工程师忙于出图,规范和规程是法律性文件,我国在新技术、新结构方面投入的研究力量不足等等,凡此种种,抑制了广大工程师开创性的结构设计智慧。应当提高我国结构工程师的概念设计能力,提倡开创性的思路,充分发挥我国工程技术人员的聪明才智,合理而科学地突破规范、规程的规定,提高我国的建筑结构的技术水平。

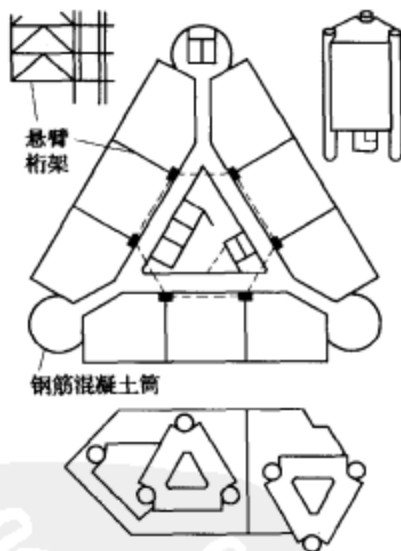


图 2-35 深圳金通大厦



参考文献

- [1] 方鄂华. 高层建筑钢筋混凝土结构概念设计. 北京: 机械工业出版社, 2004. 9
- [2] 方鄂华, 钱稼茹, 叶列平. 高层建筑结构设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003. 9
- [3] 林同炎, S·D·斯多台斯伯利著. 结构概念和体系. 第2版. 高立人、方鄂华、钱稼茹译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. 2
- [4] 本格尼·S·塔拉纳特著. 高层建筑钢、混凝土组合结构设计. 罗福午, 方鄂华等译. 第二版. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. 11
- [5] R. Park and T. Paulay. Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons Inc., 1975
- [6] 陈富生, 邱国华, 范重. 高层建筑钢结构设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. 4
- [7] Tai, J. C., Yang, Y. C., Lin, T. Y.. Design of a Thirty Story Concrete Ductile Framed Structure, Emeryville-east San Francisco Bay. Proceeding of 8th World Conference of Earthquake Engineering, 1984, San Francisco, California
- [8] 胡健雄. 深圳地王大厦. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. 9
- [9] Hamdan Mohamad, Tiam Choon etc. The Petronas Towers; The Tallest Building in the World. Habitat and High-Rise, Tradition and Innovation-Proceedings of The 5th World Congress, CTUBH, 1995. 5, Amsterdam, The Netherlands
- [10] 崔鸿超, 高晓明等. 大连远洋大厦钢结构设计. 钢结构, 1999 (2)
- [11] CTBUH. Structural System For Tall Buildings. Council On Tall Buildings and Urban Habitat. McGraw-Hill, Inc., 1995
- [12] 何明锦, 甘锡滢, 谢绍松等. 台北 101 大楼结构工程规划设计纪录. 内政部建筑研究所研究报告, 2004. 12
- [13] 方鄂华, 何国松, 容伯生, 张文华. 广州天王中心大厦弹塑性地震反应分析. 建筑结构学报, 2000 (6)
- [14] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 (GB 50011—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- [15] 中华人民共和国行业标准. 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ 3—2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [16] 中华人民共和国行业标准. 高层民用建筑钢结构技术规程 (JGJ 99—98). 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [17] P. V. Banavalkar. Concept and Application of Spine Structures for High-Rise Buildings. Habitat and High-Rise, Tradition and Innovation-Proceedings of The 5th World Congress, CTUBH, 1995. 5, Amsterdam, The Netherlands

第3章 抗侧力结构受力、变形特性概念

3.1 双重抗侧力体系的受力和变形性能

延性结构、超静定结构和可以实现多道设防的结构，是抗震结构设计的基本要求。这些要求都和结构体系有关，还和结构整体设计的策略和构件设计方法有关。静定结构，也就是只有一个自由度的结构，在地震中只要有一个节点破坏或一个塑性铰出现，结构就会倒塌，抗震结构必须做成超静定结构；不仅如此，抗震的高层建筑还应当设计成双重抗侧力体系。本节从结构体系的组成方式讨论结构抗震性能，着重讨论双重抗侧力体系。

双重抗侧力体系的特点是：由两种受力和变形性能不同的超静定抗侧力结构组成，每种抗侧力结构都具备足够的刚度和承载力，可以承受一定比例的水平荷载，并通过楼板连接而协同工作，共同抵抗外力。在地震作用下，当其中一部分有所损伤时，另一部分有足够的刚度和承载力能够承受较多地震作用，损伤部分可以与它共同担当抗震任务，或者它能够单独抵抗后期地震。在抗震结构中设计双重抗侧力体系可以实现多道设防，是安全而可靠的抗震结构体系。

框架-剪力墙（筒体）、框架-核心筒、筒中筒等结构都是由框架和剪力墙两类结构组成，都可能成为双重抗侧力体系，在抗震结构中也应该设计成双重抗侧力体系，以便实现抗震设计的多道设防。因为在这些结构中，无论在剪力墙屈服以后（剪力墙刚度退化），或者在框架部分构件屈服以后（框架刚度退化），另一部分抗侧力结构仍然能够发挥较大作用，在两部分之间会发生内力重分布，它们仍然能够共同抵抗地震，多道设防的结构不容易倒塌。

3.1.1 框架-剪力墙（筒体）结构

框架-剪力墙结构是由两个变形性能不同的抗侧力单元共同工作、共同抵抗水平荷载的。由图 3-1 可见，框架在水平荷载作用下呈现剪切型变形，剪力墙在水平荷载作用下呈现弯曲型变形，在楼板水平刚度足够大时，使二者变形协调，整体结构呈现弯剪型变形；图 3-2 中表示了二者沿高度剪力分配和相互作用力的典型情况，正常的协同工作应当是：在底部，剪力墙分担的剪力大，框架分担的剪力很小，上部框架承受的剪力逐渐增大，由于框架的作用，剪力墙变形出现反弯点，在上部，剪力墙可能出现负剪力。框架的层剪力分布一般在底部最小，向上逐步增大，然后再逐步减小。

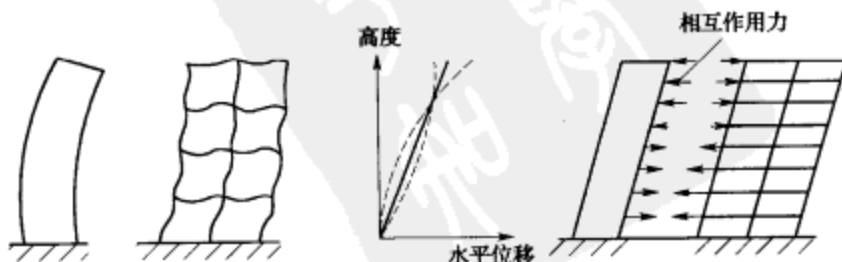


图 3-1 框架-剪力墙结构的变形和内力分布规律

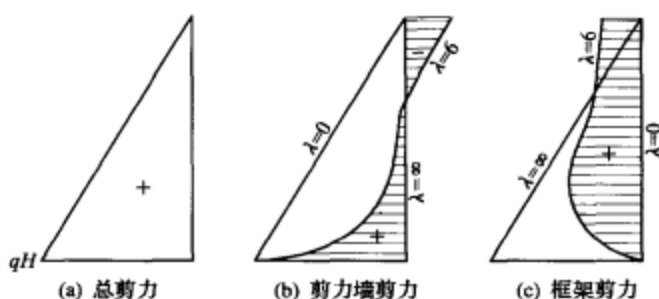


图 3-2 框架-剪力墙结构的剪力分配

框架-剪力墙结构的变形曲线形状和内力分配比例与二者的相对刚度有关，二者的相对刚度可以由下列公式表示^[2]：

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_f}{EI_w}}$$

式中 EI_w ——总剪力墙刚度，为所有剪力墙弯曲刚度之和；

C_f ——总框架抗推刚度，为所有框架柱抗推刚度之和。

抗推刚度定义为：产生单位层间变形所需的推力。抗推刚度由柱 D 值计算，令层高为 h ，则总框架抗推刚度为

$$C_f = h \sum_s D_j$$

λ 称为框-剪结构的“刚度特征值”，它的物理意义是总框架抗推刚度 C_f 与总剪力墙抗弯刚度 EI_w 的相对大小。由图 3-3 可见，当 λ 值小于 1 时，即剪力墙刚度很大，而相对的框架刚度较小时，结构以剪力墙为主，整体变形曲线呈现弯曲型；如果 λ 值大于 6，即剪力墙刚度相对很小，框架刚度相对较大时，以框架结构为主，整体变形曲线呈现剪切型。

以剪力墙为主的结构不仅不能改变剪力墙弯曲型变形的性能，而且内力分配也是以剪力墙为主，框架分配到的剪力很小（由下向上剪力绝对值增大，最大剪力接近顶层或在顶层），剪力墙可能不出现负剪力。也就是说当框架相对刚度较小时，协同工作的性能较差，可以认为，这样的框架-剪力墙结构接近剪力墙性能，不能算作双重抗侧力体系。

在我国“混凝土高规”中规定：对钢筋混凝土框架-剪力墙（筒体）结构，框架承担的层剪力至少为基底剪力的 20%、或框架的计算最大层剪力的 1.5 倍（取二者中的较小值）。当框架实际的剪力分配比例达不到该值时，应当按要求的比例调整增大框架内力（剪力墙层剪力不减小）。因为框架刚度很小，在弹性工作阶段，协同工作不足以改变剪力墙的变形曲线，结构整体仍然呈现弯曲型变形；中等地震作用下，结构进入弹塑性工作阶段，当剪力墙

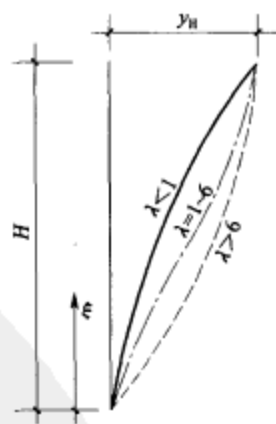


图 3-3 框架-剪力墙结构变形曲线和刚度特征值的关系

刚度减小后,塑性内力重分配将使框架内力增加,框架又不足以担负较多水平力,框架是不安全的。规程要求框架的承载力达到一定比例,以便承担起在大震作用下,由于剪力墙刚度降低而转移过来的内力。

规程还规定:当剪力墙承担的倾覆力矩小于总倾覆力矩的50%时,框架部分应当按照纯框架结构确定其设计抗震等级。这个规定的目的是在剪力墙较少的框架-剪力墙结构中改善和提高框架的抗震性能,以保证结构的安全。

剪力墙承受的层剪力比例以及倾覆力矩比例与剪力墙的相对数量和布置方式有关。若只以剪力墙数量和刚度而言,剪力墙不宜过多,也不宜过少,经过比较(布置的因素未考虑),大约在刚度特征值 λ 为1~2.4的范围内,能够达到规程的上述要求。

美国规范中提出^[7],地震作用下,框架-剪力墙结构中的框架部分的设计层剪力不小于总层剪力的25%时,该结构可作为双重抗侧力体系设计(如果计算剪力达不到,需要调整增大框架的设计内力)。美国规范中用不同的延性系数评价各种体系,设计的地震作用是用反应谱计算的地震作用除以延性系数后得到。双重抗侧力体系的延性系数较高,因而双重抗侧力体系的设计地震作用可以减小。当框架-剪力墙结构中的框架构件断面小,框架担负的水平力小于25%总剪力时,美国规范采取的对策是采用较小的延性系数,也就是相对提高其地震作用,并要求按照剪力墙(或剪力墙筒体)单独承受100%水平荷载进行设计(框架仍然按其计算比例抵抗部分水平力),以保证主体结构的安全。在较高的高层建筑中,一般仅在非抗震结构中才设计只考虑内筒抵抗100%水平力的非双重抗侧力结构体系。

1964年美国阿拉斯加地震中,一幢6层的四季公寓大楼完全倒塌了^[1]。这是一幢由升板结构和两个钢筋混凝土井筒组成的板柱-筒体结构,升板部分采用无粘结预应力楼板和型钢柱,它的倒塌是由钢筋混凝土剪力墙井筒倒塌引起的。地震时井筒首先倒塌,升板部分几乎没有什么抵抗水平力的能力,故随之倒塌。从四季公寓倒塌吸取的教训是,非常弱的框架不能起到第二道防线的作用,四季公寓的结构实际上就是仅仅依靠剪力墙井筒受力的“非双重抗侧力体系”。

板柱-剪力墙结构是典型的“非双重结构体系”,我国规范不仅限制板柱结构的高度,还要求板柱结构中的筒体(剪力墙)承受100%地震剪力,板柱部分为弱框架,也要求承受至少20%的地震剪力。

归纳上述讨论,在结构中同时设置剪力墙与框架两种不同抗侧力结构时,根据它们在中所占的比例,可以分为下列4种情况:

(1) 当钢筋混凝土框架-剪力墙(筒体)结构中的框架与剪力墙的比例适中,即框架承担的剪力至少为基底剪力的20%、或框架最大层剪力的1.5倍(取二者中的较小值)时,则可以按照规范上规定的框架-剪力墙结构设计。当框架实际的剪力分配比例达不到该值时,应当按要求的比例调整增大框架内力,或增加框架柱的数量或增大柱截面刚度。

(2) 当剪力墙承担的倾覆力矩小于总倾覆力矩的50%时,虽然可以归入框架-剪力墙结构,但是,框架部分应当按照纯框架结构确定其设计抗震等级。

(3) 当结构中框架柱数量很少、很弱,其内力分配所占比例很小,达不到规范要求的比例时,按剪力墙结构设计。

(4) 当结构中的剪力墙数量很少时,则应当按照框架结构设计,其适用高度可比规程规定的框架结构限制高度略有提高。

上述 (1)、(2) 情况是双重抗侧力体系, (3)、(4) 情况是非双重抗侧力体系。在较高的高层建筑中, 抗震结构不宜设计为非双重抗侧力体系。无论是哪种情况, 内力和位移计算时都应同时考虑剪力墙和框架, 才能反映二者实际的内力分配, 然后再进行内力调整。抗震等级则分别按各种不同的结构类型选取, 在构件设计时需采取不同的对策。例如图 3-4 中, (a) 图结构虽有少量剪力墙, 但是应按照框架结构设计; (b) 图结构有少量框架, 但是应该按照剪力墙结构确定其抗震等级, 并按剪力墙结构要求进行设计。

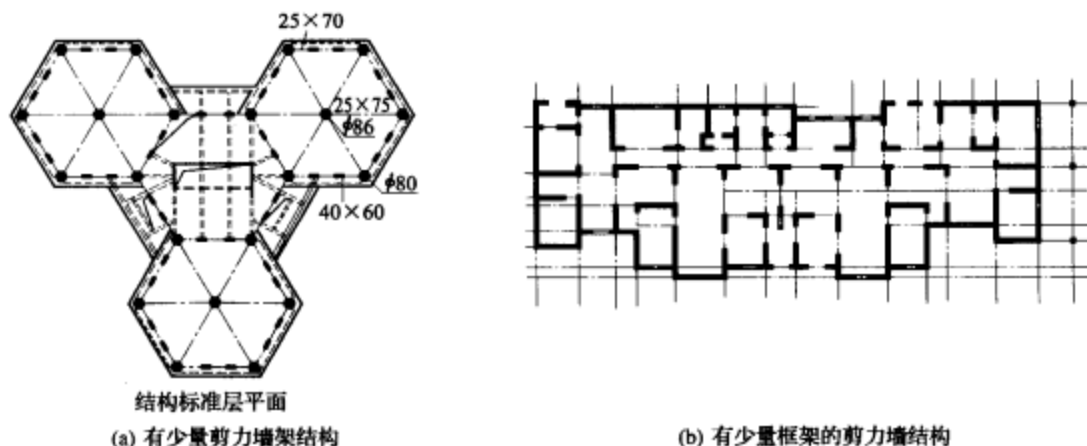


图 3-4 有少量剪力墙或少量框架的结构

规范和规程对上述各种情况都有所规定, 但并不是任何情况都有定量的明确界线, 重要的是作为一个设计概念, 在千变万化的结构方案和布置的情况下, 设计者应当分析考虑结构的变形性能, 分析内力分配的特点和薄弱环节等, 参考上述分类原则分别采取保证结构安全的措施和对策。

3.1.2 筒中筒与框架-核心筒结构

筒中筒结构和框架-核心筒结构也是由框架和剪力墙筒体组成的结构, 它们是否也属于双重抗侧力体系呢? 我们需要先了解它们的性能, 也要了解在什么条件下, 它们可以设计为双重抗侧力体系。

在我国“混凝土高规”中, 将筒中筒及框架-核心筒归入“筒体结构”, 因为框架-核心筒结构中也具有剪力墙组成的实腹筒体, 但是实际上筒中筒结构与框架-核心筒结构的组成和传力体系有很大区别, 需要了解它们的异同, 掌握不同的设计概念和要求。

(1) 筒中筒结构的受力特点

筒中筒结构是由框筒和实腹筒共同抵抗侧向力的结构。由密排柱和跨高比较小的裙梁构成密柱深梁框架, 布置在建筑物周围形成框筒, 见图 3-5 (a)。在水平力作用下, 框筒中除了腹板框架抵抗部分倾覆力矩外, 翼缘框架柱承受较大的拉、压力, 可以抵抗水平荷载产生的部分倾覆力矩。设计框筒需要注意的问题是柱轴力分布中的“剪力滞后”, 影响剪力滞后的因素很多, 影响较大的有^[1]: ①柱距与裙梁高度; ②角柱面积; ③框筒结构高度; ④框筒平面形状等。当结构布置和构件尺寸恰当时, 可以使剪力滞后减小, 柱子中的轴力分布相对均匀, 框筒就能具有很大的抗侧移和抗扭刚度。

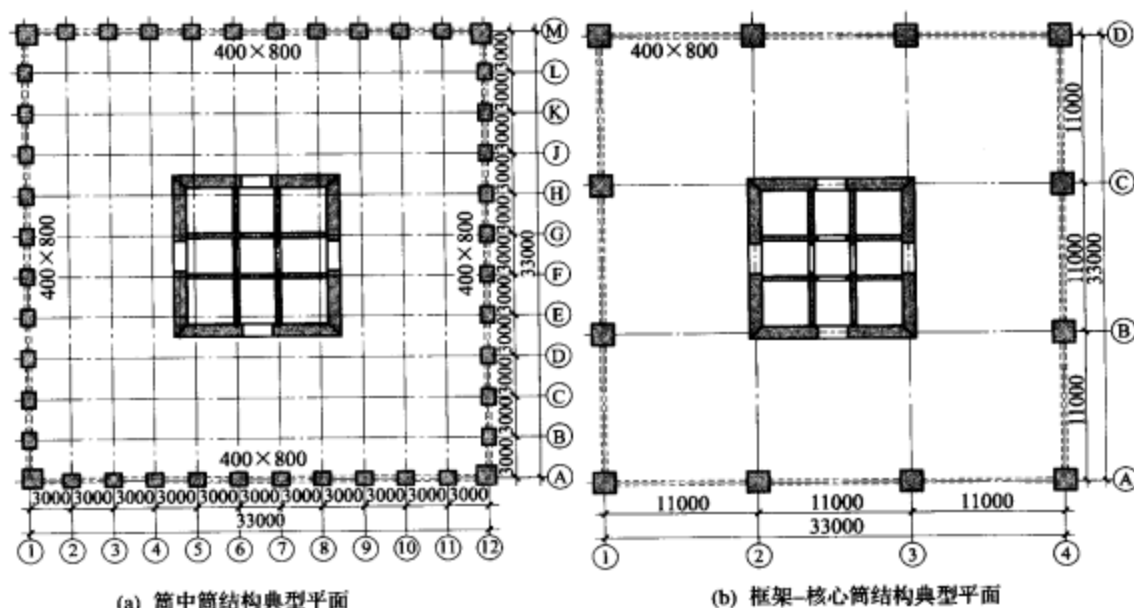


图 3-5 筒中筒结构与框架-核心筒结构平面的比较

框筒与实腹筒组成的筒中筒结构，不仅增大了结构的抗侧刚度，还带来了协同工作的优点，实腹筒是以弯曲变形为主的，框筒的剪切型变形成分较大，二者通过楼板协同工作抵抗水平荷载，与框架-剪力墙结构协同工作类似，框筒与实腹筒的协同工作可使层间变形更加均匀；框筒上部、下部内力也趋于均匀；框筒以承受倾覆力矩为主，内筒则承受大部分剪力，内筒下部承受的剪力很大；外框筒承受的剪力一般可达到层剪力的 25% 以上，承受的倾覆力矩一般可达到 50% 以上，因此可以成为双重抗侧力体系。

(2) 框架-核心筒结构受力特点

当结构的周边为柱距较大的框架，而实腹筒布置在内部时，形成框架-核心筒结构，见图 3-5 (b)。它与筒中筒结构在平面形式上可能相似，但受力性能却有很大区别。

在水平荷载作用下，密柱深梁框筒的翼缘框架柱承受较大轴力，当柱距加大、裙梁的跨高比加大时，剪力滞后加重，柱轴力将随着框架柱距的加大而减小，但它们仍然会有一些轴力，也就是还有一定的空间作用，正是由于这一特点，有时把柱距较大的周边框架称为“稀柱筒体”。不过当柱距增大到与普通框架相似时，除角柱外，其他柱子的轴力将很小，由量变到质变，通常可忽略沿翼缘框架传递轴力的作用，就直接称之为框架以区别于框筒。框架-核心筒结构抵抗水平荷载的受力性能与筒中筒结构有很大的不同，它更接近于框架-剪力墙结构。由于周边框架柱数量少、柱距大，框架分担的剪力和倾覆力矩都少，核心筒成为抗侧力的主要构件，所以框架-核心筒结构必须通过采取措施才能实现双重抗侧力体系。

(3) 框架-核心筒结构与筒中筒结构的比较

现以图 3-5 所示的筒中筒结构和框架-核心筒结构进行分析比较，进一步说明它们的区别。两个结构平面尺寸、结构高度、所受水平荷载都相同，结构 55 层，层高 3.4m，结构楼板都采用平板。表 3-1 给出了两个结构侧移与结构基本自振周期的比较。图 3-6 为筒中筒结构与框架-核心筒结构翼缘框架柱轴力分布的比较。

由表 3-1 可见,与筒中筒结构相比,框架-核心筒结构的自振周期长,顶点侧移及层间位移都大,表明框架-核心筒结构的抗侧刚度远远小于筒中筒结构。

表 3-1 筒中筒结构与框架-核心筒结构抗侧刚度比较

结构体系	周期 (s)	顶点位移		最大层间位移
		Δ (mm)	Δ/H	δ/h
筒中筒	3.87	70.78	1/2642	1/2106
框架-核心筒	6.65	219.49	1/852	1/647

由图 3-6 可见,框架-核心筒翼缘框架的柱子不仅轴力小,柱数量又较少,翼缘框架承受的总轴力要比框筒小得多,轴力形成的倾覆力矩也小得多。结构主要是由①、④轴两片框架(腹板框架)和实腹筒协同工作抵抗侧力,角柱作为①、④轴两片框架的边柱而轴力较大。从①、④轴框架本身的抗侧刚度和抗弯、抗剪能力看,也比框筒的腹板框架小得多。因此,框架-核心筒结构抗侧刚度小得多。

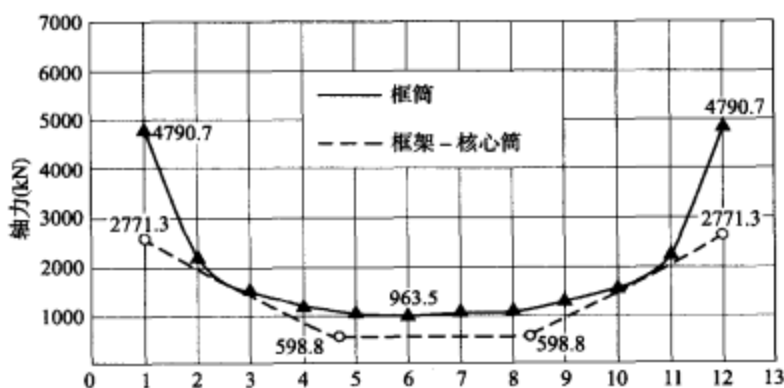


图 3-6 筒中筒与框架-核心筒翼缘框架承受轴力的比较

表 3-2 中给出了筒中筒结构与框架-核心筒结构的内力分配比例,可见二者的差别:

表 3-2 筒中筒结构与框架-核心筒结构内力分配比较 (%)

结构体系	基底剪力		倾覆力矩	
	实腹筒	周边框架	实腹筒	周边框架
筒中筒	72.6	27.4	34.0	66.0
框架-核心筒	80.6	19.4	73.6	26.4

(1) 框架-核心筒结构的实腹筒承受的剪力占到 80.6%、倾覆力矩占到 73.6%,比筒中筒的实腹筒承受的剪力和倾覆力矩所占比例都大。

(2) 筒中筒结构的外框筒承受的倾覆力矩占了 66%,承受的剪力占了 27.4%;而框架-核心筒结构中,外框架承受的倾覆力矩仅占 26.4%,承受的剪力占 19.4%。

比较说明,框架-核心筒结构中实腹筒成为主要抗侧力部分,而筒中筒结构中抵抗剪力以实腹筒为主,抵抗倾覆力矩则以外框筒为主。

图 3-5 中框架-核心筒结构的楼板是平板，基本不传递弯矩和剪力，翼缘框架中间两根柱子的轴力是通过角柱传过来的，但轴力不大（稀柱框筒仍然有一些空间作用）。

提高中间柱子的轴力，从而提高其抗倾覆力矩能力的方法之一，是在楼板中设置连接外柱与内筒的大梁，如图 3-7 所示，所加大梁使②、③轴形成带有剪力墙的框架（剪力墙实腹筒仍然有较大空间作用）。图 3-8 给出了平板与梁板两种楼盖布置的框架-核心筒中，翼缘框架所受轴力的比较，后者结构除了楼盖采用梁板体系外，其他所有尺寸、荷载均与图 3-5 中的平板体系框架-核心筒相同。

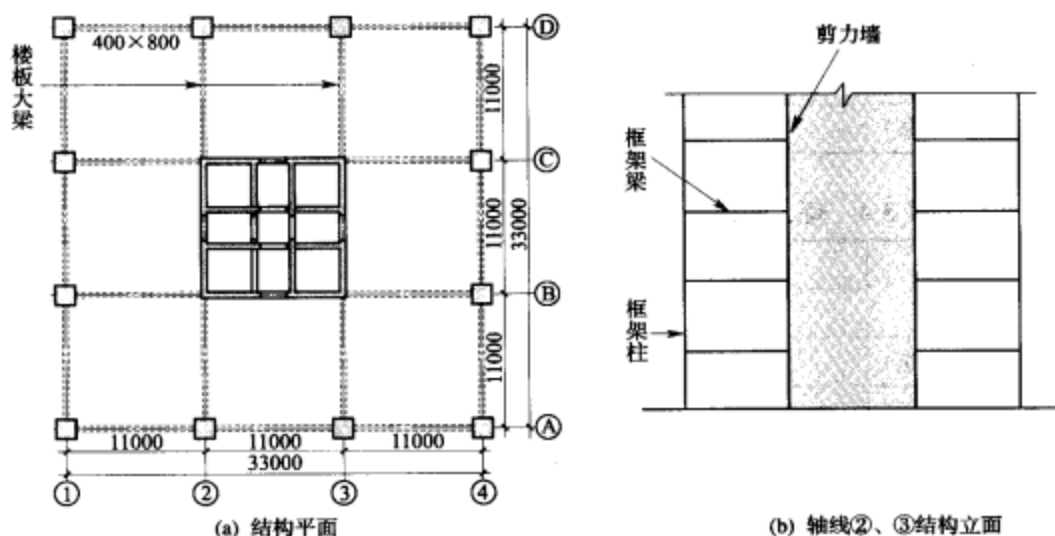


图 3-7 有梁板体系的框架-核心筒

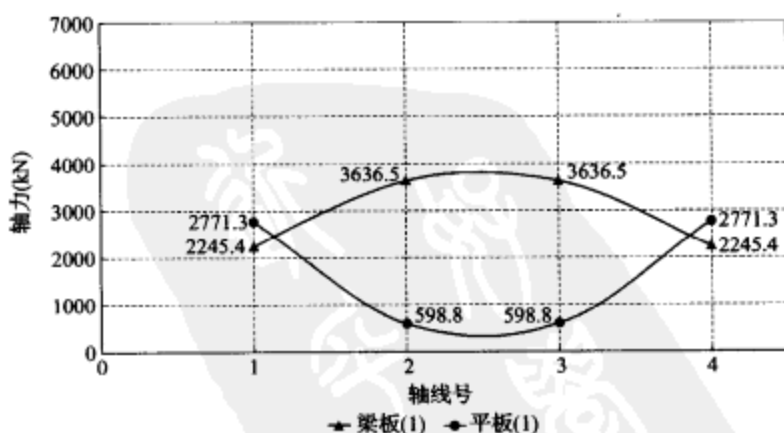


图 3-8 有、无楼板大梁的框架-核心筒翼缘框架轴力分布比较

由图 3-8 可见，采用平板楼盖的框架-核心筒中，翼缘框架中间柱的轴力很小，而采用梁板楼盖的框架-核心筒中，②、③轴框架柱的轴力反而比角柱更大。在这种体系中，主要抗侧力单元与荷载方向平行，其中②、③轴框架-剪力墙的抗侧刚度大大超过①、④轴框架，它们边柱的轴力也相应增大。也就是说，该框架-核心筒结构中传力体系与框架-剪力墙结构类似。

表 3-3 给出了它们基本自振周期、顶点位移的比较。可以看到,在楼板中增加大梁后,增加了结构的抗侧刚度,周期缩短,顶点位移减小。由表 3-4 给出的内力分配比较可见,增加了大梁以后,由于翼缘框架柱承受了较大的轴力,使周边框架承受的倾覆力矩加大,而由于大梁使核心筒反弯,核心筒承受的倾覆力矩减少,承受的剪力略有增加,周边框架承受的剪力反而减少了。

表 3-3 有、无楼板大梁的框架-核心筒结构抗侧刚度比较

结构	周期 (s)	顶点位移		最大层间位移
		Δ (mm)	Δ/H	δ/h
框架-核心筒 (平板)	6.65	219.49	1/852	1/647
框架-核心筒 (梁板)	5.14	132.17	1/1415	1/1114

表 3-4 有、无楼板大梁的框架-核心筒结构内力分配比较 (%)

结构	基底剪力		倾覆力矩	
	实腹筒	周边框架	实腹筒	周边框架
框架-核心筒 (平板)	80.6	19.4	73.6	26.4
框架-核心筒 (梁板)	85.8	14.2	54.4	45.6

在采用平板时,虽然也具有空间作用(稀柱框筒),使翼缘框架柱承受轴力,但是柱数量少,轴力也小,远远不能达到周边框筒所应起的作用。增加楼板大梁可使翼缘框架中间柱的轴力提高,从而充分发挥周边柱的作用。但是当周边柱与内筒相距较远时,楼板大梁的跨度大,梁高较大,为了保持楼层的净空,层高要加大,对于高层建筑而言,这是不经济的。为此另外一种可选择的充分发挥周边柱作用的方案是采用框架-核心筒-伸臂结构,将在下一节中讨论。

综上所述,一般情况下筒中筒结构的外框筒都能承担较多剪力和倾覆力矩,筒中筒结构都可以达到双重抗侧力体系的要求,因此现行“混凝土高规”中没有再提出框筒与实腹筒剪力分配比例的要求。但是对于框架-核心筒结构,当外框架的柱距大,或柱子数量很少时,框架分担的剪力和倾覆力矩都很小,往往不能达到双重抗侧力体系的要求,这就是为什么“混凝土高规”中要对框架-核心筒提出剪力分配比例要求的原因,规程规定与钢筋混凝土框架-剪力墙结构的要求相同,即钢筋混凝土外框架抵抗的剪力必须调整增大到 $0.2V_0$ 、 $1.5V_{1,max}$ 二者中较小值。

3.1.3 混合的框架-核心筒结构

在我国,混合结构应用日益增加,其中以混合的框架-核心筒结构的应用为多,核心筒常常为钢筋混凝土实腹筒,而外框架则采用钢框架或钢骨混凝土框架,或采用钢骨混凝土柱-钢梁、钢骨混凝土柱-混凝土梁、钢管混凝土柱-钢梁等组合框架。混合结构的组成方式多种多样,我国现行“混凝土高规”中规定的混合结构主要是指框架-核心筒结构体系。

与上节讨论的钢筋混凝土框架-核心筒结构相同,必须注意抗震结构双重抗侧力体系的设计要求。“混凝土高规”对混合结构提出了外框架承担的层剪力不能小于 $0.25V_0$ 、

1. $8V_{f,max}$ 二者较小值的规定。在各种混合框架-核心筒结构中,需要特别注意的是钢框架-钢筋混凝土核心筒结构,由于周边框架采用钢框架,刚度柔,分配到的层剪力很小,常常达不到双重抗侧力体系的要求。下面通过一个实例,分析外钢框架-钢筋混凝土核心筒结构的剪力分配情况。图 3-9 为分析实例的平面图,平面 45m 见方,核心筒 21m 见方,层高 4.2m,共 48 层,其中 24 层、48 层设置伸臂,层高 2.4m,结构总高 198m。图 3-10 为弹性分析得到的剪力分配结果。

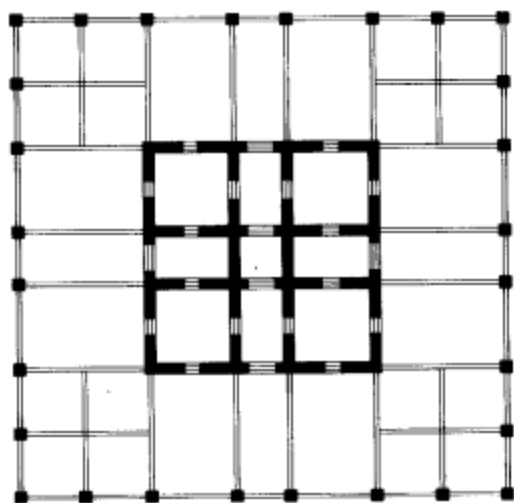


图 3-9 钢框架-钢筋混凝土核心筒典型结构平面图

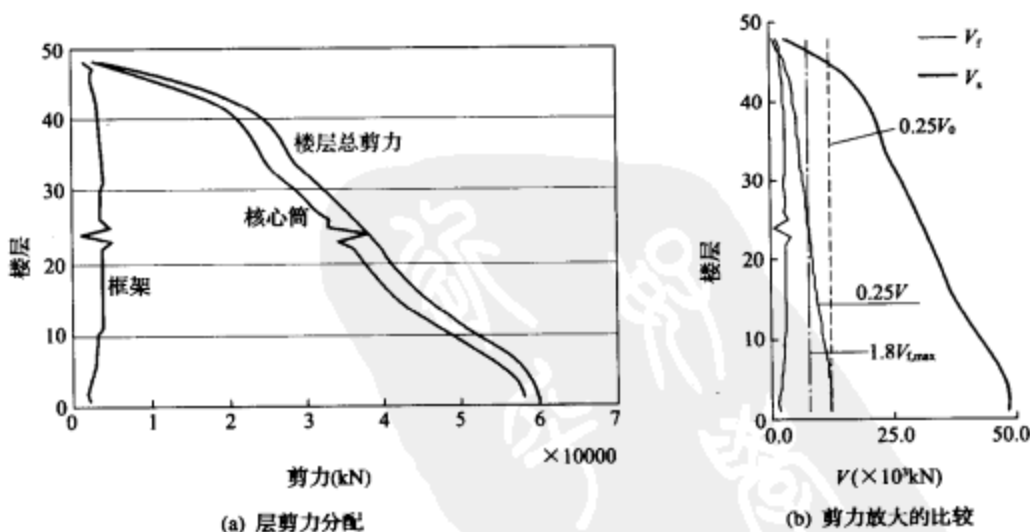


图 3-10 钢框架-钢筋混凝土核心筒典型结构剪力分配及调整系数分析

由图 3-10 (a) 可见,该典型结构的外钢框架分配到的层剪力 V_f 很小,底部层剪力仅占总剪力的 3.46%,向上 V_f 逐渐加大,至 23 层达到最大,且总层剪力 V 减小, V_f 也只达到层剪力 V 的 8.8%。图 3-10 (b) 是与规程要求达到值的比较,层剪力 V_f 比 $0.25V_0$ 和 $1.8V_{f,max}$ 都要小很多,按要求调整的放大系数很大;与 $0.25V_0$ 相比,通常都是 $1.8V_{f,max}$ 较小,按后

者调整,则调整后的剪力值相对较小;此外,按规程要求放大是使结构沿全高各层的设计剪力相同,实际上框架上部没有必要放大那么多。如果按达到层剪力的 25%,即按 $0.25V$ 进行调整,那么下部的放大系数会较大(因为底部的计算层剪力太小),到上部放大系数就逐渐减小,这是比较合理的。

综上所述,在设计钢框架-钢筋混凝土核心筒结构时,建议按下列要求进行,下列 1、2、3 项也适用于其他类型的组合框架-核心筒结构,实现双重抗侧力体系的要求与此相同:

(1) 在抗震结构中,要求按双重结构体系设计,应当对外框架承受的剪力进行调整。各层层剪力都按基底剪力 V_0 或 V 的固定倍数调整并不合理,上部各层加大的倍数太大,没有必要;此外,当剪力分配比例很小时,即使按 $1.8V_{i,\max}$ 放大,设计剪力值也还较小,有时甚至不到总剪力的 10%,不足以保证双重抗侧力的抗震要求。

(2) 较合理的方法是按每层层剪力的比例调整各层剪力。在地震区,调整增大的幅度可以随地震设防烈度的不同而改变。在设防烈度较高的 8 度地区,建议要求每层的层剪力不小于该层层剪力的 25%,即按 $0.25V$ 调整增大。设防烈度为 6 度、7 度地区可以略放松。

(3) 在 6 度地区和非地震区,则可以按非双重抗侧力体系设计,此时内筒应当承受 100% 层剪力,外框架调整可减少为 $0.1 \sim 0.15V$ 。

(4) 钢框架和钢筋混凝土核心筒组成的混合结构,虽然它的造价较低,并已有一些建成的结构实例,但应用时要注意建筑高度不能太高。因为周边钢框架刚度很小(与钢筋混凝土核心筒相比),不能承担足够多的地震力,抗扭刚度也较小;此外,由于钢框架与钢筋混凝土内筒二者徐变性能的差别,在高度很大时,竖向变形差对构件受力也不利;由于国内外应用都不多,更没有在高烈度区遭受地震作用的实际考验,因此,在现行的“混凝土高规”中,在抗震设防烈度较高的 8 度区,对钢框架-钢筋混凝土内筒这种混合结构的适用高度作了较严限制。

(5) 当采用外钢框架,由于调整增大的比例较大而需要大截面钢柱时,可能不经济,这时可以采用钢管混凝土或钢管混凝土柱组成组合框架;由于外框架柱截面加大,抗侧刚度增加,就可以提高其剪力分配比例而较好地实现双重抗侧力体系。

(6) 当建筑较高或地震设防烈度较高时,建议采用钢管混凝土核心筒,以改善内筒延性。

3.2 框架-核心筒结构与板柱-筒体结构

板柱-筒体结构是板柱-剪力墙结构的一种布置方式,见图 3-11 (a)。由于板柱结构属于弱框架,抗侧力的能力很弱,主要依靠剪力墙(筒体)抵抗侧向荷载,因此板柱-剪力墙(筒体)结构是典型的非双重抗侧力体系,抗震性能不好,一般应用于多层和高度不大的小高层,在现行“混凝土高规”中对板柱-剪力墙结构有专门的设计规定。其中规定了板柱-剪力墙结构必须沿周边设置框架梁,使其形式与图 3-5 所示的平板楼盖框架-核心筒有类似之处,这样有时就会将平板楼盖的框架-核心筒结构误认为板柱-筒体结构而限制其高度。

通常,板柱-筒体结构中无梁楼盖的面积较大,无梁柱承受了较大部分竖向荷载,见图

3-11 (a); 而图 3-11 (b) 给出的结构平面中, 虽然也存在无梁柱, 但是量少 (也可能没有, 如图 3-5), 周边框架和内筒是抵抗竖向荷载和水平荷载的主要承重体系, 这种结构可以归入框架-核心筒结构。

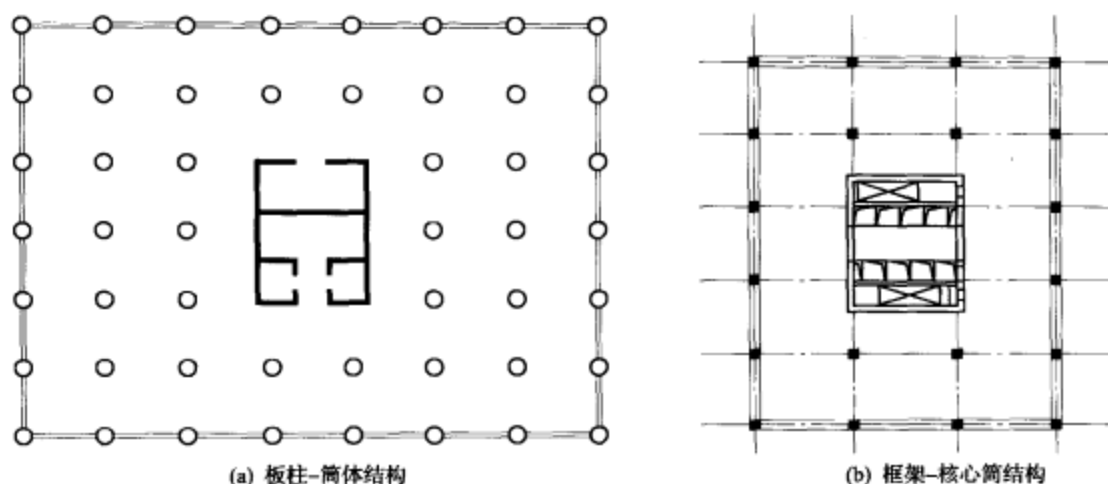


图 3-11 板柱-筒体结构与框架-核心筒结构

属于板柱-筒体结构时, 应按照规范中对板柱-剪力墙结构的要求进行设计, 并选择抗震等级, 板柱形成的弱框架 (板带与柱形成的框架) 都应当参加结构计算, 并抵抗 20% 的基底剪力。

属于框架-核心筒结构时, 则按照“混凝土高规”中筒体结构中的有关规定进行设计, 并选择相应抗震等级; 抗震结构应当按照双重抗侧力结构设计, 周边框架柱必须满足剪力承担百分比的要求。内部少量无梁柱可以不参加抵抗侧向力, 它们可以参加整体计算, 也可以不参加整体计算分析, 它们只承受竖向荷载, 但是必须考虑由于侧移和竖向荷载引起的弯矩和剪力, 见图 3-12, 弯矩和剪力必须与竖向荷载产生的轴力、附加弯矩共同作用 (如果这些柱子参加整体分析, 并考虑 $P-\Delta$ 效应, 则可不另外计算)。

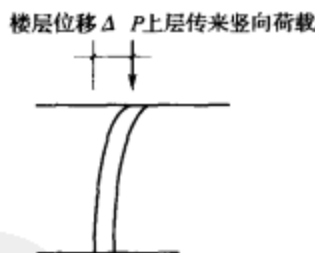


图 3-12 竖向荷载产生的弯矩和剪力

3.3 框架-核心筒-伸臂结构的受力和变形性能

框架-核心筒结构中常常在某些层设置伸臂, 连接内筒与外柱, 以增强其抗侧刚度, 称为框架-核心筒-伸臂结构。

伸臂是由刚度很大的桁架、空腹桁架、实腹梁等组成。通常是沿高度选择一层、两层或数层布置伸臂构件。图 3-13 描述了伸臂的作用原理: 由于伸臂本身刚度较大, 在结构侧移时, 它使外柱拉伸或压缩, 从而使柱承受较大轴力, 增大了外柱抵抗的倾覆力矩; 伸臂使内筒产生反向的约束弯矩, 内筒的弯矩图改变, 内筒弯矩减小; 内筒反弯也同时减小了侧

移。伸臂加强了结构抗侧刚度，因此把设置伸臂的楼层称为加强层或刚性层。图 3-14 表示在框架-核心筒结构中设置伸臂后的剖面图和侧移曲线（结构平面同图 3-7，楼板为平板或有梁楼板，伸臂设置在 36 层、55 层），图中给出了几种情况侧移曲线的比较。

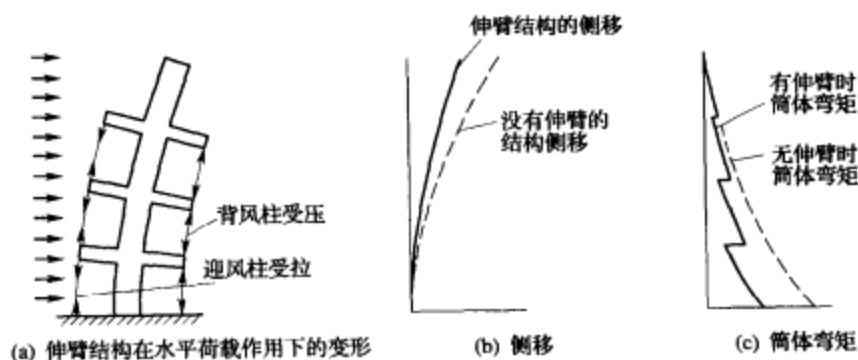


图 3-13 伸臂的作用原理

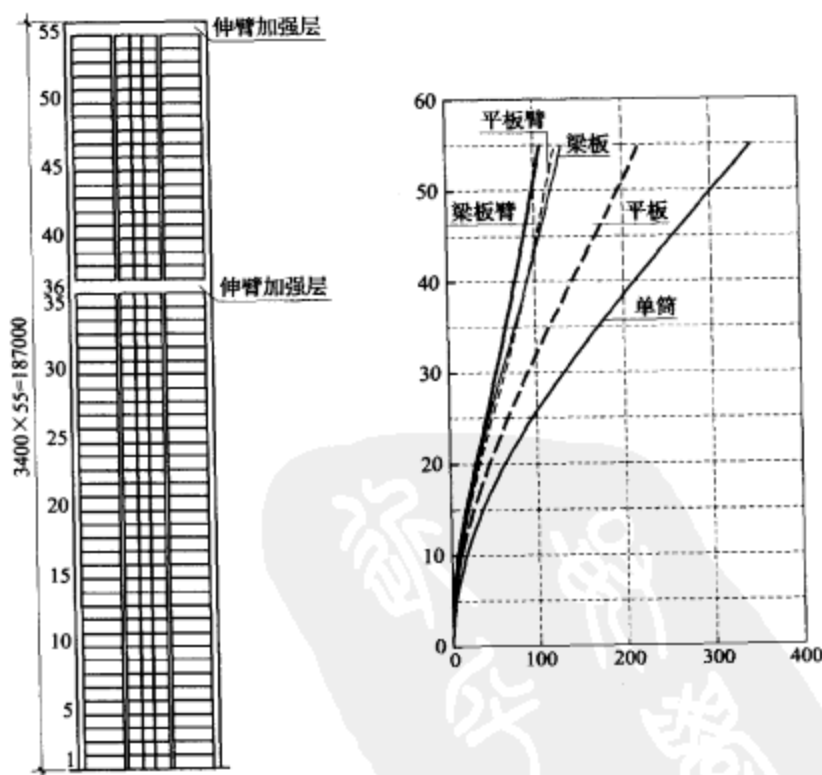
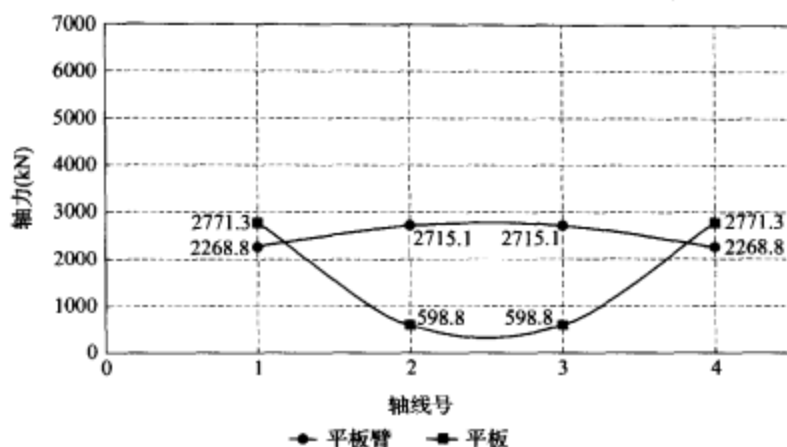
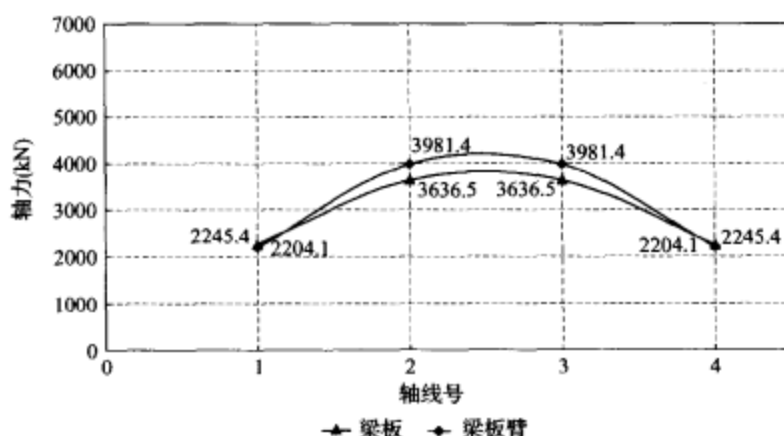


图 3-14 框架-核心筒-伸臂结构剖面示意及侧移曲线比较

分别采用具有平板和梁板楼盖的典型框架-核心筒结构 [平面见图 3-5 (b) 和图 3-7] 设置伸臂后进行比较，伸臂设置在 36 层、55 层。图 3-15 给出了它们的翼缘框架轴力分布比较，其中 (a) 图是平板楼盖体系结构中有和没有伸臂的比较，(b) 图是有梁板楼盖体系结构中有和没有伸臂的比较，通过比较可见无论平板楼盖体系，或者具有楼板大梁时，伸臂都可增大翼缘框架中间柱的轴力，但是增大的幅度不同。



(a) “平板”与“平板+伸臂”的比较



(b) “梁板”与“梁板+伸臂”的比较

图 3-15 框架-核心筒-伸臂结构的翼缘框架柱轴力分布的比较

“平板+伸臂”结构的翼缘框架中间柱的大轴力是通过伸臂作用产生的（由于没有楼板大梁，就不存在②、③轴带剪力墙的框架）。在增加柱轴力的作用方面，伸臂可以代替每层楼板中的梁，如果用平板+伸臂，可以减小楼层高度或增加净空。

在梁板结构中设置了伸臂结构（“梁板+伸臂”），可继续增大中间柱的轴力，但增大不多，因为伸臂和楼板大梁的作用类似，而本结构中的楼板大梁已经较大，已经使中间柱的轴力增大了，则伸臂的作用相对减小。

一般情况下，框架-核心筒结构的楼盖跨度较大，需要设置楼板梁，那么设置伸臂后，就可以减小楼板梁高度，可采用预应力梁或减小梁间距等各种方法以满足竖向荷载要求，这样有利于减小层高或增加净空。

伸臂对结构受力性能影响是多方面的，增大框架中间柱轴力、增加刚度、减小侧移、减小内筒弯矩是其主要优点，是设置伸臂的主要目的。但是伸臂也带来一些不利影响，它使内力沿高度发生突变，内力的突变不利于抗震，尤其对柱不利。图 3-16 给出了框架-核心筒结构有无伸臂时，柱受力沿高度变化的比较。由图可见，设置伸臂时，伸臂所在层的上、下相邻层的柱

弯矩、剪力都有突变,不仅增加了柱配筋设计的困难,而且上、下柱与一个刚度很大的伸臂相连,地震作用下这些柱子容易出现塑性铰或被剪坏,使结构沿高度的刚度突变,对抗震不利,因此在非地震区,设置伸臂的利大于弊,而在地震区,必须慎重设计,否则会弊大于利。

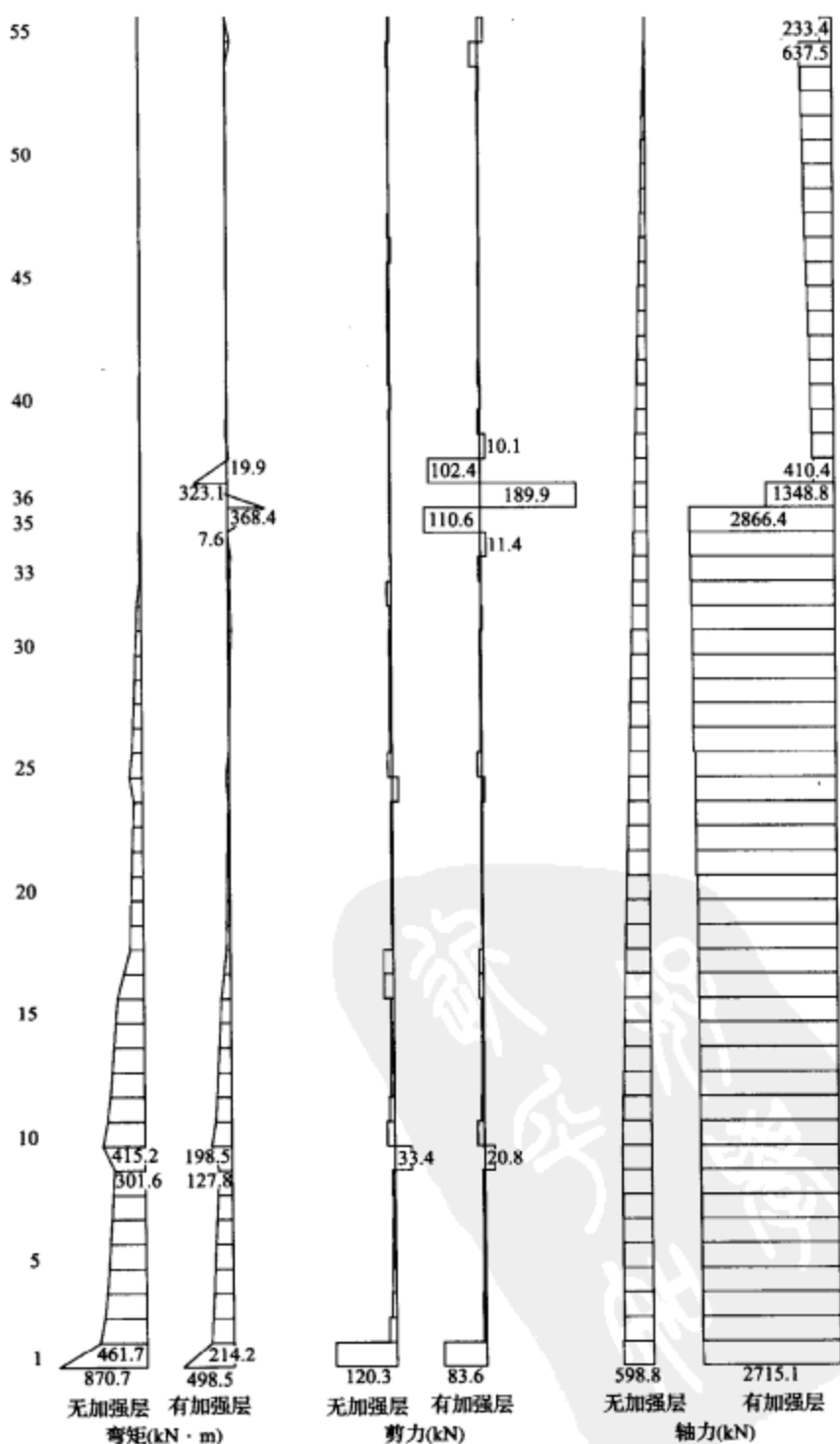


图 3-16 框架-核心筒-伸臂结构中框架柱内力沿高度分布

伸臂层柱子内力突变的大小与伸臂刚度有关,伸臂刚度愈大,内力突变愈大;伸臂刚度与柱子刚度相差愈大,则愈容易形成薄弱层(柱端出现塑性铰或被剪坏)。因此,如何设置和设计伸臂是框架-核心筒-伸臂结构设计的主要问题,将在下一节中进一步介绍。

3.4 加强层的设计概念

加强层是伸臂、环向构件、腰桁架和帽桁架等加强构件所在层的总称,伸臂、环向构件、腰桁架和帽桁架等构件的功能不同,不一定同时设置,但如果设置,它们一般在同一层。凡是具有三者之一时,都可简称为加强层。伸臂主要应用于框架-核心筒-伸臂结构中,下面将进一步介绍有关伸臂设置的一些概念,然后再介绍其他两种加强层构件。

3.4.1 伸臂设置的位置和数量

在高层建筑中都需要有避难层和设备层,通常都将伸臂和避难层、设备层设置在同一层,因此,结构工程师布置伸臂时要考虑建筑布置和设备层布置的要求,同时,也要从结构合理的角度与建筑师进行协商。作为结构工程师,必须了解伸臂位置对结构受力的影响,并知道其合理的位置,才能从结构的角度提出建议,制订出各方面都合理的综合优化布置方案。

关于优化布置的研究很多,研究时采用的计算简图各有差异,考虑的影响因素也有所不同,但是所得结果大同小异,从结构设计角度来说,着重于概念和大体的优化位置,因此可综合如下:

(1) 当只设置一道伸臂时,最佳位置在底部固定端以上 $(0.60 \sim 0.67)H$ 之间, H 为结构总高度,也就是说设置一道伸臂时,大约在结构的 $2/3$ 高度处设置伸臂效果最好。

(2) 设置两道伸臂的效果会优于一道伸臂,侧移会更小;当设置两道伸臂时,如果其中一道设置在 $0.7H$ 以上(也可在顶层),则另一道设置在 $0.5H$ 处,可以得到较好的效果。

(3) 设置多道伸臂时,会进一步减小位移,但位移减小并不与伸臂数量成正比,设置伸臂多于4道时,减小侧移的效果基本稳定。当设置多道伸臂时,一般可沿高度均匀布置。

以上是从概念上得到的一些大体的优化位置,具体设计时必须综合考虑建筑使用、结构合理、经济美观等各方面要求,得到综合最优的方案。

3.4.2 设置伸臂的效果和概念

高层建筑结构设置伸臂的主要目的是增大外框架柱的轴力,从而增大外框架的抗倾覆力矩,增大结构抗侧刚度,减小侧移。表3-5统计了高层建筑实际工程设置伸臂后侧移的减小幅度,由表中可见,对于一般框架-核心筒结构,伸臂可以使位移减小约 $15\% \sim 20\%$,有时更多,而筒中筒结构设置伸臂减小侧移的幅度不大,只有 $5\% \sim 10\%$ 左右。原因是:伸臂的作用与框筒结构中的密柱深梁作用是重复的,密柱深梁已经使翼缘框架柱承受了较大的轴力,再用伸臂效果就不明显了^[8]。

表 3-5 应用伸臂结构效果实例

工程名称	结构形式	层数	伸臂效果 R_y	伸臂设置位置
上海锦江饭店	钢框架+竖向支撑核心筒	44	85%	23 层, 43 层
河南某大楼	钢筋混凝土筒-框架	34	82.76% 75.41%	18 层 (一道) 9 层, 20 层 (两道)
深圳 深房广场大厦	框架-核心筒 (两个圆形筒)	52	58.5%~69.4% (Δ) 64%~68% (δ/h)	27 层, 49 层 (两道)
上海金陵大厦	钢筋混凝土框架-筒	37	88.1%	20 层, 35 层 (两道)
中山信联大厦	钢筋混凝土框架-筒	33	84%	15 层, 34 层 (两道)
广州合银广场	钢管混凝土外框架- 钢筋混凝土核心筒	56	82.8%	11 层, 27 层, 42 层 (三道)
重庆万豪 国际会展大厦	钢框架-钢支撑核心筒	74	78.8% (Δ) 75.2% (δ/h)	23 层, 41 层, 54 层, 顶层 (四道)
福州元洪城	钢筋混凝土框架-筒	36	88.7%	6 层, 16 层, 36 层
	钢筋混凝土筒-剪力墙	36	95.36%	
海口洛杉矶城	钢筋混凝土筒中筒	48	92.9%	35 层
深圳贤成大厦	钢筋混凝土筒中筒	60	97.34%	52 层 (裙梁刚度大)
			94.44%	52 层 (裙梁刚度小)

注: R_y 为加伸臂后结构侧移/未加伸臂时结构侧移。

表中的海口洛杉矶城是钢筋混凝土筒中筒结构, 48 层, 高 161.40m, 用空间结构分析程序计算比较了该结构设置伸臂或不设置伸臂的差别^[8], 伸臂设置在 35 层, 是结构平面部分收进的楼层。分析比较了两种窗裙梁的情况: 第一, 窗裙梁愈大, 设置伸臂减小位移的效果愈小 (R_y 数值越大), 因为窗裙梁加大, 剪力滞后减小, 柱子的轴力已经较大, 设置伸臂的效果相对减小; 第二, 该结构的窗裙梁原设计为 0.90m, 不设置伸臂时的层间位移及顶点位移都已经很小, 分别为 1/1400 和 1/1900 左右, 都已满足规范要求, 原本就不需要用设置伸臂去减小位移。

在抗侧刚度较小的框架-核心筒结构中, 设置伸臂可以增大抗侧刚度, 减小侧移, 但是伸臂会使结构内力发生突变, 如果设计不当, 或措施不恰当时容易造成薄弱层, 影响内力突变幅度的因素是伸臂本身的刚度和伸臂的道数。图 3-17 比较了一幢 70 层的框架-核心筒结构设置不同伸臂数量对核心筒剪力和弯矩的影响^[9], 其中设置一道伸臂时剪力和弯矩的突变最大, 顶点位移降为 75.4%; 设置两道伸臂时内力突变幅度减小, 而顶点侧移降低更大; 设置 4 道伸臂时内力突变幅度最小, 而顶点位移降为原结构的 51.6%。

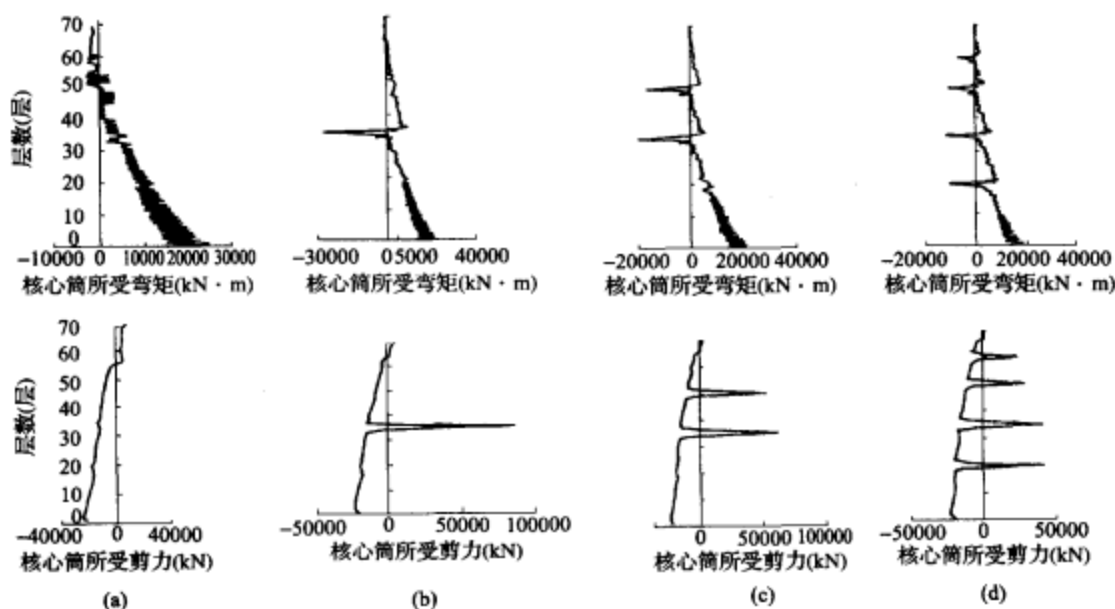


图 3-17 伸臂数量对核心筒剪力和弯矩影响的比较

一道伸臂减小侧移的效率最高，伸臂的数量多一些，减小侧移的绝对值加大，但伸臂减小侧移的效率降低，见图 3-18，伸臂数量增加到 4 道以上时，侧移继续减少的幅度就很小了，而核心筒和框架柱的弯矩、剪力突变的程度却可减少。可以设想，在一定的位移降低幅度要求下（位移降低到满足规范要求），那么选择的方案可以是：①设置一道伸臂；②设置两道或多道刚度不大的伸臂，每道伸臂的本身刚度都可以减小；③最极端的情况就是将伸臂分散到每层楼中，也就是，设置楼层大梁而不设置大刚度的伸臂。明显可见，方案③的沿高度内力分布是均匀的，也就是内力突变幅度最小。图 3-13 (b) 就是有楼板大梁的框架-核心筒结构设置与不设置伸臂的比较，只要楼板大梁达到一定刚度，能使翼缘框架柱轴力提高，实际上它就是数量很多的“多道伸臂”的效果，而它们使内筒反弯的作用和使外柱轴力加大的作用沿高度是均匀分布的，可基本消除突变。

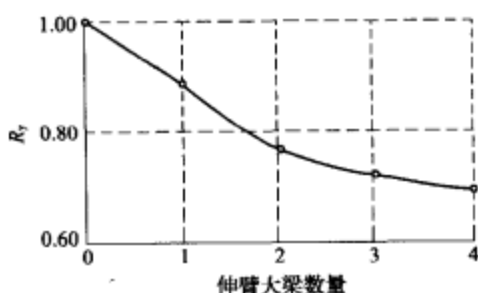


图 3-18 伸臂数量与位移减小的关系

综上所述，关于结构中设置伸臂的方案可以得到以下一些概念：

(1) 在筒中筒结构中，框筒主要依靠密柱深梁使翼缘框架各柱受力，结构抗侧刚度很大，伸臂的作用与此重复，设置伸臂的作用相对较小，反而带来柱沿高度内力突变的不利后果，因此在筒中筒结构中，一般不再设置伸臂。

(2) 当采用框架-核心筒结构时，一般在非地震区或烈度不高的地震区，由风荷载控制结构设计时，用设置伸臂方法增加结构抗侧刚度和减小位移，是较好的方案选择。在中等地震或强震地区，则应该做方案比较，要看层间位移是否满足规范和规程要求，相

差多少,慎重选择伸臂的刚度和数量。如果不加伸臂的结构层间侧移已能满足规范和规程要求,则不必设置伸臂,例如大连远洋大厦,就没有设置伸臂,见本书 2.4 节中实例介绍。

(3) 设置伸臂方案可以有多种选择:①选择有效部位,设置一道刚度不大的伸臂;②设置多道伸臂,每道伸臂本身刚度不大;③每层设置刚度较大的楼板大梁。但是请注意,一道伸臂的内力突变幅度较大,而多道伸臂的用钢量及造价将增大,每层设置大梁将使层高加大,方案选择就是衡量利弊。在进行方案比较时,还必须同时考虑,在哪一种方案中,可以采取什么措施使“弊端”得到较好地改善。

3.4.3 伸臂结构形式和连接

伸臂结构有实腹梁、桁架、空腹桁架等形式,通常伸臂构件高度都取一层楼高,需要刚度更大时,也可设置两层楼高的伸臂构件。桁架和空腹桁架有较大的抗弯刚度,但是杆件截面小,有利于避免上、下柱端出现塑性铰,是伸臂的常用形式(与刚度很大的实腹梁相连,柱端易出现塑性铰)。

伸臂所在层无论是设备层,还是避难层,都要布置通道,也就是在伸臂结构中要允许开洞。如采用实腹梁,则必须开较大的洞口,而桁架和空腹桁架是便于设置通道的结构形式。但是钢筋混凝土桁架和空腹桁架的模板制作和浇筑混凝土都比较困难,因此在混凝土结构中也经常采用钢桁架伸臂,既可减小重量,又可工厂制作后在现场拼装,自然形成通道,是一种较为理想的伸臂结构形式。

如果伸臂在安置后就立即与竖向构件完全连接,则由于施工过程中外柱和内筒的竖向压缩变形不同,竖向变形差会使伸臂产生初始应力,对伸臂构件后期受力是很不利的,为了减小施工过程中的初始应力,伸臂的一端与竖向构件临时固定或做椭圆孔连接(不完全固定),在整个结构施工完成后,大部分自重下的竖向变形已基本稳定时,再将连接节点完全固定。

3.4.4 环向构件

环向构件是指沿结构周圈布置一层楼(或两层楼)高的桁架,它们的作用是:

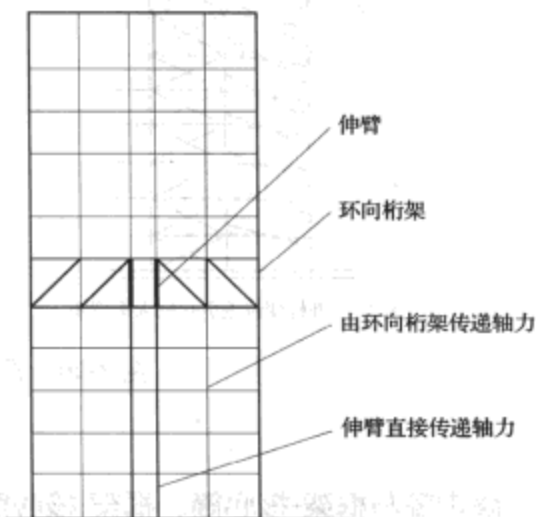
(1) 加强结构外圈各竖向构件的联系,加强结构的整体性,相当于在结构身上加了一道“箍”,如果结构高度很高,也可加两道或三道“箍”。

(2) 由于它们的刚度很大,也可以协调沿周圈各竖向构件的变形,减小竖向变形差,使竖向构件受力均匀。在框筒结构中,环向桁架可加强深梁的作用,可减少剪力滞后,因此在筒中筒和束筒结构中,通常设置环向桁架而不设置伸臂。在框架-核心筒结构中,环向桁架也加强外圈柱子之间的联系,也会减小稀柱之间的剪力滞后并增大翼缘框架柱的轴向力,从而减小侧移,但是在这方面,它的作用不如设置伸臂的作用直接。图 3-19(a) 的上海世茂国际广场施工阶段的立面图中,可清楚的看到沿高度环向桁架的布置。

(3) 在框架-核心筒-伸臂结构中,环向桁架的作用是使相邻框架柱轴力均匀变化。通常伸臂只与一根柱子相连接,环向桁架将伸臂产生的轴力分散到其他柱子,使较多的柱子共同承受轴力,因此伸臂常常和环向桁架结合使用,见图 3-19(b)。环梁使柱子轴力均匀化,对减小侧移也有一定作用,因此设置环向桁架后可以减小伸臂的刚度,环向桁架与伸臂结合有利于减小框架柱和内筒的内力突变。



(a) 上海世茂国际广场



(b) 环向桁架使相邻柱子分担轴力

图 3-19 环向桁架的作用

实腹环梁较少采用,因为在建筑外围需要有窗洞,密闭时无法采光。此外加强层常常与设备层、避难层结合在一起,更需要对外开敞以便遇到意外灾难时可以救援。因此环向构件很少采用实腹梁,多数采用斜杆桁架或空腹桁架。

3.4.5 腰桁架和帽桁架

腰桁架和帽桁架也是设置在内筒和外柱之间的刚度很大的桁架,但是它的作用是减少内筒和外柱之间的竖向变形差。由于在重力荷载下的轴向应力不同,或由于温度差别、徐变差别等,常常造成内筒和外柱的竖向变形不同,竖向变形差异随着结构高度加大而累积增大,在较高的高层建筑中不容忽视。内、外竖向构件变形差使楼盖大梁产生变形和相应内力,见图 3-20,如果变形引起的内力较大,会减小它们承受使用荷载和抵抗地震作用的能力,甚至较早出现裂缝。设置刚度很大的桁架或大梁,可以缩小上述各种因素引起的内、外竖向变形差(在竖向构件中产生的附加应力,一般对竖向构件影响很小),从而减小楼盖大梁的变形。一般在高层建筑高度较大时,就需要设置限制内、外竖向变形差的桁架或大梁。

如果仅仅考虑减少重力荷载、温度、徐变产生的竖向变形差,在 30~40 层的结构中,一般在顶层设置一道桁架效果最为明显,称其为帽桁架,当结构高度很大时,也可同时在中间某层设置,称其为腰桁架。

伸臂和帽桁架、腰桁架的形式以及布置方式都相同,作用却不同。有时需要突出某一个的作用,由所要求的作用确定其布置,有时可以将二者结合。在较高的高层结构中,如果将减少侧移的伸臂结构与减少竖向变形差的帽桁架或腰桁架结合,例如,在顶部及 $(0.5 \sim 0.6)H$ 处设置两道伸臂,则综合效果较好。

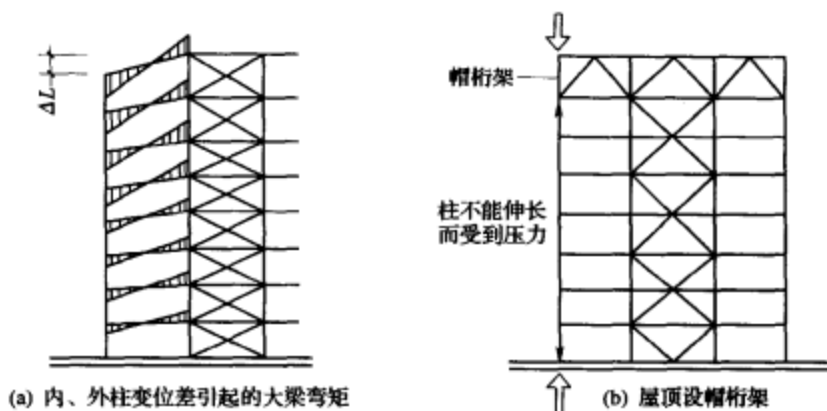


图 3-20 帽桁架的作用

3.5 筒中筒与框架-核心筒、框架-核心筒-伸臂结构设计概念的比较

筒中筒结构和框架-核心筒结构都是高层建筑中常用的结构形式。筒中筒结构以其具有相当大的抗侧刚度和抗扭刚度以及高效而经济的特点，自 20 世纪 60 年代以来广泛应用于 50 层以上的高层建筑中，我国自从 20 世纪 80 年代建成第一幢筒中筒结构——上海电讯大楼以后，也有不少建筑采用了筒中筒结构。不过筒中筒结构形式和平面变化不多，由于柱距较小而建筑立面受到限制，因而 20 世纪 90 年代以后，筒中筒结构的应用渐少，框架-核心筒和框架-核心筒-伸臂结构的应用日益增多。框架-核心筒结构不仅在高层及超高层建筑中应用，在层数不高的中高层建筑中也可以采用，这使得框架-核心筒结构成为目前中、高层办公及公共建筑中采用的主要结构形式。

筒中筒和框架-核心筒结构布置都应符合高层建筑的一般布置原则。二者都要尽可能高效而充分地发挥所有柱子的作用；筒中筒要考虑如何合理布置，减小剪力滞后；框架-核心筒结构要考虑内筒、外框架的剪力分配比例，对内筒的承载力和延性都要求更高。

为了更进一步理解它们的区别，表 3-6 列出了两者的不同要求，但是应当强调，筒中筒结构各项设计要点对形成高效的框筒是重要的，但给出的数值并不是形成框筒的必要条件，只是一般设计的经验值，不符合这些条件，空间作用仍然存在，只是剪力滞后会大一些。“密柱深梁框筒”与“稀柱筒体”有时也不能绝对划分，要灵活运用概念，不必拘泥于是否符合“框筒”的各项数值要求，重要的是要通过计算检验结构整体是否达到各项设计要求（侧移限制、周期、抗扭等），按照概念设计加强应该加强的部位。

从前面几节的分析中，框架-核心筒结构还应注意以下一些问题：

(1) 框架-核心筒结构内力分配的特点是外框架承受的剪力和倾覆力矩都较小，在钢筋混凝土框架-核心筒结构中，外框架构件截面不宜过小。如果外框架承受的剪力小于规范和规程规定，必须进行调整，增加框架柱的数量或截面，或调整增大其设计内力以达到双重抗侧力体系的要求。在混合结构中，特别要注意钢框架-钢筋混凝土核心筒结构的设计，钢框架与刚度很大的混凝土筒协同工作的性能较差，二者的竖向变形性能也差别较大，因而规程

对它的适用高度限制也较严。在抗风结构和设防烈度为6度时,可按照单筒结构设计,减少外框架的设计剪力。外框架采用钢骨混凝土或钢管混凝土柱更容易达到双重抗侧力体系的要求。

表 3-6 筒中筒结构与框架-核心筒结构设计要点的比较

	内容	筒中筒结构	框架-核心筒结构
1	外柱间距	一般柱距为1~3m,不超过4~5m,裙梁净跨度与截面高度之比不大于3~4。一般窗洞面积不超过墙面面积的60%。必须设置角柱	柱距可达到8~9m,甚至更大,框架柱距大,布置灵活,有利于建筑立面多样化。周边梁与柱必须刚接形成框架。可以不设角柱
2	平面形状	框筒平面宜接近方形、圆形或正多边形,如为矩形平面,则长短边的比值不宜超过2。如果建筑平面与上述要求不符,或边长过大时,可以增设横向加劲框架(减小框筒边长)形成束筒结构	框架-核心筒结构对形状没有限制,可以通过改变外框架的布置实现建筑要求的各种平面形状
3	高宽比	结构总高度与宽度之比(H/B)不宜小于3,在矮而胖的结构中不宜也不必要采用框筒、筒中筒或束筒结构体系	高宽比一般可小、可大,但必须符合结构位移限制要求
4	内筒	通常,内筒边长为外筒边长的 $1/2 \sim 1/3$ 较为合理,内筒的高宽比大约为12左右,一般不宜超过15	核心筒高宽比,以10左右为宜,一般不超过12;内筒布置偏心对扭转影响较大;内筒为主要抗侧力部分,承载力和延性要求更高
5	外框架柱、角柱	框筒结构的柱截面宜做成正方形、扁矩形或T形。 角柱不宜太小或过大,一般情况下,角柱面积宜取为中柱面积的1.5倍左右。角柱应按双向弯曲设计。 抗震结构要注意强柱弱梁的设计要求	当柱间距很大时,需采用大截面柱,可以不设角柱; 抗震结构要注意强柱弱梁的设计要求
6	外柱与筒距离	通常取10~12m	通常取10~12m
7	楼盖	为了使框筒柱在框架平面外减小弯矩,一般尽可能不设大梁,楼盖构件(包括楼板和梁)的高度不宜太大,要尽量减小楼盖构件与柱子之间的弯矩传递。 宜使角柱承受较大竖向荷载,以平衡角柱中的大拉力	楼盖一般设置大梁,也可以采用平板。楼盖大梁与外框架柱宜刚接,以加强框架作用,使外柱承受轴力。大梁宜支承在内筒纵横剪力墙的交点处;钢梁与混凝土筒一般用铰接,混凝土大梁与混凝土筒一般用刚接

续表 3-6

	内容	筒中筒结构	框架-核心筒结构
8	加强层: 伸臂和环梁	在筒中筒结构中设置伸臂层的效果不大, 反而带来柱受力突变的不利因素。如果窗裙梁的高度不足 (剪力滞后过大), 可以沿结构高度选择适当楼层, 设置整层高的环向桁架, 可以减小剪力滞后	非地震的抗风结构采用伸臂加强结构抗侧刚度是有利的; 抗震结构则应进行仔细的方案比较, 不设伸臂就能满足侧移要求时就不必设置伸臂; 必须设置伸臂时, 应处理好框架柱与核心筒的内力突变问题, 要避免柱过早出现塑性铰或剪力墙剪坏等潜在危险
9	转换层	由于框筒结构柱距较小, 在底层往往因设置出入通道而要求加大柱距, 必须布置转换结构。如果外柱向内收进, 需要转换层	一般不需转换层, 如果外柱向内收进, 则需要转换层

(2) 与筒中筒结构不同, 框架-核心筒结构的抗扭刚度较差, 因此内筒布置偏离中心的影响较大, 会使水平荷载作用下的扭转增加。框架-核心筒结构中应注意扭转问题, 提高抗扭刚度和抗扭承载力。

(3) 框架-核心筒结构中钢筋混凝土实腹筒是主要的抗侧力部分, 承载力和延性要求都应更高, 抗震时要采取提高延性的各种构造措施, 例如: 在内筒壁上, 可以开洞, 但不宜连续开洞而过分削弱墙体; 要求按强墙弱梁设计墙肢, 在墙肢截面高度的 $1/4$ 端部设计为约束边缘构件; 以及采取其他的加强延性的构造措施等。

在核心筒延性要求较高的情况下, 在混凝土内配置钢骨是有效的改善实腹筒延性的措施。在纵横墙相交的地方设置竖向钢骨, 如果墙面过长, 还可以增加墙面中间的竖向钢骨, 在楼板标高设置钢骨暗梁, 钢骨形成的小钢框架可以提高核心筒的承载力和抗震性能。要求连梁具有较好的延性, 在进入弹塑性状态后宜保持其对墙肢的约束作用, 连梁可以采用交叉斜撑配筋, 或钢连梁, 或钢骨混凝土连梁等。

(4) 框架-核心筒结构的楼板内可以布置大梁, 也可以不布置大梁。但是建筑周边的柱与梁必须刚接形成框架。楼板为平板 (无梁) 的框架-核心筒结构容易与板柱-筒体结构混淆, 实际上楼板为平板时可以按框架-核心筒结构设计, 但要注意, 此时必须符合框架-核心筒的各项要求。

(5) 框架-核心筒-伸臂结构中, 要求在平面上伸臂对称布置, 一般情况下在两个方向同时设置; 但是有时也可只在一个方向设置伸臂, 例如, 深圳的地王大厦 (由于平面为长矩形, 只在抗侧刚度不足的方向设置了伸臂, 见图 2-14); 又如马来西亚的石油双塔,

也是一个方向设置伸臂（因为另一个方向有副塔帮助，其刚度已足以抵抗侧向荷载，见图 2-16）。

(6) 伸臂一端与外柱连接，另一端与内筒连接，必须与同方向的剪力墙对齐（布置在两个方向剪力墙的交汇处），这样才有可能使伸臂中的钢构件或混凝土构件的主要钢筋贯通剪力墙，以便剪力墙承受伸臂传来的弯矩和剪力。伸臂宜布置在减小位移较有效的楼层，并与设备层、避难层等结合，伸臂数量和位置的要求见 3.4 节，伸臂设置方案应进行比较。

当外柱数量较少时，与伸臂相连的柱子往往受到很大轴力，当柱断面很大时，可以在周边再设置一些小断面柱子只承受楼板传来的竖向荷载，它们可起到抗扭作用，例如上海金茂大厦。有些结构可以布置截面相同、间距均匀的许多柱子，此时可以使用环向桁架，使少量与伸臂连接柱的大轴力传给相邻柱，使各柱轴力均匀化。

3.6 框架和框筒结构的转换层

框架和框筒中的转换主要是上层柱到下层柱的转换，它们又分为两种情况：一类是上、下柱在同一平面内，另一类是上、下柱不在同一平面内的转换。通常内筒由顶到基础直通。

3.6.1 上、下柱在同一平面内的转换

在筒中筒及束筒结构中，密柱深梁的外框筒底部必须减少柱子，加大柱距，以便布置出入口（大门），或者加大柱距以便与下部多层裙房的大空间连通，必须通过转换构件将上层小柱距框架转换到下层大柱距的结构上，由于有部分柱是上下贯通的，轴线不改变，上、下层柱和转换构件又都在同一平面内，转换构件比较简单，受力明确。常用的基本形式有实腹梁、斜杆桁架、空腹桁架、拱等。在筒中筒结构中，由于密柱框筒都布置于建筑物外围，建筑立面要求美观，结构传力必须合理，还要减轻重量和节省材料，要求建筑师与结构工程师共同努力，创造出合理、美观、经济的建筑和结构形式。

有时在框架柱网中需要拔掉一些柱，以增大使用空间，也需要用转换构件来支承上层柱，也属于在同一平面内的转换。图 3-21 是绥芬河海关业务技术综合楼采用的框架-剪力墙结构（地上 14 层，总高 52.5m），由于需要在⑤~⑧轴的第 1、2 层设置一个共享空间，要拔掉两根中间柱，采用了跨越 3~5 层的转换桁架。斜杆所在轴线可以由填充墙填满（或在填充墙中开一些门）而不影响 3~5 层的使用，斜杆将轴力直接传递到下柱，3 层楼板处的大梁作为拉杆，以平衡斜杆中的推力，桁架中间的竖杆吊住 3、4、5 层楼板，可减小楼板跨度，桁架的杆件截面尺寸并不大，桁架对结构整体抗侧刚度的影响也不很大，使上、下层间转角 $\theta_i (\Delta u/h)$ 的比值能保持在 0.85~1 之间。这种形式的转换较钢筋混凝土实腹梁经济，且性能较好。

具有这类转换构件的结构上、下层的差别主要是减少了柱子，因此上、下层的刚度相差不会很大，只是由于下层跨度较大，上柱传来的竖向荷载大，要采用刚度及承载力大的水平构件作为转换构件，转换构件本身的刚度与其他层会有所差别，尽量选择适当的转换构件，减少刚度突变。

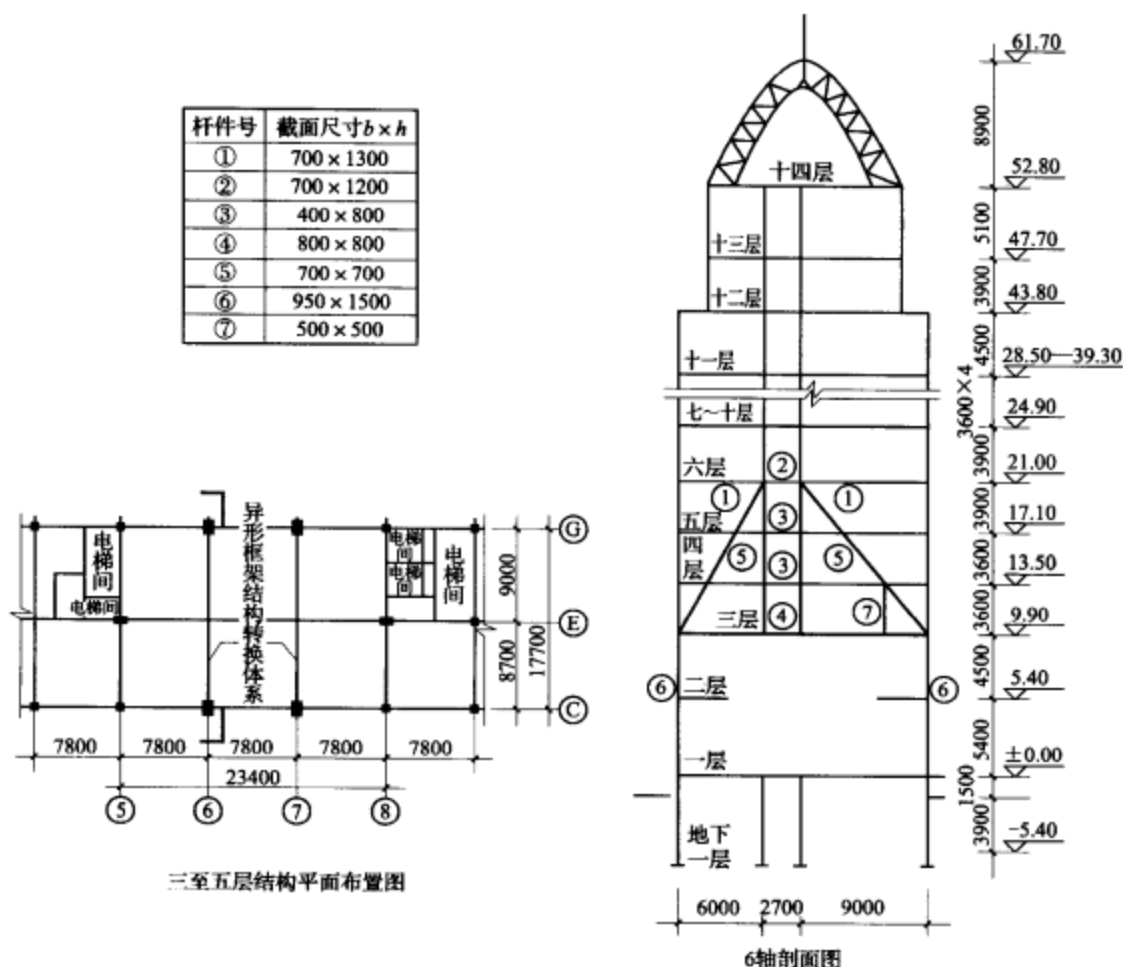


图 3-21 框架-剪力墙办公楼转换层结构形式示例 (哈尔滨工业大学建筑设计院设计)

3.6.2 上、下柱不在同一平面内的转换

有些结构某些轴线下部的柱子不延伸到上层, 需要将位于另一轴线的上层柱的竖向荷载转移到下层柱上, 形成上层柱、下层柱不在同一轴线的转换; 此外, 框架-核心筒结构或筒中筒结构中, 因为建筑上部立面收进而需要设置转换构件, 此时, 上层柱、下层柱不在同一轴线, 而且往往是高位转换。

如果平面缩进很小, 核心筒是贯通的, 那么结构转换对结构刚度影响一般不大; 如果平面缩进很多, 那么结构抗侧刚度沿高度的均匀性也会受到影响, 规范和规程对于建筑立面的缩进作了限制, 缩进过大就形成不规则结构。但是无论如何, 上层柱、下层柱不在同一轴线的转换构件布置比较复杂, 形成复杂结构, 要根据结构布置的具体情况采用不同的转换方式和转换构件, 减少薄弱部位。高位转换需要注意的问题是尽可能采用重量较轻的转换构件形式, 转换构件的形式是多种多样的, 其中常用的是斜撑式的转换构件。

武汉世界贸易中心主楼 58 层, 总高度 229m, 采用钢筋混凝土筒中筒结构, 有 10 层裙房, 它的平面有 4 次变化, 顶部有一个 27m 高的塔形屋顶 (屋顶上面还有一根桅杆), 四周有 16 座错落的小塔形成簇拥的塔群。由于平面和立面变化较多, 该高层结构有三个转换层:

(1) 标准层的外框筒柱距 2m, 10 层以下扩大为 8m, 采用了梁式转换。

(2) 外框筒在 54 层结束, 54 层以上平面向内收进 3.5m, 并且将外框架的柱距扩大至 8m, 54 层以上楼层重量全部要落在收进 3.5m 后的轴线上, 显然, 高位转换不宜采用箱形大梁等转换构件, 比较了空腹桁架与人字斜撑两种方案。如果采用竖杆间距为 4m 的空腹桁架方案支承上部柱子, 桁架支承在两个对边的柱子上, 跨度达到 24m, 桁架需占用两层高度 (6.4m), 构件截面需要 $1\text{m} \times 0.5\text{m}$; 经过比较采用了人字斜撑方案, 每间隔 8m 设置一个斜撑, 斜撑两脚分别支承在内筒和外框筒柱上, 跨度约 10m, 下面设置一根钢管拉杆以平衡推力, 见图 3-22, 斜撑转换构件重量轻, 且占用空间小, 不影响建筑使用, 钢用量和混凝土用量都小于空腹桁架方案 (只需该方案的 85% 用量), 斜撑占用两层楼高度, 倾斜角度小一些有利于减小水平推力。

(3) 58 层以上的塔形屋顶层为空间钢结构, 其 4 个立柱支点在角筒与内筒之间, 因此又必须进行一次转换, 采用了钢骨混凝土大梁, 一方面可降低大梁截面高度, 不影响使用, 另一方面, 可以方便地使上部钢结构向下部的混凝土结构过渡, 见图 3-22。

马来西亚的石油双塔上部建筑有多次收进, 由于每次收进尺寸不大, 采用的转换方式见图 3-23, 转换层占据三层, 在这三层中柱子截面逐层加大, 无论从外部看还是从内部看, 柱子的表面是竖直的, 而配筋是斜向的, 斜向配筋使柱子的传力直接而简便, 且不影响内部空间。

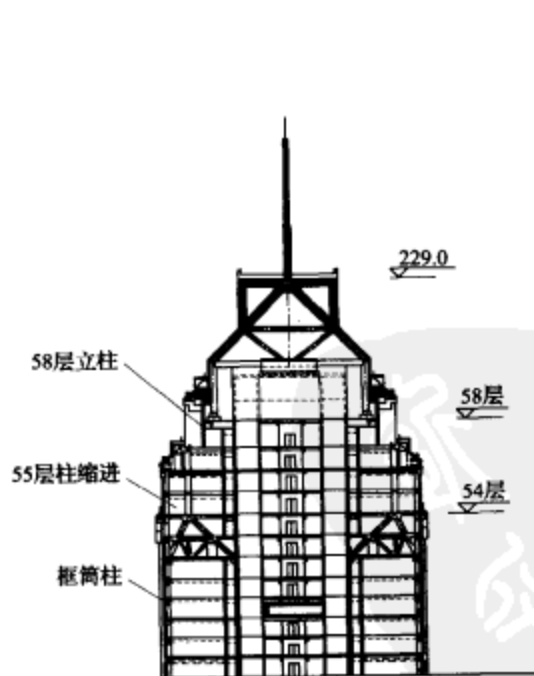


图 3-22 武汉世界贸易中心的转换构件
(武汉市建筑设计院)

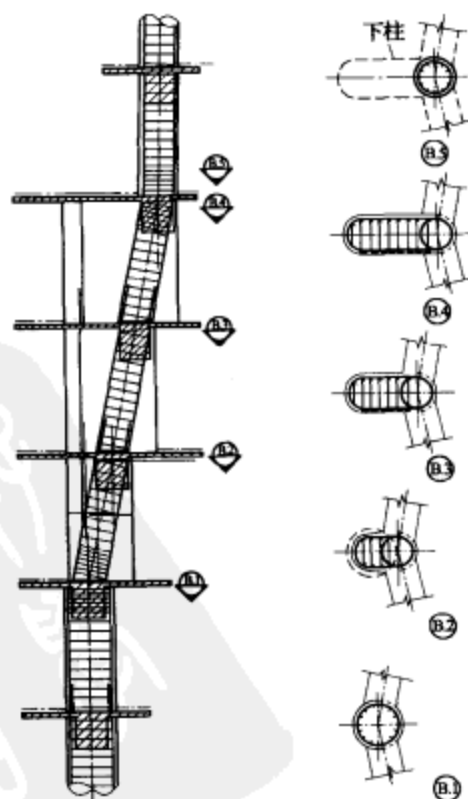


图 3-23 马来西亚石油双塔的外柱缩进

沈阳华利广场为 33 层、高 115m 的多边形高层建筑，采用钢筋混凝土框架-核心筒结构。上部为公寓，中间走道环向布置了柱子，到下部办公楼楼层时，取消环向走道及其环向柱子，采用了斜撑式的转换构件将上部环向柱子的荷载传递到内筒上，见图 3-24，楼板内布置钢筋环梁，抵抗斜撑推力^[10]。

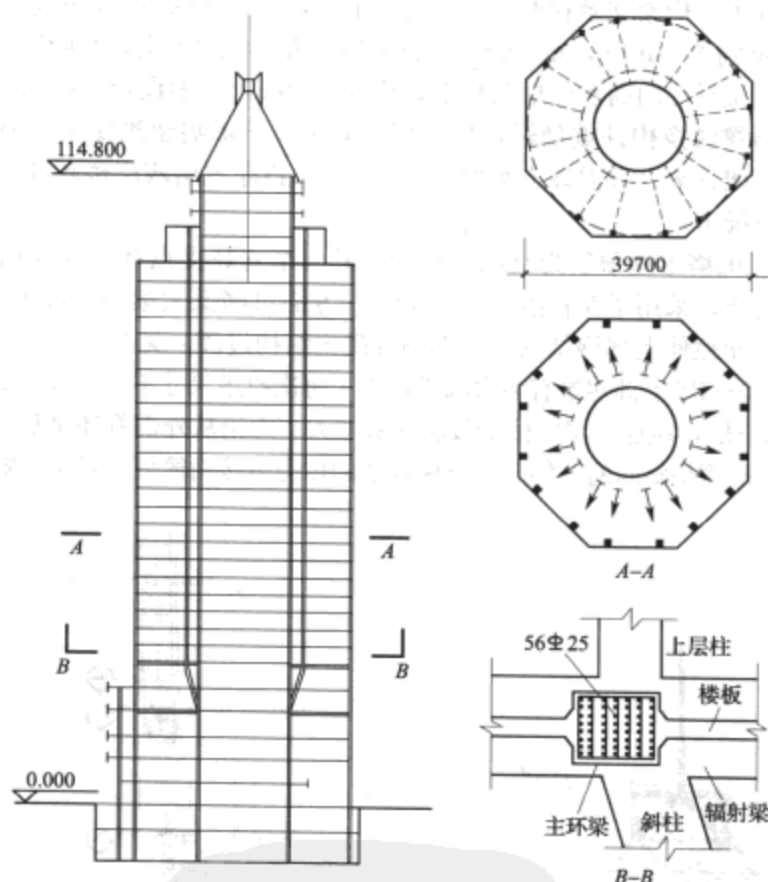


图 3-24 沈阳华利广场斜撑式转换

北京香格里拉饭店也有类似的斜撑式转换，在 4 层以下减少了一排柱，用斜撑将这排柱子的荷载传递到下层的柱子上，见图 3-25。



图 3-25 北京香格里拉饭店的斜撑式转换

3.7 底部大空间剪力墙结构的设计概念和转换层

在多功能的公共建筑中，以及要求下部作商场的公寓住宅建筑中，常常采用上部为剪力墙、下部为柱支承的结构，以扩大底部使用空间的灵活性，这种结构要求荷载从上部剪力墙向下部柱子转换，主要应用在剪力墙结构中（或框架-剪力墙结构中），称为底部大空间剪力墙结构。

3.7.1 框支剪力墙

剪力墙直接支承在柱子上形成框支剪力墙，它的转换层形式很简单，如图 3-26 (a) 所示，框支柱上一层的剪力墙就是转换部位，但是这部分墙的应力分布十分复杂，通常取出一层剪力墙高度，称为转换层（实际的内力传递范围并不一定局限在这一层），在转换层全部或部分高度将剪力墙加厚，称为“托梁”。“托梁”不是一般概念上的梁，剪力墙内应力向支承柱传递的应力传力流与“拱”类似，必须有“拉杆”平衡它向外的推力，因此，“拱”和“拉杆”就存在于转换部位中，“托梁”是转换部位中的加强部分（加厚），以承受拉应力为主。

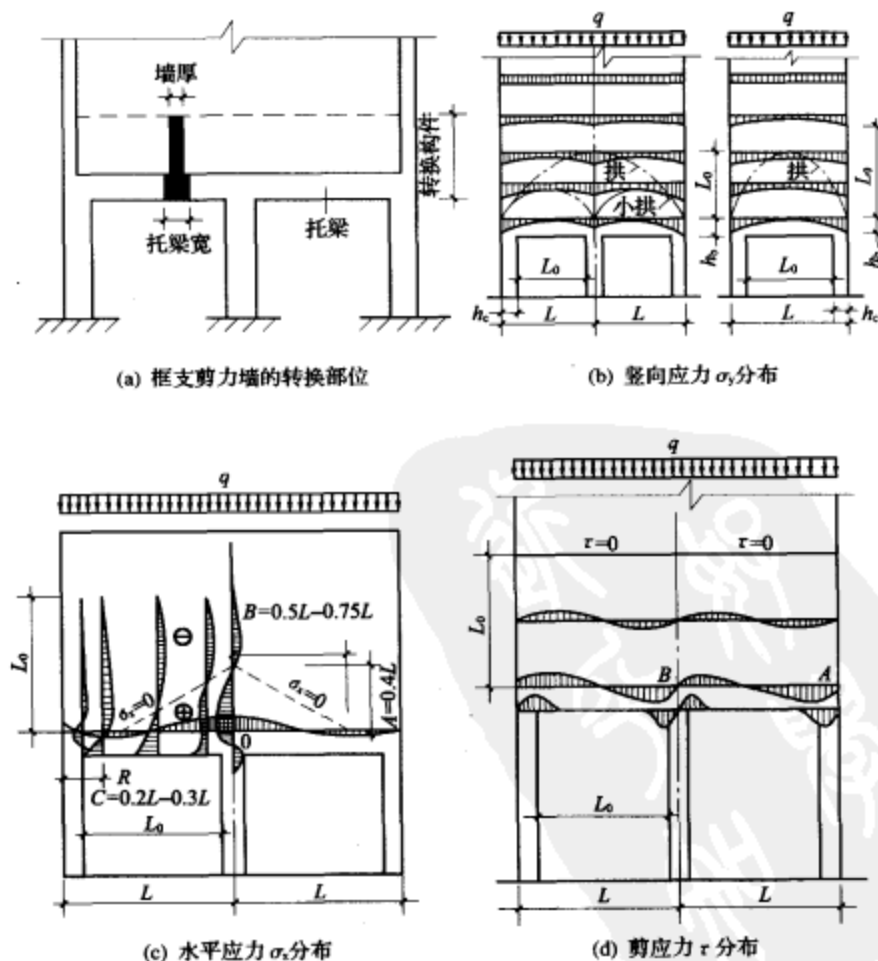


图 3-26 框支剪力墙

框支剪力墙转换部位是应力分布复杂的部位,结构分析时将转换层简化为杆件不能得到其真实的应力,要求对该转换部位进行局部的平面有限元补充分析,并要求进行特殊设计。

框支剪力墙是最典型的具有软弱层的结构,上部剪力墙的抗侧刚度很大,而底部柱子抗侧刚度很小,上、下刚度相差悬殊,在水平荷载作用下底部框架的层间变形将很大,通常都在底层柱两端出现塑性铰,地震作用产生的层间侧移会很大,框架柱不可能承受如此大的变形而常常破坏。凡是采用了框支剪力墙结构的建筑在大地震中都遭受了严重破坏。

最为典型的是1972年美国圣菲南多地震时奥立弗医疗中心主楼的破坏^[11]。主楼是一座6层的钢筋混凝土结构,有1层楼的裙房。1、2层全部是钢筋混凝土柱,3层以上为钢筋混凝土墙,因而它是典型的框支剪力墙结构,上部刚度比下部大10倍。图3-27(b)为主楼剖面,每层柱子的断面形状和配筋形式都不相同。地震时附近没有发生地面裂缝或其他地面变形,建筑物主要是经受地面摇晃振动,底层柱子严重破坏,裙房柱子全部是普通配箍柱,混凝土全部碎裂,竖向钢筋压屈,主楼底部为螺旋配箍柱,保护层脱落。房屋产生很大侧移变形,震后实测的水平残余变形达600mm,但房屋未倒塌。图3-28为震害照片。

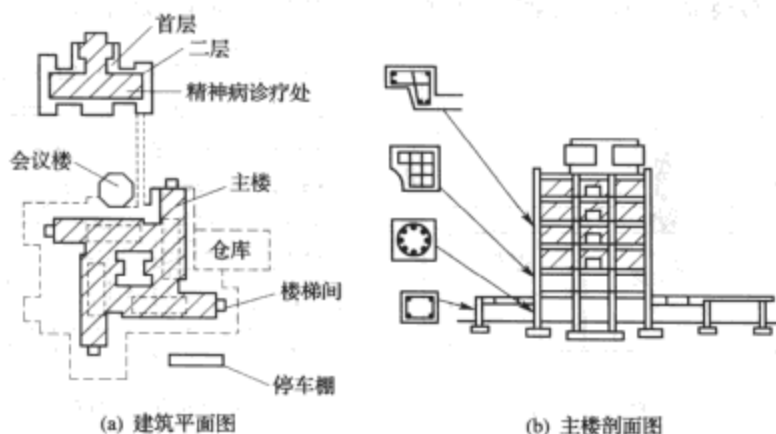


图 3-27 Olive-View 医院平面图及主楼剖面图

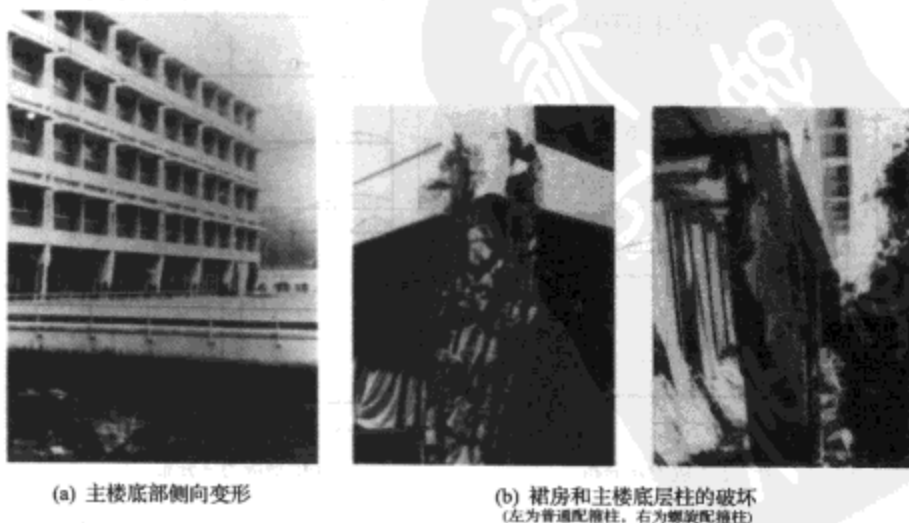


图 3-28 Olive-View 医院主楼震害

地震后,对震害进行了详细调查,并对主楼结构做了弹塑性动力分析。分析说明,地震开始不久就有较大的加速度脉冲引起底层和二层结构产生很大变形,柱子较早就进入屈服,1、2层的层间变形比上层大4~5倍,底层及二层的层剪力达到自重的30%~44%,比按规范计算的设计剪力大了4~5倍。估计裙房的普通钢箍柱很早就破坏了,当裙房底层的150根普通钢箍柱破坏后,主楼底部的螺旋配箍柱承受的剪力大大增加,随即遭到破坏,但由于螺旋配箍柱的延性很大,虽然变形很大而未倒塌,普通钢箍柱和螺旋配箍柱的破坏状态见图3-28(b)。

其他如1976年罗马尼亚地震,普鲁耶士蒂一幢4层框架建筑,由于上部3层建造了砖砌体隔墙,使上、下层刚度差异加大,形成上部刚、下部柔的结构,底层是软弱层,地震时上层塌落。1995年日本阪神地震中,80年以前建造的很多多层和高层居住楼房遭受严重破坏或倒塌^[1],原因就是当地习惯将多层或高层住宅的底层作为商店、车库等用途,底层没有或只有很少隔墙,或者没有纵墙,形成空旷底层。

因此,我国规范和规程明确规定不允许设计全部为框支剪力墙的“鸡腿结构”,必须与落地剪力墙结合形成底部大空间结构。

3.7.2 底部大空间剪力墙结构的设计概念

在剪力墙结构中,不允许将全部或大部分剪力墙设计成框支,必须有一定数量的落地剪力墙,形成底部大空间剪力墙结构,也就是说,落地剪力墙可以弥补框支剪力墙的软弱。一方面,设置了落地剪力墙后,结构在框支层的变形很小;另一方面,通过转换层以上数层楼板的传递,框支剪力墙的大部分剪力转移到落地剪力墙上,从而避免软弱层引起的震害。在我国,底部大空间剪力墙结构应用十分广泛,是具有中国特色的一种结构体系,通过我国自己的研究和工程实践形成了成套设计和施工技术^[12]。

下面介绍其主要的设计概念,具体的规定可直接查阅相关规范和规程。

(1) 加强框支层刚度,要求转换层及其上、下楼层刚度基本均匀。应当有一定比例的、贯穿上下直至基础的落地剪力墙(或实腹筒),需要时,可适当加大落地剪力墙下部厚度或提高其混凝土等级,以增加下部各层刚度,使转换层上、下结构整体抗侧刚度接近;如果下部抗侧刚度仍然不足,可另外布置一些筒体或剪力墙,使转换层以下的结构具有足够的抗侧刚度,以减小层间位移。

我国规程要求计算转换层上部和下部的等效刚度,要求采取上、下层等效刚度相等或相差不大的措施避免层间变形突变,当底部只有1层框支层时,要求计算等效剪切刚度比(只计入剪切刚度),当框支层大于1层时,要求计算综合等效侧向刚度比(计入弯曲、剪切、轴向等变形的综合影响),规程要求的计算方法见图3-29。

规程方法是简化的实用方法,在规程规定的范围内适用,它要求框支层和上部同等高度楼层的平均转角接近(两部分独立计算时, $\Delta_1/H_1 \approx \Delta_2/H_2$),规程把它称为“等效侧向刚度比”,要求 γ_e 接近1。要注意计算简图合理,如果计算简图不符合实际,得到的结果也不符合实际,或者很难调整到符合规程要求的比例。当转换层与设备层结合时,层高通常都较小,上、下层楼板又使转换层成为箱形梁,转换层本身的层刚度变得很大,此时要调整上、下层刚度而达到规程的要求,可能会十分困难,由图3-29可见,计算简图中的“转换层”是包含了转换梁和下一层结构,通常,不把设备层作为单独的楼层计算。

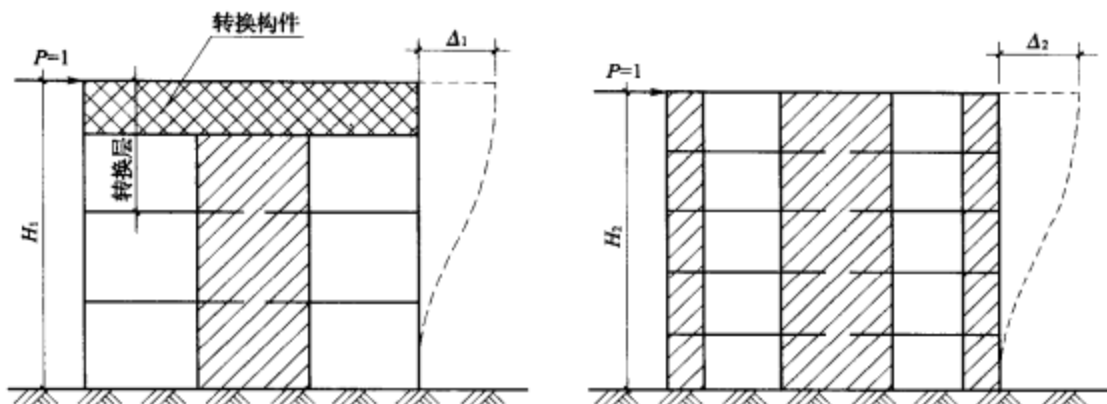


图 3-29 “混凝土高规”附录 E 计算综合等效刚度比的计算简图

刚度比与计算简图的取法有关。实际上,在水平力作用下(静力)结构的层间变形角是否均匀是检查结构刚度是否均匀的最基本的方法,层间变形角可通过结构整体分析获得(采用空间或平面协同工作分析),结构抗侧刚度突变应当反映在层间变形曲线上。因此,底部大空间结构沿高度的刚度是否均匀也可以通过转换构件所在层与上、下相邻层的层间变形的比值加以检验。相邻两层的层间变形角之比为 $\gamma_{\theta i} = \frac{\theta_{i-1}}{\theta_i} = \frac{\Delta u_{i-1}}{h_{i-1}} / \frac{\Delta u_i}{h_i}$, 如果该比值接近于 1, 则变形曲线是连续均匀的, 如果不小于 0.5, 也不大于 2.0, 则可认为层间变形基本均匀, 在抗震结构中, 宜控制得更严一些为好(例如 0.7~1.4 之间)。

(2) 提高框支层构件的承载力, 避免出现薄弱层。除了上、下楼层刚度要求基本均匀外, 转换层以下的框支柱和剪力墙的承载力和延性都要加强, 避免造成刚度又小、承载力也没有富裕而形成的薄弱层, 因此, 对于框支剪力墙和落地剪力墙还需要采取特殊设计措施, 以保证其承载力和延性。

在弹性阶段, 在转换层以上框支剪力墙承受的剪力和落地剪力墙接近, 转换层以下大部分剪力转移到落地剪力墙上, 使落地剪力墙底部承受很大剪力, 而框支柱承受的剪力很小。框支剪力墙承受的倾覆力矩不转移, 因此框支柱承受的轴向力仍然很大。在弹塑性阶段, 一般是落地剪力墙首先出现裂缝或出现塑性铰, 落地剪力墙刚度降低, 框支柱承受的剪力将会增大, 因此, 规程规定框支柱的设计剪力要进行调整, 剪力和弯矩都相应加大。

由于框支柱上、下端都与刚度很大的构件连接(上端与转换梁、下端与基础连接), 柱端部容易出现水平裂缝和斜裂缝, 在构造上必须注意柱箍筋的配置, 一般采用复式箍筋, 对于底层或两层框支剪力墙, 则要求框支柱全高都加密箍筋, 多层框支柱的最上层和最底层应全层加密箍筋。抗震要求较高的结构宜采用钢筋混凝土柱, 若采用空腹桁架做转换构件, 可改善柱端的不利条件。

当框支层只有一层或两层时, 落地剪力墙的设计措施是: 增大落地剪力墙底部的抗弯、抗剪承载力, 将首先屈服的截面转移到转换层以上, 使落地剪力墙在转换层以下不出现或推迟出现塑性铰。曾经对底部大空间剪力墙结构进行了单片墙和整体结构的模型试验^[13], 采取措施后在转换层以下落地剪力墙的变形减小, 可以保护框支柱, 框支柱没有过大的变形, 就不会出现薄弱层。

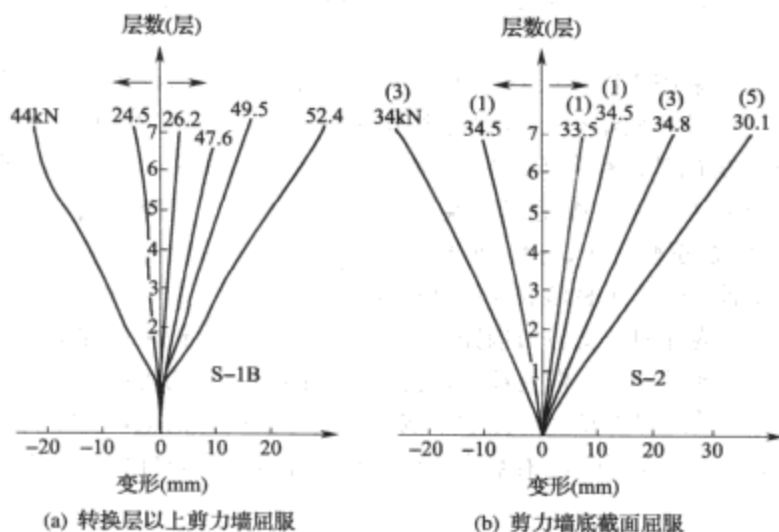


图 3-30 落地剪力墙的实测变形曲线比较 (清华大学)

现行规范及规程提高了框支层的允许层数,同时采用了简化方法增大内力,即将弹性组合内力值乘以增大系数(增大落地剪力墙的底层剪力及弯矩设计值的具体方法见规程),使下部截面的安全系数大于上部剪力墙截面,这种方法不能保证在强地震作用下落地剪力墙底部仍然处于弹性状态,因此对框支柱采取增大内力、加强构造的措施仍然是必要的。

对于落地剪力墙,也要采取加强延性的构造措施,特别是在转换层以下的墙肢中,由于剪力增大,底部截面的剪跨比减小,可能会出现“矮墙”的剪跨比。图 3-31 是一片落地剪力墙模型试验^[13],剪力墙本身属于高墙,但是由于一层楼顶有较大的集中荷载(其他框支剪力墙传来),底层剪力墙的剪跨比为 1.39,导致底层出现剪切破坏。因此设计时应检查落地剪力墙的剪跨比,确定是否需要采取相应措施。

3.7.3 转换构件

直接采用剪力墙的“托梁”形式作为转换构件是框支剪力墙中最常见的形式,托梁是框支柱上的剪力墙加厚部分,有时将加厚部分直接做在框支层的顶部楼盖中,以柱上“梁”的形式出现,上面就是住宅用于居室的剪力墙。如果有设备层,一般在设备层高度内将剪力墙加厚成为一层高的“托梁”,由于设备层上、下都有楼板,因而实际上形成了箱形转换构件(I形)。更有甚者,如果上部住宅的剪力墙布置与下部框支柱布置轴线不一致,则有可能做成厚板转换层,或虽挖去一部分混凝土,但仍然是宽梁、厚板的重型箱形转换层。

转换层的刚度和重量都不宜过大,这是众所周知的,特别是在较高的底部大空间结构中,“混凝土高规”中规定厚板只适用于 6 度抗震设防区和非抗震设防区。很多设计者常常采用重型箱形转换,认为挖去一部分混凝土就已经很不容易了,似乎已经符合规程要求了;

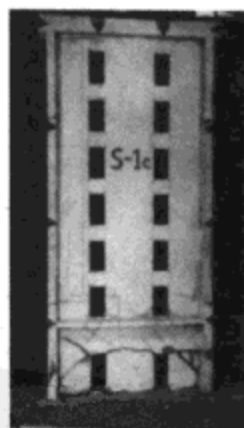


图 3-31 落地剪力墙底层的剪切破坏 (清华大学)

更多设计者常常是在如何满足刚度比要求上做文章,有时为了调整刚度比,可能使结构更不合理。

在框支剪力墙中采用空腹桁架作为上部剪力墙和下部支承柱之间的转换也是可能的,由于经常将转换层与设备层结合,需要在托梁和剪力墙上开洞以便设备管道通过,采用空腹桁架有利于管线布置,有利于减轻转换层重量和减小转换层本身的刚度。国内研究认为,在框支剪力墙中,用空腹桁架转换的结构性能优于“实腹梁式”(即托梁)的转换层性能^[15]。图 3-32 是模型对比试验,研究表明,实腹大梁本身刚度很大,框支剪力墙首先在柱的两端出现裂缝,然后屈服形成柱端部的塑性铰,使框支层成为可变机构而导致破坏;而具有空腹桁架转换构件的框支剪力墙完全不同,一般在空腹桁架内部腹杆上出现裂缝,在腹杆的上、下端先出现塑性铰,框支柱可保持完好,结构整体的延性及耗能能力均较大。空腹桁架的竖向腹杆承受的剪力较大,注意采取强剪弱弯的设计措施,当需要高位转换或者采用钢骨混凝土框支柱及转换层时,桁架式转换层将更加有利,腹杆配置型钢,足以抵抗较大的剪力。

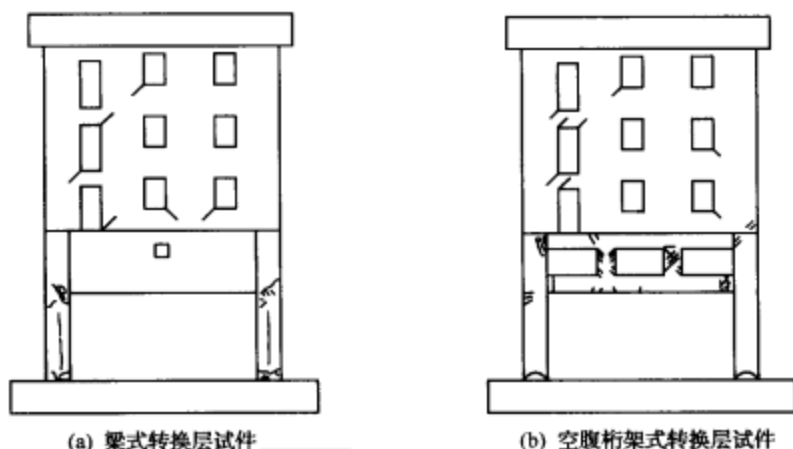


图 3-32 实腹大梁式与空腹桁架式转换层的试验对比(同济大学)

在底部大空间结构中,转换构件和转换层采用什么形式,是需要进行方案比较和优化的,不是只有实腹托梁、箱形结构和厚板三种选择,即便就是这三种构件,在构件尺寸和布置上的优化也是值得花力气进行的,也是可以有所为的。重庆某超限高层结构的优化设计可以使人们受到启发^[14]。

重庆某超限高层建筑地上 50 层,总高 204.8m,地下 3 层;大底盘裙房 5 层,上面是 3 幢高层住宅,住宅 45 层,剪力墙沿 45°方向成蝴蝶形布置,上部剪力墙很多,中间有 6 边形的内筒,内部筒体可以直通到基础,裙房柱网为矩形布置,与上部住宅剪力墙位置不同,见图 3-33(图中圆圈为下部柱)。最初设计采用 2.5m 厚板转换,下部柱子为 1.8m 直径的钢筋混凝土柱,在经过超限高层审查初步方案提出意见后,修改为 4m 高的箱形转换梁,下部改成钢管混凝土柱子,直径减小为 1.6m 和 1.5m。

与此同时,业主委托上海江欢成设计事务所进行优化设计。经过方案优化和计算分析比较,又做了一些改进,取得较好的效果。他们提出的修改如下:

(1) 减少和缩短剪力墙,见图 3-34。剪力墙缩短,长度都小于 8m,但是大于 8 倍墙厚,

有较短的翼缘（不属于短肢）。筒体内部的墙体由原来的 300mm、250mm、200mm 等一律减薄为 200mm。修改后，轴压比控制在 0.6 左右，不仅减轻了上部结构的重量，还改善了上、下的刚度比（按规程方法计算，由原来的 1.4:1 改变为 1.07:1）。

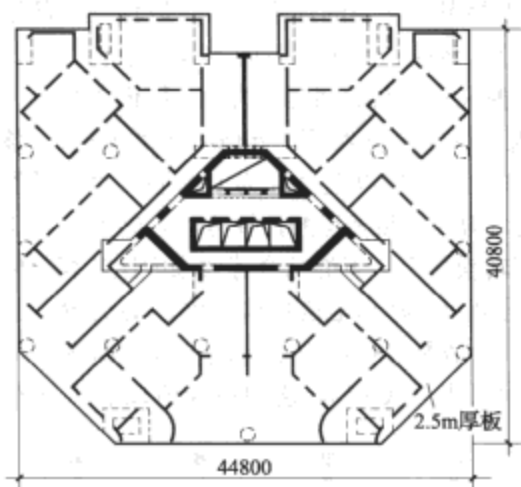


图 3-33 重庆某超限高层结构
优化前的住宅结构平面

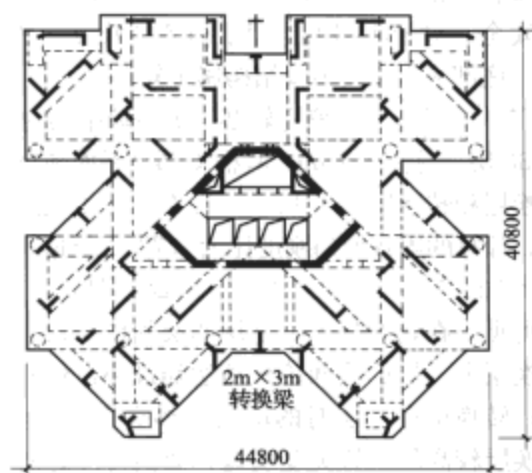


图 3-34 重庆某超限高层结构
优化后住宅结构平面

(2) 转换层平面由原来矩形改成蝴蝶形，取消了下部正中一根大柱。转换构件改为宽梁，梁宽加大为 2m，可以直接承托上面的剪力墙及其翼缘，取消了很多转换次梁，梁高减至 3m（原来的梁为 1.6m×4m），并且取消了转换梁底部的楼板，不采用箱形梁。修改后不仅减轻了转换层重量，并且降低了转换层高度。

(3) 将下部框支柱改为核芯钢管混凝土柱，见图 3-35，柱直径进一步减小为 1.5m 和 1.4m，核芯钢管采用 $\phi 800 \times 25$ 。不仅简化了梁柱节点，大部分钢筋可以从柱中直通，还解决了钢管混凝土柱的外包防火层问题，降低了用钢量和造价。

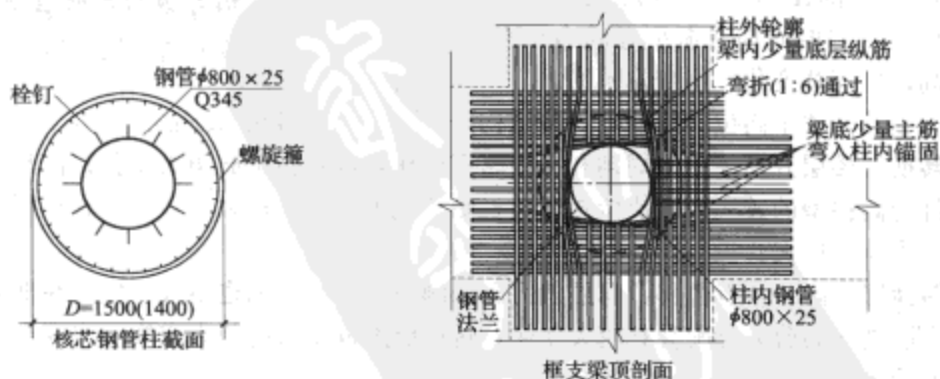


图 3-35 重庆某超限高层结构优化后采用的核芯钢管混凝土柱

优化的结果带来了巨大的经济效益，节约混凝土约 1.5 万 m^3 ，钢管 760t，可节约造价约 2000 万元。

结构优化不是以降低结构安全度为代价的。在改进布置和改进构件形式的基础上，减轻结构重量，并使结构更加安全合理，这对于方案和结构优化是大有可为的。

3.7.4 关于剪力墙结构的高位转换

近年来,由于建筑功能多样化的要求,不仅在底层和底部少数层布置大空间,还要求设计多层大空间(大于3层),也就是所谓的“高位转换”,在高位转换结构中要求全部落地剪力墙在转换层以下都不屈服是不经济的;但是,需要考虑适当的加强措施,以保证下部结构的安全。对于底部大空间结构的“低位”和“高位”转换,宜采取不同的设计措施。

底部大空间剪力墙结构属于复杂结构，高位转换又带来新的问题，为此，国内进行了一些研究^[16]，计算了一座有转换层剪力墙结构的弹性地震反应（输入 El Centro NS 地震波），该结构 30 层，总高为 99m，其框支部分平面图见图 3-36，转换层以上全部为剪力墙。对比了没有转换层和转换层位于 1、3、5、7、9、11 层的不同结构，按照规程的计算方法，转换层在 1 层时，计算的等效剪切刚度比为 2.77，其他情况按照转换层上、下的综合等效刚度比计算，依次为 1.22、1.19、1.13、1.17、1.20。图 3-37 (a) 是层间位移角地震反应包络图的比较，从图中可见，在转换层上、下层的层间位移角有突变，一般是转换层以下层间位移有所减小，到转换层上一层的层间位移角达到最小，然后又增大（出现突变），达到最大值以后再逐渐减小；转换层在 1 层时的层间变形突变比较小，转换层较高的位移突变明显，而值得注意的是转换层愈高，顶点位移和最大层间位移角的绝对值反而减小了。图 3-37 (b) 比较了改变等效刚度比的差别，当转换层位于第 7 层时，加大框支层的构件截面，使转换层上、下的等效刚度比由 1.13 减少到 1.04，由图可见，刚度比减小后，结构的层间位移角减小，突变也减小了一些，转换层在其他层时得到的规律相同。在转换层附近层间位移角有突变的各层，层转角比值 γ （转换层上层平均转角/转换层以下平均转角）都在 0.8~1.3 之间。此外，还计算对比了结构的周期和振型等动力特性，转换层升高以后有些变化，但变化不大。

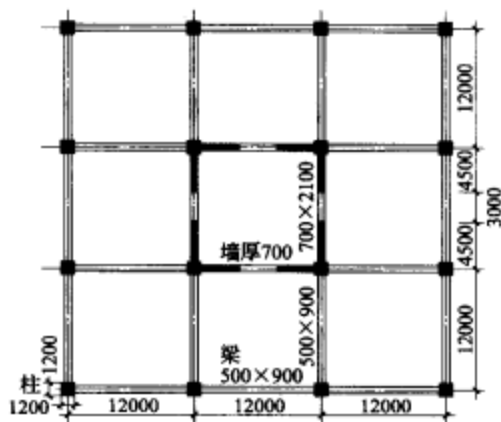
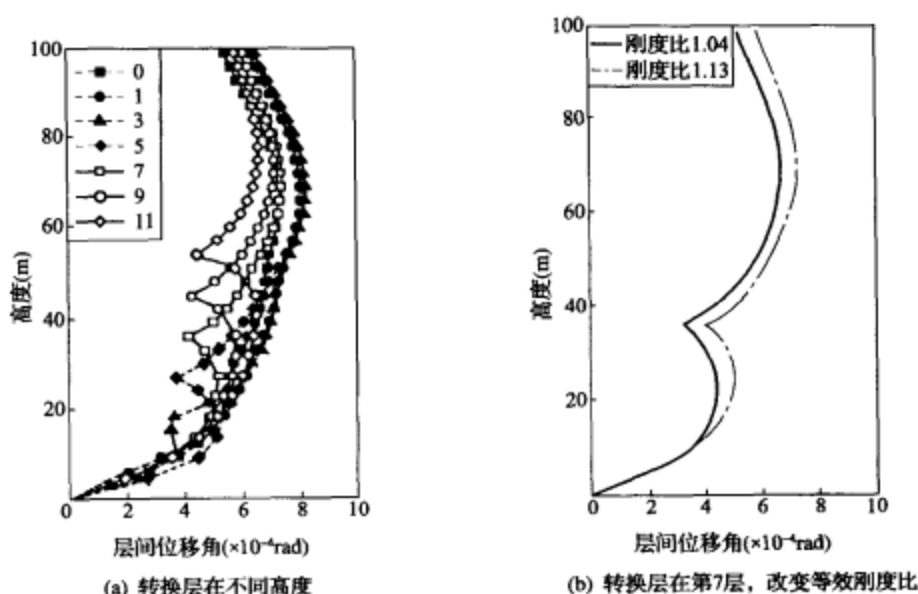


图 3-36 30 层高有转换层的
剪力墙结构平面

还有一些其他关于高位转换的剪力墙结构研究^{[17][18]}，得到的共同结论是：

- (1) 转换层楼层升高使结构周期和振型略有变化,但不会引起很大变化;但是如果转换层位置正好与高振型的较大振幅值位置重合,则高振型影响将加大,特别当转换层刚度及重量较大时,影响会更大。
- (2) 转换层升高对顶点位移、总层剪力和总倾覆力矩的影响也不大;但是在框支剪力墙和落地剪力墙之间的剪力分配会有较大变化;转换层附近楼层的剪力交换会出现突变,楼板将承受较大的剪力。
- (3) 转换层以上一层可能出现层间位移角突变,但是转换层位置升高并不会使突变更加严重,最大层间位移角的绝对值还可能减小。减小层间位移角突变的关键是调整上、下的相对刚度。
- (4) 加强转换层以下结构刚度,有利于减小框支部分层间位移的绝对值,也有利于减小和缓和剪力分配的突变程度。

图 3-37 层间位移角地震反应包络图比较^[16]

(5) 高位转换结构中,减小上部结构的重量和刚度、减小转换层本身的刚度和重量对改善楼层处的内力突变影响明显。高位转换的结构应当加强结构优化。

有少量试验及弹塑性分析研究表明,没有必要要求转换层以下完全处于弹性,但是在转换层附近容易出现裂缝,与转换层相邻的竖向构件端部容易开裂和屈服,容易形成薄弱层,与转换层相邻的构件应采取加强构造的措施,改善构件延性,防止裂缝出现后的过早破坏。分析表明,选取不同的加强部位、采取不同的加强措施会改变弹塑性地震反应的结果。

许多研究都是针对一些具体结构进行的,虽然每个结构都具有一定的代表性,也得到了些共性,可提供一些设计概念,说明高位转换是可行的,但是由于结构布置不同,由于刚度、质量沿高度分布不均匀的程度、构件加强措施是否得当等差别,均会引起变形、内力分配的变化,特别是在不同部位采取加强配筋的措施会改变大震作用下的弹塑性地震反应。因此,对于高位转换的底部大空间剪力墙结构这样的复杂结构,可以做,但应当慎重设计。因此建议:

(1) 由于高位转换时刚度和质量较大的转换层升高,应当优化调整上、下结构的布置和刚度,调整转换层本身及其上、下的刚度比使之接近更是必要的,转换层本身的刚度和质量不宜大,最终可通过水平力(静力)作用下精确的空间分析检查转换层附近的层间位移角是否基本均匀。

(2) 宜尽量选用刚度和重量较小的转换层结构形式,计算时应多取参与组合的振型数。

(3) 通过计算仔细分析可能存在的薄弱部位,研究具体的内力分配特点,要分析和预见结构的屈服和破坏模式,通过调整内力和构件配筋设计改善薄弱部位的性能,控制结构的破坏部位。

(4) 在高层建筑中,高位转换的底部大空间剪力墙结构宜进行弹塑性计算(弹塑性静

力分析或时程分析), 以检验大震下的塑性铰分布规律和层间变形, 保证结构在大震下的安全。

图 3-38 给出了一个国外设计的高位转换结构的实例, 虽然这是钢结构, 但它的概念可供参考。美国旧金山一座 48 层的圆形办公楼——101 California Building, 是一幢在强烈地震区而又特别不规则的建筑^[19], 并且具有高位转换。该建筑采用沿周边布置的钢框筒结构, 见图 3-38 (a), 但是 1~7 层有半边没有楼板, 形成 7 层高的阳光空间, 出现了 7 层高的、刚度很小的细长柱, 见图 3-38 (d), 7 层以下已无法构成框筒, 设计时采取的措施之一, 就是在 12 层以下设置核心钢框筒 (柱距较小, 并设置斜撑), 见图 3-38 (b), 8~12 层楼板为现浇混凝土楼板, 板内设水平钢支撑加强, 见图 3-38c, 加强楼板刚性有利于将外框筒的剪力传递到内筒, 不仅要求剪力完全由内筒承担, 还要求 12 层以下的内框筒柱和外柱在大震下都保持弹性, 只允许外框架中有 10%~15% 的梁屈服; 该结构设计时进行了详细的计算分析。

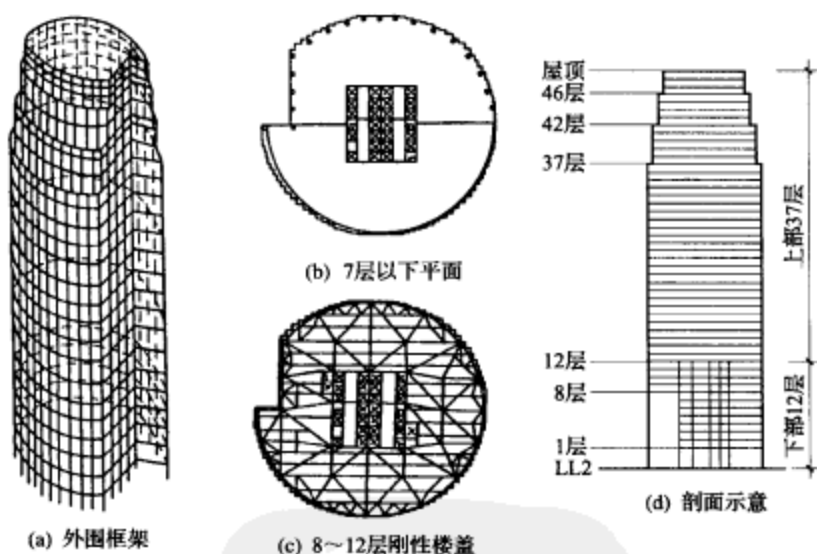


图 3-38 美国旧金山 48 层办公楼

3.8 短肢剪力墙较多的剪力墙结构的设计概念

短肢剪力墙是指截面高度较小 ($h_w/b_w=5\sim8$) 的单肢剪力墙, 通过楼板大梁或弱连梁与其他剪力墙协同工作, 它们比异形柱的墙肢要大一些, 见图 3-39。

图 3-39 (b) 中, 虽然墙肢很短, 但属于联肢剪力墙, 不属于短肢剪力墙。图 3-39 (a) 图的墙肢通过跨高比很大的梁相连, 每个墙肢基本是独立工作, 因而属于短肢剪力墙。图 3-40 中的剪力墙也不属于短肢剪力墙, 因为虽然有一个方向的剪力墙 $h_w/b_w<5\sim8$, 但是另一方向的墙 $h_w/b_w>8$, 是普通剪力墙, 短墙肢是它的翼缘; 两个方向都短的独立墙肢才构成短肢剪力墙, 而其中在平面外受弯的一字形短肢剪力墙更为不利 [见图 3-39 (a)], 必须验算其平面外的抗弯和抗剪承载力。

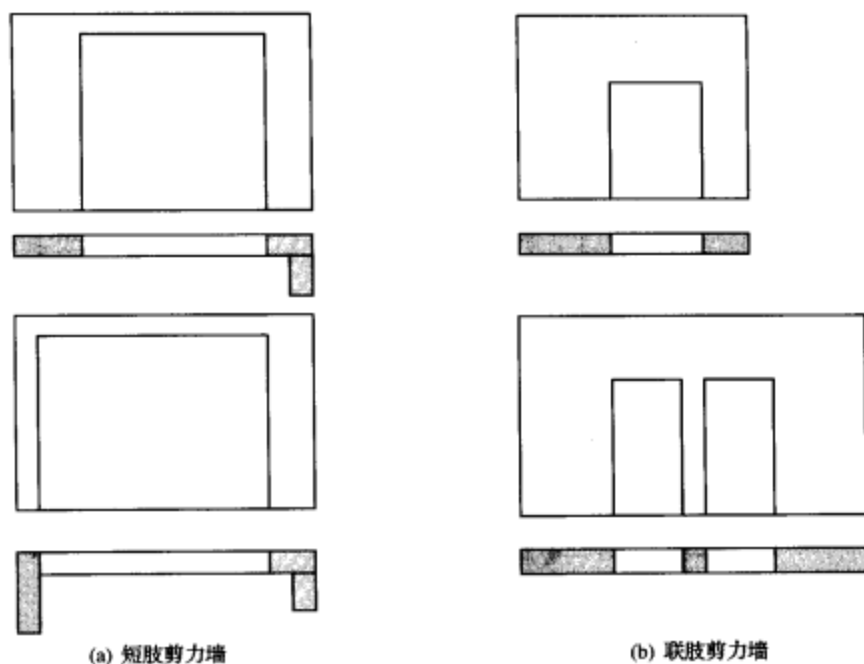


图 3-39 短肢剪力墙和联肢剪力墙的区别

当结构中只有个别短肢剪力墙或小墙肢时，它分担的内力很少，即使破坏，也不影响结构的抗侧力能力，不会使楼板垮塌。但是，当楼层大片面积上连续布置短肢剪力墙时，潜在危险有两方面，一方面是在剪力墙并筒出现问题以后，很弱的短肢剪力墙没有足够的延性和承载力，可能随之而破坏；另一方面是短肢剪力墙本身在弹塑性阶段抵抗竖向荷载的能力，如果短肢剪力墙失效，虽然结构仍然可以依靠其他剪力墙或井筒抵抗地震作用，但是承受竖向荷载的楼板将受到严重威胁，有时会发生“连续倒塌”（一个构件破坏后引起相邻构件破坏）。

结构倒塌往往是由竖向构件破坏造成的，既抵抗竖向荷载、又抗侧力的竖向构件属于重要构件，竖向构件的设计不仅应当考虑抵抗水平力时的安全，更要考虑在水平力作用下如果出现裂缝或塑性铰以后，它是否仍然能够安全地承受竖向荷载。短肢剪力墙和异形柱在弹塑性阶段是否能持续、安全地承受竖向荷载的问题值得引起注意。在高层建筑中一般不允许采用异形柱，而短肢剪力墙却是常用的构件，因此在“混凝土高规”中对短肢剪力墙较多的剪力墙结构的最大适用高度作了限制，比一般剪力墙结构限制更严（见规程规定）。

所谓“短肢剪力墙较多”没有定量的界线，但是从概念上说，可以认为是短肢剪力墙承受竖向荷载的面积较大，达到楼层面积的40%~50%以上（较高的建筑允许的面积应该取更小的数量），而且短肢剪力墙的布置比较集中，集中在平面的一边，或建筑的周边。也就是说，在这种情况下，当短肢剪力墙出现破坏以后，楼层有可能坍塌。

图3-41所示的结构属于短肢剪力墙较多的剪力墙结构，其短肢剪力墙承担竖向荷载的面积达到80%以上，短肢剪力墙与跨度较大的楼板或梁（弱连梁）形成的结构类似很弱的框架或板柱框架。

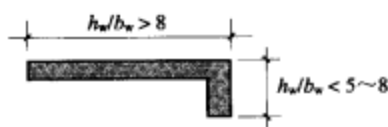


图 3-40 带翼缘的普通剪力墙

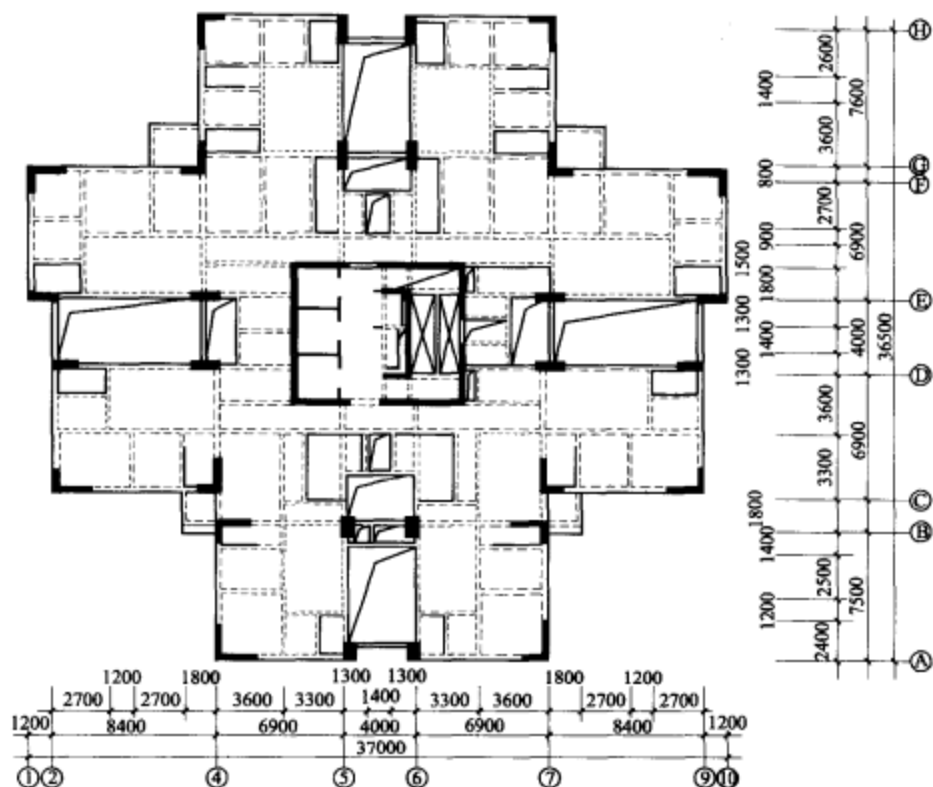


图 3-41 短肢剪力墙较多的剪力墙结构

对于具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构，除了限制其最大适用高度以外，结构中的筒体和一般剪力墙（截面高厚比大于 8 的剪力墙）数量不能太少，规程要求它们承担的第一振型底部倾覆力矩不能少于总倾覆力矩的 50%。除此以外，还要加强短肢剪力墙的承载力和延性，防止局部倒塌和连续倒塌。主要的加强措施为：

- (1) 比一般剪力墙的抗震等级提高一级。
- (2) 严格限制轴压比。
- (3) 增大纵向钢筋的全截面配筋率，提高其竖向荷载下的承载力。
- (4) 提高剪力增大系数，以提高抗剪能力，实现强剪弱弯的短肢墙。
- (5) 要避免一字形短肢剪力墙，并避免其平面外与跨度较大的单侧梁连接。

规程上未提到、而实际上是重要的措施还有：要注意强墙弱梁，与短肢剪力墙相连的大梁不应配置过多的抗弯钢筋；要求短肢剪力墙抵抗的剪力不能小于基底总剪力的 20%，应当验算一字形短肢墙的平面外抗弯和抗剪等。



参考文献

- [1] 方鄂华. 高层建筑钢筋混凝土结构概念设计. 北京：机械工业出版社，2004. 9
- [2] 方鄂华、钱稼茹、叶列平. 高层建筑结构设计. 北京：中国建筑工业出版社，2003. 9

- [3] 林同炎, S·D·斯多台斯伯利著. 结构概念和体系. 第2版. 高立人、方鄂华、钱稼茹译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. 2
- [4] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 (GB 50011—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- [5] 中华人民共和国行业标准. 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ 3—2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [6] 中华人民共和国行业标准. 高层民用建筑钢结构技术规程 (JGJ 99—98). 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [7] International Building Code 2000. International Code Council, Inc. Printed in U. S. A, March, 2000
- [8] 方鄂华, 陈勇. 筒中筒结构设置刚性层效果的分析. 烟台大学学报 (自然科学与工程版), 1996 (3)
- [9] 阮永辉, 吕西林. 带水平加强层的超高层结构的力学性能分析. 结构工程师, 2000 (4)
- [10] 李豪邦. 高层建筑中结构转换层新形式——斜柱转换. 建筑结构学报, 1997 (4)
- [11] A. K. Chopra, V. V. Berteto, S. A. Mahin. Response of The Olive-View Medical Center Main Building During the San Fernando Earthquake. Proceedings 5th WCEE, Vol. 1 p. 26, June 25~29 1973, Rome
- [12] 郝锐坤, 方鄂华. 底层大空间上层大开间大模板高层建筑体系结构的研究. 建筑技术, 1988 (3)
- [13] 方鄂华. 底层加强剪力墙的抗震性能. 建筑结构学报, 1989 (2)
- [14] 江欢成, 丁朝辉等. 重庆某超限高层结构优化设计. 建筑结构, 2004 (6)
- [15] 张誉, 赵敏等. 空腹桁架式结构转换层的试验研究. 建筑结构学报, 1999 (12)
- [16] 吴美良. 带高位转换层高层建筑结构抗震性能研究. [硕士论文]. 清华大学: 2003. 5
- [17] 徐培福, 王翠坤等. 转换层设置高度对框支剪力墙的影响. 建筑结构, 2000 (1)
- [18] 王森, 魏琰. 不同高位转换层对高层建筑动力特性和地震作用影响的研究. 建筑结构, 2002 (8)
- [19] B. K. Kacyra, P. V. Banavalkar, etc.. Seismic Analysis of The 101 California Building. Proceedings of the 8th WCEE, July 21~28, 1984, San Francisco
- [20] 包世华, 方鄂华. 高层建筑结构设计. 第二版. 北京: 清华大学出版社, 1990. 10

第4章 楼盖体系的方案选择与整体初步设计

4.1 概 述

在第1章中,我们曾提到在结构构思时将建筑物的空间形式看作一个整体的结构总体系,并以此建立概念设计的简化模式。因为在整体构思总结构体系的同时,就必须明确总体系 and 其主要分体系之间的最佳受力特征要求。否则,总结构体系又从何而来?所以,将整体设计的方法同样用于水平结构分体系——楼盖体系的设计中去是很重要的。因为这样就可以形成用同一概念模式来选择、构思和设计结构的总体方案及其分体系,结构设计的思路就不会因方案阶段空间形式的变更而改变。

可以将高层建筑的水平分体系看成是二维的整体构件,在垂直方向,它通过抗弯起着支承楼面和屋面荷载的作用;在水平方向,它起着隔板和连接竖向构件的作用,并成为抗侧力体系中的一部分。应该注意的是,水平分体系的方案选择与设计 and 竖向分体系的结构布置有关。竖向分体系可由比较规则布局的柱、框架、剪力墙或筒组成。因此,在具体工程项目的设计中,必须同步综合协调考虑水平分体系 and 竖向分体系的结构平面布置与类型,以达到理想的承载力、刚度和其他综合效益的要求。

所以,对所有的建筑物来讲,楼盖体系方案的选择要考虑:建筑空间功能所要求的开间大小及其跨度的长宽比、活荷载的大小、规划设计所限定的结构层间容许高度、所需对结构总体系整体刚度的贡献大小 and 允许的边支承条件等。对于高层建筑来讲,尽管其楼盖体系 and 多层建筑基本相同,但确有一些问题会在高层建筑中变得更加突出和重要。

高层建筑往往都有几十层,由于楼盖的结构高度将直接影响建筑物的总高度及其抗侧力效应,所以高层建筑中的楼盖结构高度就变得非常重要,结构工程师必须认真地去比较和选择最佳的楼盖体系设计方案,并认真确定其构件的截面高度。

例如,一幢柱距为 $9\text{m} \times 9\text{m}$ 的50层钢筋混凝土框架-核心筒办公楼,梁-板式楼盖体系。 9m 跨度的钢筋混凝土框架梁的截面高度一般控制在 $500 \sim 700\text{mm}$ 。如果设计选用 700mm 高的常规梁,而不是 500mm 高的宽扁梁,尽管两者的楼盖单位面积的平均重量差不多,但使每层楼盖的结构高度增加了 20cm ,50层累积起来就将整个建筑物的高度抬高了 10m 。即使规划设计没有限定建筑物的总高度,但风荷载和地震作用下势必会加大。如在风荷载作用下的建筑物顶部侧移是与其自身高度的四次方成正比,则其顶部位移就无形之中加大了约 25% 。而倾覆力矩是与自身高度的平方成正比,即增加了 12% 左右。另外,电梯、墙饰面和其他一些服务设施的费用也都会相应增加。

不同楼盖体系的自重也会逐层叠加而直接影响基础的造价。较重的楼盖结构势必会要求较大截面尺寸的柱子和剪力墙,这不但会增加上部结构的材料和施工费用,同时也会加大基础的用量和造价。此外,较重的楼盖结构还势必会加大地震作用下的惯性力,反过来又加大抗侧力构件的抗震补强。

在高层建筑中,倾覆力矩是一个很重要而且必须关注的问题。一方面要尽可能采用大跨度的楼盖结构体系,取消内柱,以加宽抗倾覆力矩的力臂;另一方面应尽可能地将楼盖所承受的重量直接传递给最外边缘的抗倾覆力矩的竖向构件,这样就能以预压力来平衡(或减小)倾覆力矩所产生的轴向拉力。大跨度的楼盖结构也可以用来作为水平隔板,但有时必须在满足承受竖向荷载的基础上再进一步加强才能起到这种作用。不过,当竖向受力构件在平面内布置得比较均匀和对称时,那就没有必要再用很强的楼盖结构来作为水平刚性隔板。千万记住,只要将每层楼盖的结构自重减轻一点,就可以使整幢建筑的重量减轻很多。这无论从经济还是从受力上来讲都是极其有利的。

在钢结构的高层建筑中,最常用的楼盖结构是在主、次钢梁上铺设压型钢板,然后在压型钢板上面浇筑轻质混凝土的钢-混凝土组合楼盖体系。它的最大优势是楼盖的自重轻。在大跨度的高层建筑中,采用钢桁架来取代实腹梁是很经济的。虽然桁架的结构高度要比实腹梁高,但由于通风管道等能很方便地从桁架的结构高度(即斜腹杆之间的空隙)内穿越,而不用在桁架的下面再预留空间。所以其所需要的层间结构高度不见得比采用实腹钢梁的大。著名的110层西尔斯大厦的楼盖体系就是一个很好的工程实例。

就结构形式及其传力途径而论,国际结构界将建筑物的水平结构分体系(楼盖和平屋盖)基本上分成为平板或无梁楼板(Flat Plate)体系、梁-板(Slab and Beam)体系、主-次梁(Joist and Girder)体系与双向密肋或井字梁(Waffle)体系。另外还有一种称之为空间桁架体系(Space Truss Systems),它实质上是主-次梁体系和双向密肋体系在跨度大于21m以上的一种改进方式,只不过是使用钢桁架来替代主、次梁和密肋。下面几节将着重介绍上述各种楼盖体系有效整体初步设计的基本概念、方法与要求,并讨论它们各自在所需要的结构空间高度、所适用的最佳跨度及其长宽比、单位面积的平均折算重量,以及对整体结构刚度的贡献等各方面的优势与弱势。为了更好地说明一些设计理念,本章中也列举了若干相关的多层建筑工程实例。

4.2 平板体系

对于支承在方形柱网上的无梁楼板,其受力特征表现为板的整体抗弯将在两个正交方向同时和同样出现。试设想,如果将一个方形开间单向板的两根刚度很大的梁[见图4-1(a)]从结构中取走,只剩下四根柱子来支承此板[见图4-1(b)],此时板自身就不得不来顶替已被取消的梁的作用。因此,无梁平板必须设计成首先在一个方向像仍有梁支承的单向板那样来传递100%的全部荷载,然后在另一正交方向,再完全一样地传递一次100%的全部荷载,以顶替这两根已被取消的梁,见图4-1(b)。对于这种简支的板柱体系用概念性近似计算整体分析来进行初步设计是完全可行的。板带的平均弯矩将等于单向板的弯矩,但两正交方向上的板带实际弯矩还是与平均弯矩略有出入。其边缘板带约为 $1.1M_{\text{单向}}$,而跨中板带约为 $0.9M_{\text{单向}}$,见图4-1(b)。这种简支无梁楼板的工程实例不多,现在让我们来讨论双向连续平板的受力状态。

图4-2(a)为一支承在等间距柱网上的双向连续平板结构。根据全部荷载均分别沿两个方向传递的受力状况,首先,荷载沿A、B、C柱列方向传递[见图4-2(b)]。同时,它也沿另一正交方向的E、B、D柱列方向传递[见图4-2(c)],在每一个方向,全部荷载的作用都势必会产生相应的弯曲变形,图4-2(d)表示了D、B、E(或A、B、C)方向板带总

的正负弯曲变形性状。图 4-2 (e) 说明每一开间的平板都能沿每一个方向划分成柱上板带和跨中板带。柱上板带位于开间的边缘, 也即柱轴线两侧各 $1/4$ 跨度的范围内, 约承担 75% 的开间总荷载 (在活荷载均布的条件下)。而跨中板带约承担仅 25% 的全部荷载。

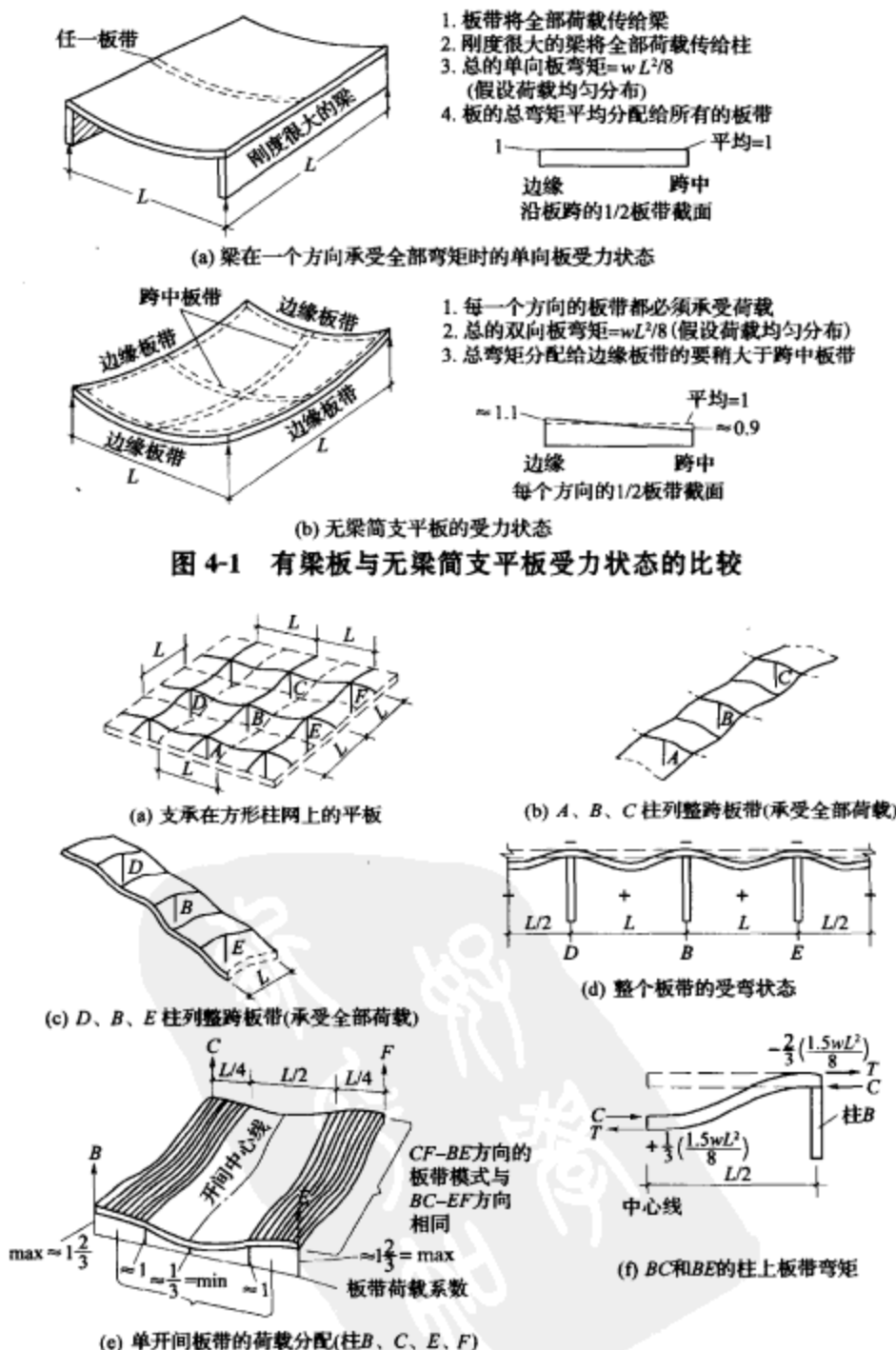


图 4-2 支承在方形开间柱网上的平板性能

注: 1. 柱上板带承受 $\approx 75\%$ 的开间总荷载 (即 $1.5 =$ 平均板带荷载系数)。

2. 跨中板带承受 $\approx 25\%$ 的全部荷载 (即 $0.5 =$ 平均荷载系数)。

对于概念性近似计算,可理解为柱上板带所承担的平均单位荷载约为 $0.75 \times 2w = 1.5w$, 其中 w 为半开间板完全单向作用时的单位荷载。而跨中板带所承担的平均单位荷载则约为 $0.25 \times 2w = 0.5w$ 。图 4-2 (f) 显示沿一个方向通过 B 柱的柱上板带的正、负弯矩和截面内力偶,板带最大负弯矩是简支弯矩的 $2/3$, 正弯矩则是简支弯矩的 $1/3$ 。这是对承受均布荷载的固端跨的一种常规假定。因此,如果半开间(即 $L/2$)板的单向作用单位荷载为 w , 则柱上板带的负弯矩可近似地平均取为 $\frac{2}{3} (1.5wL^2/8)$, 而正弯矩则约为 $\frac{1}{3} (1.5wL^2/8)$ 。可以用同样的方法来处理跨中板带,只需用 $0.5w$ 来取代 $1.5w$ 即可。

应该说明的是,上述只是大体上说明这种无梁平板的受力变化特性,并未涉及局部弯矩的精确计算。作为初步设计,设计人员只需保证总的抵抗弯矩能满足静力计算条件即可。图 4-3 示意了混凝土平板初步设计的基本要求。这种整体设计方法能使设计人员以概念性近似手算的方法快速地对这种平板进行合理的初步设计。同时,此方法也符合塑性铰线理论(The Crack-line Theory)关于板在极限状态的性能(即有一条或多条裂缝贯通整个板宽)。因此,初步设计所提供的总承载力基本上是正确的。

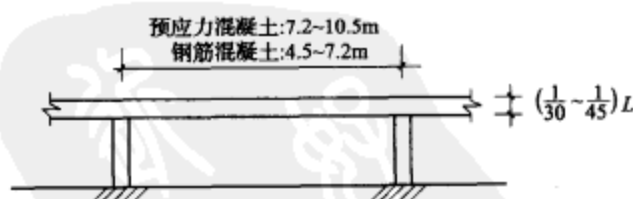
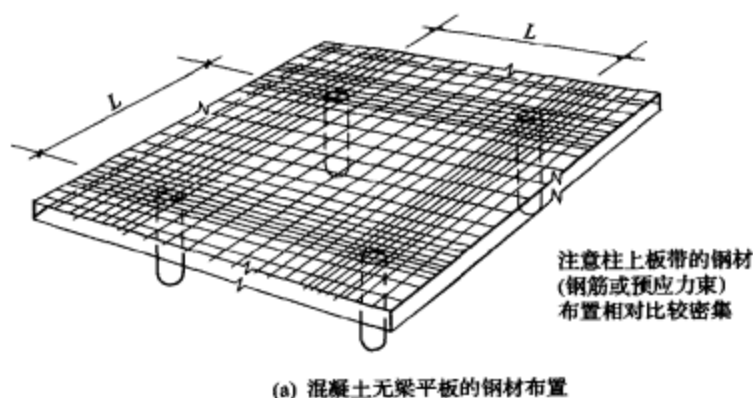


图 4-3 混凝土无梁楼板初步设计

在施工图设计阶段,可用等代框架来进行分析。在竖向荷载作用下,等代框架梁的计算宽度取柱轴线两侧各半跨之和进行整体分析,然后人为进行分配。当正交跨的长宽比 $L_1/L_2 \leq 1.33$ 时,对带 $(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4})L$ 悬臂的单跨平板柱上板带分配 55%~60% 的总弯矩;而对双向连续平板来讲,柱上板带可分配 65%~75% 的总弯矩,而跨中板带承担 25%~35% 的总弯矩^[3]。在侧向荷载作用下,至今尚无公认的等代框架梁宽度的确切计算方法。从学术研究方面来分析,在无边梁的情况下,其宽度取值主要与柱截面高度、宽度和板正交方向的跨度有

下面以一个无粘结预应力混凝土平板的初步设计实例来说明上述概念。

【例 4-1】预应力混凝土平板初步设计

图 4-5 为支承在 9m 方形柱网上的双向后张预应力混凝土平板，要求对楼板作初步设计，以确定此设计方案的可行性，及其所需的板厚与预应力筋的用量。

对于跨度为 7.2~10.5m 的预应力混凝土平板，其板厚可按 45 的跨高比来取，见图 4-3。则板厚为 200mm。板内的预应力钢绞线沿两正交方向呈抛物线铺设，见图 4-5。对每一个方向的钢绞线都施加预应力，以使抛物线预应力束的向上分力能平衡百分之百的板自重。

设 200mm 厚的混凝土板自重为 $0.2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5 \text{ kN/m}^2$ ，则每米跨度上的恒载为 $9 \times 5 \text{ kN/m}^2 = 45 \text{ kN/m}$ 。

为满足抛物线预应力束的 45kN/m 的向上分力，可用荷载平衡法的公式 $F = wL^2/8h$ 来计算所需的有效预应力（扣除所有损失后）。其中向上的平衡荷载 $w = 45 \text{ kN/m}$ ，跨度 $L = 9 \text{ m}$ ， h 是预应力束上下抛物线的总矢高，见图 4-5， $h = 200 - 2 \times 30 = 140 \text{ mm}$ 。所以整跨所需总的有效预应力为

$$F_e = \frac{45 \times 9^2}{8 \times 0.14} = 3255 (\text{kN})$$

也就是说每米宽的板带需要 $3255/9 = 362 \text{ kN}$ 。

则混凝土的平均有效预压应力为

$$f_e = \frac{362000}{1000 \times 200} = 1.81 (\text{N/mm}^2)$$

可以认为这个量级的平均有效预压应力是很理想的。经验和理论都业已证明，对这种板的最佳设计平均有效预压应力是 $1.4 \sim 2.8 \text{ N/mm}^2$ 。因此时板的压缩值在容许范围内，裂缝最小，而且在极限状态下仍具有足够的延性。另外，每平方米楼盖所需的预应力束（1860 低松弛钢绞线）重量约 4.84 kg/m^2 ，这相对于 9m 跨度的无梁楼板来讲还是比较经济的。

诸多不同预应力筋布置范围的试验研究表明，双向预应力混凝土平板的抗弯强度和剪切强度是受总的预应力筋的承载能力和非预应力钢筋的数量及其所铺设的位置所控制，而不受预应力筋的分布位置所控制。但重要的是必须有一定数量的预应力筋设置在柱上板的剪切周边内，至于其他部位的分布状况却不是关键性的。

双向无梁楼板结构预应力筋的最佳布置方法是将计算板带（相邻板块中心线之间的距离）所需的预应力筋根数，在一个方向形成带状集中布置在柱上及柱子两边的板带中；在另一个方向则可均匀分布，见图 4-6。在两个正交方向都至少应该有两根预应力筋布置在柱上板的剪切周边内。

这种在一个方向呈带状集中布束的方法可以大大地简化铺设预应力筋的施工工序，同时

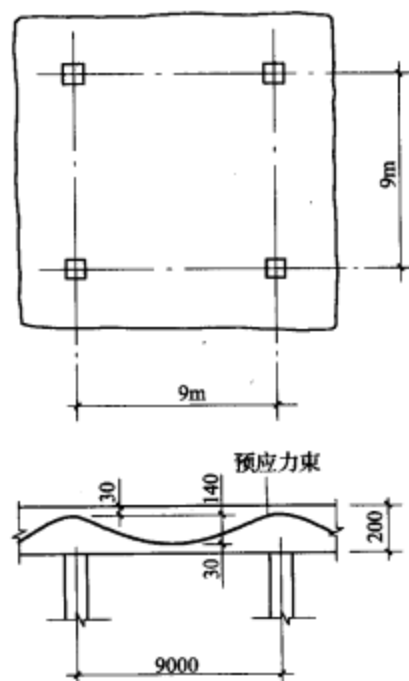


图 4-5 预应力混凝土平板初步设计例题

也有效地降低了现场施工人员的费用。

平板在楼盖体系中的最大优势是它所占有的结构空间高度在所有体系中最小的,而且施工最方便,预应力混凝土平板的水密性也好。对于高层建筑,如9m方形柱距,则钢筋混凝土梁-板结构的截面高度最小需要500~700mm,而用预应力混凝土平板只需200mm。所以平均每8~9层可以增加一层的使用面积,经济效益是相当可观的。但平板最大的弱势是对结构整体刚度的贡献在所有体系中最小的。所以在高烈度的地震设防区,它仅适用于100%的侧向力全部由在建筑平面内均匀对称布置的剪力墙或筒来承担的高层建筑结构。另一个相对弱势是它的混凝土平均折算厚度要比主-次梁和双向密肋体系大,而与同等跨度的双向梁-板体系相当。

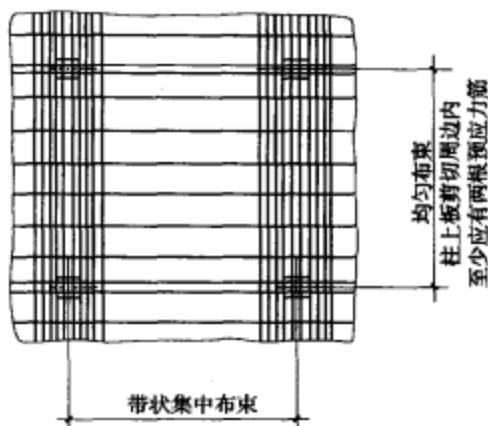


图 4-6 带状集中布束示意图

但是,从综合效益来比较,平板在高层建筑结构中还是占有很大的优势的。试比较,在一般情况下,采用预应力混凝土平板楼盖,平均每8~9层可以增加一层。若保持原建筑的总层数不变,则该建筑物的总高度可降低11%左右。在风荷载作用下,建筑物的顶部位移与其高度的四次方成正比,则其顶部位移可以减小约37%,也就说明对整体刚度的要求可以降低,这也就弥补了平板对结构整体刚度贡献小的不足。另外,倾覆力矩与高度的平方成正比,则减小了21%。再加上省去约11%的竖向构件、墙饰面和电梯等服务设施的材料用量,其综合效益还是相当不错的。

图4-7为新加坡联合产业贸易开发大楼(UICD Building)即将竣工时的照片,也是当时世界上最高的无粘结预应力混凝土无梁楼盖结构。塔楼平面尺寸121'×110'(36.9m×33.5m),柱距30'(9.15m),共40层。

原设计采用梁-板式楼盖,梁高20"(508mm),标准层层高13'(3.96m),总高530'(161.5m),采用钢筋混凝土框-筒结构。

林同炎公司将原设计的钢筋混凝土梁-板式楼盖改成无粘结预应力混凝土平板,并沿周边向外悬臂15'(4.57m),板厚8"(203mm),每个楼层的结构高度减小了1'(305mm),整幢塔楼的总高度降低了40'(12.2m),为业主节省了投资。

世界上最早的无粘结预应力混凝土平板的试验是林同炎教授在美国伯克利加州大学的结构工程实验室成功完成的。从而推动了美国和世界各地(特别是东南亚地区)在高层建筑中大量使用无粘结预应力混凝土平板,仅美国在1974年就建造了400万m²。

最后要说明的是,新“抗震规范”和“高层规程”将板柱-剪力墙结构的最大高度限制在6度40m,7度35m,8度30m,均非强制性条文。如果你设计的竖向抗侧力体系是框架-核心筒结构,则不受板柱-剪力墙的限值制约。



图 4-7 即将竣工的新加坡联合产业贸易开发 (UICD) 大楼

4.3 梁-板体系

梁-板楼盖体系是所有水平分体系中开发、应用最早的,同时也是设计人员用得最为普遍的一种楼盖结构型式,而且还有相关的设计手册等辅助设计工具,所以本节重点将针对我国目前的设计现状,讨论一些结构工程师在设计梁-板楼盖体系时应注意的一些基本概念和新观念。

4.3.1 单向板-梁楼盖

在梁-板楼盖体系中,根据柱网两个正交方向的框架梁所分别承担的板面荷载大小比例,还可分类为单向板-梁和双向板-梁两种结构形式。按常规,当某一方向梁所承担的板面荷载小于和等于总荷载的 20% 时,则可命名为单向板-梁结构。

在均布荷载作用下,构件的变形是与其自身承担的荷载 (q_i) 和跨度的四次方 (L_i) 成正比的,而与弹性模量和截面惯性矩成反比,即 $\Delta \sim q_i L_i^4 / E_i I_i$ 。设一矩形柱网的两个正交方向跨度分别为 L_1 (短跨) 和 L_2 (长跨),楼板的截面高度与弹性模量在两个方向都是一样的,则 $E_1 I_1 = E_2 I_2$ 。而且板上任何一点的竖向变形挠度对两个正交方向的板带来讲也都是共同的,所以 $\Delta_1 = \Delta_2$, 则 $q_1 L_1^4 = q_2 L_2^4$ 或 $q_1 = q_2 (L_2/L_1)^4$ 。而 $q_1 + q_2 = q$ 。所以,在均布荷载作用下,楼面荷载沿两个正交方向传递的大小比例,基本上是取决于正交梁跨度长宽比的四次方,见表 4-1。

表 4-1 不同跨度长宽比的板双向受力状况

长跨 L_2 /短跨 L_1	1.0	1.25	1.50	1.75	2.0	2.5	3.0
$(L_2/L_1)^4$	1.0	2.44	5.06	9.38	16.0	39.0	81.0
q_1 (沿短向)	50%	71%	83%	90%	94%	97%	99%
q_2 (沿长向)	50%	29%	17%	10%	6.0%	3.0%	1.0%

当 $L_2/L_1 \geq 1.5$ 时, 大于 80% 的楼板荷载沿短向传给长梁, 而沿长向传给短梁的楼面荷载已不足 20%, 所以, 当跨度长宽比大于或等于 1.5 的梁-板结构可按单向板-梁设计^[1]。

图 4-8 显示了钢筋混凝土和预应力混凝土单向板-梁结构初步设计的基本要求。由于绝大部分的板面荷载是沿短向传给了长梁, 而只有极小一部分是沿长向传给短梁 (见表 4-1), 所以短梁或者是主要用来作为柱子之间的框架梁, 或者在抗侧力的竖向构件已满足设计要求的情况下干脆将短梁取消, 而采用纯粹的单向设计。

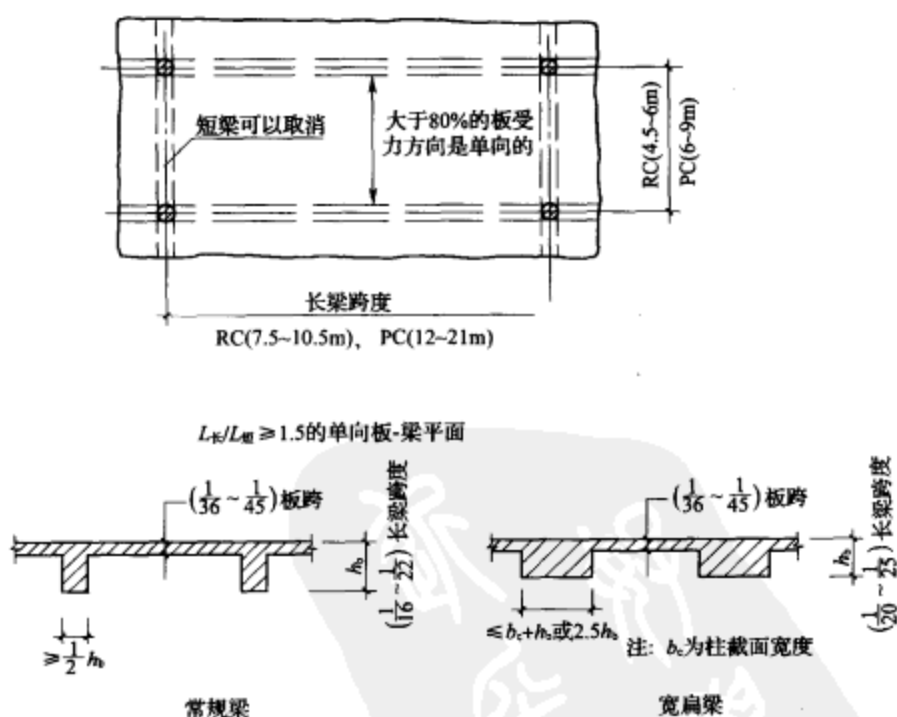


图 4-8 钢筋混凝土或预应力混凝土单向板-梁结构初步设计

图 4-9 是 1987 年初在美国林同炎公司设计的位于旧金山湾区的坎那雷停车楼的单向板-梁楼盖结构平面布置图。地处高烈度地震区, 断裂带附近。建筑平面 $132.5m \times 64m$, 共 4 层。柱网尺寸 $18.9m \times 8.1m$, 由于跨度长宽比 $L_2/L_1 = 18.9/8.1 = 2.3 > 1.5$, 则未设纵向短梁。百分之百的侧向力 (地震作用或风荷载) 全部由沿周边居中布置的剪力墙承担, 而竖向荷载由横向框架承担^[4]。1989 年 10 月经受了 7.1 级 Loma Prieta 大地震的考验, 未发现任何结构破坏。

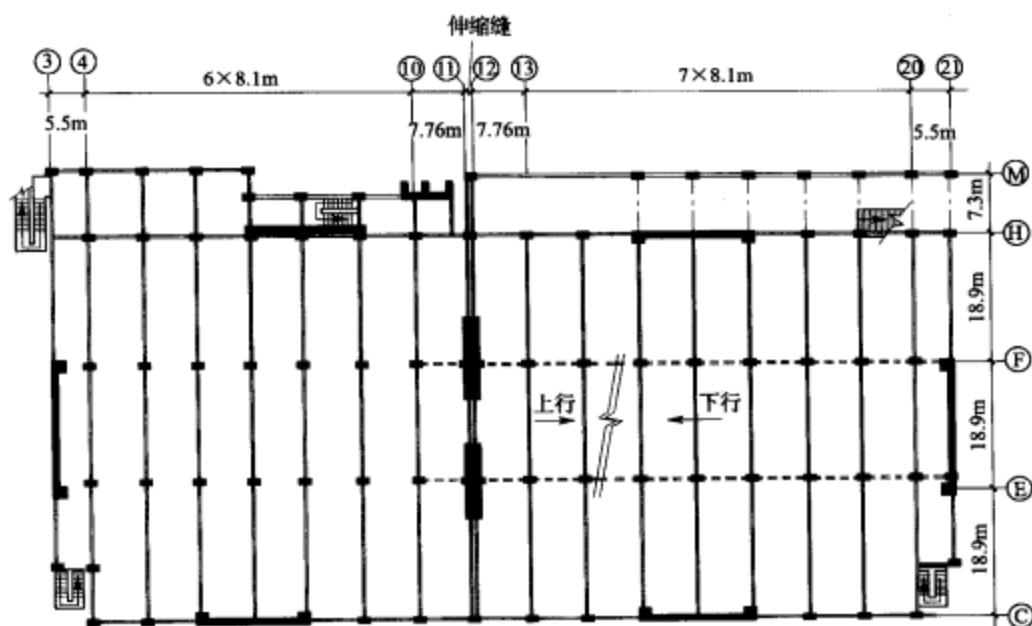


图 4-9 坎那雷停车楼标准层平面布置图

框架梁应按它所承担的楼板面积荷载和自身所需传递的水平力及其约束能力来进行设计。对连续多跨的等柱间距框架梁来讲,在竖向均布荷载作用下的梁最大正、负弯矩都应出现在边跨。最大负弯矩位于第一内柱的梁端,而边柱内侧梁端的负弯矩最小。

框架梁的截面形式可根据不同的设计条件选择常规的矩形截面梁或宽扁梁,见图 4-8。虽然宽扁梁对框架结构的整体刚度贡献较常规梁差,且节点设计比较复杂,但它的优势是所占的结构空间高度小和有较好的延性功能与变形能力(是指在合理设计的前提下)。

4.3.2 双向板-梁楼盖

在整体设计一个近乎方形的板-梁结构体系时,应考虑该体系在两个方向的抗弯。首先,如图 4-10 所示,每根梁均沿一个方向(如柱 A、B 和 C)承受其所担负板面上的荷载。而与其正交的其他梁将沿另一方向(如柱 E、B 和 D)承受其所担负板面上的荷载。因此,若梁的刚度很大,为 T 形梁作用,则在初步设计时可假设每个方向的梁大约承担该方向总弯矩的 $2/3$ 。而该方向的跨中 $2/3$ 板带约承担总弯矩的 $1/3$ [图 4-10 (b)]。对板的设计来讲,跨中板带是决定性的。

但必须强调指出的是,在具体工程项目的双向板-梁楼盖的设计中,由于楼层之间的结构高度限制,框架梁的截面高度受到制约,梁的刚度不可能做得很大。所以,在梁和板的刚度比 $K=bh^3/Bt^3$ (其中 b 、 h 为梁截面的宽与高; B 、 t 为板的净跨和厚度^[5])不是很大的情况下,则该板将在两个方向承受更多的总弯矩。随着梁板刚度比的减小,板承受弯矩的面积将向整个开间扩展,开间边缘板带所承受的弯矩会快速加大。也就是说,根据梁的结构平面布置和梁的自身刚度,每一个方向的荷载和弯矩都将由梁和板来共同承担,实际上的结构受力性能是介于计算手册中刚性支承(或称固定边支承——没有丝毫变形)的双向板和无梁楼板的结构受力性能之间。梁的刚度越小,则越向无梁楼板的受力状态靠近;梁的刚度越大,则越向按手册计算的结果靠近,下面以一工程实例的对比分析来加以说明。

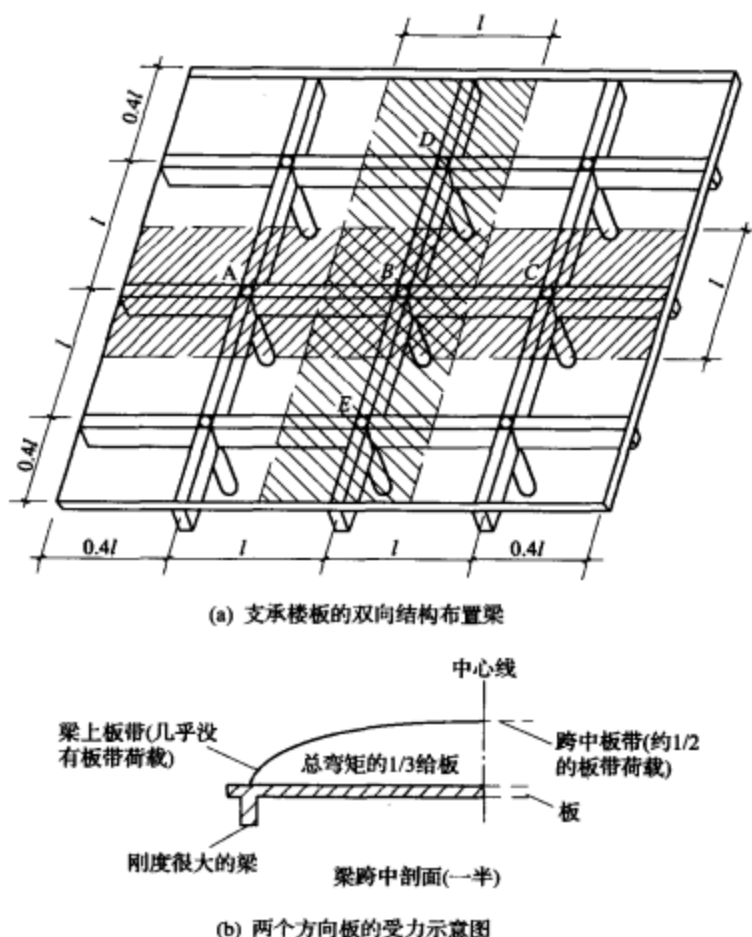


图 4-10 双向板-梁的初步设计假定

注：(b) 图中，如果每个方向的梁都承担该方向总弯矩的 $2/3$ ，则剩余的 $1/3$ 弯矩大致按图中模式分配给板。

【例 4-2】某机场候机楼楼盖的内力分析

图 4-11 是一个 $12\text{m} \times 12\text{m}$ 柱网开间的无梁平板和梁-板式楼板用 SAP 有限元计算程序分析得到的单向弯矩分布图。图 4-11 (a) 为平板在 X 方向的弯矩图，图 4-11 (b) 是梁截面尺寸为 $600\text{mm} \times 400\text{mm}$ 的双向板 X 方向的弯矩图，图 4-11 (c) 是梁截面尺寸为 $600\text{mm} \times 700\text{mm}$ 的双向板 X 方向的弯矩图。板厚均为 $t=220\text{mm}$ ，板计算均布荷载为 8.15kN/m^2 。

从图中不难看出，无梁楼板的最大正、负弯矩峰值都在柱轴线上，随着向跨中板带过渡，弯矩值（特别是负弯矩）急剧减小；当支承梁的截面尺寸为 $600\text{mm} \times 400\text{mm}$ 时，其梁板刚度比 $K=0.32$ ，说明梁很柔，起不了支承梁的作用，所以其最大的正、负弯矩峰值仍在边缘板带上，只是比无梁平板分别减小了 28% 和 25% ；当支承梁的截面高度加大到 700mm 时，梁板刚度比 $K=1.7$ ，则最大的正、负弯矩峰值都已转移到跨中板带。此时跨中板带的最大负弯矩值为 $-36.05\text{kN} \cdot \text{m}$ ，比无梁平板的跨中板带负弯矩 $-19.07\text{kN} \cdot \text{m}$ 约增

大了 89% 左右, 并比其自身的边缘板带负弯矩 $-29.8\text{kN}\cdot\text{m}$ 大了 21%; 而跨中板带的正弯矩为 $25.38\text{kN}\cdot\text{m}$, 比无梁平板的跨中板带正弯矩值 $36.46\text{kN}\cdot\text{m}$ 减小了 30% 左右, 但却比其自身的边缘板带正弯矩 $12.32\text{kN}\cdot\text{m}$ 大了 1 倍多。而按手册或简化计算 (假设周边梁为刚性边支承 $K=\infty$), 所得的跨中板带支座最大负弯矩为 $-60.2\text{kN}\cdot\text{m}$, 分别是无梁平板 ($K\approx 0$) 的 3.16 倍和梁截面为 $600\text{mm}\times 700\text{mm}$ 的双向板的 1.67 倍; 而该板带的跨中正弯矩为 $24.1\text{kN}\cdot\text{m}$, 分别是无梁平板的 66% 和 $600\text{mm}\times 700\text{mm}$ 梁-板的 95%。这足以说明, 由于具体工程设计中的框架梁截面高度往往受建筑物使用功能的限制, 不可能起到手册或简化计算中的刚性边支承作用。因此, 随着梁板刚度比的减小, 跨中板带的负弯矩会随之逐渐减小, 而正弯矩则会随之逐渐加大; 同时, 双向板边缘板带的正、负弯矩也都会从刚性边支承情况下的零迅速加大, 特别是负弯矩, 见图 4-12 和图 4-13。

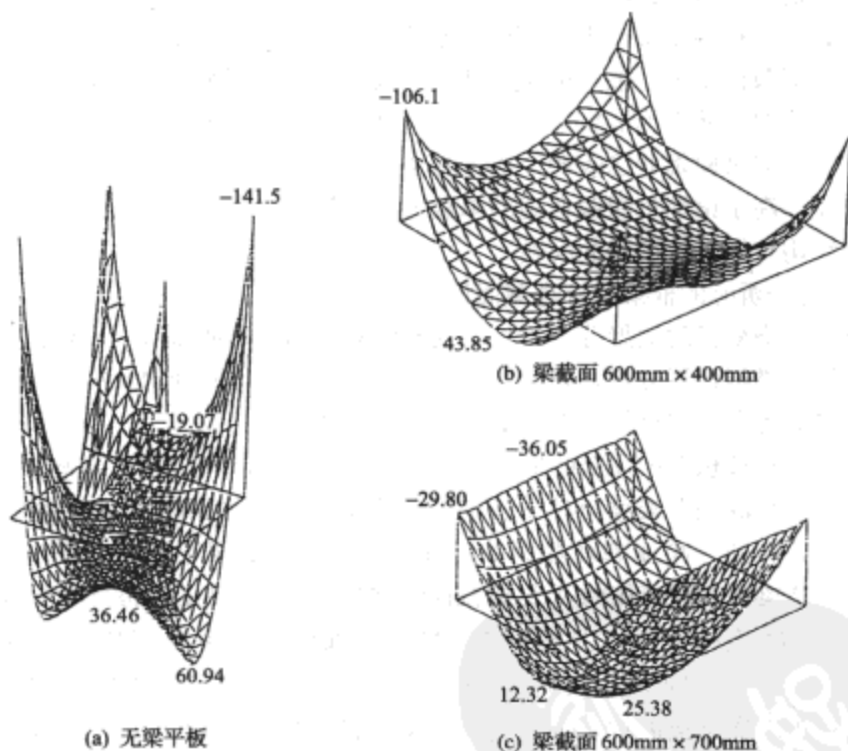


图 4-11 无梁楼板和双向板-梁楼板弯矩分布图 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)

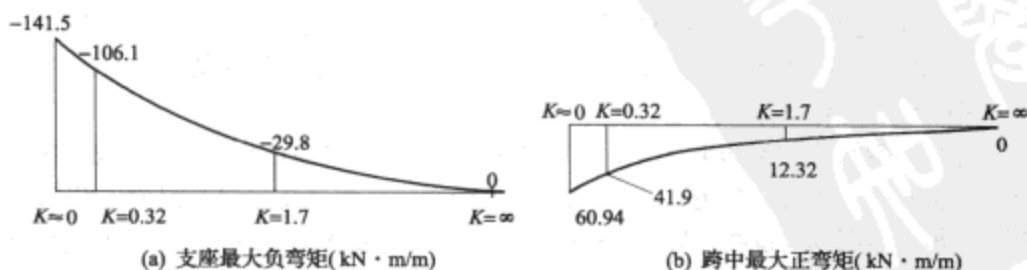


图 4-12 边缘板带正、负弯矩与梁板刚度比的关系图

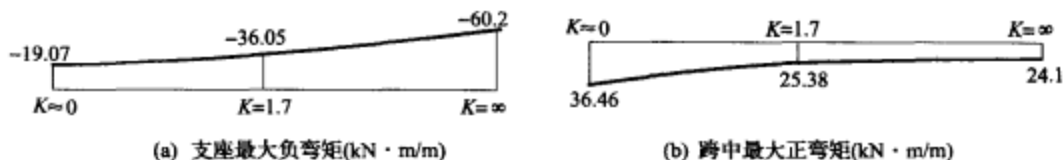


图 4-13 跨中板带正、负弯矩与梁板刚度比的关系图

所以,在施工图设计时,设计人员必须根据该项目的梁-板结构平面布置和梁板实际刚度比,对用手册或简化计算所得的双向板内力进行适当的调整,才能满足楼板实际受力的需要。

4.3.3 现浇梁板共同作用的设计概念

在工程实践中,钢筋混凝土框架结构的楼盖(梁-板式和主-次梁式)往往都采用梁板整体现浇。在水平荷载作用下,通过框架梁和现浇板的共同抗弯来约束柱端的转动,使柱子产生自上而下的反弯曲,从而形成框架作用。唐山地震中的 48 幢钢筋混凝土框架结构的震害和实验室的结构模型试验都已表明,由于现浇板和框架梁的共同作用,不仅增加了框架梁的截面刚度,还提高了梁端负屈服弯矩的承载力。这就给设计人员提出了两个值得思考、且直接影响框架结构整体工作性能的问题。

1. 弹性受力分析时的框架梁合理截面形式

在进行整体现浇梁板的框架分析时,若仅取框架梁的矩形截面(与无楼板或预制楼板构件的空框架一样)进行计算分析,则与现浇梁板框架结构的实际受力性能不符。其最后分析所得的弯矩、自振周期、位移等也都与实际情况相差甚远。

要设计好一个有理想自振周期的框架结构,首先必须控制相应的框架整体刚度。直接影响框架整体刚度大小的是框架梁对柱子转动的约束能力,而约束能力又与梁的线刚度 EI/L 有关。也就是说,在同一跨度和柱截面的情况下,取决于框架梁的截面惯性矩 I 。不言而喻,考虑整体现浇梁板共同作用的 T 形梁截面惯性矩 I^T 势必要比未将翼缘板计算在内的矩形梁截面惯性矩 I^R 大得多。以上述例 4-2 机场候机楼的双向板-梁楼盖为例,梁截面为 $600mm \times 700mm$,板厚 $220mm$,则 $I^T = 0.036m^4$,是 $I^R = 0.0172m^4$ 的 2.1 倍,这就充分说明,若在进行整体现浇梁板的框架分析时,框架梁的线刚度仅取 I^R 值的计算分析结果是,自振周期会明显偏大,而框架结构实际所承受的地震作用及其效应将会比计算值大;在竖向荷载作用下的梁端负弯矩计算值偏大,而跨中正弯矩的计算值却偏小等。因此,用 I^R 计算是很难确切估计该框架结构的真正刚度和承载能力的。设计人员应根据具体工程现浇梁板的结构平面布置及其边界条件,按规范规定的有效翼缘宽度(若是预应力混凝土框架梁,翼缘宽度还可适当加大),将现浇板作为 T 形框架梁的翼缘,共同参与弹性受力分析。

2. 梁端负弯矩钢筋的合理分布

对于框架梁翼缘板内与梁肋平行的上、下层钢筋共同参与梁端正截面抗弯承载力的作用问题,在新老《混凝土结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》和《高层建筑混凝土结构技术规程》中都从未做出过明确的说明与规定。所以,设计人员通常将按矩形截面进行极限承载力计算所需的梁端负弯矩钢筋,与无现浇板的框架梁一样,全部都布置在梁肋顶部的宽度范围之内。而翼缘板内平行于梁肋的钢筋则按现浇板的受力或构造要求设计布置。这就无形之中相当

于增加了梁支座处负弯矩钢筋的配筋量,最后导致框架梁的负屈服弯矩承载力的相应提高。

实验室的结构模型对比试验表明,由于梁翼缘板内平行于梁肋的上、下层钢筋参与梁端抗弯承载力的作用,支座处的负屈服弯矩明显要比无翼缘矩形梁的负屈服弯矩提高30%左右^[7],这样就极易形成“强梁弱柱”的现象。唐山地震中,整体现浇梁板框架结构的破坏大多数都发生在柱子上,而没有现浇楼板的空框架,裂缝几乎都出现在框架梁上。这一事实无不充分地证明了上述的理念。

为实现“强柱弱梁”的设计目的,保证在遭受罕遇地震时能首先在梁端附近出现塑性铰线,形成具有延性功能的结构体系,则应将按设计荷载、地震作用计算所需的梁端负弯矩钢筋合理地分布在梁肋及其有效的翼缘宽度范围内;或者将计算所需的梁端负弯矩钢筋减去有效翼缘宽度范围内平行于梁肋的板内上、下层钢筋的面积,然后将剩余的负弯矩钢筋配置在梁肋的宽度范围之内。至于多少翼缘宽度范围内的板内钢筋可以被考虑为共同参加梁支座截面的抗弯工作这一问题,“整浇梁板的框架节点抗震研究”一文提出的是可近似取每一梁侧6倍板厚范围内的板上、下层钢筋参与共同抗弯。美国ACI 318规范第10.6.6条规定,应将计算所需的负弯矩受拉钢筋的一部分配置在第8.10条所规定的有效翼缘宽度(即每一梁侧8倍板厚的翼缘宽度)或该框架梁跨度的十分之一宽度范围内,两者取较小者。

另外,ACI 318规范的条文说明还要求分布在有效翼缘宽度板内的负弯矩受拉钢筋应在靠近梁肋的区域内布置较密,然后向有效翼缘的端部逐渐加宽其间距。这样可以避免由于T形梁截面中负弯矩钢筋分布的突变而引起毗连梁肋部分的翼缘板开裂。

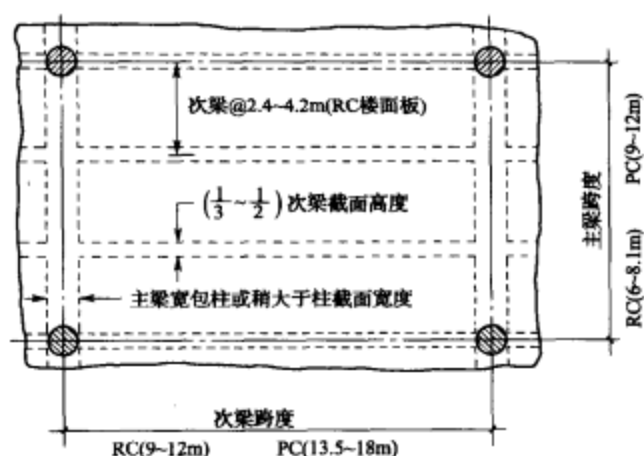
4.4 主-次梁体系

从某种意义上讲,主-次梁楼盖体系实质上就是对单向板-梁楼盖结构的一种改进,用较大跨度的主梁来取代短向密集布置的柱子,从而提供了更为宽敞的无柱空间。所以,主-次梁楼盖虽然存在着结构高度较大(与平板和双向密肋体系相比)和模板制作比较复杂(与平板和双向板-梁体系相比)的问题,但却具有下列的绝对优势:

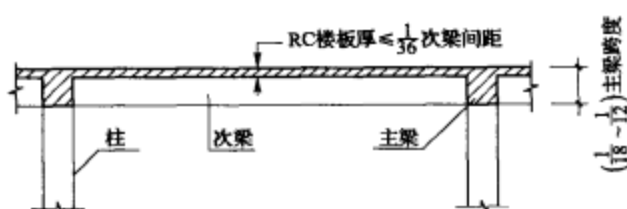
- (1) 精心设计的主-次梁楼盖混凝土平均折算厚度很小,可与双向密肋一样,重量较轻。
- (2) 开间大,对于预应力混凝土主-次梁楼盖来讲,它的经济适用跨度可做到(9~12)m×(13.5~18)m。若在一个方向具有抗弯和抗扭刚度都很大的边支承时,其正交方向的跨度可以做到21~36m,或更大。
- (3) 承载能力大,活荷载可达 $10\sim 20\text{kN/m}^2$,甚至更大。
- (4) 对框架结构的整体刚度贡献比平板和双向密肋要大得多。
- (5) 结构受力清楚,传力途径简单明确(与平板、双向密肋和双向板-梁相比)。

图4-14为钢筋混凝土和预应力混凝土主-次梁楼盖初步设计基本要求的示意图。其中要注意的是:最好选用矩形柱网,主、次梁的计算截面高度应尽可能一致,做到梁底齐平;在次梁方向与柱子相连的梁没有必要去设计成大截面梁,采用次梁的截面尺寸即可。

对于大跨度的钢结构和RCS(钢梁-混凝土柱)组合框架的高层建筑来讲,通常是在钢次梁上铺设压型钢板,然后再浇筑轻质混凝土。图4-15为某建筑标准层内开间的平面布置和剖面示意图,主、次梁的柱网开间 $9\text{m}\times 12\text{m}$,设计活荷载 2.4kN/m^2 。



(a) 主-次梁体系的平面布置(最好选用矩形柱网开间)



(b) 通过板与主梁的剖面图(最好设计成主、次梁底齐平)

图 4-14 钢筋混凝土或预应力混凝土主-次梁体系初步设计

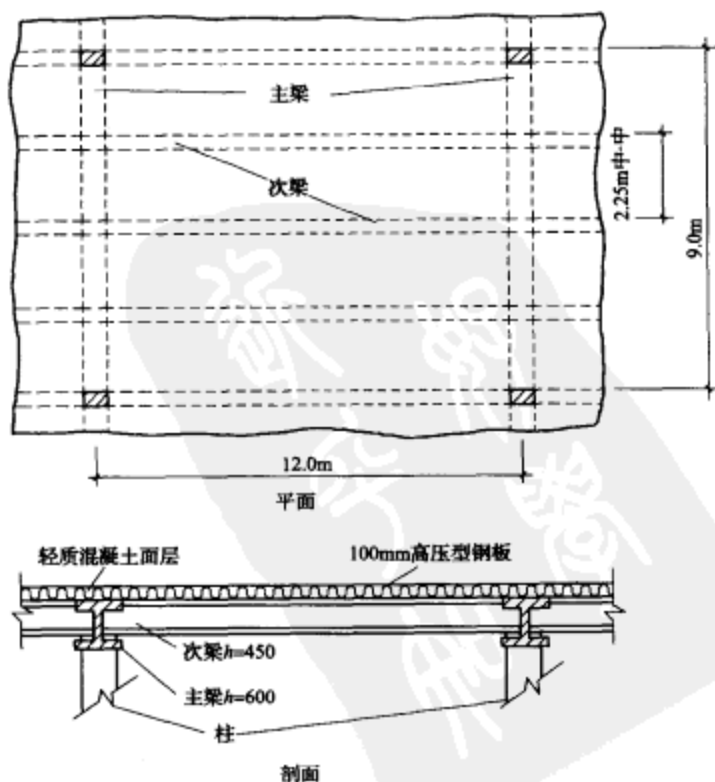


图 4-15 某建筑标准层钢结构楼盖平、剖面示意图

随着我国城市建设的迅速发展,根据建筑功能和地理环境条件的要求,设计人员有目的地选择主-次梁楼(屋)盖的设计方案也随之增多,因此有必要了解在主-次梁楼盖的设计中应怎样合理布置柱网的综合效益最佳,究竟应该选择短跨为主梁还是选择长跨为主梁?如何有意识地对连续框架的端跨进行调整会更有利?以及如何利用边支承的优势来开拓大跨度的结构设计等。这些都是值得结构设计人员进一步推敲和思考的问题。下面就这些问题从概念设计的角度来逐一分析。

4.4.1 柱网与主、次梁的合理布局

从广义讲,主-次梁楼盖体系的传力途径是:楼面荷载直接作用在比较薄的单向板上,首先传给次梁,再由次梁通过受弯传给主梁,最后由主梁从一个方向传给柱子。在支承和传递荷载过程中,主、次梁的弯曲变形 Δ_i 均与它们各自承担的弯矩 M_i 及其自身跨度的平方 L_i^2 成正比,而与弹性模量 E 和弯曲平面内的截面惯性矩 I_i 成反比。另一方面,从设计要求来分析,建筑功能要求主、次梁所占有的结构空间高度越小越好。这就意味着应通过合理调整主、次梁的跨度来解决这一问题,最好做到主、次梁各自受力所需的截面高度是一样的。再者,结构的整体受力性能要求主梁的弯曲变形除满足规范的允许挠度限值外,还应该控制在次梁弯曲变形值的 $1/2 \sim 1/3$ 范围内,这样最为理想。同时还应具有足够的抗扭刚度,特别是在无悬臂次梁的边跨主梁。

综上所述,主-次梁楼盖的柱网不宜设计成正方形,而应是矩形。以短跨为主梁,长跨为次梁,而且短跨与长跨的比例小于 0.75 相对比较经济。一般比较常用的主、次梁跨度比取 $0.65 \sim 0.70$ 比较适宜,这样设计计算出来的主、次梁截面高度能协调一致,做到梁底齐平,从而保证楼盖的结构高度最小。主、次梁底取平不但经济,还很美观,一般情况下可不加吊顶,如珠海市的家乐福城市广场。下面以美国佛罗里达州坦帕国际机场南停车楼^{[4][9]} (209m×252m, 8层, 39万 m², 33.6m 高) 的预应力混凝土主-次梁楼盖为例作一概念性的比较说明。

【例 4-3】坦帕国际机场南停车楼

停车楼标准层内开间的梁、柱平面布置见图 4-16。以短跨为主梁, $L_g = 11.0\text{m}$ (36'), 长跨为次梁, $L_j = 16.5\text{m}$ (54'), 主、次梁的跨度比 $L_g/L_j = 0.67$ 。主梁截面尺寸为 915mm×810mm(36"×32", 宽×高), 次梁截面尺寸为 360mm×810mm(14"×32"), 主、次梁的梁底在同一平面上。次梁间距 5.5m (18'), 现浇楼板厚 140mm ($5\frac{1}{2}"$)。在次梁方向与柱相连的梁截面尺寸设计成和次梁一样。

在正常荷载作用下(为便于说明问题,先不考虑预应力的平衡弯矩和起拱效应),位于中央开间的活荷载均布情况下的主梁与次梁的跨中弯矩 M_i 、跨度平方 L_i^2 、截面惯性矩 I_i 和挠度 Δ_i 的比值见表 4-2。表中原设计的各项指数比值可清楚说明,尽管主梁承受了由次梁传来的很大跨中集中荷载,但其所承

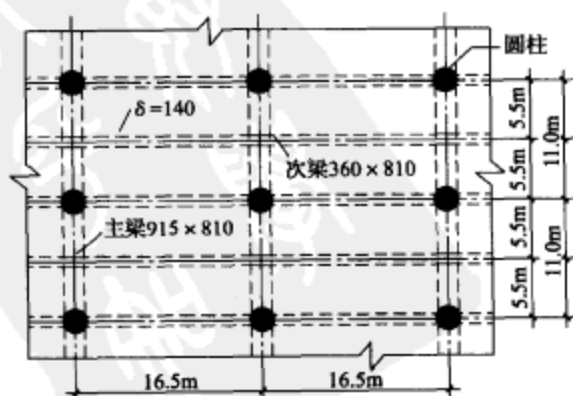


图 4-16 坦帕机场南停车楼的梁柱布置图

担的弯曲效应却从自身相对较短的跨度中得以缓解。其最大弯矩值仅比次梁的弯矩大了约 50%，而挠度却只有次梁的 1/3。这样，即创造了一个较小的楼盖结构高度，又为较大跨度的次梁提供了一个抗弯和抗扭刚度都比较理想的支座。

表 4-2 主、次梁不同布局的各项指数比值

	1: 原设计	2: 比较方案
	主梁—短跨, 次梁—长跨	主梁—长跨, 次梁—短跨
M_g/M_j	1.486	5.047
L_g^2/L_j^2	0.44	2.25
$M_g L_g^2/M_j L_j^2$	0.66	11.356
I_g/I_j	1.967	12.861
Δ_g/Δ_j	1/2.98	1/1.13

注：下角号 g 代表主梁，j 代表次梁。

若设想将该设计改成长跨为主梁，短跨为次梁，则其主、次梁的平面布置见图 4-17。为了便于比较，次梁之间的单向板跨长与原设计保持不变，仍取 $l=5.5\text{m}$ ，则板厚仍为 140mm。并根据比较方案中的主、次梁总挠度及其主梁的最大弯曲拉应力均与原设计的主、次梁总挠度及主梁弯曲拉应力相同的原则（即 $\Delta_{g2}+\Delta_{j2}=\Delta_{g1}+\Delta_{j1}$ ， $\sigma_{g2}^{\max T}=\sigma_{g1}^{\max T}$ ，误差不大于 5%）来确定比较方案所需的主、次梁截面尺寸，则主梁为 900mm×1000mm，次梁为 300mm×550mm。

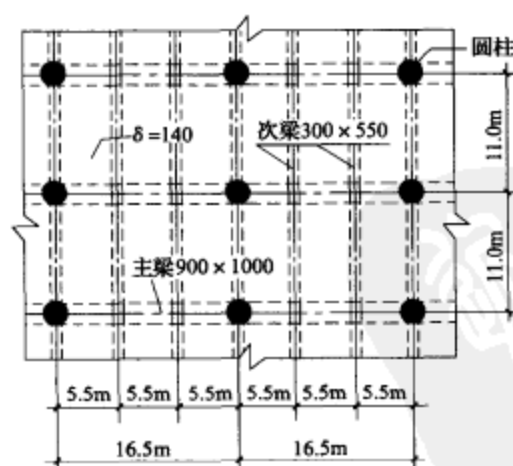


图 4-17 比较方案的梁板平面布置图

表 4-2 还给出了图 4-17 中长跨为主梁，短跨为次梁的楼盖结构，在与原设计相同的荷载作用下（同样不考虑预应力的平衡弯矩和反拱效应）主梁与次梁的各项指数的比值。从中不难看出，当把长跨作为主梁时，尽管主梁承受着比原设计更为有利的两个位于 1/3 跨的集中荷载，但其实际上所需承担的弯曲效应却被自身相对较长的跨度所加大，其最大的弯矩值为次梁的 5 倍，而与弯曲变形成正比的 ML^2 值竟比次梁大出 11 倍之多。为控制挠度和承载力，则不得不将主梁的截面高度加大到 1000mm。即使这样，主梁的挠度仍接近次梁的挠度，两者比值仅为 1/1.13。

综上所述，以长跨为主梁的主-次梁楼盖普遍存在以下几个值得注意的问题：①主、次梁的截面高度相差悬殊，主梁的截面高度加大，增加了层高和建筑物的总高度。如本例，共 8 层，则使建筑物的总高度增加了 $8 \times 0.19 = 1.52\text{m}$ ；②主梁的竖向变形加大，则作为次梁支座的刚性和稳定性相对较差；③楼盖混凝土的平均折算厚度增大，材料用量和结构自重相应加大。如本例，混凝土平均折算厚度比原设计增加了 12.0mm/m²，共 39 万 m²，则共增加约 4700m³ 的混凝土用量，总质量增加约

11700t; ④预应力筋和普通钢筋的用量增多, 相应的工程费用加大。

4.4.2 边跨的合理设计

在连续多跨的框架结构中, 如果边跨和内跨的柱间距都设计成一样 (即 $L_e = L_i$), 且又无端悬臂时, 则在活荷载工况相同的条件下, 该框架梁的截面最大正、负弯矩都出现在边跨, 形成边跨梁所需的截面高度或预应力筋的用量都要比内跨梁大。若要使边跨梁的计算截面高度或预应力筋的用量与内跨梁一致, 则首先应设法使边跨梁的截面最大弯矩值与内跨梁的大致接近。为此, 有下述两种优化方法:

1. 在柱网布置时, 有意识地将边跨的柱间距 L_e 设计成比内跨的柱间距 L_i 小 15%~20%, 即 $L_e = (0.85 \sim 0.8) L_i$ 。例如, 一连续三跨的单层框架 (图 4-18), 当边跨和内跨的柱距相同时, 即 $L_e/L_i = 1$, 梁线刚度 $K_l^e = K_l^i = 3$, 柱线刚度 $K_c = 2$, 其中 $K_l = EI_l/L_i$ 。在均布荷载 q 作用下, 框架梁的跨中和支座处的正、负弯矩值见表 4-3 中的情况 1, 其最大正、负弯矩都出现在边跨。而当 $L_e/L_i = 0.85$ 、0.833 和 0.8 (情况 2、3、4) 时, 边跨和内跨的正、负弯矩值都比较接近, 特别是在 $L_e = 0.85L_i$ 的情况下, 两者几乎相等。这样就为连续多跨的框架梁取同一截面高度或连续通长的等量预应力筋建立了根据。另外, L_e/L_i 的合理取值是随框架结构的跨数而变化的。上述三跨的框架梁取 $L_e/L_i = 0.85$ 最为合适, 随着跨数的增多, 则 L_e/L_i 的取值应逐渐向 0.8 趋近, 或更小些较为理想。当然, 上述的比较概念是建立在活荷载相同的基础上, 如果边跨的活荷载比内跨小, 或反之, 则情况又不一样。但千万要记住的是, 在框架结构的方案设计阶段, 结构工程师应主动协助建筑师去尽可能避免出现边跨大而内跨小的柱网布置。

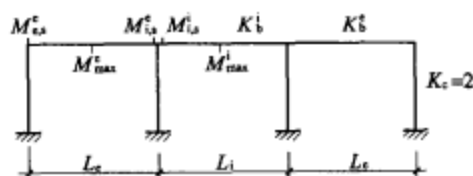


图 4-18 三跨单层框架

表 4-3 不同边跨柱距的框架梁弯矩

情况	$\frac{L_e}{L_i}$	梁线刚度		跨中弯矩 ($\times qL^2$)		支座弯矩 ($\times qL^2$)		
		K_l^e	K_l^i	M_{max}^e	M_{max}^i	$M_{e,s}^e$	$M_{e,s}^i$	$M_{i,s}^i$
1	1	3	3	1/17.2	1/28.5	-1/28	-1/10.2	-1/11.1
2	0.85	3.53	3	1/25.7	1/23.4	-1/46.5	-1/12.3	-1/12.1
3	0.833	3.6	3	1/27	1/23.1	-1/49.7	-1/12.5	-1/12.2
4	0.80	3.75	3	1/30.3	1/22.5	-1/57.8	-1/13.0	-1/12.4

注: 表中弯矩 M 的上角号 e 和 i 分别代表边跨与内跨; 下角号 e, s 和 i, s 分别代表边支座与内支座。

2. 如果在建筑空间功能要求必须连续等跨的情况下, 可在等跨框架梁的两端增设一定长度的悬臂, 同样能取得协调边跨和内跨弯矩值的目的。当悬臂长度取 $L_e = 0.4L$ 时, 在等量均布荷载作用下, 则框架梁各支座处的负弯矩都接近 $qL^2/12$, 而边跨和内跨的跨中正弯矩都接近 $qL^2/24$, 从理论上讲, 这是最理想的。但在跨度 $L \geq 9\text{m}$ 或 12m , 活荷载又较大的情况下, 悬臂梁的挠度可能会很大。所以在实际工程中一般较多的选择 $(0.25 \sim 0.3) L$, 这样也能适当地调整边、内跨的弯矩值, 以达到等截面框架梁或等量连续预应力筋的目的。如在表 4-3 情况 1 的框架两端增设 $0.3L$ 的悬臂梁, 则边跨最大正弯矩就接近 $qL^2/20.3$, 减

小了 15% 左右。另外,对于支承在主梁上的次梁来讲,边跨带悬臂还可以减小作为边支承的主梁扭矩,这也是相当有利的。

4.4.3 单向密肋——主-次梁体系的一种特殊结构型式

若建筑空间功能要求建筑物某部位(如高层宾馆的顶层多功能大厅或裙房大堂等)的柱网布置在两个正交方向的柱距相差非常悬殊时,即一个方向的柱间距要求很大,如 21~36m,甚至长达 42~45m,而对另一个方向的柱间距则无任何规定和限制。在这种情况下,可将柱距无建筑功能要求的这个方向的柱距加密,如 6~9m(根据单向密肋的跨度和楼面荷重),形成刚度很大的边支承,而在另一个方向采用大跨度的预应力混凝土单向密肋楼盖(或屋盖)是比较经济和有效的。单向密肋楼盖通常是做成与作为边支承的纵向框架梁整体现浇的,如北京戏曲学校排演场综合楼(25 层)排演大厅空中斜看台的楼盖,由于混凝土阶梯形斜看台的荷载大,则选用了 24m×6m 的柱网尺寸,肋间距 3m,见图 4-19。

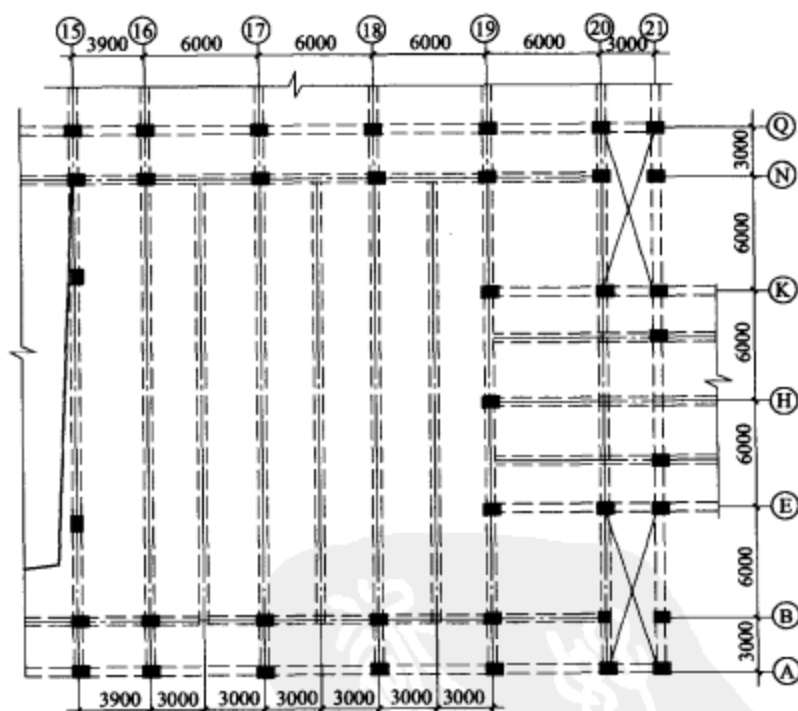
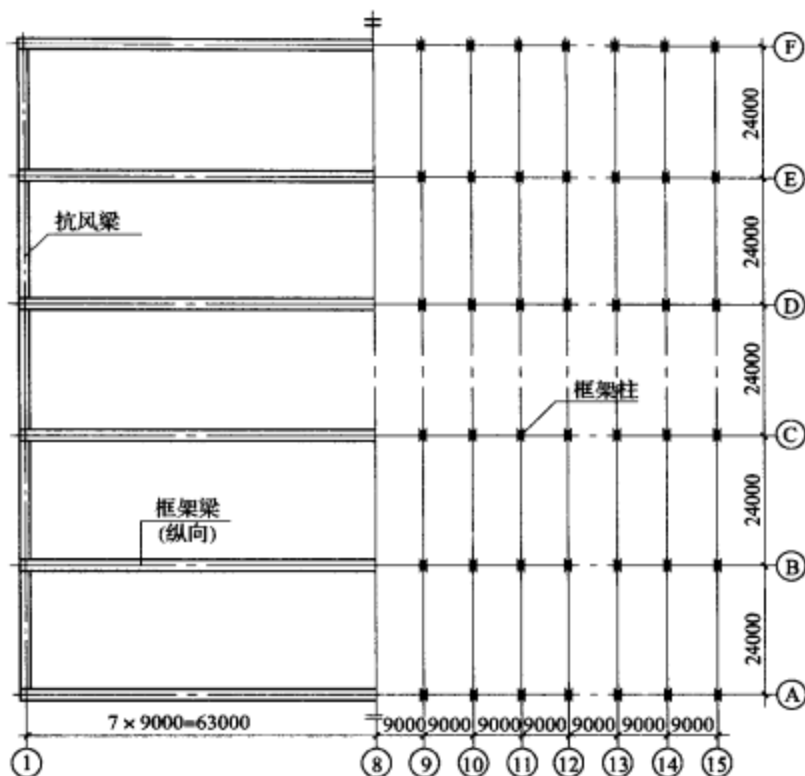


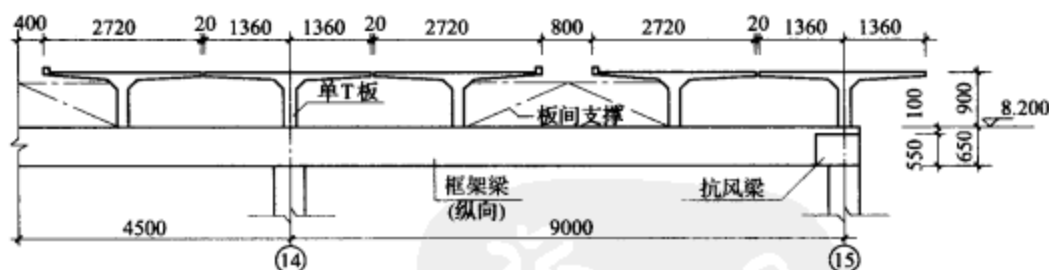
图 4-19 北京戏曲学校排演场综合楼排演大厅空中斜看台楼盖结构平面布置

对于单层和多层的单向大跨度建筑,还可将单向密肋楼板(或屋面板)设计成预制的宽翼缘单 T 板^{[1][11]}(也称林氏 T 板,即林同炎教授开发的宽翼缘单 T 板)。如大港华富铝合金加工主厂房(见图 4-20),126m×120m,柱网 24m×9m,单 T 板翼缘宽 2720mm,肋高 900mm,现场预制、后张,原地吊装就位。在常规活荷载情况下,板肋的跨高比可做到 25~33。

在设计整体现浇的单向密肋楼(屋)盖时,作为边支承的纵向框架梁的合理设计至关重要。一是要求边支承框架应具有较大的整体刚度,避免在地震或风荷载作用下产生过大的变形,以保证单向密肋的平面外稳定;二是由于单向密肋楼盖的跨度很大,传递的楼面荷载大,而截面高度和肋宽都相对比较小。为控制单向密肋的跨中弯矩和挠度在合理的范围内,则要求作为边支承的框架梁除具有足够的抗弯刚度外,还必须具有足够的抗扭刚度来约束密



(a) 结构平面布置图



(b) 屋盖结构布置纵向剖面图

图 4-20 大港华富结构平面布置与屋盖剖面示意图

肋端部的转动。抗扭刚度与梁短边的三次方成正比，所以一味加大框架梁的截面高度是徒劳无功、且得不偿失的。为尽可能减小楼盖的结构高度，比较合理的方法是将框架梁的截面高度设计成与单向密肋的截面高度一样，而梁宽设计成包柱式，即梁的截面宽度等于或稍大于柱的截面高度（即平行于密肋方向的柱截面尺寸）。并根据上述框架梁的截面惯性矩和抗扭惯性矩及其所承担的荷载再反馈调整该边支承框架的最佳相应柱间距，反之亦然。这样，框架梁的截面基本上接近方形，既保证了抗弯和抗扭的刚度，又可以满足边支承的整体刚度，梁与柱的线刚度比控制在 2~3 的范围内。这也说明，虽然从传力途径来分析，单向密肋楼（屋）盖可以归类于主-次梁体系，但其却具有适用于一个方向超长跨度，且需正交边支承刚度较大的不同于常规主-次梁楼盖的特点。一般来说，对于 L_j/L_k 在 1.5 左右的预应力混凝土

土主-次梁楼盖，其次梁的跨度很少超过 18m，否则不甚经济。而且其主梁的梁柱线刚度比往往都控制在 1.5 左右，几乎很少达到 2。

另外，无论从弹性受力分析还是从正截面抗弯承载力来分析，由于边支承框架的柱间距较小，梁截面的跨高比往往都小于或等于 10，一般来讲采用普通钢筋混凝土框架梁即能满足设计要求。但从遭遇强烈地震后，边支承框架梁仍然具有足够的抗弯和抗扭刚度这一目的出发，建议在给单向密肋张拉预应力的同时，也在边支承框架梁的截面核心区内施加最小平均有效预压应力 $0.9\text{N}/\text{mm}^2$ ，这会对整个结构有利。一是在强烈地震作用下，可限制梁端上部的塑性绞线的长度，避免抗弯和抗扭刚度的较大削弱；二是在梁柱节点内可以形成接近常数的抗剪摩阻力，从而减缓抗剪能力的退化；三是在正常工作状态下能限制框架梁跨中截面的最大弯曲拉应力低于 $0.67\gamma f_k$ ，以改善结构的工作性能。在主承重的短跨框架梁中张拉最小平均有效预压应力的做法在美国地震危险区的建筑物和构筑物中已普遍应用，并取得了成功的经验。

4.5 双向密肋体系

首先必须强调的是，本节所讨论的双向密肋（或井字梁）楼盖是指无边支承的、由正交密肋（梁）所构成的楼盖，即无论是开间内的井字梁还是直接与柱子相连的梁都是同一截面高度，整个楼盖为平底。而不是指那些与柱子连接的都是大截面尺寸的所谓“框架梁”，只有在开间内支承在“框架梁”上的才是所谓的“双向密肋”。

双向密肋体系传递荷载是沿两个正交方向同时作用的，因为双向密肋的梁格构是一种双向网格。所以，当开间为方形时，对双向密肋的受力来讲是最有利的。而随着开间的长宽比增大，这种效益就迅速消失，当柱网开间的长宽比大于或等于 1.5 时，双向作用的意义已经微乎其微了。因此，选择双向密肋楼盖的前提条件之一就是柱网开间最好能接近方形，而不是矩形，见图 4-21 和图 4-22。

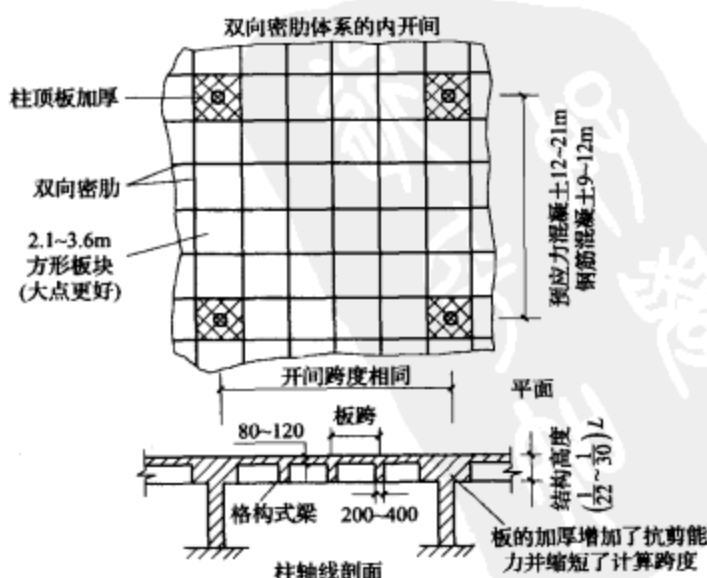


图 4-21 柱上无梁的双向密肋楼盖

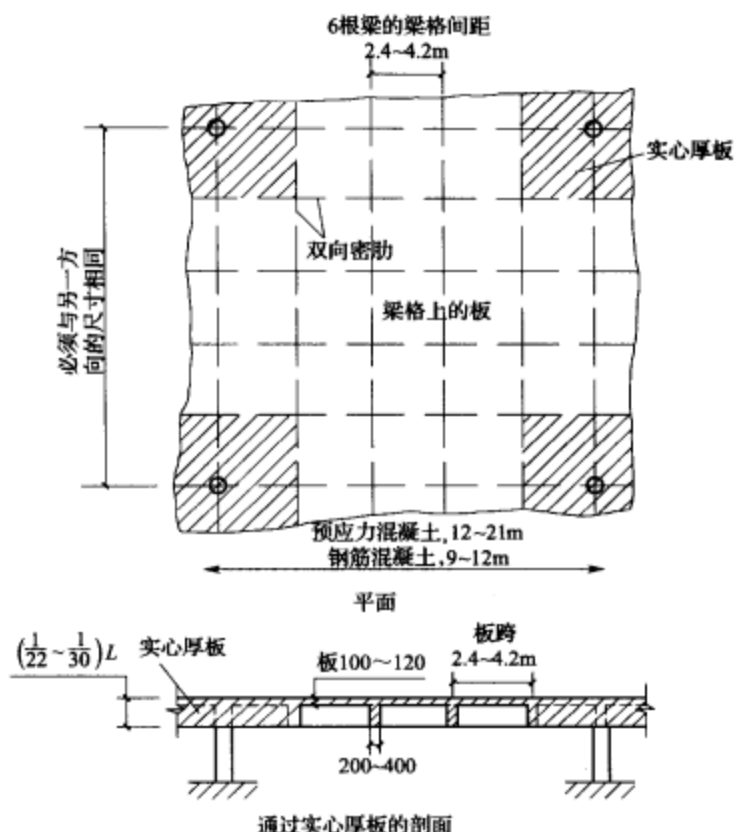


图 4-22 柱上有梁的大型双向密肋方案

双向密肋楼盖的最大优势就是它的经济适用跨度是四种体系中最大的。对于预应力混凝土双向密肋楼盖的经济适用跨度是 12~21m，钢筋混凝土的双向密肋为 9~12m。在 10.5~12.0m 的跨度范围内，预应力和钢筋混凝土楼盖的综合效益基本相当。而且，由于双向密肋的网格尺寸较小，常用的是 2.4~3.6m，肋间平板跨度小，又是双向传递荷载，则板厚可以设计得很薄，为 100mm 左右。因此，双向密肋楼盖的平均混凝土折算厚度也是所有体系中最小的（以同等跨度相比而言），不但节省材料，而且整个楼盖的重量轻。另外，还有一个优点就是不用吊顶、很美观。

早先的钢筋混凝土双向密肋楼盖是用标准模壳现浇制作的，一般都为 0.9m×0.9m 的小格构梁，现在已经确认这样小网格的双向密肋楼盖并不是最经济的。完全可以把密肋格构的间距做到 2.1~3.6m，甚至 4.2m，这时的板厚也只有 80~120mm。

当每跨内有 4 根或 4 根以上的密肋，也即每跨被分隔成 5 格或 5 格以上（指单向）时，双向密肋楼盖的整体性能和弯矩分配就接近于平板楼盖。

将位于柱顶的网格填实（见图 4-21）成与梁同高的实心板，它可以起到与无梁楼板体系中的平托板相类似的抗冲切作用。将梁直接布置在柱轴线上虽然可以增加抗冲切能力，但同时提供如图 4-22 所示的柱上实心厚板往往更为有利。这样，紧邻柱子的几根梁即可承担大部分荷载，并将荷载传给相当于柱帽的实心厚板。而且，实心厚板还能有效地加大这些梁的刚度。

在初步设计整体分析的概念性近似计算中，对上述两种情况（图 4-21 和图 4-22）都可将一个方向总弯矩的三分之二分配给与柱顶实心板直接相连的这些梁，而跨中其他的梁则共同承担三分之一的设计总弯矩。

下面举一个工程实例来说明怎样做一个预应力混凝土双向密肋楼盖的初步设计。

【例 4-4】双向密肋楼盖初步设计

某一办公大楼的标准层拟做成开间为 $18\text{m} \times 18\text{m}$ 的预应力混凝土双向密肋楼盖，要求初步确定其构件所需尺寸、混凝土、钢筋和预应力钢绞线的平均用量及该设计方案的可行性。方案及其概念性近似计算如下：

在每开间内设正交梁肋各 5 根，梁不直接和柱子连接，见图 4-23，则形成 $3.6\text{m} \times 3.6\text{m}$ 的肋网格。板厚取 $\delta=100\text{mm}$ 、跨高比 36。应该说明的是，从受力上来讲，板厚还可以做得更薄，但不得不顾及水、电等其他设施的需求。

梁高按预应力混凝土双向密肋的跨高比 30 计算，则 $18000/30=600\text{mm}$ ，不过初步设计可保守点，取 $h=650\text{mm}$ 。考虑到需要在梁肋内铺设预应力钢绞线，则梁宽取 300mm 。双向密肋扣除板厚的平均折算厚度为 92mm ，混凝土强度等级选用 C40，包括内隔墙在内的活荷载为 3.5kN/m^2 。则总楼面荷重：

板重	$0.1 \times 25 = 2.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
梁肋重	$0.092 \times 25 = 2.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
活荷载	$= 3.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Σ	$8.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

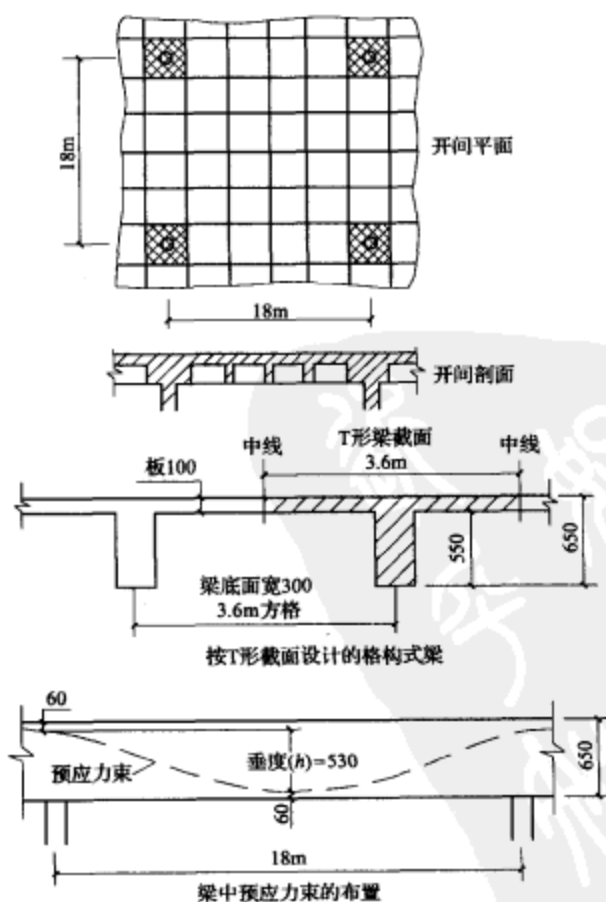


图 4-23 例 4-3 初步设计方案

作为初步设计,设预应力平衡100%的恒载,忽略柱上实心板的加厚部分重量,则每一个方向的18m开间宽度内的恒载 $g=4.8\text{kN/m}^2 \times 18=86.4\text{kN/m}$ 。预应力束的抛物线总矢高(或垂度) $h=0.65-2 \times 0.06=0.53\text{ (m)}$,则为平衡100%恒载 $w=g$ 所需的总有效预应力为

$$F_e = wL^2/8h = 86.4 \times 18^2/8 \times 0.53 = 6602(\text{kN})$$

若将预应力筋在一个方向均匀分摊给5根梁(在一个开间内,预应力的反拱平衡效应只与总的有效预应力有关,而与预应力筋所在的位置无关,见本章第2节),则每根梁为 $6602/5=1320\text{ (kN)}$ 。

每根T形梁的混凝土计算截面面积:

翼缘板	$100 \times 3600 = 360 \times 10^3\text{ (mm}^2\text{)}$
腹板	$300 \times 550 = 165 \times 10^3\text{ (mm}^2\text{)}$
Σ	$525 \times 10^3\text{ (mm}^2\text{)}$

则平均有效预压应力

$$f_e = 1320 \times 10^3 / 525 \times 10^3 = 2.5\text{ (N/mm}^2\text{)}$$

很合理,对双向密肋楼板来讲,最佳平均有效预压应力是 $1.4 \sim 2.8\text{ N/mm}^2$ 。

取1860低松弛钢绞线的有效应力 $f_p=0.6 \times 1860=1116\text{ N/mm}^2$,则每根梁所需的钢绞线截面面积 $A_s=1320 \times 10^3/1116=1183\text{ mm}^2$,预应力筋的配筋率为 $\rho=1183/525000=0.225\%$,很合理。

双向密肋楼盖的材料用量:

C40混凝土的平均折算厚度 $\delta_A=208\text{ mm}$ (含柱上实心板的混凝土用量)。

板钢筋 5.08 kg/m^2 ,梁 5.11 kg/m^2 ,合计 10.2 kg/m^2 。1860低松弛钢绞线约 5 kg/m^2 (考虑了柱上实心厚板的作用)。

这是非常经济的,与例4-1中 $9\text{ m} \times 9\text{ m}$ 无梁楼盖的三种材料用量很接近。

当今世界最高的预应力混凝土双向密肋楼盖高层建筑是林同炎教授设计的美国凯萨水泥和石膏公司的65层办公大楼,见图4-24和图4-25。

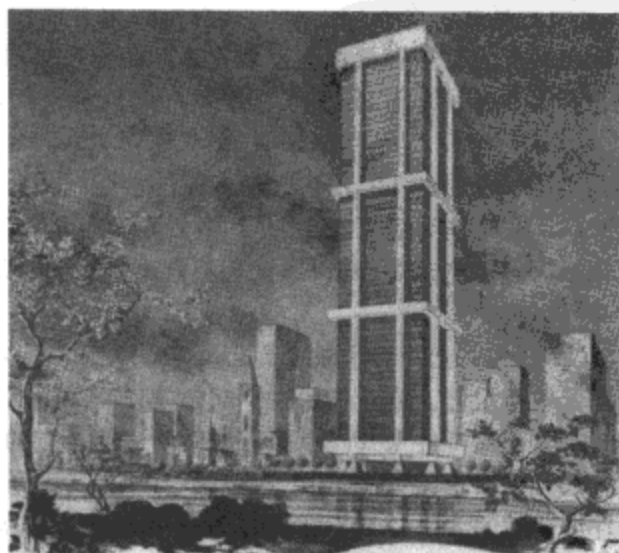
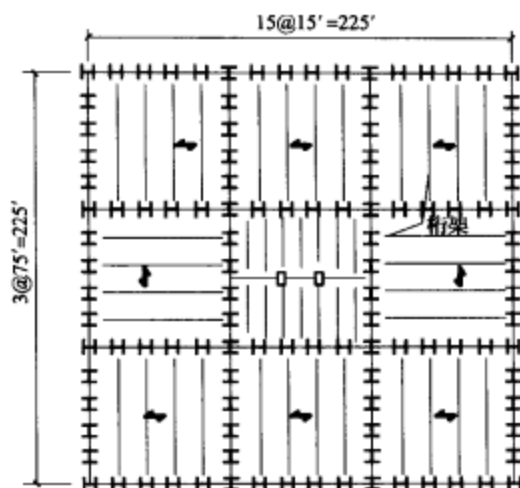
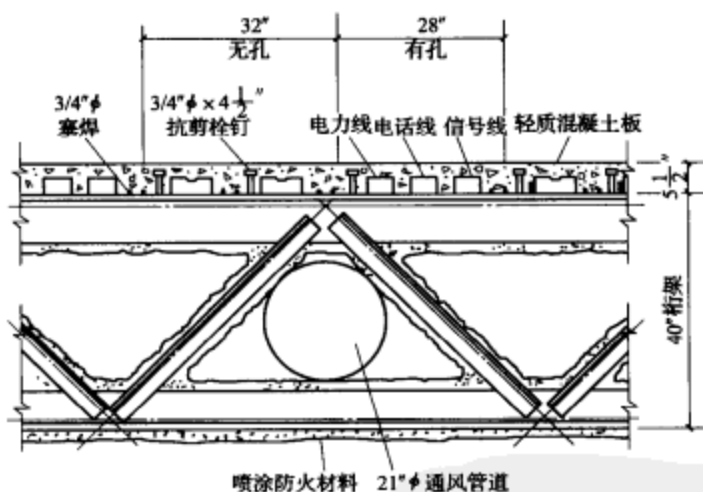


图4-24 凯萨水泥和石膏公司的65层预应力混凝土办公大楼(照片)



(a) 东筒桁架楼盖平面



(b) 复合桁架组件

图 4-26 西尔斯大厦楼盖体系

空间桁架实质上是有边支承的双向密肋体系的一种延伸，因跨度大到一定程度时，用实腹梁不但不经济，而且重量大，所以才用桁架来替代实腹梁。当然也可以用空腹梁来取代实腹梁，而形成以抗弯为主来传递荷载的空间构架体系。但由于空间构架的结构效益（即结构承受的外加荷载与自重的比值）较相应等代的空间桁架低，所以结构自重也相应较大。

通过采用相同截面高度的桁架，并在平面布置图中使所有的上弦杆和下弦杆在两个方向都交错排列，则可形成一种双向的空间桁架，见图 4-27。由于桁架的上弦杆是通过斜腹杆与下弦杆相连，则构成一种双向斜桁架式的网架。这样，每一根斜腹杆对两个正交方向的上、下弦杆同时都起到对角斜撑的作用，从而节省了一些建筑材料费用（如附加的节点连接件费用等）。由于斜腹杆的这种双向定位的特征，所以国际上将这种体系称为空间桁架体系或空间网格结构（Space Grid Structures）。

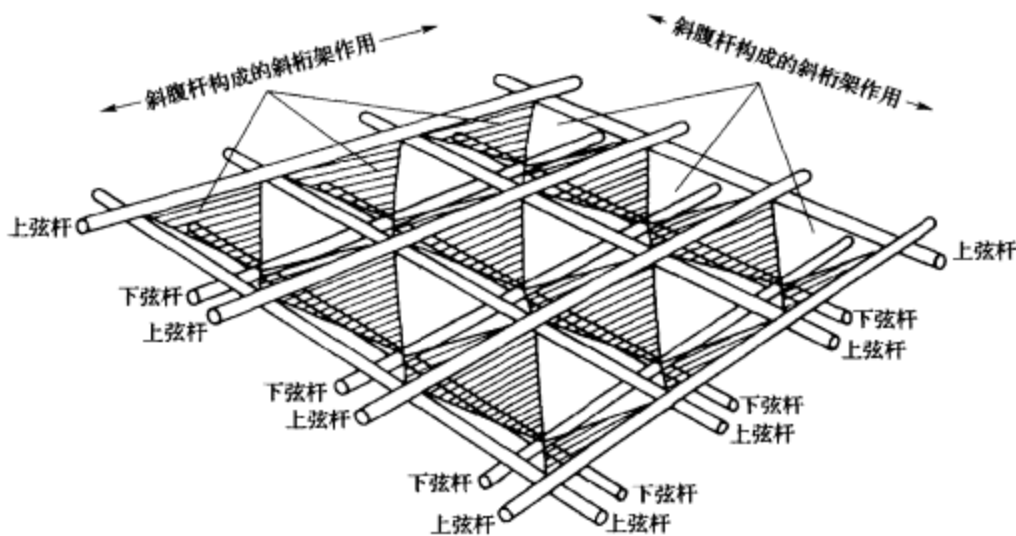


图 4-27 双向空间桁架作用

注：是通过在两个方向都交错排列上弦和下弦杆形成具有共用腹杆的斜桁架实现双向空间桁架作用。

在此需要说明的是，对单向受力的平面桁架楼盖方案的选择是可以不受边支承开间长宽比的限制的，矩形或方形皆可。但选择双向受力的空间桁架楼盖方案的前提条件却是边支承开间应接近方形而不是矩形。试想，若有一个在跨中正交连接的十字梁结构，其两个方向的跨度分别为 L_1 （短跨）和 L_2 （长跨）。现在让我们来确定作用在正交点上的集中荷载 W 是如何在这两根梁之间分摊的，也就是说，确定这两根梁各自所分担的集中荷载 W 的百分比。

和本章第 3 节所论及的板双向受力分配的概念一样，对于集中荷载来讲， $\Delta_i \sim W_i L_i^3 / EI_i$ 。由于正交方向密肋梁的截面尺寸都是一样的，所以 $EI_1 = EI_2$ 。而且它们正交连接处的挠度是同一的，因此 $\Delta_1 = \Delta_2$ 。则

$$W_1 L_1^3 = W_2 L_2^3 \text{ 或 } W_1 = W_2 (L_2 / L_1)^3$$

根据上式和 $W_1 + W_2 = W$ ，可以推算出这两根正交梁在不同跨度比情况下，分别承担总荷载 W 的分配比例，见表 4-4。

表 4-4 不同跨度比的荷载分担比例^[12]

跨度比 L_2/L_1	1.0	1.25	1.50	1.75	2.0	3.0
梁 1 (L_1) 分担的总荷载的比例	50%	66.1%	77.1%	84.3%	88.9%	96.4%
梁 2 (L_2) 分担的总荷载的比例	50%	33.9%	22.9%	15.7%	11.1%	3.6%

从中不难看出，当开间为方形时，空间桁架的受力最合理，综合效益最好。随着边支承开间长宽比的加大，这种合理性与效益就会迅速消失。

尽管空间桁架-混凝土组合楼盖结构早就有所应用，但对于标准的空间桁架（或空间网格）模数组件在多、高层建筑组合楼盖结构中的应用是在上个世纪 90 年代才开始的，有着很大的潜力。

经过多年的研究,英国 CUBIC Space Frame 公司在原有连续弦杆体系的 Catrus 模数组件系列产品(见图 4-28)的基础上,开发了一种空间网格和混凝土地面的组合楼盖结构的标准系列产品,见图 4-29。其现浇混凝土顶板和空间桁架式网格之间的抗剪连接件是一种带有连接螺栓和顶螺帽的上节点延伸件。采用这种带有附加顶螺帽的正规连接螺栓可以排除现场焊接的需要(因传统的钢-混凝土组合楼盖需要焊接抗剪短杆或栓钉)。用来支托现浇混凝土楼面板的平薄钢板设置在两个正交方向的上弦杆之间,并用节点的连接螺栓将其夹紧。由于在现浇混凝土楼面板内已埋有一个方向的上弦杆及其连接螺栓,所以没有必要再采用压型钢板,也更为经济。

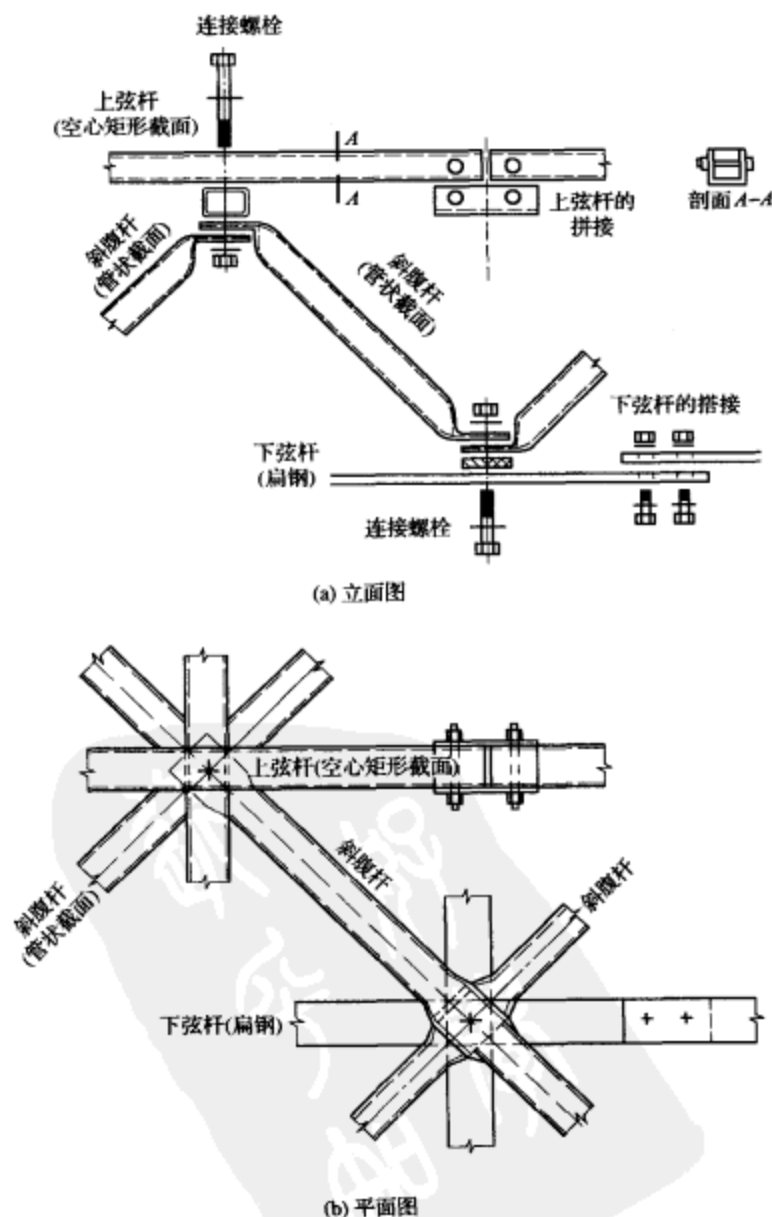


图 4-28 Catrus 体系

注: Catrus 体系的连接螺栓垂直穿过两根正交弦杆与四根斜腹杆扁端头的螺栓孔。上弦杆采用由空心矩形截面钢管切割成的槽形件紧箍拼接,而下弦杆则采用简单的搭接方式。

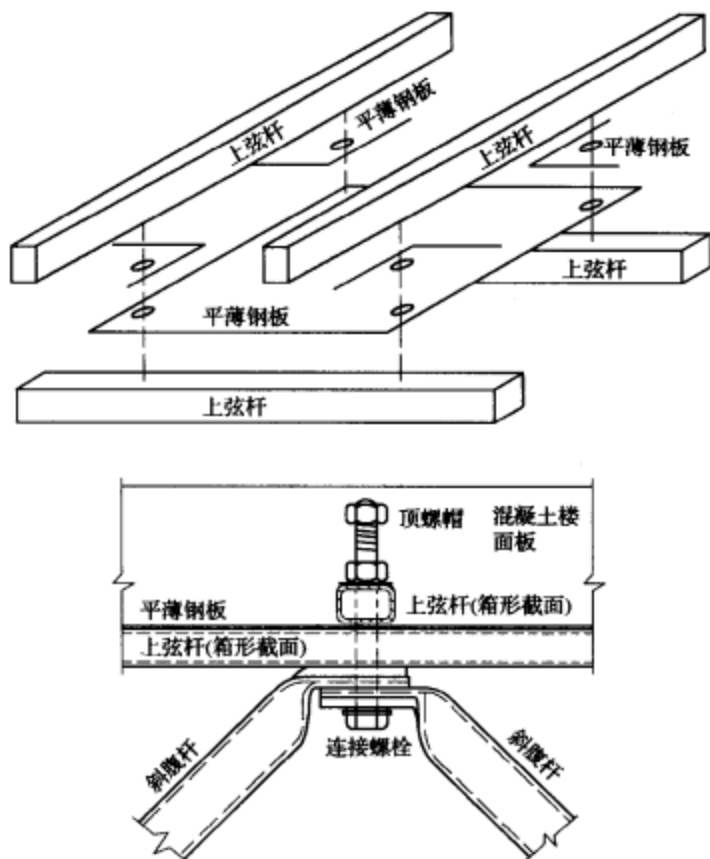


图 4-29 Catrus 混凝土地板组合楼盖

注：它带有螺栓与顶螺帽的上节点延伸抗剪连接件，其中平薄钢板是现浇混凝土楼面板的永久性底模。

Catrus 组合楼盖不但具有结构高度小、重量轻和制造与安装相对比较简单优势，而且还提供了比其他许多空间桁架系列产品更高的承载力和延性。另外，制造厂家还为他们的系列产品提供了标准的跨高比明细表，其中包括不同的支承条件 and 其所适用的外加荷载范围等。

4.7 预应力混凝土设计的基本概念和方法

预应力混凝土是指通过张拉埋设在混凝土结构中的高强钢材，有意识地在混凝土结构或组合构件内建立起一种定量和定性的永久内力和内应力（千万记住，预应力是一种内力，而不是所谓的外力），以达到人为地改进该结构或组合构件在不同使用条件下的性能和强度。由于混凝土的抗压强度高，而抗拉强度低，所以人为地顶着混凝土张拉预应力钢筋可使混凝土处于预压应力状态，则可用来抵消由外荷载在混凝土构件截面上产生的拉应力。

对混凝土施加预应力基本上有两种方法：先张法和后张法。先张法主要用于工厂定型预制的标准预应力混凝土构件，如 PC 空心板、单 T 板和工字形梁等。在混凝土尚未浇筑前，先顶着台座或模具张拉预应力钢丝束或钢绞线束，然后才浇筑混凝土。在混凝土达到规定的强度后拆模，再从临时的锚固件中放张，则预应力束的张拉力就借助粘结作用将压力传递给混凝土。

后张法是在混凝土达到规定的强度后,再直接顶着混凝土张拉预应力束,并最后锚固。预应力筋可分为有粘结和无粘结两种。有粘结是将赤裸的预应力筋穿过预埋在混凝土构件内的波纹套管和端部的锚具与其四周的混凝土隔开,待张拉结束后再通过波纹套管内灌浆,使之与混凝土有效地粘结在一起;而无粘结是在预应力筋的外表涂以防腐润滑油脂,并外加包裹层,使之与混凝土完全隔绝、无丝毫粘结。所以,无粘结预应力筋与混凝土之间可以保持着永久性的相互滑动。在施工时,可将无粘结预应力筋直接铺设在模板内。

无论是先张法还是后张法,两者都必须避免在混凝土中产生过大的徐变和压缩变形。所以,对于采用先张法或后张法的简支梁(即静定结构)来讲,平均有效预压应力 F_e/A 通常被限制在 $4.1 \sim 5.5 \text{ N/mm}^2$,而对于超静定结构的后张框架梁则不宜超过 3.5 N/mm^2 。对板的平均有效预压应力应该控制在 $1.4 \sim 2.8 \text{ N/mm}^2$ 。

正因为预应力混凝土是通过张拉高强钢筋主动对混凝土进行施压的这一特性,所以它具有三个与普通钢筋混凝土截然不同的基本概念。清楚地掌握这些概念和简易的计算方法,摒弃那些繁琐的、概念含糊不清和系数套系数的数学公式,对理解预应力混凝土的特性和有效地设计预应力混凝土结构都是很有帮助的。

4.7.1 预应力混凝土特性的三个不同概念

第一概念:预应力使混凝土变成弹性材料。

预应力混凝土构件同时承受着两种类型的力——内部预应力和外荷载。由于外荷载所产生的截面拉应力全部或绝大部分都被预应力所产生的压应力抵消,从而在正常工作状态下阻止或延缓了混凝土的开裂,见图 4-30 预应力混凝土构件的荷载-变形关系曲线。只要混凝土没有裂缝,混凝土构件就可以按弹性材料来进行分析。

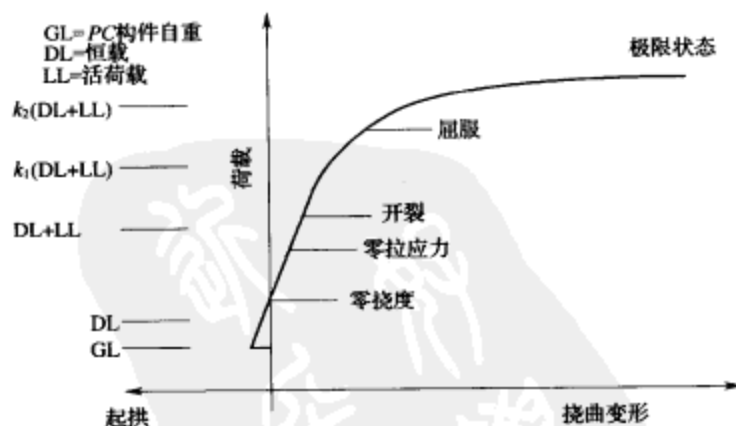


图 4-30 预应力混凝土构件的荷载-变形关系图

下面以一个简单的例题来说明这一概念。

【例 4-5】图 4-31 为一矩形截面的预应力混凝土单跨简支梁,截面尺寸 $400 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$,跨度 9 m ,包括自重在内的均布荷载为 35.2 kN/m ,在梁中设置了一根直线型预应力束,其位置见图,扣除损失后的有效预应力 $F=972 \text{ kN}$,计算梁跨中截面的应力。

【解】已知 $F=972 \text{ kN}$,梁截面面积 $A=400 \times 700=2.8 \times 10^5 \text{ mm}^2$,预应力束中心线(c.g.s)和截面形心轴(c.g.c)的偏心距 $e=350-100=250 \text{ mm}$,截面惯性矩 $I=bh^3/12=400$

$\times 700^3/12 = 1143.3 \times 10^7 \text{ mm}^4$, 从形心轴到上、下最外边缘的距离 $y = 350 \text{ mm}$, 外荷载产生的跨中最大弯矩 $M = 35.2 \times 9^2/8 = 356.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。则截面上、下边缘纤维的应力按下式计算:

$$\begin{aligned} f_B^T &= \mp \frac{M \cdot y}{I} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} - \frac{F}{A} \\ &= \mp \frac{356.4 \times 10^6 \times 350}{1143.3 \times 10^7} \pm \frac{972 \times 10^3 \times 250 \times 350}{1143.3 \times 10^7} - \frac{972 \times 10^3}{2.8 \times 10^6} \\ &= \mp 10.91 \pm 7.44 - 3.47 \end{aligned}$$

∴ 截面最外边缘纤维应力:

$$f_T^T = -10.91 + 7.44 - 3.47 = -6.94 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (压)}$$

$$f_B = +10.91 - 7.44 - 3.47 = 0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (零拉应力状态), 见图 4-31 的截面应力图。}$$

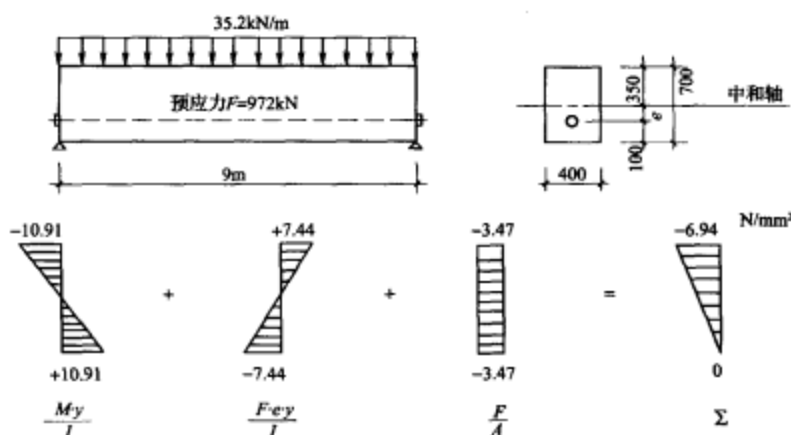


图 4-31 预应力混凝土梁的弹性设计

第二概念: 预应力使高强钢筋直接有效地与混凝土结合, 预应力混凝土构件的内力抵抗矩是主动的。

和普通钢筋混凝土梁根本不同的是, 预应力混凝土梁内的高强钢筋在张拉锚固后, 即使在外加荷载尚未实施的情况下就已主动承受着拉力, 其内力抵抗矩的力臂是随外弯矩的大小而变化的, 见图 4-32。而普通钢筋混凝土梁只有在混凝土开裂后钢筋才起作用, 其钢筋所承受的拉力是随外弯矩的大小而变化的。

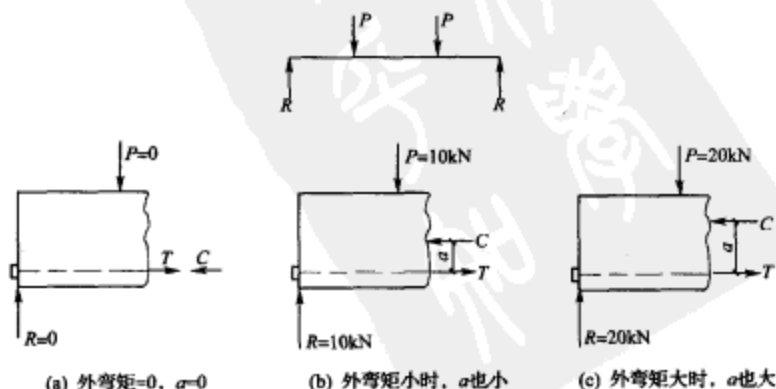


图 4-32 预应力混凝土梁内力抵抗矩的力臂 a 是随外弯矩大小而主动变化的

在已知预应力 F 和外弯矩 M 的情况下, 其内力抵抗矩的力臂 a 由下式确定:

$$a = M/F$$

在确定力臂后, 并根据预应力束的中心位置, 也即拉力 T 的作用位置, 即可求出作用在混凝土截面上的压力 C 的位置。 C 的位置决定混凝土截面上的不同应力分布状况, 见图 4-33。例如, 当 C 位于截面形心轴上时, 其整个截面的应力分布是均匀的 [图 4-33 (d)]; 当 C 分别位于上、下核心区的顶点 (即中和轴以上或以下的弹性应力中心) 时, 则应力呈三角形分布 [图 4-33 (b)、(e)]。这上、下核心区顶点的位置 K_t 和 K_b 分别为

$$K_t = r^2/C_b$$

$$K_b = r^2/C_t$$

式中 r ——截面的回转半径, $r^2 = I/A$ (矩形截面 $r^2 = h^2/12$);

C_t 、 C_b ——分别为截面形心轴到上、下最外边缘的距离, 对矩形截面而言, $C_t = C_b = h/2$,
 $\therefore K_t = K_b = h/6$ 。

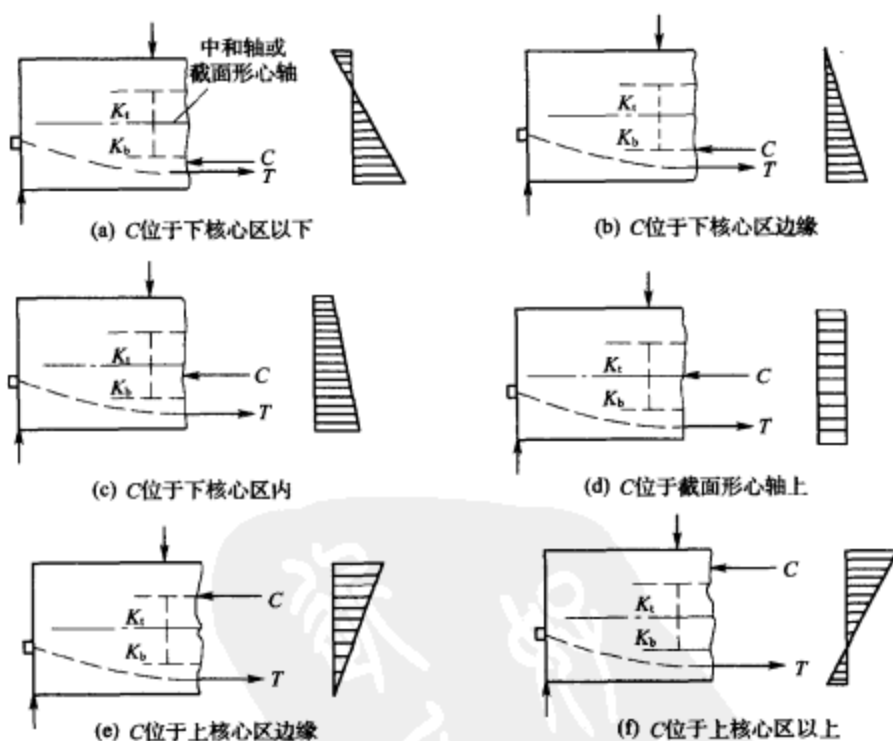


图 4-33 利用核心区进行有效设计

一旦压力 C 的位置确定, 则可求出压力 C 与形心轴的偏心距 e_c , 而截面上、下任一点的应力计算公式为

$$\begin{aligned} f &= \mp \frac{M \cdot y}{I} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} - \frac{F}{A} \quad \because M = F \cdot a \\ &= \mp \frac{F \cdot a \cdot y}{I} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} - \frac{F}{A} \\ &= \mp \frac{F \cdot y}{I} (a - e) - \frac{F}{A} \quad \because a - e = e_c \end{aligned}$$

$$= \mp \frac{F \cdot e_c \cdot y}{I} - \frac{F}{A}$$

现在我们用内力抵抗矩的原理来解前面那道例题 4-5，看其答案是否一致。

【例 4-6】已知外弯矩 $M=356.4\text{kN} \cdot \text{m}$ ，预应力偏心距 $e=250\text{mm}$ ，求跨中截面下部最外边缘为零拉应力状态下所需的预应力值。

【解】取该简支梁的一半作为隔离体，内力偶如图 4-34 所示。从图 4-33 (e) 可知，只有在内力抵抗矩的压力 C 位于截面上核心区边缘的情况下才能实现下部最外纤维的拉应力为零，则

$$K_t = h/6 = 700/6 = 117(\text{mm}) = e_c$$

内力抵抗矩的力臂 $a=e+e_c=250+117=367(\text{mm})$ ，则所需有效预应力 $F=M/a=356.4 \times 10^3/367=972(\text{kN})$ ，与例 4-5 完全吻合。

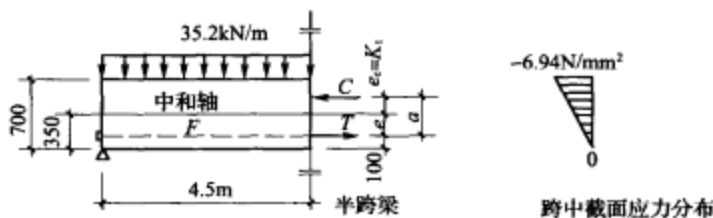


图 4-34 用内力抵抗矩设计

【例 4-7】上例在已知有效预应力 $F=972\text{kN}$ 的前提下，用内力抵抗矩原理计算跨中截面的应力分布。

【解】

$$\begin{aligned} f_b &= \mp \frac{F \cdot e_c \cdot y}{I} - \frac{F}{A} \\ &= \mp \frac{972 \times 10^3 \times 117 \times 350}{1143.3 \times 10^7} - \frac{972 \times 10^3}{2800 \times 10^2} \\ &= \mp 3.47 - 3.47 \end{aligned}$$

则 $f_t = -6.94\text{N/mm}^2$ ， $f_b = 0$ ，与例 4-5 的计算结果完全一致。

第三概念：用预应力平衡外荷载，将受弯构件变成偏心受压构件，以减小混凝土构件在外荷载作用下的挠度和截面拉应力。

荷载平衡的概念可以通过采用曲线型预应力束来承担部分荷载的情况加以论证。也就是说，施加预应力主要是通过张拉抛物线型预应力束在构件内反弹产生一组向上的均布荷载 w_b 来平衡部分作用在构件上的外荷载，见图 4-35。计算平衡荷载 w_b 的林氏公式（林同炎教授于 1955 年开拓的概念清晰、易懂、应用简捷的预应力混凝土结构的设计计算方法——荷载平衡法）：

$$w_b = \frac{8 \cdot F \cdot h}{L^2}$$

式中 F ——施加的有效预应力；

h ——抛物线预应力束的矢高（或垂度）；

L ——跨度。

当 $w_b = g$ （即平衡荷载 = 外荷载）时，截面应力 $f = -F/A$ ，为轴压构件；

当 $w_B < g$ (即平衡荷载 < 外荷载) 时, 截面应力只需用未被平衡掉的剩余荷载 $w_L = g - w_B$ 来计算即可, 则 $f = \mp \frac{M_L \cdot y}{I} - \frac{F}{A}$, 为偏心受压构件。

下面将例 4-5 中的直线型预应力束改成抛物线型, 其他条件都不变, 见图 4-35, 进行计算。

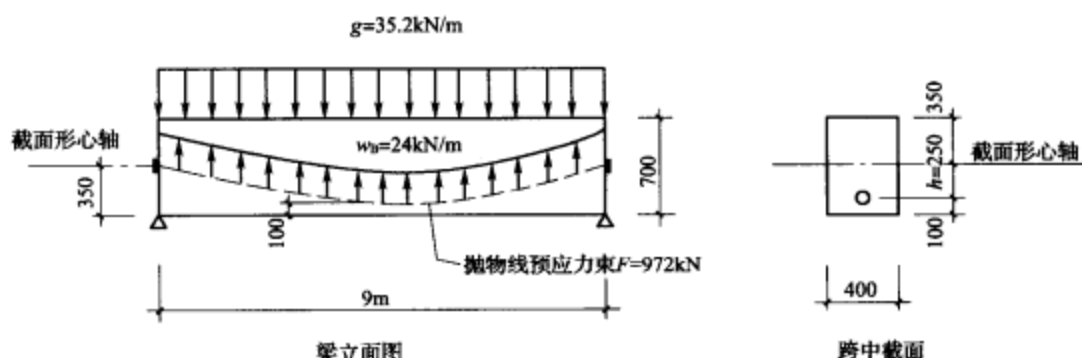


图 4-35 预应力梁的荷载平衡设计

【例 4-8】已知 $g = 35.2 \text{ kN/m}$, $F = 972 \text{ kN}$, 抛物线预应力束的矢高 $h = 250 \text{ mm}$, 求平衡荷载 w_B 及由剩余荷载 w_L 在跨中截面产生的应力。

【解】平衡荷载:

$$w_B = \frac{8Fh}{L^2} = \frac{8 \times 972 \times 0.25}{9^2} = 24 (\text{kN/m})$$

$$w_B/g = 24/35.2 = 68.2\%$$

$$\text{剩余荷载 } w_L = g - w_B = 35.2 - 24 = 11.2 (\text{kN/m})$$

$$\text{剩余弯矩 } M_L = \frac{1}{8} \times 11.2 \times 9^2 = 113.4 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$f_b^t = \mp \frac{M_L \cdot y}{I} - \frac{F}{A} = \mp \frac{113.4 \times 10^6 \times 350}{1143.3 \times 10^7} - \frac{972 \times 10^3}{2800 \times 10^2}$$

$$= \mp 3.47 - 3.47$$

则 $f^t = -6.94 \text{ N/mm}^2$, $f_b = 0$, 与例 4-5 的计算结果一致。

【例 4-9】同上例, 已知 $g = 35.2 \text{ kN/m}$, 预应力束的矢高控制为 250 mm , 求跨中截面下部最外边缘为零拉应力状态所需的有效预应力值, 也即所需要的平衡荷载值。

【解】由于要使截面下部边缘纤维处于零拉应力状态, 则必须使压力 C 作用在上核心区的顶部, 所以对这矩形截面的简支梁来讲, 其所需的剩余荷载 (即未被平衡的) w_L 可由平衡荷载乘以 K_t/h (上核心区顶点距形心轴的距离和预应力束矢高的比值) 取得。

$$\text{则 } w_L = w_B \times K_t/h, \quad \therefore w_B + w_B \times \frac{K_t}{h} = g$$

$$\therefore w_B = \frac{g}{\left(1 + \frac{K_t}{h}\right)} = \frac{35.2}{\left(1 + \frac{117}{250}\right)} = 24 (\text{kN/m})$$

$$\text{则 } F = \frac{wL^2}{8h} = \frac{24 \times 9^2}{8 \times 0.25} = 972 (\text{kN}), \text{ 完全吻合。}$$

在设计界往往将第三概念称为荷载平衡概念或林氏定律。由于它在给定的荷载条件下能

抵消部分外荷载的作用,并达到在正常工作状态下构件不开裂的目的,所以这荷载平衡方法是设计与分析的一种很有力的手段,特别是在初步设计阶段。在大多数情况下,设计人员可根据 M_G/M_T (即预应力构件自重引起的弯矩与总荷重引起的弯矩的比值) 和 M_L/M_D (活荷载弯矩与恒载弯矩的比值),及其相应的不同边界条件将平衡荷载取成 100% 恒载 + (0~50%) 活荷载。因此,荷载平衡法在初步设计阶段确定楼盖结构的基本尺寸及其设计方案的可行性是非常有效的。同时对施工图设计的复核也是极其方便的。若要了解有关预应力的更详尽的论述,设计人员可参阅林同炎教授所著的《预应力混凝土结构设计》(Design of Presfressed Concrete Structures) 一书,书中对这一概念作了更深入和更详细的论述。

4.7.2 无粘结预应力混凝土框架梁设计需注意的若干问题

无粘结预应力混凝土是通过在预应力筋的外表涂以防腐润滑油脂,并外加包裹层与混凝土完全隔绝,无丝毫粘结。所以,无粘结预应力筋与混凝土之间存在着永久性的相互滑动。

尽管无粘结预应力混凝土具有施工简便(可直接将预应力筋铺设在模板内的设定位置,而毋需像有粘结那样,先铺设波纹套管,然后再穿筋、张拉和灌浆等)和摩擦系数小等优点,但由于和混凝土之间存在着永久性的滑动这一特性,导致无粘结预应力混凝土框架梁的结构性能不能像有粘结预应力混凝土框架梁那样尽人意和直接满足工程的要求。

1. 极限强度

由于无粘结预应力筋与混凝土之间存在着永久性的滑动,在外荷载作用下,框架梁中预应力筋所产生的总变形为

$$\Delta = \int \delta dx = \int \frac{M_y}{E_c I} dx$$

总变形 Δ 势必会沿两锚固端之间的预应力筋长度平均分配。所以框架梁最大弯矩(或开裂截面)处无粘结预应力筋的实际应变只是一个平均应变值,则其应力也必然是平均应力值:

$$\begin{aligned}\bar{\delta} &= \frac{\Delta}{L} = \frac{1}{L} \int \frac{M_y}{E_c I} dx \\ \therefore \bar{f}_s &= E_s \bar{\delta} = E_s \frac{\Delta}{L} = \frac{1}{L} \cdot \frac{E_s}{E_c} \int \frac{M_y}{I} dx \\ &= \frac{n}{L} \int \frac{M_y}{I} dx\end{aligned}$$

这就造成在极限荷载作用下,梁内无粘结预应力筋的实际应力远远小于相应的有粘结预应力筋的实际应力,见图 4-36。

精心设计的低配筋指数的有粘结预应力混凝土框架梁,在极限荷载作用下,其预应力筋的应力可达到或接近它自身的极限强度 f_{pu} ,而相应的无粘结预应力筋在梁破坏时,甚至还达不到其自身的屈服强度。所以,无粘结预应力混凝土框架梁的极限抗弯强度大大低于相应的有粘结预应力混凝土梁,最大可低 30% 左右。所以林同炎教授曾说,在以极限强度为控制条件的结构设计中,有经验的结构工程师都很少采用无粘结预应力混凝土的框架梁。

2. 延性与耗能

正由于无粘结预应力筋的应变是沿整个预应力筋长度平均分配,所以即便是在很强烈的地震作用下,也不可能期望预应力混凝土框架梁中的无粘结预应力筋的应力会超出自身的弹性范围。因此,框架梁中的无粘结预应力筋几乎不耗能,对地震区框架的延性要求是很不利的。

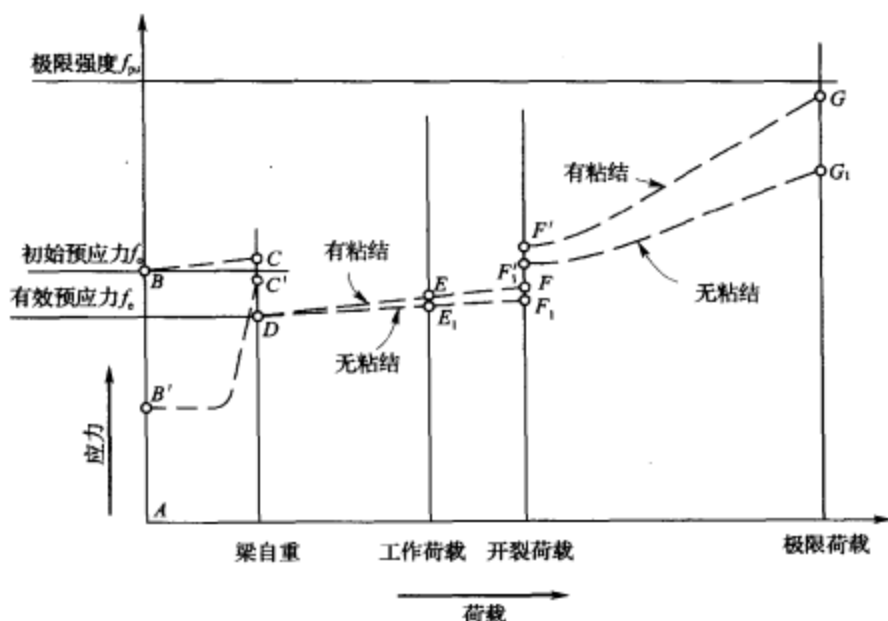


图 4-36 梁内有粘结和无粘结预应力筋的荷载-应力关系图

3. 裂缝

由于预应力筋与混凝土之间无粘结，无粘结预应力混凝土梁在开裂荷载作用下，混凝土的开裂部位集中，裂缝表现为少而宽，不像有粘结预应力混凝土梁的裂缝那样沿梁长分布，细而小。这种开裂集中、少而宽的裂缝易导致混凝土的应变集中，最后可能造成梁的过早破坏。

4. 连续破坏问题

对于连续多跨的单向无粘结预应力混凝土梁或板结构（包括框架梁），当其中某一跨在遭受偶然的灾难性破坏（火灾、爆炸或特大意外事故）而造成该跨所有的预应力筋失效时，势必会导致其他跨梁或板的预应力相继丧失，以致承载力大幅度降低，甚至连续倒塌破坏。

基于上述四个被国际预应力界所共识的主要不利因素，美国工程界往往都在设计任务书的“结构篇”中明确地提出框架梁（包括主、次梁）用有粘结预应力，楼板和屋面板用无粘结预应力的类似要求。因此，如果设计人员在某工程项目中想采用无粘结预应力混凝土框架梁时，则务必在具体的设计中去精心合理地解决上述的几个问题。

无论是实验室结构试件的试验报告，还是工程实例的测试和震后分析报告（如在 1971 年的旧金山地震、1989 年的 Loma Prieta 地震和 1994 年的 Northridge 地震中没有遭受结构破坏，并配有无粘结预应力筋的多、高层建筑物）都业已表明：只有通过限制无粘结预应力混凝土梁的平均有效预压应力，增加非预应力钢筋的含钢率，并使有粘结的非预应力钢筋在框架梁的极限抗弯强度中起主要作用，提供耗能和限制裂缝宽度，形成具有合理的低综合配筋指数的无粘结预应力筋与有粘结的非预应力钢筋的组合配筋结构才能达到克服上述四个不利因素的目的。

现就美国预应力学会（ACI Committee 423）于 1996 年制定的“关于无粘结预应力混凝土构件的建议”（Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Ten-

dons, ACI 423, 3R-96) 中有关这方面的具体建议作一摘要, 供有关设计人员参考。

关于无粘结预应力混凝土框架梁的平均有效预压应力的限值问题, 根据美国联邦紧急管理厅资助的国家地震减灾项目 NEHRP (1991) 的建议 (Recommended Provision for the Development of Seismic Regulations for New Buildings) 和后张

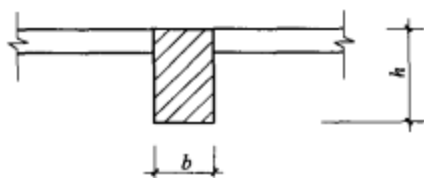


图 4-37 A 示意图

无粘结预应力混凝土梁的延性抗弯试件的高周反复荷载试验报告推荐, 平均有效预压应力 $f_{pe} = F_e/A$ 不应超过 350psi (2.4N/mm²)。其中 F_e 为扣除损失后的有效预应力, A 为框架梁的计算截面面积, 取梁宽 $b \times$ 梁高 h (图 4-37), 不含现浇板所构成的翼缘面积。

对采用无粘结预应力筋和 ASTM A706 或 A615 (Grade 40 或 60) 钢筋组合配筋, 共同抵抗地震作用的框架梁, 根据 NEHRP (1991) 的建议, 无粘结预应力筋所提供的抵抗正、负弯矩的强度都不应大于 25% 的极限抗弯强度。

对于连续多跨的单向无粘结预应力混凝土梁或板结构中的非预应力钢筋最小配筋量的要求, 根据美国统一建筑规范 (UBC—Uniform Building Code) 规定, 非预应力钢筋应提供 DL (恒载) + 0.25LL (活荷载) 的备用极限承载能力。其中 100% 恒载 + 25% 活荷载的荷载系数和承载能力折减系数 ϕ 均取 1.0。

另外, NEHRP (1991) 第 11.1.1.5 条还要求: “……, 无粘结预应力筋所用的锚具必须通过实验证明在地震作用下是确实能满足使用要求。即锚具组合件应能经受最少 50 次低周反复荷载 $0.4f_{pu} \sim 0.85f_{pu}$ 的检验而无破坏。预应力筋应穿过端节点延伸出去, 锚固在该节点的外表面。”

4.8 设计优化实例剖析

【例 4-10】南方某市的 $\times \times$ 广场

建筑平面尺寸为 104m \times 84m, 共 10 层, 底部 5 层为商厦, 上面 5 层为综合楼 (业主尚未决定其用途)。活荷载统一规定为 3.5kN/m², 框架-剪力墙结构, 抗震设防烈度为 6 度。主跨柱网尺寸为 12m \times 12m, 根据当地规划部门对该建筑物总高度的限制条件, 在满足业主主要建 10 层的前提下, 该建筑物每层楼盖的结构高度不能超过 400mm。

原设计采用了双向板-梁的楼盖体系, 沿 12m \times 12m 的柱网轴线在两正交方向分别设置了 3000mm \times 400mm (宽 \times 高) 的所谓预应力混凝土宽扁梁, 跨中剩余的 9m \times 9m 楼板按预应力混凝土双向板设计, 按跨高比 45, 将板厚取为 200mm, 见图 4-38 双向板-梁楼盖的平面与剖面图。

原设计采用了预应力混凝土结构一体化计算机设计程序一次性成图。预应力筋选用 $\phi 15.24$ 的 1860 低松弛钢绞线, 混凝土强度等级为 C40。根据施工图的统计, 1860 低松弛钢绞线的平均用量为 9.8kg/m² (未含损耗), 楼盖混凝土的平均折算厚度:

$$\delta = \left[\frac{(3 \times 12 + 3 \times 9) \times 0.2}{12 \times 12} + 0.2 \right] \text{m/m}^2 = 287.5 \text{ (mm/m}^2\text{)}$$

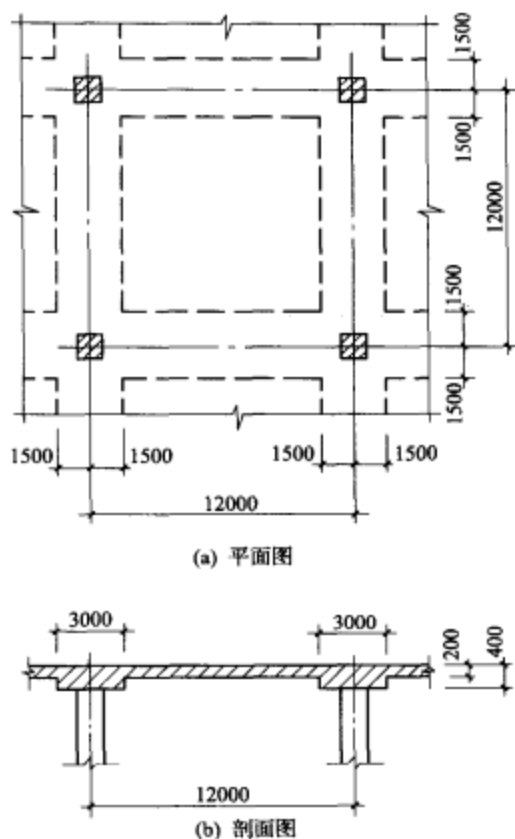


图 4-38 例 4-10 的双向板-梁楼盖平面与剖面图

【咨询意见】原设计存在的主要问题：

(1) 作为预应力混凝土梁-板结构中的宽扁梁，跨高比 L/h_b 不宜大于 25，在特定条件下，最大不应大于 28，而原设计的跨高比为 $L/h_b = 12000/400 = 30 > 25$ 。同时，宽扁梁截面的宽高比不宜大于 2.5，而设计的截面宽高比 $b_b/h_b = 3000/400 = 7.5 \gg 2.5$ 。另外，宽扁梁的宽度已远远超出柱宽 $+4h_b$ 。

所以，3000mm×400mm 的所谓宽扁梁实质上只起着无梁楼盖的平托板及柱上板带局部加厚的作用，而根本起不了双向板的边支承作用。为了更清楚地让设计人员明白这一受力机理，要求原设计人员用有限元进行补充分析。分析结果表明，双向板的所有正、负弯矩峰值都出现在边缘板带上，与本章第 3 节的图 4-11b 相似，只是因有了较宽的平托板，板的实际受力跨度有所减小，使正、负弯矩峰值也相应小了一些。

(2) 原设计的楼盖结构方案不但受力不明确、不合理，而且也很不经济，材料用量偏大，则结构自重也大。所以必须重新进行楼盖方案的合理选择和优化设计。既要满足使用功能（层间使用空间高度）的要求，又要做到受力明确、重量轻、经济和美观。

【优化方案的初步设计】

考虑到预应力混凝土平板的经济适用最大跨度只有 10.5m，而建筑使用功能只允许有 400mm 的楼盖结构高度，因此可以选用预应力混凝土的双向密肋楼盖。

按照 1/30 的高跨比，双向密肋的肋高同样只需要 400mm，可以满足使用功能的要求。

在 $12\text{m} \times 12\text{m}$ 的开间内设置 4 根截面尺寸为 $250\text{mm} \times 400\text{mm}$ 的双向密肋梁，肋中心线之间的距离为 3.0m ，板厚 $\delta = 80\text{mm}$ （跨高比 37.5）。在柱顶 $3.0\text{m} \times 3.0\text{m}$ 网格内用 C40 混凝土填充成 $3.25\text{m} \times 3.25\text{m}$ 、厚度 $\delta = 400\text{mm}$ 的实心板（与肋底齐平），见图 4-39。

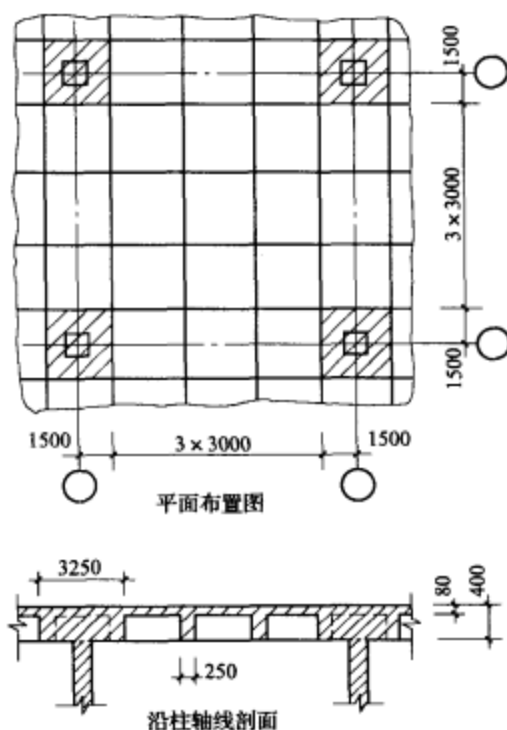


图 4-39 优化设计方案

每开间的混凝土平均折算厚度(包括柱顶实心厚板)。

$$\begin{aligned}\delta_{\text{Av}} &= \frac{0.25 \times 0.32(12+11) \times 4 + 2.75^2 \times 0.32}{12 \times 12} + 0.08 \\ &= \frac{7.36 + 2.42}{144} + 0.08 = 0.068 + 0.08 = 0.148(\text{m})\end{aligned}$$

楼盖自重: $g = 0.148 \times 25 = 3.70(\text{kN}/\text{m}^2)$

活荷载: $3.5\text{kN}/\text{m}^2$

用预应力平衡 100% 恒载 + 30% 活荷载, 则每跨 $w_B = (3.70 + 0.3 \times 3.5) \times 12 = 4.75 \times 12 = 57(\text{kN}/\text{m})$ 。

每跨所需的有效预应力, 考虑矢高 $h = 400 - 2 \times 60 = 280\text{mm}$, 则

$$F = w_B \times L^2 / 8 \times h = 57 \times 12^2 / 8 \times 0.28 = 3664\text{kN}.$$

所需 $\phi 15.24$ 的 1860 低松弛钢绞线根数

$n = 3664 \times 10^3 / 1860 \times 139 \times 0.6 = 23.6$, 取 24 根, 平均每平方米楼面面积的预应力筋重量为

$$24 \times 2 \times 12 \times 1.1 / 12 \times 12 = 4.4 (\text{kg}/\text{m}^2)$$

按每开间 4 根肋梁均布预应力筋, 则每根梁 6 根, 每根 T 形肋梁的混凝土横截面面积 A (见图 4-40):

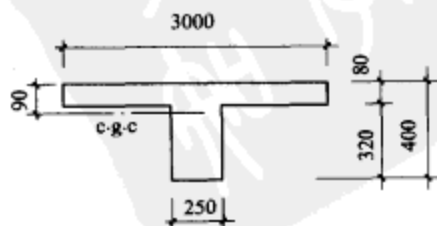


图 4-40 T 形梁截面

$$\begin{array}{ll}
 \text{翼缘板} & 80 \times 3000 = 24 \times 10^4 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \text{腹板} & 250 \times 320 = 8 \times 10^4 \text{ (mm}^2\text{)} \\
 \Sigma & 32 \times 10^4 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{array}$$

则平均有效预压应力

$$f_e = F/A = 6 \times 13.9 \times 1860 \times 0.6 / 32 \times 10^4 = 2.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

虽稍大于板的最佳平均预压应力的上限 2.8 N/mm^2 ，但还是小于梁的最佳上限 3.5 N/mm^2 ，因其受力状态介于梁与平板之间，所以是完全可行的。

截面应力核算：

$$y_0 = \frac{2.75 \times 0.08 \times 0.04 + 0.25 \times 0.4 \times 0.2}{0.22 + 0.1} = 0.09 \text{ (m)}$$

$$I = \frac{1}{12} 2.75 \times 0.08^3 + 0.22(0.09 - 0.04)^2 + \frac{1}{12} 0.25 \times 0.4^3 + 0.1(0.2 - 0.09)^2 = 0.00321 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\text{剩余线荷载 } w_L = 0.7 \times 3.5 \times 12 = 29.4 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{整跨总弯矩 } \Sigma M = 29.4 \times 12^2 / 8 = 529.2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

设与柱上实心厚板相连接的两根 T 形梁承担 $2/3$ 的整跨总弯矩，则每根梁所承受的总正、负弯矩：

$$M = \frac{1}{3} \Sigma M = \frac{1}{3} \times 529.2 = 176.4 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

根据经验，支座负弯矩与跨中正弯矩之比 $\eta = 2.0 \sim 2.5$ ，则跨中正弯矩按 $\eta = 2.0$ 计算：

$$M_{\text{中}} = 176.4 / 3 = 58.8 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$f_{\text{中}} = \frac{58.8 \times 10^6 \times 310}{3.21 \times 10^9} - 2.9 = 5.68 - 2.9 = 2.76 \text{ (N/mm}^2\text{)} \doteq 0.67 \gamma f_{\text{tk}} \text{ 或 } 1.2 f_{\text{tk}} = 2.87 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \text{ 可以。}$$

支座处的负弯矩按 $\eta = 2.5$ 计算：

$$M_{\text{支}} = 176.4 \times 2.5 / 3.5 = 126.0 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$f_{\text{支}} = \frac{126.0 \times 10^6 \times 90}{3.21 \times 10^9} - 2.9 = 3.53 - 2.9 = 0.63 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \text{ 可以。}$$

在施工图设计阶段尚可进行局部调整，以使设计成果更加理想。

【评估】

(1) 和原设计的施工图相比，每平方米的混凝土平均折算厚度减少了 $287.5 - 148.0 = 139.5 \text{ mm/m}^2$ ，则每层可节省 C40 混凝土 $104 \times 84 \times 0.9 \times 0.1395 = 1097 \text{ m}^3$ ，整幢建筑 10 层一共可节省 10970 m^3 混凝土。

(2) 原设计 $\phi 15.24$ 的 1860 低松弛钢绞线用量为 9.8 kg/m^2 ，现只需 4.4 kg/m^2 ，每平方米的预应力筋用量减少了 5.4 kg/m^2 ，则每层可节约 $104 \times 84 \times 0.9 \times 5.4 = 42457 \text{ kg}$ ，整幢建筑节约了近 424.6 t 。

(3) 由于楼盖混凝土的平均折算厚度减小，自重减轻，则每根柱子传给基础顶面的竖向荷载约减少了 500 t ，而整个基础所承受的上部荷载总的减少了约 27000 t 。

(4) 该优化方案的缺点就是模板的制作要比原设计复杂、工作量大，但总的经济效益是非常明显的，为业主节省了上千万元的成本。

【例 4-11】北方某市的 $\times \times$ 商厦

结构平面尺寸 $114.3\text{m} \times 65.1\text{m}$ ，地上 8 层，地下一层停车库，抗震设防烈度 6 度，建筑总高度 45.3m ，标准层层间高度 5.6m ，要求商场的净空高度不得小于 4.8m ，地下室车库层高 3.9m 。业主规定的楼面活荷载为 7.5kN/m^2 ，其中个别区域为 10kN/m^2 ，柱网间距不得小于 9m 。

原设计为框架结构，采用 $9\text{m} \times 9\text{m}$ 的普通钢筋混凝土双向板-梁楼盖体系。由于活荷载大，梁截面尺寸为 $800\text{mm} \times 800\text{mm}$ ，跨高比为 11.25。双向板厚 250mm ，跨高比 36，见图 4-41。原设计的楼盖混凝土平均折算厚度为

$$\delta_{Av} = \frac{0.8 \times 0.55 \times 8.2 \times 2}{9 \times 9} + 0.25 = 0.0891 + 0.25 = 0.339 \text{ (m/m}^2\text{)}$$

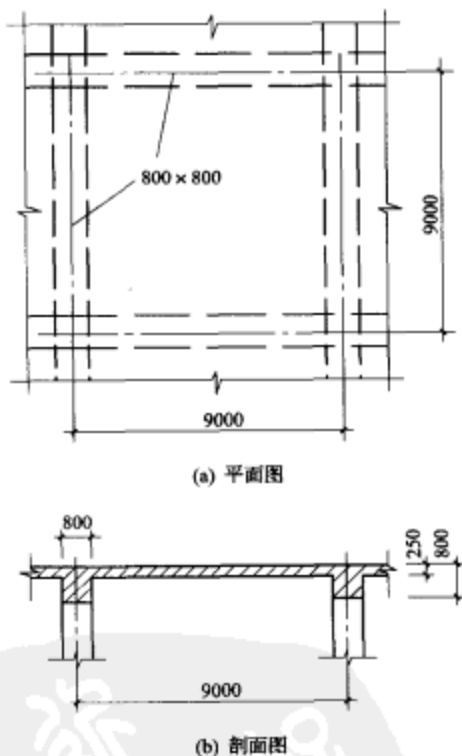


图 4-41 例 4-11 双向板-梁楼盖示意图

【咨询意见】

(1) 对于大商场和停车库来讲， $9\text{m} \times 9\text{m}$ 的柱网偏小，其停车位和摊位都会受到限制，综合经济效益不是很理想。

(2) 在活荷载较大 ($7.5 \sim 10\text{kN/m}^2$) 的情况下，双向板-梁体系不是最适用的楼盖方案，其混凝土用量会偏大。

(3) 双向板-梁楼盖对商场的自动扶梯及其他服务设施所需的开洞等要求的适应能力相对较差。

(4) 梁高 800mm ，再加上楼板地面的建筑装饰 50mm ，则净空高度只有 $5.6 - 0.8 - 0.05 = 4.75\text{m} < 4.8\text{m}$ ，未能充分满足业主要求。

(5) 该建筑物结构总长 114.3m ，采用普通钢筋混凝土双向板-梁楼盖结构就势必要考虑

伸缩缝的问题。

【优化方案的初步设计】

与建筑设计主持人商量、协调，最后将主跨柱网尺寸调整为 $13.5\text{m} \times 9.3\text{m}$ ，则结构平面布置的横向为 $7 \times 9.3\text{m} = 65.1\text{m}$ ，纵向为 $9.9\text{m} + 7 \times 13.5\text{m} + 9.9\text{m} = 114.3\text{m}$ 。选用预应力混凝土的主-次梁楼盖体系，见图 4-42。

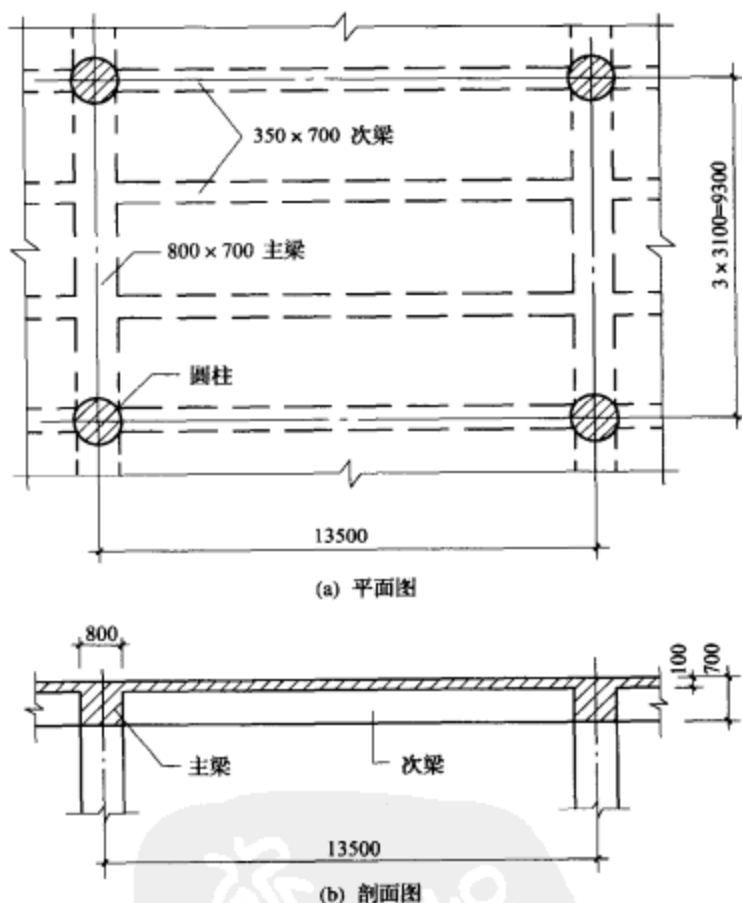


图 4-42 优化设计方案

以 9.3m 短跨为主梁， 13.5m 的长跨为次梁。考虑活荷载较大，则在每开间内设置了两道次梁，次梁间距为 3.1m 。主、次梁均施加预应力，楼板采用普通钢筋混凝土，板厚 $\delta = 100\text{mm}$ ，跨高比 31。混凝土强度等级 C40。

主梁截面尺寸为 $800\text{mm} \times 700\text{mm}$ ，跨高比 13.3。次梁为 $350\text{mm} \times 700\text{mm}$ （宽度 350mm 考虑到要在梁内铺设粘结预应力筋的波纹套管），跨高比 19.3。柱子采用钢筋混凝土圆柱。

主-次梁楼盖结构的混凝土平均折算厚度

$$\begin{aligned}\delta_{AV} &= \frac{0.8 \times (0.7 - 0.1) \times (9.3 - 0.8) + 0.35 \times 0.6 \times (13.5 - 0.8) \times 3}{13.5 \times 9.3} + 0.1 \\ &= 0.0962 + 0.1 = 0.1962 (\text{m/m}^2)\end{aligned}$$

(1) 次梁的预应力及截面应力估算

恒载 $g = (3.1 \times 0.1 + 0.35 \times 0.6) \times 25 + 3.1 \times 0.05 \times 20 = 13.0 + 3.1 = 16.1 (\text{kN/m})$

活荷载 $g = 7.5 \times 3.1 = 23.25 (\text{kN/m})$

设预应力平衡 100% 恒载 + 50% 的活荷载

$$w_B = 16.1 + 0.5 \times 23.25 = 27.73 (\text{kN/m})$$

$$F = \frac{w_B L^2}{8h} = \frac{27.73 \times 13.5^2}{8(0.7 - 0.14)} = 1128 (\text{kN})$$

$$n = \frac{1128 \times 10^3}{1860 \times 139 \times 0.57} = 7.65$$

取 $n = 8$ 根。

平均有效预压应力 (考虑预应力的作用, 初步设计的次梁计算截面的翼缘宽度暂时保守地取 $b + 16h_f$, 见图 4-43):

$$f_e = \frac{8 \times 1860 \times 139 \times 0.57}{1950 \times 100 + 350 \times 600} = \frac{1179 \times 10^3}{405 \times 10^3} = 2.91 (\text{N/mm}^2)$$

$$y_0 = \frac{1.6 \times 0.1 \times 0.05 + 0.35 \times 0.7 \times 0.35}{0.16 + 0.245} = \frac{0.09375}{0.405} = 0.231 (\text{m})$$

$$I = \frac{1.6 \times 0.1^3}{12} + 0.16 \times (0.231 - 0.05)^2 + \frac{0.35 \times 0.7^3}{12} + 0.245 \times (0.35 - 0.231)^2 = 0.01885 (\text{m}^4)$$

预应力平衡后的剩余荷载

$$w_L = 16.1 + 23.25 - \frac{8 \times 1179 \times 0.56}{13.5^2} = 10.35 (\text{kN/m})$$

按包络图的可能最大正弯矩

$$M_{\max} = w_L \cdot L^2 / 16 = 10.35 \times 13.5^2 / 16 = 117.9 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$f_{\max}^i = \frac{117.9 \times 10^6 \times 469}{18.85 \times 10^9} - 2.91 = 2.93 - 2.91 = 0$$

在活荷载 10 kN/m^2 的区域内, 所增加的剩余荷载: $\Delta w_L = (10 - 7.5) \times 3.1 = 7.75 (\text{kN/m})$;

$$\eta = 1 + \Delta w_L / w_L = 1 + 7.75 / 10.35 = 1.75;$$

$$f_{\max} = 1.75 \times 2.93 - 2.91 = 2.2 (\text{N/mm}^2), \text{ 可以。}$$

(2) 主梁的预应力及截面应力估算

根据经验, 在这种结构平面布置和主、次梁等高的受力状态下, 主梁所需的预应力筋数量可等于或稍少于 2 倍的次梁预应力筋数量, 因此取 16 根 1860 低松弛钢绞线。则平均有效预压应力

$$f_e^s = \frac{16 \times 1860 \times 139 \times 0.56}{(800 + 1600)100 + 800 \times 600} = \frac{2316520}{720000} = 3.2 (\text{N/mm}^2) < 3.5 \text{ N/mm}^2$$

平衡荷载 $w_B = 8Fh / L^2 = 8 \times 2316.5 \times 0.56 / 9.3^2 = 120 (\text{kN/m})$

主梁自重 $g = 0.8 \times 0.7 \times 25 = 14 (\text{kN/m})$

每道次梁作用在主梁上的集中荷载

$$P = (16.1 + 23.25)13.5 = 531 (\text{kN})$$

设等效均布荷载 $g_{je} = 531 \times 3.1 / 9.6 = 171 (\text{kN/m})$

剩余均布荷载 $w_L = 14 + 171 - 120 = 65 (\text{kN/m})$

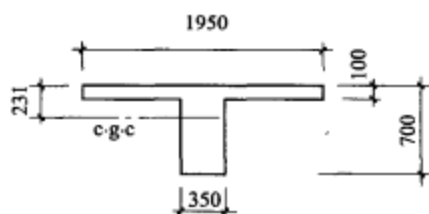


图 4-43 次梁计算截面

主梁的截面形心轴位置

$$y_0^g = \frac{0.008 + 0.8 \times 0.7 \times 0.35}{0.16 + 0.56} = 0.283(\text{m})$$

截面惯性矩

$$I_g = 0.0342\text{m}^4$$

按包络图的可能最大正弯矩

$$M_{\max} = \frac{1}{20} 65 \times 9.3^2 = 281(\text{kN} \cdot \text{m})$$

跨中截面可能出现的最大拉应力

$$f_{\max} = \frac{281 \times 10^6 \times 417}{34.2 \times 10^9} - 3.2 = 3.43 - 3.2 = 0.23(\text{N/mm}^2)$$

在活荷载为 10kN/m^2 的区域内

$$\Delta P = (10 - 7.5) 3.1 \times 13.5 = 104.6(\text{kN})$$

折算等效均布荷载

$$\Delta g_{je} = 104.6 \times 171 / 531 = 33.7(\text{N/m});$$

$$\Delta f_{\max} = 33.7 \times 3.43 / 65 = 1.78(\text{N/mm}^2);$$

$$f_{\max} = 1.78 + 0.23 = 2.01(\text{N/mm}^2), \text{可以。}$$

【评估】

(1) 预应力混凝土主-次梁楼盖方案的混凝土平均折算厚度为 196mm/m^2 ，比原设计的普通钢筋混凝土双向板-梁的平均折算厚度 339mm/m^2 减少了约 143mm/m^2 ，则平均每层减少混凝土 $7441\text{m}^2 \times 0.143\text{m/m}^2 = 1064\text{m}^3$ 。整幢楼房节省了约 8512m^3 混凝土。基础承受的上部荷载减轻了 21280t 。

(2) 减少了钢筋混凝土框架柱 32 根，地下车库增加了 56 个停车位，上部商场的摊位面积也相应加大，综合经济效益提高了 18%。

(3) 由于纵、横向都施加了大于 0.7N/mm^2 的平均预压应力，从而可以取消伸缩缝。

(4) 充分满足了业主对楼层净高的要求， $5.6 - 0.7 - 0.05 = 4.85\text{m} > 4.8\text{m}$ 。

(5) $\phi 15.24$ 的 1860 低松弛钢绞线的平均用量为 4.2kg/m^2 ，按每吨 1.5 万元（包括锚具、施工等所有费用）计，则每平方米 63 元，与所节省的混凝土费用基本持平，等于没有增加任何成本。

所以，预应力混凝土大跨度主-次梁的楼盖方案对该商厦的综合效益是相当不错的。

上述两个优化设计的工程实例无不说明，在初步设计阶段，结构设计人员只有通过不同方案的比较、反馈、优化才能做出综合经济效益好，使业主和建筑师都满意的结构设计。同时也是充实提高自身结构体系的概念和培养判断力的一个最有效的过程。



参考文献

[1] 林同炎, S. D. 斯多台斯伯利著. 结构概念和体系. 第 2 版. 高立人、方鄂华、钱稼茹译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999

[2] 高立人. 美国预应力学会关于无粘结预应力混凝土设计的若干建议介绍. 建筑结构, 1998 (7)

- [3] T. Y. LIN, Ned H. Burns, Design of Prestressed Concrete Structures. Third Edition. John Wiley & Sons, 1981
- [4] 高立人. 两座预应力停车楼的结构设计. 建筑结构, 1992 (1)
- [5] R. 派克, W. L. 根勃尔著. 钢筋混凝土结构. 黄国帧, 成源华译. 上海: 同济大学出版社, 1992
- [6] 刘永颐等. 快速施工预应力大平板框架结构体系. 建筑结构学报, 1995 (5)
- [7] 蒋永生, 陈忠范等. 整浇梁板的框架节点抗震研究. 建筑结构学报, 1994 (6)
- [8] 中国建筑科学研究院主编. 高层建筑结构概念设计. 科学出版社, 1988
- [9] 高立人. 主次梁结构体系设计若干问题的讨论. 建筑结构, 1999 (10)
- [10] ACI Committee 318. Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83). American Concrete Institute, 1983
- [11] 高立人. 纵向无伸缩缝预应力混凝土框架与宽翼缘单 T 板体系. 建筑结构学报, 1994 (6)
- [12] 约翰·奇尔顿著. 空间网格结构. 高立人译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004
- [13] 高立人. 框架梁采用无粘结预应力混凝土的若干问题. 建筑结构, 1997 (7)



第5章 竖向分体系的初步设计

5.1 引言

一个高层建筑的总体结构可以被分成水平分体系和竖向分体系。水平分体系（楼、屋盖）可通过抗弯来承受和传递竖向荷载，同时又通过横隔板作用，将水平荷载传给竖向分体系，并与竖向分体系及其构件有机地连接，形成共同作用的结构总体系。所以，在方案设计和初步设计阶段，结构工程师必须同时综合考虑竖向分体系和水平分体系的最佳搭配组合。只有这样选择才能充分发挥两者各自的最大潜力，并经济、有效地共同工作。而不是先只考虑竖向分体系的平面布置方案，然后再去设法拼凑楼盖结构的具体方案。这样肯定会使整个结构设计陷入被动，更不可能达到优化设计的目的。

从传递竖向和水平荷载来讲，高层建筑的竖向分体系主要有剪力墙（包括桁架式墙或称支撑框架）结构、筒体结构和梁柱框架结构。这三种竖向分体系的使用功能和抗侧力的受力变形特征概念在第1~3章中都已作了介绍，本章不再赘述。

尽管对一个高层建筑的总体结构作详尽细致的受力与变形分析是比较复杂的，最后必须用先进的计算机结构分析程序来进行，但在用计算机程序进行分析时，首先必须要有一个已基本确定的结构方案模型，也只有根据这个模型才能输入平面布置、构件尺寸等相关的原始数据。所以，在方案和初步设计阶段，设计人员必须（或也只有）通过概念性近似计算来初步确定该结构分体系及其构件的尺寸大小，并验证设计的可行性（同第4章的做法一样）。而且，概念性近似计算也是不断优化结构总体布置方案的一种简捷有效的手段，不但为计算机整体分析建立了原始数据，也为判断计算机输出结果的正确与否提供了可靠的依据。同时也是设计人员不断充实自身设计经验、概念和提高判断能力的一个必不可少的过程。

所以，本章着重介绍在方案和初步设计阶段，设计人员应如何用概念性近似计算来确定竖向分体系及其构件的基本尺寸，并验证它们的可行性。

5.2 剪力墙结构

剪力墙可分为钢筋混凝土实心墙和桁架式剪力墙（或称支撑框架）。剪力墙可以有效地抵抗墙体平面内的水平荷载，但对于抵抗垂直于墙面的水平荷载是极其弱的。墙的刚度是与其自身的截面惯性矩成正比的，如一宽度为9m、厚度30cm的剪力墙，其平面外的刚度只是平面内刚度的1/900。因此，剪力墙平面外的约束能力通常都可以忽略不计。

在建筑物中，剪力墙宜在两个正交方向都各自对称居中布置（对框架-剪力墙结构而言，参见图4-9），这样不但对抵抗水平力和抗扭（成对的抵抗剪力的墙才能抗扭，才可提供抵抗力偶）有利，而且对减小温度、徐变和收缩的影响也有较好的效应。

建筑物中各片墙所承担的剪力，在墙的高宽比小于或等于 2~3 时，水平荷载可按各墙截面面积 A_i 的比例来进行分配；对于高宽比等于或大于 4~5 的剪力墙时，则需要按各墙截面惯性矩 I_i 的比例来进行分配。

【例 5-1】钢筋混凝土剪力墙的初步设计

图 5-1 为一钢筋混凝土剪力墙，宽 6m、厚 30cm、高 36.6m，墙上的竖向荷载为 1780kN，沿墙高作用的均布风荷载为 11.68kN/m。要求计算墙截面内的最大剪应力与拉、压应力，以验证是否能满足设计要求。计算如下：

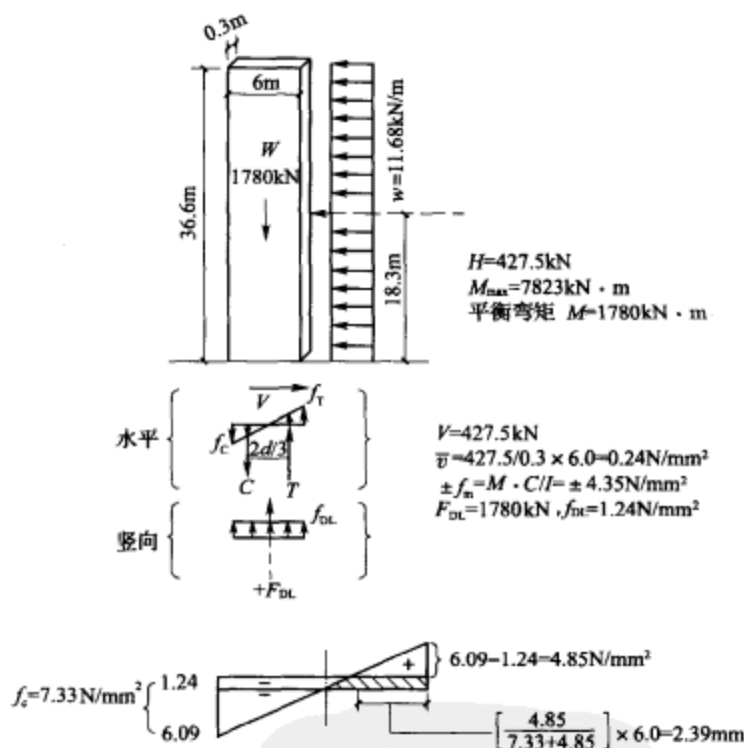


图 5-1 剪力墙的初步设计

墙底剪力 $V=wL=11.68 \times 36.6=427.5$ (kN)

悬壁墙的最大弯矩

$$M_{\max}=\frac{wL^2}{2}=11.68 \times \frac{36.6^2}{2}=7823 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

偏心距 $e=M_{\max}/N=7823/1780=4.4\text{m}$ ，超过了 6m 墙宽的平衡设计偏心距（即核心区 $6\text{m}/6=1.0\text{m}$ ）。因此，在墙底面出现拉应力（其最大平衡弯矩 $M=1780 \times 1.0=1780\text{kN}\cdot\text{m}$ ）。

墙的平面内惯性矩 $I=300 \times 6000^3/12=5.4 \times 10^{12}$ (mm^4)

最大弯曲应力：

$$f_{\max}=\frac{M \cdot C}{I}=7823 \times 10^6 \times \frac{3000}{5.4 \times 10^{12}}=\pm 4.35(\text{N/mm}^2)$$

平均剪应力：

$$\bar{v}=\frac{V}{A}=\frac{427.5}{0.3 \times 6.0}=237.5\text{kN/m}^2=0.24(\text{N/mm}^2)$$

矩形截面的最大剪应力 $V_{\max} = \frac{3}{2}\bar{v} = 0.36\text{N/mm}^2$

采用 C25 混凝土, 则最大设计剪应力为

$$1.4 \times 0.36 = 0.5\text{N/mm}^2 \ll f_c/5 = 2.4\text{ (N/mm}^2\text{)}$$

在墙底截面, 竖向荷载 1780kN 产生的设计轴向压应力为

$$1.25 \times 1780 / 0.3 \times 6 = 1236\text{kN/m}^2 = 1.24\text{ (N/mm}^2\text{)}$$

将此应力与设计弯曲应力 $\pm 1.4 \times 4.35 = \pm 6.09\text{N/mm}^2$ 叠加, 则墙底截面的压应力为 $-1.24 - 6.09 = -7.33\text{N/mm}^2 \ll 11.9\text{N/mm}^2$, 而必须抵抗的拉应力为 $-1.24 + 6.09 = 4.85\text{N/mm}^2$, 这完全可以通过配筋来解决, 其近似计算方法如下:

墙底截面受拉区长度为

$$\left[\frac{4.85}{7.33 + 4.85} \right] \times 6.0 = 2.39\text{ (m)}, \text{呈三角形分布的拉应力合力为 } 4.85 \times 2.4 \times 300 \times$$

$0.5 = 1746\text{kN}$ 。HRB335 级钢 $f_y = 300\text{N/mm}^2$, 则所需钢筋面积 $A_s = 5820\text{mm}^2$, 完全可行。

由于风会在相反的方向作用, 所以应该在墙的两端都分别配置相同数量的钢筋。若是抗震验算, 则地震作用的水平力应呈倒三角形分布。另外, 基础设计时也必须考虑这 1746kN 的拉力。

【例 5-2】支撑框架的内力估算

图 5-2 为一 $6\text{m} \times 36.6\text{m}$ 的带斜撑的钢框架, 只不过是在钢框架平面内加设单斜杆支撑来取代了例 5-1 中的钢筋混凝土剪力墙, 在所有荷载条件不变的情况下, 要求计算基础顶面处柱式弦杆与斜腹杆的轴力。

用例 5-1 中所计算的最大弯矩 $M_{\max} = 7823\text{kN} \cdot \text{m}$ 计算弦杆 (或柱) 的轴拉力和轴压力, 力臂 $a = 6.0\text{m}$ 。

柱式弦杆所承担的抗倾覆力矩的轴压、拉力

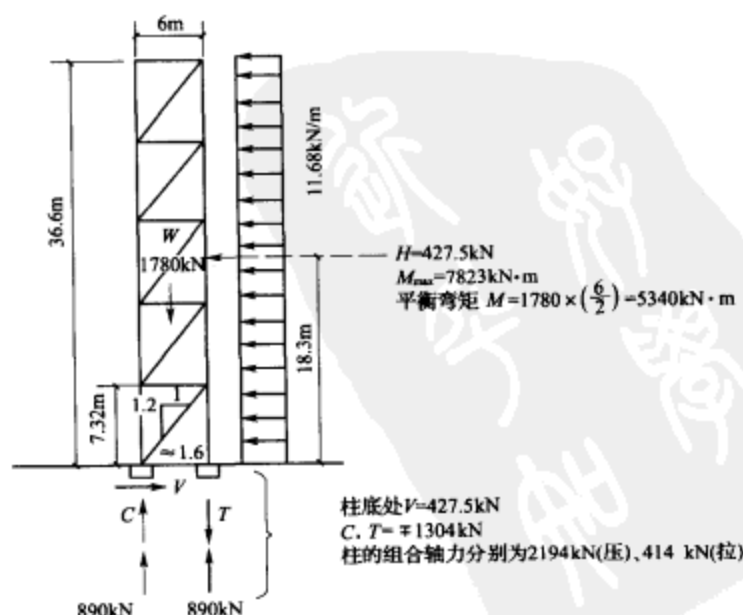


图 5-2 支撑框架的内力估算

$$C, T = \frac{M_{\max}}{a} = \frac{7823}{6} = \pm 1304 \text{ (kN)}$$

而每根柱子所承担的竖向荷载为 $-1780/2 = -890\text{kN}$ ，两者叠加，则柱子承受的最大轴压力 $C_{\max} = -2194\text{kN}$ ，而最大轴拉力 $T_{\max} = 414\text{kN}$ 。所以基础设计时需考虑抵抗柱子的轴拉力，以避免产生倾覆现象。而为抵抗 427.5kN 的总水平剪力，斜腹杆所承担的轴力为

$$\frac{\sqrt{7.32^2 + 6^2}}{6} \times 427.5 = 674 \text{ (kN)}$$

【例 5-3】高层剪力墙连梁的初步设计

这是一幢典型的 30 层钢筋混凝土剪力墙公寓建筑，在每层的走廊处，墙上开洞，洞口两边的墙肢仅由走廊上方的连梁连接，见图 5-3，剪力墙平面外中心线之间的距离为 9m 。设计要求为能抵抗每平方米 1.90kN 的风荷载。连梁 2.4m 长，截面高度限制为 750mm 、宽 200mm ，试用近似计算确定该连梁的设计是否可行。

每片剪力墙的风荷载受荷宽度为 9m ，则

$$w = 1.9\text{kN/m}^2 \times 9.0 = 17.1 \text{ (kN/m)}$$

墙底部位弯矩：

$$M = wL^2/2 = 17.1 \times 9^2/2 = 73950 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

如图 5-3 所示，力矩 M 在一个墙肢的底面产生拉力 T ，而在另一个墙肢的底面产生压力 C 。这两个力之间有一个水平力臂 a ，按保守的估计为 10.2m ，即取两墙肢的中心间距，因此，

$$T = C = \frac{73950}{10.2} = 7250 \text{ (kN)}$$

这也是 30 层（或根）连梁传递的总竖向剪力。假定所有连梁分担的竖向剪力都相等，则每层连梁所受的剪力为

$$V = \frac{7250}{30} = 242 \text{ (kN)}$$

当反弯点在每根连梁的跨中时，则梁端的弯矩是 $242 \times 2.4/2 = 290\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

由于梁高 750mm ，所以连梁正、负弯矩钢筋的抵抗力臂可近似取成 $750 \times 0.8 = 600\text{mm}$ （考虑按两层钢筋铺设）。这样，纵向钢筋所需承受的拉力为

$$T = \frac{290}{0.6} = 483 \text{ (kN)}$$

HRB335 级钢筋的设计强度为 300N/mm^2 ，则所需要的钢筋截面面积为

$$A_s = \frac{1.4 \times 483 \times 10^3}{300} = 2254 \text{ (mm}^2\text{)}$$

连梁的配筋率为

$$\rho_s = 2254/200 \times 700 = 1.6\% \text{ (仅对于拉力 } T\text{)}$$

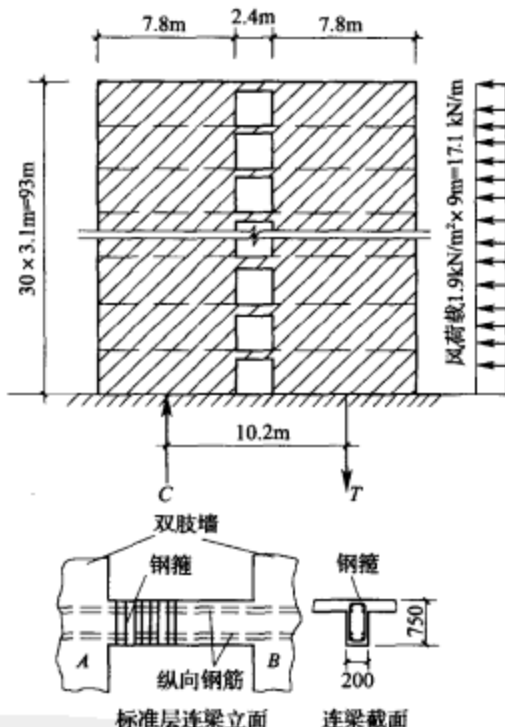


图 5-3 30 层剪力墙结构

这是合理的,因为连梁顶部和底部的配筋数量是相同的,所以2%甚至2.5%都是可以的。连梁的平均剪应力为

$$\bar{v} = \frac{V}{bh_0} = \frac{1.4 \times 242 \times 10^3}{200 \times 700} = 2.42 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

若采用 C25 混凝土, $f_c/4 = 3.0 \text{ N/mm}^2 > 2.42 \text{ N/mm}^2$ 。

以上说明,恰当的设计可以使连梁抵抗由风力产生的弯矩和剪力。当然,在施工图设计时,尚需进一步做详细的细部构造设计。

5.3 筒体结构

井筒结构常用来作为竖向交通运输和服务设施的通道,同时也是结构总体系中抗侧力的主要构件。如果建筑物中只有一个井筒,一般都应该设置在建筑平面的正交中心部位;当多于一个时,则应对称布置。井筒常常需要开一些孔洞或者门洞(如电梯井的门等),当筒体的孔洞面积小于30%时,虽然其自身的刚度和强度会有所下降,但对于初步设计来讲,这些影响还是可以忽略不计的。如果筒体表面的孔洞面积大于50%~60%时,特别是将筒壁作为外墙时,它的结构受力性能更接近于框筒,其自身的强度和刚度都会有相对较大的降低,此时,初步设计就不得不考虑孔洞的影响。

当筒体的高宽比小于3时,它主要表现为刚性抗剪筒体,抗弯不会成为这种矮筒的控制因素;当高宽比为3~6时,剪力将不起主要控制作用,而由抗弯来决定其设计。如果高宽比大于或等于7,则属于柔性筒,必须通过水平分体系和其他抗侧力构件连成整体,共同作用。

从整体来讲,筒体是一种三维结构,在各个方向都有比较大的刚度和承载力。但相对而言,筒体的内力和应力计算都要比二维的剪力墙结构复杂一些。而且对于框筒结构,当其作为一个竖向悬臂结构侧向弯曲变形时,框架的局部弯曲会在柱间形成剪力滞后现象。下面通过几项工程实例来说明在初步设计阶段,如何用概念性近似计算来确定该筒体结构设计的可行性。

【例 5-4】单筒的初步设计

图 5-4 为一 6m×6m 的钢筋混凝土单筒结构,高 36.6m,筒壁厚 300mm,设沿筒高作用 11.68kN/m 的均布风荷载,以便将本例井筒的受力特征与例 5-1 中的单片剪力墙作概念性的比较。

按例 5-1 的计算值,筒体四片墙的竖向荷载为 $4 \times 1780 = 7120 \text{ kN}$,每个方向的筒底弯矩 $M = 7823 \text{ kN} \cdot \text{m}$,筒底处的最大剪力 $V = 427.5 \text{ kN}$ 。

概念性近似计算可假定 3/4 的弯矩由翼缘来承担,则 $7823 \times 3/4 = 5867 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。两个翼缘中心线之间的力臂是 5.7m,所以每个翼缘所承担的弯曲拉、压力为 $5867/5.7 = \pm 1029 \text{ kN}$,其应力

$$f_F = \frac{1029 \times 10^3}{5.7 \times 0.3 \times 10^6} = \pm 0.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

由弯矩在腹板上产生截面应力,边缘处为 $\pm 0.6 \text{ N/mm}^2$,而中和轴处减少到 0。

若要更精确些,可用截面惯性矩求之:

$$I = \sum \frac{bh^3}{12} = \frac{6^4 - 5.4^4}{12} = 37.14 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$f_F = \pm \frac{M_s}{I} = 7823 \times \frac{3.0}{37.14} = 632 \text{ kN/m}^2 = \pm 0.632 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

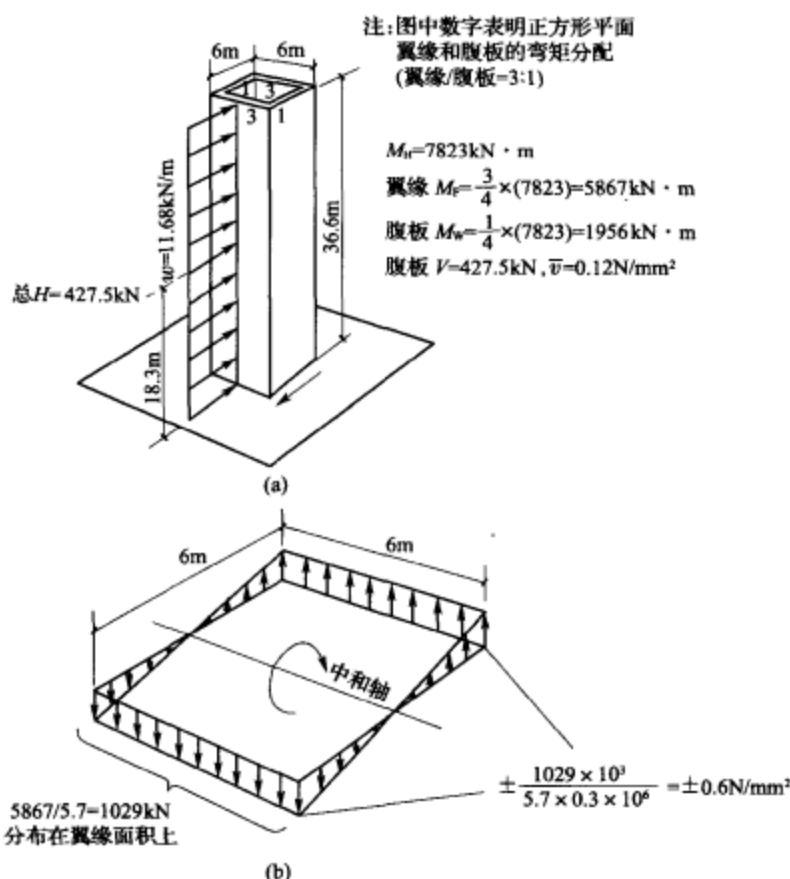


图 5-4 单筒的近似计算

腹板的平均剪应力可按下式近似计算求得

$$\bar{v} = \frac{V}{A} = \frac{427.5}{2 \times 6 \times 0.3} = 118.8\text{kN/m}^2 = 0.12\text{ (N/mm}^2\text{)}$$

竖向荷载 7120kN 在全截面上均布的压应力为

$$f_p = \frac{7120}{(6.0^2 - 5.4^2)} = \frac{7120}{6.84} = 1041\text{kN/m}^2 = -1.04\text{ (N/mm}^2\text{)}$$

将此应力和上面的弯曲应力 $\pm 0.63\text{N/mm}^2$ 组合, 则得截面的压应力分别为 -1.67N/mm^2 和 -0.41N/mm^2 , 筒体截面根本未出现拉应力。

将本例和例 5-1 相比, 可以看出井筒的受力状况要比单片剪力墙的受力好得多。尽管该井筒的钢筋混凝土腹板和翼缘都未出现拉应力, 但仍然需要配置钢筋, 这样才能使筒具有较大的极限承载力和吸收能量的能力。可以用忽略轴向荷载对井筒影响的保守近似计算方法来估算配筋。假设用钢筋来承担全部弯矩 $M=7823\text{kN}\cdot\text{m}$ 所产生的拉力, 这时钢筋作用的力臂为 5.7m, 则

$$T = \frac{M}{a} = \frac{7823}{5.7} = 1372\text{ (kN)}$$

每个翼缘内所需 HRB335 级钢筋的面积

$$A_s = \frac{1.4 \times 1372 \times 10^3}{300} = 6400\text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\rho_s = \frac{6400}{5700 \times 300} = 0.37\%$$

这个配筋率是比较小的,说明这种结构对抵抗外力作用是相当有效的。

筒中筒在超高层建筑中是一种比较常用的结构设计方案,它的结构设计概念是,外筒的截面宽度大,可以非常有效地抵抗倾覆力矩,但作为外墙,这无法避免的门窗洞口势必会降低其自身的抗剪能力,特别是在底部几层。不过,由于内筒的开洞少,则可以用来较好地抵抗层间剪力,但是与外筒相比,内筒相当细长,其抵抗倾覆力矩并不是很有效,见图 5-5。筒中筒结构可以采用钢结构,也可以做成混凝土结构,或者做成钢和混凝土的混合结构。例如,用混凝土井筒作为内筒,而用钢框筒作为外筒,既可使整体结构有效地抗弯,同时又有足够的抗剪层间刚度。

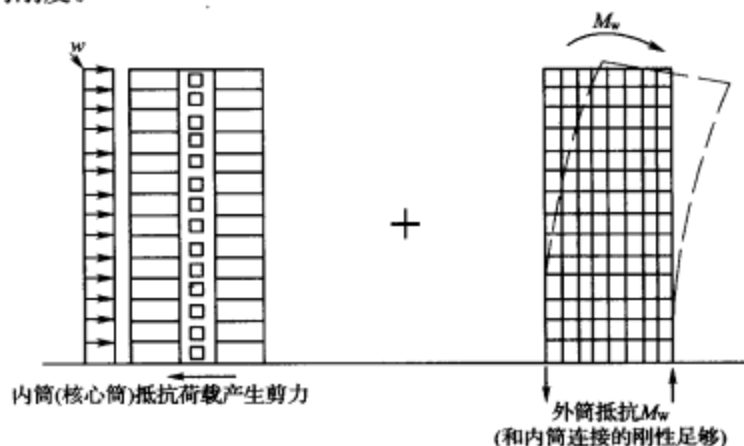


图 5-5 筒中筒结构 (将开洞面积小的内筒的层间刚度与外框筒的整体轴向刚度结合起来)

【例 5-5】圆筒中筒高层建筑的初步设计

图 5-6 为一幢 40 层的钢筋混凝土筒中筒圆形建筑,高 150m,外筒直径 30m,筒壁厚 30cm,所开的门窗洞口面积约占表面积的 50%。风荷载为 2.4kN/m^2 ,要求验算该外筒初步设计的可行性。

由于外筒的高宽比为 5,则初步设计假定由外筒抵抗百分之百由风所产生的倾覆力矩,并承担 4/7 (即 57%) 的楼面荷载。

圆形结构的体型系数取 0.52,则每延米高度上的风荷载:

$$w = 2.4\text{kN/m}^2 \times 0.52 \times 30 = 37.4\text{ (kN/m)}$$

基础底面的筒底倾覆力矩:

$$M = \frac{wL^2}{2} = \frac{37.4 \times 150^2}{2} = 420750\text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

直径 30m,壁厚 30cm 的外筒截面惯性矩:

$$I = \pi r^3 t = \pi \times 15^3 \times 0.3 = 3181\text{ (m}^4\text{)}$$

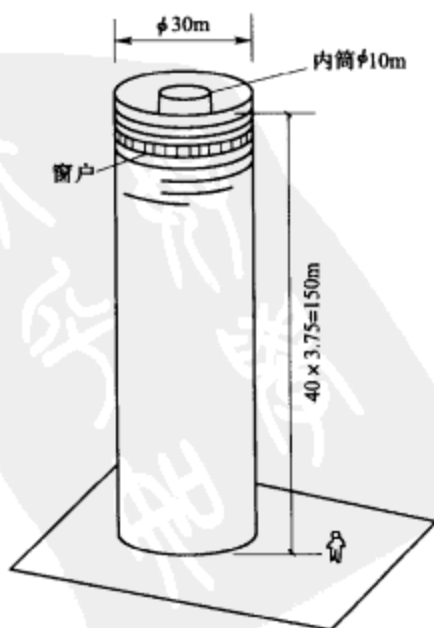


图 5-6 40 层圆筒中筒建筑

边缘处的最大拉、压应力:

$$f = \pm \frac{M \cdot r}{I} = \pm \frac{420750 \times 15}{3181} = \pm 1984 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= \pm 1.98 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

近似计算外筒壁的自重, 考虑窗洞的削减, 以外筒单位表面积 5.0 kN/m^2 计, 筒底处沿周长的每米重量是

$$5.0 \times 150 = 750 \text{ (kN/m)}$$

设楼盖平均恒载为 5.75 kN/m^2 , 按 $4/7$ 的楼面荷重由外筒承担, 则每延米外筒壁长将承担 3.7 m^2 楼面的荷重。外筒底部所承受的楼面总重为

$$3.7 \times 5.75 \times 40 = 851 \text{ (kN/m)}$$

外筒底部所承受的总竖向荷载是

$$750 + 851 = 1601 \text{ (kN/m)}$$

与倾覆力矩所产生的拉、压力组合, 则每米外筒壁上的最大和最小受力设计值为

$$1.2 \times 1601 + 1.4 \times 1984 \times 0.3 = 1921 + 833$$

$$= 2754 \text{ kN (压)}$$

$$1921 - 833 = 1088 \text{ kN (压)}$$

这说明在风荷载作用下, 外筒壁内不会出现拉力, 墙厚将由压力控制。因为只有 50% 的筒壁截面是有效的 (扣除门窗洞口后), 300 mm 厚的外墙在每延米上的有效面积可折算成 $150 \times 1000 = 1.5 \times 10^5 \text{ mm}^2$, 则最大的平均压应力为

$$f_{\max} = \frac{2754 \times 10^3}{150 \times 10^3} = 18.36 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

采用 C40 混凝土, $f_c = 19.1 \text{ N/mm}^2$, $\eta = 18.36/19.1 = 0.96$, 不理想, 说明底部 300 mm 的壁厚不够。在施工图设计时应将底部楼层的壁厚加大到 $350 \sim 400 \text{ mm}$, 然后通过综合计算分析, 再沿筒高渐次分层减小壁厚, 并借助适当的细部构造设计来加以完善。

【例 5-6】芝加哥西尔斯大厦

在第 1 章例 1~2 中曾介绍过的 110 层、 442 m 高的芝加哥西尔斯大厦, 是由 9 个 $22.86 \text{ m} \times 22.86 \text{ m}$ 方框筒组成的 $68.58 \text{ m} \times 68.58 \text{ m}$ 的钢结构束筒建筑, 见图 1-3 和图 4-26。沿楼高分别在第 50 层、 66 层和 90 层截去部分框筒, 最后只剩两个框筒升到 442 m , 见图 5-7 (a) 的平、立面示意图。框筒柱为宽翼缘工字钢截面, 间距 4.57 m 。考虑框筒结构的剪力滞后效应, 每个筒的角柱都

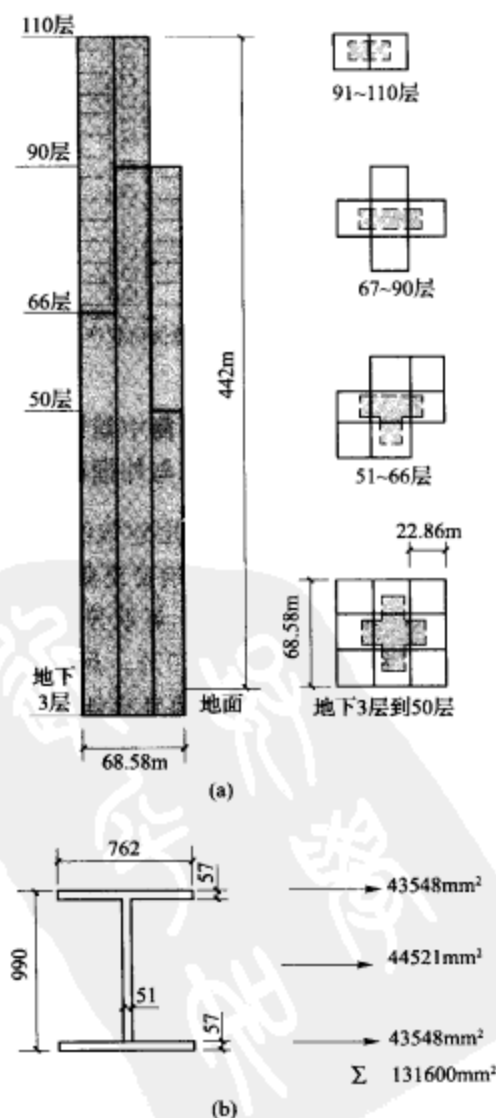


图 5-7 【例 5-6】示意图

放大为 990mm×990mm，其余的柱截面高（从翼缘到翼缘）也是 990mm，而宽度则从 762mm 到 610mm 逐渐往中间缩小，其平均截面面积相当于 762mm×990mm 的宽翼缘工字钢，见图 5-7 (b)，因剪力滞后使中间柱承担的荷载要比角柱小。

现对西尔斯大厦的框筒柱截面作一简单的近似复算。

以楼层为单元来统计整个大楼的框筒单元数量：

91~110 层	$2 \times 20 = 40$
67~90 层	$5 \times 24 = 120$
51~66 层	$7 \times 16 = 112$
1~50 层	$9 \times 50 = 450$
Σ	722 个单元

平均每个框筒有 $722/9=80$ 个单元，则平均折算高度 $h=\frac{80}{110} \times 442=322\text{m}$ 。

风荷载 $w=2.4\text{kN/m}^2 \times 68.58\text{m}=164.6\text{kN/m}$ ，根据挡风面积折算风荷载作用的力臂 $a \approx 416/2=208\text{m}$ 。

风引起的倾覆力矩：

$$M=164.6 \times 322 \times 208=110 \times 10^5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

设束筒边翼缘柱分担 $\frac{2}{3}M=74 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，则边翼缘框筒柱共承担倾覆力矩所产生的

拉、压力为

$$\pm 74 \times 10^5 / 68.58 = \pm 108 \times 10^3 \text{ (kN)}$$

将拉、压力均匀分摊给 16 根框筒柱（见图 4-26）： $108000/16=6750 \text{ (kN/柱)}$ （平均）

竖向荷载按 4.8kN/m^2 考虑，则总竖向荷载为

$$80 \times 68.58^2 \times 4.8 = 1806 \times 10^3 \text{ (kN)}$$

共 112 根宽翼缘工字钢柱，平均每根柱承受的竖向荷载为

$$1806 \times 10^3 / 112 = 16.1 \times 10^3 \text{ (kN/柱)}$$

束筒边缘柱的组合轴力：

$$\begin{aligned} N_t &= -16100 + 6750 = -9350 \text{ (kN/柱)} \\ &= -16100 - 6750 = -22850 \text{ (kN/柱)} \end{aligned}$$

未出现拉力，毋需验算倾覆稳定问题。

按上世纪 70 年代初的美国钢结构容许应力法计算，在风荷载组合作用下，钢材容许应力可提高 1/3 的规范允许值，则所需边翼缘柱的平均面积（即暂不考虑剪力滞后效应）为

$$A_s = \frac{22850\text{kN}}{138\text{N/mm}^2 \times 4/3} = 124200 \text{ (mm}^2\text{)} \leq 131600\text{mm}^2, \text{ 见图 5-7 (b), } \eta=94\%, \text{ 非常吻合。}$$

5.4 框架结构

既能抵抗竖向荷载又能抵抗水平荷载的框架体系是建筑物设计中用得最早，也最广泛的一种典型的结构模式，它不但应用于低层和多层，还用于高层建筑。与剪力墙体系相

比, 框架结构更便于在建筑物的内墙和外墙上开大面积的孔洞, 以充分满足建筑空间功能的要求。

虽然框架的整体刚度往往不如剪力墙结构, 但与剪力墙相比, 框架具有更大的延性。特别是钢框架高层建筑的延性耗能能力要比钢筋混凝土框架大, 相应的地震震害要少。在设计中采用盖板加强型的钢框架梁柱连接节点或“狗骨”削弱型的钢框架梁都能有效地满足“强柱弱梁”的抗震要求。另外, 钢框架结构还具有跨度大、重量轻、而相应的楼盖结构高度小的优势。但是它的成本费用要比钢筋混凝土框架高, 尤其是框架柱的防火和承受大轴压力的性能和经济效益都不如钢筋混凝土框架柱。所以如何将钢和混凝土框架的各自优势进行互补组合一直是国际结构设计界所关心的课题。

5.4.1 钢梁-混凝土柱组合框架结构

从上个世纪 80 年代初, 美国率先在传统的钢筋混凝土框架结构、钢结构及后续发展的钢骨混凝土 (SRC) 复合式框架结构的基础上, 成功地开发研制了一种充分利用和发挥钢构件和钢筋混凝土构件各自在抗弯或抗压强度、刚度、延性及建筑功能适用性方面优势的新型组合式框架结构体系, 即由钢筋混凝土柱与钢梁组成的 RCS 组合框架结构体系 (Composite RCS Moment Frames System), 并已成功地应用在中、高层建筑中。日本发展 RCS 组合框架结构起步稍晚的原因是受到当时日本 AIJ (Architectural Institute of Japan) 钢骨混凝土规范 (SRC Standard) 条文的阻碍。为保证钢骨混凝土框架结构具有较好的延性和耗能能力, AIJ 对 SRC 柱的钢骨截面抗弯强度作了如下的强制性规定:

$$0.4 \leqslant \alpha M_A / \beta M_A \leqslant 2.5 \quad (1975 \text{ 年})$$

$$0.5 \leqslant \alpha M_A / \beta M_A \leqslant 2.5 \quad (1987 \text{ 年})$$

其中 αM_A 为 A 节点 SRC 柱的钢骨抗弯强度, βM_A 为 A 节点 SRC 梁的钢骨抗弯强度。不言而喻, 对于钢筋混凝土柱与钢梁组合节点来讲, 其 $\alpha M_A / \beta M_A = 0$, 则该条文严格地禁止了 RCS 组合框架结构的应用。一直到 20 世纪 80 年代末, 日本学者和 AIJ 逐渐认识到 RCS 组合框架结构的优越性, 且已研制开发出若干能满足钢梁和钢筋混凝土柱之间复杂内力传递的梁柱节点构造, 这才使 RCS 组合框架结构在日本得以重视和发展。因此, 日本混凝土学会主席, 日本结构工程学会主任委员小谷俊介博士明确指出: “规范的具体条文有碍于在设计和施工中采用和开发新技术。因此, 规范应该是最低要求, 并应经常修订以适应工程技术的迅速发展。”

1. 不同的设计思想、节点构造和施工方法

虽然美日两国都研究开发了 RCS 组合框架结构体系, 并已广泛地应用在实际的建筑工程中, 但由于两国学者在开发时所持的设计思想不同, 则导致所设计的梁柱节点构造及整体施工方法也迥然不同。

在美国, RCS 组合框架结构被视为传统的中、高层建筑钢结构的一种延伸。用钢筋混凝土柱来替代原钢框架的钢柱的优点是: ①对承受大轴压力来讲, 钢筋混凝土柱要比钢柱相对经济得多, 并能增加结构的整体刚度, 减小侧向位移; ②免除了梁柱节点的现场焊接工作量; ③缩短了施工工期等^[4]。在日本却恰恰相反, 把 RCS 组合框架结构作为低层建筑钢筋混凝土框架结构的一种变新, 用钢梁来取代传统钢筋混凝土框架梁的长处是: ①节省了楼盖混凝土的模板及其支撑; ②可加大梁的跨度来增加可使用的功能空间; ③采用现场预制或工厂预制构件能达到加快施工进度和降低施工成本等^[5]。除上述优点外, 相对钢框架结构而言

还能减少防火覆盖的成本；相对钢筋混凝土框架结构还有减小结构高度，减轻楼盖自重，从而降低地震作用，以及增加结构的承载能力及延性功能等有利之处。

不同的设计思想势必导致截然不同的梁柱节点构造处理，美国的 RCS 组合框架结构都采用梁贯通（Through Beam）式，即钢梁连续穿过钢筋混凝土柱的设计方案，见图 5-8，这样可以免除在最大弯矩处焊接或螺栓连接钢梁的不利需求，并在梁柱节点处增设补强构件，如面承板（Face Bearing Plate or FBP）或剪力钉等，以增加梁柱节点区域的强度^[6]，而梁柱节点的强度计算也必须依据不同的破坏模式分别对待^{[7][8]}。

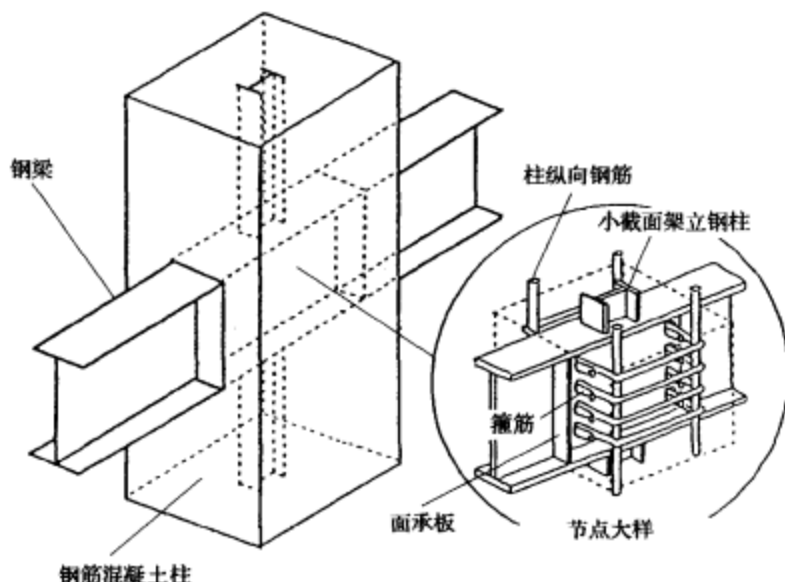


图 5-8 典型的美国 RCS 组合节点大样

在日本，像图 5-8 所示的梁贯通式 RCS 组合节点用得不多，而绝大部分是采用柱贯通（Through Column）式，即钢梁不得整体连续穿过钢筋混凝土柱，而只是连接在钢筋混凝土柱节点区域的周边柱面钢板（Cover Plate）上。图 5-9 为日本学者 Sakaguchi 所设计研制的一种比较典型的日本式梁柱节点大样，并对其节点进行了反复荷载试验，根据试验数据推导出节点的强度计算公式^[9]。到 20 世纪末，日本各大营造公司研制开发的 RCS 组合框架结构的梁柱节点连接构造技术，获准专利和用于实践的已超过 30 余项，见图 5-10。日本 AIJ，RCS 组合结构分会 1994 年的“RCS 组合节点设计准则”^[10]将上述梁柱节点构造的专利技术归类为柱面钢板型（Cover Plate Type）、

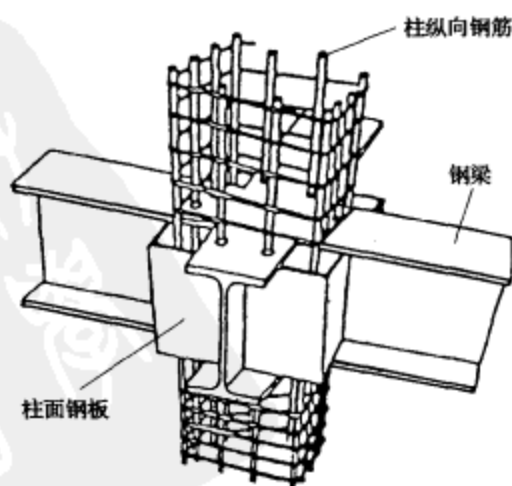


图 5-9 典型的日本 RCS 梁柱节点大样

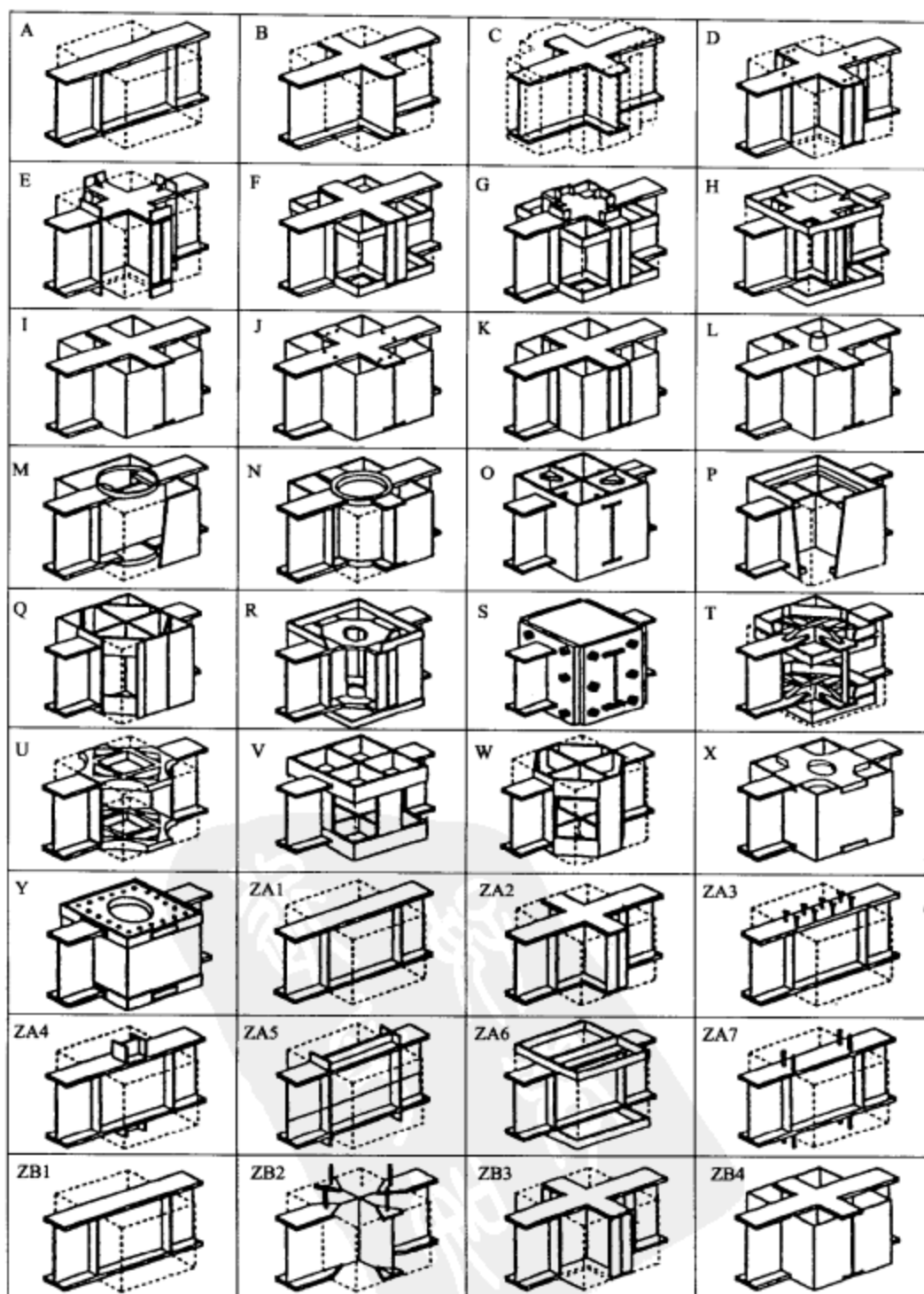


图 5-10 日本 RCS 组合框架的梁柱节点构造专利技术示意图

面承板型 (Face Bearing Plate Type)、露头式面承板型 (Extended Face Bearing Plate Type)、钢箍板型 (Steel Band Type)、内镶或外露横隔板型 (Inner or Outer Diaphragm Type)、承压钢柱型 (Bearing Steel Column Type) 和局部钢骨混凝土梁型 (Partial SRC Beam Type) 等 12 种标准类型, 见图 5-11。

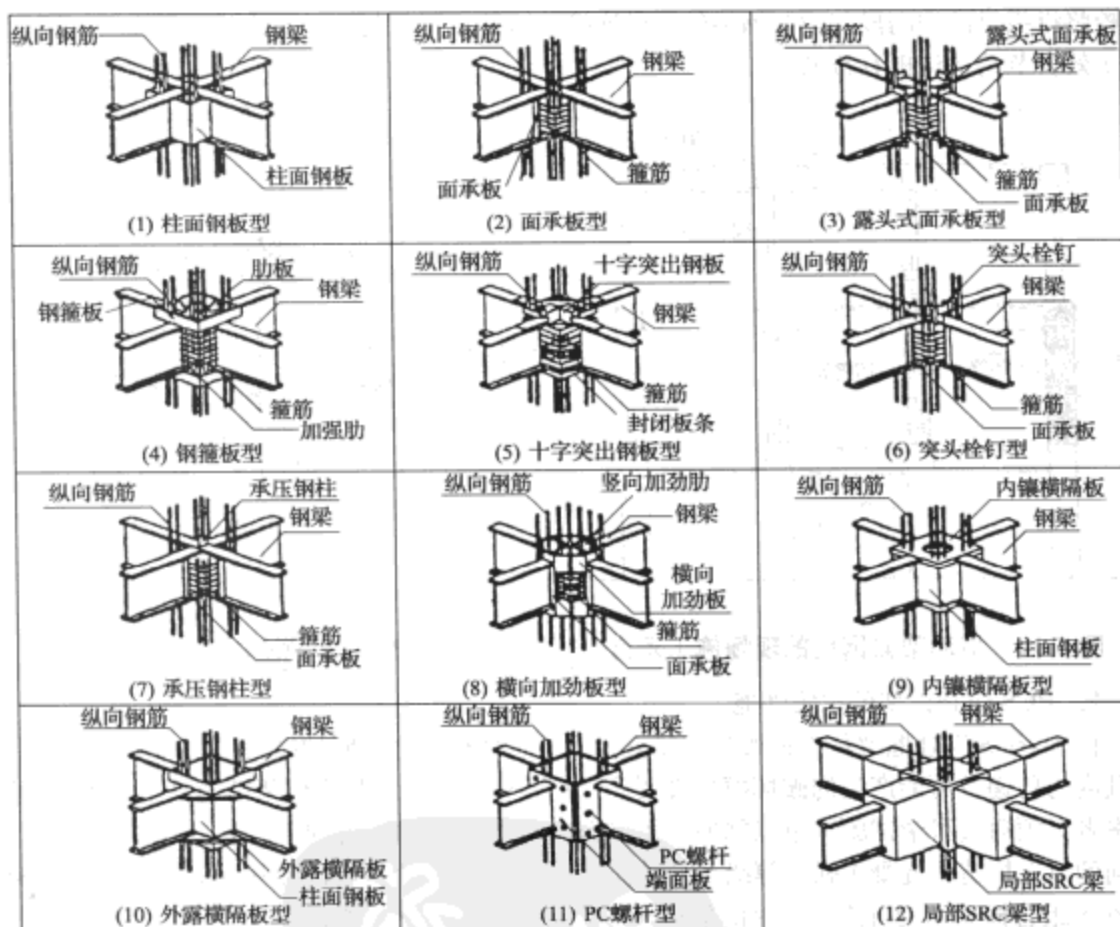


图 5-11 日本 RCS 组合节点标准类型

由于美、日两国 RCS 组合框架结构的梁柱节点构造不同, 则其所相应的施工方法也各有其独到之处。美国工程界所采用的施工方法有点类似于钢结构, 特点是采用一种小截面的型钢作为架立钢柱 (Steel Erection Column), 先按设计要求将钢梁架立起来 (见图 5-12), 然后再从下而上逐层在小截面的架立钢柱外绑扎钢筋混凝土柱的钢筋笼, 支立柱模板, 在梁上铺设金属波纹板, 最后再一起浇筑柱和楼板混凝土。从宏观上看, 该柱不能被称为纯钢筋混凝土柱, 因柱内存在架立钢柱, 但它也绝非类似钢骨混凝土柱。从概念设计来分析, 该架立钢柱截面很小, 又居于钢筋混凝土柱的截面中央, 故其对钢筋混凝土柱的抗弯强度和侧向刚度的贡献小到可以忽略不计。但从承受轴压力的角度来分析, 它能起到钢筋混凝土柱的芯筋作用, 对提高 RC 柱核心区混凝土极限压应变能力, 延缓核心区混凝土压酥, 提高延性功能是能有一定帮助的。

日本工程界的施工方法大体分为两种：一种是现场预制法，即在现场将预先制作好的混凝土柱钢筋笼及其柱顶节点组合部件整体吊装就位固定后，再支立柱模板，然后安装钢梁、铺设金属波纹板，最后整体浇筑板、柱混凝土。另一种是工厂预制法，见图 5-13。工厂预制构件为一层楼高的钢筋混凝土柱，梁柱节点组合部件（包括预设的纵横钢梁端段）均组装预埋在预制混凝土柱的柱顶。运到工地后，将工厂预制的混凝土柱吊装就位后，直接用高强螺栓将纵横梁的中间段与预制钢梁的端段连接。这种工厂预制施工方法对缩短施工工期、提高工效、节约造价极有帮助。

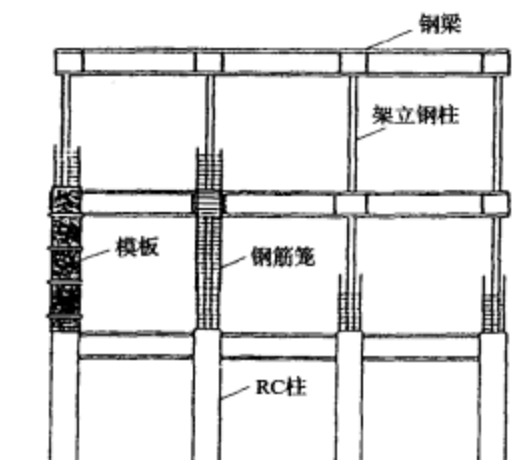


图 5-12 借助架立钢柱的现场施工示意

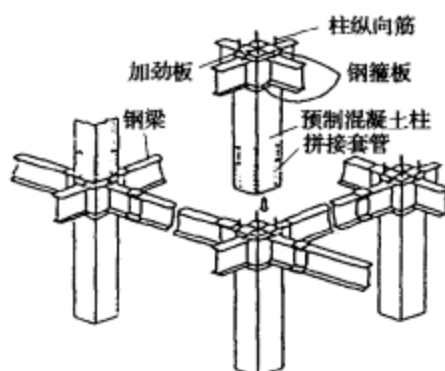


图 5-13 工厂预制构件施工示意

2. RCS 组合框架的抗震性能

由于 RCS 组合框架是将钢梁与钢筋混凝土柱这两种完全不同的结构构件在节点处组合，故其内力传递及可能产生的破坏模式都要比纯钢结构和钢筋混凝土框架结构复杂得多。研制开发者必须通过科学试验来重点掌握①不同破坏模式对 RCS 组合框架抗震性能的影响；②不同的节点构造、混凝土强度等级及柱轴向荷载对 RCS 组合节点的弹塑性滞回特征的影响；③RCS 组合框架结构抗震设计时的最佳延性节点破坏模式的选择等。

相关试验最早始于 1985 年，美国 Texas 州立大学的学者与工程研究人员对 17 组不同补强构造的组合梁柱节点试件进行了反复荷载的试验^[6]。到 20 世纪 90 年代中叶，美、日学者已做了大量相关试验，并取得丰硕的成果，两国均于 1994 年分别制定了 RCS 组合结构的设计准则 ASCE Guidelines 1994^[7]和 AIJ Guidelines 1994^[10]。在诸多的 RCS 组合节点试件的试验中，比较有代表性的是 Kanno 博士等于 1993 年在美国 Cornell 大学所做的 RCS 组合节点不同破坏模式的强度、位移及其抗震性能的试验^{[8][11]}。Kanno 博士对 11 组大比例尺寸的不同组合节点试件进行了 5 种基本破坏模式的反复荷载试验。RCS 组合试件的基本破坏模式见图 5-14，为节点外梁塑性铰（Beam hinging）破坏、梁柱节点破坏（joint failure）、梁-节点混合破坏（Beam-Joint failure）和柱破坏（Column failure）四种模式。其中梁柱节点破坏又可分为节点区域的剪切破坏（Joint Panel shear failure），即由于节点区域内钢梁腹板屈服，导致节点混凝土剪切破坏，见图 5-15（a）；及节点混凝土承压破坏模式（Joint bearing failure），由钢梁翼缘对角上、下方的混凝土局部压碎而引起，见图 5-

15 (b)。应该说明, 上述第三种基本破坏模式——梁和节点混合破坏是指节点外梁塑性铰破坏与节点区域剪切破坏同时发生的混合模式, 而非指与节点混凝土承压破坏同时发生的机理。

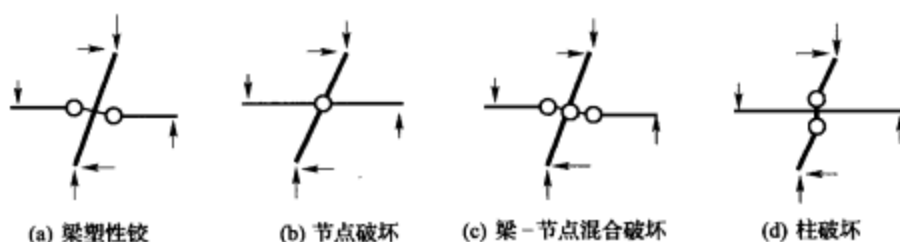


图 5-14 RCS 组合试件的基本破坏模式

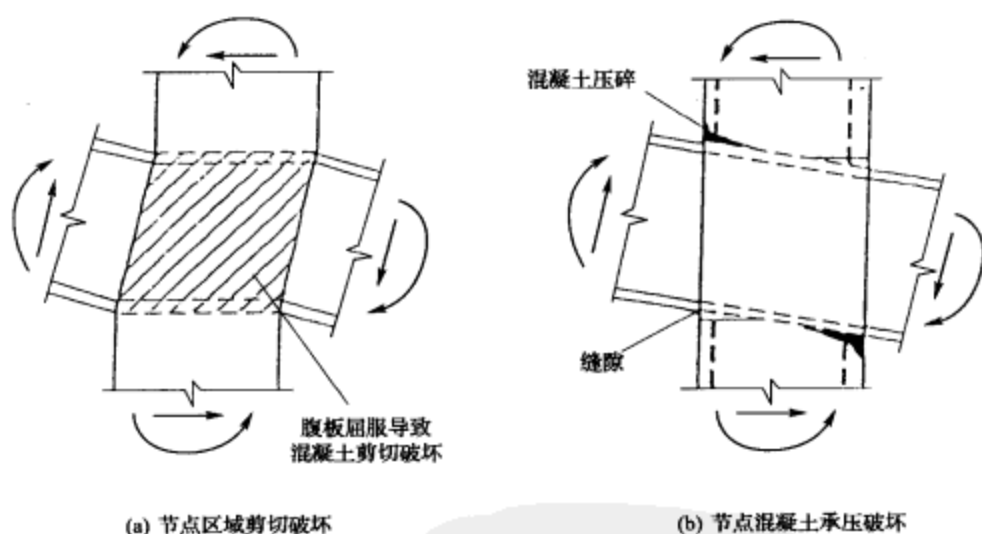


图 5-15 节点破坏的两种模式

上述五种破坏模式在反复荷载作用下所持有的力-位移关系滞回曲线见图 5-16。图中 $\mu_{\delta} = \delta_i / \delta_y$, 为延性比 (Ductility Ratio), 其中 δ_i 为在梁端量测所得的位移, δ_y 是根据 ATC-24 准则^[12]提出的方法用力-位移关系曲线计算所得的屈服位移, 即弹性极限变形。从图 5-16 中不难看出, 试件 OB1-1 的节点外梁塑性铰破坏模式的滞回曲线最为丰满 [见图 5-16 (a)], 其最大承载力是由节点外梁塑性铰区屈服延伸扩大引起梁翼缘和腹板局部压曲来控制的。延性系数 > 3 , 其相应的塑性铰转动大于 0.04rad 。这一切都说明控制节点外梁塑性铰破坏模式, 在地震作用下具有极高的延性和耗能能力。试件 OJS1-1 的节点区域剪切破坏模式 [见图 5-16 (c)] 的滞回曲线, 由于节点区域混凝土的开裂而显得有些向里捏拢, 与梁塑性铰模式 [见图 5-16 (a)] 相比又不那么丰满。其最大承载力是由节点区域钢梁腹板屈服及混凝土剪切破坏所控制, 破坏时节点混凝土保护层剥落, 节点核芯区暴露。延性系数接近 4, 在地震作用下仍具有很好的延性和耗能能力。虽然强度不是很大且带有刚度衰变, 但性

能还是相当稳定的。梁和节点混合破坏模式的试件 OBJS2-0 的滞回曲线 [见图 5-16 (b)] 具有介于梁塑性铰模式和节点区域剪切破坏模式之间的特征, 其抗震性能也是可以的。而与上述三种破坏模式相反的是节点承压破坏模式和柱破坏模式。这两种模式的滞回曲线 [见图 5-16 (d)、(e)] 都呈严重捏拢现象, 在较大的位移时, 承载力明显下降, 延性系数都小于 2, 这一切在抗震设计中都是令人无法接受的。

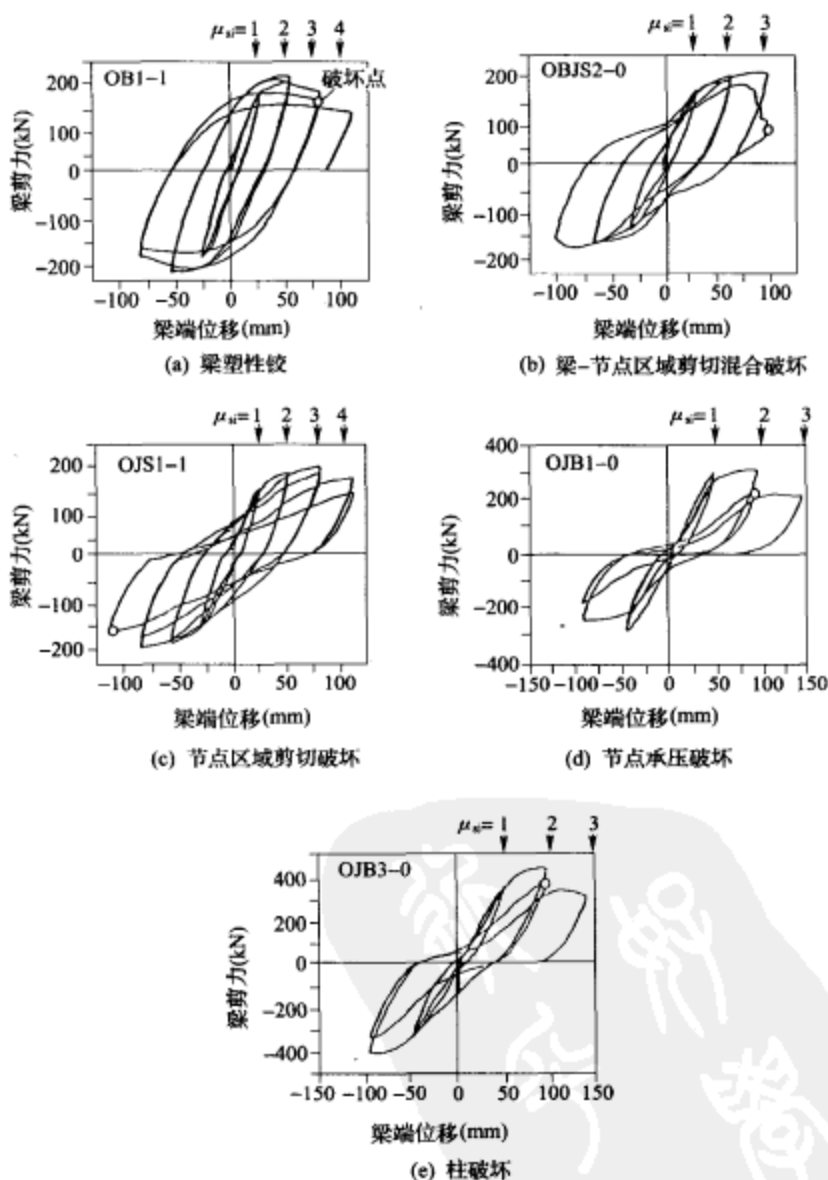


图 5-16 不同破坏模式的力-位移关系滞回曲线

日本学者 Sakaguchi 在对柱面钢板型的梁柱节点 (见图 5-9) 进行反复荷载试验后认为, 节点四周的柱面钢板可直接提供节点区域的抗剪强度, 并对节点区域的混凝土起到箍束作用, 所以, 在抗震设计时只需考虑节点区域的剪切破坏模式, 而节点混凝土的承压破坏问题可以完全忽略不计。

3. 抗震设计的破坏控制模式

抗震设计时,设计者必须考虑在遭遇超过设防烈度的罕遇地震时,如何让所设计的结构按理想的模式破坏,满足最大可能的延性和耗能,做到大震不塌不倒,确保人的生命安全和减少财产损失,也即设计界所谓的抗震设计延性节点破坏模式的选择。

(1) 由于节点外(或柱面外)梁塑性铰破坏模式的滞回曲线最为丰满,具有极高的延性和耗能能力,且震后修复简便,成本低,故势必成为 RCS 组合框架结构设计首选的延性节点破坏模式。参考文献 11 的试验证明,这种破坏模式具有大于 0.04rad 的塑性转动角能力,说明采用梁贯通式 RCS 组合节点还可以免受焊接相关破坏的影响。

(2) 节点区域剪切破坏或梁塑性铰和节点剪切混合破坏模式也具有很高的延性和耗能能力,但由于受传统钢筋混凝土框架结构设计中严格禁止节点剪切破坏的习惯影响,在 RCS 组合框架设计中很少将节点剪切破坏作为延性节点破坏模式。所以很多学者提倡在 RCS 结构设计时应允许这种发挥节点弹塑性功能的延性节点破坏模式,因为在钢骨混凝土(SRC)结构中这是允许的^[13]。Kanno 博士等建议,若采用节点区域剪切破坏模式作为抗震设计的延性节点,那节点区域内的组合部件必须提供至少 80% 的总节点抗剪强度^[11]。

(3) 柱和节点承压破坏不允许作为抗震设计的破坏控制模式。

【例 5-7】我国首例 RCS 组合框架结构工程

面对我国城市投资环境日益严峻、土地成本提高及市场竞争激烈的现实,业主势必要寻求新型有效的结构体系,以达到降低成本、缩短工期、提高建筑空间功能及质量的综合效益。而 RCS 组合框架结构势必会成为倍受青睐的对象。

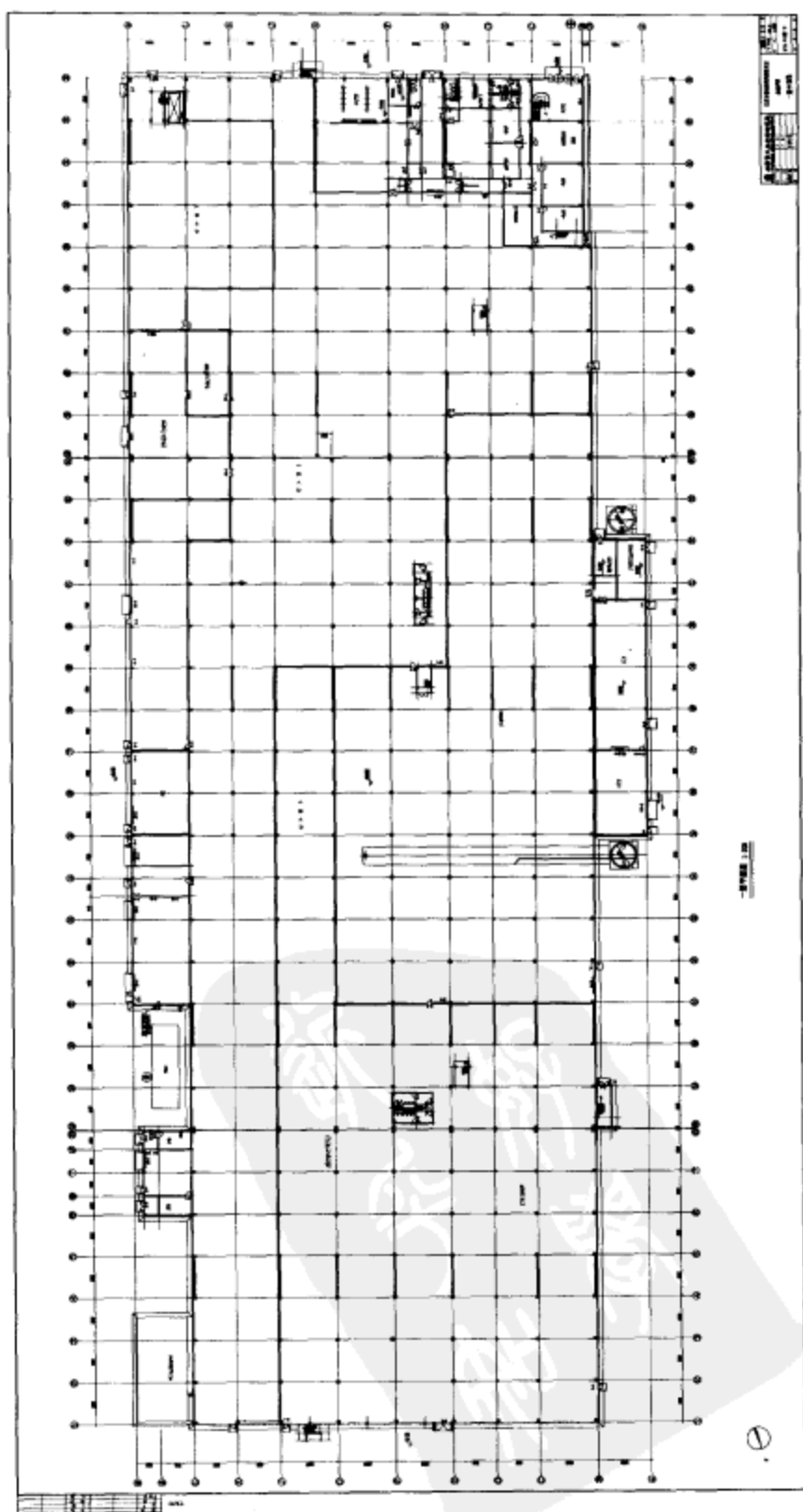
我国第一个整体 RCS 组合框架结构的工程实例就是由北京市工业设计院根据英国 HADEN 公司的工艺资料于 2004 年设计,2005 年竣工,位于北京亦庄“绿色”工业开发区的北京吉普扰民搬迁项目——涂装车间工程。建筑平面尺寸为 $288\text{m} \times 84\text{m}$,主体结构 3 层,建筑物高度 23.10m ,建筑面积约 47085m^2 。

涂装车间为 3 层钢筋混凝土柱+钢梁+钢-混凝土组合楼板的框架结构体系,柱网尺寸:1 层 $9.0\text{m} \times 9.0\text{m}$, $9.0\text{m} \times 12\text{m}$; 2 层 $9.0\text{m} \times 12\text{m}$, $9.0\text{m} \times 18\text{m}$; 3 层 $9.0\text{m} \times 24\text{m}$ 。1~3 层的层高分别为 6.1m 、 9.6m 和 5.8m ,见图 5-17 的二层平面图与图 5-18 的剖面图。

荷载工况:地面堆载 30kN/m^2 。楼面活荷载 7.5kN/m^2 ,吊挂荷载 $1.5 \sim 2.0\text{kN/m}^2$ 。屋面活载 0.5kN/m^2 ,吊挂荷载 1.5kN/m^2 。

整个涂装车间的钢筋混凝土柱尺寸均为 $750\text{mm} \times 750\text{mm}$,混凝土强度等级为 C40;主、次钢梁都采用焊接式的 H 型钢,截面尺寸分别为 $\text{H}700 \times 250 \times 14 \times 22$, $\text{H}900 \times 350 \times 14 \times 22$ 和 $\text{H}550 \times 220 \times 10 \times 12$ 等, Q345B 钢材,钢-混凝土组合楼板的压型钢板型号为 Y \times 76-344-688,板厚 0.7mm ,上面浇筑 C25 混凝土 $\delta=100\text{mm}$ 。

该工程 RCS 组合框架结构的钢梁与混凝土柱的连接节点方案的选择,是在参考国内外相关的规定与设计文献基础上,并结合工程自身的竖向力大、水平剪力和弯矩较小的节点受力特点和施工单位的技术水平及当前国情,最后确定采用梁贯通式的节点方案。设计人员以此提出了相应的节点补强方案及其具体的构造措施。经清华大学土木工程系实验室按实际尺寸缩比 1/2 的节点模型进行试验(见图 5-19、图 5-20)后,得出“钢梁-混凝土柱连接采用钢梁贯通式是完全可靠的,试验节点的布置及构造型式能够实现强柱弱梁、强核心区抗震要求”的结论。



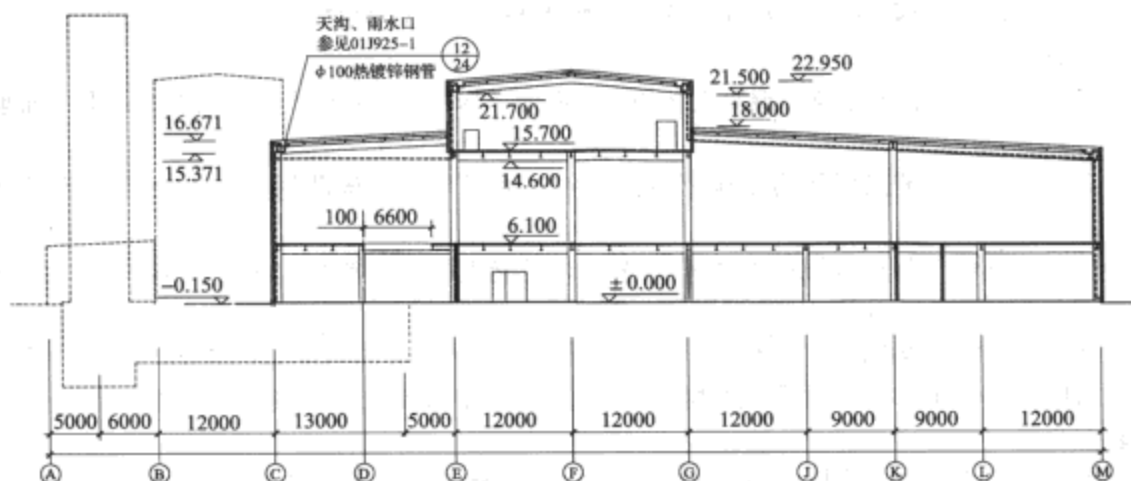


图 5-18 涂装车间剖面图

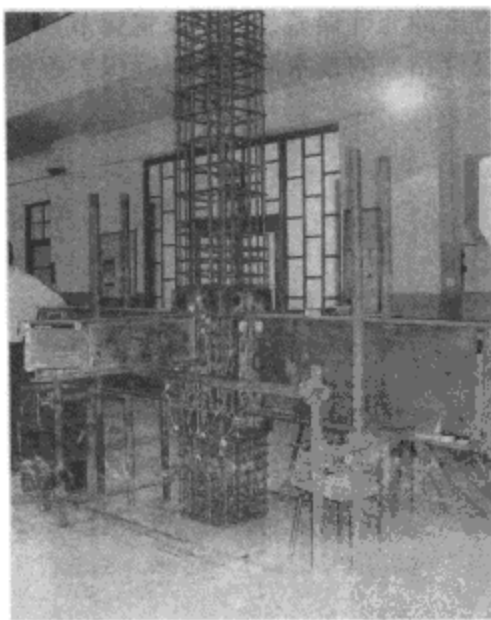


图 5-19 制作中的节点模型试件(照片)

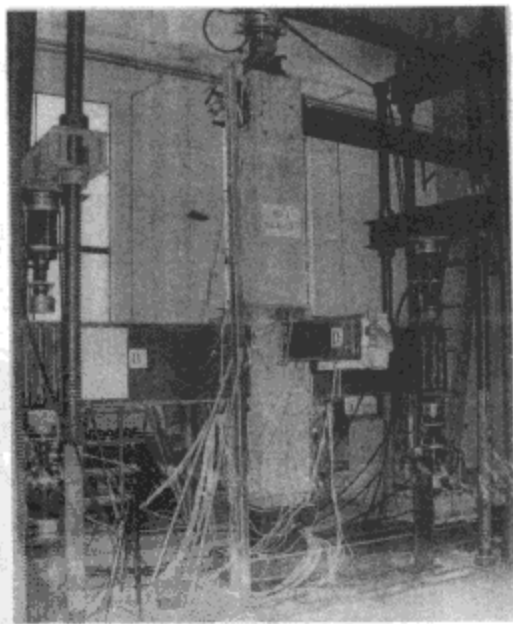


图 5-20 清华大学实验室的节点反复荷载试验(照片)

结构设计人员最后以实验结论为依据,完成了施工详图的设计。该工程的梁贯通式节点详图设计的要旨可归纳如下:

- (1) 主框架方向的梁贯通,次框架方向的梁端翼缘与腹板和主框架方向的梁焊接连接。
- (2) 在主框架钢梁的上、下翼缘处沿柱面设置封闭式的钢箍板。

(3) 在柱面钢箍板的内侧, 分别沿主、次框架梁的上翼缘顶面设置了加劲肋板。

(4) 在次框架钢梁的下翼缘底设置了与梁等宽的外露式面承板, 并在面承板内也同样设置了加劲肋板。

(5) 在主、次框架钢梁与混凝土柱的交接面处, 均在梁的腹板内设置与翼缘等宽的面承板。

(6) 在钢梁的节点区域内未设置抗剪销钉, 而是按节点核芯区的构造要求设置了箍筋。

(7) 为避免与节点区域内的钢梁碰撞, 对混凝土柱的纵筋配置做了“躲避式”的调整。

(8) 未采用小截面的架立钢柱, 而是工厂预制主、次钢梁的标准节点构件, 构件的梁端均伸出柱面 800mm 长, 并预留安装螺栓孔, 以与主、次框架方向的跨中钢梁部件现场连接安装。

图 5-21 和图 5-22 分别为现场正在施工中的 RCS 组合节点照片与建成后的照片。从照片中可以看到在主框架梁上、下翼缘边的柱面封闭式扁钢箍板、次框架梁与柱面交接处的面承板及与跨中梁连接的螺栓(孔)等构造。

在施工过程中, 设计人员又重点解决了钢筋混凝土柱在主框架的钢梁下如何预留施工缝的准确位置, 钢梁节点构件的标高、水平垂直度的允许误差控制, 及钢梁节点构件在混凝土柱上校正定位后的固定措施等一系列与设计相关的技术问题, 以确保工程的顺利实施。

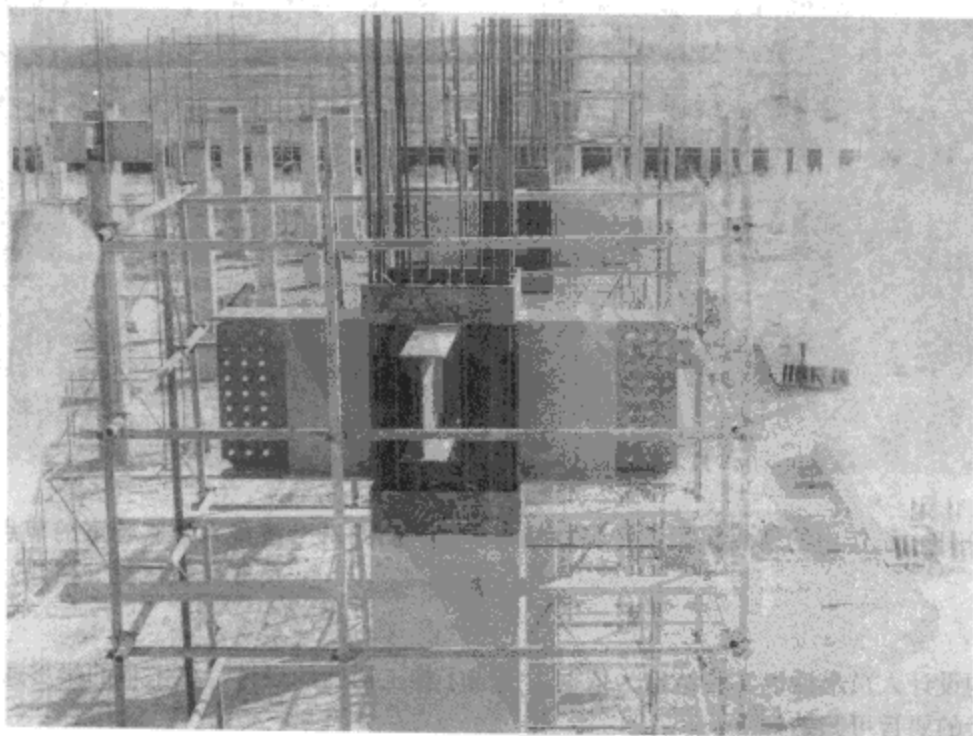


图 5-21 正在施工中的 RCS 组合节点实像(照片)

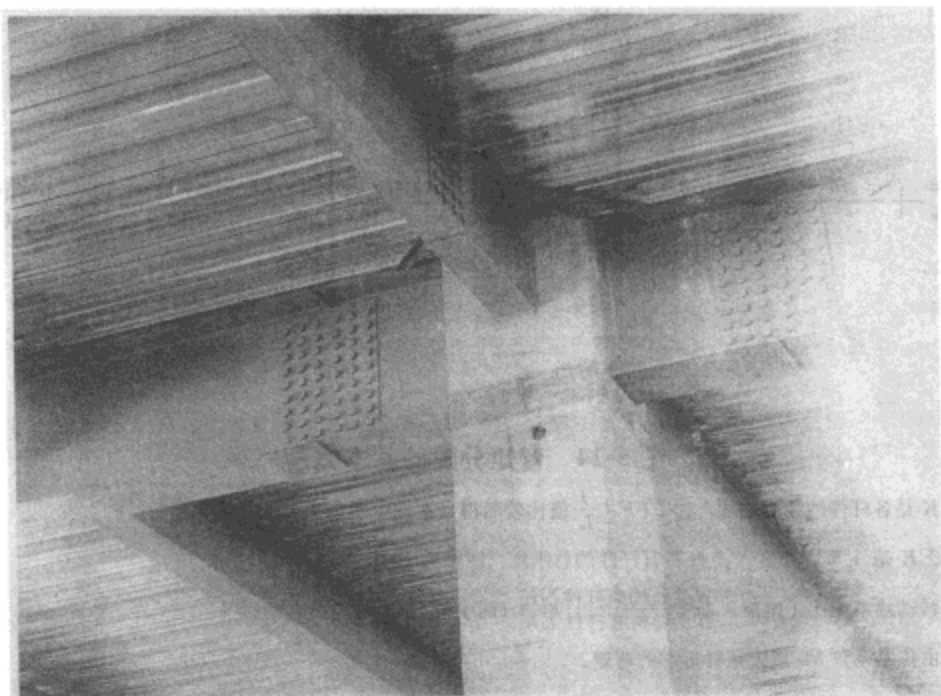


图 5-22 建成后的实像 (照片)

5.4.2 竖向荷载作用下的直接弯矩分配法

框架既能承受竖向荷载, 同时又能抵抗水平荷载。无论是哪种荷载情况, 设计人员都必须了解框架受力的弯矩分配概念, 这样才能在方案和初步设计中很快地确定框架结构的平面布置及其梁、柱的基本尺寸。根据一些读者的要求本节重点讨论框架在竖向荷载作用下的一种直接弯矩分配方法^[14]。

图 5-23 和图 5-24 显示了弯矩分配的基本概念, 它是建立在下述四个定义的基础上:

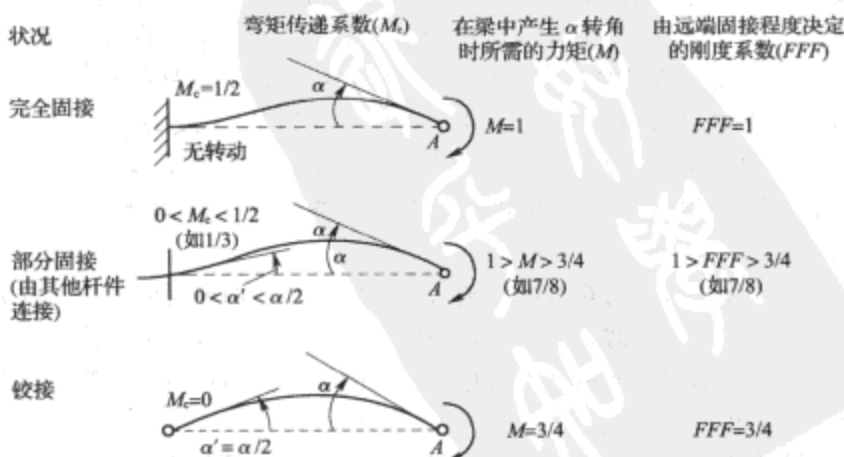


图 5-23 杆件 A 端的相对刚度取决于远端固接程度

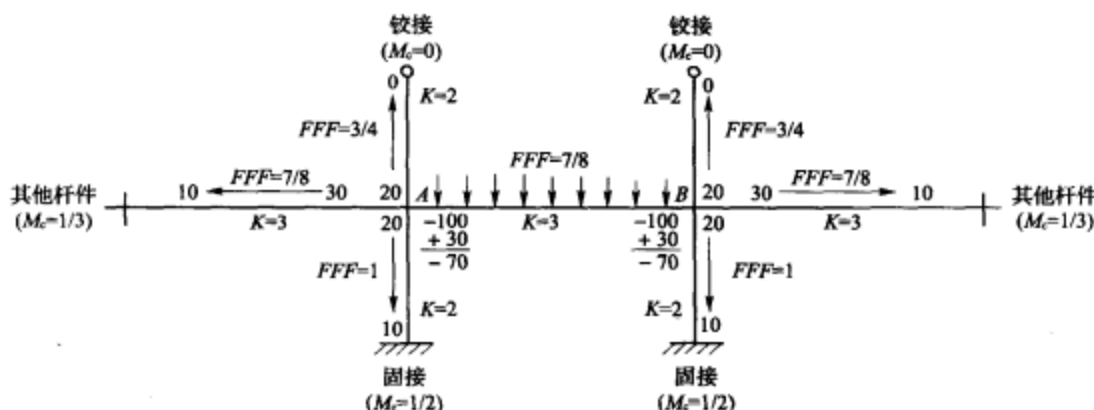


图 5-24 弯矩分配的基本概念

注：1. K 是各杆件的相对刚度，由 $FFF \times \frac{I}{L}$ 值比较而得（本例中假定 I/L 为某适当值）；

2. $\sum K$ 是 A 节点和 B 节点处所有杆件的总刚度（图中为 10）；

3. 转动约束正比于比值： $\frac{\text{节点处约束杆件} \sum K}{\text{节点处所有杆件} \sum K}$ （图中是 70%）；

4. 由传递系数 M_c 确定该杆远端的弯矩。

(1) 固端弯矩 $FEM = wL^2/12$ ， w 为均布荷载。

(2) 构件的相对刚度 $\frac{I}{L}$ (FFF)，注意，构件的 I/L 值要由远端的固接程度系数 (FFF) 来进行修正。

(3) 最大弯矩传递系数 M_c ：当远端为完全固接时，传递系数为 1/2，当远端固接程度减弱时，则其减小为 1/3。

(4) 每根杆件沿长度的惯性矩 I 是相等的。

如图 5-24 所示，AB 杆上作用有均布荷载，其两端的固端弯矩各为 -100。如果在 A、B 节点处汇交的四个杆件的总刚度相对值为 10，则除 AB 杆外的其余三个支承杆件的相对刚度值之和为 $3+2+2=7$ ，那么节点将会转动，使 A 和 B 处的弯矩从 -100（完全固接状态）降为 -70。而相应的约束弯矩 +70 将按这三根支承杆件的各自相对刚度比例 (3:2:2) 分配，然后再按各杆件的自身弯矩传递系数将 A 或 B 点的弯矩传递到远端。传递系数随远端的固定程度而变，由 1/2 到 0，在图 5-24 中假定梁的两端均与“其他杆件”相接，它们可以产生一定程度的转动，譬如说终端为 2/3 固接，则每个端部的弯矩为 10，而不是 15。

上面只是给出了关于直接弯矩分配法的最基本的解释，但要说明的是：这分配系数和传递系数不是可随意假定的；虽假定每根杆件沿杆长的惯性矩相等，但允许各杆件之间的刚度有所差别，其中忽略了由刚度或荷载不对称所产生的结构侧移；最后，假定所有杆件和节点都必须具有弹性工作状态的性能。

然而，这个简单的例子足以说明，在规则的框架中，作用在某根梁上的竖向荷载只对其直接相连的杆件有较大的影响。虽然相隔较远的杆件也会受到一定程度的影响，但衰减得很快。所以对于初步设计，可以做一些合理的假设，只需考虑加载杆件以及与其直接相连杆

件的刚度，这样就足以给出设计框架结构总体要求的基本概念。

还要说明的是：如果与某梁相连的其他杆件的总刚度比这根梁大许多（譬如4倍或4倍以上），则该梁端部可视为完全固接，端部弯矩为 $-wL^2/12$ ；如果相连杆件的总刚度比这根梁小一半以上，则此梁的转动约束很小，可近似看成简支；如果相连杆件的总刚度为该梁刚度的1~3倍，则端部约束介于完全固接与铰接之间，可按图5-24所给的方法近似计算端部弯矩。

5.4.3 水平荷载作用下的近似计算方法

当框架承受侧向力时也可采用近似的计算方法。根据框架总体受力的概念，本节重点介绍传统的门式框架法和悬臂梁法，这两种方法是框架结构在初步设计阶段一直沿用的。

应当强调，无论是门式框架方法还是悬臂梁方法都是近似的，而且只适用比较规则的框架。在施工图阶段仍需用计算机程序进行分析。但是用这种方法可以确定框架结构的初步尺寸，为程序计算提供原始输入数据。另外，在方案设计和初步设计阶段，势必会提出多种参考方案，为了比较各种方案的综合效应及其受力状况，用这种近似计算方法也是很有效的。

当需要确定在侧向力作用下，建筑物某高度处的框架柱与梁的弯矩时，门式框架方法比较适用；而在确定侧向力作用下高层框架结构的倾覆力矩和由此而产生的柱子轴力时，悬臂梁方法却更为适用。

1. 门式框架法（见图5-25~图5-28）

门式框架法主要基于下面几条假定：

- ① 每跨可看成独立的门式框架，每个门式框架均由两个相邻柱子和连系梁组成；
- ② 所有柱子的反弯点都在柱中点；
- ③ 所有梁的反弯点都在梁跨中；
- ④ 对于多跨框架，所有内柱的剪力都相等，而每根外柱的剪力均为内柱剪力的一半。

如图5-25所示：

(1) 两层框架的风荷载和内力分布（ $P = \frac{W}{2n_s}$ ， n_s = 层数， W = 总风荷载）。

(2) 如果跨数为 n_b ，层数为 n_s 。

1) 第1层柱的 H 和 M ：

$$\text{外柱 } H_E = \frac{(2n_s - 1) P}{2n_b}$$

$$M_E = \frac{(2n_s - 1) P}{2n_b} (h'/2)$$

内柱 $H_I = 2H_E$

$$M_I = 2M_E$$

2) 第1层梁弯矩（当 $n_s \geq 2$ 时）：

$$\pm M_{G1} = \pm \frac{(n_s - 1) Ph'}{n_b}$$

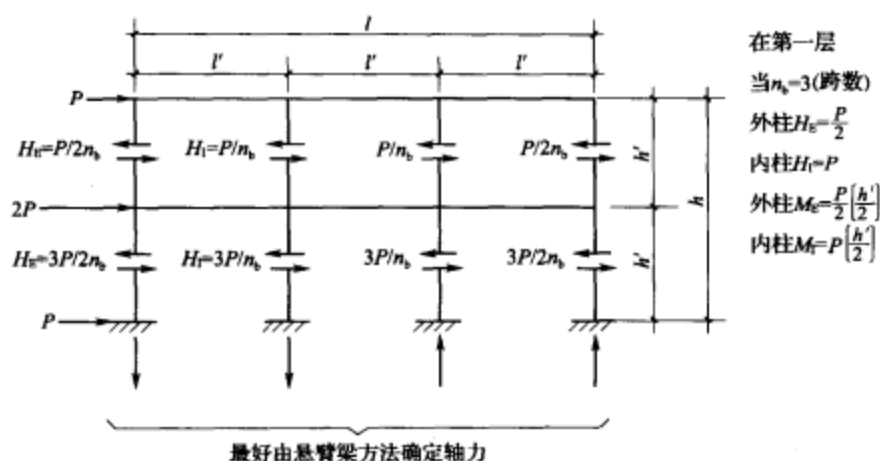


图 5-25 多跨多层框架的门式框架法

(3) 多层多跨框架中, 第 1 层最大柱弯矩 (M_1) 和单跨单层的柱弯矩 M_B 的比较 (其中 $M_B = \frac{Ph}{4}$), 见图 5-26。

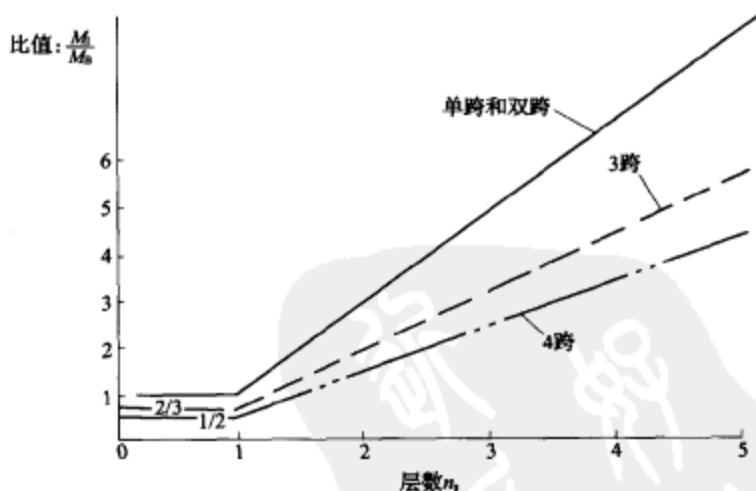


图 5-26 多跨多层框架的 M_1/M_B

从中完全可以推演出如何应用门式框架法来近似分析高层框架结构中任何一层柱子的剪力和弯矩。但必须记住, 用这种方法设计柱子时, 是假定梁可以约束柱端的转动的。所以在确定柱子的剪力和弯矩后, 就可以接着确定相应框架梁的弯矩与剪力, 具体算法见图 5-27 和图 5-28。还要注意的, 外柱的弯矩仅由一侧的梁来抵抗, 而内柱的弯矩则由两侧的梁共同抵抗, 所以内柱弯矩是外柱弯矩的 2 倍。

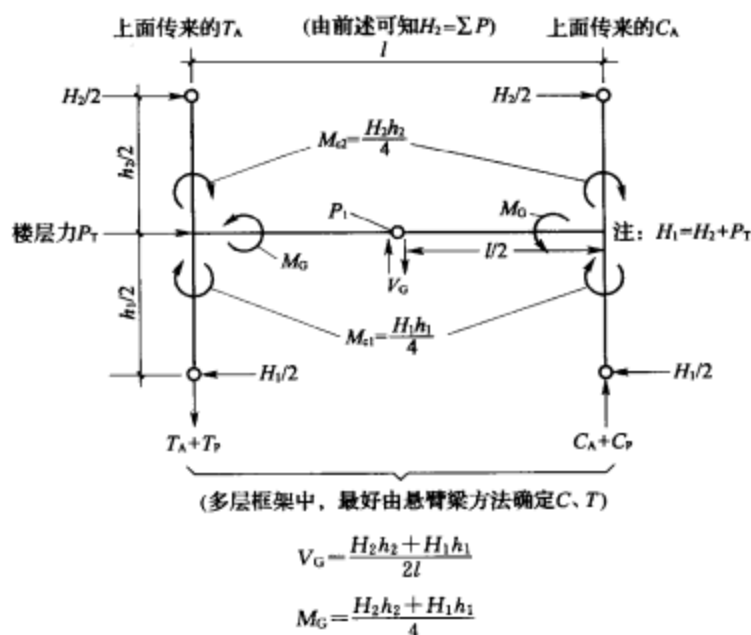


图 5-27 由外柱弯矩确定梁弯矩 (单跨)

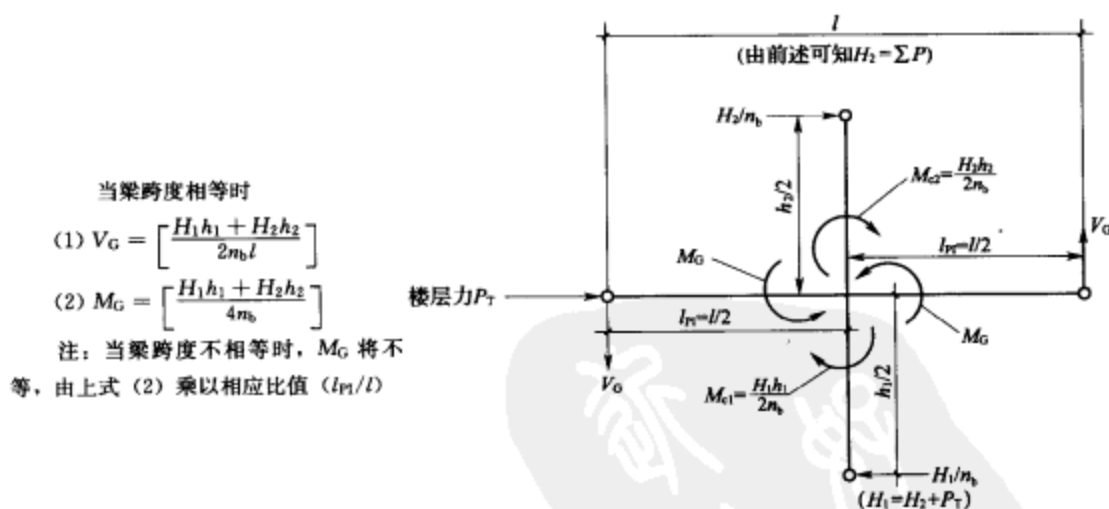


图 5-28 由内柱弯矩确定梁弯矩 (多跨)

2. 悬臂梁法

在确定由倾覆力矩产生的柱轴力时, 悬臂梁方法特别有用。当一个高层框架在水平力作用下产生弯曲时, 假定各楼层中的每根柱子的轴向应力都和它到建筑平面中心轴的距离成比, 见图 5-29。当整个框架向左弯曲时, 则柱 1 受压最大, 而柱 4 受拉最大。同样, 内柱 2 受压、柱 3 受拉, 但都小于外柱。如果柱间距都相等, 则柱 2 和柱 3 的轴向应力将分别是柱 1 和柱 4 应力的 $1/3$ 。图 5-29 还说明了如何来确定这些力。作为初步设计的近似计算, 这个方法是有用的。但由于忽略了柱中的弯矩, 它所得到的柱轴力要比门式框架方法计算所得的轴力稍大一些。

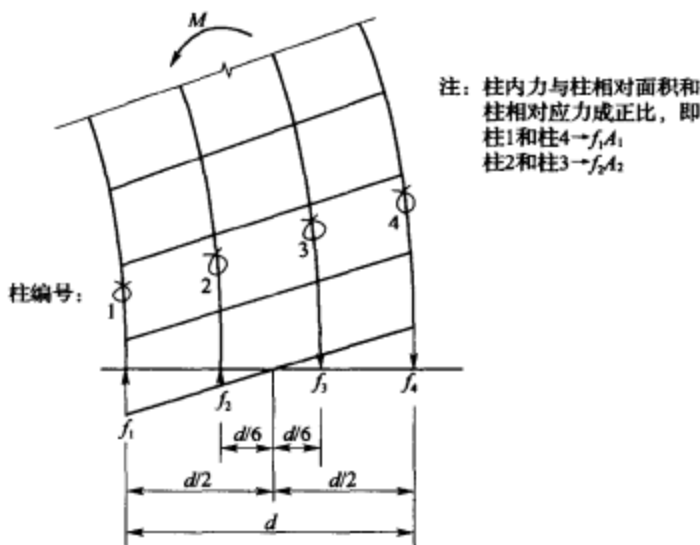


图 5-29 近似计算框架柱轴力的悬臂梁法

$$1. M = 2f_1A_1 \left(\frac{d}{2} \right) + 2f_2A_2 \left(\frac{d}{6} \right)$$

2. 令 $A_2 = 2A_1$, 如果如图所示, $f_2 = f_1/3$, 则

$$M = f_1A_1(d) + \frac{2}{3}(f_1A_1) \left(\frac{d}{3} \right)$$

3. 柱 1 和柱 4 的内力是:

$$f_1A_1 = \frac{M}{\left[d + \left(\frac{2}{9} \right) d \right]} = \left[\left(\frac{9}{11} \right) \frac{M}{d} \right],$$

$$f_2A_2 = \left(\frac{2}{3} \right) f_1A_1 = \left[\left(\frac{6}{11} \right) \frac{M}{d} \right]$$

注: 也可以用 $A_1 = 1$ 时的惯性矩 I_A 计算

$$I_A = 2 \left[1 \left(\frac{1}{2} \right)^2 + 2 \left(\frac{1}{6} \right)^2 \right] d^2$$

$$= \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{9} \right] d^2 = \frac{11d^2}{18}$$

$$\text{当 } A_1 = 1 \text{ 时 } F_1 = \frac{M \left(\frac{1}{2} \right) d}{\frac{11d^2}{18}} = 9M/11d$$

$$\text{当 } A_2 = 2 \text{ 时 } F_2 = \frac{M \left(\frac{1}{6} \right) d}{\frac{11d^2}{18}} \times 2 = 6M/11d$$

下面用门式框架法和悬臂梁法来分析同一工程实例, 以说明这两种方法的具体应用。

【例 5-8】高层框架近似分析

一个 40 层办公大楼的钢框架在侧向力作用下的近似分析, 本例是其中第 10 层, 要求计算该层梁柱在水平力作用下的近似弯矩。已知该层荷载如下:

倾覆力矩 $M_0 = 101800 \text{ kN} \cdot \text{m}$

总重力荷载 $= 44500 \text{ kN}$

总的层剪力 $= 1494 \text{ kN}$ (楼板以上)

$= 1548 \text{ kN}$ (楼板以下)

框架分析 (见图 5-30) 如下:

根据各钢柱的承荷面积可以确定 44500 kN 的上部荷重按下述方式分配: 每根内柱为 13350 kN, 每根外柱为 8900 kN。

用门式框架法将上部传来的侧向力 1494 kN 与本层的水平荷载 54 kN 分配给各柱, 每根内柱的剪力为每根外柱剪力的 2 倍。

计算由水平剪力产生的柱和梁弯矩, 外柱端弯矩为:

$$\text{上柱 } M_a = 249 \text{ kN} \times 1.95 = 486 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{下柱 } M_b = 258 \text{ kN} \times 1.95 = 503 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{梁 } M_l = 486 + 503 = 989 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

层层间最大位移与层高之比的限值等。这是很重要的，因为不能让居住者感觉到侧移而不舒服。再者，如果建筑物在侧向荷载作用下有很大的变形，在摇晃和振动下可能会引起损坏，其中还包括 $P-\Delta$ 效应。

要初步确定侧向变形的另一个原因是，作为一个设计主持人来讲，必须要知道所设计的建筑物中各抗侧力构件所分别承担的水平荷载大小。否则，又如何能合理地去确定筒、剪力墙或（和）框架的所需基本尺寸呢？各抗侧力构件所分担的比例可通过刚度比较来取得，而抗侧力构件的刚度又可以用位移来表示。由于各抗侧力构件在同一建筑物中都必须共同协调变形，这也就是通常所说的荷载是按刚度来分配的。

当然，最后在施工图设计时是要用计算机程序来进行分析计算的。但是，用程序计算必须要输入原始数据，为此要先合理地确定这些构件的初步尺寸。而且，也只有通过概念性近似计算，才能反馈和优化结构的总平面布置。因此，设计人员应当了解如何进行变形的近似计算。

可以将建筑物中抗侧力构件的侧向变形特性归纳成五种情况：

情况 1：矮实心墙的剪切变形多于弯曲变形 [见图 5-31 (a)]。

情况 2：高实心墙或筒主要是弯曲变形 [见图 5-31 (b)]。

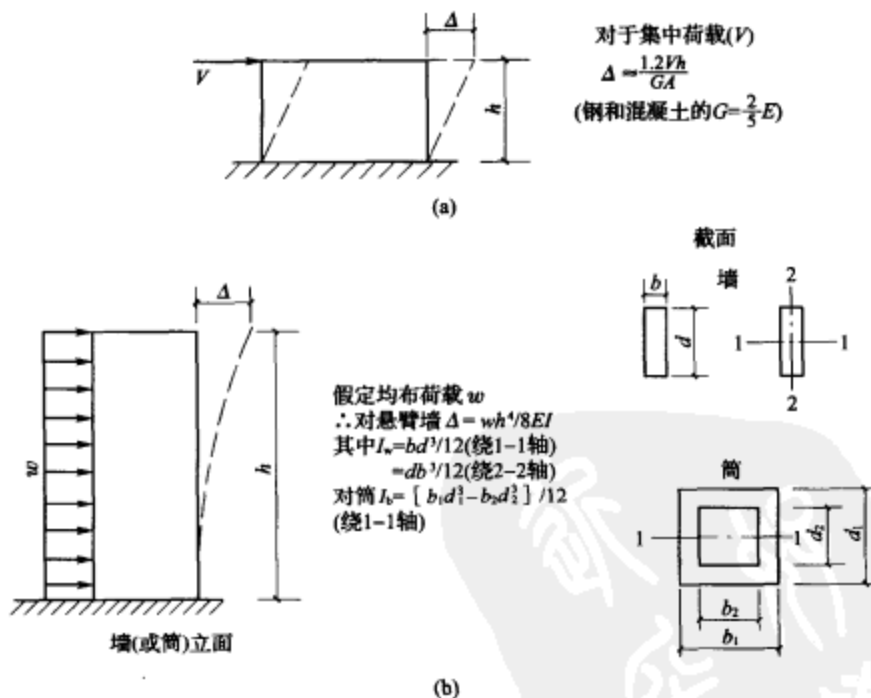
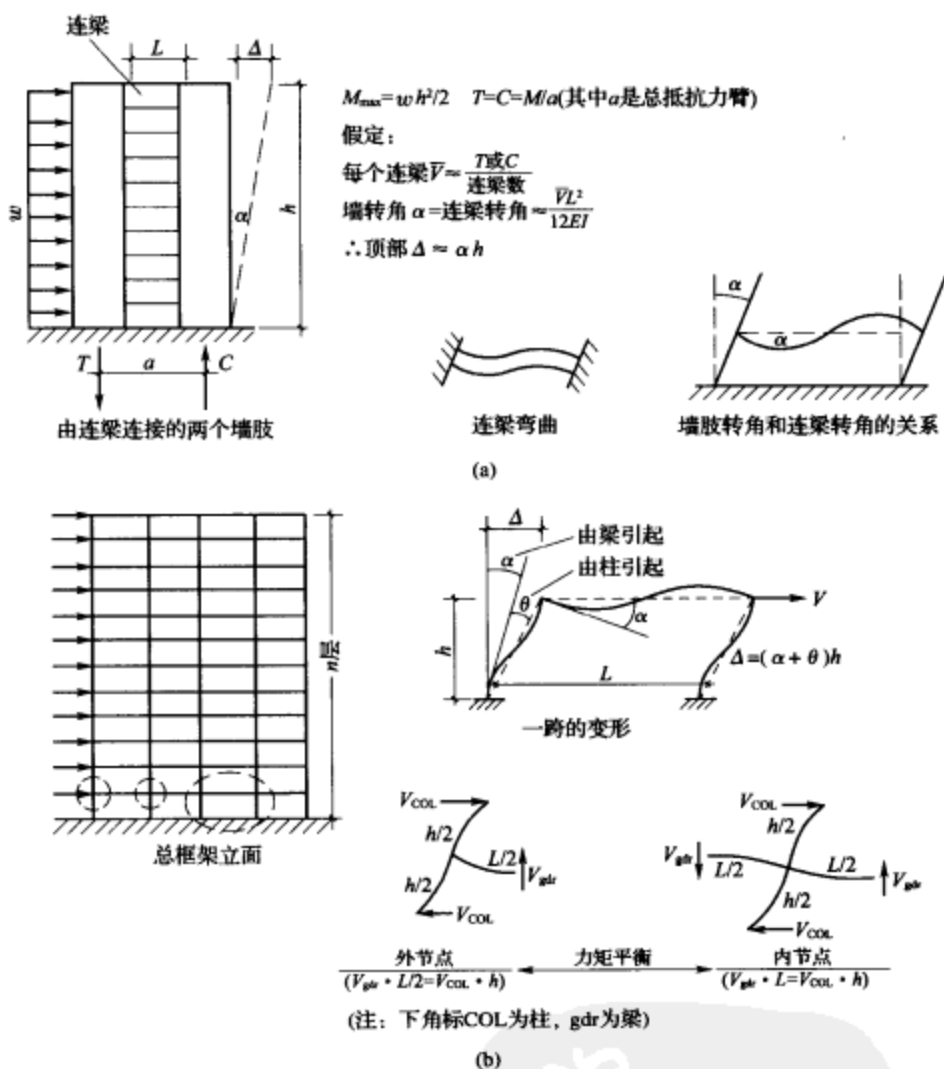


图 5-31 抗侧力构件变形近似计算(1, 2)

情况 3：高墙开许多门洞或窗洞后，就成为由连梁连接的两个细长墙肢。由连梁变形形成的偏移常常比墙本身的变形形成的偏移大。作为近似计算，可只计算由连梁变形引起的偏移 [见图 5-32 (a)]。

情况 4：规则刚架的变形是由柱弯曲和梁弯曲引起的。因为高层建筑中柱的截面很大，所以梁的弯曲控制变形。对于矮的房屋，柱较细，它们对框架变形影响很大。为近似分析，可以看一个典型跨，见图 5-32b。



所以

(1) 第1层 Δ_1

1) 外节点:

$$\Delta_{col} = \frac{V_{col} \cdot h^3}{12EI_{col}}; \Delta_{gdr} = \frac{V_{gdr}L^2h}{12EI_{gdr}} = \frac{2V_{col}Lh^2}{12EI_{gdr}}; \Delta_1 = \Delta_{col} + \Delta_{gdr} = \frac{V_{col} \cdot h^2}{12E} [h/I_{col} + 2L/I_{gdr}]$$

2) 内节点:

$$\Delta_{col} = \frac{V_{col} \cdot h^3}{12EI_{col}}; \Delta_{gdr} = \frac{V_{gdr}L^2h}{12EI_{gdr}} = \frac{V_{col}Lh^2}{12EI_{gdr}}; \Delta_1 = \Delta_{col} + \Delta_{gdr} = \frac{V_{col} \cdot h^2}{12E} [h/I_{col} + L/I_{gdr}]$$

(2) 总变形 $\Delta_T = (\Delta_1/2) \times n$ (层数) (对内节点或外节点)

图 5-32 抗侧力构件变形近似计算(3, 4)

情况 5: 桁架的变形主要由杆件的伸长或缩短造成的 [见图 5-33 (a)、(b)].

在 C 点的总变形 Δ 为

$$\Delta_c = \sum \frac{PPL}{EA}$$

式中 P ——桁架荷载引起各杆之内力；

L ——杆件长度；

A ——杆件面积；

E ——杆件弹性模量；

\bar{P} ——该杆件在单位荷载下的内力。单位荷载，加在所求位移点（本例中为 C 点）及所求位移方向。注意 \bar{P} 是几何系数，因为力/单位力是无量纲值。

上面部分也可表示为

$$\Delta_c = \sum \bar{P} \delta$$

其中， δ 为在桁架加载时，任一杆件长度的变化 $= \frac{PL}{AE}$ 。

如果忽略腹杆变形产生的侧移，只考虑柱（弦杆）的伸长与缩短，可以近似得到 [见图 5-33 (c)]:

$$\Delta \approx \frac{\delta_T + \delta_c}{a} \cdot h, \text{ 其中 } \sum \delta = \left(\frac{Th}{A_T E} \right) \times 2$$

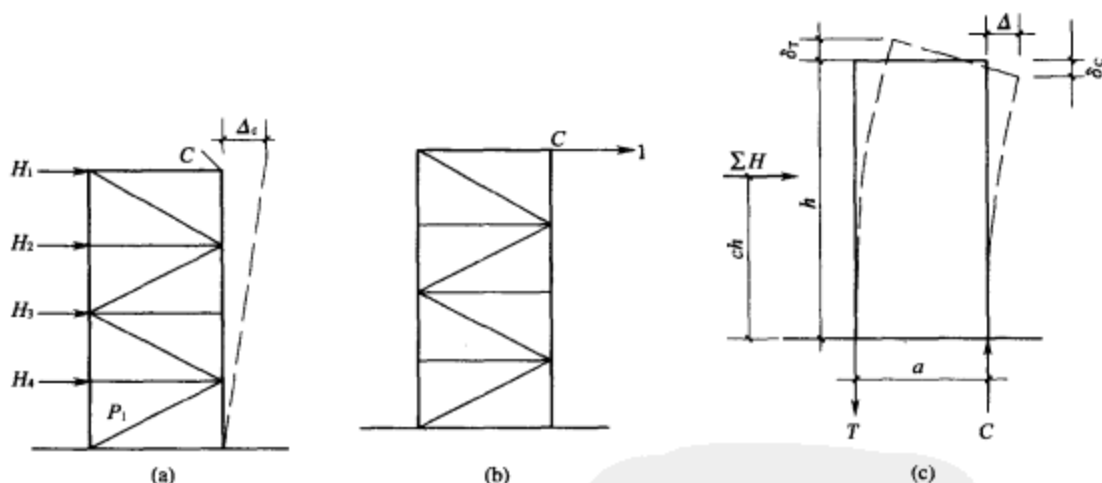


图 5-33 抗侧力构件变形近似计算 (5)

在这五种情况中，墙、筒和框架的总位移都可以通过近似计算来取得。在每种情况中，都认为房屋的侧向变形来源于两部分：一部分是由倾覆力矩（所形成的轴力）产生的，而另一部分是水平和垂直剪力（所引起的局部弯曲）产生的。

例如，在“矮”墙中，剪切变形起控制作用，可以忽略弯曲变形，其侧向变形的近似计算见情况 1。对于一个“高”墙，弯曲变形起控制作用，通常忽略剪切变形的影响，如情况 2。这“矮”墙通常是指那些高宽比小于或等于 2~3 的墙。

当两个“高”墙由每层的连梁连接在一起时，如果连梁很强，则整个结构可看成是一个截面高度很大的、支承在基础上的悬臂梁，此时的变形很小。但是如果连梁很弱，那么，连梁的变形将导致整个结构产生很大的侧向位移。这时可以用连梁的转角来表示整个结构的变形，如情况 3 所示。在这种情况下，连梁只考虑抵抗两侧墙肢间的竖向剪力，而忽略这两个墙肢之间的轴向差异变形。

框架的侧向变形主要是由层间剪切产生的。前面已提到，层间剪力使梁产生垂直方向的

剪力,可采用门式框架方法,按情况4来估算其值。框架的变形还可以用图5-34来表示。究竟是由悬臂模式,还是由门式框架模式起控制作用,则取决于框架的高宽比和梁柱的线刚度比。

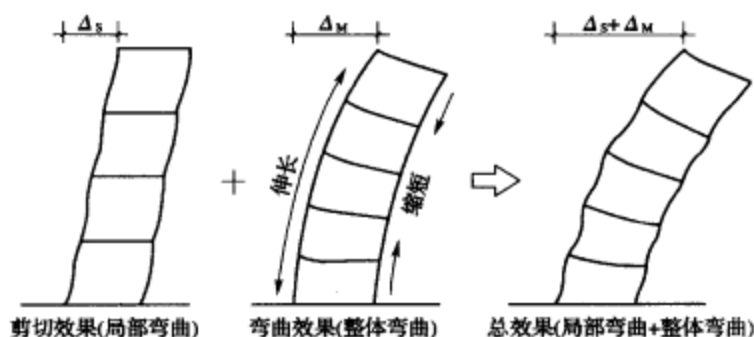


图 5-34 由剪切和弯曲作用构成的框架侧向变形

侧向变形的两个主要来源是水平剪力产生的柱子弯曲和垂直剪力产生的梁弯曲。通常建筑物在40层以下或40层左右时,由柱子缩短或伸长(倾覆力矩产生)引起的悬臂变形是次要的。

桁架式墙(或称支撑框架构件)的刚度不取决于杆件连接节点的转动刚度,因为每一根杆件的应力都比较均匀,而且受力充分,在提供刚度方面比框架更有效。它的变形计算也比较简单,如情况5所示。

情况1~5中的计算公式对设计来讲是很有用的。但这些公式都是经过很大程度的简化,所以它们主要是用来获取不同抗侧力结构(或构件)之间的相对刚度比较概念,并大致估算建筑物的变形。同时也有助于在方案设计和初步设计阶段提出或比较各种可行的结构总体方案。



参考文献

- [1] 林同炎, S. D. 斯多台斯伯利著. 结构概念和体系. 第2版. 高立人、方鄂华、钱稼茹译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. 2
- [2] 陈生金, 陈舜田等. 强烈地震下钢骨梁柱接头之破坏及高韧性接头之开发. 台湾: 结构工程, 1996 (4)
- [3] 高立人. 钢梁-混凝土柱组合框架结构在国外的发展. 建筑结构, 2002 (5)
- [4] L. G. Griffis Composite Frame Construction. Constructional Steel Design. Dowling P. J. et al. Elsevier Science Publishers, 1992: 523~553
- [5] H. Yamanouchi et al. Development and Usage of Composite and Hybrid Structures (CHS) Based on Performance. Presented at 1995 ACI Fall Convention, 1995.
- [6] T. M. Sheikh et al. Parts 1 and 2: Beam Column Moment Connections for Composite Frame. J. Struct. Engrg., ASCE, 1989, 115 (11): 2859~2896
- [7] ASCE Guidelines. Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Col-

umns, J. Struct. Engrg., ASCE, 1994, 120 (8): 2330~2375

[8] R. Kanno Strength, Deformation and Seismic Resistance of Joints between Steel Beams and Reinf. Concrete Columns. Ph. D. Thesis, Cornell University, 1993: 617

[9] N. Sakaguchi Strength and Behavior of Frame Composed of Reinf. Concrete Columns and Steel Beams. Doctoral Dissertation, Kyoto Univ., 1992: 182 (in Japanese)

[10] AIJ Composite RCS Structures Sub-Committee. AIJ Design Guidelines for Composite RCS Joints, 1994

[11] R. Kanno, G. G. Deierlein Seismic Behavior of Composite (RCS) Beam-Column Joint Subassemblies, In: Composite Construction in Steel and Concrete III, Buckner C. D., Shahrooz B. SEI, ASCE, 1996: 236~249

[12] Applied Technology Council. Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures (ATC-24), 1992: 57

[13] Architectural Institute of Japan. Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design, 1990: 643~644 (in Japanese)

[14] T. Y. LIN. A Direct Method of Moment Distribution. Trans. Am. Soc. C. E., 1937: 561~605



第6章 延性结构与延性构件的设计概念

6.1 地震作用

6.1.1 地震和地震作用基础知识

地震是地球上的一种自然现象。全世界每年发生约 100 万次地震, 对人类造成严重地震灾害的平均每年不到 10 次。全世界的地震主要分布在两条称为地震带的带状区域内, 即: 环太平洋地震带和地中海地震带 (见图 6-1)。

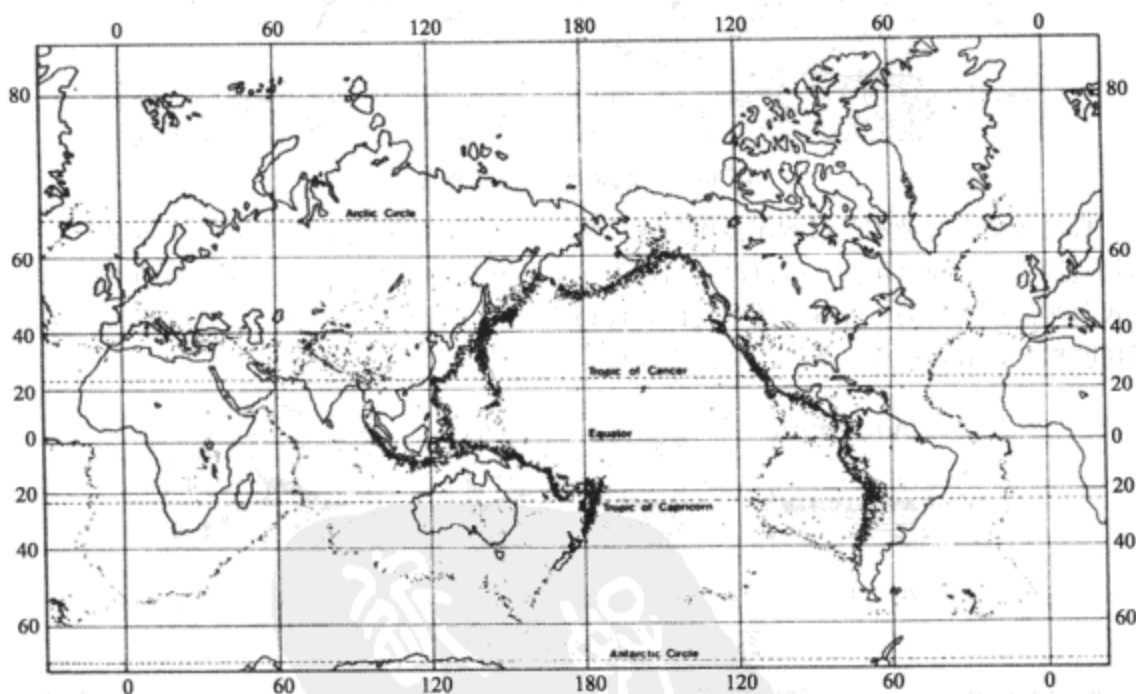


图 6-1 1961~1967 年 30 万次 4 级以上震中分布图

地震按其成因可以分为: 火山地震、陷落地震和构造地震。火山地震和陷落地震的强度小, 影响范围小, 一般不会造成严重的地震灾害; 构造地震占发生地震的 95% 以上, 是造成灾害的主要地震, 也是高层建筑及其他工程抗震设计需要考虑的地震。

构造地震的成因与地球的构造和地质运动有关。研究表明, 地球最外层的地壳是由六大板块组成 (见图 6-2), 即: 欧亚板块, 太平洋板块, 美洲板块, 非洲板块, 印澳板块和南极板块。各大板块内还有许多小板块。板块的缓慢运动使板块之间发生顶撞、俯冲, 在板块边缘引起地壳振动, 发生所谓板缘地震。全世界 85% 以上的地震为板缘地震。板块内发生的地震称为板内地震。板内地震的强度大, 破坏作用也大。我国位于欧亚板块的东南端, 东面为太平洋板块, 南面为印澳板块, 受到欧亚板块向东、太平洋板块向西、

印澳板块向北的推力。我国是一个地震多发的国家，历史上的地震给生命和财产造成了巨大的损失。

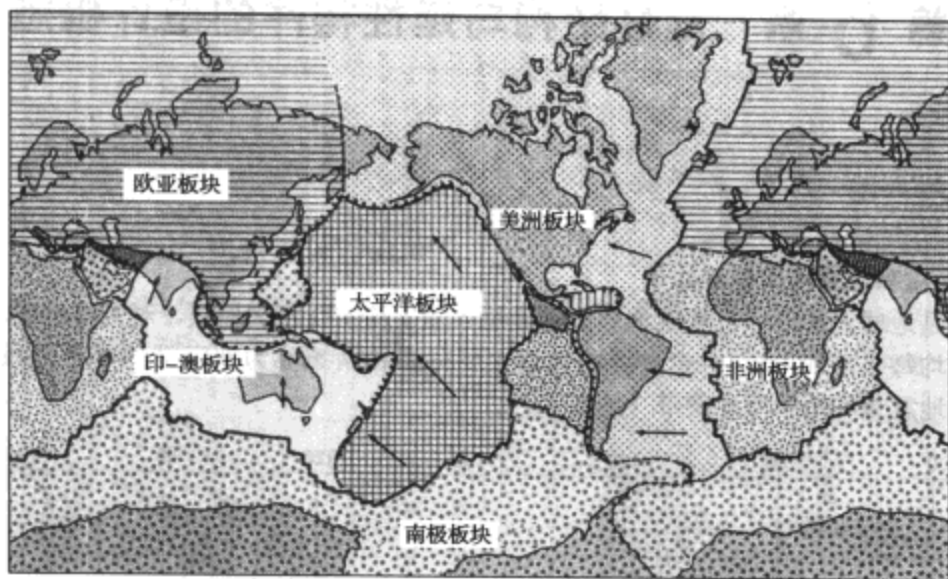


图 6-2 全球六大板块分布图

板块运动引起地震的过程示意图见图 6-3。板块运动使地壳岩层产生应变和应力，当应力超过岩层的抗拉（抗剪）强度时，岩层发生突然断裂和猛烈错动，引起的振动以弹性波的形式向四面八方传播。弹性波传到地面，使地面振动，就是地震。断层为岩层的薄弱部位，其强度相对较低，地震一般发生在活动断层。

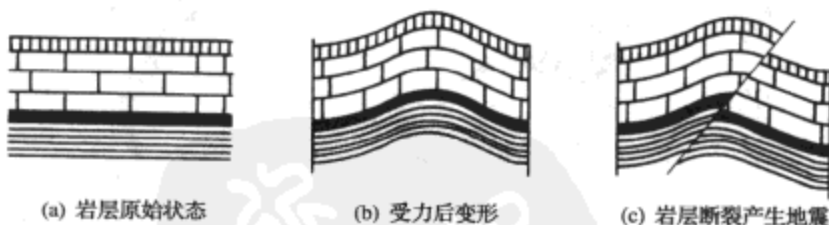


图 6-3 构造地震形成示意图

地壳岩石断裂、错动的部位称为震源。震源是一块很大的岩石。岩石从开始断裂到完全破裂是很短的一个过程。一般来说，断裂的范围越大、长度越长，释放的能量也越大，地震也越大。震源上方的地面位置称为震中。地面某一位置至震源的距离称为震源距，至震中的距离称为震中距。震中与震源之间的距离称为震源深度。震源深度不超过 60km 的地震称为浅源地震。造成地震灾害的，一般是浅源地震。

岩石断裂引起的振动以波的形式向各个方向传播，这就是地震波。地震波分为体波和面波两大类。在地球内部传播的波称为体波；在地球表面传播的波称为面波。体波有纵波和横波两种，传至地表面后，纵波引起上下运动，横波引起前后、左右的水平运动。面波有瑞雷波和乐甫波两种：瑞雷波引起上下、前后的运动，是地面振动的主要原因；乐甫波类似于蛇行，引起左右运动。地震波的传播速度，以纵波最快，横波次之，乐甫波再次之，瑞雷波最慢。地震发生时，距离震中比较远的地方，人们先感到上下颤动，

后感到前后、左右摇晃，横波和面波到达时，地面振动趋于剧烈。地震引起结构物破坏，主要是横波和面波的水平 and 竖向振动的结果。震中附近，体波成分多，面波成分少，离震中远的地区正好相反。

地震波引起的地面往复振动称为地震地面运动或地震动。对工程设计有影响的是强震地面运动。地面上任何一点的地震动可以分解为六个振动分量：两个水平分量，一个竖向分量和三个转动分量。采用强震仪记录强震地面运动的加速度时程，对加速度积分得到速度时程，对速度时程积分得到位移时程。1933年，美国获得世界上第一条加速度时程记录：长滩地震记录。1940年获得的 El Centro 地震记录和 1952年获得的 Taft 地震记录，是目前高层建筑结构时程分析广泛采用的加速度时程。图 6-4 为 1940 年 El Centro 地震记录的加速度、速度及位移时程曲线。目前，全世界已有数万条水平和竖向加速度时程记录，但转动加速度时程记录极少，地震转动加速度对结构影响的研究也很少。

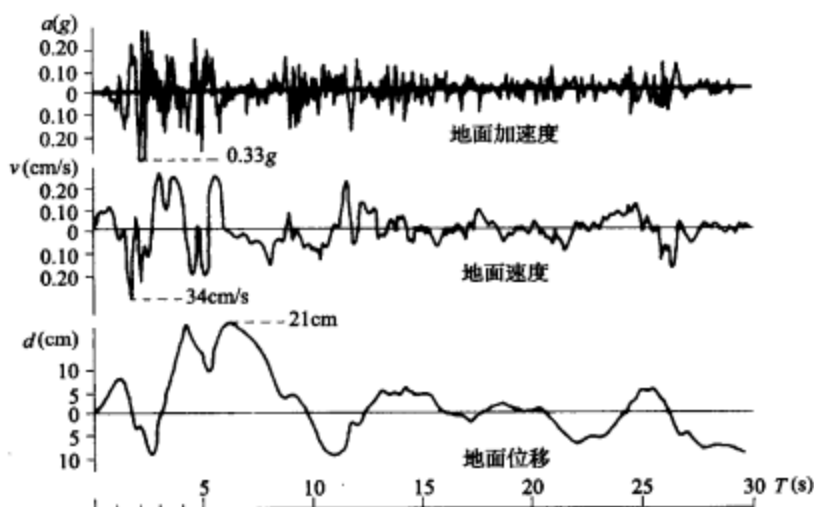


图 6-4 El Centro 1940 N-S (南-北) 地震记录的加速度、速度和位移时程

地震规模的大小或震源释放能量的多少用震级度量。一次地震只有一个震级。常用的震级为里氏震级。里氏震级相差一级，地面位移振幅值相差 10 倍，释放的能量相差约 32 倍。一般情况下，5 级以上的地震才会造成震害。

某一地区地表和建筑物遭受地震影响的平均强弱程度用烈度表示。我国将地震烈度分为 12 度。烈度因地而异，与震级、震中距、传播介质、场地土质等因素有关。

地震动的特性可以用峰值（最大振幅）、频谱和持续时间三个要素来描述。峰值是指地震加速度、速度、位移三者之一的峰值、最大值或某种意义的有效值（如：有效峰值加速度）；峰值反映了地震动的强弱程度或地震动的能量。地震动不是单一频率的简谐振动，而是有很多频率组成的复杂振动。工程中用加速度反应谱表征地震动的频谱特征。加速度反应谱是通过一定阻尼比的单自由度弹性体系的地震反应计算得到的曲线，其纵轴为谱加速度，横轴为周期。不同地震加速度时程、相同阻尼比的反应谱曲线不同；同一地震加速度时程、不同阻尼比的反应谱曲线也不同，阻尼比大，相同周期对应的谱值小。增大房屋建筑结构的阻尼，如设置阻尼器等，可以减小结构的地震反应。最大加速度谱值对应的一个周期（频率）或周期范围（频率

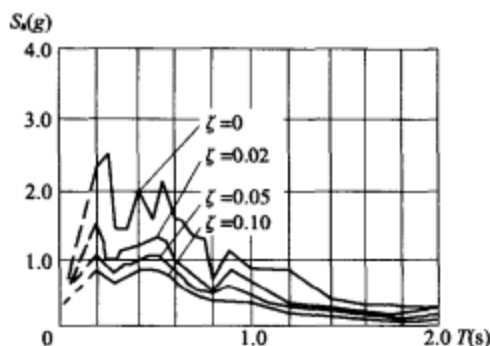


图 6-5 1940 年 El Centro 地震记录的加速度反应谱曲线

范围)称地震动的主要周期(主要频率)。图 6-5 为 1940 年 El Centro 地震记录的加速度反应谱曲线,其主要周期为 $0.4 \sim 0.6\text{s}$ 。若房屋建筑的基本频率与地震动的主要频率相同或接近,则会发生类共振,引起结构严重破坏甚至倒塌。地震动的持续时间是指地震的振动时间,有多种定义。地震动的持续时间越长,可能产生的震害越大。地震动的三要素与震级、震源深度、震中距、传播介质的特性和场地特性等有关。一般而言,震级大、震源浅、震中距小,则峰值大;近震或坚硬土,地震动的高频成分丰富;大震、远距、软土,地震动的低频成分为主,且持续时间长。

6.1.2 地震作用的特点

地震对建筑物作用的特点,可以归纳为下述三个方面。

(1) 不确定的、不可预知的作用

地震的不确定、不可预知有多方面的含义。其一是指地震发生的时间、地点、强度是不确定的、随机的。地震是在毫无警告的情况下发生的。预期不会发生大震的地方却发生毁灭性的地震,预期会发生地震的地方却没有地震。按 6 度抗震设防的唐山,1976 年地震达 7.8 级,损失惨重。美国加州中部的 Parkfield 小镇,在 20 世纪 90 年代前的 100 年间,每 22 年发生一次中等强度以上的地震,当时估计下一次地震在 1993 年。80 年代中,美国国家地质调查局花费了大量财力、人力在 Parkfield 安装仪器设备,希望能观察到地震前的预兆、预报地震,但 1993 年过去了好多年,地震一直没有发生。1995 年前,日本一直认为东海会发生大震,但 1995 年 1 月 17 日,毫无抗震防灾准备的大阪、神户附近的淡路岛却发生了强烈地震,死亡 8000 多人,经济损失近 1000 亿美元。地球上的任何一个地方都有可能发生地震。地震不确定性的另一个含义是指没有两次地震的特性是相同的,不同地点同一地震的特性不同,同一地点不同地震的特性也不同。地震的随机性,给建筑结构时程分析时选用地震加速度时程带来困难。

(2) 短时间的动力作用

持续时间最长的地震是 1964 年 3 月发生的美国阿拉斯加地震,约 7 分钟。一般而言,一次地震的持续时间为分钟左右,持续时间长的也就是 3 分钟左右,但造成的破坏却极大。20 世纪地震造成的死亡超过 200 万人,振动时间的总和不到 1 小时。地震是在短时间内造成巨大灾害的一种自然力量。地震通过地基的摇晃,使建筑结构产生前后、左右、上下的振动,从而使结构产生加速度和惯性力,造成结构破坏甚至倒塌。地震对建筑结构产生的是动力作用。地震发生时,结构加速度的方向和惯性力的方向、大小不断变化。惯性力的大小与地震动的特性有关,与建筑结构本身的动力特性、承载能力等有关。

(3) 有选择的破坏作用

地震动是由不同周期的振动组成的,地震动的传播过程非常复杂,但有下列主要规律:短周期的振动衰减快,传播的距离短,长周期的振动衰减慢,传播的距离远;硬土中长周期

的振动衰减快、短周期振动的成分多,软土中短周期的振动衰减快、长周期振动的成分多。如果建筑的基本频率与地震动振幅大的频率相同或接近,则结构的地震反应相对较大,有可能造成破坏或倒塌;反之,结构的反应小,破坏小,甚至没有破坏。震中附近,硬土上层数少的建筑结构破坏严重;在距离震中远、震级比较大的地震作用下,软土上层数多的建筑结构破坏严重。这就是所谓的地震有选择的破坏作用。

1923年日本关东地震,硬土上刚度大的结构破坏严重,而软土上刚度大的结构破坏不严重。原因是硬土上地震动频率高的成分的能量大,软土上地震动相对低频成分的能量大。1985年墨西哥地震,7.2级,震中距墨西哥城280km,墨西哥城基岩上地震动的峰值加速度为0.035g左右,而原河床上地震动的峰值加速度为0.166g、主要周期为2~3s。峰值加速度增大,主要周期加长,引起层数为14层左右的建筑严重破坏或倒塌。另一个突出的例子是1967年7月29日委内瑞拉加拉加斯地震,6.3级,震中距63km,房屋建筑破坏率与土层厚度关系如图6-6所示。土层厚度50m左右的场地,3~5层建筑物的破坏率大;土层厚度大于160m时,10层以上建筑物、尤其是14层以上建筑物的破坏率显著增大;一些地区地震动的主要周期为1.42s,基本周期为0.9~1.5s的建筑大量破坏。

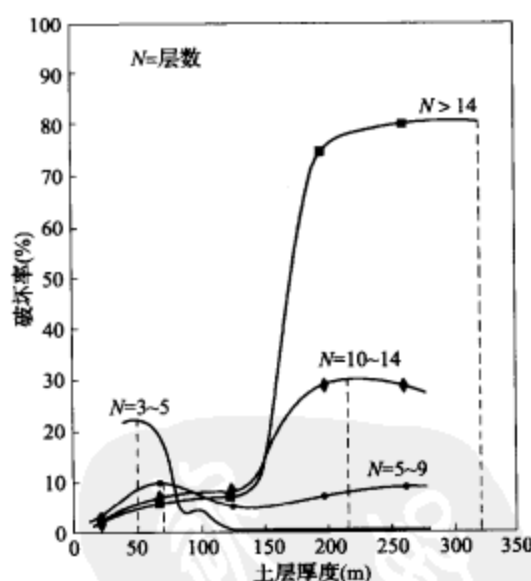


图 6-6 加拉加斯地震中建筑物的破坏率与土层厚度关系

6.1.3 建筑结构的震害

人们主要通过三条途径认识地震对建筑结构的影响以及结构的抗震能力,即:试验研究、计算分析和地震灾害。地震是对建筑结构抗震能力的直接检验。在震害调查、科学研究、总结设计成功的经验和失败的教训的基础上,修订抗震设计规范,完善抗震概念设计和设计方法,提高结构抗震能力。可以相信,随着对地震影响认识的深入和抗震设计水平的提高,建筑结构的震害会越来越来少。历史上钢筋混凝土房屋建筑结构的震害主要表现在下述几个方面:

(1) 扭转引起破坏。结构平面布置严重不对称,“刚度中心”严重偏离质量中心,地震中由于结构扭转造成破坏。例如,1972年尼加拉瓜地震,楼梯、电梯间和砌体填充墙集中

布置在平面一端的15层中央银行严重破坏。

(2) “软弱层”或“薄弱层”破坏。结构某一层的抗侧刚度或层间水平承载力突然变小,形成所谓“软弱层”或“薄弱层”,地震时,这一层的塑性变形过大甚至超过结构的变形能力,或这一层的承载能力不足,引起结构构件严重破坏,或楼层塌落,或结构倒塌。典型的震害有:1972年美国圣非南多地震使 Olive-View 医院主楼底层柱严重破坏,残余侧向位移达 60cm;1995 年日本阪神地震中,大量多层和高层建筑的空旷底层严重破坏或倒塌,中部某一楼层坍塌,其主要原因是钢骨混凝土柱变为钢筋混凝土柱,刚度和承载力都变小;1999 年我国台湾集集地震,许多底层空旷的建筑严重破坏或倒塌。

(3) 建筑整体倾斜破坏。砂土液化,使地基丧失承载力,上部结构整体倾斜、倒塌。最有名的例子是 1964 年日本新泻地震中,建筑结构整体倾倒。

(4) 鞭梢效应破坏。结构顶部收进过多,抗侧刚度急剧减小,地震中出现鞭梢效应,使结构局部破坏。

(5) 碰撞破坏。地震中相邻结构碰撞破坏,或一幢建筑倒塌,压在相邻建筑上,引起相邻建筑破坏甚至倒塌。

(6) 相邻建筑之间的连廊塌落。1976 年唐山地震、1995 年阪神地震和 1999 年集集地震中,都有连廊塌落的震害。

(7) 框架柱破坏。框架柱的破坏形式比较多,例如:短柱剪切破坏;梁-柱核芯区剪切破坏;承载力不足、柱折断破坏;箍筋不足引起纵筋压屈成灯笼状、混凝土压碎;角柱破坏较中间柱的破坏严重;框架内的刚性填充墙不到顶,使上部柱成为短柱,且增大了柱的刚度,承受比设计计算大得多的地震作用,柱由于承载能力不足而破坏甚至引起结构局部倒塌。

(8) 剪力墙破坏。主要震害有连梁剪切破坏,墙肢出现剪切裂缝或水平裂缝。

框架梁的震害比较少,究其原因,主要是计算梁的受弯承载力时,不考虑现浇楼板钢筋对梁的承载力的增大作用,即使是按强柱弱梁设计的框架也可能成为强梁弱柱,地震中柱破坏,而梁不破坏。

剪力墙结构或设置剪力墙(筒)的结构,其震害比框架结构轻得多,其原因是剪力墙的刚度大,地震作用下结构的侧移小。合理设置剪力墙、增大结构刚度,是避免钢筋混凝土房屋建筑震害的重要途径之一。

虽然有大量的震害可供研究,但人类对地震的认识、对于房屋建筑地震震害原因的认识还是很有限的,比如,同一地点、两幢完全相同的房屋建筑,地震时一幢倒塌、一幢没有倒塌,其原因就很难说得清楚。

6.1.4 抗震设计理论和方法的发展

抗震设计理论和方法的发展经历了静力阶段、反应谱阶段、正在发展的基于性能/位移设计。

(1) 静力阶段

结构抗震计算和设计始于 20 世纪初,将地震作用看成是作用在结构上的一个总水平力,并取为建筑物总重量乘以一个地震系数。1924 年日本都市建筑规则首次增设的抗震设计规定中取地震系数为 0.1;1927 年美国《统一建筑规范》(UBC)规定的地震系数为 0.075~0.1。采用容许应力法进行结构构件的承载力设计。

(2) 反应谱阶段

20 世纪 40 年代,在计算机应用的发展和地震动记录积累的基础上,美国学者 Biot 首先

提出从实测记录中计算反应谱的概念,并从强震记录的分析结果中推导出了无阻尼单自由度体系的反应加速度与周期的关系。1953年美国学者 Housner 等人提出了许多有阻尼单自由度体系反应谱曲线的计算实例。接着,美国学者 Clough 在高层建筑地震反应中具体解决了高振型影响的计算方法。1954年,美国加州工程师协会的房屋建筑抗震设计规范首先采用了反应谱理论,并逐步被各国抗震规范所接受。结构抗震设计理论和方法进入了反应谱阶段。反应谱理论是指:结构可以简化为多自由度体系,多自由度体系的反应可以用振型组合由多个单自由度体系的反应求得,单自由度体系的最大反应由反应谱确定。

反应谱法采用加速度反应谱作为计算建筑结构地震作用的输入。震级、震中距、传播介质、场地等都对反应谱曲线的形状和谱值有影响,图 6-7 为不同场地、不同震中距地震加速度时程的平均反应谱曲线。设计用的反应谱曲线是在统计大量实际地震加速度反应谱的基础上得到的。

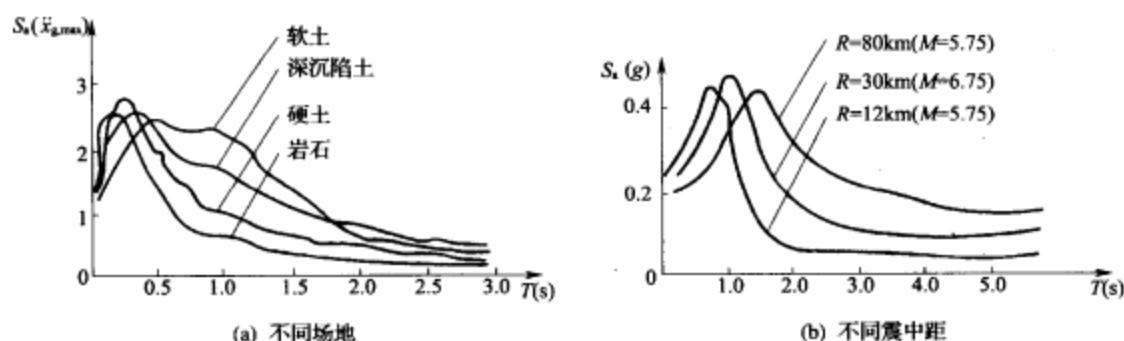


图 6-7 地震加速度的平均反应谱曲线

20 世纪 70 年代后期,新西兰的 T. Paulay 和 R. Park 首先提出了能力设计 (Capacity Design) 方法,在结构有足够的承载力的前提下,保证结构有足够的延性。能力设计的主要概念是:使常见的钢筋混凝土框架或框-剪结构在地震作用下形成合理的塑性铰机制,使梁、柱、墙中受剪力较大的部位在形成弯曲铰或压弯铰前不出现剪切破坏,通过构造措施保证可能出现较大塑性变形的部位具有所需的变形能力。该方法在新西兰《混凝土结构标准》NZS3101 的 1982 年版中采用。20 世纪 80 年代美国的 UBC 和 ACI318,欧洲各国规范和我国抗震设计规范都先后建立了一定程度上具有能力设计特点的钢筋混凝土结构抗震设计方法。

地震对结构的作用是动力作用,反应谱法将其变换为静力作用,按照静力分析方法计算结构的地震最大弹性反应,简便实用,但反应谱法不同于静力方法,因为反应谱法考虑了地震动三要素中的峰值和频谱两个因素。反应谱法的不足是只能提供结构在弹性阶段具有统计意义的最大地震反应,而不能计算出某一具体的地震动作用下的最大地震反应;另一点不足是不能用于弹塑性结构的计算。

20 世纪 60 年代末开始,动力分析法即时程分析法逐步成为结构地震作用和地震反应的计算方法,可以用于弹性结构,也可用于构件进入屈服的弹塑性结构。时程分析法采用地震加速度时程作为输入,作用在结构底部固定端,通过逐步积分法 (弹性结构也可以用振型叠

加法)求解动力方程,得到结构随时间变化的动力反应,包括构件内力、变形、层间位移等,还能得到屈服构件的位置,塑性铰的发展过程等。

目前,还难以在建筑结构的抗震计算中普遍采用动力分析法,主要原因是:①对于弹性结构,不同构件的最大内力值不在同一时刻出现,弹性时程分析得到的构件内力难以用于承载力验算;②输入不同的地震加速度时程,结构的反应不同;③缺少便于工程应用的弹塑性时程分析程序。美国联邦应急管理厅 NEHRP 以及欧洲共同体 EC8 对时程分析应用的态度比较谨慎,认为“该方法的准确程度取决于选取模型的准确程度,可靠结果还得依据多条地面运动加速度曲线”。

(3) 基于性能/位移抗震设计

近年来发生在大城市的多次地震的震害使人们认识到,目前广泛采用的基于承载力的抗震设计方法存在严重的不足和局限。基于承载力的设计不能保证结构达到预期的延性耗能机构,设计者难以掌握结构在大震时的实际性能,如塑性铰出现的位置和顺序、最终的倒塌机制等;业主要求地震后建筑物能立即使用,但基于承载力的设计方法不能保证这一点。20 世纪 90 年代以来,基于性能/位移的设计逐步成为一种新的抗震设计理论和方法。

基于性能的结构从本质上说不是一个全新的概念,自从上个世纪 20 年代美国第一个建筑规范 UBC 问世以来,基于性能的结构就是美国设计实践的一个目标。初始的目标是在地震发生时,结构不倒塌或者没有生命安全之虞。20 世纪 70 年代,基于性能的工程扩展到结构的震后修复、地震反应的损伤控制等方面。90 年代 Bertero. R 和 Bertero. V. V. 等学者首先明确提出了基于性能的抗震设计概念,美、日等国家的学者对基于性能的抗震设计进行了持续的研究,并将其作为新一代的抗震设计方法。

基于性能的设计的基本思想是:使所设计的工程结构在预定的使用年限内、在不同强度水平的地震作用下,达到预定的不同的性能目标。这里所指的性能目标具有广泛的含义和内容,涉及结构、设备、装修、人员安全等诸多方面。为了使基于性能的抗震设计能够应用于结构设计,需要选择合适的指标来量化结构的性能。结构的承载力、刚度、累积滞回耗能、变形、损伤等都可以作为性能指标。结构的性能以及地震作用下的结构损伤程度与位移有直接的关系,结构的破损程度总是与截面的变形密切相关,而截面的变形(应变或曲率)又可以转化为位移(构件端部的转动、结构的层间位移和顶点位移),从而可以通过位移来控制结构的损伤程度。基于位移的抗震设计是实现结构性能控制的有效方法。目前,建筑结构基于性能的抗震设计方法主要通过基于位移的设计方法来实现。

基于位移的抗震设计是指,在不同强度水准的地震作用下,以结构的位移响应为目标进行结构及构件设计,使结构达到预定的性能。基于位移的抗震设计大致有三种思路和方法:直接基于位移的方法,控制延性的方法和能力谱法。

直接基于位移的基本思路为:对于多自由度体系,假定一个合理的位移模式,将多自由度体系转化为等效单自由度体系,确定其等效质量和等效刚度;根据等效阻尼比与延性的关系,确定等效单自由度体系的等效阻尼比;建立不同阻尼比的位移反应谱;根据等效阻尼比,计算等效单自由度体系的目标位移和水平地震力;由此计算原多自由度体系的目标位移、基底剪力和水平地震力,计算原结构水平地震作用效应,进行结构设计;将结构的目标位移转化为各构件的变形要求,对构件关键部位配置约束箍筋,使其具有相应的变形能力。

直接基于位移的方法需要将多自由度体系等效为单自由度,等效的前提是结构进入弹塑

性后位移模式不变,即结构中可能形成塑性铰的部位同时达到屈服。显然,在实际结构中是不可能的。关键点和难点还包括确定等效阻尼比和建立不同阻尼比的弹塑性位移谱。

控制延性的方法实质上是建立构件的位移延性或截面的曲率延性与塑性铰区混凝土极限压应变的关系,通过在塑性铰区定量配置约束箍筋,保证混凝土能够达到所要求的极限压应变,从而使构件具有足够的延性能力。控制延性的方法需要定义混凝土极限压应变、结构或构件的屈服位移和极限位移。

能力谱法最早是由 Freeman 等在 1975 年提出的, Fajfar 等学者对其做了改进。能力谱法的基本思路是采用图形对比结构的能力和地震地面运动对结构的要求,直观地评价结构在地震作用下的表现。

能力谱法的基本内容包括:对结构进行静力弹塑性分析,得到结构的基底剪力(V_b)-顶点位移(u_n)关系曲线[见图 6-8(a)];根据多自由度体系与单自由度体系的转换关系,建立结构的等效单自由度体系,将 V_b-u_n 曲线转换为用谱加速度(A)-谱位移(D)表达的能力谱曲线[见图 6-8(b)],也称结构的能力曲线;确定用于结构抗震设计的加速度反应谱曲线,转换为弹性谱加速度-谱位移曲线,再将其变换为对应于一系列等效阻尼比 ξ_{eff} 的弹性谱加速度(S_a)-谱位移(S_d)曲线,或对应于一系列位移延性系数 μ 的弹塑性谱加速度(S_a)-谱位移(S_d)曲线,称之为需求谱或需求曲线[见图 6-8(c)];确定结构在设定的地震作用下的位移延性系数要求 μ 或结构的等效阻尼比,并确定与位移延性系数要求或等效阻尼比对应的需求曲线;将能力曲线和需求曲线画在同一坐标系内,得到两条曲线的交点,称为结构的性能点[见图 6-8(d)],交点的坐标为谱加速度值 S_a 和谱位移值 S_d , S_d 为地震作

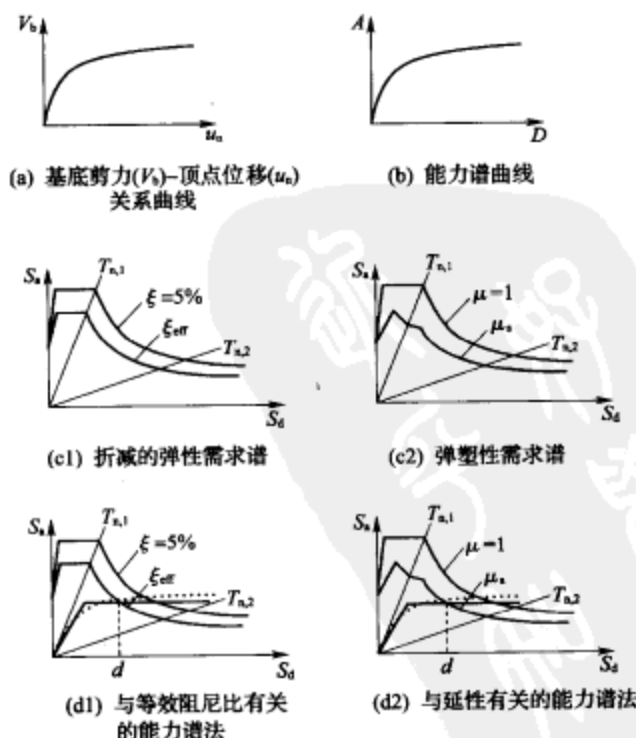


图 6-8 能力谱法步骤示意图

用下等效单自由度体系的位移要求, S_d 与等效质量 M 的乘积为基底剪力; 通过单、多自由度转换关系, 将谱位移值 S_d 转换为结构的顶点位移, 即为结构在设定的地震作用下的顶点最大位移, 或称顶点目标位移; 由顶点目标位移及静力弹塑性分析的结果, 得到对应于顶点目标位移时的层间位移角、梁柱的变形、塑性铰分布等。若能力谱与需求谱没有交点, 则说明结构的抗震能力不足, 需修改设计。

能力谱法除了需要对结构作静力弹塑性分析外, 关键是单、多自由度之间的转换和建立地震的需求曲线。由能力谱和需求谱的交点得到的结构位移与原结构弹塑性体系的动力位移反应之间在理论上并没有明确的关系。

静力弹塑性分析——也称推覆分析——是实现建筑结构基于位移抗震设计的计算手段。静力弹塑性分析基本假定为: 结构(一般为多自由度体系)的响应与等效自由度体系相关, 也就是结构响应主要由第一振型控制; 结构的位移模态保持不变。

静力弹塑性分析的计算过程为: 在结构上施加竖向荷载并保持不变, 沿结构高度施加按一定方式分布的水平力, 该水平力单调增加, 随着水平力(水平位移)的增大, 构件逐步屈服, 直到塑性铰足够多、位移足够大, 计算停止。水平力沿结构高度的分布形式, 一般采用计算过程中固定不变的分布形式, 如倒三角形分布加上顶部集中力, 反应谱振型组合的水平力分布等。静力弹塑性分析结果的主要用途有: ①评价结构的性能。静力弹塑性分析可以得到结构的基底剪力-顶点位移曲线, 即结构的“能力曲线”, 该曲线从总体上反映了结构抵抗水平力的能力; 静力弹塑性分析可以得到结构构件弹性—开裂—屈服—弹塑性—承载力下降的全过程, 得到杆端出现塑性铰的先后顺序、塑性铰的分布和结构的薄弱环节等。②用于能力谱法, 确定结构在预估强烈程度地震作用下的性能点。③建立结构整体位移与构件局部变形间的关系。结构的顶点位移或层间位移, 是由构件的变形产生的。由静力弹塑性分析, 可以得到结构达到目标位移时杆端塑性转角的大小, 甚至杆端截面混凝土极限压应变的大小, 从而可以确定对杆端塑性铰区的约束要求以保证杆件有足够的变形能力。④用于弹塑性时程分析。静力弹塑性分析得到的层剪力-层间位移曲线即为该结构剪切刚度层模型的层间滞回线的骨架曲线, 将其折线化并选取合适的恢复力模型即可进行层模型的弹塑性时程反应分析。

尽管静力弹塑性分析方法没有严密的理论基础, 不能考虑地震动力效应, 是一种静力计算方法, 还需进一步完善, 但它可以满足工程设计要求, 避免了同一结构在不同地震加速度时程作用下响应差别悬殊的矛盾。除了不能考虑地震的动力效应外, 静力弹塑性计算的不足, 还有: 计算结果在一定程度上与所采用的水平荷载分布形式有关; 还需要有一定的辅助计算才能将计算结果用于工程; 难以得到整体结构达到最大承载力后的基底剪力-顶点位移曲线的下降段。

6.2 抗震结构的基本要求

我国内地国土面积的 60% 为地震区; 县级及县级以上的城镇约 2900 个, 其中抗震设防的城镇约 2500 个。我国高层建筑结构的抗侧力设计, 主要是抗震设计。结构抗震设计有许多不确定和不确知因素, 概括起来就是, 地震地面运动的不确定和不确知, 结构的质量、刚度、承载力的大小和分布的不确定和不确知, 结构地震反应的不确定和不确知等。迄今为

止,结构的抗震设计是一门艺术,还不是理性的科学。除了细致的计算分析、构件截面承载力验算外,概念设计是结构抗震设计的重要内容。概念设计是指,在结构设计中,工程师运用“概念”进行分析,做出判断,并采取相应措施。判断能力主要来自工程师本人所具有的设计经验、对结构地震破坏机理的认识、专业知识、对地震震害经验教训和试验研究成果的理解和认知等。概念设计是结构抗震设计不可缺少的部分,内容十分丰富广泛。本节介绍抗震结构的基本要求。

6.2.1 抗震设防目标

每一地区都有可能遭受强烈程度不同的地震,而不同强烈程度地震的出现概率不同,对结构的影响不同。对于不同概率或不同重现期的地震,采用单一的设防目标显然是不合理的。我国及世界上许多国家采用的抗震设防目标为:当遭受本地区小震影响时,结构构件和非结构构件不受损坏,不需修理即可使用;当遭受本地区中震影响时,允许结构构件有轻度的损坏,经一般修理即可继续使用;当遭受本地区大震影响时,结构不倒塌。简而言之,受小震影响时,结构为弹性;受中震影响时,允许部分结构构件有不严重的屈服;受大震影响时,允许结构构件屈服、破坏,但不倒塌。即所谓“小震不坏,中震可修,大震不倒”。

虽然许多国家采用的抗震设防目标基本相同,但由于各国地震发生的频繁程度不同、相同重现期的地震的强弱程度不同等原因,“小震、中震、大震”的重现期及其对应的地震强烈程度或最大加速度(或有效最大加速度)并不相同。

我国建筑抗震设计规范的小震、中震和大震是指:小震即众值烈度地震或多遇地震,为该地区50年内超越概率63.2%的地震,重现期为50年;中震即设防烈度地震,为该地区50年内超越概率10%的地震,重现期为475年;大震即罕遇地震,为该地区50年内超越概率2%~3%的地震,重现期为1641~2475年。中震是按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度,小震比中震低1.55度,大震比中震高1度。采用小震作用、弹性结构、使用极限状态和承载力极限状态进行结构抗震设计;对超过一定高度的结构,按大震作用验算其弹塑性层间位移角。在实际建筑结构的抗震设计中,并不需要按中震作用进行计算和设计;对于大量的建筑结构,也不需要按大震作用验算其弹塑性层间位移角。

美国“统一建筑规范”(Uniform Building Code, UBC)的最后一个版本(1997年)、“国际建筑规范”(International Building Code, IBC)的2000年版和2003年版,采用50年内超越概率为10%、重现期为475年的地震作为设计基本地面运动进行结构抗震设计,考虑结构的非线性反应、赘余度、超强和延性。采用与结构体系的超强和整体延性能力有关的系数 R ,对重现期为475年的地震作用进行折减,用折减后的地震力作为水平力进行结构设计。UBC和IBC没有最大弹性位移的限值,而有最大弹塑性层间位移 Δ_M 的限值。UBC规定:基本周期小于等于0.7s的结构, Δ_M 不得超过0.025倍层高,即层间位移角限值为1/40;基本周期大于0.7s的结构, Δ_M 不得超过0.020倍层高,即层间位移角限值为1/50;如果结构构件和非结构构件能够承受更大的变形而不引起生命安全的问题,上述限值还可以加大。IBC规定:层数超过4层、砖混结构以外的房屋建筑,重要性系数为1.5时, Δ_M 的限值为0.015倍层高,即层间位移角为1/67;重要性系数为1.25时, Δ_M 的限值为0.02倍层高,即层间位移角为1/50;重要性系数为1.0时, Δ_M 的限值为0.025倍层高,即层间位

移角为 $1/40$ 。UBC 和 IBC 重现期为 475 年的地震作用下最大弹塑性层间位移角的限值, 与我国大震作用下的限值相当。可以采用静力弹性方法或弹塑性时程分析法计算 Δ_M , 静力弹性方法见本章 6.7 节。

美国加州工程师协会 (SEAOC) 提出的结构抗震设防性能目标如图 6-9 所示。地震强烈程度分为四级: 频繁发生的地震, 30 年内超越概率为 50%, 重现期为 43 年; 时常发生的地震, 50 年内超越概率为 50%, 重现期为 72 年; 较少发生的地震, 50 年内超越概率为 10%, 重现期为 475 年; 极少发生的地震, 100 年内超越概率为 10%, 重现期为 970 年。



图 6-9 SEAOC 的结构抗震设防性能目标

日本是个地震频发的国家。1981 年开始执行新的抗震设计规范, 采用两水准地震作用和两水准抗震设防目标; 2000 年修订规范, 仍为两水准抗震设防目标, 但更接近于基于性能的设计。修订的规范采用了两个极限状态: 破坏极限状态和生命安全极限状态。前者是在 30 年内超越概率为 50% (重现期为 43 年) 的地震作用下, 结构为弹性, 不丧失远设计的结构性能, 设计地震加速度为 $(0.08 \sim 0.10)g$; 后者是在 50 年内超越概率为 10% (重现期为 475 年) 的地震作用下, 结构不发生局部倒塌或全部倒塌, 以保护生命安全为目标, 并建议采用能力谱法计算结构的变形, 设计地震加速度为 $(0.3 \sim 0.4)g$ 。

6.2.2 构件应具备足够大的承载能力

为实现抗震设防目标, 结构构件必须具备足够大的承载能力, 结构 (以及构件) 必须具备足够的刚度、延性和耗能能力。

结构构件承载能力是否足够、其安全水准有多高, 主要取决于两个因素: 一是结构需要承受多大的荷载 (荷载标准值), 包括恒载、活荷载、风荷载、地震作用等; 二是荷载效应分项系数与材料分项系数的大小。荷载效应分项系数是计算荷载对结构构件产生的内力时, 将荷载标准值产生的内力加以放大的一个系数; 材料分项系数是计算结构构件的承载能力时, 将构件材料的强度标准值加以缩小的一个系数。这两个系数的大小, 体现了结构构件在给定标准荷载作用下的安全程度, 在安全系数设计方法 (如我国 20 世纪 80 年代后期以前的建筑结构设计规范) 中称为安全系数, 体现了构件承载能力安全储备的需要; 在可靠度设计方法 (如我国现行的建筑结构设计规范) 中称为分项系数, 体现了一定的名义失效概率或可靠指标。安全系数或分项系数越大, 表明构件承载能力的安全程度越高。结构构件承载能力的安全设置水准, 国与国之间并不相同。例如, 在活荷载与恒载 (如结构自重) 的内力组合时, 我国建筑结构设计规范规定的分项系数分别为 1.4 和 1.2, 美国 UBC 分别为 1.7 和

1.4, 英国规范分别为 1.6 和 1.4, 欧洲模式规范分别为 1.50 和 1.35, 日本与德国的设计规范在某些方面比英国、美国还要保守些。一些发展中国家按发达国家的规范进行结构设计。我国的香港和台湾, 至今仍以英国规范为依据, 同时参考美国规范。混凝土材料分项系数, 我国规范取 1.40, 欧洲模式规范取 1.50; 钢筋材料分项系数, 我国规范取 1.10~1.20, 欧洲模式规范取 1.15。

我国建筑结构设计规范的构件承载力设计, 从 20 世纪 80 年代末起抛弃了传统的多安全系数设计方法, 统一采用以概率理论为基础的可靠度设计方法。可靠度设计方法是参考国际上的相应标准 ISO 2394, 并经过国内科技人员努力后得以实施的。将可靠度设计方法用于结构设计规范, 在国际学术界内通常被看成是一种发展趋势, 但在工程界内则存在不同看法。尽管有了 ISO 2394, 国外重要或著名的结构设计规范至今仍采用多安全系数设计方法或荷载抗力系数法, 并没有直接采用可靠度设计方法。我国工程设计界和学术界对于建筑结构设计规范中承载力的可靠度设计方法, 仍有不同的看法。

对我国规范的可靠度设计方法持肯定意见的人认为, 可靠度设计方法对安全度的概率定义要比定值的安全系数更清晰、更科学、更合理, 是重大的科技进步, 当然概率可靠度设计方法本身尚有不少缺陷, 有待进一步修改完善。持相反意见的人认为, 结构设计规范所面向的是类型多样的复杂群体, 在安全度上需要考虑的不确定性与不确知性非常复杂, 并不是“从统计数学观点出发的概率定义”所能科学描述或处理的; 规范采用可靠度方法在我国 10 多年的实践表明, 它并没有给结构设计的安全性带来明显实效, 反而造成了安全概念上的某些混乱; 对工程技术人员来说, 结构的安全程度用可靠指标和虚假的失效概率表达后变得更加不可揣摩和模糊不清, 不如安全系数那样从安全储备出发的度量方法更为直观和便于处理具体工程的安全问题; 现行设计规范采用的可靠度方法很不成熟, 存在不少根本缺陷, 不如半概率的多安全系数方法更适用于规范, 也不排斥可靠度分析的结果作为一种参考, 在综合判断安全系数的合理取值时予以考虑。

6.2.3 结构应具有足够大的刚度

所谓刚度, 是指单位变形 (包括位移、转角等) 所需的力。抗震建筑结构的刚度, 包括侧向刚度和扭转刚度。结构必须具有足够大的侧向刚度和扭转刚度, 以达到抗震设防目标。结构的刚度与结构的平立面尺寸、构件的布置、构件的尺寸、材料等因素有关。

从表面上看, 构件的承载能力及结构的弹性刚度是为了达到小震时的抗震设防目标, 而实质上, 与达到中震、大震时的抗震设防目标密切相关。增大构件的承载能力, 可以推迟大震时构件屈服、减轻大震时构件的屈服程度、降低对构件延性的要求。在合理的范围内增大结构刚度, 可以减小结构在大震作用下的破坏。原因是: 在同一地震作用下, 刚度小的结构变形大, 而刚度大的结构变形小; 一般情况下, 对于相同材料的结构, 变形大的结构的破坏程度大, 变形小的结构的破坏程度也小。钢筋混凝土框架结构的震害严重, 设置剪力墙的钢筋混凝土结构的震害轻, 就是最有力的证据。18 层的美洲银行, 采用由剪力墙组成的井筒为抗侧力结构, 1972 年尼加拉瓜马那瓜地震中仅连梁破坏, 剪力墙未发现裂缝, 修复连梁后继续使用; 而采用框架结构的 15 层的中央银行, 由于抗侧刚度小, 加上质量中心与刚度中心严重偏离, 致使结构破坏严重。图 6-10 为两幢大楼的结构平面图。

结构、构件的刚度和承载力是相关的, 一般来说, 刚度大承载力也大, 刚度小承载力也小。

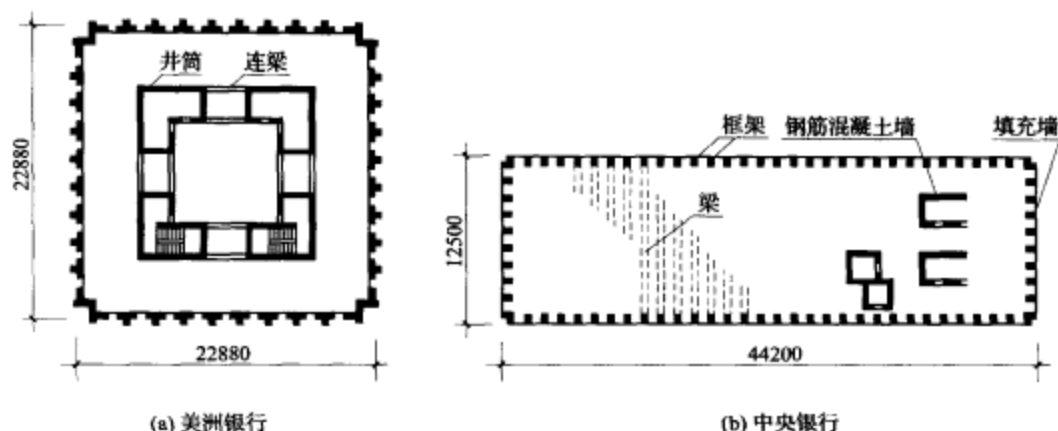


图 6-10 美洲银行和中央银行结构平面图

6.2.4 应具有足够大的延性和耗能能力

经济、合理的按能力设计法设计的抗震结构应当是：在大震作用下，部分结构构件破坏，通过延性耗散地震能量，避免结构倒塌。延性包括材料、截面、构件和结构的延性。延性是指屈服后，强度或承载力没有显著降低时的塑性变形能力。换言之，延性实质上是材料、截面、构件或结构保持一定的强度或承载力时的非弹性（塑性）变形能力。延性的大小用延性系数度量：

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (6-1)$$

式中 Δ ——材料的应变、截面的曲率、构件和结构的转角或位移；

Δ_y, Δ_u ——分别为屈服值和极限值。

延性大，说明塑性变形能力大，强度或承载力的降低缓慢，从而有足够大的能力吸收和耗散地震能量，避免结构倒塌；延性小，说明达到最大承载能力后承载力迅速降低，变形能力小，呈现脆性破坏，引起结构倒塌。

耗能能力可以用结构或构件在往复荷载作用下的力-变形滞回曲线包含的面积来度量。一般来说，延性大、滞回曲线饱满，则耗能能力大。

(1) 材料延性

截面、构件、结构的延性来自材料的延性，即材料的塑性变形能力。材料的应变延性系数可以定义为

$$\mu_e = \epsilon_u / \epsilon_y \quad (6-2)$$

式中 ϵ_y ——材料的屈服应变；

ϵ_u ——材料强度没有显著降低时的极限应变。

抗震结构用的钢筋或钢材的应力-应变曲线应有明显的屈服点、屈服平台和应变硬化段（见图 6-11）。屈服点对应的应变即为屈服应变，极限应变可取峰值应力对应的应变。抗震结构用的钢筋、钢材的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应

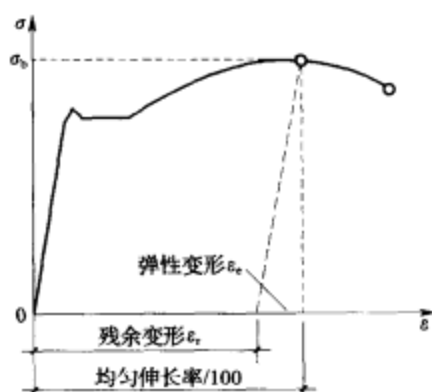


图 6-11 钢筋或钢材的应力-应变曲线

过小,以保证钢筋或钢材屈服后、极限强度前有大的塑性变形能力,有一定的强度储备;钢筋屈服强度实测值与标准值的比值不应过大,以保证实现强柱弱梁、强剪弱弯。

对于非约束混凝土,单轴受压的应变延性与混凝土强度有关。图 6-12 (a) 为不同强度非约束混凝土的单轴受压应力-应变关系曲线,从图中曲线可以看到:

1) 线性段即弹性工作段的范围随混凝土强度的提高而增大,普通强度混凝土线性段的上限为峰值应力的 40%~50%,高强混凝土可达 75%~90%。

2) 峰值应变值随混凝土强度的提高有增大趋势,普通强度混凝土为 0.0015~0.002,高强混凝土可达 0.0025。

3) 到达峰值应力后,普通强度混凝土的应力-应变曲线下降段相对较平缓,高强混凝土的应力-应变曲线骤然下降,表现出脆性。

非约束混凝土的屈服压应变可取峰值应变,极限压应变可取为 0.003~0.004。

箍筋约束混凝土承受轴压力时,混凝土向外膨胀,当压应力接近混凝土轴心抗压强度时,箍筋受的拉力增大,其反作用力使混凝土受到横向压应力。随混凝土横向变形增大,箍筋的约束效果增大。箍筋约束混凝土的应变延性与混凝土强度、箍筋的形式、箍筋的间距、箍筋的强度、体积配箍率等有关,混凝土强度、箍筋强度和体积配箍率的影响可以综合为一个参数,即配箍特征值。

图 6-12 (b) 为不同配箍特征值的混凝土单轴受压应力-应变关系曲线。从图中可见,箍筋约束混凝土后,其峰值应力和峰值应变提高;达峰值点后,曲线下降平缓。

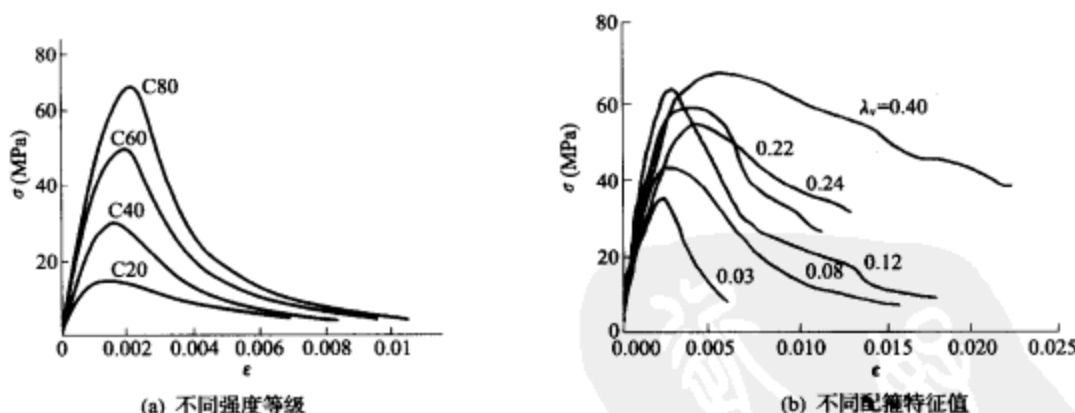


图 6-12 混凝土单轴受压应力-应变全曲线

国内外对箍筋约束混凝土的应力-应变关系曲线提出了许多模型。根据笔者的试验研究,以配箍特征值为参数,单轴受压箍筋约束普通强度混凝土的峰值应力和峰值应变可以用下式计算:

$$f_{cc} = (1 + 1.79\lambda_v)f_{cd} \quad (6-3a)$$

$$\epsilon_{cc} = (1 + 3.50\lambda_v)\epsilon_{cd} \quad (6-3b)$$

$$\lambda_v = \rho_v \frac{f_{yv}}{f_{cd}} \quad (6-3c)$$

式中 f_{cc} , ϵ_{cc} ——分别为约束混凝土的峰值应力和峰值应变;

f_{c0} 、 ϵ_{c0} ——分别为非约束混凝土的峰值应力和峰值应变；
 λ_v ——配箍特征值；
 ρ_v ——体积配箍率；
 f_{yv} ——箍筋抗拉强度。

如何定义混凝土的极限压应变，目前尚无统一的规定。下式分别为应力-应变曲线下降段上应力为 0.9 倍和 0.5 倍峰值应力时的应变计算式：

$$\epsilon_{0.9} = (1.25 + 1.14\lambda_v^{0.67})\epsilon_{cc} \quad (6-4a)$$

$$\epsilon_{0.5} = (2.34 + 2.49\lambda_v^{0.73})\epsilon_{cc} \quad (6-4b)$$

箍筋形式对混凝土约束作用的影响如图 6-13 所示。普通矩形箍在四个转角区域对混凝土提供约束，在箍筋的直段上，混凝土膨胀使箍筋外鼓而不能提供约束；增加拉筋或箍筋成为复合箍，同时在每一个箍筋相交点设置纵筋，纵筋和箍筋构成网格骨架，使箍筋的无支长度减小，箍筋产生更均匀的约束力，其约束效果优于普通矩形箍；螺旋箍均匀受拉，对混凝土提供均匀的侧压力，约束效果最好，但螺旋箍施工比较困难；间距比较密的圆箍（采用焊接搭接）或圆箍外加矩形箍，也能达到螺旋箍的约束效果。

箍筋间距密，约束效果好 [见图 6-13 (d)]。直径小、间距密的箍筋的约束效果优于直径大、间距大的箍筋。箍筋间距不超过纵筋直径的 6~8 倍时，才能显示箍筋形式对约束效果的影响。

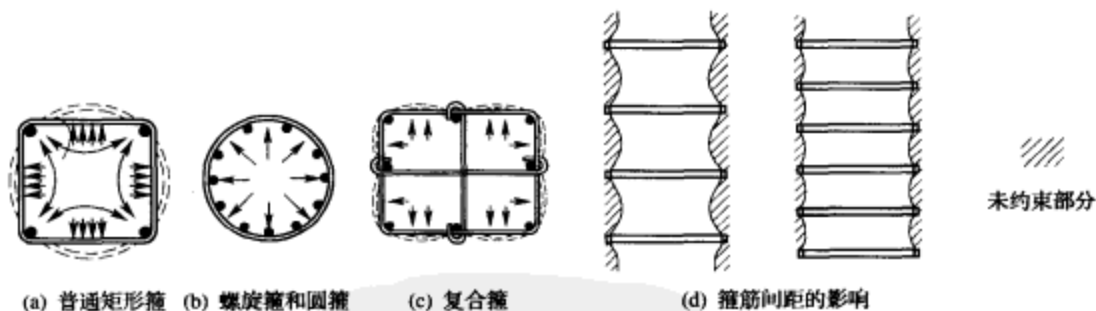


图 6-13 箍筋形式和间距对混凝土约束作用的影响

(2) 截面曲率延性

以弯曲变形为主的构件进入屈服后，塑性铰的转动能力与单位长度截面上塑性转动能力即截面的曲率延性直接相关。截面曲率延性系数的计算式为

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y \quad (6-5)$$

式中 ϕ_y 、 ϕ_u ——分别为截面屈服曲率和极限曲率。

图 6-14 (a) 的曲线为截面的实际弯矩-曲率关系，双折线为简化的弯矩-曲率关系。 M'_y 和 ϕ'_y 分别为受拉钢筋开始屈服时的弯矩和曲率。由图 6-14 (b) 可得

$$\phi'_y = \epsilon_y / (h_0 - x'_y) \quad (6-6)$$

式中 h_0 ——截面有效高度；

ϵ_y ——钢筋屈服应变；

x'_y ——混凝土受压区高度。

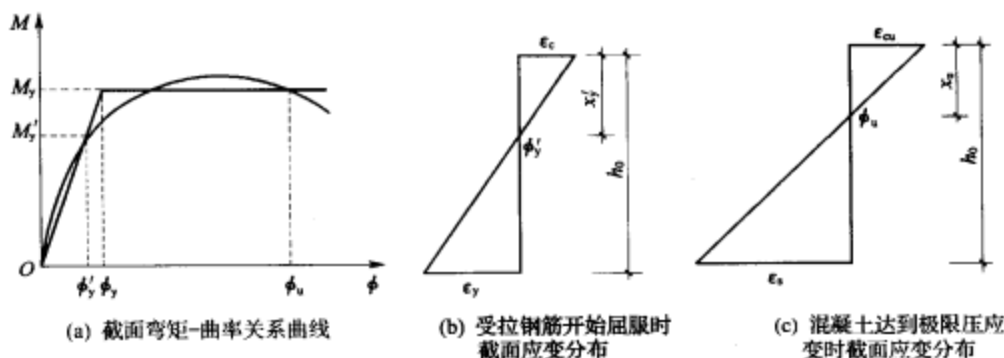


图 6-14 确定截面曲率延性系数

以受拉钢筋开始屈服时的割线刚度作为截面的弯曲刚度。钢筋开始屈服并不等于截面屈服，对于受弯构件，截面的名义屈服弯矩可取为

$$M_y = M'_y / 0.85 \quad (6-7a)$$

这样，截面的名义屈服曲率为

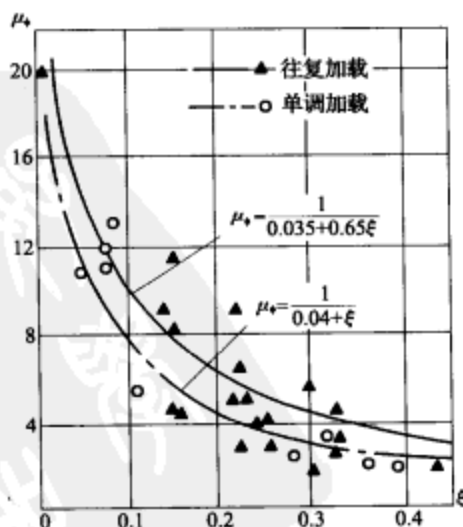
$$\phi_y = \phi'_y / 0.85 \quad (6-7b)$$

截面的极限曲率通常取受压区边缘混凝土达到其极限压应变时的曲率，即

$$\phi_u = \epsilon_{cu} / x_u \quad (6-8)$$

式中 x_u ——受压区边缘混凝土达到其极限压应变时的受压区高度。

影响钢筋混凝土构件截面曲率延性的主要因素有：①混凝土强度。如前所述，高强混凝土的应力-应变曲线的下降段比普通强度混凝土的下降陡，表现出脆性，塑性变形能力小。另一方面，提高混凝土强度可以降低受弯构件和压弯构件截面的混凝土受压区高度，提高构件截面的曲率延性。②箍筋。箍筋对截面曲率的影响表现在两个方面：一方面是使混凝土变形能力增大，即混凝土极限压应变增大；另一方面是使混凝土强度提高，使截面混凝土相对受压区高度降低，从而提高截面的曲率延性。目前一般不考虑后者的影响。③轴压比。增大轴压比，混凝土受压区高度增大，极限曲率降低。图 6-15 为非约束压弯构件的截面曲率延性系数 μ_ϕ 与混凝土相对压区高度 ξ 关系的试验曲线，试验结果说明，截面曲率延性系数随相对压区高度的增大而减小。而对称配筋柱的轴压比增大，其混凝土相对受压区高度也增大。因此，在其他条件相同的情况下，轴压比增大，则截面曲率延性系数减小。④纵向钢筋。包括屈服强度和配筋率两个方面。受拉纵筋的屈服强度高，则屈服应变也大，使屈服曲率值提高，但对极限曲率影响不大。受拉纵筋为高强度钢筋时，曲率延性降低。配置受压纵筋可以

图 6-15 混凝土相对压区高度 ξ 与曲率延性比 μ_ϕ 关系的试验结果

增大截面的曲率延性。提高配筋率可以提高截面的轴压承载力,也就是降低了截面的轴压比。
⑤截面的几何形状。截面面积相同时,即使是素混凝土,圆形截面柱的轴压承载力也高于方形、矩形截面柱的承载力。同样条件下,方形、矩形截面柱的曲率延性大于T形、L形等异形截面柱,异形截面柱结构的适用高度、轴压比限值应比方形、矩形截面柱严格。

(3) 构件位移延性

图 6-16 所示为一悬臂梁受水平力作用时弯矩、曲率和位移沿梁长的分布,其顶点位移延性系数可表示为

$$\mu_s = \delta_u / \delta_y \quad (6-9)$$

式中 δ_y, δ_u ——分别为屈服位移和极限位移。

悬臂梁底部屈服时,曲率沿梁长可近似为线性分布,如图 6-16 (b) 所示,顶点屈服位移为

$$\delta_y = \phi_y l^2 / 3 \quad (6-10)$$

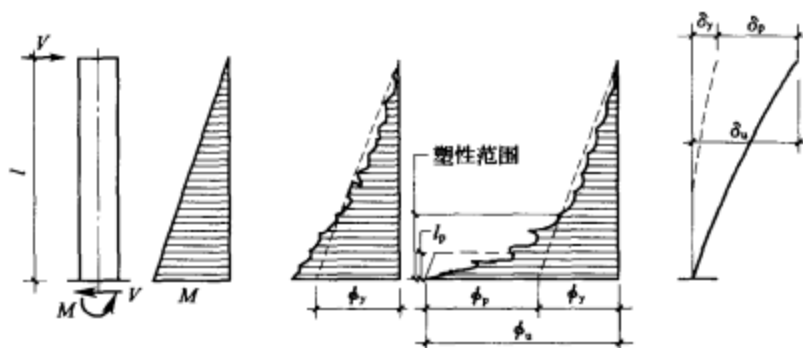


图 6-16 悬臂构件的弯矩、曲率和位移的关系

悬臂梁底部达到极限曲率时,顶点极限位移为

$$\delta_u = \phi_y l^2 / 3 + (\phi_u - \phi_y) l_p (l - 0.5 l_p) \quad (6-11)$$

其中, l_p 为等效塑性铰长度,梁柱可取 $0.5h$, h 为截面高度,剪力墙可取 $0.3l$, l 为墙高。等效塑性铰长度不等于塑性铰长度,构件的塑性铰长度大于 l_p ,在塑性铰长度范围内,需要采取抗震构造措施,保证塑性铰的转动能力。

由上式,可以得到构件位移延性系数与截面曲率延性系数的关系式为

$$\mu_s = 1 + \frac{l^2 (\mu_\phi - 1)}{3 l_p (l - 0.5 l_p)} \quad (6-12)$$

构件的塑性变形集中在两端的塑性铰区,曲率延性系数应比构件的位移延性系数大,才能满足抗震要求。由构件抗倒塌所需的位移延性系数,可以得到所需的截面曲率延性系数,进而确定混凝土所需达到的极限压应变,通过采取抗震构造措施(如配置约束箍筋),使混凝土具有达到所需的极限压应变的能力,避免结构倒塌或局部倒塌。

(4) 结构位移延性

结构位移延性可以用顶点位移延性系数或层间位移延性系数度量,即

$$\mu_u = u_u / u_y \quad (6-13a)$$

$$\mu_\delta = \delta_u / \delta_y \quad (6-13b)$$

结构位移延性系数几乎不可能用手算得到,即使是最简单的框架结构。原因是,同一种构件(梁或柱)不可能同时屈服,一个构件屈服后,该构件的承载力与变形的关系已为非线

性,承载力增加慢、变形增加快,并引起结构构件内力重分布。

目前,可以用来计算结构位移延性系数的手段是对整体结构进行静力弹塑性分析。由静力弹塑性分析,得到结构的基底剪力-顶点位移关系曲线和层间剪力-层间位移关系曲线,由曲线得到结构的位移延性系数。由静力弹塑性分析得到的结构延性系数只是一个近似值。主要原因是:①水平力-位移关系曲线与施加的水平力沿高度分布的形式有关。②由曲线如何确定结构的屈服顶点位移或屈服层间位移,尚无准则。一个构件或若干个构件屈服,不等于结构整体屈服或某一层屈服。目前一般采用作图法确定结构的屈服点,由此得到的屈服点往往因人而异。③如何确定结构的极限顶点位移或极限层间位移,也没有准则。一般接受的准则是:结构的承载力(基底剪力或层间剪力)下降至峰值承载力的85%~90%时对应的位移为极限位移。但目前的静力弹塑性分析程序还不能计算得到结构的水平力-位移曲线的下降段。④由整体结构的静力弹塑性分析,往往难以得到高层建筑上部一些层的完整的层间剪力-层间位移关系曲线。

对截面延性的要求高于对构件延性的要求;对构件延性的要求高于对结构延性的要求,结构延性和构件延性两者的关系与结构塑性铰形成后的破坏机制有关。

提高结构或构件的承载力,可以适当降低对其屈服后变形能力(延性)的要求。这一点可以通过图6-17说明。图6-17为折线化后结构承载力-顶点水平位移关系曲线。OA为大震作用下按弹性结构设计, OBC为中震作用下按弹性结构设计, ODE为小震作用下按弹性结构设计。显然,其承载力 $F_A > F_B > F_D$; 根据等位移原理,三种结构的位移延性系数 $\frac{\Delta_A}{\Delta_D} > \frac{\Delta_A}{\Delta_B} > \frac{\Delta_A}{\Delta_A}$ 。原则上,抗震结构可以为高承载力、低延性结构,但对于低延性结构的适用范围,如何设计低延性结构,尚缺乏研究。在实际设计中,即使提高了某些构件的承载力,也并不降低其延性。

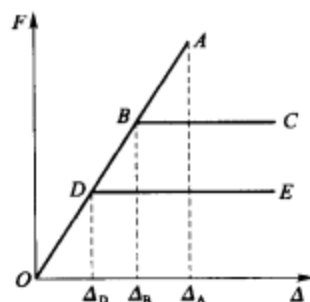


图 6-17 结构承载力-顶点水平位移关系

我国规范没有对结构、构件的延性系数和耗能能力做出定量的规定,但规定了罕遇地震作用下各结构体系的弹塑性层间位移角限值。结构能达到的弹塑性层间位移角是与结构、构件所具有的延性有关的。例如,钢筋混凝土框架结构的屈服层间位移角为 1/200 左右,规范规定其弹塑性层间位移角限值为 1/50,也就是说,钢筋混凝土框架结构的层间位移延性系数必须不小于 4,才有足够大的塑性变形能力,在层间位移角达到 1/50 时不倒塌。如何使钢筋混凝土框架结构具有不小于 4 的层间位移延性系数,尚需要进一步研究。这也是需要通过基于位移的抗震设计研究解决的问题。其他结构体系也有类似的情况。

6.3 建筑体形和结构总体布置

6.3.1 结构总体布置原则

高层建筑结构的抗震设计,除了要根据建筑高度、抗震设防烈度等合理选择结构材料、抗侧力结构体系外,还要特别重视建筑体形和结构总体布置。建筑体形是指建筑的平面和立

面；结构总体布置是指结构构件的平面布置和竖向布置。建筑体形和结构总体布置对结构的抗震性能有着决定性的作用。建筑师根据建筑的使用功能、建设场地、建筑美学等确定建筑的平面和立面；工程师根据结构抵抗竖向荷载、抗风、抗震的要求，布置结构构件。结构总体布置与建筑体形密切相关。一个成功的房屋建筑设计，应该是建筑师和结构工程师密切合作的成果，这种合作应该从方案阶段开始，一直到设计完成，甚至一直到竣工。成功的建筑，不能缺少结构工程师的创新和创造力的贡献。

抗震房屋的建筑体形和结构总体布置，应符合下列原则：

(1) 采用对抗震有利的建筑平面和立面、对抗震有利的结构布置，即采用规则结构，不应采用严重不规则的结构。

(2) 具有明确的计算简图，能够采用明确的力学模型和数学模型进行结构地震反应分析，得到符合实际的结果。

(3) 具有合理的、直接的传力途径。作用在上部结构的竖向力和水平力，应能通过直接的、不间断的传力路径传递到基础、地基。

(4) 具有整体牢固性和尽量多的冗余度。结构的整体牢固性和冗余度是结构抗倒塌所必需的。部分结构或构件严重破坏甚至局部倒塌时，不应导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力而出现大范围的连续倒塌。

(5) 构件与构件之间、结构与结构之间，或是牢固连接，或是彻底分离，避免似连接非连接、似分离非分离的不确定状态。

(6) 设置多道抗震防线。适当处理结构单元承载能力的强弱关系和结构构件承载能力的强弱关系，形成两道或更多的抗震防线，是增强结构抗倒塌能力的重要措施。例如，满足下列要求的框架-剪力墙（或支撑框架）结构中的框架，可以作为第二道抗震防线：剪力墙（或支撑框架）共同抵抗地震剪力；框架应能独立承担不小于 25% 的基底剪力，即框架的地震层剪力应不小于总地震层剪力的 25%；框架还应能抵抗按框架-剪力墙（或支撑框架）协同工作计算得到的地震层剪力。

6.3.2 对抗震不利和有利的建筑平面和结构布置

对抗震有利的建筑平面是简单、规则、对称、长宽比不大的平面；对抗震不利的建筑平面（见图 6-18）包括平面狭长、突出部分的长度过大、细腰形和角部重叠平面等。

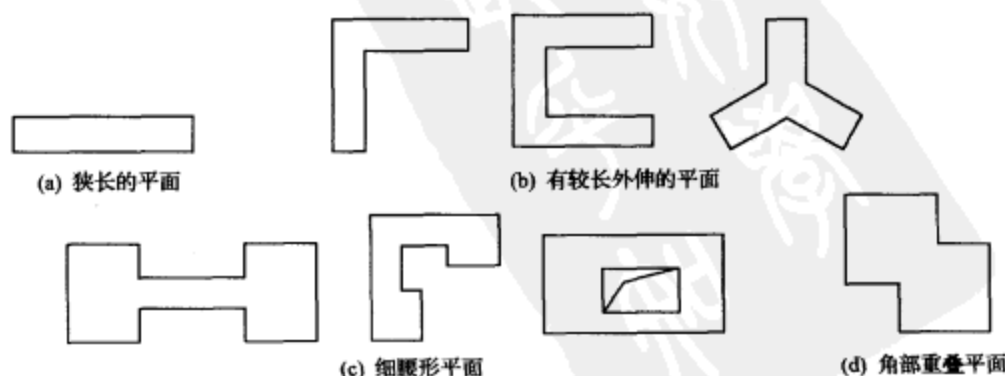


图 6-18 对抗震不利的建筑平面

平面过于狭长的建筑,结构自身的扭转反应以及地震的扭转作用对两端的结构单元有比较大的影响,有可能产生震害;两端结构单元的地震反应相差大。

建筑平面有长的外伸(L形、H形、Y形等)时,在地震作用下,外伸肢与主体结构之间、或外伸肢之间出现相对运动,两肢连接的角部应力集中,容易出现震害。

角部重叠和细腰形的建筑平面,在重叠部分和细腰部位平面变窄,形成薄弱部位,容易产生震害,凹角部位应力集中,容易使楼板开裂破坏。

结构的平面布置与建筑平面有关。平面简单、规则、对称的建筑,容易实现有利于抗震的结构平面布置,即承载力、刚度、质量分布对称、均匀,刚度中心和质量中心尽可能重合,减小扭转效应。

实现对抗震有利的结构平面布置的关键有两条:一是刚度中心与质量中心尽可能重合,减小地震对结构产生的扭转影响;二是增大结构的抗扭刚度,减小地震作用下结构的扭转反应。

如图6-19所示为对抗震不利的框架-剪力墙结构平面简图,楼梯、电梯井筒偏在西端,在南北方向的地震作用下,结构产生平动和扭转反应。扭转效应对结构至少有三方面的不利影响:①增大了结构的水平位移,特别是东端框架的侧移;②内力不均匀,东端框架的内力大于其他框架的内力,特别是对东端框架的角柱不利;③若东端框架首先进入屈服,则该框架的刚度降低,导致偏心距增大,扭转效应进一步增大,有可能使整体结构扭转失稳,引起结构倒塌。

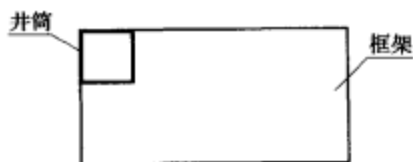


图 6-19 对抗震不利的框架-剪力墙结构平面简图

对于框架结构,只要对称布置刚度较大的隔断墙,其扭转效应一般不大;对于钢筋混凝土结构或混合结构的其他结构体系,关键是合理布置剪力墙(筒):对称布置剪力墙可以减小扭转,将剪力墙围成井筒或两个方向的剪力墙互为端墙可以增大剪力墙的抗扭刚度,将剪力墙(筒)设置在建筑的四周或靠近四周可以增大结构的抗扭刚度;对于钢结构,关键是合理布置增大结构刚度的构件,如:钢支撑,钢板墙,开缝墙等。

即使是完全对称布置的结构,在地震作用下也会产生扭转。原因是,由于施工误差,实际结构轴线尺寸、构件截面尺寸、混凝土强度、配筋等不可能完全对称;活荷载的分布也不可能完全对称。因此,弹性阶段抗震计算时,要考虑偶然偏心的影响。

6.3.3 对抗震不利和有利的建筑立面和结构布置

对抗震有利的建筑立面是规则、均匀,从上到下外形不变或变化不大,没有过大的外挑或内收的立面;如图6-20所示为对抗震不利的建筑立面。

结构构件沿高度布置应连续、均匀,使结构的侧向刚度和承载力上下相同,或下大上小,自下而上连续、逐渐减小,避免突变。刚度突变的楼层,其承载力往往也突变。尤其是剪力墙,自下而上要连续布置,在底层或中部某一层或某几层中断都会导致沿高度刚度和承载力的突变,造成薄弱层或软弱层,地震时容易破坏。如果顶部收进较多,或顶部刚度很小,会由于振动的鞭梢效应而使结构顶部变形过大而导致破坏。图6-21为对抗震不利的结构构件沿竖向布置。

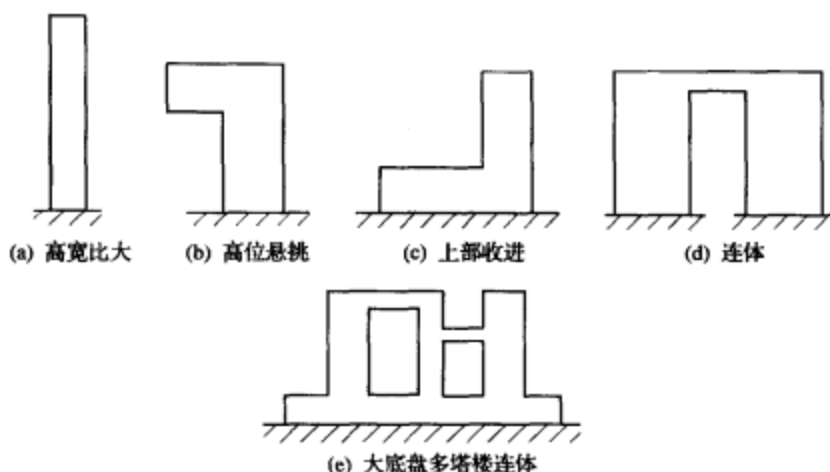


图 6-20 对抗震不利的建筑立面

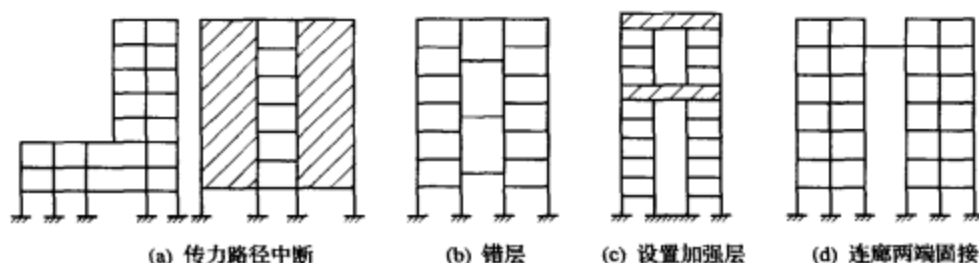


图 6-21 对抗震不利的结构构件沿竖向布置

目前,我国高层建筑中常见的刚度和承载力沿高度突变的情况有三种:①带转换层结构,包括部分框支剪力墙结构和带转换层的筒体结构;②框架-核心筒结构的加强层;③大底盘单塔或多塔结构。

带转换层结构的抗震性能与转换层以下的层数和结构总层数的比例有关,与转换层以下结构的抗震能力有关。为了避免转换层以下的结构成为薄弱层或软弱层,必须特别加强转换层以下结构的抗震能力。包括:对称布置结构构件;加厚剪力墙,并尽可能围成井筒,以提高其抗侧刚度、抗扭刚度和承载力;采用延性大的竖向构件,如钢筋混凝土柱、钢筋混凝土墙、钢管混凝土柱、钢管混凝土叠合柱和钢管混凝土墙等。高位转换时更应采用延性大的竖向构件。转换层的转换构件,可以采用梁(或箱型梁)、桁架、空腹桁架等。最近几年,开发、应用了一些新颖的转换构件,包括宽扁梁转换,斜柱转换和搭接柱转换等。必要时,转换构件内可设置钢管,以提高其刚度和承载力。

由于框架-核心筒结构中,与地震作用垂直的翼缘框架不参与抵抗地震引起的倾覆力矩,其弹性刚度往往不能满足规范的要求,增大其刚度的措施之一是在设备层或避难层设置加强层,即在该楼层设置连接外围框架柱与核心筒的水平伸臂构件,沿该楼层的外围框架设置周边环带。

加强层最早用于高层建筑钢结构的抗风。由外围框架和核心支撑框架围成的核心筒在水力作用下,其侧向变形类似于悬臂梁的弯曲变形。在顶部设置帽桁架,或同时在中部某一

层或两层设置腰桁架，帽桁架和腰桁架将外柱与核心筒连接起来。帽桁架和腰桁架的刚度大，可以视为刚性结构单元。在风力作用下，帽桁架和腰桁架阻止核心筒弯曲变形、对核心筒提供反弯作用，使结构的侧移减小。同时，帽桁架和腰桁架的整体转动使迎风面的柱受拉、背风面的柱受压，拉力和压力形成的力矩抵抗水平力产生的倾覆力矩（见图 6-22）。

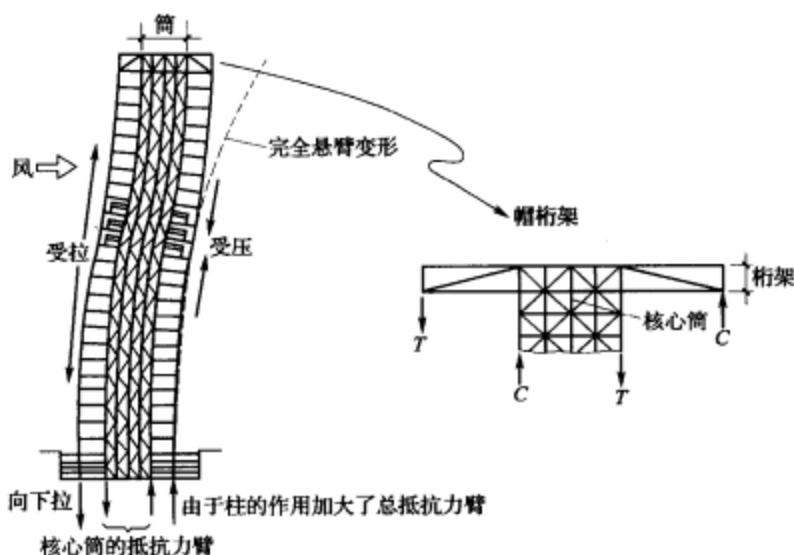


图 6-22 抗风结构设置帽桁架减小结构侧移

抗震结构设置加强层时，对结构的不利影响主要在加强层附近。加强层的承载力、刚度显著大于其上、下层；框架柱与加强层水平构件的连接节点难以实现强柱弱梁；在地震作用下，加强层附近各层框架柱、核心筒的内力急剧增大。加强层对结构不利影响的严重程度与加强层的构件有关，采用实腹梁（剪力墙）的不利影响可能大于空腹桁架。总体上，加强层对结构抗震的有利作用大于不利影响。

大底盘单塔或多塔结构的关键部位是大底盘以上的第一层。对于塔楼，这一层类似于塔楼的固定端；对于大底盘，这一层的刚度、承载力突变。要提高大底盘以上第一层的承载力和延性。

有关带转换层结构和带加强层结构的受力性能及其抗震概念设计，在本书第 3 章有较详细讨论。

6.3.4 不规则结构的地震反应

平面简单、规则、对称以及构件沿高度布置连续、均匀的结构，其地震反应相对比较简单，计算结果能较好地反映结构在地震影响下的受力状态，设计者能比较正确地把握结构的实际地震反应，设计出具有良好抗震性能的结构。实际工程中，由于使用功能、建筑艺术及城市规划等需要，平面和竖向不规则的高层建筑是难以避免的。《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001（以下简称“抗震规范”）参考美国 UBC，列举了三种平面不规则类型和三种竖向不规则类型，并规定了不规则结构的抗震设计要求。

平面不规则的类型包括：扭转不规则、楼板凹凸不规则和楼板局部不连续；竖向不规则的类型包括：侧向刚度不规则、竖向抗侧力构件不连续和楼层承载力突变。

不规则结构的地震反应比规则结构复杂得多,其震害也比规则结构严重得多。下面通过一幢特别不规则的高层建筑结构模型的振动台试验、弹性时程计算,说明具有平面扭转不规则、凹凸不规则和侧向刚度不规则的特别不规则高层建筑结构的地震反应。

该建筑为钢筋混凝土框架-剪力墙结构,主体结构 24 层,高 95.2m,7 度抗震设防,IV 类场地。平面东西方向第 15 层以下长 88m、16 层及以上长 80m,南北方向最宽为 30m。图 6-23 所示为本工程的第 15 层以下标准层平面图和第 15~24 层的平面图。定义东西方向为 X 方向、南北方向为 Y 方向。

该建筑结构的主要不规则为:

(1) 平面形状如船,有较大的凹进和凸出。

(2) 沿 X 方向,剪力墙分布不均匀、不对称,沿 Y 方向,剪力墙和井筒集中布置在建筑北侧,南侧为框架,结构在两个方向平面扭转不规则。

(3) 第 15 层起西北侧有较大的收进,分两层完成,X 方向收进率为 37%,Y 方向收进率为 29%,收进部分的楼层面积是下部楼层面积的 17.61%,收进程度不高。然而,收进后取消了部分剪力墙,楼层侧向刚度在 X 方向和 Y 方向都减小了 30%以上,且偏心增大。

(4) X、Y 方向平动第一周期比值 $T_3/T_1=0.62$,两个水平主轴方向的平面尺寸和刚度相差较大。

(5) 在第 5 层局部转换,采用梁式转换。

进行了该结构 1/25 模型的振动台试验,试验的主要结果为:

(1) 经历大震弱地震影响后,模型结构 X、Y 方向的基本频率下降约 47%,扭转振动的基本频率下降约 45%,第一振型阻尼比为试验前阻尼比的 2 倍以上。

(2) 同一楼面不同位置的动力放大系数不同,两端动力放大系数比中部的大。

(3) X 方向地震影响下,Y 向动力放大系数也较大。

(4) 收进层以上的动力放大系数大于收进层以下,表现出一定的鞭梢效应;随着峰值加速度的增大,同一地震加速度时程作用下,总体上,动力放大系数减小,原因是模型结构构件的裂缝增多,刚度降低,阻尼比增大。

(5) 大震弱和大震强影响下,两个方向的位移包络线大致呈三折线,折线的斜率,第 4 层以下及收进层以上的小,中间层的大,说明第 4 层以下及收进层以上的构件开裂、破坏的程度比中间层严重。

(6) 大震强影响下,收进层以上的平均层间位移角比收进层以下的大得多。

(7) 中震强作用下,北侧端框架-剪力墙底部 1~3 层部分墙肢和 16 层以上部分墙肢和连梁两端出现裂缝,个别墙肢出现斜裂缝,南侧端框架 16 层以上部分梁端和柱端出现裂缝。

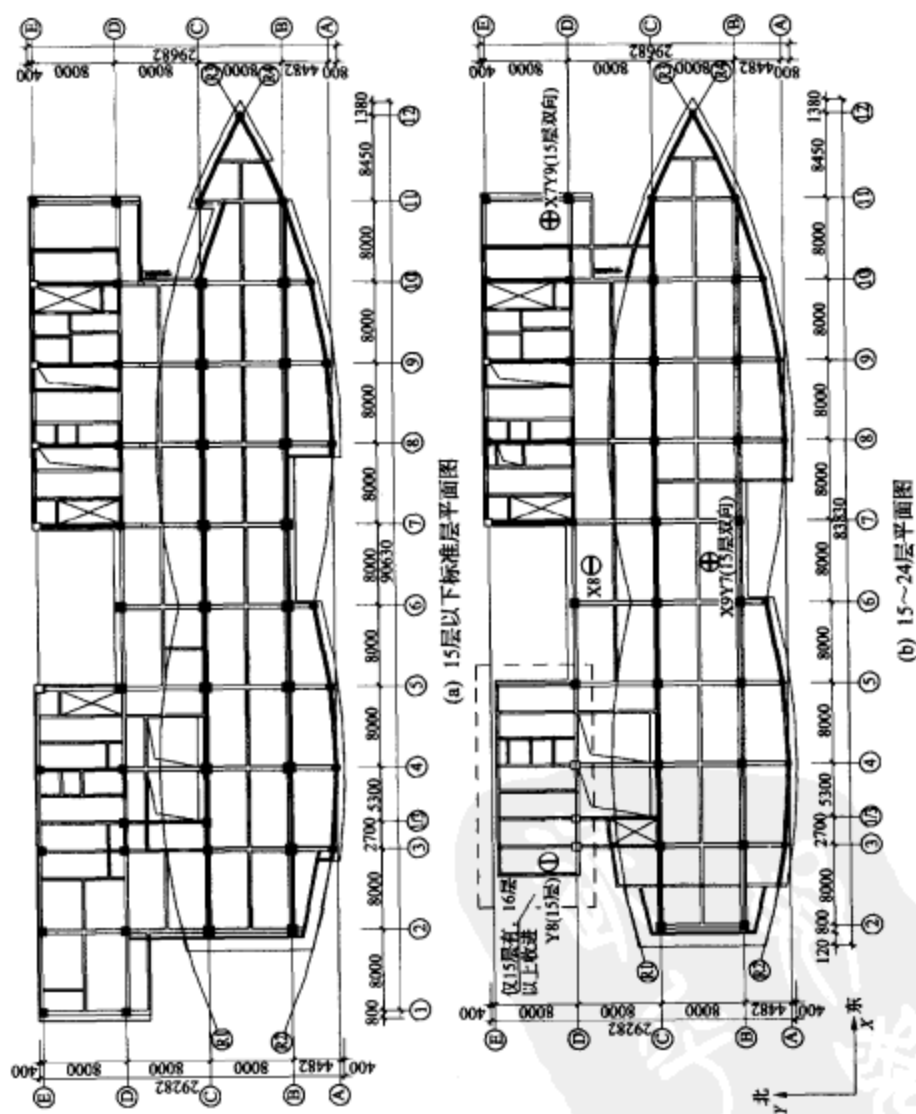
(8) 大震弱影响作用下,结构的最大平均层间位移角已超过 1/100,结构不安全。

(9) 大震影响下,结构收进部分墙肢裂缝贯通,北侧端剪力墙的大部分墙肢与底板连接的固定端开裂、几乎连通。

弹性时程计算的主要结果:

(1) X 方向地震影响下,结构位移曲线呈弯剪型,反弯点在收进层,层间位移在收进层突变、增大,最大层间位移发生在收进层。

(2) 端部构件的内力较中部构件大,特别是收进层及以上,外墙内力比内墙内力有明显的增加。



(3) 结构端部的层间位移比平均层间位移大得多, 平面尺寸大的方向比平面尺寸小的方向严重。

(4) 在一个方向地震影响下, 另一水平方向有较大的地震响应, 层间位移和竖向构件的弯矩可能比地震影响的方向还要大。

(5) 收进层以下多数楼层框架柱的剪力和弯矩变化平缓, 在收进层有突变, 剪力和柱端弯矩分别为下一层的 1.22 倍和 1.2 倍左右, 收进层构件特别是距离收进位置较近的构件内力显著增大。

(6) 双向地震影响下的构件内力比单向地震影响下大。对于端框架柱, 收进层以下的弯矩比值为 1.2 左右, 收进层以上, 该比值逐渐增大, 到结构顶层平均达到了 1.6; 对于端剪力墙, 收进层以下内力的比值略大于 1, 结构顶层剪力比值平均达到了 1.1, 弯矩比值平均达到 1.2。

由试验和计算得到以下结论:

(1) 平面扭转不规则对结构地震反应的影响, 除了与不规则的程度有关外, 还与结构两水平主轴方向的平动基本周期比有关, 与结构两主轴方向的长度有关, 两个水平方向的平面尺寸、刚度相差大, 会导致结构在一个方向地震影响下, 另一方向的反应大, 甚至大于地震影响方向的反应。

(2) 收进层的层间位移突变, 竖向构件的内力增大, 离收进位置越近的竖向构件, 其内力增大越多。结构收进层的抗震能力降低, 是结构抗震的薄弱层; 应加强收进楼层构件特别是离收进位置较近构件的配筋及构造措施, 提高其抗震能力。

(3) 结构收进的不规则程度, 除采用平面尺寸做评定参数外, 还应采用收进层与下一层的侧向刚度之比以及扭转刚度之比为参数。

(4) 同时为平面扭转不规则、竖向收进不规则的结构, 双向地震影响下边框架和边剪力墙的内力比单向地震影响下大得多。严重不规则结构应进行双向地震影响分析。

6.3.5 不规则结构的抗震概念设计和工程应用

20 世纪 80 年代是我国改革开放后的第一个高层建筑发展高峰期, 高层建筑的体型、结构布置一般比较规则, 除了少量钢结构和钢-混凝土混合结构由国外设计外, 都是我国自行设计。20 世纪 90 年代中, 我国的高层建筑进入了第二个发展高峰期, 不但建筑高度增加, 而且不规则结构越来越多, 体型特别复杂、立面怪异、严重不规则结构也时有出现。大部分这类高层公共建筑是“洋方案”, 或者是只完成初步设计的“洋设计”。

(1) 抗震概念设计

为了保证严重不规则结构在地震作用下的安全, 除了采取抗震房屋建筑结构一般设计原则外, 更应重视概念设计。不规则结构的抗震概念设计主要有三条:

1) 设置脊椎结构

设置从基础到屋顶不中断的连续的结构, 也称为脊椎结构 (spine structure)。不能设置脊椎结构时, 用其他措施保证抗侧力结构从屋顶到基础不中断。

2) 提高关键构件的承载力

关键结构构件按中震作用下不屈服设计, 或关键结构构件在大震作用下保持弹性, 大震作用下结构经一般修理即可继续使用。

3) 提高关键构件的延性

有多种提高构件延性的方法,目前用得比较多的是采用钢管混凝土柱和钢管混凝土墙、钢管混凝土柱和钢管混凝土墙。这样不但提高了构件的延性,也提高了构件的承载能力。

(2) 采取的措施

不规则结构,尤其是严重不规则结构的抗震设计比规则结构复杂、困难得多。目前,设计中主要采取了下列措施:

1) 弹塑性分析

对严重不规则结构,除了进行弹性计算分析外,还对结构进行弹塑性时程分析、静力弹塑性分析。通过弹塑性分析,发现结构的薄弱部分或薄弱构件,揭示结构构件屈服、出现塑性铰的过程,可以有针对性地采取加强措施。但是,不规则结构、尤其是严重不规则结构的弹塑性地震反应比规则结构的弹塑性地震反应复杂得多,计算结果的可靠程度远比规则结构计算结果的可靠程度低。

2) 结构局部细致深入的计算分析

对通过弹塑性分析发现的结构薄弱部位、转换层及其上下部分楼层等局部结构,进行弹性有限元或非线性有限元分析,进一步把握结构构件的抗震能力。

3) 结构、构件试验

整体结构试验主要是模型振动台试验,构件试验包括柱试验、节点试验等。通过试验,对设计进行检验,或获得设计依据,掌握构件的破坏过程和破坏形态等抗震性能,进一步明确薄弱部位,调整或加强抗震措施。

(3) 工程应用

上述不规则结构的抗震概念设计,已经在国内、外工程中得到应用。

美国旧金山加利福尼亚大街 101 号大厦,圆柱形塔式建筑,地下 2 层,地上 48 层,高 201.2m,钢结构,用框筒作为抗震结构。但第 1~7 层在半个圆的范围内,周边只有柱没有梁,不成为筒,柱高 28m。竖向抗侧力结构不连续,同时,由于没有梁,极大地削弱了第 1~7 层的侧向刚度和抗扭刚度,成为潜在的薄弱层和软弱层。在第 37 层、42 层和 46 层,立面上三次收进。图 6-24 (a) 为剖面示意图。根据上述概念设计,这一严重不规则结构采取了以下抗震设计措施。

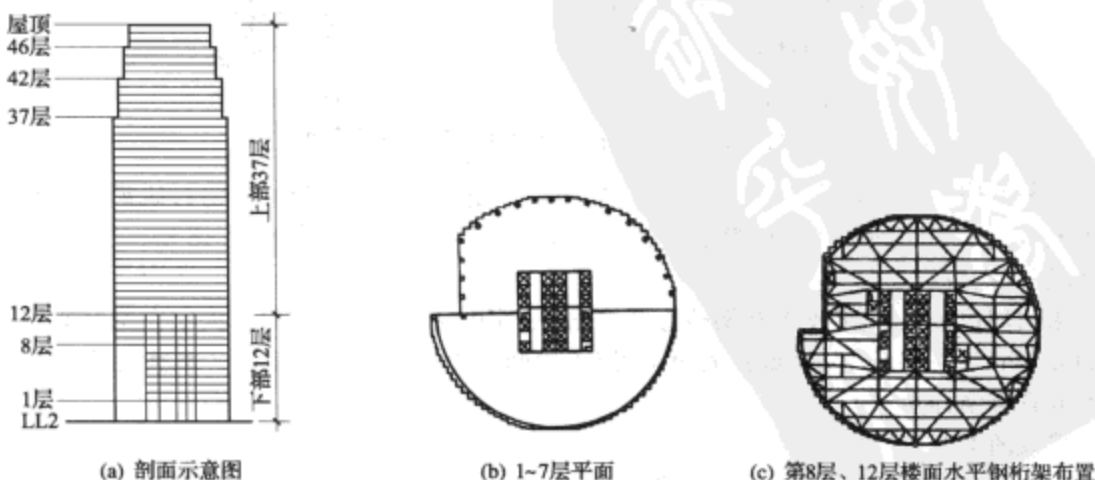


图 6-24 美国旧金山加利福尼亚大街 101 号大厦

从基础顶至第12层楼面,在平面中部设置核心钢框架,两个方向各为3榀4跨和3榀6跨[见图6-24(b)]。为使7层以上的框筒和7层以下的核心框架成为连续的竖向抗侧力结构,加强第8~12层的楼板,作为水平地震剪力传递层,在传递地震剪力最大的第8层和12层楼面,设置水平钢桁架[见图6-24(c)]。

在大震作用下,第12层以下保持弹性,以保证大震作用下结构的整体稳定;同时,在第12层以上所有梁端形成塑性铰所需的水平力作用下,第12层以下的全部柱、超过85%的梁及第8层、第12层楼面的钢桁架杆件为弹性。此水平力比计算的大震水平力还要大。

为保证28m长柱在大震作用下的稳定,用柱的轴向受压承载力与大震作用下的轴压力之比作为稳定安全系数;用7种柱模型计算承载力,最小的安全系数为1.6。在收进的第37层、42层和46层,周边框筒梁的上、下各增加一组梁,以保持抗侧力结构的连续。

美国旧金山市场街388号大楼,27层,钢结构,在加利福尼亚大街101号大厦的附近。为了充分利用一块面积不大的三角形场地,该建筑的平面一端圆、一端尖,像水滴,也像一个蛋卷冰激凌。对于短轴,建筑平面严重不对称;结构抗震设计最大的挑战是如何使圆弧形和三角形两部分结构整体协调工作以及减小扭转产生的三角形端部的加速度。

根据平面形状,采用了一个圆弧形和一个三角形组合的多框筒抗侧力结构体系[见图6-25(a)]。两个框筒共用的框架采用截面较高的梁和箱形截面柱。在第3层、18层、19层、20层、25层和26层,共用框架中间跨的两根柱之间附加一根斜支撑。计算分析表明,共用框架承担了短向的大部分地震作用,提高了抗侧刚度和抗扭刚度。图6-25(b)所示的结构空间振型示意图说明,共用框架将两个平面截然不同的框筒协调为整体。采取的另一个重要抗震措施是将三角形端头短向的三对柱用大梁连接,成为三榀单跨框架,以加大端头的刚度。结果,极大地减缓了在水平力作用下端头外甩的效应,减小了水平力作用下的扭转加速度。



图6-25 美国旧金山市场街388号大楼

洛杉矶第一州际世界中心,75层,高310m,洛杉矶地标建筑,是洛杉矶最高、也是世界上同等抗震设防烈度区(相当于9度弱)最高的办公楼。此建筑在第48层、61层、69层和73层4次收进。

采用周边框架-人字支撑框架核心筒抗侧力结构体系(见图6-26)。人字支撑框架核心筒平面 $22.5\text{m} \times 22.5\text{m}$,从基础顶面至75层不中断,使抗侧结构的刚度、承载力连续,成为所谓的脊椎结构。

采取的主要抗震措施:

在距此建筑约55km的圣安德列斯断层可能发生的8.3级地震作用下,脊椎结构处于弹性。在使梁、柱、支撑产生最大内力的方向进行抗震计算。

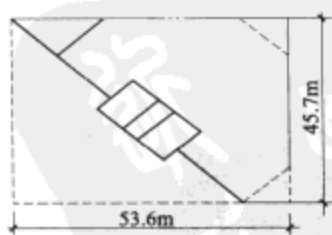
脊椎结构的支撑两端刚接。为了避免支撑屈曲引起整个结构倒塌,研究了两种可能的破坏模式:两层高的整根支撑屈曲,但只丧失轴向承载力;下层支撑屈曲,且丧失全部承载力,用剩余的构件作验算,并考虑所有可能的荷载效应组合。

结构布置使脊椎结构的四根柱承受很大的重力荷载,使其截面设计由重力荷载控制,而不是由重力荷载效应和地震作用(或风荷载)效应组合控制。通过优化周边框架和脊椎结构的相对刚度,调整各自承担的地震力,使外框架屈服先于支撑屈曲。

对结构进行了静力弹塑性分析,得到结构的层剪力-层间位移关系曲线和整体延性,研究其屈服后性能。

洛杉矶 Wilshire 财经大厦,地下 4 层,地上 34 层。底部 11 层为停车场,矩形平面 ($45.7\text{m} \times 53.6\text{m}$),以上 23 层为办公室,三角形平面 [见图 6-27 (a)]。是一个外形奇特的不规则建筑,就像一个三棱柱的塔楼耸立在一个长方体的底座上。上、下两部分体型不同,质量、刚度悬殊,在侧向力作用下,底座的扭转小,塔楼的扭转大,变形不一致。

塔楼和底座都在周边设置延性钢框架(地下为延性钢筋混凝土框架);同时,从基础至屋面设置一个共同核心框架,作为连接两个不同体型的脊椎结构 [见图 6-27 (b)]。动力分析表明,脊椎框架使上、下两部分变形协调。反应谱水平双向输入,一个方向为 100% 的谱值,正交方向是 30% 的谱值。这是美国第一幢按双向地震作用设计的高层建筑。



(a) 平面简图



(b) 抗侧力结构体系

图 6-27 洛杉矶 Wilshire 财经大厦

上海环球金融中心大楼,地面以上 101 层、高 492m,采用由外围巨型支撑框架和核心筒组成的双重抗侧力结构体系(见图 6-28)。外围巨型支撑框架由巨型柱、巨型钢支撑和带状桁架组成。巨型柱位于建筑物的四角,柱内埋设钢骨;巨型钢支撑跨越 12 层高,箱形截面,内灌混凝土;每隔 12 层设置一道带状桁架,一层楼高,由焊接箱形截面和热轧宽翼缘型钢组成。核心筒 79 层以下为钢筋混凝土剪力墙,在角部墙内埋设钢骨;79 层以上采用钢

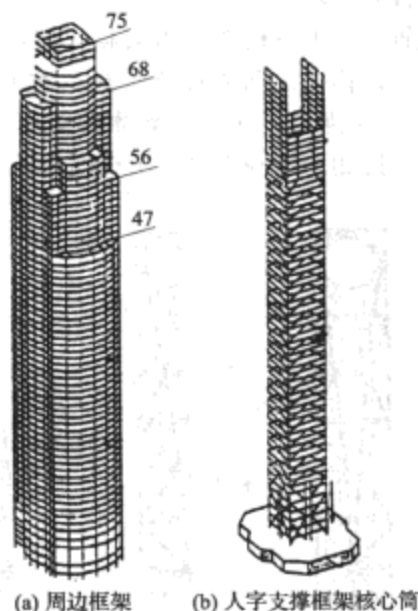


图 6-26 洛杉矶第一州际世界中心
抗侧力结构体系

支撑,但端部的钢支撑外包混凝土;角部沿全高设置约束边缘构件。巨型柱与核心筒之间,设置三道伸臂桁架,桁架高三层,在设置伸臂桁架的楼层,核心筒的剪力墙内也设置钢桁架。结构按设防烈度下墙体、柱和支撑不屈服设计,限制小震作用下剪力墙的轴压比为0.5,罕遇地震作用下墙体的剪压比不大于0.15。静力弹塑性分析结果,在罕遇地震作用下,抗侧力结构中没有出现塑性铰。

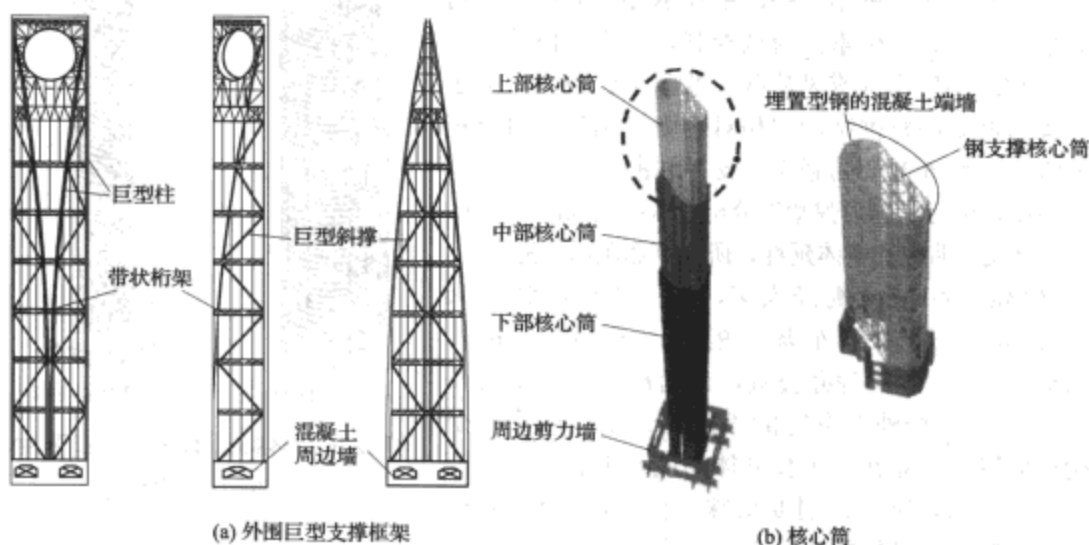


图 6-28 上海环球金融中心大楼抗侧力结构体系

中央电视台新台址主楼的上部分结构,由9层裙房、2座斜塔(倾斜 6°)以及连接两座塔顶部的14层高悬挑75m的高空长悬臂结构组成(见图6-29)。抗侧力结构为位于裙房、斜塔和悬臂四周的外筒,采用钢筋混凝土柱和不规则布置的钢支撑斜杆。按大震作用下柱不屈服、中震作用下主要斜杆不屈服设计。

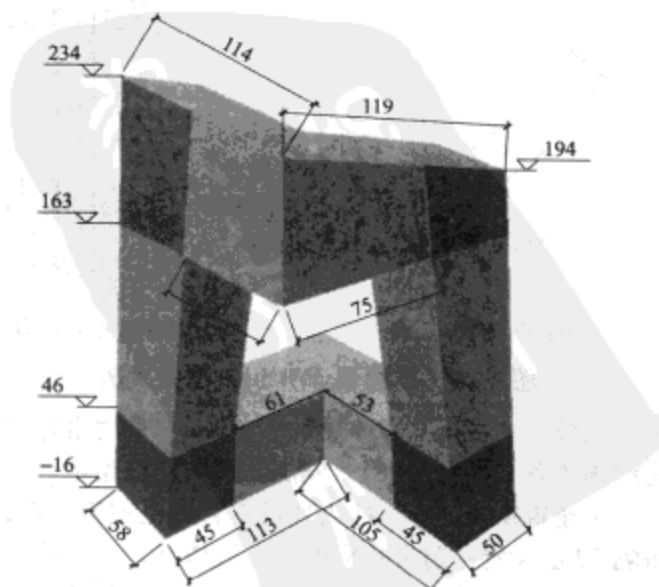


图 6-29 中央电视台新台址主楼外形尺寸 (m)

北京新保利大厦,地上25层,高99.2m,建筑造型新颖。平面为三角形,有一个大中庭。抗侧力结构为由位于西北角、东南角与西南角的钢筋混凝土筒与南北向、东西向的钢框架组成的双重体系。在地上12层设有转换桁架,承托上部13层的结构,并与两端的钢骨混凝土筒形成一巨型框架。建筑物中庭内东南角设置的7层高的“特式吊楼”,高约50m。“特式吊楼”由东南角的筒体悬挑及斜拉主钢索悬挂,二者构成了“特式吊楼”的横向及竖向承重体系。新保利大厦的平面和竖向都非常复杂,属于平面和竖向不规则结构。图6-30为新保利大厦1:20振动台试验模型的照片。北京新保利大厦支承“特式吊楼”的筒体的剪力墙内配置钢骨,按设防烈度下不屈服设计。

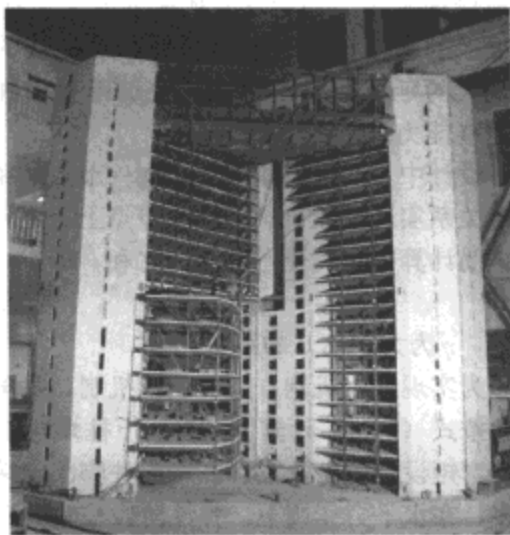


图6-30 新保利大厦振动台试验模型照片

美国旧金山加利福尼亚大街101号大厦、市场街388号大楼在1989年Loma Prieta地震中,洛杉矶第一州际世界中心、Wilshire财经大厦在1994年美国北岭(Northridge)地震中,没有发现破坏现象;按现代抗震设计概念和方法设计的规则高层建筑,在1994年美国北岭地震和1995年日本阪神地震中,没有出现倒塌或严重破坏的现象。我国的不规则、严重不规则高层建筑结构虽然没有经过地震的考验,但在抗震概念设计的基础上,采取了许多有效的抗震设计措施,结构在大震作用下的安全性是可以得到保证的。

6.4 延性钢筋混凝土框架的设计概念

钢筋混凝土房屋建筑常用的框架结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构和筒中筒结构,是由框架和剪力墙两种竖向结构单元和楼盖水平结构单元组成的。建筑体型、结构布置确定后,实现延性框架和延性剪力墙成为结构抗震设计的关键。延性框架和延性剪力墙的抗震设计概念,主要包括三个方面:①通过调整构件之间承载力的相对大小,实现合理的屈服机制,即“强柱弱梁”、“强墙肢弱连梁”、“强核心区弱构件”;②通过调整构件斜截面承载力和正截面承载力之间的相对大小,实现构件延性破坏形态,即“强剪弱弯”;③通过采取抗震构造措施,使构件自身具有大的延性和耗能能力。本节介绍延性钢筋混凝土框架的设计概念。

6.4.1 实现梁铰机制,避免柱铰机制

梁铰机制也称整体机制[见图6-31(a)],是指塑性铰出现在梁端,除柱脚外,柱端无塑性铰;柱铰机制也称局部机制[见图6-31(b)],是指在同一层所用柱的上、下端形成塑性铰。

梁铰机制之所以优于柱铰机制是因为:①梁铰分散在各层,即塑性变形分散在各层,不至于形成倒塌机构,而柱铰集中在某一层,塑性变形集中,该层成为软弱层或薄弱层,

形成倒塌机构；②梁铰的数量远多于柱铰的数量，在同样大小的塑性变形和耗能要求下，对梁铰的塑性转动能力要求低，对柱铰的塑性转动能力要求高；③梁是受弯构件，容易实现大的延性和耗能能力，柱是压弯构件，尤其是轴压比大的柱，不容易实现大的延性和耗能能力。

设计中，通过调整汇交在同一节点的梁端截面受弯承载力与柱端截面的正截面承载力的相对关系实现梁铰机制：同一节点上、下柱端截面的弯矩设计值之和，大于两侧梁端截面实配钢筋计算得到的受弯承载力之和，即

$$\sum M_c = \eta \sum M_{bm} \quad (6-14)$$

其中， η 为大于 1.0 的系数。

为实现梁铰机制、避免柱铰机制，我国规范采取下列三条措施：①9 度和一级框架结构需要按式 (6-14) 计算节点上、下柱端弯矩设计值之和，系数 η 取 1.2，其他情况采用增大柱端弯矩设计值的方法。②增大柱脚固定端弯矩设计值。底层柱柱脚的约束比柱顶的约束大得多，在水平力作用下，弹性阶段柱脚的弯矩为柱顶的 2 倍以上，柱脚屈服、形成塑性铰难以避免，通过提高柱脚的承载力，可以推迟塑性铰的出现。③在上述两条措施的基础上，进一步增大角柱的弯矩设计值，而且按双向偏心构件验算压弯承载力。这是由于地震作用下角柱受扭转的影响最大，且同时受两个方向的地震影响，需要特别加强。

美国 UBC 取系数 η 为 1.2。研究表明，要真正实现强柱弱梁，系数 η 不小于 1.5。目前各国抗震设计都不能实现完全的梁铰机制，往往是既有梁铰又有柱铰的混合铰机制 [见图 6-31 (c)]。地震中柱有可能屈服，进入塑性。因此，柱的延性设计是十分必要的。

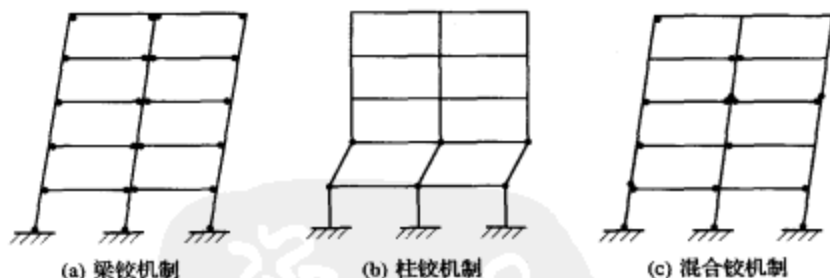


图 6-31 框架屈服机制

6.4.2 延性框架梁抗震设计

梁是钢筋混凝土框架的主要延性耗能构件。影响梁的延性和耗能的主要因素有：破坏形态，截面混凝土相对压区高度等。

(1) 实现弯曲破坏，避免剪切破坏

梁的破坏形态可以归纳为两种：弯曲破坏和剪切破坏。剪切破坏属延性小、耗能差的脆性破坏。延性框架梁端的塑性铰区，应采用强剪弱弯设计，实现弯曲破坏，避免剪切破坏。为实现“强剪弱弯”，梁截面的受剪承载力应大于其实际受弯承载力（按实际配筋面积和材料强度标准值计算的承载力）所对应的剪力。我国规范为简化设计，将承载力关系转为内力设计值关系，增大剪力设计值，对不同抗震等级的框架，采用不同的剪力增大系数，使强剪弱弯的程度有所区别。

(2) 限制最大剪力设计值

若梁截面的剪力设计值大、截面尺寸小,致使截面平均剪应力与混凝土轴心抗压强度之比值很大,这种情况下,增加箍筋不能有效地防止过早出现斜裂缝,也不能有效地提高截面的受剪承载力,有可能出现脆性的剪切破坏。因此,限制梁截面的平均剪应力与混凝土轴心抗压强度的比值,即限制剪压比是十分必要的。剪压比限值也是确定梁最小截面尺寸的条件之一。

(3) 限制受拉钢筋,配置受压钢筋

梁的弯曲破坏可以归纳为三种形态:少筋破坏、超筋破坏和适筋破坏。少筋梁一旦出现裂缝,纵筋即屈服,很快进入强化段,甚至被拉断;超筋梁在受拉纵筋屈服前,受压区边缘混凝土达到极限压应变而发生受压破坏。少筋梁的破坏形态为受拉脆性破坏,超筋梁为受压脆性破坏,截面的曲率延性小。适筋梁的纵筋达到其屈服强度时,受压区边缘混凝土尚未达到极限压应变,随着受拉钢筋的应变继续增大,截面混凝土受压区高度减小,混凝土的压应变增大,混凝土充分发展其受压的塑性性能,混凝土受压区高度的减小使梁的受弯承载力有所增大,达到最大弯矩后,承载力下降,直至受压区混凝土压溃。达到最大弯矩时受压边缘混凝土的压应变为其极限压应变。适筋梁从纵筋屈服到受压边缘混凝土达到极限压应变,有很大的变形能力,属于延性破坏。图 6-32 为三种弯曲破坏形态梁的截面弯矩-曲率关系曲线示意图。

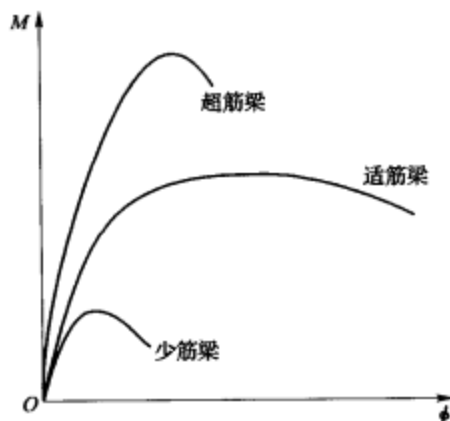


图 6-32 不同破坏形态的梁的截面弯矩-曲率关系曲线

若梁纵筋的配筋率小于某一值即出现少筋破坏,该值称为最小配筋率。为了避免少筋破坏,梁纵筋的配筋率必须大于最小配筋率。当受拉钢筋屈服与受压区边缘混凝土达到极限压应变同时发生时,称为界限破坏,此时梁的配筋率称为界限配筋率,为钢筋达到屈服的最大配筋率。梁纵筋的配筋率若大于最大配筋率,则出现超筋破坏。为避免超筋破坏,梁纵筋的配筋率不能大于最大配筋率。

按界限配筋率配筋的梁,纵筋屈服的同时混凝土达到极限压应变,从理论上说,梁的延性系数为 1.0。因此,梁的受拉钢筋的配筋率应远比界限配筋率低。

图 6-33 所示为矩形截面适筋梁的受压区边缘混凝土达到极限压应变时的截面应变分布。由图可见,在适筋梁情况下,截面曲率延性系数的大小还有差别。受压区边缘混凝土达到极限压应变 ϵ_{cu} 时,配筋率高的梁 [见图 6-33 (b)] 的纵筋的拉应变小于配筋率低的梁 [图 6-33 (c)],而受压区高度大于配筋率低的梁。截面的极限曲率分别用 $\phi_{u1} = \epsilon_{cu} / x_1$ 和 $\phi_{u2} = \epsilon_{cu} / x_2$ 计算,显然, $\phi_{u2} > \phi_{u1}$ 。因此,即使是适筋梁,也应尽可能降低受拉钢筋的配筋率,以使梁有尽可能大的延性。

除了限制梁的受拉钢筋,梁还应配置受压钢筋,以增大其延性。由受弯极限状态平衡条件,双筋矩形截面适筋梁的相对受压区高度 ξ ($\xi = x / h_0$, x 为受压区高度, h_0 为截面有效高度) 可以用下式计算:

$$\xi = \frac{\rho_s f_y}{\alpha_1 f_c} - \frac{\rho'_s f'_y}{\alpha_1 f_c} \quad (6-15)$$

式中 α_1 ——与混凝土等级有关的等效矩形应力图形系数；

ρ_s, ρ'_s ——分别为受拉钢筋和受压钢筋的配筋率；

f_y, f'_y ——分别为受拉钢筋和受压钢筋的抗拉强度和抗压强度设计值，一般情况下， $f_y = f'_y$ ；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

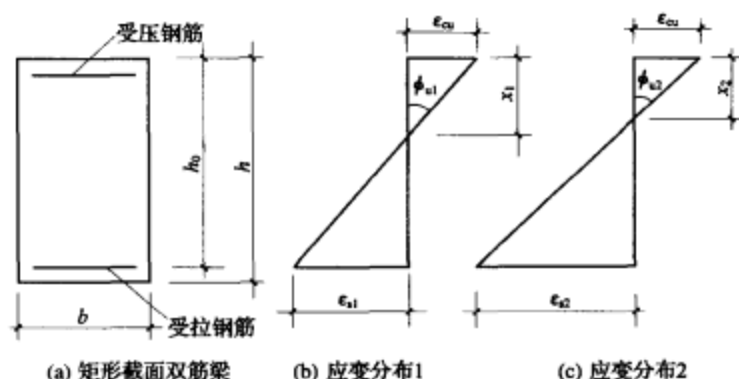


图 6-33 适筋梁截面达到极限变形时的应变分布

由式 (6-15) 可见，增大受拉钢筋的配筋率，相对受压区高度增大；增大受压钢筋的配筋率，相对受压区高度减小。因此，为实现延性钢筋混凝土梁，在限制梁端塑性铰区受拉钢筋的配筋率的同时，必须在梁端底面配置一定量的受压钢筋，以减小框架梁端塑性铰区截面的相对受压区高度。

(4) 梁端塑性铰区箍筋加密

根据震害和试验研究，框架梁端破坏主要集中在 1~2 倍梁高的梁端塑性铰区范围内。塑性铰区不仅有竖向裂缝，而且有斜裂缝；在地震往复作用下，竖向裂缝贯通，斜裂缝交叉，混凝土骨料的咬合作用渐渐丧失，主要靠箍筋和纵筋的销键作用传递剪力（见图 6-34），这是十分不利的。为了使塑性铰区具有良好的塑性转动能力，同时为了防止混凝土压溃前受压钢筋过早压屈，在梁的两端设置箍筋加密区。箍筋加密区配置的箍筋应不少于按强剪弱弯确定的剪力所需要的箍筋量，还不应少于抗震构造措施要求配置的箍筋量。

(5) 考虑现浇楼板的受力作用

现浇楼板起到刚性隔板和传递水平力的作用，还有增大梁的弯曲刚度和受弯承载力的作用。图 6-35 所示为一个钢筋混凝土梁-板-柱试件破坏后的裂缝分布图，板上有大量受弯裂缝，可见，现浇楼板内的钢筋有增大梁端负弯矩受弯承载力的作用。参与受力的板内钢筋的范围与梁端的屈服程度有关：梁端未屈服时，板内钢筋基本不参与受力；随梁端屈服的严重程度增大，板内参与受力钢筋的范围增大。为了真正实现强柱弱梁，计算梁的受弯承载力时，应计入楼板内钢筋的作用。

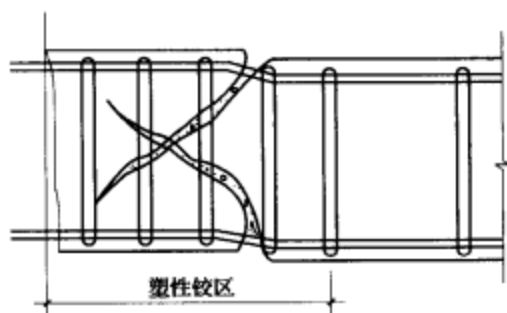


图 6-34 梁端塑性铰区裂缝

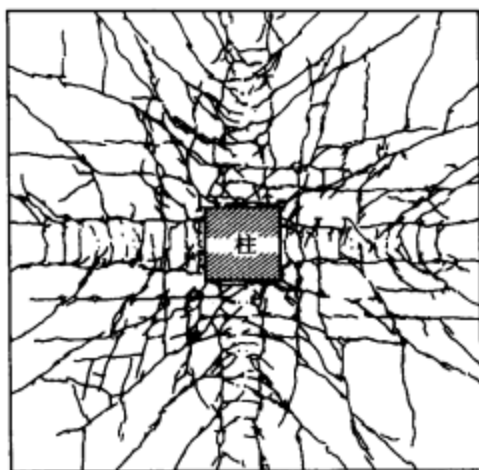


图 6-35 钢筋混凝土梁-板-柱试件破坏后的裂缝分布

6. 塑性铰外移

传统钢筋混凝土框架梁的塑性铰出现在始于柱面的梁端。将塑性铰从柱面移开一定距离，可以避免梁端钢筋屈服，从而避免钢筋屈服后向核芯区发展，引起粘结破坏，还能改善核芯区的性能。

可以采用图 6-36 所示的方法实现塑性铰外移，图 6-36 (a) 为增加梁端的纵向钢筋，图 6-36 (b) 为增加梁端的高度，提高梁端受弯承载力，将屈服的位置移至图中的控制截面。控制截面与柱面之间的距离不小于 500mm 和梁高，塑性铰的起始截面距控制截面 250mm 或 1/2 梁高，塑性铰长度为 2 倍梁高，该范围内箍筋加密。

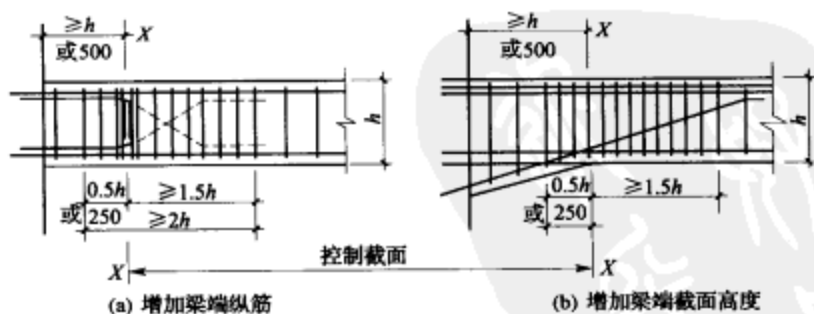


图 6-36 梁端塑性铰外移

6.4.3 延性框架柱抗震设计

柱是框架的竖向构件，地震时柱破坏和丧失承载力比梁破坏和丧失承载力更容易引起框架倒塌。考察国内外历次地震中破坏的柱可以发现，这些柱的箍筋直径小、间距大，且大都是单肢箍。箍筋对混凝土没有形成约束，也不能防止纵向钢筋压屈，是造成柱震害的主要原因之一。

影响钢筋混凝土框架柱延性和耗能的主要因素可归纳为：剪跨比，轴压比，纵筋配筋率和塑性铰区的箍筋配置。实现延性耗能框架柱，除了应符合强剪弱弯、限制最大剪力设计值

的抗震设计要求外,还应遵循下列设计概念。

(1) 采用大剪跨比柱,避免小剪跨比柱

剪跨比反映了柱端截面承受的弯矩和剪力的相对大小。柱的剪跨比 λ 定义为

$$\lambda = \frac{M_c}{V_c h_{c0}} \quad (6-16)$$

式中 M_c 、 V_c ——柱端截面组合的弯矩计算值和与 M_c 同一组合的剪力计算值;

h_{c0} ——计算方向柱截面的有效高度。

柱的破坏形态与其剪跨比有关。剪跨比大于2的柱为长柱,其弯矩相对较大,一般容易实现延性压弯破坏;剪跨比不大于2、但大于1.5的柱为短柱,一般发生剪切破坏,若配置足够的箍筋,也可能实现延性较好的剪切受压破坏;剪跨比不大于1.5的柱为极短柱,一般发生剪切斜拉破坏,工程中应尽量避免采用极短柱。初步设计阶段,也可以假设柱的反弯点在高度的中间,用柱的净高与计算方向柱截面高度的比值判别是长柱还是短柱:比值大于4为长柱,3与4之间为短柱,不大于3为极短柱。

钢筋混凝土柱为短柱或极短柱时,可以采用多种措施使其成为长柱,措施之一是采用分体柱(见图6-37)。分体柱是用隔板将柱分为等截面的单元柱,一般为4个单元柱,截面的内力设计值由各单元柱均担,按现行规范进行单元柱的承载力验算。在柱的上、下两端,留有整截面过渡区,过渡区内配置复合箍。分体柱各单元的剪跨比是整体柱的两倍,可以避免短柱。

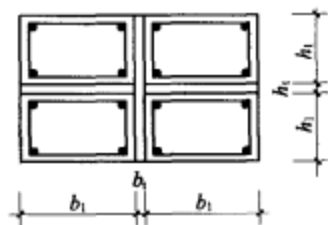


图 6-37 分体柱平面示意图

(2) 限制轴压比

柱的轴压比定义为柱的平均轴向压应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值,即

$$n = \frac{N}{b_c h_c f_c} \quad (6-17)$$

式中 n ——轴压比;

N ——组合的柱轴压力设计值;

b_c 、 h_c ——分别为柱截面的宽度和截面的高度;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

在压力和弯矩共同作用下,压弯破坏柱的延性和耗能能力与其偏心距的大小以及纵向配筋率有关。相对偏心距(e_0/h_0 , e_0 为偏心距, h_0 为截面有效高度)较大、且受拉钢筋的配筋率合适时,截面受拉侧混凝土开裂,受拉钢筋屈服,最后受压钢筋屈服,受压区混凝土压碎而破坏。这种破坏形态称为受拉破坏,也称为大偏心受压破坏,破坏前有明显的预兆,塑性变形较大。相对偏心距较小、或相对偏心距较大但纵向受拉钢筋配置较多时,受拉钢筋不屈服,最后为受压区混凝土压碎而破坏。这种破坏形态称为受压破坏,破坏为脆性,变形小。相对偏心距较大、纵向受拉钢筋较多的情况类似于超筋梁,可以通过减少纵筋避免脆性破坏。相对偏心距较小的情况称为小偏心受压破坏。大偏心受压与小偏心受压的分界偏心距值称为相对界限偏心距。相对偏心距大于相对界限偏心距时为大偏心受压,否则为小偏心受压。

偏心受压柱受拉破坏(即大偏心受压破坏)与受压破坏(即小偏心受压破坏)的界限,与适筋梁和超筋梁的界限情况类似,也可以采用相对界限受压区高度作为大、小偏

心受压破坏的分界值。相对受压区高度小于等于界限值时为大偏心受压破坏,超过界限值时为小偏心受压破坏。相对受压区高度的界限值可以按照平衡破坏的条件计算,纵筋为 HRB335 级和 HRB400 级热轧钢筋、混凝土强度等级不大于 C50 的柱的相对受压区高度界限值分别为 0.550 和 0.518。抗震设计的框架柱为对称配筋柱,其截面的混凝土相对受压区高度与轴压比之间可以建立一定的关系式,增大轴压比也就是增大相对受压区高度,因此,压弯破坏的柱的破坏形态也与轴压比有关。为了实现大偏心受压破坏,使柱具有良好的延性和耗能能力,柱截面的混凝土相对受压区高度应小于界限值,措施之一就是限制柱的轴压比。

图 6-38 为两个轴压比试验值分别为 0.267 和 0.459 的框架柱在往复水平力作用下的水平力-位移滞回曲线的试验记录。由两个试件滞回曲线的比较可见:轴压比大的试件达到极限承载力后滞回曲线的骨架线下降较快,屈服后的变形能力即延性小;滞回曲线的捏拢现象严重些,耗能能力不如轴压比小的试件。

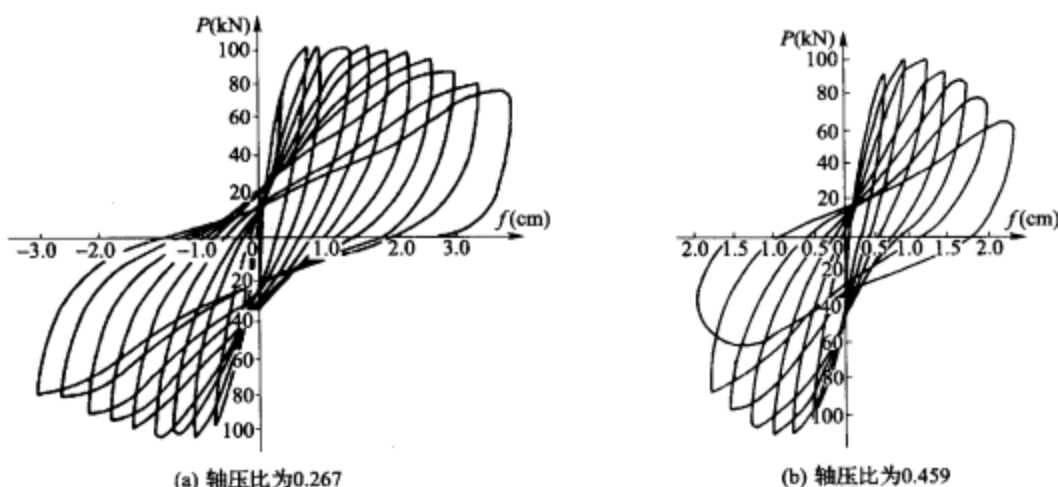


图 6-38 不同轴压比框架柱的水平力-位移滞回曲线

(3) 提高纵筋配筋率

提高柱的纵向钢筋的配筋率,可以提高其轴压承载力,降低轴压比;同时,还可以提高轴压力作用下的正截面承载力,推迟屈服。

(4) 箍筋约束塑性铰区混凝土

框架柱的箍筋有三个作用:抵抗剪力,对混凝土提供约束,防止纵筋压屈。箍筋对混凝土的约束程度是影响柱的延性和耗能能力的主要因素之一。约束程度与箍筋的抗拉强度和数量有关,与混凝土强度有关,可以采用一个综合指标——配箍特征值度量箍筋的约束程度;约束程度同时还与箍筋的形式有关。配箍特征值用下式计算:

$$\lambda_v = \rho_v \frac{f_{yv}}{f_c} \quad (6-18)$$

式中 λ_v ——配箍特征值;

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值;

ρ_v ——箍筋的体积配箍率。

箍筋约束使混凝土的轴心抗压强度和对应的轴向应变提高、混凝土的极限压应变增大。箍筋形式、箍筋间距对约束作用的影响,已经在本章 6.2 节中介绍。图 6-39 所示为目前常用的箍筋形式,抗震框架柱一般不用普通矩形箍;圆形箍或螺旋箍由于加工困难,也较少采用,工程中大量采用的是矩形复合箍或拉筋复合箍。箍筋间距大于柱的截面尺寸时,对核心混凝土几乎没有约束。

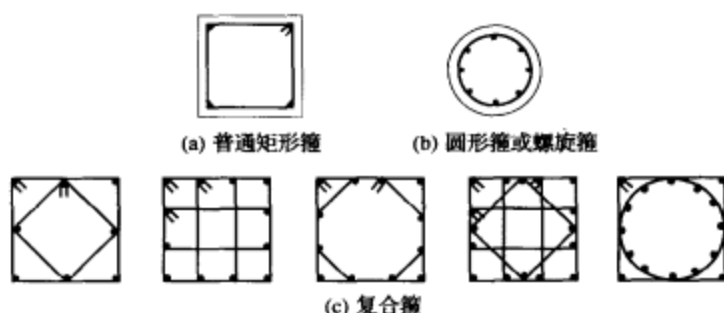


图 6-39 常用的箍筋形式

对于轴压比不同而其他条件相同(如截面尺寸,混凝土强度等级,配箍特征值,纵筋配筋率及其屈服强度)的大偏心受压柱,轴压比大,其截面混凝土的压应变也大,与混凝土极限压应变之间的差值小,塑性变形能力也小。为了使不同轴压比的框架柱具有大体上相同的塑性变形能力,轴压比大的柱,其配箍特征值大,轴压比小的柱,其配箍特征值小。小偏心受压破坏的钢筋混凝土柱,配置一定量的箍筋,也可以实现有一定延性的破坏形态。

6.4.4 梁柱节点核心区抗震设计

在竖向荷载和地震作用下,梁柱核心区受力比较复杂,但主要是压力和剪力。核心区可能出现的破坏形态有两种:剪压破坏和粘结锚固破坏。核心区的受剪承载力不足,在剪压作用下出现斜裂缝(见图 6-40),在地震往复作用下,形成交叉裂缝,混凝土挤压破碎,纵向钢筋压屈成灯笼状。在地震往复作用下,框架梁伸入核心区的纵筋与混凝土之间的粘结破坏,会导致梁端转角增大,从而增大层间位移。剪切破坏和粘结破坏都不是延性破坏,核心区不能作为框架的耗能部位。因此,核心区的抗震设计概念是:强核心区,强锚固。

(1) 强核心区

强核心区是指核心区的受剪承载力应大于汇交在同一节点的两侧梁端达到受弯承载力时对应的核心区的剪力。在梁端钢筋屈服时,核心区不发生剪切屈服。因此,取梁端截面达到受弯承载力时的核心区剪力作为其剪力设计值。我国工程抗震设计中,仍然采用弯矩设计值代替受弯承载力,以简化计算。避免核心区过早发生剪切破坏的主要抗震构造措施是配置足够的箍筋。

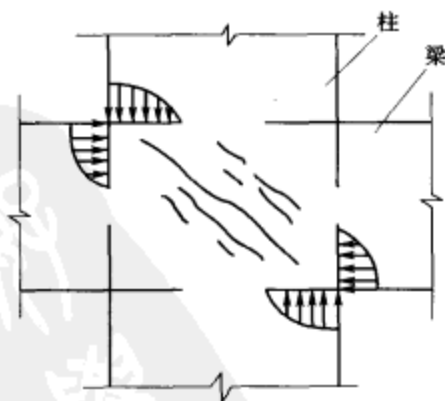


图 6-40 梁柱核心区斜裂缝图

(2) 强锚固

为了避免梁纵筋在核芯区内粘结锚固破坏,梁的上部钢筋应贯穿中间节点,梁的下部钢筋可以切断,在核芯区内应有一定的锚固长度。对于边节点或角节点,若核芯区内钢筋密集,影响混凝土浇筑质量,可以将梁伸出柱面,纵筋的弯折段移出核芯区(见图6-41)。

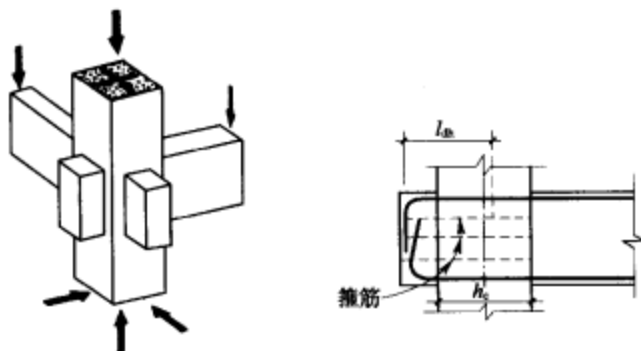


图 6-41 梁纵筋伸出柱面

6.5 延性组合柱

随着建筑高度的增加,为了满足轴压比限值的要求,普通强度的钢筋混凝土柱的截面尺寸会过大,甚至形成短柱。胖柱瘦身的措施之一是采用高强混凝土柱。

高强混凝土是近 50 年来建筑材料方面最重要的发明,也是我国当前在高层建筑结构中需要大力推广使用的主要建筑结构材料。高强混凝土有许多优点:①抗压强度高。与普通强度混凝土相比,用作以受压为主的构件时,在相同荷载条件下,可以减小构件截面,增大使用面积;用于受弯构件时,能降低受压区高度,有利于提高延性,还可以采用较高配筋率,降低受弯构件高度,从而降低层高;减轻结构自重,减小基础负担。②弹性模量大,提高结构刚度,减小轴向变形。③密实性好,抗冻抗渗性能好,耐久性优于普通强度混凝土。

高强混凝土的主要缺点是单轴受压达到峰值应力后,强度迅速下降,应力-应变关系曲线下降段陡,塑性变形能力比普通强度混凝土差,为脆性材料。高强混凝土用于抗震框架柱时,采用限制轴压比和增加箍筋的方法克服其脆性,提高柱的延性。但工程设计和试验研究表明,轴压比限制过严,则柱的截面尺寸大,不能发挥高强混凝土强度高的优势;配箍量大到一定程度后,对继续改善高强混凝土的脆性的作用不大,而且给施工造成困难。此外,高强混凝土的防火性能不如普通强度混凝土。目前,抗震房屋结构框架柱的混凝土强度一般不超过 C60。克服高强混凝土脆的缺点,成为推广高强混凝土的关键。近年来,工程中采取的方法就是将高强混凝土与钢组合或者叠合,成为组合柱或者叠合柱,包括钢管混凝土柱、钢管混凝土叠合柱和钢骨混凝土柱。

6.5.1 钢管混凝土柱

将高强混凝土填充在圆形钢管内,成为钢管高强混凝土柱,是充分发挥高强混凝土的优势、克服其不足的最好方法。

钢管混凝土柱是 1897 年美国人 John Lally 发明的。20 世纪 50、60 年代,前苏联、美

国、日本和欧洲一些国家对钢管混凝土进行了大量的研究,并用于房屋建筑和桥梁工程。美国于20世纪60年代在旧金山建造了一幢175.3m高的采用钢管混凝土柱的高层建筑,日本于20世纪70年代建造了一些钢管混凝土建筑。但由于施工困难、造价高等原因,应用并不广泛,管内混凝土强度也不高。20世纪80年代初,日本采用了泵送顶升钢管内混凝土的施工方法,解决了现场浇筑管内混凝土的施工难题。20世纪80年代末开始,国内外越来越多的高层建筑采用钢管混凝土柱。由于管内填充高强混凝土比填充普通强度混凝土对于减小高层建筑柱的截面尺寸、增大结构的刚度更有效,所以促进了钢管高强混凝土柱的发展和应用。20世纪80年代末、90年代初建造的美国西雅图的联合广场大厦和太平洋第一中心大厦,其钢管内混凝土的强度达到C100。日本阪神地震中,采用钢管混凝土柱的房屋建筑表现出了很好的抗震性能。1998年,采用钢管混凝土柱、高185.8m的日本埼玉县雄狮广场住宅楼竣工。我国最早采用钢管混凝土柱的工程,是1966年建造的北京地铁的北京站和前门站。我国第一幢采用钢管混凝土柱的高层建筑是1992年竣工的高87.5m的泉州市邮局大楼;1995年建成的广州好世界广场大厦(33层,116.3m高),率先在管内填充C60高强混凝土,钢管高强混凝土柱逐渐得到工程界的认可。

钢管高强混凝土短柱在轴压力作用下,在混凝土与钢管之间出现径向压力,钢管壁受到环向拉力,钢管处于纵向受压、环向受拉的双向受力状态,管内混凝土受到钢管径向紧箍力的作用和轴向压力的作用,处于三向受压状态,混凝土的抗压强度和塑性变形能力大幅度提高,成为高强延性材料。根据试验结果,钢管高强混凝土短柱的轴压承载力可以用下式计算:

$$N_0 = f_{cc} A_{cc} (1 + 1.8\theta) \quad (6-19a)$$

$$\theta = \frac{f_s A_s}{f_{cc} A_{cc}} \quad (6-19b)$$

式中 f_{cc} ——钢管内混凝土轴心抗压强度设计值;

A_{cc} ——钢管内混凝土的截面面积;

A_s ——钢管的截面面积;

f_s ——钢管钢材的抗拉、抗压强度设计值;

θ ——钢管混凝土套箍指标。

除了强度高、弹性模量大、塑性变形能力大,钢管高强混凝土柱还有许多优点:①管内混凝土可防止钢管向内屈曲,增强了钢管壁的稳定性的;②钢管可以作为模板,省去了支模拆模的工料和费用;③钢管混凝土柱采用薄钢板,避免了厚钢板带来的一系列问题;④钢管兼有纵筋和箍筋的作用,无需绑扎钢筋;⑤钢管在工厂预制,现场安装就位,加快了施工进度;⑥管内浇筑混凝土和管外楼盖施工可以同时进行,互不干扰,可以根据需要采用逆作法,缩短工期。

钢管混凝土柱可以代替钢柱,用于钢结构;也可以代替钢筋混凝土柱,用于钢筋混凝土结构。钢梁或钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的连接,是钢管混凝土柱用于高层建筑的关键之一。连接应具有将梁端剪力和弯矩传递给钢管的能力,做到构造简单、整体性好、传力明确、安全可靠、节约材料和施工方便。

我国采用钢管混凝土柱的高层建筑,绝大部分为钢筋混凝土结构。钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接的钢管外剪力传递可以采用抗剪环、环形牛腿或承重销等;钢筋混凝土楼板与

钢管混凝土柱连接的钢管外剪力传递可以采用台锥式环形深牛腿；钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外弯矩传递可采用井式双梁、环梁、穿筋单梁等。

抗剪环为采用双面焊缝焊接于钢管壁上的闭合的钢筋环或闭合的带钢环（见图 6-42）。钢筋直径应不小于 16mm，带钢厚度应不小于 16mm；每个连接节点可设置一道或两道抗剪环；设置一道抗剪环时，可在距框架梁底 $1/4$ 梁高的位置；设置两道抗剪环时，另一道抗剪环可在距框架梁底 $1/2$ 梁高的位置。

环形牛腿、台锥式环形深牛腿可由呈放射状均匀分布的肋板和上、下加强环组成（见图 6-43）。肋板应与钢管壁外表面焊接，传递剪力；上、下加强环应分别与肋板的上、下端焊接成整体。

承重销由穿心腹板和上、下翼缘板组成（见图 6-44），其截面高度可为相关框架梁截面高度的 0.5 倍，穿心腹板焊接于对面的钢管壁上或与另一方向的穿心腹板焊接；翼缘板在穿过钢管壁不少于 50mm 后，可逐渐减窄。承重销与钢管壁的连接采用对接焊缝，焊缝强度与母材等强。

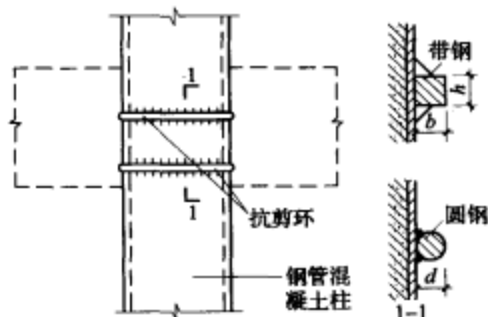


图 6-42 抗剪环构造

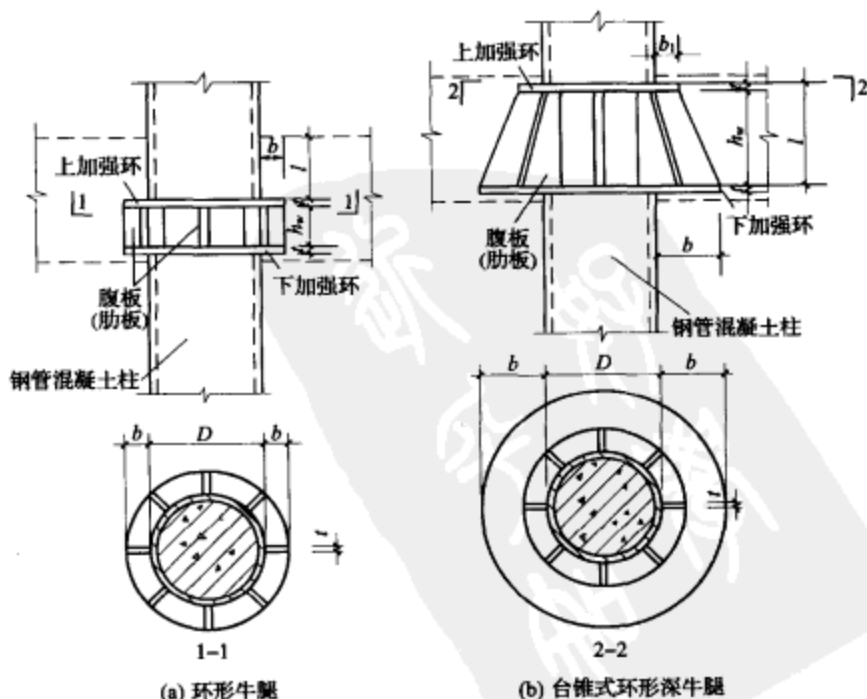


图 6-43 环形牛腿构造

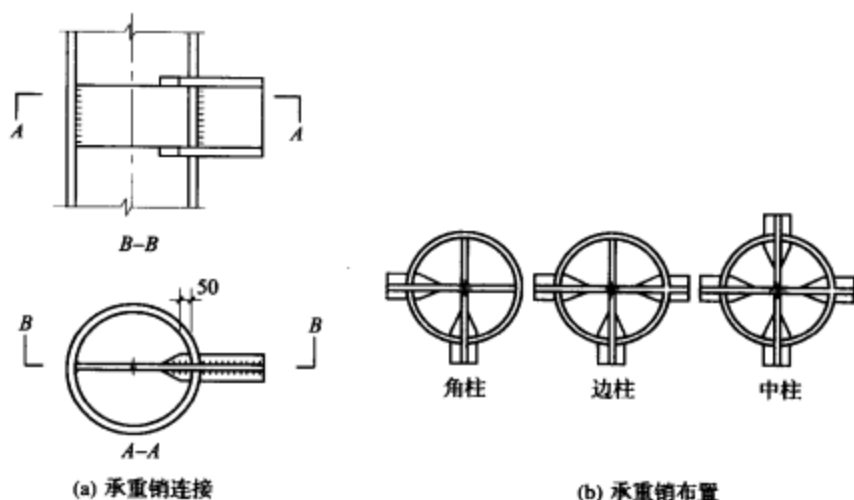


图 6-44 承重销构造

井式双梁的构造如图 6-45 所示。梁的钢筋从钢管侧面平行通过，井式梁与钢管之间浇筑混凝土。

穿筋单梁的构造如图 6-46 所示。在钢管开孔的区段采用内衬管段或外套管段与钢管壁紧贴焊接，衬（套）管的壁厚不小于钢管的壁厚，穿筋孔的环向净距不小于孔的长径，衬（套）管端面至孔边的净距不小于孔长径的 2.5 倍。

钢筋混凝土环梁的构造如图 6-47 所示。钢筋混凝土环梁环绕钢管，框架梁的纵筋锚固在环梁内，环梁内配置环筋和箍筋。

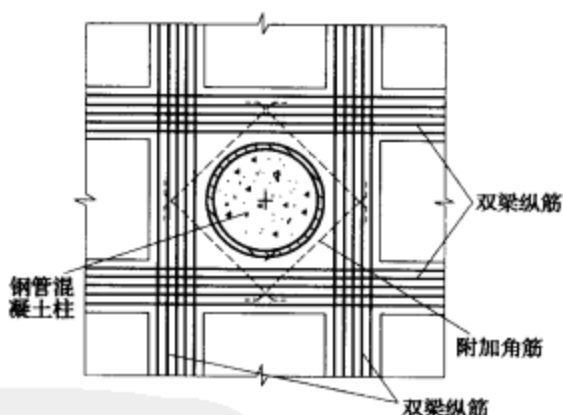


图 6-45 井式双梁构造

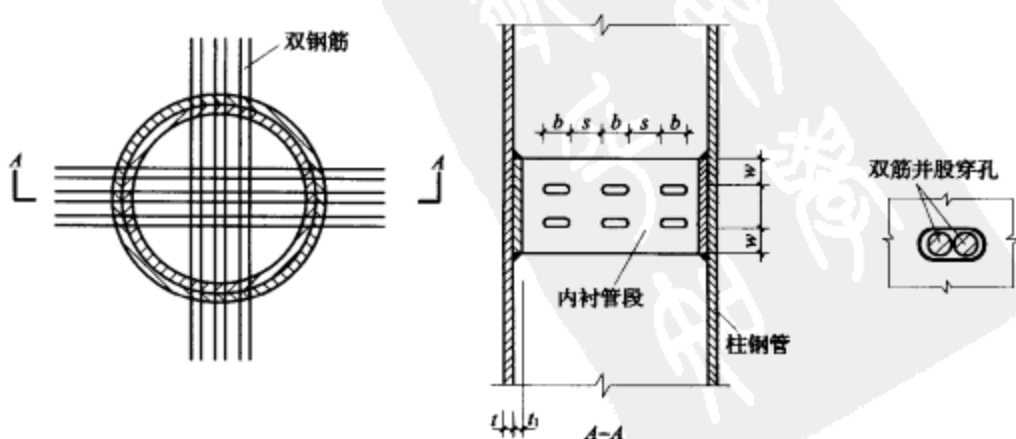


图 6-46 穿筋单梁构造

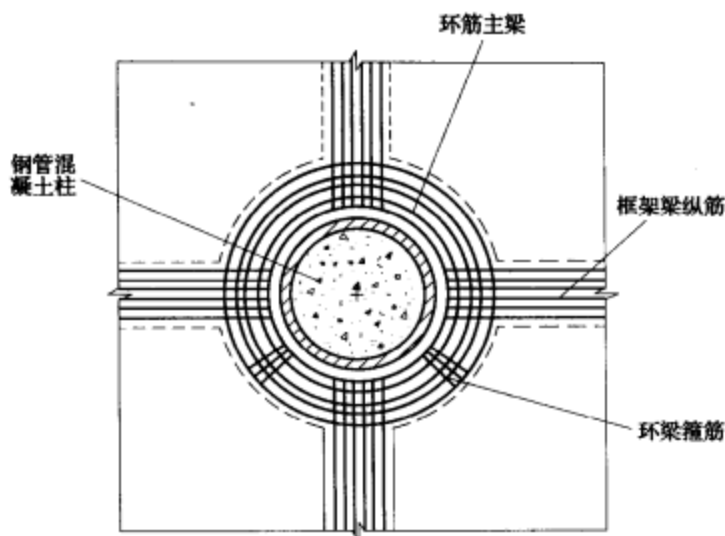


图 6-47 钢筋混凝土环梁构造

现浇钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外连接可以采用以下组合：当柱的直径较大时，采用双梁-抗剪环或环梁-抗剪环连接；当柱的直径较小时，采用双梁-环形牛腿或环梁-环形牛腿连接。采用环梁-抗剪环连接方式有许多优点：抗剪环无需穿心牛腿等构件，不影响钢管内混凝土浇筑；抗剪环可以在工厂加工，焊接质量容易保证；环梁钢筋笼无方向性，在地面绑扎，高空就位方便；现场除钢管接长外没有其他焊接工作量；造价相对较低。

环梁-抗剪环连接传递框架梁端剪力到钢管的主要途径有三个。途径一为通过环梁混凝土与抗剪环之间的局部承压作用力，将剪力由环梁传递到抗剪环上，并通过抗剪环与钢管间的焊缝将剪力传递到钢管上，由于抗剪环钢筋直径一般不大，由剪力引起的对钢管壁的局部弯矩很小；途径二为环梁混凝土与钢管之间的粘结作用；途径三为梁端弯矩引起环梁上（或下）端挤压钢管混凝土柱而提供的静摩擦力。一般情况下，途径三产生的静摩擦力很大，可以满足抗剪要求；途径二的作用力虽然也很大，但在地震作用下难以保证，一般不予考虑，作为安全储备；途径一的作用力可以保证，设计时以该力为主进行验算。

框架梁端弯矩作用于环梁上，使环梁产生扭矩。环梁受负弯矩作用时，环梁下端挤压钢管混凝土柱，其反作用力将产生对环梁的抵抗扭矩，大大降低了对环梁的抗扭要求。楼板在平面内对环梁上部有很大的约束作用，减小了扭转产生的环梁与柱之间的相对脱离，由变形与内力关系可知，环梁内扭矩也会进一步减小。环梁受正弯矩作用比受负弯矩作用稍为不利，因为缺少了楼板的约束作用。对环梁传递弯矩机理更为简明的解释是：框架梁的梁端弯矩分解为对环梁上部 and 下部的一对拉力和压力，拉力由环梁上部环筋与楼板共同承担，压力由环梁下部的混凝土承担并传递扩散至钢管混凝土柱上。

对钢筋混凝土环梁连接的受力机理和抗震性能，进行了大量的试验研究，包括 37 个节点模型和 1 个足尺节点的静力单调加载试验，14 个节点模型在低周反复荷载作用下的试验。结果表明，环梁连接能有效地传递钢筋混凝土框架梁端的剪力和弯矩至钢管混凝土柱，连接节点具有良好的延性和耗能能力，可以实现“强连接弱构件”的抗震设计概念。在节点试验的基础上，完成了 1 个 2 层、两个水平方向各 2 跨的空间框架的拟动力试验，结果表明，在

8度大震作用下,即使按“弱环梁-强框架梁”设计的环梁破坏,框架整体抵抗水平力的承载能力也基本没有下降。为了研究环梁与钢管界面的抗剪能力,进行了3个反复加载破坏后节点试件的钢管与环梁界面的抗剪试验,图6-48为其中一个试件的实测界面剪力-环梁与钢管间相对滑移的关系曲线。结果表明,即使环梁已经破坏、钢管与环梁之间有缝隙,由于抗剪环的作用,钢管与环梁的界面也有足够大的受剪能力,通过抗剪环传递剪力是可靠的;即使环梁与钢管之间已有相对滑移,环梁也不会从钢管上滑脱。

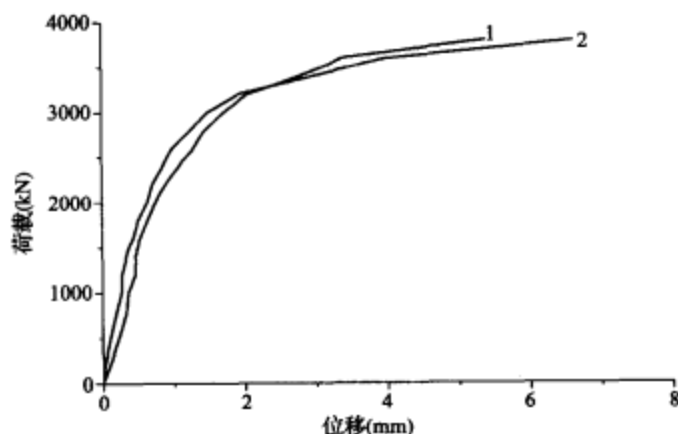


图 6-48 界面剪力-环梁与钢管间相对滑移关系曲线

钢筋混凝土环梁连接率先用于8度设防的昆明邦克大厦,36层,126.4m高,钢管直径800mm,内填C60混凝土,1999年竣工投入使用。据不完全统计,我国已建和在建的钢管混凝土高层建筑有40多幢,采用环梁连接的已超过30幢,最高的建筑是59层、250m高的广东省通讯枢纽综合楼。

钢梁与直径较小的钢管混凝土柱连接时,可采用外加强环板连接(见图6-49),外加强环板应是封闭的满环(见图6-50)。外加强环板的抗拉承载力应不小于梁翼缘板抗拉承载力的0.7倍,可根据这一要求确定外加强环板的最小宽度。钢梁与直径较大的钢管混凝土柱连接时,可采用内加强环板连接(见图6-51),内加强环板与钢管内壁之间必须采用全熔透焊缝。

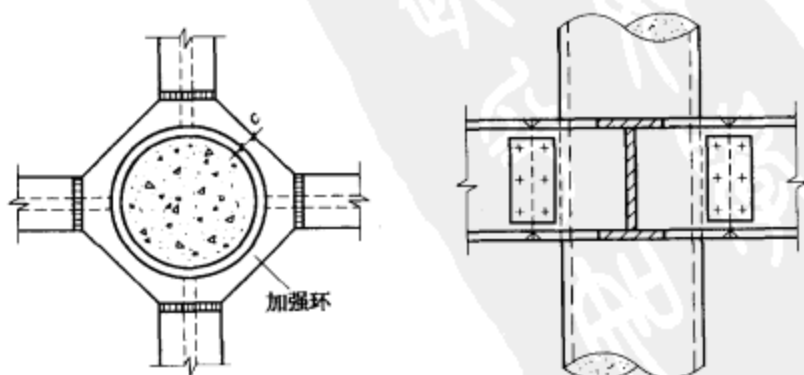


图 6-49 外加强环板连接构造

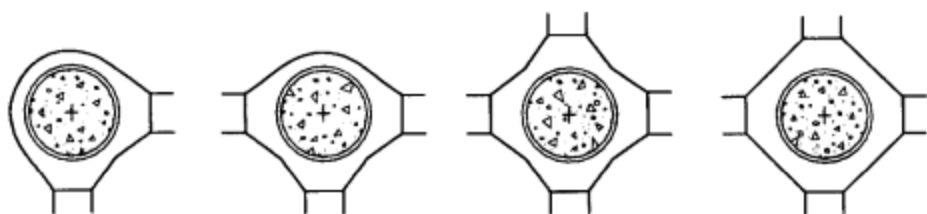


图 6-50 外加强环构造

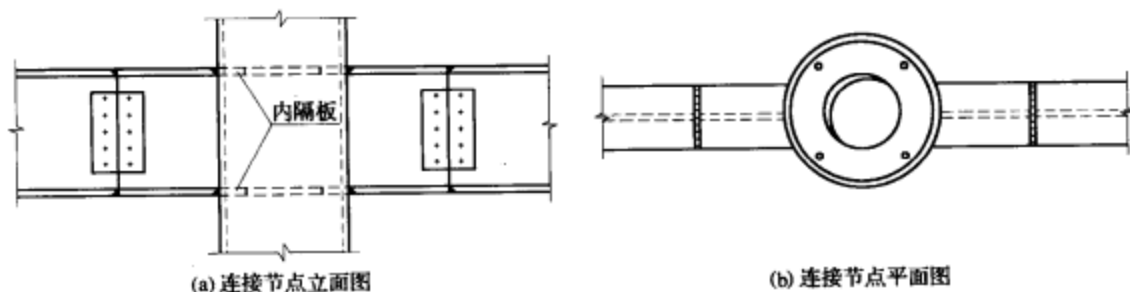


图 6-51 内加强环板连接构造

6.5.2 钢管混凝土组合柱和叠合柱

在钢筋混凝土柱截面的中部设置圆钢管，成为钢管混凝土组合柱（简称组合柱）。组合柱由钢管混凝土与钢筋混凝土组合而成，其截面如图 6-52 所示。与配置其他截面形式钢骨的钢筋混凝土柱相比，组合柱具有下述优势：①截面中部的钢管混凝土受到外围混凝土和钢管的双重约束，混凝土强度提高，钢管受到管内外的混凝土约束，不会发生屈曲或失稳，组合柱的轴心受压承载力为外围钢筋混凝土和核心钢管混凝土短柱轴心受压承载力之和；②钢管内可以填充高强、高弹模混凝土，使其承担的轴压力大于按截面面积比例分配的轴压力，降低钢管外混凝土承担的轴压力；③增强了柱端塑性铰区的转动能力，延缓小偏心破坏的过程，使小偏心受压破坏的柱具有一定的延性，提高大偏心受压破坏柱的延性；④核心钢管混凝土提高了柱的抗剪承载力，即使是短柱，也可以做到强剪弱弯；⑤钢管直径较小，容易穿过梁柱核心区，钢管制作、施工方便；⑥钢管外的混凝土起到抗火作用。南京新世纪大厦，地面以上 45 层，框架柱采用 C60 混凝土，为满足轴压比限值，钢筋混凝土柱的截面尺寸为 $2200\text{mm} \times 2200\text{mm}$ ，改用组合柱，截面尺寸为 $1400\text{mm} \times 1400\text{mm}$ 。

组合柱的钢管内混凝土和钢管外混凝土是同时浇筑的，采用了钢管混凝土与钢筋混凝土组合的概念，相同内力设计值的组合柱的截面尺寸比钢筋混凝土柱或钢筋混凝土柱的截面尺寸小得多，但组合柱还没有充分发挥钢管混凝土受压承载力高的优势，尤其是管内填充 C80 甚至 C100 混凝土、而管外采用 C50 或 C60 混凝土时，组合柱并没有充分发挥钢管高强混凝土的抗压作用。解决的方法是钢管混凝土与钢筋混凝土叠合，成为钢管混凝土叠合柱。叠合柱截面形式与组合柱相同，如图 6-52 所示。

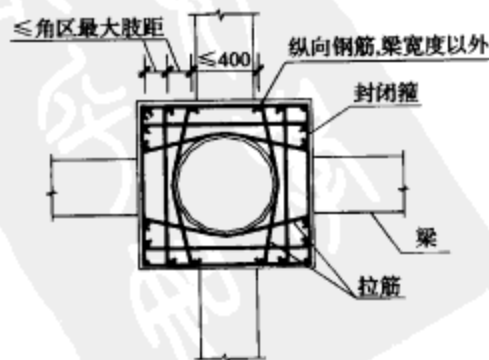


图 6-52 钢管混凝土组合柱和叠合柱截面

钢管混凝土叠合柱是通过施工程序得以实现的。叠合柱的施工大体分为三步：①安装钢管，浇筑钢管内高强混凝土，成为钢管高强混凝土柱；②以钢管混凝土柱为楼盖梁的支柱，浇筑楼盖结构，浇筑时在柱周围的楼板上预留后浇孔；③钢管混凝土柱承受施工期的部分竖向荷载，钢管混凝土柱达到一定高度、承受的轴压力达到该柱轴压力设计值的0.3~0.6时，叠合浇筑钢管外的混凝土，成为叠合柱。

除了具有组合柱的特点外，叠合柱的优势更加突出：①钢管内可以浇筑比组合柱的钢管内强度更高的高强混凝土，使钢管混凝土承担更多的轴压力，从而减小柱的截面尺寸。②浇筑钢管外混凝土前，钢管混凝土已经承受了一部分轴压力；叠合后，剩余部分的轴压力由钢管混凝土和钢筋混凝土分担。与相同条件的组合柱比，叠合柱钢筋混凝土部分承担的轴压力减小、轴压比降低；若保持叠合柱钢筋混凝土部分的轴压比与组合柱的轴压比相同，则叠合柱的截面尺寸减小。③通过调整叠合比，即浇筑钢管外混凝土前钢管混凝土柱已经承受的轴压力与叠合柱的轴压力设计值的比值，可以控制钢管外混凝土的轴压比，实现大偏心受压。

叠合柱的最大特点是可以充分发挥高强混凝土抗压强度高、弹性模量高的优势，充分利用钢管高强混凝土的受压承载力，降低钢筋混凝土部分承担的轴压力。由于钢管外混凝土的约束作用，计算钢管混凝土的受压承载力时，可以不计钢管混凝土柱的长细比及弯矩引起的偏心率的影响。

钢管混凝土叠合柱设计的关键之一是选择叠合比。要通过多次试算、仔细设计，使叠合柱的截面面积最小，使钢管混凝土和外围钢筋混凝土几乎同时达到其承载力。

采用钢管混凝土叠合柱的高层建筑结构是一种新型的结构。高层建筑中，由下而上框架柱的轴压力减小，因此，钢管混凝土叠合柱结构的底部一些层可以采用叠合柱，中部一些层可以采用组合柱，顶部一些层可以采用钢筋混凝土柱。叠合柱结构可以采用钢筋混凝土楼盖，也可以采用钢-混凝土组合楼盖，或者也可以在梁跨度大的部位采用钢-混凝土组合楼盖、其他部位采用钢筋混凝土楼盖。

钢筋混凝土梁与叠合柱（组合柱）可以采用钢管贯通型连接或钢板翅片转换型连接。上、下层钢管贯通梁-柱节点核心区为钢管贯通型连接（见图6-53），梁的纵筋需穿过钢管壁，单筋穿过时在钢管壁开圆孔，并筋穿过时在钢管壁开长圆形孔，叠合柱和组合柱钢管壁开孔的截面损失率分别不宜大于30%和50%，超过时在孔侧和孔间加焊竖向肋板或钢筋补

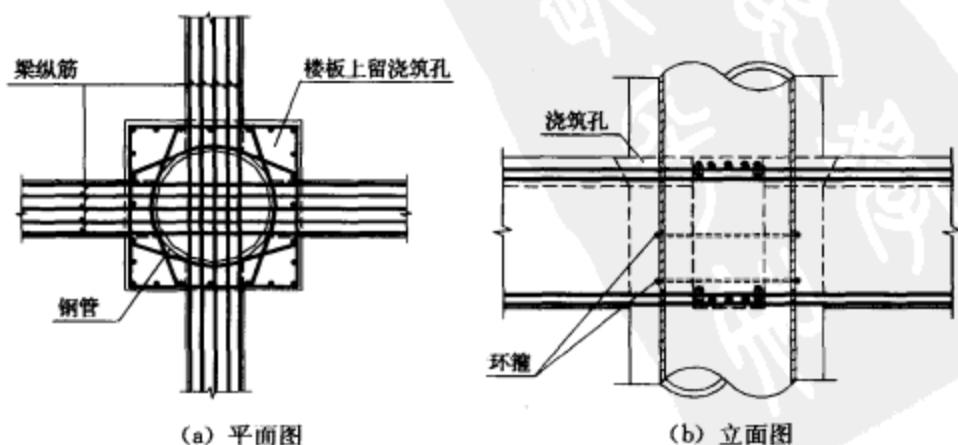


图 6-53 钢管贯通型连接节点

强。核芯区的钢管壁外表面焊接不少于两道闭合的钢筋环箍，以加强钢管与管外混凝土之间的粘结。上、下层钢管在节点核芯区不贯通时，采用小直径厚壁核心钢管（简称小钢管）及钢板翅片（简称翅片）的钢板翅片转换型连接（见图 6-54），翅片的数量为 4 块，叠合柱和组合柱的小钢管截面积加翅片截面积之和分别不宜小于被连接的钢管截面积的 60% 和 50%，翅片与小钢管之间沿全长采用双面角焊缝焊接，翅片和小钢管伸出梁顶面和梁底面不少于 300mm，翅片插入上、下层钢管的安装槽内，并与钢管采用双面角焊缝、沿钢管与翅片连接部位全长焊接。在核芯区的翅片外周设置封闭环箍。

从 1995 年开始，辽宁省建筑设计研究院开始研究叠合柱的设计方法并用于高层建筑。1995 年，叠合柱首先应用于沈阳日报社大厦的地下室逆作法施工。1996 年，辽宁省邮政枢纽采用叠合柱，成为第一幢上部结构采用叠合柱结构的高层建筑。至今，辽宁地区已有 19 幢高层建筑采用钢管混凝土叠合柱结构，其中 16 幢已经竣工、使用，包括：23 层辽宁省邮政枢纽、22 层沈阳和泰大厦、33 层沈阳电力双塔、28 层的贵和大厦、30 层沈阳富林广场和 28 层沈阳远吉大厦等。其中远吉大厦和贵和大厦在核心钢管内采用 C100 高强混凝土；富林广场在核心钢管内设计采用 C90 混凝土，实际按 C100 施工，检测表明，钢管内混凝土达到 C100 的强度。叠合柱结构工程已取得了良好的社会效益和经济效益。

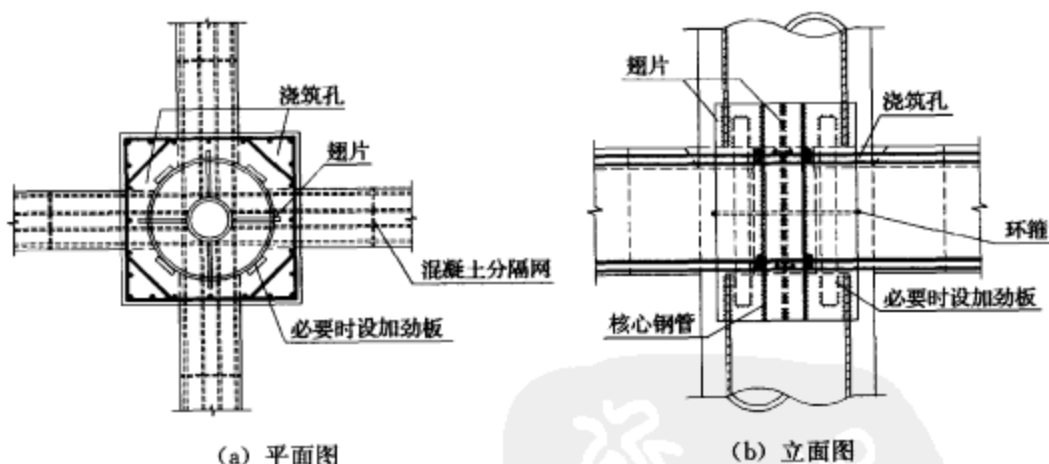


图 6-54 钢板翅片转换型连接节点

6.5.3 钢管混凝土柱

在钢筋混凝土构件内配置钢骨，就成为钢骨混凝土构件，包括钢骨混凝土梁、柱和剪力墙，工程中钢骨混凝土柱和墙的应用多一些。钢骨混凝土也称为型钢混凝土。钢骨可直接采用型钢，也可用钢板焊接而成。根据钢骨的配置形式，钢骨可分为实腹式和空腹式。空腹式钢骨混凝土构件的受力性能和计算方法与普通钢筋混凝土构件基本相同，目前工程中已很少采用；实腹式钢骨混凝土构件具有良好的抗震性能。

钢骨混凝土柱的截面形式见图 6-55。与钢柱和钢筋混凝土柱相比，钢骨混凝土柱的外包混凝土可以防止钢骨板件局部屈曲，并能提高钢构件的整体刚度，使钢材的强度得以充分发挥。其防火性能优于钢结构。由于配置了钢骨，承载力比钢筋混凝土柱大大提高，尤其是抗剪承载力有很大提高，改善了结构的抗震性能。此外，钢骨架本身具有一定的承载力，可

以承受施工阶段的荷载，并可将模板悬挂在钢骨架上，省去支撑，有利于加快施工速度，缩短施工周期。

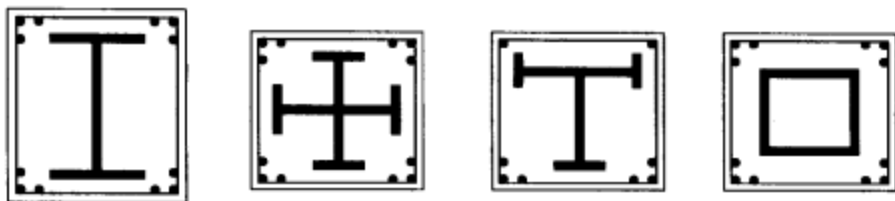


图 6-55 钢骨混凝土柱截面形式

钢骨与外包混凝土协调变形，是两者共同工作的条件。对于钢骨混凝土柱，当在外包混凝土中配置一定构造钢筋时，钢骨与外包混凝土能较好地共同工作，即使在破坏阶段外包混凝土也不会产生严重剥落，钢骨的塑性变形能力可以得到充分发挥，承载力不会显著下降。图 6-56 为钢骨混凝土柱配筋构造要求。

钢骨混凝土柱截面的轴向刚度、抗弯刚度和抗剪刚度可采用钢骨的刚度与钢筋混凝土的刚度之和。当需要考虑混凝土的开裂及徐变影响，或对结构受力较大的部位进行结构变形计算时，可适当降低混凝土部分的刚度，降低系数可取 0.7~0.9。但钢骨混凝土柱的刚度不得小于同样截面的钢筋混凝土柱的刚度。

钢骨混凝土柱在压力和弯矩作用下的正截面承载力计算可采用以下叠加方法计算：

$$\left. \begin{aligned} N &\leq N_{cy}^s + N_{cu}^r \\ M &\leq M_{cy}^s + M_{cu}^r \end{aligned} \right\} \quad (6-20)$$

式中 N, M ——钢骨混凝土柱承受的轴力和弯矩设计值；

N_{cy}^s, M_{cy}^s ——钢骨部分承担的轴力及相应的正截面承载力；

N_{cu}^r, M_{cu}^r ——钢筋混凝土部分承担的轴力及相应的正截面承载力。

根据一般叠加方法的塑性理论下限定理，对于任意轴力的分配，其正截面承载力的计算结果总小于其真实解，因此计算结果总是偏于安全的。

钢骨混凝土柱轴压力限值不仅对结构的抗震性能有很大影响，同时也是确定柱的截面尺寸、钢骨含量及配筋构造等的重要依据。国内外反复荷载作用下钢骨混凝土柱的试验研究表明，当轴压力 N 与柱的轴心受压承载力 N_0 之比 $N/N_0 > 0.4 \sim 0.5$ 时，其抗震性能显著降低。因此，为保证钢骨混凝土柱的抗震性能，必需限制柱的轴压力。《钢骨混凝土结构技术规程》YB 9082—2004（送审稿）采用轴压力系数限制轴压力，并规定了不同结构类型中钢骨混凝土柱的轴压力系数限值。轴压力系数用下式计算：

$$n = \frac{N}{A_c f_c + A_{ss} f_{ss}} \quad (6-21)$$

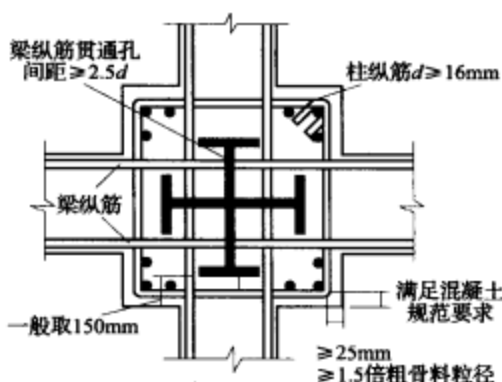


图 6-56 钢骨混凝土柱配筋构造要求

梁柱连接是保证结构承载力和刚度的重要部位。钢骨混凝土梁和钢骨混凝土柱的连接,应能保证梁中钢骨部分承担的弯矩传递给柱中钢骨,梁中钢筋混凝土部分承担的弯矩传递给柱中钢筋混凝土。梁、柱钢骨连接的要求与钢结构梁柱连接的要求相同,在梁翼缘位置柱的钢骨内设置加劲肋。核芯区部位钢骨和钢筋交错纵横,混凝土浇筑十分困难。采用的钢骨形式和连接方式要易于浇筑混凝土,保证核芯区混凝土密实。柱中钢骨和主筋的布置要为梁中主筋穿过留出通道。梁中主筋不应穿过柱钢骨翼缘,也不得与柱钢骨直接焊接。钢骨腹板部分设置钢筋贯穿孔时,截面缺损率不应超过腹板面积的20%。图6-57为梁柱钢骨连接图。

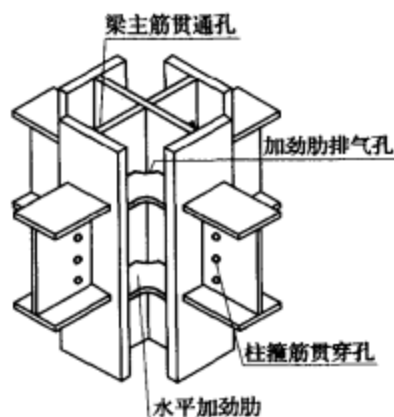


图 6-57 梁柱钢骨连接

钢筋混凝土梁与钢骨混凝土柱连接时,梁和柱的纵筋宜穿过核心区、保持连续。可以采用以下三种连接方式:

(1) 如图6-58(a)所示。柱钢骨的腹板开孔,梁的部分纵筋穿过柱腹板,梁的其他纵筋与柱钢骨上的连接套筒连接,在柱钢骨内套筒位置设置加劲肋。

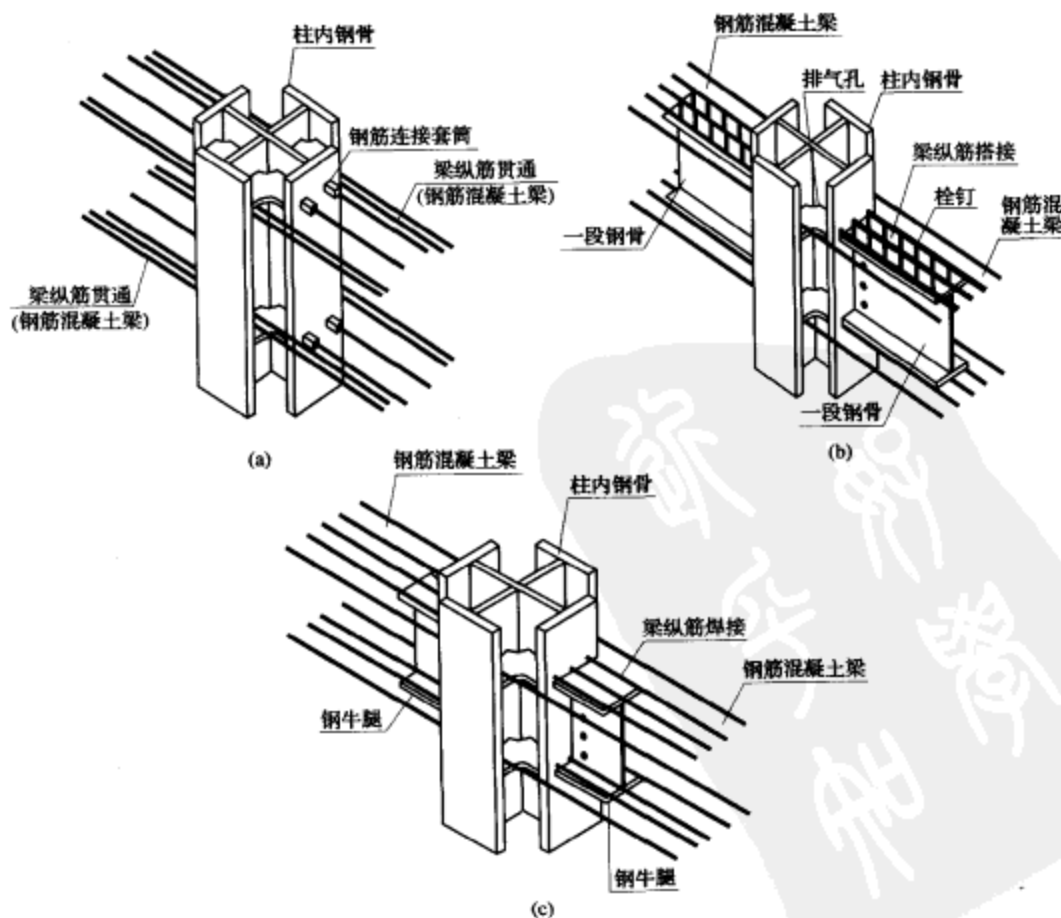


图 6-58 钢筋混凝土梁与钢骨混凝土柱连接构造

(2) 如图 6-58 (b) 所示。在与钢骨混凝土柱连接的梁端, 设置一段钢梁与梁主筋搭接。钢梁的受弯承载力不小于该梁钢筋混凝土截面的受弯承载力。钢梁的高度不小于 0.8 倍梁高, 长度不小于梁截面高度的 2 倍, 且满足梁内主筋搭接长度要求。在钢梁的上、下翼缘上设置栓钉, 栓钉间距不小于 100mm, 栓钉至钢骨板材边缘的距离不小于 50mm。梁内不少于 $1/3$ 主筋的面积穿过钢骨混凝土柱连续配置。从梁端至钢梁端部以外 2 倍梁高范围内, 按钢筋混凝土梁端箍筋加密区的要求配置箍筋。

(3) 如图 6-58 (c) 所示。梁内部分主筋穿过钢骨混凝土柱连续配置, 其他主筋在柱两侧截断, 与柱钢骨伸出的钢牛腿焊接, 钢牛腿的长度满足焊接强度要求。从梁端至钢牛腿端部以外 2 倍梁高范围内, 按钢筋混凝土梁端箍筋加密区的要求配置箍筋。

钢骨混凝土柱的钢骨板材受到混凝土的约束, 一般不会发生局部压曲。但考虑到在破坏阶段由于混凝土对钢骨板材的约束作用减弱, 以及由于箍筋等的配置形状不当而使混凝土保护层过早剥落, 导致约束效果降低, 所以为确保钢骨塑性变形能力的发挥, 有必要限制钢骨板材的宽厚比。

由于钢骨混凝土柱中既配置钢骨, 也配置钢筋, 所以两者往往在施工中需要交错布置, 这应给予特别的重视。在配筋设计时, 要考虑钢骨与钢筋的相互关系、施工顺序以及混凝土工程的正常进行。

钢骨混凝土构件在浇筑混凝土之前, 要进行由钢骨组成的钢骨架施工阶段验算, 验算在施工荷载与可能出现的风荷载作用下的承载力、稳定及位移。根据验算结果确定浇筑混凝土的楼层与钢骨架安装的最高楼层间隔要求。

6.6 延性剪力墙的设计概念

6.6.1 联肢墙设计

1995 年日本阪神地震中, 一幢 7 层钢筋混凝土框架结构的梁端破坏、柱端未破坏, 为强柱弱梁破坏形态, 但业主没有修复该框架结构, 而是拆除重建, 原因是修复的费用高于重建的费用。这一实例说明, 强柱弱梁破坏的框架结构, 即使在地震中不倒塌, 其修复也是很困难的。历次地震中, 钢筋混凝土框架结构破坏严重的原因, 主要是框架结构的刚度小、变形大。减少钢筋混凝土建筑结构地震破坏的有效途径之一是增大结构的刚度。钢筋混凝土剪力墙的抗侧、抗扭刚度大, 小震作用下的变形小, 承载能力大; 合理设计的剪力墙具有良好的延性和耗能能力, 大震作用下的破坏程度轻; 与框架一起抗侧力时, 可以降低框架的抗震要求。剪力墙是高层建筑钢筋混凝土结构以及钢-混凝土混合结构的主要抗侧力结构单元。

图 6-59 所示为剪力墙的类型: 不开洞的实体墙, 有一排或多排洞口的联肢墙, 框支剪力墙, 嵌在框架内的有边框剪力墙, 以及由剪力墙组成的筒。

剪力墙由墙肢和连梁两种构件组成, 墙肢和连梁可以视为框架的柱和梁, 实现延性剪力墙的设计概念在一些方面与实现延性框架的设计概念是相通的。但是, 从截面的形状, 到构件的受力性能, 墙肢与柱、连梁与框架梁有很大的差别, 剪力墙的受力性能比框架复杂, 其抗震设计在一些方面与框架有比较大的区别。

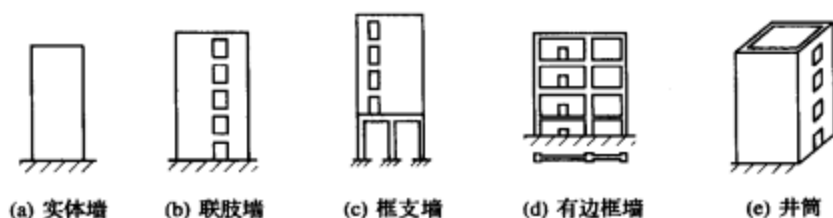


图 6-59 剪力墙的类型

(1) 强墙肢，弱连梁

弹性阶段，剪力墙的性能与整体系数 α 有关。整体系数为连梁刚度与墙肢刚度的比值。弹性分析表明：连梁刚度小、 $\alpha \leq 1$ 时，连梁对墙肢的约束弯矩很小，可以忽略连梁对墙肢的约束，把连梁看成铰接连杆，只传递水平力，墙肢各自承担水平力，剪力墙的刚度、承载力为各墙肢刚度、承载力之和；连梁刚度大、 $\alpha \geq 10$ 时，连梁对墙肢的约束大，在水平力作用下，剪力墙的截面应力分布接近直线，剪力墙接近整体墙，剪力墙的刚度、承载力大； $1 \leq \alpha \leq 10$ 时，为联肢剪力墙，工程中的剪力墙大部分为联肢墙；剪力墙洞口加宽，墙肢截面长度减小，而连梁与墙肢的刚度比增大， $\alpha \gg 10$ 时，剪力墙逐步变化为框架。

对于联肢墙，整体系数 α 值愈大，连梁对墙肢的约束愈大，墙的抗侧刚度也愈大。双肢墙只有一排连梁，是最简单的一种联肢墙，其剪力最大的连梁在墙高度的中部， α 值愈大，剪力最大的连梁的位置愈接近底截面； α 值增大，连梁剪力增大，墙肢轴力也增大，而墙肢弯矩减小。

整体系数 $\alpha \leq 1$ 的剪力墙，其延性和耗能能力取决于各墙肢的延性和耗能能力；整体系数 $\alpha \geq 10$ 的剪力墙，可以将其视为整体，其延性和耗能能力取决于墙整体的破坏形态、延性和耗能能力；影响 $1 \leq \alpha \leq 10$ 的联肢墙的延性和耗能能力的因素，要复杂得多，主要与联肢墙的整体破坏形态、连梁和墙肢的破坏形态、连梁和墙肢的延性和耗能能力等有关。

联肢墙可能的破坏形态为：①连梁的承载力大，连梁不屈服，联肢墙作为整体斜截面剪切破坏或正截面压弯破坏；②连梁的承载力小，连梁屈服，墙肢承载力大，墙肢不屈服；③连梁的承载力小，连梁屈服，墙肢也屈服。第一种破坏形态的联肢墙类似于整体系数 $\alpha \geq 10$ 的剪力墙，应避免整体斜截面剪切破坏、实现整体弯曲破坏，但剪力墙的塑性变形集中在其底部，必须通过抗震构造措施，使墙的底部具有大的延性和耗能能力，才能避免结构倒塌。第二种破坏形态可以保证结构不倒塌，但由于仅连梁屈服耗能，对连梁的延性和耗能能力的要求高，连梁应采取措施，避免剪切破坏、实现弯曲破坏，连梁是否有能力提供大震所要求的延性和耗能，与连梁的抗震构造措施有关。第三种破坏形态是联肢墙比较普遍的破坏形态，连梁可能剪切破坏或弯曲破坏，墙肢底部弯曲破坏，通过抗震构造措施使墙肢具有大的延性和耗能能力，即使连梁剪切破坏，也可以避免结构倒塌。

与框架的强柱弱梁类似，联肢墙的破坏形态以强墙肢弱连梁为好，即连梁先于墙肢屈服，使塑性变形和耗能分散于连梁中，但允许墙肢屈服，降低对连梁延性和耗能能力的要求。

实现强墙肢弱连梁的方法不同于实现强柱弱梁的方法，规范通过弹性计算时连梁的刚度折减，从而减小连梁的内力设计值、降低连梁的承载力。

(2) 强剪弱弯

在轴压力和水平力的作用下,墙肢可能出现的破坏形态为:底部受拉钢筋屈服的弯曲破坏,剪拉破坏,剪压破坏,剪切滑移破坏,平面外错断破坏,施工界面上的滑移破坏。除弯曲破坏为延性耗能破坏外,其他都是脆性破坏,应在设计中避免。剪拉破坏是混凝土沿主斜裂缝劈裂破坏,剪拉破坏的原因是抗剪分布钢筋不足,通过配置不小于一定数量的分布钢筋(不少于最小分布钢筋的配筋率),可以避免剪拉破坏;通过强剪弱弯设计可以避免剪压破坏。平面外错断的主要原因是墙肢端部的纵向钢筋少,端部配置一定量的纵筋可以避免平面外错断。可能出现滑移破坏的位置是施工缝截面,因此,可以通过剪力墙施工缝截面抗滑移验算、配置抗滑移钢筋防止滑移破坏。

在弯矩和剪力的作用下,连梁可能出现的破坏形态为:弯曲破坏,剪切滑移破坏和剪切破坏。连梁的延性和耗能能力来源于两端的弯曲屈服,应避免脆性剪切破坏。

工程设计中,采用剪力增大系数调整墙肢底部加强部位截面的剪力计算值和连梁梁端截面组合的剪力计算值,使墙肢和连梁实现强剪弱弯。

(3) 限制剪压比

墙肢、连梁截面的剪压比超过一定值时,将过早出现斜裂缝,当增加横向钢筋或箍筋不能提高其受剪承载力,抗剪钢筋不能充分发挥其抗剪作用,抗剪钢筋未屈服的情况下,墙肢或连梁混凝土发生斜压破坏。为了避免这种破坏,应限制墙肢和连梁截面的平均剪应力与混凝土轴心抗压强度的比值,即限制剪压比,也就是限制剪力设计值。

(4) 限制墙肢轴压比

随着建筑高度的增加,剪力墙墙肢的轴压力也增加。与钢筋混凝土柱相同,轴压比是影响墙肢延性的主要因素之一。图 6-60 为轴压比试验值为 0.2 和 0.4 的两片剪力墙的水平力-位移滞回曲线。都是大偏心受压的高轴压比墙与低轴压比墙的受力性能的主要区别有:

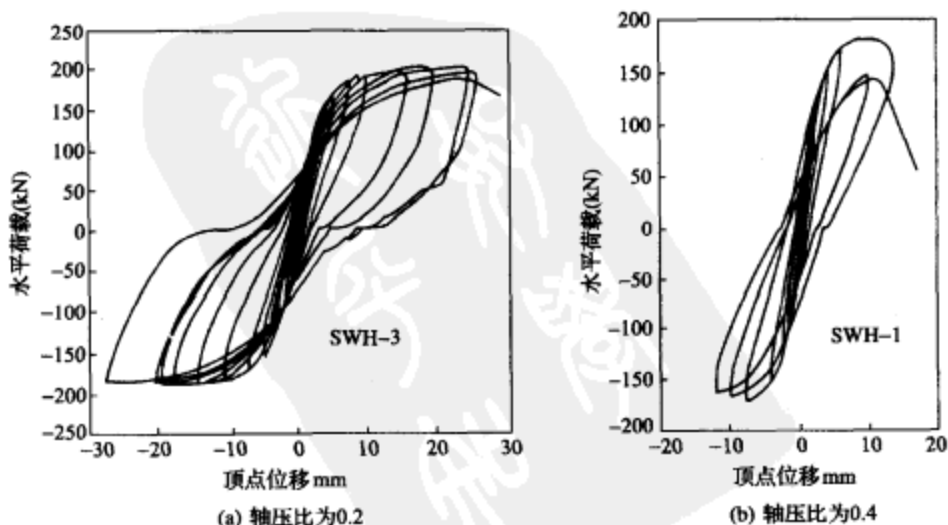


图 6-60 不同轴压比剪力墙的水平力-位移滞回曲线

1) 破坏形态不同。低轴压比墙出现受拉裂缝在前, 压区混凝土压碎在后, 有比较多的斜裂缝, 开展充分; 高轴压比墙先是压区混凝土压碎剥落, 破坏前才出现受拉裂缝, 但没有开展。

2) 端部纵筋屈服情况不同。低轴压比墙受拉端纵筋先屈服, 高轴压比墙受压端纵筋先屈服。

3) 塑性变形能力不同。低轴压比墙屈服后的力-位移骨架线的水平段长、稳定, 位移延性系数大; 高轴压比墙达到峰值承载力后, 承载力迅速下降, 骨架线没有水平段, 位移延性系数小。

4) 耗能能力不同。低轴压比墙有较好的耗能能力, 而高轴压比墙的耗能能力较差。

对于一定高宽比的剪力墙, 为了达到要求的位移延性系数, 应限制相对受压区高度; 为了工程应用方便, 在一定条件下, 限制相对受压区高度可以转换为限制轴压比。一般情况下, 墙肢底部是最有可能屈服、形成塑性铰的部位, 也是限制轴压比的部位。

6.6.2 延性墙肢设计

(1) 避免小剪跨比

与钢筋混凝土柱相同, 墙肢是弯曲破坏还是剪切破坏, 与其剪跨比密切相关。水平地震作用下, 剪跨比大于2的剪力墙以弯曲变形为主, 可以实现延性弯曲破坏; 剪跨比在2与1之间的剪力墙, 剪切变形比较大, 一般会出现斜裂缝, 通过强剪弱弯设计, 有可能实现有一定延性和耗能能力的弯曲、剪切破坏; 剪跨比小于1的剪力墙为矮墙, 为脆性的剪切破坏。工程设计中, 应避免出现矮墙。

对于 $\alpha \geq 10$ 、且剪跨比小于2的剪力墙, 或剪跨比小于2的墙肢, 可以通过设置大洞口, 将长墙分成剪跨比大于2的墙。当连梁刚度大、致使联肢墙成为整体墙, 其剪跨比小于2时, 也可以设置大洞口, 或减小部分连梁高度, 使之成为跨高比大、受弯承载力小、容易屈服的连梁, 将整体墙分成若干剪跨比大于2的墙段。

(2) 设置底部加强部位

按强墙肢、弱连梁设计的剪力墙在水平地震影响下, 连梁首先屈服, 然后, 墙肢底截面受拉钢筋屈服, 随着地震作用增大, 钢筋屈服的范围内移, 形成塑性铰。塑性铰的长度, 一般为0.3~0.8倍墙肢截面长。适当提高塑性铰范围及其以上相邻范围的承载力和加强抗震构造措施, 对于提高剪力墙的抗震能力、改善整个结构的抗震性能是非常有用的。墙肢底部塑性铰及其以上相邻的一定高度范围, 即为剪力墙的底部加强部位。我国有关规范、规程规定了剪力墙底部加强部位高度的取值。

为加强抗震等级为一级的剪力墙的抗震能力, 我国规范规定: 底部加强部位及以上一层, 采用墙肢底部截面组合的弯矩计算值。

(3) 墙肢斜截面受剪承载力

墙肢的斜截面剪切破坏大致可以归纳为三种破坏形态: 剪拉破坏、斜压破坏和剪压破坏。剪拉破坏属脆性破坏, 通过配置横向和竖向分布钢筋, 可以避免剪拉破坏。通过限制受剪截面的剪压比, 可以避免斜压破坏。剪压破坏是最常见的墙肢剪切破坏形态, 其破坏过程为: 墙肢在竖向力和水平力共同作用下, 首先出现水平裂缝或细的倾斜裂缝; 水平力增加, 出现一条主要斜裂缝, 并延伸扩展, 混凝土受压区减小; 最后斜裂缝尽端的受压区混凝土在剪应力和压应力共同作用下破坏, 横向钢筋屈服。

墙肢斜截面受剪承载力计算公式主要建立在剪压破坏的基础上。受剪承载力由两部分组成：横向钢筋的受剪承载力和混凝土的受剪承载力。

在轴压力和水平力共同作用下，剪跨比不大于 1.5 的墙肢以剪切变形为主，首先在腹部出现斜裂缝，形成腹剪斜裂缝，裂缝部分的混凝土随即退出工作。取混凝土出现腹剪斜裂缝时的剪力作为混凝土部分的受剪承载力偏于安全。剪跨比大于 1.5 的墙肢在轴压力和水平力共同作用下，在截面边缘出现的水平裂缝向弯矩增大方向倾斜，形成弯剪裂缝，可能导致斜截面剪切破坏。出现弯剪裂缝时混凝土所承担的剪力作为混凝土受剪承载力会偏于安全，与混凝土出现腹剪斜裂缝时的剪力相似，也只考虑剪力墙腹板部分混凝土的抗剪作用。

大偏心受拉时，墙肢截面还有部分受压区，混凝土仍可以抗剪。

作用在墙肢上的轴向压力加大了截面的受压区，提高了受剪承载力；而轴向拉力对抗剪不利，降低了受剪承载力。计算墙肢斜截面受剪承载力时，需计入轴力的有利或不利影响。

(4) 设置约束边缘构件

约束边缘构件是指配置一定数量箍筋的暗柱、端柱和翼墙。若墙肢的轴压比较小，截面受压边缘混凝土达到非约束混凝土的极限压应变时，墙肢截面的曲率延性系数可以满足抗震要求，墙肢两端可不设约束边缘构件；否则，需要设置约束边缘构件，增大墙肢边缘混凝土的极限压应变，增大截面的塑性变形能力。约束边缘构件的构造要求包括 4 个方面：沿墙肢截面的长度和沿墙肢的高度，箍筋数量（配箍特征值），水平分布筋在约束边缘构件内的锚固，纵筋面积。

为了研究在确定的轴压比作用下、墙肢达到设定的弹塑性位移角时，墙肢两端应设置的约束边缘构件的长度 l_c 及其配箍特征值 λ ，对两片截面长度不同的墙肢进行了计算分析。

墙肢为矩形截面，截面长 h_w 分别为 4m 和 6m，厚 300mm（见图 6-61），混凝土强度等级为 C40；两端约束边缘构件的纵向钢筋为对称配筋；分布钢筋采用 HPB235 级，配筋率为 0.25%；截面的轴压比取 5 种：0.2、0.3、0.4、0.5 和 0.6；楼层高度取 3 种：3m、3.6m 和 4.2m。

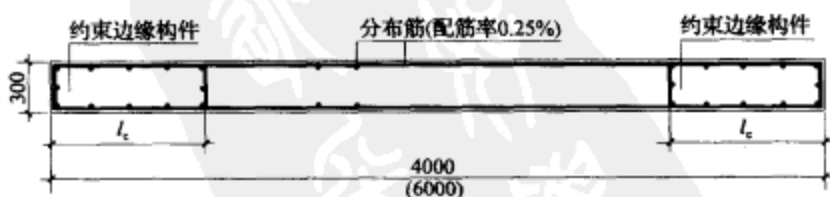


图 6-61 墙肢截面图

墙肢受轴压力和弯矩作用。计算的基本假定为：①在压弯作用下，墙肢截面应变为直线分布；②只计截面弯曲变形对层间位移的贡献，忽略墙肢的剪切变形和轴向变形；③非约束混凝土的极限压应变为 0.0033；④墙肢截面达到弹塑性极限变形的准则为：墙肢截面受压区约束混凝土外边缘（近似取截面外边缘）的混凝土达到极限压应变，极限压应变为混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段上压应力为 0.6 倍峰值应力时的应变；⑤在层高范围内，墙肢截面全部达到极限变形；⑥截面达极限变形时的受压区高度，取截面达最大承载力时受压

区高度的0.9倍。

墙肢截面达极限变形时的应变分布如图6-62所示。图中, h_{w0} 为截面有效长度; x_n 为受压区长度; ϵ_{cu} 为墙端约束边缘构件外边缘混凝土的极限压应变; ϵ_s 为受拉区外边缘受拉钢筋应变。由图6-62可知, 截面极限变形的弹塑性曲率 ϕ_u 为

$$\phi_u = \epsilon_{cu} / x_n \quad (6-22)$$

弹塑性极限层间位移 Δu 及极限层间位移角 θ_u 为

$$\Delta u = \frac{1}{2} \phi_u h^2 \quad (6-23a)$$

$$\theta_u = \frac{2}{3} \phi_u h \quad (6-23b)$$

其中, h 为层高。由式(6-23a)和(6-23b), 可得

$$\epsilon_{cu} = \frac{2x_n}{h} \theta_u \quad (6-23c)$$

需要配置箍筋的约束边缘构件的长度 l_c 为

$$l_c = \frac{\epsilon_{cu} - 0.0033}{\epsilon_{cu}} x_n \quad (6-24)$$

计算结果表明, 为达到相同的弹塑性层间位移角, 墙肢受压区混凝土外缘的极限压应变 ϵ_{cu} 及墙肢两端的 l_c/h_w 与 h_w 、 n 以及 h 的关系为: 墙肢截面 h_w 长, 则 ϵ_{cu} 大, l_c/h_w 也大; 轴压比 n 大, 则 ϵ_{cu} 大, l_c/h_w 也大; 层高 h 小, 则 ϵ_{cu} 大, l_c/h_w 也大。

若以 $1/150$ 为墙肢的极限弹塑性层间位移角, 则 $4m$ 长、层高为 $3.6m$ 的墙肢, n 不大于 0.5 时, l_c/h_w 不超过 0.16 ; n 为 0.6 时, l_c/h_w 为 0.23 , n 不大于 0.6 时, λ 为 0.2 ; $6m$ 长、层高为 $3.6m$ 的墙肢, n 不大于 0.5 时, l_c/h_w 不超过 0.23 , n 为 0.6 时, l_c/h_w 为 0.30 , n 不大于 0.6 时, λ 为 0.25 。

墙肢约束边缘构件的长度和配箍特征值随轴压比的增大而增大。若约束范围较长, 配箍量较大, 可以将约束范围分为两段, 采用两种配箍量, 靠中和轴的一段的配箍量可减少。若轴压比超过一定值, 则约束长度和配箍量太大, 即使再增大配箍量, 也不能达到需要的位移延性系数。

美国 UBC-97 采用了基于位移的设计方法确定约束边缘构件的长度和配箍特征值的具体步骤。剪力墙墙肢基于位移的设计为: 以墙肢顶点最大弹塑性位移为目标位移, 根据弹性和非弹性变形沿墙高度的近似分布, 建立顶点位移和墙底截面曲率的关系; 由墙底截面的曲率和受压区高度, 得到混凝土最外边缘的压应变; 根据约束混凝土的应力-应变关系, 确定需要配置箍筋的边缘构件的长度和配箍量。步骤如下:

1) 计算顶点最大弹塑性位移 Δ_M

最大弹塑性位移 Δ_M 为设计地面运动作用下墙肢的顶点位移。设计地面运动是指 50 年内超越概率为 10% 的地震地面运动, 美国 3、4 区的地面运动的峰值加速度分别为 $0.3g$ 和 $0.4g$ 。 Δ_M 可以用弹性计算得到, 也可以用非线性时程分析得到。弹性方法用下式计算:

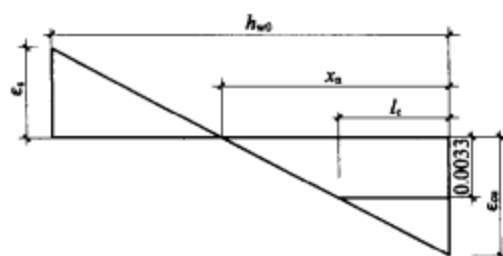


图 6-62 剪力墙截面应变分布图

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s \quad (6-25)$$

其中, Δ_s 为设计位移, 即在设计地震力作用下的弹性顶点位移, 采用底部剪力法或反应谱振型分解法计算。计算中, 考虑 $P-\Delta$ 效应; 考虑混凝土开裂, 截面的弯曲刚度和剪切刚度不超过其弹性刚度的 $1/2$; 若不考虑截面开裂, 则弹塑性顶点位移可以取 $2\Delta_M$;

R 为考虑抗侧力结构承载力超强和结构整体延性的一个系数, 例如, 剪力墙结构为 5.5, 高延性框架-剪力墙结构为 8.5, 中等延性框架-剪力墙结构为 6.5。

2) 计算墙肢的屈服顶点位移 Δ_y

墙肢底截面受拉纵筋屈服时的顶点位移 Δ_y 为其屈服位移, 可以用下式计算:

$$\Delta_y = (M'_n/M_E)\Delta_E \quad (6-26)$$

其中, M'_n 为恒载、活载和地震作用效应 (荷载分项系数分别为 1.2、0.5 和 1.0) 组合的轴力作用下墙肢底截面的正截面承载力; Δ_E 为设计地震作用下不考虑截面开裂墙肢弹性顶点位移; M_E 为顶点位移为 Δ_E 时墙底截面的弯矩。

3) 计算墙肢顶点位移为 Δ_M 时墙底截面的曲率 ϕ_t

墙肢在水平力作用下的弹塑性顶点位移为屈服位移和屈服后的非弹性位移之和, 即

$$\Delta_M = \Delta_y + \Delta_i \quad (6-27)$$

墙肢顶点位移为 Δ_M 时, 墙底截面的曲率为 ϕ_t , ϕ_t 为屈服曲率 ϕ_y 和非弹性曲率 ϕ_i 之和, 即

$$\phi_t = \phi_y + \phi_i \quad (6-28)$$

美国 UBC-97 用下式计算墙肢的屈服曲率 ϕ_y :

$$\phi_y = 0.003/l_w \quad (6-29)$$

Δ_i 与墙底截面曲率 ϕ_i 的近似关系为

$$\Delta_i = \phi_i l_p (h_w - l_p/2) \quad (6-30)$$

因此, ϕ_t 为

$$\phi_t = \phi_y + \Delta_i/[l_p(h_w - l_p/2)] \quad (6-31)$$

式中 h_w ——墙肢的高度;

l_p ——塑性铰沿墙肢高度的长度。

l_p 的取值对墙底截面的曲率 ϕ_t 影响很大。 l_p 愈大, 则 ϕ_t 愈小, 墙肢可能不安全。因此, l_p 的长度取小一些偏于安全。美国 UBC-97 取 l_p 为墙肢截面长度 l_w 的 $1/2$, 即 $l_p = 0.5l_w$ 。

4) 计算墙肢底截面的曲率为 ϕ_t 时截面受压区高度 c'_u

可以通过计算截面的弯矩-曲率关系得到, 也可以近似取截面达到正截面承载力 M'_n 时的受压区高度。计算中, 轴力取组合的设计值, 计入包括端部纵筋和分布纵筋在内的所有纵筋, 并假设受拉区纵筋全部受拉屈服, 受压区纵筋全部受压屈服。

5) 计算底部截面混凝土最大压应变 ϵ_{\max}

$$\epsilon_{\max} = \phi_t c'_u \quad (6-32)$$

美国 UBC-97 规定, ϵ_{\max} 不大于 0.015。

6) 确定约束边缘构件的长度和配箍

采用应变平截面分布的假定, 中和轴处应变为零, 受压区边缘的压应变为 ϵ_{\max} 。若 ϵ_{\max} 不超过 0.003, 则不需要约束边缘构件; 截面压应变超过 0.003 的部分, 需要设置约束边缘构件。

约束边缘构件的配箍特征值, 根据 ϵ_{max} 的数值, 约束混凝土的应力-应变关系确定。

美国 UBC—97 还给出了根据墙肢轴压比确定是否需要设置约束边缘构件及约束边缘构件长度的方法。

(5) 分布钢筋的最小配筋率

墙肢应配置竖向和横向分布钢筋, 分布钢筋的作用是多方面的: 抗剪、抗弯、减少收缩裂缝等。竖向分布钢筋过少, 墙肢端的纵向受力钢筋屈服时, 裂缝宽度大; 横向分布钢筋过少时, 斜裂缝一旦出现, 就会发展成一条主要斜缝, 使墙肢沿斜裂缝劈裂成两半; 竖向分布钢筋也起到限制斜裂缝开展的作用。墙肢的竖向和横向分布钢筋的最小配筋要求相同。

(6) 墙肢端部设置钢骨

为提高剪力墙的抗震性能, 可以在墙肢的端部设置钢骨, 成为无边框钢骨混凝土剪力墙 [图 6-63 (a)], 常用于单片剪力墙或核心筒。无边框钢骨混凝土剪力墙中一般应使钢骨强轴与墙轴线平行, 以增强墙板的平面外刚度。当剪力墙设置于钢骨混凝土柱之间或钢骨混凝土梁柱框架之间并形成整体时, 则成为有边框剪力墙 [图 6-63 (b)], 可用于框架-剪力墙结构。



图 6-63 钢骨混凝土剪力墙的形式

无边框钢骨混凝土剪力墙腹板的水平钢筋应在钢骨外绕过或与钢骨焊接。有边框钢骨混凝土剪力墙的边框柱和边框梁的钢骨与钢筋构造要求, 与钢骨混凝土梁柱基本相同。剪力墙腹板内的水平钢筋应伸入边柱, 有足够的锚固长度。当采用钢骨混凝土梁影响墙板混凝土的浇筑时, 也可采用钢筋混凝土边框梁。

钢骨混凝土剪力墙腹板部分的竖向及水平分布筋的构造要求与钢筋混凝土剪力墙相同。此外, 由于剪力墙端部钢骨往往承受较大拉力, 钢骨应在基础内有可靠的锚固。

试验表明, 压弯破坏的无边框钢骨混凝土剪力墙在达到最大荷载时, 端部钢骨均达到屈服。钢骨屈服后, 由于墙板下部混凝土压碎, 以及钢骨周围混凝土剥落, 会产生剪切滑移破坏或腹板剪压破坏。而钢筋混凝土剪力墙端部暗柱钢筋屈服后, 除产生剪切滑移破坏, 还可能产生平面外错断破坏, 承载力很快降低, 延性未得到充分发挥。设置钢骨暗柱, 且钢骨强轴与墙面平行, 可以提高剪力墙平面外的刚度, 改善剪力墙的平面外性能, 防止平面外错断破坏, 提高剪力墙的延性。有边框钢骨混凝土剪力墙在压弯作用下的受弯性能, 与无边框钢骨混凝土剪力墙基本相同。

剪切破坏的无边框钢骨混凝土剪力墙在反复水平荷载作用下, 首先在剪力墙底部附近出现第一批弯剪斜裂缝; 随着荷载增大, 第一批斜裂缝不断扩展和延伸, 同时在其上方出现第二批斜裂缝; 之后, 斜裂缝发展迅速, 形成一条贯通的主斜裂缝。主斜裂缝出现后不久, 荷载很快达到最大值。最大荷载后, 裂缝发展主要集中在主斜裂缝上, 主斜裂缝附近的混凝土破碎而逐渐崩落, 承载力下降, 墙体产生剪切破坏。在加载后期, 暗柱钢骨受腹板混凝土压碎挤压向外凸出, 并沿钢骨出现竖向裂缝, 钢骨外混凝土保护层剥落。剪切破坏的钢骨混凝土

土剪力墙的水平荷载-位移滞回曲线呈捏拢形状,但比钢筋混凝土剪力墙有所改善。

单层单跨有边框钢骨混凝土剪力墙(钢骨混凝土边框梁柱+钢筋混凝土腹板)在水平荷载作用下,先在边框柱出现弯曲裂缝,后在腹板出现剪切斜裂缝。随着荷载增大,斜裂缝不断开展,并形成许多大体平行的斜裂缝,最后腹板中部的斜裂缝连通而剪切破坏。与有边框钢筋混凝土剪力墙的不同之处是,腹板部分产生剪切破坏后,由于边框钢骨混凝土柱具有较大抗弯能力,水平承载力降低缓慢。此外,由于边框梁柱的约束作用,钢筋混凝土腹板部分的受剪承载力也有所提高。

钢骨混凝土剪力墙在压弯作用下的正截面承载力计算,可将暗柱或边框柱中钢骨面积作为集中配置的钢筋,按钢筋混凝土剪力墙正截面承载力的计算方法进行。

无边框钢骨混凝土剪力墙的斜截面受剪承载力可按下式计算:

$$V_{wu} = V_{wu}^c + V_{wu}^{ss} \quad (6-33)$$

式中 V_{wu}^c ——剪力墙钢筋混凝土腹板部分的受剪承载力,按规范公式计算;

V_{wu}^{ss} ——无边框剪力墙钢骨部分销栓作用的受剪承载力。

有地震作用组合时 V_{wu}^{ss} 按下式计算:

$$V_{wu}^{ss} = 0.12 f_{ss} \sum A_{ss} \quad (6-34)$$

其中, A_{ss} 为无边框钢骨混凝土剪力墙端部钢骨的面积。 V_{wu}^{ss} 的取值不大于 $0.25V_{wu}^c$ 。

对于有边框钢骨混凝土剪力墙的抗剪承载力,当采用钢筋混凝土墙板时,可取墙板部分与边框柱受剪承载力的叠加:

$$V_{wu} = V_{wu}^c + \frac{1}{2} \sum V_{cu} \quad (6-35)$$

钢筋混凝土墙板部分的受剪承载力 V_{wu}^c ,仍按规范公式计算; V_{cu} 为一根钢骨混凝土边框柱的受剪承载力。

6.6.3 延性连梁设计

连梁的特点是跨高比小,住宅、旅馆剪力墙结构的连梁的跨高比往往小于2.5,甚至不大于1.0,在地震作用下,连梁比较容易出现剪切斜裂缝,见图6-64。

(1) 降低连梁的刚度或弯矩设计值

抗震设计的连梁,其刚度并不是越大越好,刚度大,则弯矩、剪力设计值大,难以实现强剪弱弯;同样,其受弯承载力也不是越大越好。

一般剪力墙中,可采用弯矩调幅的方法降低连梁的弯矩设计值,使连梁先于墙肢屈服和实现弯曲屈服。调幅的方法有两种:①在小震作用下的内力和位移计算时,通过折减连梁刚度,使连梁的弯矩、剪力值减小。折减系数不能过小,以保证连梁有足够的承受竖向荷载的能力。②按连梁弹性刚度计算内力和位移,将弯矩和剪力组合值乘以折减系数。用这种方法时应适当增加其他连梁的弯矩设计值,以补偿静力平衡。

根据“强墙肢弱连梁”的抗震设计要求,连梁屈服先于墙肢,连梁应具有大的延性和耗能能力。但普通混凝土连梁尤其是跨高比小的连梁,不能满足延性连梁的要求。研究人员提出了多种改进的连梁,例如,两端配置钢筋销栓连梁,钢连梁,钢骨混凝土连梁,矩形钢管



图 6-64 小跨高比连梁的变形和裂缝

混凝土连梁等, 本节介绍三种延性耗能连梁。

(2) 开缝混凝土连梁

开缝连梁的示意图如图 6-65 所示。对于跨高比较小的连梁, 在连梁腹板上沿跨度方向预留一条或两条缝或槽, 将连梁沿梁高方向分成几根跨高比较大的梁, 在大震作用下, 发生延性较好的弯曲破坏。

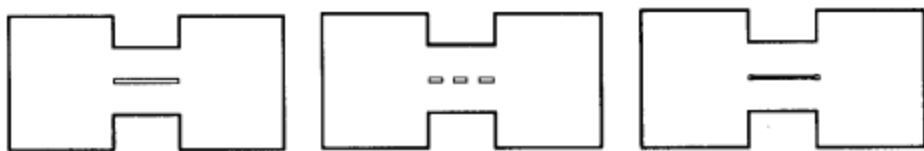


图 6-65 几种开缝混凝土连梁

(3) 交叉配筋和菱形配筋连梁

交叉配筋和菱形配筋连梁的配筋示意图如图 6-66 所示。其原理是利用交叉斜筋来抵抗地震作用下不断改变方向的剪力, 斜筋方向和主拉应力方向接近, 斜筋抵抗由弯剪作用所引起的主拉应力, 有效地限制了裂缝的开展。

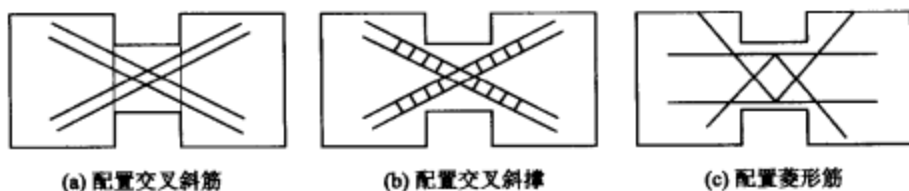


图 6-66 交叉配筋连梁的几种形式

交叉配筋连梁有明显的优越性: 交叉钢筋的竖向分量可以提供两个方向的剪力, 有效防止剪切滑移破坏; 交叉钢筋可以承担混凝土开裂、退出工作后的拉力, 有效防止斜裂缝继续开展, 避免剪切破坏。

为防止交叉斜筋压屈, 可以采用 4 根钢筋用矩形箍或螺旋箍绑成斜柱, 两个方向的斜柱成为交叉斜撑; 箍筋还可以起到约束斜筋周围混凝土的作用。为了保证交叉斜撑(斜筋)发挥作用, 钢筋在梁端必须有足够的锚固长度。试验结果表明, 配置交叉斜撑的连梁的破坏为斜筋周围混凝土剥落后, 斜筋缺少侧向约束, 导致受压屈曲而破坏。交叉配筋连梁的延性和耗能能力明显优于普通水平配筋连梁, 具有良好的抗震性能。

交叉斜撑需要配置箍筋, 制作费工, 钢筋密集, 厚度小的连梁难以施工。

菱形配筋也可以提高抗剪承载力, 防止发生剪切滑移破坏, 菱形配筋在提供竖向剪力的同时, 还可以增大对约束区域混凝土的约束作用, 提高混凝土的强度。不足之处在于配筋密集, 施工复杂。

(4) 钢板混凝土连梁

钢板混凝土连梁是在混凝土连梁中配置钢板的连梁, 由钢板抵抗剪力, 钢筋混凝土与钢板共同抵抗弯矩。钢板提高了连梁的抗剪承载力, 防止连梁发生脆性剪切破坏; 更重要的是, 钢板作为一个连续体在连梁中有效地防止了斜裂缝的产生和发展, 在梁墙交界处有效地

防止了反复荷载作用下的弯曲滑移破坏。钢板有良好的塑性变形能力,可以减少箍筋用量,给施工带来便利。

钢板是平面元件,钢板混凝土连梁的构造比交叉配筋连梁、钢连梁、钢骨混凝土连梁或外包钢混凝土连梁简单,施工方便。钢板混凝土连梁的外包混凝土解决了钢板的防火问题,混凝土为钢板提供了侧向约束,有效防止了钢板的平面外失稳。通过调整钢板的宽度和厚度,可以满足不同的设计要求,具有很大的灵活性和适应性。

6.7 延性钢结构的设计概念

6.7.1 钢结构的地震震害

钢材具有匀质、拉压等强、延性好、易加工、强度重量比大、连接的整体性好等特点。与钢筋混凝土结构相比,房屋建筑钢结构的延性和耗能能力大,地震震害少。国外钢结构的地震震害主要有三种形式:结构倒塌,构件破坏和连接破坏。

高层钢结构倒塌的震害很少,其中典型的是1985年墨西哥地震中墨西哥城Pino Suarez综合楼的D楼倒塌。该综合楼由5栋坐落在一个大底盘上的高层钢结构组成,3栋为21层,2栋为14层,都是框架-支撑框架结构。D楼为21层,由于支撑布置不对称产生大的扭转,以及柱的承载力不足等原因,使D楼倒塌;另外两栋21层的B楼和C楼严重破坏。

构件破坏的形式有支撑杆件屈曲,连接板破坏,梁柱翼缘板件局部失稳破坏,柱的板件水平开裂甚至脆性断裂等。

连接破坏主要是支撑的连接破坏和梁与柱的连接破坏。在钢结构的地震震害中,影响最大的是1994年美国北岭地震和1995年日本阪神地震中钢框架梁柱连接破坏。美国房屋建筑的钢框架梁柱通常采用宽翼缘H形截面,梁翼缘用全熔透坡口焊缝、梁腹板用螺栓通过剪切板与柱连接,这种连接方式也为许多国家的钢框架所采用。20世纪60年代后期和70年代,美国对栓焊混合连接进行了大量试验研究,一直认为栓焊连接构造简单、施工方便、具有良好的塑性变形能力和抗震性能,是一种可靠的连接方式。但绝大部分试验采用的是单调加载,采用往复加载的试验很少,而且为小比例试件。北岭地震中没有钢结构房屋倒塌,但在随后检查的1000幢左右的低层和高层钢结构中,有100多幢建筑的梁柱连接脆性断裂。脆性裂缝一般始于梁下翼缘的焊缝,而且一般是由焊缝根部萌生的脆性破坏裂纹引起的。裂纹扩展的途径是由焊根进入母材热影响区而沿着一条与应力和材料韧性相关的路线发展,横穿柱翼缘扩展至柱腹板,有的甚至还穿透柱全宽,导致多种多样的断裂模式。一旦梁翼缘破坏,由螺栓或者焊缝连接的连接板往往被拉开,沿连接线由下向上扩展。图6-67归纳了北岭地震中钢框架梁-柱连接破坏的形式。北岭地震后,对梁柱连接脆性破坏的原因进行了试验研究和计算分析,最后归纳为下述几方面的原因:柱对梁翼缘有较强的约束作用,限制了由剪切变形引起的梁翼缘的翘曲,使梁翼缘根部处于三向应力状态,在焊缝的厚度、宽度和长度方向上存在不同程度的正应力,三向应力严重降低了此处焊材和钢材的韧性和变形能力;衬板与柱翼缘之间有一道人工缝,成为梁下翼缘焊缝开裂的起始点;焊缝有缺陷。北岭地震虽然没有造成钢结构房屋倒塌,但带来了巨额的经济损失,更重要的是使人们对过去长期沿用的钢梁柱连接在强烈地震中的安全产生了质疑。

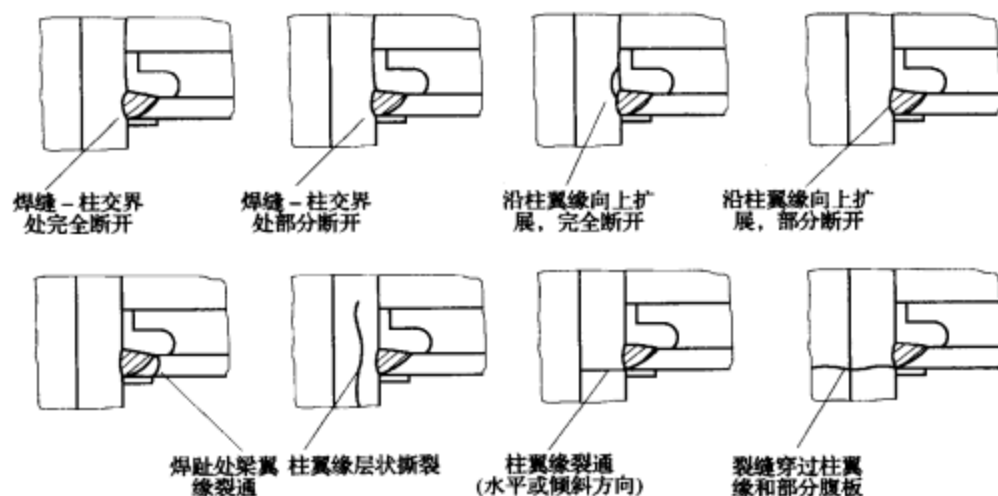


图 6-67 北岭地震中钢框架梁-柱连接破坏形式

北岭地震中钢梁柱连接脆性破坏说明：延性钢材制作的结构构件，地震作用下不一定是延性破坏，也会发生脆性断裂。梁柱连接的性能，是高层建筑钢结构抗震的关键。

日本的钢框架广泛采用梁贯通型连接，箱形柱的横隔板伸出柱面，与梁翼缘焊接。1995年阪神地震后，检查了 988 幢钢结构建筑，其中 332 幢建筑严重破坏，90 幢倒塌，113 幢建筑的梁柱连接破坏。倒塌的钢结构都是 2~5 层的老建筑，采用冷轧成型的薄壁构件，结构抗震设计标准比现在的标准低得多。阪神地震中钢框架节点的破坏主要表现在扇形切角工艺孔部位，如图 6-68 所示。梁形成塑性铰，翼缘局部屈曲，也有裂缝向柱翼缘发展的情况。

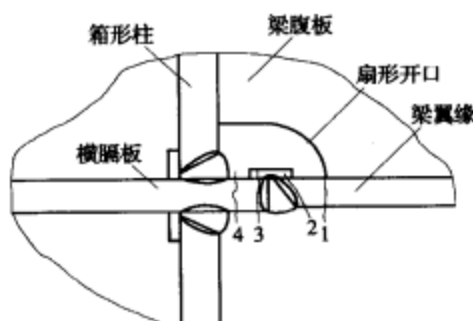


图 6-68 阪神地震中钢框架梁-柱连接破坏形式

1—翼缘断裂；2、3—热影响区断裂；
4—横隔板断裂

6.7.2 延性钢框架设计

钢框架广泛用于抗震房屋建筑结构，主要有两个原因：一是钢框架的延性好，适合于地震区；二是框架结构的使用空间灵活。与同样大小梁柱截面的支撑框架比，钢框架的抗侧刚度小得多，因此，钢框架结构适用于高度不大的房屋建筑。

钢框架由梁、柱、节点域组成，梁柱之间采用刚性连接。梁、柱、节点域之间的相对承载力不同，框架就会有不同的塑性耗能机制。钢框架的屈服耗能机制，是以梁和节点域板件屈服耗能为主，允许部分柱屈服，是混合塑性铰机制。不同于钢筋混凝土框架避免核心区屈服的耗能机制。

钢框架的抗震设计同样要符合强柱弱梁的设计概念，即梁端屈服形成梁铰机制。为实现强柱弱梁，节点上、下柱端在轴压力作用下的正截面承载力对应的弯矩之和，应大于节点两侧梁端截面全塑性受弯承载力之和。即使这样设计，也不能完全避免柱端屈服，形成塑性

铰。原因是：应变硬化会使梁的实际承载力大于计算值；地震时，节点上、下柱端的反弯点位置变化引起柱端弯矩变化，有可能使上端或下端的柱截面屈服。

在竖向力和水平力作用下，节点域受到弯矩、剪力和轴向压力作用。是否允许节点域屈服，人们的认识有一个过程。虽然，从 20 世纪 70 年代开始就有学者研究节点域的非弹性性能，但直到 20 世纪 80 年代后期，以美国为代表的国外钢结构抗震设计标准都不允许节点域屈服。试验研究表明，设计合理的节点域，由于应变硬化和其他因素，板件剪切屈服具有延性大、耗能稳定、承载力不退化等特点。梁和节点域都屈服的框架，其延性和耗能能力大，对梁的塑性变形能力的要求相对较低。如果只允许梁屈服，同样大的塑性层间位移角，梁必须具有大的塑性转动能力。梁端塑性变形过大，就会出现局部非弹性屈曲和水平扭转屈曲，梁的承载力退化。

节点域的板件过薄、受剪承载力过小，对框架的抗震性能不利。原因是：弹性阶段节点域剪切变形大，导致层间位移过大，降低了框架的刚度；可能会引起节点域板件剪切屈服后的剪切屈曲即局部失稳破坏；节点域过早屈服会降低框架的弹性极限承载力；梁柱可能不屈服，仅由节点域塑性变形不能满足大震时框架的塑性变形要求，节点域会严重破坏。节点域的板件太厚，导致用钢量大，且有可能不屈服，不能发挥其塑性变形和耗能的能力。因此，节点域的抗震验算包括三个方面：常遇地震作用下的抗剪承载力验算，罕遇地震作用下耗能要求的屈服承载力验算和防止局部屈曲的板件厚度验算。

结构弹性分析时，取梁柱轴线建立计算模型，不单独将节点域作为一个单元考虑其剪切变形。与将节点域作为一个单元相比，计算产生的误差可以忽略，满足工程的要求。

6.7.3 延性钢支撑框架设计

框架的抗侧刚度小，限制了框架结构的应用高度。高层建筑钢结构应设置钢支撑框架。钢支撑框架包括中心支撑框架和偏心支撑框架两大类，支撑斜杆可以有多种布置方式（见图 6-69）。

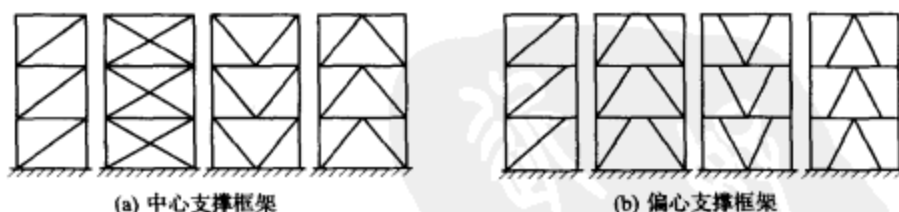


图 6-69 支撑框架形式

(1) 中心支撑框架

中心支撑框架的弹性刚度大，抵抗小震有效。在大震作用下，支撑斜杆反复受拉压，一旦杆件受压屈曲，杆件产生压屈塑性变形，则重新受拉时变形不能完全恢复，杆件不能完全拉直，再次受压时承载力降低，即出现退化现象，长细比越大，退化现象越严重。斜杆屈曲后，支撑框架的刚度降低，滞回耗能能力降低。

如果人字形支撑或 V 形支撑的一根杆受压屈曲，另一根受拉斜杆的内力将大于受压屈曲斜杆的内力，这两个力的合力将使横梁产生竖向变形，人字形支撑使梁下塌，V 字形支撑使梁上鼓。如果人字形或 V 形支撑的尖端处横梁铰接，就不能抵抗这种竖向变形，因此，横梁必须是连续的。在相反方向的水平地震剪力作用下，受压屈曲的斜杆不能恢复到原始位

置,受拉杆变成受压杆并受压屈曲。人字形和V形支撑框架的屈曲后承载力迅速降低。在人字形支撑或V形支撑斜杆的尖端附近,会出现非弹性转动。

支撑斜杆的滞回耗能取决于其受压性能,应采取措施防止斜杆平面外屈曲。措施之一是限制支撑斜杆的长细比,措施之二是提高斜杆的轴向承载力,推迟其受压屈曲,验算地震作用下中心支撑斜杆的受压承载力时,要考虑罕遇地震下受压承载力退化的影响。

支撑斜杆在轴向压力作用下,翼缘和腹板有可能在斜杆丧失整体稳定或承载力破坏前先出现局部屈曲,导致斜杆丧失承载能力。为了保证在斜杆发生整体屈曲前,其板件不发生局部屈曲,应限制板件的宽厚比。

(2) 偏心支撑框架

偏心支撑框架是上世纪70年代末开始发展起来的,在抗震的钢结构房屋建筑中得到较多的应用。偏心支撑框架的支撑斜杆至少有一端偏离梁柱轴线的交点而直接与梁连接,在支撑斜杆的杆端与柱面之间形成一段称为消能梁段的短梁,或一端与梁柱轴线的交点连接、另一端偏离反方向支撑斜杆与梁轴线的交点而直接与梁连接,在两根支撑的杆端之间形成消能梁段。

偏心支撑框架的抗震原理是:弹性阶段刚度大,承载力高;在大震作用下,支撑不屈曲,消能梁段的腹板剪切屈服、耗散能量。消能梁段腹板剪切屈服具有塑性变形耗能稳定、屈服后承载力继续提高、延性大的特点。由于支撑偏离了梁柱轴线的交点或支撑与梁轴线的交点,所以偏心支撑框架的弹性刚度低于中心支撑框架。

为了实现偏心支撑框架的抗震原理,偏心支撑框架按强柱、强梁、强支撑、弱消能梁段的概念进行设计。具体的方法就是提高支撑、柱以及与消能梁段同一跨的框架梁的承载力,取消能梁段剪切屈服时各构件对应的内力并乘以增大系数作为这些构件的内力设计值。

消能梁段的耗能能力与梁段的长度和构造有关。短消能梁段的塑性变形为腹板剪切屈服产生的剪切变形,长消能梁段的塑性变形为翼缘拉压屈服产生的弯曲变形。试验结果表明,腹板剪切屈曲的滞回耗能能力优于翼缘弯曲屈服的耗能能力。偏心支撑钢框架应尽可能采用短梁段。但要注意,梁段越短,塑性变形越大,有可能导致较早的塑性破坏。弯曲屈服型长消能梁段可以用于梁的跨中,不能用于与柱连接的梁端。其主要原因是,传统的翼缘焊接、腹板栓接的梁柱连接方式,用于长梁段与柱连接时,性能较差,长梁段的非弹性变形尚未充分发挥,梁柱连接就可能出现脆性裂缝。

为了防止消能梁段以及与消能梁段同一跨内梁的板件局部屈曲,充分发挥消能梁段的滞回耗能能力,其板件宽厚比的限值应严一些。

6.7.4 梁柱连接设计

房屋建筑钢结构构件连接主要包括:梁柱连接,支撑与梁柱连接,梁、柱、支撑拼接和柱脚。构件连接方式有焊接、高强度螺栓连接和栓焊混合连接。焊接的传力充分,不会滑移,但焊缝往往有缺陷,焊接热影响区会有残余应力。高强螺栓连接施工方便。支撑与框架的连接及支撑拼接,一般采用螺栓连接。但梁柱全部采用高强螺栓连接的接头尺寸大,钢材消耗多,价格较高,大震时螺栓连接可能会滑移。高层建筑钢框架梁柱普遍采用栓焊混合连接,即翼缘用焊接、腹板用螺栓连接。栓焊混合连接施工比较方便。

美国北岭地震和日本阪神地震中钢框架梁柱节点的破坏位置相同,都是在梁柱连接部位,但破坏的原因不同,因此,解决的方法也不同。日本的方法是提高钢材的韧性和降低焊

接工艺孔附近的应力集中,提出了取消焊接工艺孔的连接方法。美国的方法是提高焊接质量和使塑性铰移出梁端,采用的连接方式包括加强型连接和削弱型连接两大类。

加强型连接包括梁端翼缘加盖板、边板、腋梁、竖向肋等,如图 6-70 所示,其中以加腋、加盖板的效果最为理想。加强型连接通过提高梁端的承载力,将塑性铰由梁端连接部位外移,避免梁柱连接破坏。采用加强型连接时,应十分注意不要出现弱柱强梁。

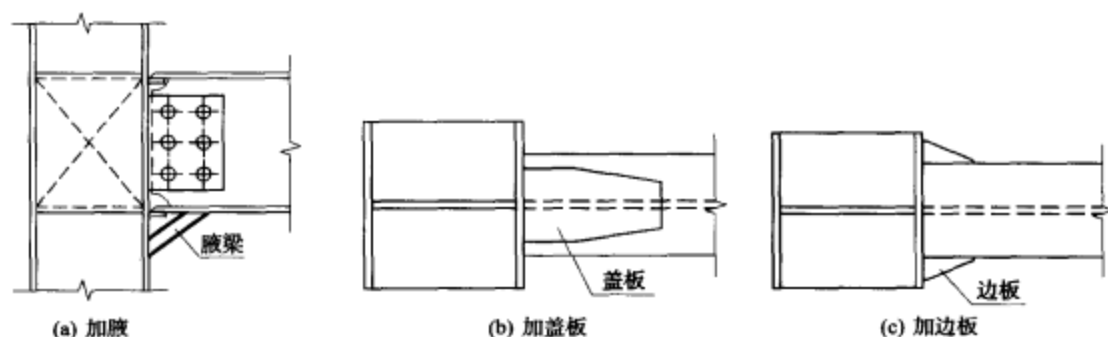


图 6-70 加强型连接

削弱型连接包括:在离开柱面一定距离切去部分翼缘或梁翼缘钻孔,如图 6-71 所示。切去部分翼缘的形式可以是弧形或直线形,以弧形的“狗骨头”节点最为有效。削弱型连接通过减小适合于塑性铰出现部位的梁的受弯承载力,将塑性铰从梁柱连接处外移。削弱梁翼缘影响其承载力和刚度;采用削弱型连接时,梁下翼缘应设置隅撑,避免屈曲。

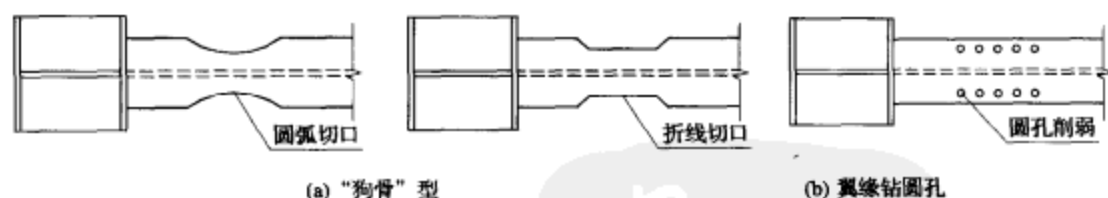


图 6-71 削弱型连接

梁端腹板的焊接孔使梁的翼缘与腹板连接部位应力集中。通过改进焊接孔构造形式,可以缓解局部应力集中,使节点破坏模式转变为梁翼缘的局部屈曲,塑性铰外移,降低焊缝发生脆性破坏的可能。其中以长焊接孔比较有效。

北岭地震后,美国钢结构协会 AISC 的“钢结构建筑抗震规程”(Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)规定:对于抗震的钢结构,梁的塑性转角不得小于 0.03rad 。试验结果表明,盖板加强型连接节点和“狗骨头”节点的梁的塑性转角大于 0.03rad ,满足抗震要求。

6.7.5 消能减震

现行结构设计规范的抗震设防目标之一是“大震不倒”,其主要目的是保护生命安全。随着经济的发展和财富的增加,地震造成的经济损失越来越大。1971 年美国加州发生圣费难多地震,6.6 级,经济损失为 5.5 亿美元;1994 年美国加州北岭地震,6.7 级,经济

损失 400 亿美元；1995 年日本阪神地震，7.8 级，经济损失 1000 亿美元。减少、甚至避免地震经济损失，已经成为许多人的共识；地震后房屋建筑能立即使用，也已经成为许多业主要求。达到这一目标的途径有三条。途径之一是采用基于性能的抗震设计方法，设定高于规范的性能目标，例如，中震或大震作用下结构构件保持弹性。途径之二是采用基础隔震。基础隔震可以大幅度减轻甚至避免上部结构在大震中破坏。虽然目前已有少量高层建筑采用基础隔震，但基础隔震主要用于刚度较大的低层建筑。途径之三是采用消能减震。消能减震是通过设置消能构件（元件，装置），消耗地震输入结构的能量，使结构构件不损坏，或减轻破损程度。与钢筋混凝土结构和混合结构相比，高层建筑钢结构的弹性变形大，更适合于设置消能构件。

钢结构常用的消能元件分为两大类：速度相关型消能元件，包括油缸阻尼器，粘滞阻尼墙和粘弹性阻尼器等；位移相关型消能元件，包括 X 型钢板，铅阻尼器，摩擦消能支撑，带缝钢板墙，防屈曲支撑等。下面仅介绍两种消能构件的消能减震概念：粘滞阻尼墙和防屈曲支撑。

（1）粘滞阻尼墙

粘滞阻尼墙具有良好的减振（震）性能。粘滞阻尼墙由一块固定在上层楼面的内钢板、两块固定在下层楼面的外钢板和内外钢板之间的粘滞材料组成（见图 6-72）。风或地震作用下，内外钢板产生相对速度，钢板之间的粘滞材料产生阻尼，使结构的阻尼比可以增大到 20% 以上，达到消能减振（震）的目的。粘滞阻尼墙发明于 1986 年。1994 年，第一幢安装粘滞阻尼墙的高层建筑——静冈媒体城在日本静冈建成，14 层，78m 高，钢结构，安装了 170 片粘滞阻尼墙。施工时进行了实测，阻尼比达到 22.3%。1995 年阪神地震后，日本已有 20 多幢高层建筑安装了粘滞阻尼墙，其中最高的建筑达 43 层。

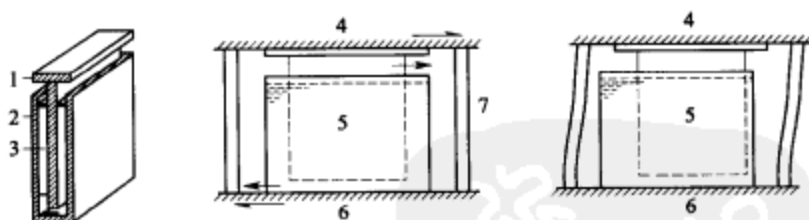


图 6-72 粘滞阻尼墙的构造及减震原理

1—内钢板；2—外钢板；3—粘滞材料；4—上层楼盖；
5—粘滞阻尼墙；6—下层楼盖；7—柱

（2）防屈曲支撑

支撑可以有效地提高钢框架的刚度和承载力，但往复荷载作用下中心支撑受压屈曲使支撑框架的刚度和承载力降低、耗能能力变差。1993 年日本学者将钢板人字形支撑夹在两块预制混凝土板中间，称为内藏钢板支撑，进行了一系列试验，预制混凝土板有效地防止了支撑屈曲。防屈曲支撑的概念就来自内藏钢板支撑。防屈曲支撑可以避免支撑杆件受压屈曲，支撑杆件受拉、受压都达到屈服，荷载-位移滞回曲线饱满，延性和耗能能力大。

防屈曲支撑主要由两个基本部件组成：截面中部的核心单元和外围约束单元，二者之间用无粘结涂层隔离（见图 6-73）。核心单元有一字形板、十字形板、工字形板、矩形等多种形式，通常采用延性好的低屈服强度钢或中等屈服强度钢，也可采用高强度低合金钢。外围

约束单元由圆形或矩形钢管及内填的砂浆或细石混凝土组成，也有不用砂浆或混凝土的。两者组合可构成多种不同的截面形式（见图 6-74）。

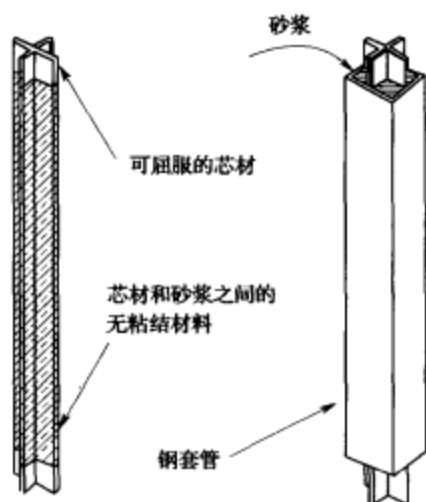


图 6-73 防屈曲支撑的主要组成部件

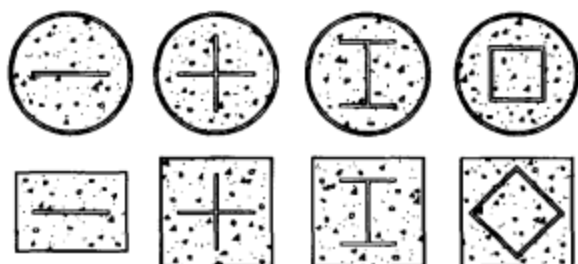


图 6-74 防屈曲支撑的截面形式

核心单元由五段组成：中间段为约束屈服段，地震中屈服耗能，这一段的长度最长；约束屈服段的两端为约束非屈服段，也包在钢管和砂浆（混凝土）内，地震作用下不屈服；两端为无约束非屈服段，与框架连接。

防屈曲支撑的耗能机理为：轴向拉力和压力由核心单元承受；外围约束单元提供侧向约束，避免核心单元受压屈曲，确保核心单元受压也能屈服耗能；为减小或消除核心单元受拉或受压时传给约束单元的轴向力，在核心单元和外围单元间设置隔离层。隔离层采用无粘结、可膨胀材料，如：橡胶、聚乙烯、硅胶、乳胶等。

防屈曲支撑的设计包括：确定核心单元的截面形状和尺寸，应根据地震作用下支撑内力的大小决定，既要保证支撑有一定的承载力，也要避免支撑太强而不屈服；确定外围约束单元的刚度，外围约束单元在保证核心单元不发生局部屈曲的同时，也要使防屈曲支撑不发生整体失稳。核心单元钢材的屈服强度值要稳定，这对支撑能力设计的可靠性非常重要；外围约束单元的砂浆（或混凝土）应有足够的强度，否则不能有效限制屈服段发生屈曲。

防屈曲支撑拉压都可以屈服，比中心支撑有更稳定的耗能能力。图 6-75 为两种支撑的力-变形关系曲线的对比。与框架和中心支撑框架相比，防屈曲支撑框架的主要优点有：①比框架的刚度大；②防屈曲支撑用螺栓与框架连接，施工方便；③防屈曲支撑起到可更换的保险丝的作用，能保护其他构件免遭破坏，又可方便地更换地震中损坏的支撑；④支撑的刚度、承载力容易调整，设计灵活。

自 1976 年日本学者首次对防屈曲支撑的受力性能进行试验研究以来，日本、美国和中国台湾的学者对防屈曲支撑的抗震性能、设计方法和施工等进行了大量的研究，防屈曲支撑已经成为产品，是目前美国、日本采用的主要消能减震（振）装置之一，日本已有近 300 幢建筑、美国有近 30 幢建筑采用防屈曲支撑。

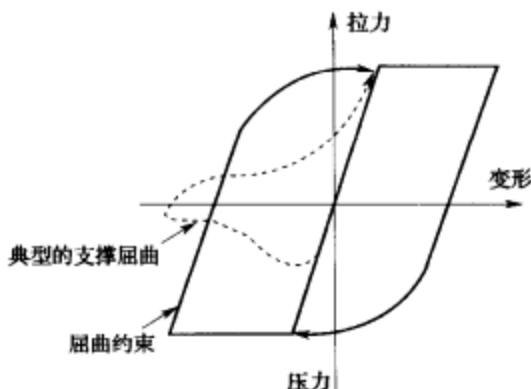


图 6-75 中心支撑和防屈曲支撑的力-变形关系曲线



参考文献

- [1] David J. Dowrick. Earthquake Resistant Design. John Wiley & Sons, 1988
- [2] 方鄂华, 钱稼茹, 叶列平编著. 高层建筑结构设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [3] 林同炎, S. D. 斯多斯伯利著. 结构概念和体系. 高立人, 方鄂华, 钱稼茹译. 第二版. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999
- [4] R. Park, T. Paulay. Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, 1975
- [5] 方鄂华编著. 高层建筑钢筋混凝土结构概念设计. 北京: 机械工业出版社, 2004
- [6] International Council of Building Officials (ICBO). Uniform Building Code. Whittier, CA, 1997
- [7] International Code Council (ICC). International Building Code. 2000, 2003
- [8] M. Nakashima, M. Kato, T. Okazaki. Collaboration Between Practice and Research for Development of Steel Construction in Japan. Steel Structures, No. 4, 2004 (4), pp. 249~262
- [9] 陈肇元, 徐有邻, 钱稼茹. (整理) 土建结构工程的安全性和耐久性. 建筑技术, 2002 (4), 248~253 页
- [10] 沈聚敏, 周锡元, 高小旺等编著. 抗震工程学. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [11] 徐培福主编. 复杂高层建筑结构设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005
- [12] 叶列平编著. 混凝土结构 (上册). 北京: 清华大学出版社, 2000
- [13] T. Paulay, M. J. N. Priestley 著. 钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计. 戴瑞同等译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999
- [14] 钱稼茹. 不规则高层建筑的抗震设计概念及工程实例. 建筑结构, 1997 (1), 35~37 页
- [15] 蔡绍怀著. 现代钢管混凝土结构. 北京: 人民交通出版社, 2003
- [16] 方小丹, 李少云, 陈爱军. 新型钢管混凝土柱节点的试验研究. 建筑结构学报, 第 20 卷第 5 期, 1999 (10), 2~15 页
- [17] 钱稼茹, 周栋梁, 方小丹. 钢管混凝土柱-RC 环梁节点及其应用. 建筑结构, 第 33 卷第 9 期, 2003 年, 60~62 页
- [18] 林拥军, 程之, 徐明等. 配有圆钢器的钢管混凝土柱轴压比限值的试验研究. 土木工程学报, 第 34 卷第 6 期, 2001 (12), 23~28 页
- [19] 林立岩, 张春良. 沈阳富林广场的钢管混凝土组合柱结构. 建筑钢结构进展, 第 2 卷第 4 期,

2000 年, 48~53 页

[20] 钱稼茹, 吕文, 方鄂华. 基于位移延性的剪力墙抗震设计. 建筑结构学报, 第 20 卷第 3 期, 1999 (6), 42~49 页

[21] 钱稼茹, 李耕勤. 钢筋混凝土抗震墙墙肢约束边缘构件基于弹塑性层间位移角的设计. 建筑结构, 第 32 卷第 8 期, 2002 (8), 3~6 页

[22] M. Bruneau, C. M. Uang, A. Whittaker. Ductile Design of Steel Structures. John Wiley & Sons, 2002

[23] 李国强编著. 多高层建筑钢结构设计. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004

[24] 吴美良, 钱稼茹. 粘滞阻尼墙的研究与工程应用. 工业建筑, 第 35 卷第 5 期, 2003 (5), 61~65 页

[25] 汪家铭, 中岛正爱. 屈曲约束支撑体系的应用与研究进展 (I). 陆烨译. 建筑钢结构进展, 第 7 卷第 1 期, 2005 (1), 1~12 页

[26] 郭彦林. 新型结构体系及应用. 钢结构与建筑业, 第 4 卷第 4 期, 2004 (12), 4~16 页

[27] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 (GB 50011—2001). 北京: 中国建筑工业出版社, 2001

[28] 中华人民共和国行业标准. 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ 3—2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2002

[29] 中华人民共和国行业标准. 钢管混凝土结构技术规程 (YB 9082—2004) (送审稿)

[30] 中国工程建设标准化协会标准. 钢管混凝土叠合柱结构技术规程 CECS 188 : 2005. 北京: 中国计划出版社, 2005



第7章 高层建筑基础设计的内在潜力

7.1 概述——高层建筑基础的合理选型

高层建筑基础的合理选型与设计是整体结构设计中的一个极其重要和非常关键的部分。它不但涉及整幢建筑的使用功能与安全可靠,还直接关系到投资额度、施工进度和对周边现有建筑物的影响。基础的经济技术指标对高层建筑的总造价有很大的影响,基础的工程造价在整个工程造价中所占的比例较高,尤其是在地质状况比较复杂的情况下,更是如此。在进行高层建筑基础的方案选择及其初步设计时,项目工程师一般都需要考虑以下几个方面的要求:

- (1) 上部结构竖向分体系的荷载传递特征及地下室使用功能的要求;
- (2) 地基承载力和(或)桩承载力应满足基底附加压力的要求;
- (3) 地基土持力层及其下卧层的整体稳定性(尤其是在地震作用时);
- (4) 基础总沉降量和差异沉降量的控制;
- (5) 地下水位及其防水要求;
- (6) 基础施工中可能对周边现有建筑物所带来的不利影响;
- (7) 基础的工程造价、施工难度与工期等因素对综合经济效益的影响。

要做好上述几方面的工作,首先应对上部结构体系、使用功能、地理环境条件(地基土质、风、地震等)、施工条件及周边环境等因素进行综合考虑。并结合该领域的最新观念与发展,通过多种基础方案的分析比较和反馈优化,才能选择出既安全可靠又经济合理的基础形式。

【例 7-1】法兰克福商业银行总部大楼

如在第1章介绍的,由英国 Ove Arup & Partners 公司负责结构设计的德国法兰克福商业银行总部大楼(见图 1-5~图 1-8),它的基础设计方案与大楼上部结构的方案设计同步提出。整个法兰克福城市都坐落在 30~40m 厚的粘土地基上,粘土层下面是很厚的多孔岩层(inflate layer),由石灰岩、白垩砂和粉砂所组成,里面含有空隙。由于这多孔岩层的不确定性,该城市的所有建筑物都未曾将其基础设计支承在这种多孔岩层的地基上。所以,最初的地质勘探报告按常规建议将商业银行大楼的三角形平面做成整体基础坐落在这个“法兰克福粘土层”(Frankfurt Clay)上。当时曾提出平板式桩筏基础和桩箱基础两种方案,这也是当地高层建筑最常用的两种基础形式,特别是平板式桩筏基础。但由于整栋大楼(地上 61 层、地下 3 层)的所有荷重都集中作用在这个三角形建筑平面的三个角筒下面,而不是均匀分散直接作用在整个建筑物的地基上,初步计算下来的平板式桩筏基础的板厚要 6m 左右,所以当时比较看好的是桩箱基础方案。一是箱形基础的整体性好,刚度大,可以通过三层楼高的地下室内、外墙所组成的箱形基础进行内力重分配,将上部荷载转换分散到整个箱形基础的底面;二是这三层共 14.5m 深的地下室基坑开挖,对粘土地基起到了很大的卸载和补

偿作用，即相当于卸去了 260kPa 的土压力，使地基承载力充分满足了支承该大楼的条件；三是初步估算下来，箱形基础的底板厚度为 2.5m，比平板式桩筏基础的板厚减少了 58% 左右。

尽管已经夺到了标，但在初步设计阶段的反馈、优化过程中，设计人员发现箱形基础内网格状布置的内墙虽能起到将上部三个角筒传下来的荷载转换分散到整个箱基底板下面的地基土上，但却很难发挥这三层地下室的使用功能。除非在这些内墙上开大量的洞口，但这又会大大地削弱箱形基础的结构受力性能，而且桩箱基础的造价也不低。

最后，设计人员与业主商量，并共同确认没有必要完全按法兰克福的传统常规做法来进行该大楼的基础设计，废弃了这种传力途径复杂、使用功能不佳，且造价并不便宜的箱形基础方案。在经过多方面的比较后，结构设计人员最终提出了一种传力途径简捷、明确、成本便宜的新方案，即在三个角筒的正下方分别设计成群桩承台，并将桩直接嵌固支承在粘土层下面的岩层上，为此，对现场的多孔岩层作了详细地勘探与分析，桩长只需 40~50m。这样，不但从三个角筒传下来的荷载可直接由其正下方的群桩来直接承担，还达到使竖向荷载合力作用点与群桩承载力合力点重合的最佳受力状态。废弃了诸多的地下室内隔墙，开敞了内部空间，充分发挥了地下室的使用功能，并降低了成本，见图 7-1。为了避免粘土层侧摩擦阻力可能引起的不均匀沉降（因粘土层与多孔岩层的分界线起伏不平，落差较大），还专门制定了一系列相应的施工技术措施^[1]。

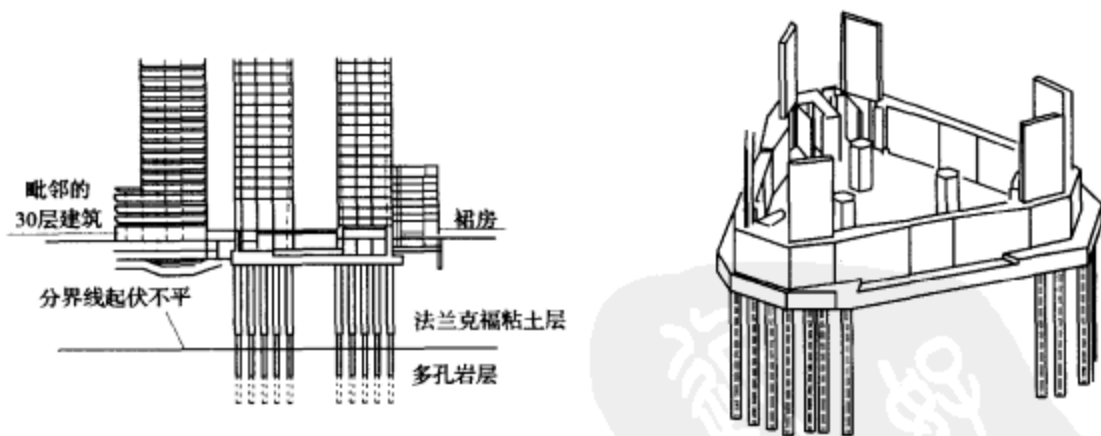


图 7-1 法兰克福商业银行大楼基础的优化方案

基础方案的分析、比较与选择不仅对超高层建筑来讲是必需的，而且对一般的高层、甚至小高层建筑也是完全必要的。只有通过具体方案的分析比较，才能最终优化出既安全可靠又有较好综合经济效益的基础形式。

如南方某市一办公楼，地下 1 层，地上 16 层，总高度 68.8m，框架-核心筒结构，地下室为消防水池和设备机房，平面尺寸 31m×41m，埋深 6m，抗震设防烈度为 7 度。由于工程地质条件比较复杂，地基土极不均匀，设计人员提出了梁板式桩筏基础、复合地基箱形基础和一柱一桩的冲（钻）孔桩基三种基础方案进行比较分析。

通过初步计算，梁板式桩筏基础需要 240 根截面 500mm×500mm 的预制混凝土方桩，

桩长 25~30m。虽然经济指标可以,但由于下部的基岩表面不平整,起伏大,浅的地方离基底不到 20m,深的可达 55m。这样就形成有的预制方桩是端承型,而有的却是摩擦型,势必会引起建筑物的不均匀沉降。同时,上浅层的砂质粘性土中含有大量的孤石,这会给打桩带来很大的障碍,所以该方案被否决。

最后在复合地基箱形基础和冲(钻)孔桩基这两种基础方案的具体分析比较中发现,箱形基础不但整体性好,刚度大和有利于分散基底土压力,而且在根据基岩的不同埋深适当调整地基加固的深度来解决基础不均匀沉降问题后的造价要比冲(钻)孔桩基便宜至少 50 多万元,其中尚未包括桩基处理土洞和溶洞所需增加的费用。另外,箱形基础所需的施工工期要比桩基短 2~3 个月。在安全可靠与综合经济效益的前提下,最后选择了“箱形基础+复合地基”的基础形式。

该工程于 1998 年初竣工,至今使用良好。所以,无论工程大小,在合理地保证安全可靠的基础上,为业主创造良好的综合经济效益也是结构工程师对设计的一种贡献。同时也是在为自己开拓更广阔的设计前景奠定扎实的信誉与实践基础。

随着城市人口、建筑和汽车的迅速增长,高层建筑的地下室往往都被用来作为地下车库和设备机房的使用空间。所以设计人员越来越倾向于采用筏形基础,而不愿意选择纵横内隔墙较多的箱形基础。筏形基础又可分为梁板式筏基和平板式筏基。在这两种筏形基础的方案选择时,应注意它们各自的适用范围及其优劣势。

梁板式筏基由于其自身平面内的梁、板抗弯刚度相差悬殊,所以基础的主要抗力构件是反梁。因此梁的截面高度与配筋都很大,而板主要起扩散地基反力和基底防水隔板的作用。其优势是基础的混凝土用量要比平板式筏基少,而基础梁板之间的空间可得以利用;其劣势是所需的基础截面高度比相应的平板式筏基大,梁的钢筋用量多。在高层建筑的框-筒结构中,核心筒下的荷载大,且过于集中,设计人员对此需单独处理,而且施工难度和用工量都相对比较大。所以梁板式筏基一般只适用于柱网布置比较规则、柱下荷载比较均匀的框架结构,以及对防水需要做架空地面或排水集坑布置得比较多的工程。

平板式筏基的厚度主要取决于建筑物竖向结构(柱、剪力墙或井筒)之间的距离、荷载分布的情况,以及筏板向建筑物周边外挑的长度等因素,并根据抗冲切和抗剪强度验算来确定。当柱网间距较大,或个别柱传递的荷载较大时,可在柱间设置加强板带或加设抗冲切钢筋来减少板厚。

根据工程经验,平板式筏基的初步设计厚度,在无较大的周边外挑长度的情况下,对框-剪和框-筒结构(巨型框架和角筒结构除外)来讲,可按地面以上的楼层数量来进行估算:

$$\text{板厚 } h = \text{建筑楼层数 } (n) \times (50 \sim 70 \text{mm})$$

如一地上 36 层的高层建筑筏板厚度可初步设计为 $h=1800 \sim 2500 \text{mm}$ (这里指的是天然地基筏板,对于平板式桩筏基础还有更大的潜力可挖)。当然,在施工图设计中决定板厚的关键因素仍是抗冲切的承载力。

平板式筏基的优势是基础的截面高度小,具有较大的整体刚度,其内力与弯曲变形的整体挠曲率都比较小(详见本章第 3 节);节省挖方和降水的工作量、施工进度快;其劣势是混凝土的用量比梁板式筏基大。

总之,结构设计没有惟一解,高层建筑的基础选型也是如此。至于是选用筏基、箱基还

是其他类型的基础；或在地基承载力与控制沉降不能满足设计要求时，是采用桩基还是复合地基等都不是绝对的，更没有所谓的“专家标准模式”。设计人员只有因地制宜，进行多种可行方案的分析比较，才能选择出相对最适宜的基础形式。而安全可靠、经济合理才是基础选型的根本标准。

7.2 桩筏（箱）基础设计中的桩-土共同作用

随着我国城市高层建筑的大量兴建，桩筏（箱）基础应如何经济合理地去设计的问题也越来越显得令人关注。习惯性的传统设计不管是摩擦型桩还是端承型桩，一概都不考虑筏底桩间土分担上部荷载的问题，而将 100% 的上部荷载都由桩来单独承担。而且，在桩筏（箱）基础的设计中，结构工程师为了尽可能减少基础的总沉降量和差异沉降量，往往都用规范规定的最小桩距限值来满堂布桩，并理所当然地认为，桩距越小，桩身越长，设计就越合理，越能保证安全。但是，现实中的桩筏（箱）基础的真正受力、变形特征及其所应有的设计概念却并非完全如此。以下统称桩筏基础。

7.2.1 摩擦型桩筏基础

近年来，诸多国内外高层建筑桩筏基础的现场跟踪测试显示：在地基土的物理力学性能比较均匀，上部结构为匀称布置的框-剪、框-筒结构（不包括巨型框架、角筒结构等）的情况下，在施工初期，即施工基础上面 1~5 层楼房的时候，由于上部结构的整体刚度尚未形成，此时的上部荷载主要由筏底桩间土来承担，土反力增长也较快，而桩所承担的上部荷载相对较小。随着上部楼层施工的进展，上部结构的整体刚度逐渐形成，并越来越大，此时所增加的上部荷载也渐次从基底土转为由桩来承担，而基底土的反力则趋于稳定或稍有波动。而且，由于上部结构刚度贡献所形成的整体架越作用，一般情况下都呈现出角桩的桩顶反力增长最快，边桩其次，而内桩的桩顶反力增长最慢的现象。到结构封顶时，最大的桩顶反力往往都出现在筏基的角部和边部。下面用国内外的一些工程实例来加以说明。

【例 7-2】陕西省邮政电信网管中心大楼

主体结构地上 36 层、地下 2 层，总高度 143.3m（未包括三层屋顶塔楼），为外框筒-实腹内筒的筒中筒结构，见图 7-2 和图 7-3 的结构平面图与剖面图。内筒平面尺寸为 13m×21m，外筒为 33.6m×37.8m，位于西安 8 度抗震设防区。场地土为Ⅲ类，地基属非自重湿陷性黄土，整体桩筏基础平面尺寸为 38.8m×42.4m，周边外挑长度分别为 2.3m 和 2.6m，筏板厚 2.5m（相当于 69mm/层），筏底标高为 -13.7m。共布了 271 根灌注桩。桩径 $D=0.8\text{m}$ ，桩长 $L=60\text{m}$ ， $L/D=75$ ，为超长摩擦桩。单桩极限承载力标准值为 13.10MN，建筑物总荷载为 1034MN，则平均每根单桩承担上部荷载 3.815MN。

一年半的现场测试（从筏板浇筑完毕开始）结果表明，施工初期（从地下室至地面以上第 4 层），由于上部结构和筏板共同作用的空间刚度尚未形成，上部荷载主要由筏底的桩间土来承担。随着上部楼层施工数量的增加，上部结构对筏板刚度的贡献形成，则所增加的荷载转为由桩来承担，而土所分担的比例渐次变小。此时的桩顶反力明显增大，其中角桩增加最快，边桩其次，而内桩的桩顶反力增加较慢。结构封顶时，实测的角桩与内桩的桩顶反力比为 1.73，和结构施工到第 8 层时的测试结果接近。

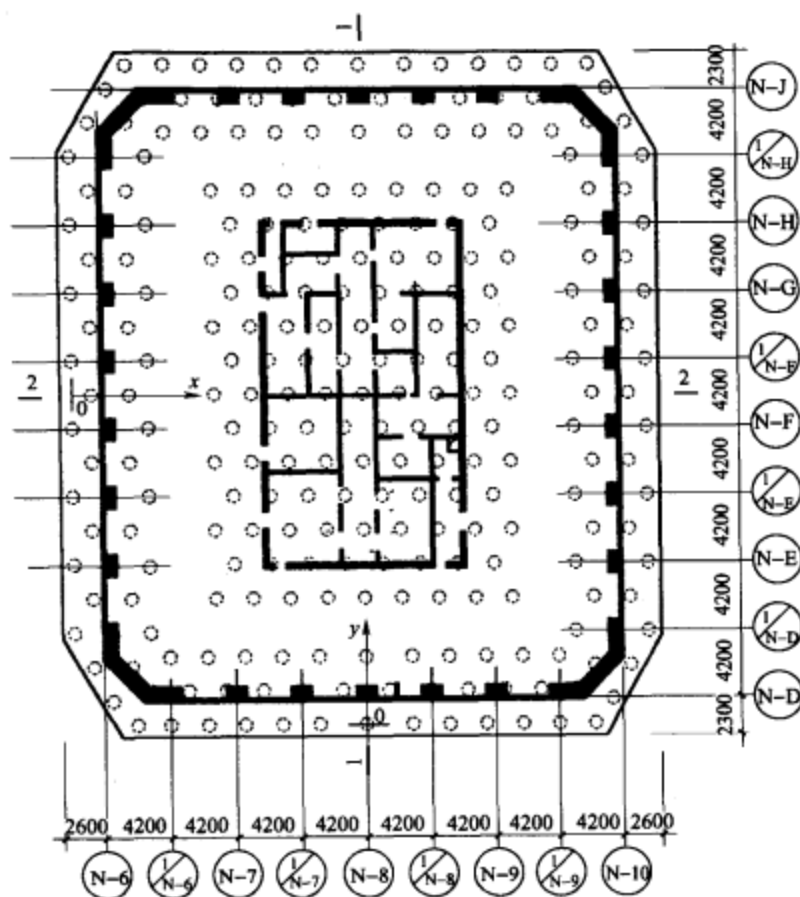


图 7-2 桩筏基础与上部结构平面布置图

结构封顶时,测得最大沉降为 17mm,最小沉降为 14.3mm,差异沉降为 2.7mm。基础沉降呈盆形分布,内筒沉降大,外筒沉降小,内、外筒平均沉降差为 1.37mm,建筑物的整体平均沉降只有 15.74mm;测得筏底内部的平均土反力为 89.1kPa,边缘部位的平均土反力为 75.4kPa,而角部的平均土反力只有 53.2kPa,与沉降分布特征吻合,整个筏底桩间土约承担了 14% 的上部总荷载。

最大的桩顶反力出现在角部或边缘部位,接近 6000kN,只占单桩极限承载力设计值 $13100/1.8=7280\text{kN}$ 的 82.4%。而桩和土的分担比值在结构封顶时的累积数不足 100%,这说明实测的桩和土的总反力小于上部结构总重。原因是地下水浮力和地下室外墙与回填土之间的侧摩擦阻力参与了共同抗力。

因筏基的内力很小,筏板的厚度按抗冲切和抗剪强度来确定。现场负责测试的科研人员按照工程的实测结果,并根据《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 重新复算筏板真正所需要的厚度,结果只需 1250mm (相当于 35mm/层),比现有筏板厚减少了一半,则可节省 2000 多 m^3 的 C45 混凝土。再者,若将本工程的布桩根据桩筏基础的实际受力特征进行优化调整,充分发挥筏底桩间土的作用和桩的极限承载能力,则还可以节省更多的投资^{[3][4]}。

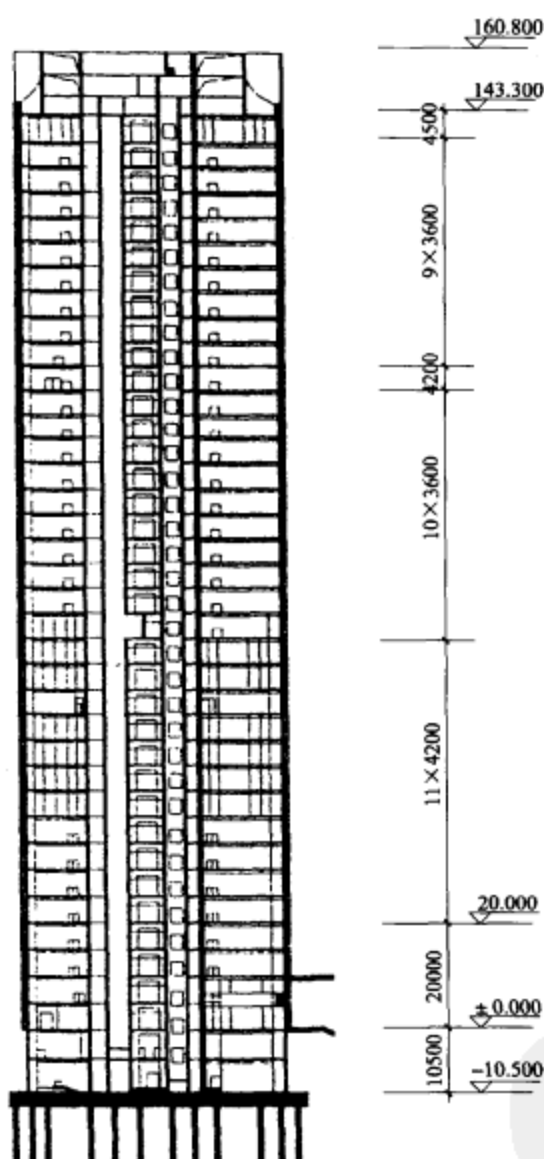


图 7-3 剖面图

【例 7-3】法兰克福展览会大楼

德国在上世纪 70 年代已经开始了桩-土共同作用的桩筏基础的设计与研究。如德国的早期工程设计人员曾对一幢建造在法兰克福粘土层 (Frankfurt Clay) 上的 30 层大楼桩筏基础进行现场测试。该基础由两个独立且相同的桩筏组成, 每一个筏基的平面尺寸为 $22\text{m} \times 17.5\text{m}$, 筏板厚 2.5m , 摩擦桩桩长 20m , 桩径 0.9m , 桩距 $3.5d$ 。实测结果^[6]表明, 筏底桩间土的分担比为 25% , 而桩仅承担了 75% 的上部荷载, 筏基的实测沉降值为 45.0mm 。

其中最富有创新精神和启示意义的桩-土共同作用设计的工程实例就是建于上世纪 80 年代末的法兰克福展览会大楼。它是地上 56 层, 地下 3 层, 总高度 256m 的钢筋混凝土筒

桩筏基础设计的内在潜力确实很大, 如美国 S. O. M 设计的我国当今最高建筑上海金茂大厦, 高 421m , 88 层, 地下 3 层, 桩筏基础平面尺寸 $59.32\text{m} \times 59.32\text{m}$, 共用了 429 根直径 914mm 的钢管桩, 筏板厚才 4m (相当于 $45\text{mm}/\text{层}$), 按照我国的常规设计方法是根本不可能做到的。另外, 现今排名世界最高的台北 101 大楼, 高 508m , 101 层, 地下 5 层, 桩筏基础共用了 380 根 $\phi 1500$ 的钻孔灌注桩, 筏板厚才 $3.0 \sim 4.7\text{m}$ (内薄外厚), 即使按最厚的 4.7m 计算也只相当于 $46.5\text{mm}/\text{层}$ 。

桩-土共同作用的基础设计理念不仅适用于超高层, 对一般的小高层也是很有综合经济效益的。如福建省的一栋 10 层轻工车间楼, 结构高度 40m , 桩筏基础采用了 $\phi 500$ 的静压预应力管桩, 桩长 12m , 桩端进入残积砾质粘性土 (可塑) 层。该工程按桩-土共同作用和控制基础沉降的原则进行设计。一年半的测试显示, 楼房的平均沉降量为 17.36mm , 差异沉降仅为 4.67mm , 土的分担比为 28% (福州地区近 20 多项工程的实测资料显示, 其桩筏基础的土分担比都在 $15\% \sim 35\%$ 之间)。若按常规的基础设计方法, 该工程所需的桩数为 364 根, 而按桩-土共同作用设计的桩数只需 232 根, 减少了 36% , 整个基础工程的总造价节省了 $25\% \sim 30\%$, 经济效益颇为显著^[5]。

中筒结构，也是当时欧洲最高的建筑，见图 7-4。虽然设计人员按当地的常规做法采用了支承于法兰克福粘土层上的桩筏基础，筏板平面尺寸 $58.8\text{m} \times 58.8\text{m}$ ，板厚内部为 6m ，周边为 3m ，埋深 14m 。但为了尽可能地减少建筑物的总沉降量，严格限制建筑物倾斜和减小筏基的内力，经方案比较，结构工程师大胆地运用了补偿平衡原理，按筏底地基土承担 $2/3$ 的上部荷载，而剩余的 $1/3$ 荷载由桩基承担的理念来进行设计。共用了 64 根长度不等的 $\phi 1300$ 钻孔桩，其中角桩共 28 根，桩长 27.0m ，边桩 20 根，桩长 31.0m 。内桩呈环形布置了 16 根，桩长 35.0m ，桩距为 $3.5D \sim 6.0D$ ，见图 7-4 的基础剖面图与桩位图。设计思想是以此来加大内桩的支承反力，同时减小角桩和边桩的支承反力，从而达到减小筏板弯矩的目的。

该建筑物的总荷载为 1880MN ，地下水浮力 180MN ，则有效的上部荷载 $Q = 1700\text{MN}$ 。实测数据显示，筏基沉降呈盆形分布。在大楼建到一半高度时，中心区域的沉降为 40mm ，差异沉降为 15mm ，挠曲率为 2.55×10^{-4} 。当时设计预估的沉降值 $S_0 = 150\text{mm}$ ，为无桩筏板基础的 50% ，即试图用这 64 根桩将沉降减少 50% 。

实测结果表明，筏底土的分担比为 45% ，比设计预估的结果小。如果按原设计拟定的 64 根桩分担 $1/3$ 总荷载来复算，则平均每根单桩承担的上部荷载应该是

$$\bar{P}_{\text{设计}} = \frac{1700}{3 \times 64} = 8.85\text{MN} = \bar{P}_u / 2.5$$

其中 \bar{P}_u 为平均每根单桩的极限承载力标准值。而按实测的桩分担比 55% 来推算，则平均每根单桩承担的实际荷载为

$$\begin{aligned} \bar{P} &= \frac{1700 \times 0.55}{64} = 14.61\text{MN} = 0.66\bar{P}_u \\ &= \bar{P}_u / 1.5 \end{aligned}$$

这说明该工程平均每根单桩所承担的荷载已接近三分之二的极限承载力标准值，充分发挥了桩的承载能力。我国常规的单桩极限承载力设计值是按 $\bar{P}_u / 1.8$ 取值，而设计中满堂布桩的平均每根单桩所分摊的荷载往往按 $\bar{P}_u / (2.5 \sim 3.5)$ 来控制。如陕西省邮政电信网管中心大楼的单桩极限承载力标准值为 13.10MN ，而设计控制的平均每根单桩承担的上部荷载为 3.815MN ，即 $\bar{P}_u / 3.43$ 。

所以，法兰克福展览会大楼的基础设计是非常具有创新精神和前瞻性的，同时也揭示了一些桩-土共同作用的自然法则，确实值得结构设计同仁深思和借鉴。

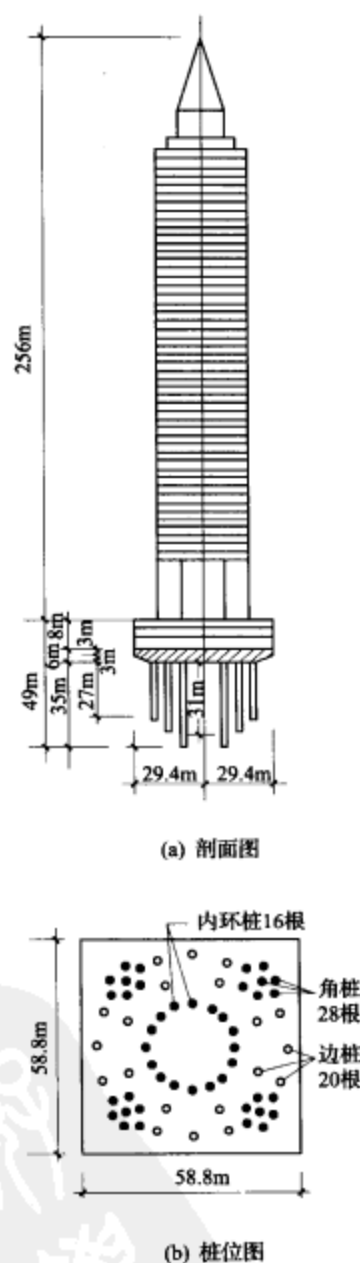


图 7-4 法兰克福展览会大楼桩筏基础示意图

7.2.2 嵌岩型桩筏基础

对于摩擦型桩筏基础的桩-土共同作用设计理念,设计人员一般还是能够理解,或在实际工程中稍加应用。但对于嵌岩类型的桩筏基础来讲,结构工程师往往都会直接将其定性为端承桩,无论工程所用的桩长径比是多大,基底覆盖土的物理力学性质、嵌岩段的岩性和成桩工艺等因素的具体条件怎样,都一概而论地认定上部荷载必须百分之百由桩来承担。其实并非完全如此。

根据试验和实际工程现场实测的资料显示,除了基底土为液化土、湿陷土、欠固结土或超软土外,长径比较大的嵌岩型桩,一般为 $L/D \geq 35 \sim 40$;对泥浆护壁的钻(冲)孔桩,由于桩端无法克服沉渣形成的软垫,一般为 $L/D \geq 25$ 。其桩的受力理论分析都与摩擦端承桩相类似,而其在正常工作状态下的荷载传递与破坏形式则更多地表现为摩擦型桩的特性。

如温州市的某一工程,土层分布为杂填土、粘土、淤泥夹细粉砂、中细砂夹淤泥、淤积软土(厚约40m)粘性土、粉质粘土混碎石、风化基岩(埋深约80m, $q_p = 4800 \text{ kPa}$)。工程试桩采用慢速维持荷载法试验,加载采用液压千斤顶及锚桩反力架装置,实测与理论计算结果见表7-1。

表 7-1 试桩静载荷试验结果

桩号	桩径 (mm)	桩长(m) 长径比	极限承载力 (kN)	极限侧阻力 (kN)	极限端阻力 (kN)	桩顶沉降 (mm)	桩端沉降 (mm)
S_1	1000	75.33 75.33	11000 (11000)	9518 (7400)	1482 (3600)	26.37	7.48
S_2	1200	84.72 70.6	13600 (13600)	11500 (8800)	2100 (4800)	17.65	4.67
S_3	1000	81.24 81.24	— (11000)	— (7400)	— (3600)	16.56	4.22

注:1. 括号内的数值为理论计算值。

2. 桩号 S_3 的桩端底部位置未设振弦式钢筋应力计。

其中 S_1 和 S_2 的理论计算桩端反力分别占极限承载力的 32.7% 和 35%, 而实测的端阻力却整整小了一倍多, 仅占了 13.5% 和 15%, 而摩擦侧阻力却分别占了 86.5% 和 85%。这说明嵌岩桩已充分地表现为摩擦型桩的性状^[8]。

另外, 在同一场地, 同一桩端土性, 而不同长径比灌注桩的对比试验研究也业已表明: 在同一桩径 $D=800 \text{ mm}$ 的条件下, 长径比 $L/D=29$ 的极限端阻力仅是 $L/D=6$ 的极限端阻力的 1/2 左右。

所以, 嵌岩桩不能一概而论地定性为端承桩, 关键取决于长径比及其上覆土层和基岩的物理力学性质。当上覆土层较厚, 强度也较高, 则桩顶荷载基本上由上覆土层提供的桩侧摩阻力承担, 而传到嵌岩部分的力已很小, 这时即呈摩擦型桩的性状。此时, 不管设计人员是否考虑, 筏底桩间土实际上都承担着一定比例的上部荷载, 与桩共同分担、抗力。

【例 7-4】南京某大厦

主楼地面以上28层，框架-核心筒结构，总高度99.8m。裙房为5层的框架结构，裙房与主楼之间未设变形缝，仅设了后浇带。地下室2层，开挖深度11.03m。采用桩筏基础，筏板厚2m（相当于71mm/层），桩径 $D=0.8\text{m}$ ，桩端嵌入强风化基岩，嵌岩深度为2倍桩径，桩长 $L=40$ 多米，长径比 $L/D>50$ ，桩间距3.0m，为 $3.75D$ ，总共用了225根桩，见图7-5。设计的单桩竖向荷载为4.5MN。场地土层自上而下分别为人工填土、塘泥、粘土、粘质粉土、淤泥质粘土、粉质粘土、粘质粉土、强风化基岩和中风化基岩。

现场测试表明：

(1) 基础沉降。当上部结构建到第5层（未包括地下室）时，其结构荷载相当于原覆盖土层的自重应力。此时的平均沉降量主楼为1.77mm，裙房为1.25mm，最大差异沉降只有0.58mm，这一阶段相当于地基土的再压缩过程。其后，则进入附加应力阶段。由于主楼的上部荷载不断增加，而裙房已封顶，荷载维持不变，则两者间的差异沉降逐渐加大。主楼结构封顶时，主楼的平均沉降为11.6mm，裙房为8.9mm，最大差异沉降为3.63mm。这充分说明，由于裙房的存在，整体刚度加大，而且裙房基础还可以分担一部分上部结构的荷载，使整个建筑物的沉降趋于均匀。

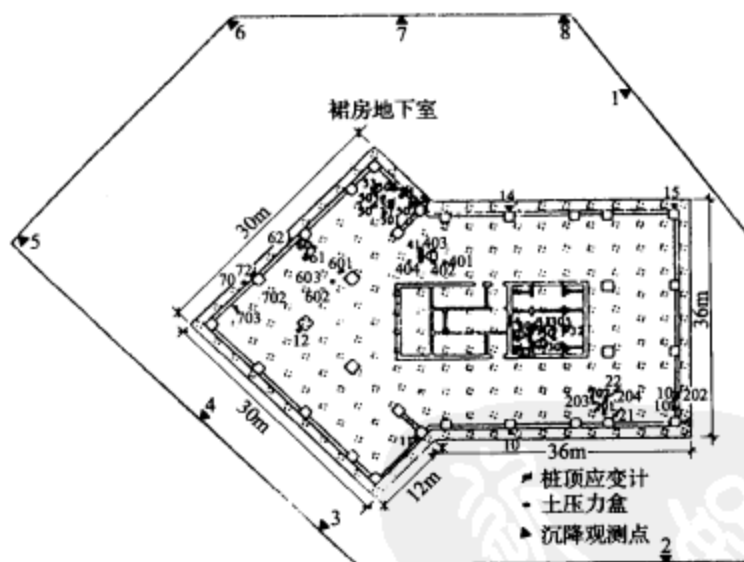


图 7-5 桩筏基础与测点平面布置图

(2) 基底土反力。筏板边缘处的平均土反力值最大，核心筒下筏底的土反力值要比筏板边缘的土反力值小10~15kPa，而筏板角部的土反力值最小。在上部结构施工至第5层以前，筏底土反力增长较快，此时的基底土正处于回弹再压缩阶段。当上部结构的施工超过5层时，筏底土进入附加应力状态，此后，随着楼层数的增加，各部位的筏底土反力基本上保持稳定，或稍有起伏。结构封顶时，土反力的分布状况基本上与施工至第5层时的情况保持一致。竣工两个月后的测试显示，土反力值要比封顶时的土反力值平均增长了约20kPa。随后每隔两个月一测的结果显示，土反力又趋于稳定。

另外，测试还表明，四桩对角线交点处的土反力值要大于两桩间中点处的土反力值。这说明土反力值的大小在一定程度上受桩间距大小的影响。

(3) 桩顶反力。在上部结构施工至第9层后,边桩的桩顶反力超过其他部位的桩顶反力,并迅速增长,而核心筒部位的桩顶反力增长相对较慢。这充分说明上部结构和桩筏基础的整体刚度业已形成,整体架越作用得以发挥。到结构封顶时,边桩、中间桩和核心筒部位桩之间的平均桩顶反力的分配比例为1.9:1.24:1.0,与本章的例7-2相仿。

结构封顶后两个月实测得到的最大桩顶反力只有2.1MN,远远小于单桩竖向荷载的设计值4.5MN,只占47%,相当于 $P_u/3.83$,也就是说,这225根桩中最大的一根受力荷载也只有其单桩极限承载力标准值的26%。这无不说明,大厦的桩筏基础按传统的常规方法设计是过于保守的。

图7-6为核心筒下方和筏板边缘处的基底土反力与桩顶反力随楼层施工进展的变化曲线。从中不难看出,随着楼层施工的进展,上部结构-桩筏基础的整体刚度逐渐形成,架越作用也明显发挥,上部所增加的荷载则从筏底土转为由桩来承担。结构封顶时,筏底桩间土的分担比基本上稳定在15%~25%之间^[9]。

同样,湖北省某综合楼,主楼16层,地下室一层,框-剪结构,平面尺寸30m×18m。共用了28根人工挖孔灌注桩,桩径1.0~1.5m,其中桩底扩径为1.9m的有6根,1.7m的有16根,1.4m的有6根,桩长最短的14.4m,最长的31.4m,平均桩长为23.7m。桩长是根据成孔情况确定的,要求桩端进入灰岩层0.5~0.8m,并要求桩端下面3~5m范围内为完整灰岩。像这样长径比不太大的嵌岩型桩筏基础,根据筏板底8个土压力盒测得的压力比较均匀,平均土反力值为127kPa,则整个主楼的筏底土反力值为73540kN,相当于8根单桩承载力为9190kN的桩。这样,可以节省近30%的人工挖孔灌注桩^[10]。

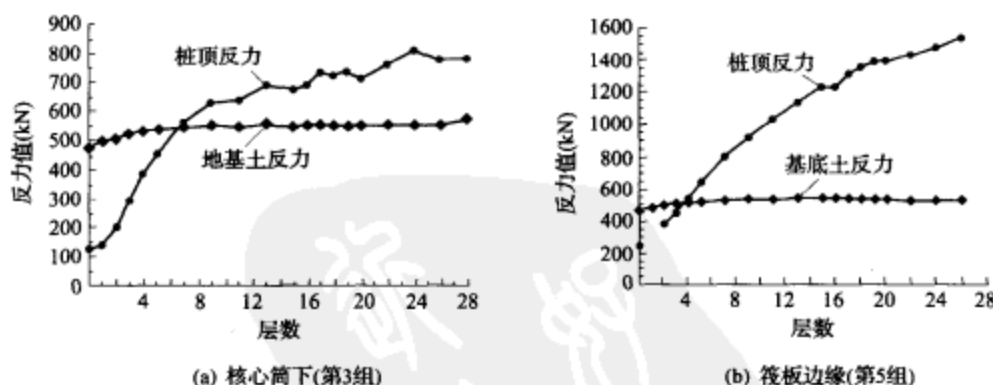


图 7-6 筏底土反力与桩顶反力的变化曲线图

从上述的工程实例不难看出,对于长径比较大的嵌岩桩,在其覆盖土层为非液化土、湿陷土、欠固结土或超软土的情况下,都同样具有摩擦型桩的特性,筏底桩间土实际上都分担着一定比例的上部荷载。若在设计时能合理布桩,并适当地调整和加大桩距,就能充分发挥筏底桩间土的分担作用和桩的极限承载能力。这样不但可以减少桩的用量,也可减小筏板的厚度,减少施工工作量,缩短工期,节省施工造价,从而达到更佳的综合经济效益。

7.2.3 根据桩-土受力特征调整桩距与合理布桩

既然在非端承桩筏基础中桩-土共同作用的机理是客观存在的现实,那么设计人员在具体的工程项目设计中就不得不认真去对待。桩-土共同作用中的土分担比大小除与基底土层

的性质有关外,还直接和桩间距的大小有关。而群桩的受力分布性状又受上部结构整体刚度的架越作用影响,在筏底地基土的物理力学性能比较均匀,上部结构为匀称布置的框架、剪力墙、框-筒结构(不包括巨型框架或角筒结构等)的情况下,一般都基本上表现为角桩的桩顶反力大于边桩,而边桩又大于内桩的桩顶反力(即 $P_c > P_e > P_i$) 的客观规律。在这种自然法则的前提下,如果设计人员仍按习惯的常规做法,取规范规定的最小桩间距在筏底满堂均匀布桩,并在按冲切强度验算筏板厚度时仍不考虑基底土反力的作用,则是很不明智和极不合理的。

减小桩间距不但会降低土的分担比(如某工程桩间距为 $3D$,实测所得的桩间土分担比不到 8%)、增加桩的用量,而且也不利于施工,对于长径比很大的桩,甚至会削弱群桩的侧阻力。而且,在不考虑土反力的作用,百分之百上部荷载都由桩来承担的设计前提下,试图通过减小桩距、增加桩数来减少沉降的效果是极其有限、不明显的,并势必造成不必要的浪费。如上海浦西最高的全钢筋混凝土结构建筑—— 288m 高,66层的恒隆广场 T_1 塔楼,地下4层,桩箱基础,箱基底板厚 3.3m ,采用 $\phi 800$ 的灌注桩,桩长 80m ,桩间距 2.4m ,只有 $3D$ 。现场17根试桩的结果表明,这些桩的极限承载力从 $7000 \sim 13000\text{kN}$ 不等,很不稳定。究其原因,该工程的桩间距太小,净距只有 1.6m ,而长径比 $L/D=100$,且满堂布桩,共849根。在施工中很难保证桩端还有 1.6m 的净距,只要有 2% 的垂直度偏斜,相邻桩尖就会相碰,从而削弱了桩的极限承载力^[12]。

适当增大桩距 ($3.5D \sim 5.0D$,因地制宜),不但可以加大土的分担比,而且还能更好地发挥桩自身固有的极限承载能力。试验和工程实测都表明,在相同沉降的条件下,群桩效率随桩距的增大而提高,到 $6D$ 桩距时,群桩效率与单桩接近,而且土的分担比也明显加大。控制沉降应该是在满足地基承载力的前提下进行的,所以采用桩-土共同作用的复合桩基要比完全靠桩来承载和限制沉降的做法更合理和经济。

在筏底满堂均匀布桩的情况下都表现为桩基的受力分布不均匀。如例7-2的陕西省邮政电信网管中心大楼的角桩受力比中部内桩大了约 73% ;而例7-4的南京某28层大楼,结构封顶时角桩、边桩和中间桩的平均桩顶反力比例为 $1.9:1.24:1.0$ 。这就无不证明,高层建筑的桩筏基础不宜采用满堂均匀布桩,而应根据具体工程桩基的实际受力分布情况进行针对性的桩距调整与合理布桩。在例7-2和例7-4的这种工况下,布桩的密度应从筏板中部向边缘部位和角部渐次加大,如例7-3的法兰克福展览会大楼,其内桩、边桩和角桩的数量比为 $1:1.25:1.75$,有效地发挥了各桩的极限承载能力,还能减小筏板的内力与沉降。

但同时必须提醒的是,对于基底桩间土为饱和粘土的桩筏基础,打桩时易引起超孔隙水压力。而随着上部结构的施工进展及其与基础的整体刚度的逐渐形成,超孔隙水压力才得以渐次消散,则桩间土随之固结变形、浓缩。再加上桩端持力层较硬,桩基变形小,会导致筏底与土的接触压力渐次减小,最后形成筏底与桩间土脱空。在这种情况下,基底土是无法分担上部荷载的,而全部都由桩基来承担。

【例7-5】上海某24层住宅楼

这幢住宅楼位于杨浦区,采用桩箱基础,箱基埋深 6.5m ,底板厚 1.5m ,面积约 917m^2 ,共布了233根截面尺寸 $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ 、长 24.2m 的钢筋混凝土预制桩,桩基平面布置见图7-7。场地的地质情况:在地面以下 25m 深的范围内,主要土层为淤泥质粘土及灰色粉质粘土,孔隙比 $e=1.1 \sim 1.5$,含水量 $w=38\% \sim 52\%$ 。往下分别为层厚 $3.5 \sim 4.4\text{m}$

的暗绿色粉质粘土和褐黄色的粉质粘土，桩尖持力层为草黄色粘质粉土夹粉砂，层厚 2.5~12.3m，静力触探比贯入阻力 $p_s=3.9\sim12.8\text{MPa}$ ，下卧层为密实粉细砂、层厚 7~10m。

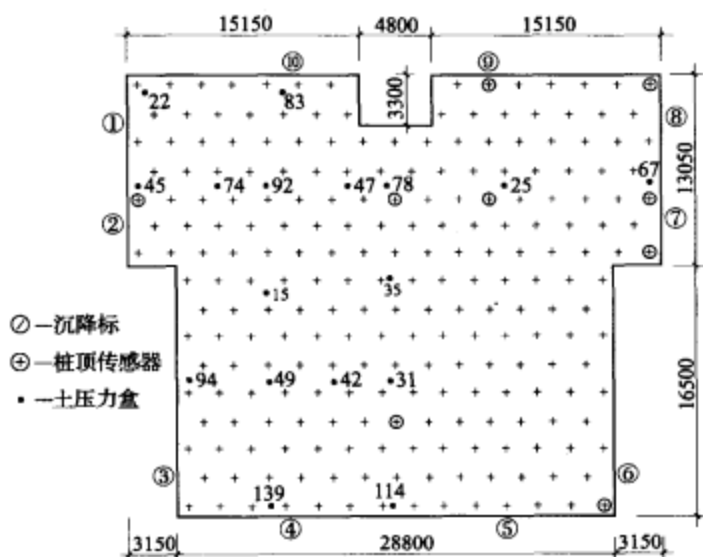


图 7-7 桩箱基础平面布置图

现场测试箱基底板所受的平均反力随上部结构楼层施工进展的变化情况见图 7-8。其平均基底反力从施工上部结构第 2 层时的 42kPa，随着楼层的增高而逐渐向 55kPa 趋近。这是由于箱基底板的埋深为 6.5m，而地下水位深为 1m，所以土压力盒实测所得的 55kPa 纯属该箱基底板处的地下水浮力，而基底桩间土没有起到任何分担荷载的作用。究其原因，在刚开始浇筑箱基底板混凝土时，基坑周围采用了井点降水，这时不存在地下水对基础的浮托作用，此时土压力盒所测得的仅是 1.5m 厚箱基底板的自重，约 37.5kPa。随着基础与上部结构的整体刚度逐渐形成，打桩时引起的超孔隙水压力渐次消散，桩间土固结变形下沉，再加上桩尖持力层较硬，桩基沉降量很小，最后导致基底和桩间土的接触脱空，而在地下室建成后，井点降水终止，地下水即回升至常水位。

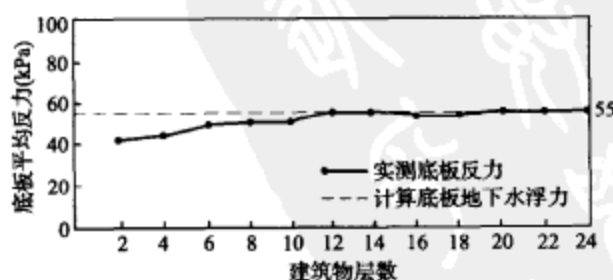


图 7-8 箱基底板实测反力

桩顶反力的测试结果和前面所列举的各工程实例一致，见图 7-9。也是角桩的桩顶反力 P_c 最大，边桩 P_e 。其次，中间内桩 P_i 最小，符合整体刚度形成的架越作用规律，它们与平均单桩荷载 \bar{P} 的比值分别为 $P_c/\bar{P}=1.6\sim1.8$ ， $P_e/\bar{P}=1.1\sim1.3$ ， $P_i/\bar{P}=0.8\sim0.9^{[13]}$ 。

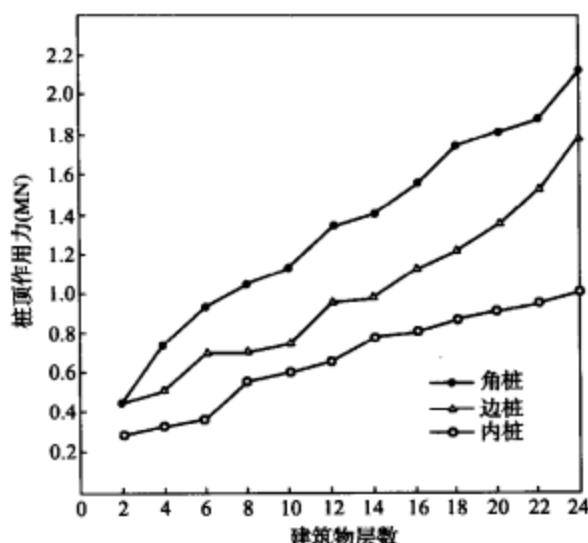


图 7-9 施工期间各部位桩的桩顶反力变化曲线

7.3 上部结构-地下室-地基基础的相互作用

高层建筑的基础上部整体连接着层数很多的框架、剪力墙或（和）筒体结构，地下室四周很厚的挡土墙又紧贴着有效侧限的密实回填土，下部又连接着沿深度变化的地基。无论在竖向荷载还是水平荷载的作用下，它们都会有机地共同作用，相互协调变形。尽管在这方面的设计计算理论仍不够完善，但如果再把基础从上部结构和下部地基的客观边界条件中完全隔离出来进行计算，是根本无法达到真正设计要求的目的的。

高层建筑基础的分析与设计经历了不考虑上、下共同相互作用的阶段，仅考虑基础和地基共同作用的阶段，到现今开始全面考虑上部结构和地基基础相互作用的新阶段。除国际通用的 SUPER SAP 5 程序外，我国目前也有了专门的高层建筑与地基基础共同作用理论的相关程序。但现在设计人员所用的一体化计算机结构设计程序仍是沿袭着不具体充分考虑相互作用的常规计算方法。所以，设计的计算结果往往和工程实测的结果相差甚远。

7.3.1 基础底板的内在潜力

无论是箱基还是筏基，诸多工程的实测都显示：底板的整体弯曲率都很小，往往都不到万分之五。甘肃省的一些高层建筑箱形基础的实测都在 $(0.16 \sim 3.4) \times 10^{-4}$ 之间，例 7-3 法兰克福展览会大楼的筏板实测挠曲率也只有 2.55×10^{-4} 。而测得的筏（或底）板钢筋应力一般都在 $20 \sim 30 \text{ N/mm}^2$ 之间^{[14][15]}，只有钢筋强度设计值的十分之一。个别内力较大的工程也几乎没有超过 70 N/mm^2 ，如例 7-2 陕西省邮政电信网管中心大楼筏板所测得的最大钢筋拉应力也只有 42.66 N/mm^2 。

出现这种基础底板内力远远小于常规计算方法的因素很多，如在基础底板施工时，只有底板的自重，且无任何上部结构的边界约束，而混凝土的硬化收缩力大，在底板的收缩应变的过程中，使混凝土中的纵向钢筋产生预压应力。若混凝土的收缩当量为 15°C ，则钢筋的预压应力可达 31.5 N/mm^2 ，例 7-2 陕西省邮政电信网管中心大楼研测得的筏板钢筋预压应

力为 30.25N/mm^2 ，相当于十分之一的设计强度，从而在正常工作状态下抵消了部分拉应力，使钢筋的受力变小；另外，基础底面和地基土之间巨大的摩擦力起着一定程度的反弯曲作用。摩擦力是整栋建筑的客观边界条件，不能视而不见。特别是对于天然地基的箱形和筏形基础来讲，地基土都比较坚实，变形模量，基床系数都比较大，则基础底板的内力和相应的挠曲率势必会相应减小。

除上述等因素外，最主要的是上部结构和地下室整体刚度的贡献，并参与了基础的共同抗力，起到了拱的作用，从而减小了底板的挠曲和内力。对若干工程基础受力钢筋的应力测试表明，在施工底部几层时，基础钢筋的应力是处于逐渐增长的状态，变形曲率也逐渐加大。施工到上部第 4、5 层时，钢筋的应力达到最大值。然后随着层数及其相应的荷载逐步增加，底板钢筋的应力又逐渐减小，变形曲率也逐渐减缓。其原因是，在施工底部 4、5 层时，已建上部结构的混凝土尚未达到强度，刚度也尚未形成，这时的上部荷载全部由基础底板来单独承担。而随着继续往上施工，上部结构的刚度渐次形成，并逐渐加大，和基础底板整体作用，共同抗力，则产生拱的作用，使基础底板的变形趋于平缓。北京中医院工程箱形基础的现场实测显示，底板和顶板均为拉应力。这充分说明了由于上部结构和基础的共同作用，弯曲变形的中和轴已移到上部结构。

又如北京前三门 604[#] 工程，地下 2 层，地上 10 层，箱形基础实测显示：钢筋应力随底部楼层施工的增高而加大，当施工至连同地下室共 5 层时，基础底板钢筋应力最大值为 30N/mm^2 ，5 层以后，底板钢筋应力随楼层施工的增高而减小。结构封顶时，底板钢筋的最大应力只有 4N/mm^2 [14]。

从上述的诸多工程实例中可以看出，高层建筑基础底板实际所承受的弯曲内力都远远小于常规计算值，有很大的内在潜力。所以结构工程师在具体工程项目的设计中，必须细心把握，否则基础截面和配筋量都会比实际所需的大得多，会造成很大的浪费。

7.3.2 地下室的潜在功能与作用

高层建筑基础应具有一定的埋置深度，而影响基础埋置深度的主要因素是建筑物的高度、体型，对地下室的使用功能要求，地基土层的物理力学性质，抗震设防烈度和台风等级等。尽管我国《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 已将天然地基和复合地基的基础埋深从建筑物高度的 $1/12$ 降至 $1/15$ ；将桩基从 $1/15$ 降至 $1/18$ （桩长不计算在内）；对岩石地基，在满足承载力和稳定性的前提下，可不考虑基础埋深的要求。但总的来讲，高层建筑宜设置地下室。因为地下室除了能增加建筑物的使用空间功能（如作停车库、设备机房等）外，还在整个建筑物的正常工作状态下，其下对地基基础，上对地面以上整体结构的受力性能都会有很大的贡献。设计人员务必在设计中充分挖掘它的潜在功能，利用它的有机作用。

（1）地下室深基坑的开挖，对天然地基或复合地基的基础能起到很大的卸载和补偿作用，从而减少了地基的附加压力。例如，一栋地上 36 层，地下 2 层的高层建筑，若筏板底埋深 9m，在基坑周围井点降水后，将原地面以下 9m 厚的岩土挖去建造地下室，则卸去的土压力为 $9 \times 18 = 162\text{kPa}$ ，约相当于 10 层楼的标准荷载重量（上部楼层的标准荷载按 16kPa 计）。如果该场地的地下水位为地表下 2m，当地下室建成后，井点降水终止，则地下水回升正常水位的浮托力为 70kPa ，约相当于 4 层楼的标准荷载重量。所以，地基实际上所需支承的仅是 $36 + 2 - 10 - 4 = 24$ 层楼（包括地下室在内）的荷重，即卸去了约 36% 的上部

荷载,从而也就大大地降低了对地基承载力的要求。

(2) 由于地下室具有一定的埋置深度,周边都有按设计要求夯实的回填土,所以地下室前、后钢筋混凝土外墙的被动土压力和侧墙的摩擦阻力都限制了基础的摆动,加强了基础的稳定,并使基础底板的压力分布趋于平缓。所以,很多资深结构设计人员认为,当地下室的埋深大于建筑物高度的 $1/12 \sim 1/10$ 时,完全可以克服和限制偏压引起的整体倾覆问题。

地下室周边回填土的摩擦阻力功能有多大,可以通过例 7-2 陕西省邮政电信网管中心大楼的实测结果来说明。现场测试表明,在结构封顶时的桩、土分担比值之和约为 78%^[4],则说明桩和筏底土只共同承担了约 78% 的上部结构总重,而剩余的 22% 结构总重却是由地下水的浮力和地下室(包括筏板自身的厚度)周边回填土的摩擦阻力来分担。该场地的稳定地下水位埋深 11.15~12.0m,筏底埋深 13.0m,以最高水位计算,地下水的浮托力才 $38.8 \times 42.4 \times 1.85 \times 10 = 30.4 \text{ MN}$,很小,所以绝大部分的剩余荷载都是由侧摩擦阻力来分担的。该地下室外墙的有效总面积 $A_w = 2 \times (35.8 + 40) \times (13 - 1) = 1820 \text{ m}^2$,确实具有较大的可挖潜在功能。

所以,对于高层建筑的基础设计,结构工程师必须加强对地下室周边回填土的质量要求和控制,以避免不认真夯实回填土的情况产生。内摩擦角越大,土回填就越密实,抗剪强度越高,提供的被动土压力也就越大,对基础的稳定越有保证。同时,地下室外墙与回填土之间巨大接触面积上的摩擦力同样也对地基基础起着很大的卸载与补偿作用。

(3) 地下室结构的层间刚度要比上部结构大得多,地上建筑的井筒、剪力墙和(或)柱都直接贯通到地下室,特别是地下室的外墙都是很厚且开洞极少的钢筋混凝土挡土墙;在大面积的被动土压力与摩擦阻力的侧限下,与地基土形成整体,地震时与地层移动同步。所以,无论是箱形还是筏形基础,地下室的顶板和底板之间基本上不可能出现层间位移。

而且,地下室与地基及周边土的共同作用又反过来对上部结构的整体刚度提供了一定的补偿性贡献。无论是模拟试验和理论分析的结果都充分显示,在上部结构和工程地质条件完全相同的情况下,有地下室的高层建筑的自振周期要比无地下室的小,而且有桩基的要小于天然地基的,大直径桩的要小于小直径桩的。同时,有两层地下室的整体刚度要大于只有一层地下室的。日本某科研单位对一栋坐落在软土地基上的 15 层住宅楼进行了这方面的专题研究,结果表明,随地下室的层数和埋深的增加,建筑物的整体刚度增大,自振周期明显减小,而且小直径桩基只能起到半层地下室的作用,见图 7-10。

从图中的第一振型标示不难看出,由于上部结构-地下室-桩-土的共同相互作用,有两层地下室+桩基的自振周期($T_1 = 1.2 \text{ s}$)要比无地下室桩基础的自振周期($T_1 = 2.0 \text{ s}$)小 40%,则在地震作用下相应的结构侧向位移要比无地下室的小。如果用概念性近似计算来比较,在上部结构质量和所有其他边界条件都不变的情况下,本案例中,有两层地下室+桩基的结构整体刚度是相应无地下室桩基础的整体刚度的 2.8 倍左右。但其自振周期还是要比按上部结构完全嵌固在地下室顶板上的所谓刚性地基计算模型的自振周期($T = 0.8 \text{ s}$)大 50%,也就是说,假设坐落在刚性地基上的结构计算模型的刚度要比实际两层地下室+桩基的结构整体刚度大了 2.2 倍左右,即 $K_{\text{刚}} = 2.2 K_{\text{实}}$ 。所以,设计人员必须要有这个概念,才能做到心中有数,即按照刚性地基计算模型算出来的层间或顶部位移值要小于实际位移值,而地震反应(基底剪力和倾覆力矩)却都大于实际值。

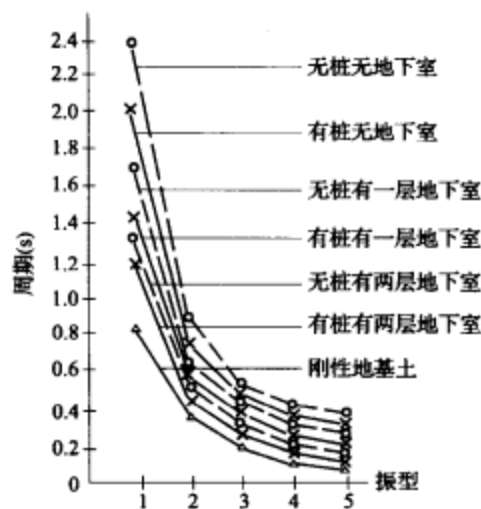


图 7-10 地下室对结构整体刚度的影响

另外，日本计算桩基承担地震剪力的经验方法也充分反映了地下室的潜在补偿功能。当地下室周边土标准锤击贯入度为 4 时，每增加一层地下室，桩所承受的水平剪力就可以减少 25%，当有 4 层地下室时，则可不考虑桩基承受地震剪力的问题；当周边土的锤击贯入度为 20 时，一层地下室桩基所承受的剪力就能减少 70%，两层地下室的桩基就可以不考虑地震剪力的问题，见表 7-2。

表 7-2 日本桩基工程地下室侧壁承担的水平荷载

地下室层数 \ 侧壁土的锤击贯入度	N=4	N=20
一层地下室	25%	70%
二层地下室	50%	100%
三层地下室	75%	
四层地下室	100%	

总之，高层建筑基础设计的潜力很大，如果在所依据的计算理论不够完善的情况下，再无端保守地加大箱（筏）形基础底板的厚度、配筋量和布桩的数量，会造成很大的浪费和极其不良的综合经济效益。在具体工程项目的设计中，结构工程师必须凭借自身拥有的概念和正确的判断力进行把握，特别是在这个市场经济发展的年代，价值工程业已形成和启动，而基础设计又是最有潜力可挖的一门专项，如果再一味盲目保守，不但有损自身的信誉，还会有被淘汰的可能。



参考文献

- [1] Bill Addis. Creativity and Innovation—the Structural Engineer's Contribution to Design. Oxford: Architectural Press, 2001
- [2] 戴国强. 复杂地基条件高层建筑基础设计实例. 建筑结构, 1999 (4)
- [3] 齐良峰, 张保印等. 高层建筑桩筏基础筏板内力的现场实测与分析. 工业建筑, 2004 (1)
- [4] 王莺歌. 超高层筒中筒结构桩筏基础共同作用现场实测与数值分析. 工业建筑, 2005 (5)
- [5] 林颖孜. 桩-土-筏基础共同工作的设计与实例分析. 建筑结构, 2003 (7)
- [6] Semmer H., Piled Raft Foundation of a Tall Building in Frankfurt Clay. Proc. ICSMFEXI, 1985, Vol. 4, 2253~2257
- [7] 朱百里. 补偿式摩擦桩基——访法兰克福展览会大楼, 岩土工程师, 1990 (3)
- [8] 陈传水, 甘正常. 超长直径钻孔灌注桩垂直承载力的试验研究. 建筑结构, 2001 (5)
- [9] 钟闻华, 刘松玉等. 群桩基础特性研究与实测分析. 建筑结构, 2003 (11)
- [10] 赵锡宏, 龚剑. 桩筏(箱)基础的荷载分担实测, 计算和机理分析. 岩土力学, 2005 (3)
- [11] 董建国, 赵锡宏等. 高层建筑地基基础的共同作用理论与实践. 上海: 同济大学出版社, 1996
- [12] 包彦, 叶卫东等. 恒隆广场地下工程研究. 工业建筑, 2004 (12)
- [13] 洪毓康, 楼晓明等. 高层建筑桩-箱基础共同作用原位测试及计算分析研究. 岩土工程师, 1990 (1)
- [14] 郁彦. 高层建筑结构概念设计. 北京: 中国铁道出版社, 1999
- [15] 陈天雷. 高层建筑箱基基础设计中的若干问题探讨. 工业建筑, 1996 (12)

设计参考