

# 高层建筑钢筋混凝土结构 设计规程和概念设计

清华大学 方鄂华

# 主要参考资料

## [1] 高层建筑钢筋混凝土结构 概念设计

方鄂华编著 机械工业出版社 2004年9月

## [2] 高层建筑混凝土结构技术规程 JGJ3 - 2002

## [3] 北京市建筑设计技术细则 结构专业

北京市建筑设计标准化办公室主编单位：北京市建筑设计研究院 2004.12

## [4] 《高层建筑混凝土结构技术规程若干问题解说（JGJ3-2002）》 黄小坤 《土木工程学报》2004年3月

# 第1部分

## 体系和结构布置

# 1. 偏心距和扭转不规则（参考[1]4.3~5、5.2节）

- 规程4.3.5条规定
  1. 地震作用考虑(5%L)附加偏心距，最大层位移和平均层位移之比（假定刚性楼板计算）：
  2. 结构周期比  $T_{\text{扭}}/T_1$
  3. 考虑(5%L)附加偏心距，计算的内力参加组合(设计构件)，抗震规范5.2.3条与高规不同
- 地震作用存在双向平动和扭转分量，规范规定单向计算是一种简化，扭转分量无法确定，规程将扭转规则性定量化，有利于设计操作。措施：
  1. **防止地震作用下扭转过大**：限制位移比、周期比。位移比、周期比过大原因：
    - 刚心、质心偏离，需要调整剪力墙的布置，减小刚心与质心距离；
    - 抗扭刚度小，扭转周期长，需要加大抗扭刚度。
  - 2 **提高抗扭承载力**：用附加偏心距计算，加大构件设计内力。扭转产生内力放大，距刚心愈远，内力放大愈多。抗震规范是在不考虑耦联计算时简化方法(边梃乘以1.15或1.05)，对高层建筑偏于不安全，不高的建筑可以采用。

# 存在问题和建议：

- 1 考虑附加偏心距以后，难以考察结构平面刚度是否均匀；有时较难调整到上述要求。
- 2 当调整实在有困难时怎么办？

## 首先要弄清楚是什么原因造成扭转不规则。

- 用原结构状态检查周期比，不符合要求时应调整结构布置；应尽可能增加结构的抗扭刚度；当侧移刚度较大时可以减小侧移刚度；
- 用原结构状态计算检查位移比（与检查位移限制同时进行，没有附加偏心距），了解平面刚度是否均匀，调整结构布置，减少刚度偏心；
- 加高连梁可增加抗扭刚度，加高连梁不一定是好措施，可能不利于“强墙弱梁”，特别是外墙为短肢墙时。
- 在周边增加剪力墙最有效

## 用附加偏心距计算检查结构是否偏心过大，是否符合 规程要求的位移比（主要检查最大层间位移层）

- 结构抗扭刚度较小、侧移刚度很大时，可减小侧移刚度；
- 如果结构刚度很大，最大位移在允许位移的 $1/2 \sim 1/3$ 左右（或更小），位移比的限制可以放宽一些（多层、剪力墙结构、高层建筑的偏置矮裙房等位移较小时）；  
例如层间位移 $1/2000$ 时可放松 $10\%$ ，再小时放松不超过 $20\%$   
(参考[3])
- 位移比超过 $1.2$ 时，为不规则结构，用附加偏心距或双向偏心计算内力（必须采用考虑耦联的计算），角柱配筋适当增加；
- 当位移比超过 $1.5$ (B级： $1.4$ )时，为特别不规则结构，我国规程不允许。

是否可参考美国IBC规范做法？

美国IBC规范要求将外荷载产生扭矩及附加偏心距的扭矩之和放大，乘以放大系数

$$A_x (M_t + M_{ta})$$

外荷载扭矩

附加偏心距的扭矩

放大系数由以下公式计算，但不大于3

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \leq 3 \Rightarrow$$

位移比	1.2	1.5	1.7
增大系数 $A_x$	1	1.56	2
附加偏心距	5%	7.5%	10%

在超过位移比不太大时( 10 ~ 20% )，结合我国规程要求，可以将附加偏心距加大后计算内力

## 归纳如下：

1. 不附加偏心距：校核最大层间位移，检查位移比  
检查周期比，调整平面布置；
2. 用附加偏心距( $5\%L$ )校核位移比是否符合规程要求，分析原因后再采取措施；
3. 用附加偏心距（ $5\%$ 或更大），计算结构地震作用下内力，与其他内力进行组合；
4. 或者用双向地震作用计算，可不考虑附加偏心距（特别不规则的结构宜考虑）；
5. 必要时，根据具体情况，可考虑放松限制或加大偏心距计算等方法。

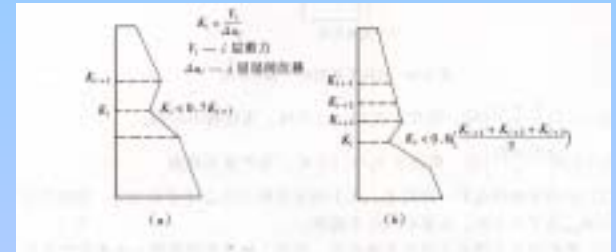
注意：所有计算应采用耦联计算；

## 2. 沿高度刚度均匀要求

- 4.4.2 条 楼层侧向刚度不宜小于上部楼层侧向刚度的70%，或其上相邻三层侧向刚度平均值的80%

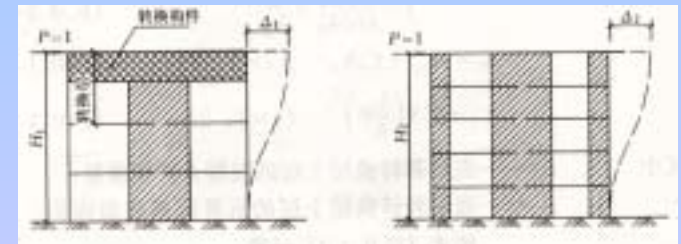
$$\begin{aligned}\text{侧向刚度} &= V/\text{层间侧移} \quad (\text{单位位移下的力}) \\ &= V h / \text{层间侧移} \quad (\text{单位转角下的力}) \\ &= \text{层间侧移} / h \quad (\text{层间转角})\end{aligned}$$

规程说明中解释“侧向刚度”为上列第1种



附录E 针对底部大空间结构，是一种简化方法，采用第3种方法

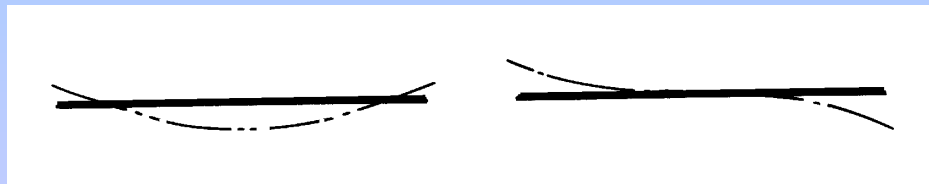
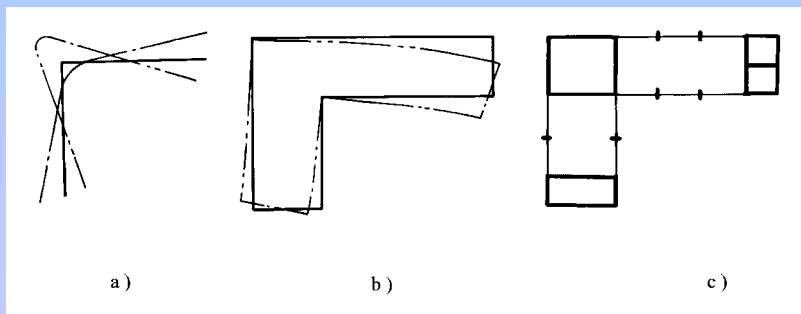
$$\gamma_e = \frac{\Delta_1 H_2}{\Delta_2 H_1} = \frac{\Delta_1 / H_1}{\Delta_2 / H_2} = \frac{\theta_1}{\theta_2} = 1 \sim 2$$



整体分析得到的层刚度结果 (V, Δu, θ) 较精确

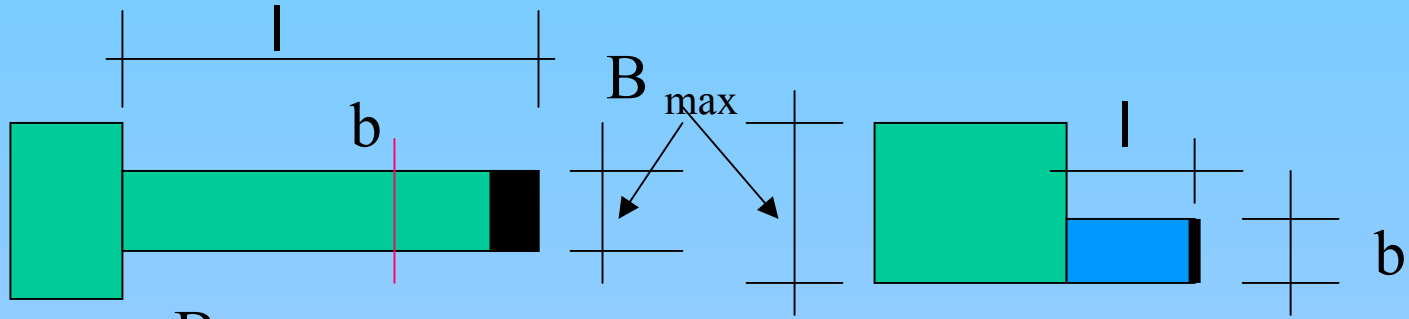
### 3. 高宽比和平面形状限制

- 高宽比限制值是经验性的规定，在一般情况下，符合高宽比限制值要求的建筑，结构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。
- 高宽比限值可以作为初步设计的参考，规程上规定是“不宜超过”，已不作为“超限审查的要求”。
- 凸出部分过长造成的高振型影响，端部加大刚度剪力墙
- 长条形建筑造成的高振型影响，无法计算，高度大时不允许

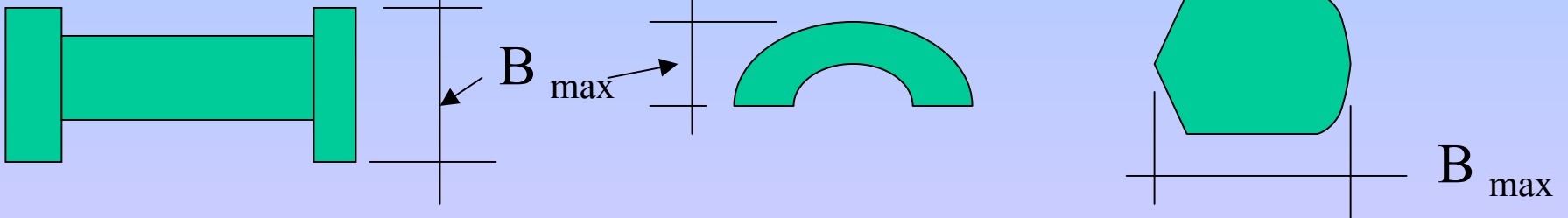
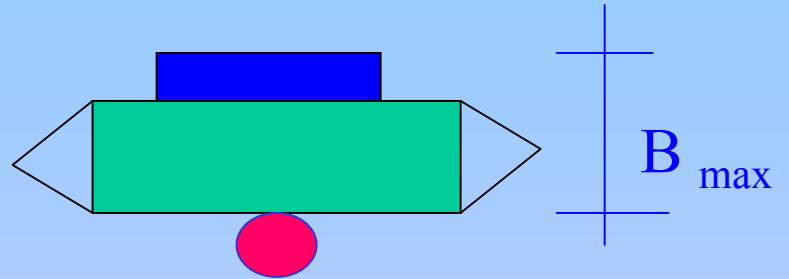
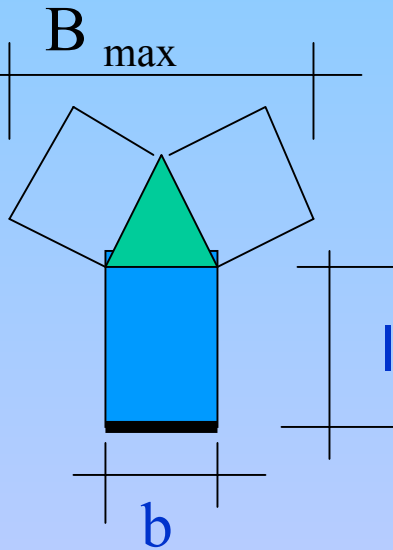


1 高宽比  $H/B_{\max}$

2 凸出部分的长宽比  $l/b$



投影宽度



## 4. 双重抗侧力体系（参考[1] 5.6节）

- 框架-剪力墙（筒体）结构
- 框架-核心筒结构
- 筒中筒结构

变形性能不同的抗侧力单元协同抵抗水平力，要求每个部分分担一定比例的层剪力，一定比例的倾覆力矩，在弹塑性阶段可以充分进行内力重分配，实现二道设防目标

# 框架-剪力墙结构 - 双重抗侧力体系

## 1. 剪力分配比例规范要求

RC结构 - 剪力取  $0.2V_0$  ,  $1.5f_{\max}$  较小值

## 2. 倾覆力矩大于总屈服力矩的50%

剪力墙倾覆力矩小于50% - - 弱剪力墙

框架的抗震等级按（纯）框架结构确定

框架-剪力墙结构变形和内力分配与框架、剪力墙的刚度比有关

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

$\lambda < 1$  剪力墙结构

$\lambda > 6$  框架结构

$\lambda = 1 \sim 2.4$  剪力、倾覆力矩分配比例恰当

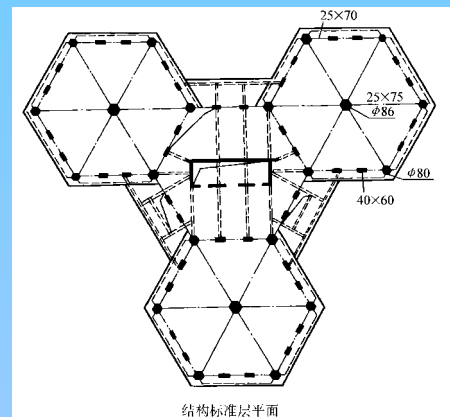
## 框架结构（纯） - - 非双重

- - 少量剪力墙，按框架设计（6.1.7条）

结构以框架为主，有少量剪力墙，

按框架-剪力墙计算，框架、剪力墙一起输入（也可以分两次计算，分别取内力）

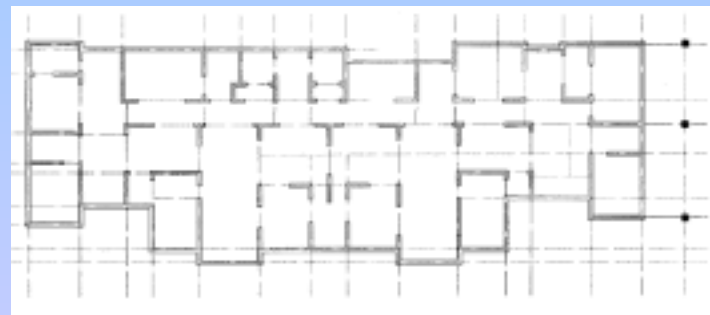
抗震等级按框架结构取



## 剪力墙结构 - - 非双重（联肢剪力墙可多道设防）

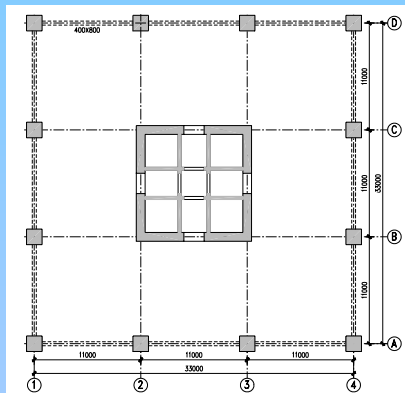
- - 少量框架柱或短肢剪力墙、小墙肢，裙房有框架等，按剪力墙结构设计，

框支柱抗震等级应提高一级，裙房为框架结构时，按主体结构的抗震等级确定框架抗震等级



# 钢筋混凝土筒中筒结构与框架核心筒结构 - - 双重抗侧力体系

(参考[1] 8.2节)

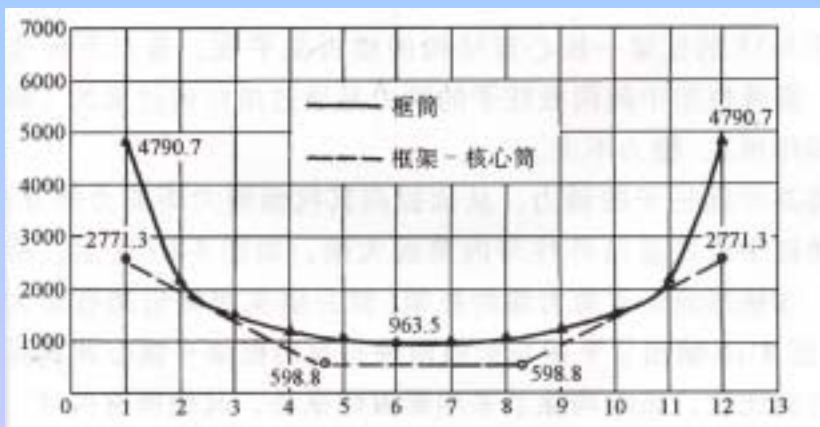
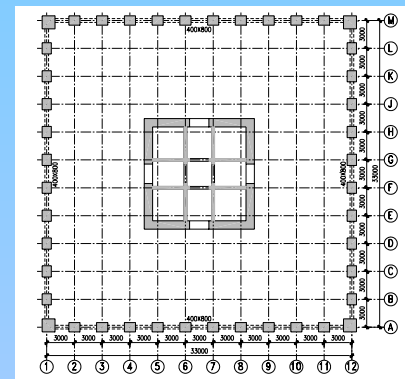


框架-核心筒结构

筒中筒结构

9.2.3条：框架剪力调整

$0.2V_0$  ,  $1.5f_{\max}$  取较小值



# 筒中筒结构与框架-核心筒结构比较

- 框架-核心筒结构侧向周期长, 刚度小

结构体系	周期	顶点位移		最大层间位移
	(s)	mm	/H	/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

- 框架-核心筒受力以核心筒为主, 周边框架剪力小, 倾覆力矩也小
- 筒中筒结构内筒承担剪力多, 框筒承担倾覆力矩多

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

# 框架-核心筒结构设计要点（参考[1] 8.2.3节）

1. 框架-核心筒结构平面形状可以随意（筒中筒结构平面形状局限），可以不设角柱；
2. 框架承受的剪力较小（倾覆力矩也小），必须调整增大到规范要求
3. 钢筋混凝土实腹筒是框架-核心筒结构中的主要抗侧力构件，承载力和延性都要求很高，对高宽比、内力、配筋构造有许多要求；
4. 内筒配置钢骨，可以改善内筒的抗震性能；配置方法：墙端部或转角处，大面墙的中间；  
可以配置部分楼层（下部若干层为SRC柱，上部为RC柱）

## 抗震等级问题：

小于60m的框架-核心筒结构可以按框架-剪力墙结构确定抗震等级；（框架-核心筒结构是框架-剪力墙结构的一种特殊情况，高度不大时也应注意内筒的特殊要求

# 外钢框架-内混凝土核心筒（混合结构）

## 特点：

- 外钢框架的刚度更小，剪力分配的比例更低；
- 外框架钢基本不改变核心筒的弯曲型变形，协同工作性能差；
- 外钢框架与混凝土核心筒的徐变、收缩、温度变形等后期变形性能不一致；

是不是双重抗侧力体系？

## 混合结构设计要求

- 规程规定外钢框架组成的混合结构高度不宜太大（11.1.2条）
- 按双重抗侧力体系设计，规程条要求框架剪力取 $0.25V_0$ ， $1.8Vf_{\max}$  较小值（11.1.5条）

通常外钢框架层剪力分配率都小于 $1.8Vf_{\max}$ ，

若按 $1.8Vf_{\max}$ 调整后，往往远远小于 $0.25V_0$ ，达不到双重抗侧力体系要求

# 大连远洋大厦 - 51层，外钢框架-混凝土核心筒结构，6层以下为钢筋混凝土框架 (参考[1] 2.3.12节)

弹性计算：6层以下核心筒承担剪力60 ~ 80%

7层以上核心筒承担剪力90 ~ 88%

弹塑性计算：7层以上框架分担<10%，无屈服

7层以下钢筋混凝土框架有塑性铰

核心筒连梁塑性铰较多

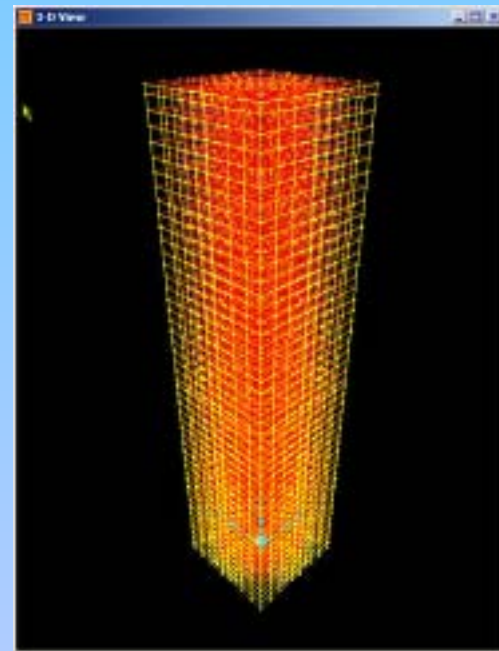
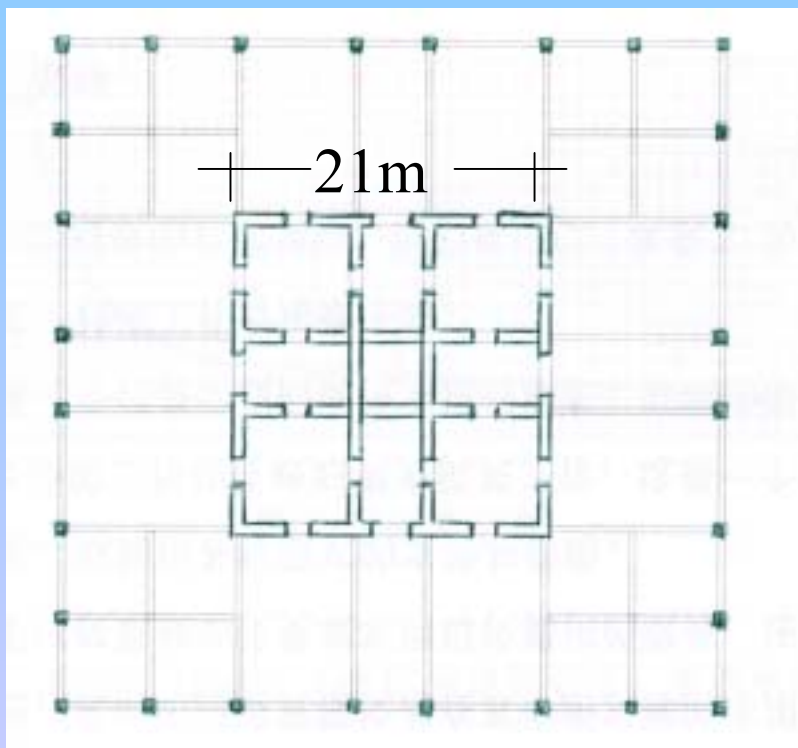
# 外钢框架-混凝土核心筒

## 48层，198m

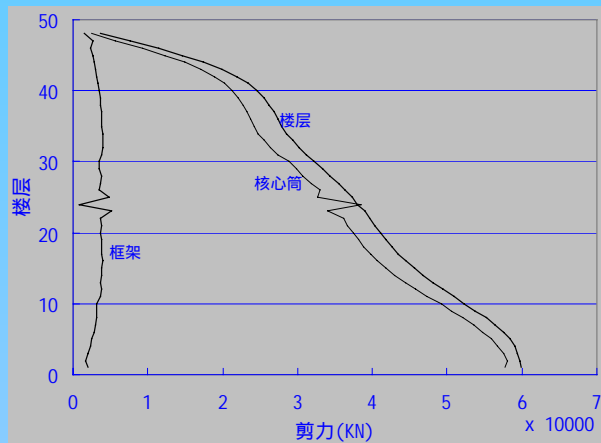
45m

内筒高宽  
比 9.43

设置伸臂  
24、48层



SAP程序  
分析模型



层剪力分配：

框架底层 1677kN 3.5%

框架16层 3241kN 8.8%

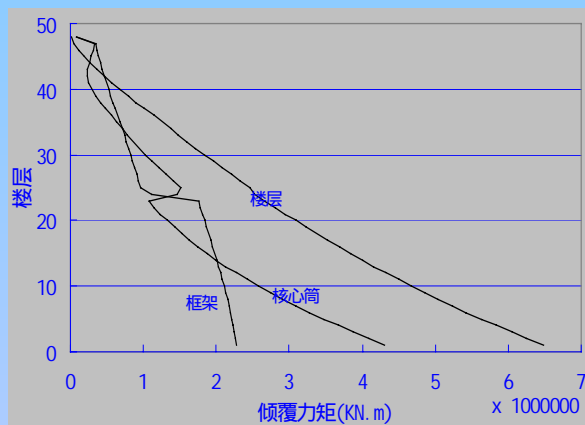
24、48层有突变

倾覆力矩分配：

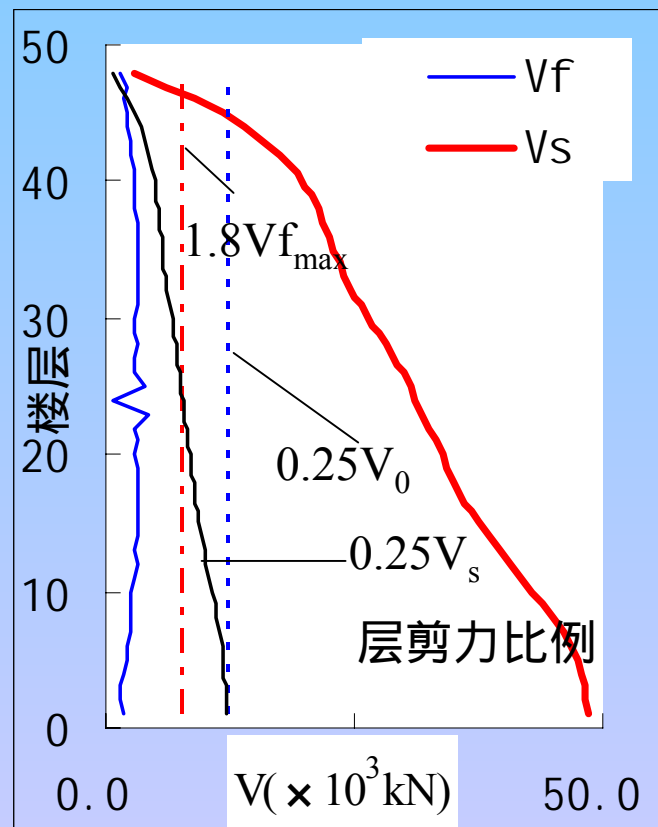
框架底层

35.22%

24、48层有突变



层剪力V与 $0.25V_0$ 、 $1.8f_{max}$ 、 $0.25V$  的比较



# 采取措施：

- 按底部剪力 $0.25V_0$  调整不合理，上部放大太多，按总层剪力的比例调整较合理，即  
层剪力的25% - - -  $0.25V$ （钢框架）  
（混凝土框架按 $0.2V_0$ 或  $1.5f_{\max}$  调整也存在这个问题，新规程中已有改进）
- 如果调整较少（ $0.1\sim 0.15V$ ），则按非双重抗侧力体系设计（内筒100%层剪力），抗震性能不好（6度地区及非抗震结构较合适）；
- 采用钢骨混凝土核心筒，加强内筒延性  
楼板处配置钢骨形成的钢骨混凝土内筒延性好  
采用钢管或钢骨混凝土柱、钢梁外框架；

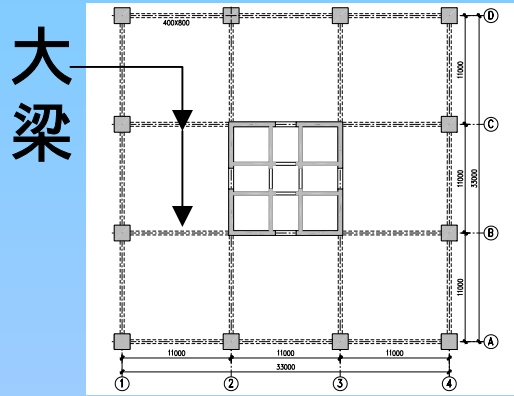
“高层混合结构规程”可能做出一些规定

# 板柱-剪力墙结构

## - - 非双重抗侧力结构

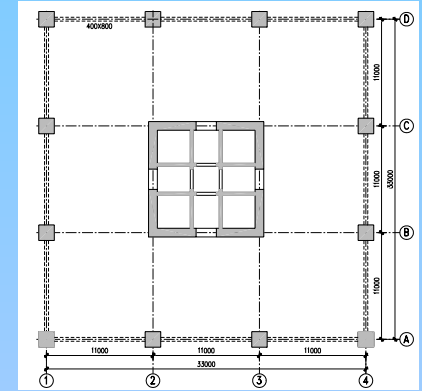
- 板柱结构为很弱的框架，分担的剪力和倾覆力矩度很小；板柱结构在高层建筑中限高使用，设计有特殊要求；
- 规程要求（每层）剪力墙承担100%层剪力  
板柱部分不少于20%地震层剪力
- 要求周边柱之间设置边梁（框架梁），  
与框架-核心筒结构如何区分？

# 5. 框架-核心筒结构 不同楼板体系的比较 (参考[1] 8.2.1节)



有梁楼板框架  
-核心筒

平板框架-  
核心筒



框架-核心筒结构中设置楼板大梁：

- 增加翼缘框架柱的轴力，提高外框架抵抗的倾覆力矩，减小核心筒倾覆力矩
- 外框架抵抗的剪力不增加，还可能减少
- 提高结构抗侧刚度
- 设置楼板大梁时，层高可能增加，大梁高度不宜太大。 - - 层高加大使总高度加大，造价增加，不经济

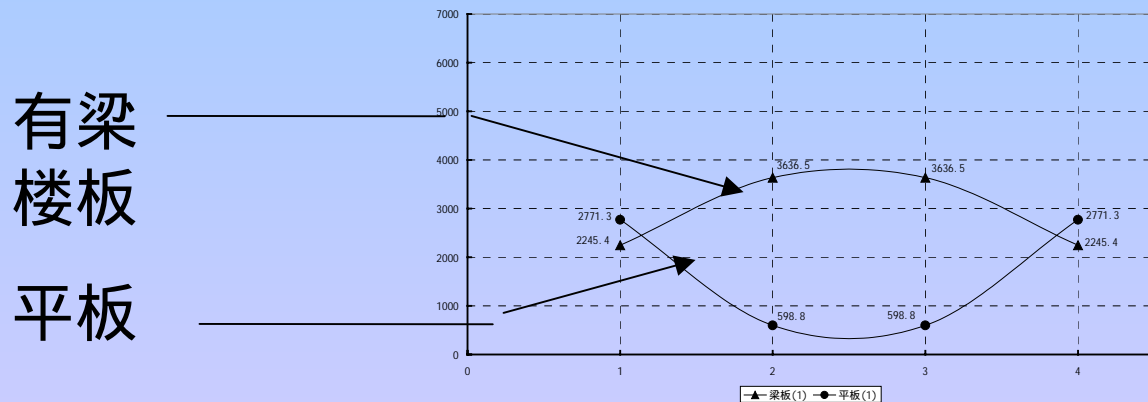
# 两种楼板体系

**平板体系** - - 周边框架结构，板内没有梁，可按照框架-核心筒结构设计；

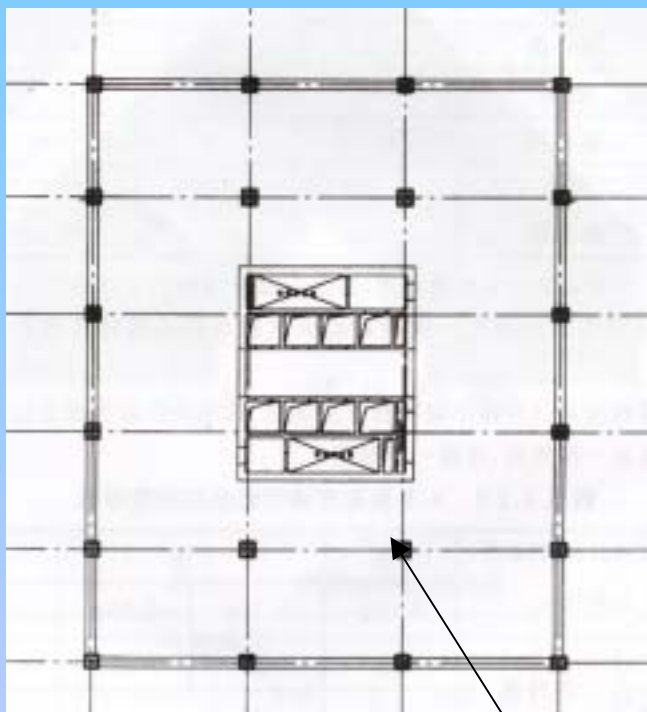
如果无梁柱数量很多，为竖向荷载主要承受者，应按板柱体系设计。

**梁板体系** - - 多数情况楼板内设置大梁，形成框架-剪力墙

## 平板与有梁楼板框架-核心筒翼缘框架柱轴力的比较

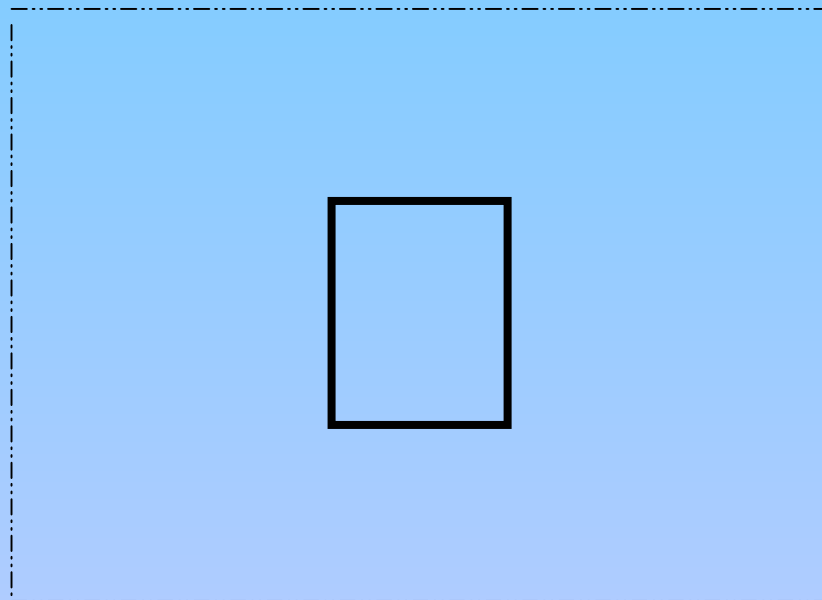


# 框架-核心筒结构



柱不抗侧力

# 板柱-筒体结构



必须设置  
周边大梁

# 平板与有梁楼板框架-核心筒结构的比较

结 构	周期	顶点位移		最大层间位移
		$\Delta$ mm	/H	
平板框架-核心筒	6.65	219.49	1/852	1/647
梁板框架-核心筒	5.14	132.17	1/1415	1/1114

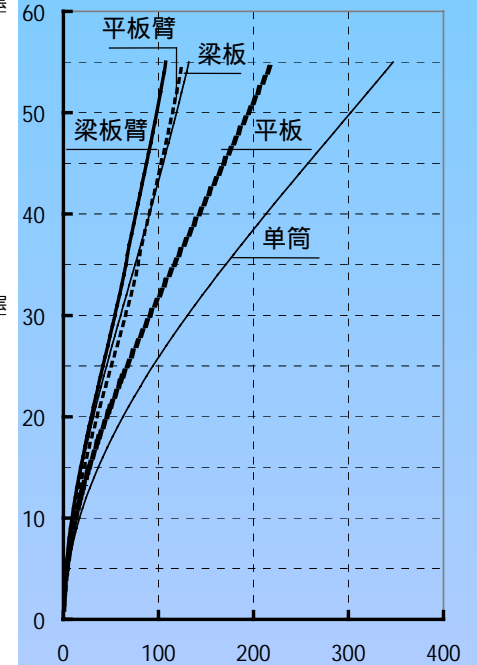
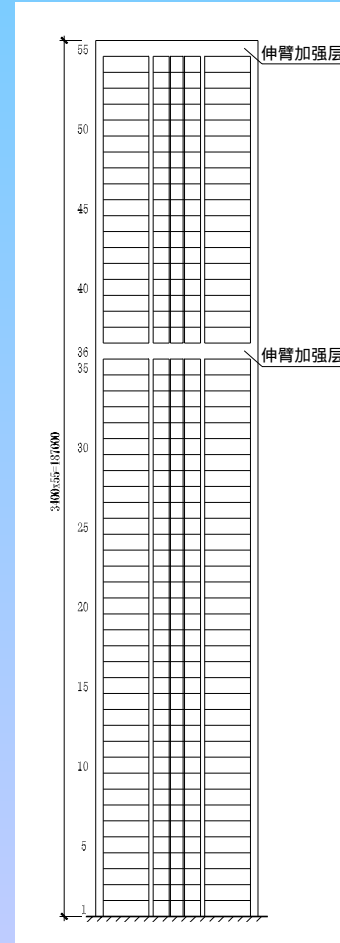
结 构	基底剪力 ( % )		倾覆力矩 ( % )	
	实腹筒	周边框架	实腹筒	周边框架
平板框架-核心筒	80.6	19.4	73.6	26.4
梁板框架-核心筒	85.8	14.2	54.4	45.6

# 第2部分 加强层

## 1. 伸臂构件

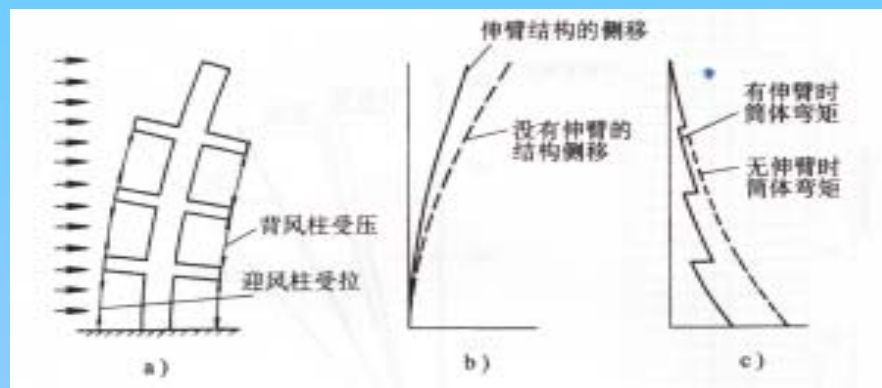
(参考[1] 9.1、8.2.2节)

伸臂仅在少数楼层布置，  
横跨外柱与内筒之间，  
在平面上对称布置  
组成框架-核心筒-伸  
臂结构



# 伸臂构件作用

外柱受拉、压  
结构侧移减小  
内筒弯矩减小



- 伸臂与楼板中大梁的作用相似，作用更加明显伸臂构件作用是提高翼缘框架柱内力的有效措施，可以增大结构刚度，减小侧移；
- 平板框架-核心筒结构与设置伸臂结构翼缘柱轴力的比较（见[1]图8.1.9节）
- 有梁楼板框架-核心筒结构与设置伸臂结构翼缘轴力的比较（见[1]图8.1.9节）
- 伸臂使结构沿高度内力突变，带来沿高度内力突变的问题，在非抗震结构中使用较多，在抗震设防的结构中使用需慎重；（见[1]图9.3.）

# 设置伸臂的数量和位置优化

设计时综合考虑，与设备层、避难层统一布置

- 当只设置一道伸臂时，最佳位置大约在结构的 $2/3$ 高度处；
- 设置两道伸臂时，效果优于一道；其中一道设在顶部（或 $0.7H$ 以上），另一道设在 $0.5H$ 处较好；
- 设置多道伸臂，可进一步减小侧移，但道数与效果不成正比，设置4道以上效果基本稳定；一般可沿高度均匀布置；

# 框架-核心筒结构设置伸臂方案比较

- 框架-核心筒设置伸臂效果好（减小侧移达到20~50%）
- 筒中筒结构设置伸臂效果不大（一般减小侧移5~10%），弊大于利，一般不采用。
- 框架-核心筒结构中是否设置伸臂，如何设置，必须做方案比较
- 如果侧移已满足要求，不必设置伸臂，避免沿高度内力突变，并节省钢材；
- 设置多道伸臂可使内力突变减小，每道伸臂的刚度和材料用量减小，但总的是多用材料；
- 楼板中设置大梁就是刚度很小的“多道伸臂”，沿高度内力分布均匀，但可能使楼层层高加大。

## 2. 环向构件（参考[1] 9.1.4节）

- 沿周边框架的少数层中设置环向桁架（混凝土或钢），环向实腹梁极少采用（因设置窗洞）

作用是：

1. 加强结构整体性，相当于“圈梁”；
  2. 协调框架各柱的轴向变形，使竖向构件受力均匀。
- 在框筒结构中相当于加大窗裙梁，减少剪力滞后；
  - 在框架-核心筒结构中，也可减小剪力滞后，使翼缘框架柱承受轴力，或者使伸臂传来的轴力均摊给其他柱子

### 3. 腰桁架与帽桁架（参考[1] 9.1.5节）

- 形式与伸臂相同，但作用不同：主要是减少内、外构件由于重力荷载、温度、徐变等产生的竖向变形差
- 大约30 ~ 40层设一道帽桁架，很高的结构可设腰桁架
- 伸臂与帽桁架、腰桁架常常结合使用

# 第3部分 框架结构若干问题

# 1. 关于轴压比限制 (参考[1] 6.2节)

(1) 保证柱的延性,尚无法定量计算

只能用“抗震等级”粗略提出轴压比和箍筋要求

柱子延性比要求

柱子延性能力

$$\mu \leq [\mu]$$

(2) 两条基本措施：

- 轴压比限值实际上是大小偏压的界线。轴压比计算未考虑柱子的形状和配筋的影响
- 配置箍筋可以改善柱的延性，因为柱箍筋约束混凝土，提高了混凝土受压的极限变形内力。

但是对于轴压比限制的争论一直存在，有人认为没有必要限制轴压比，有人认为限制太严，也有人把规范中的要求视为绝对不可更动。

### (3) 轴压比限制可能造成的矛盾：

- 柱子截面较大，竖向钢筋多为构造配筋。  
大尺寸截面好，还是多配钢筋好？（素混凝土面积大）
- 柱子截面较大，形成短柱。 究竟限制轴压比好，还是出现短柱好？

### (4) 柱的配筋与轴压比：

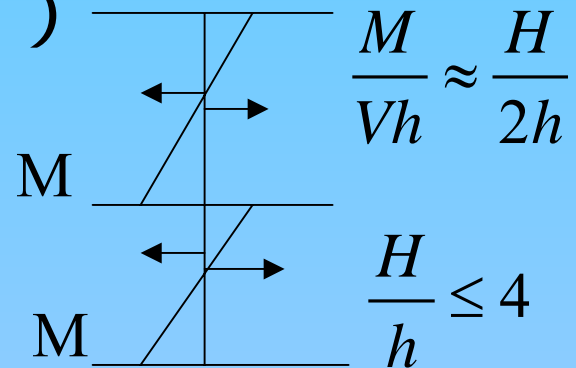
- 柱的配筋在边缘，抗弯的效率最高，一般沿周边配置。中部不配筋可能使轴压应力不均匀。  
素混凝土面积太大时，中部加配筋芯柱可以放松轴压比限制值。
- 如果配筋较大，可考虑在轴压比计算的分母中加入钢筋面积（类似钢骨混凝土柱）。
- 如果受弯钢筋较多，可以使柱子钢筋在大震下不屈服（处于弹性状态），轴压比限制可以放松。

## 2. 关于短柱 (参考[1] 6.2.2节)

短柱的定义



$$\frac{M}{Vh} \leq 2$$



$$1.5 < \frac{M}{Vh} \leq 2$$

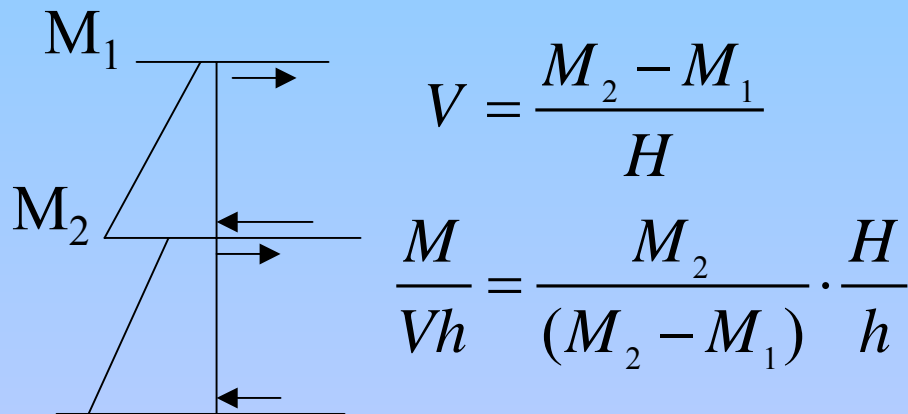
短柱，箍筋增加后，可能为略有延性的剪压破坏

$$\frac{M}{Vh} \leq 1.5$$

极短柱，出现剪切斜拉破坏，为脆性破坏

$$\frac{H}{h} \leq 4$$

不一定是短柱



•短柱容易出现剪切破坏最危险是长、短柱共同作用的框架结构，一般短柱先破坏，然后长柱破坏。

柱子截面大、梁截面小时，剪跨比较大，不是短柱

- 框架-剪力墙结构中，框架与剪力墙共同工作，剪力墙承受大部分剪力，一般剪力墙先出裂缝或屈服，（与柱子相比，墙更“短”）柱子都有富余的承载力；
- 高层建筑中底部的柱子截面大，但梁的截面都不大，多数没有反弯点，不是短柱；
- $\frac{H}{h} < 4$  的柱要采取全高加密箍筋的措施；
- 柱子截面并不是愈大愈好，如有可能减小截面（高强混凝土、芯柱、钢骨等），对减小结构面积、减少重量等许多有利方面；
- 要具体分析轴压比超限和出现短柱两种情况对具体工程的影响，那种情况采取措施后，改善性能较好。

# 3. 框架节点区混凝土强度设计

( 参考[1] 6.3.3节和 [3] )

- 原规范限制柱与核心区混凝土强度相差不得超过5Mpa，新规范上取消这个限制；
- 新规范上取消这个限制，不等于节点区混凝土强度可以随意设置，必须进行抗剪强度计算。
- 我国自己的研究较少，美国、加拿大研究较多，可以借鉴。用核心区混凝土折合强度计算公式。
- 核心区混凝土强度不足时采取的措施
  - 加大核心区面积
  - 插钢筋或钢管
  - 采用施工方法提高柱核心区混凝土等级

# 4.关于剪力、弯矩的增大系数

规程方法和存在的问题（参考[1] 6.1节）

- 梁、柱、剪力墙强剪弱弯 - - 内力组合得到的M和V不是同一组荷载得到，配筋后，弯曲屈服和剪切破坏并不同时发生，先出现剪切破坏就是脆性破坏；  
要求构件抗剪承载力高于抗弯承载力，避免在钢筋屈服以前剪切破坏；
- 柱强柱弱梁 - - 内力组合梁端、柱端弯矩不平衡，配筋后有可能柱钢筋先屈服，不是梁铰机制，延性不好；  
要求柱端抗弯承载力高于梁端抗弯承载力，避免在梁屈服以前柱端出铰；
- 反算剪力值在程序中实现比较困难，规程采用了简化方法 - - 用设计弯矩反算，乘以增大系数：

# 规程简化方法的问题

- - 多数可能造成多配钢筋，也可能不安全

按配筋反算和简化计算的剪力值相比, 那一个大? 不一定

- 反算结果反映相对关系，可保证 $V_{\text{剪切}} > V_{\text{弯坏}}$
- 按增大系数计算，有可能 $V$ 值偏大，结果是多配了箍筋，等级愈高，系数愈大，配箍筋愈多。特别是特一级的梁，抗剪箍筋多配。认为比较放心，安全余度更大，实际增大钢筋用量；
- 如果实配钢筋多，增大系数可能包不住，一般不要多配钢筋，在构造配筋时不能避免。
- 建议：
  - 1 简化方法一般是安全的，计算方便，
  - 2 简化方法配的钢筋过多，可通过反算减少
  - 3 9度抗震设计和特一级抗震等级, 将简化计算结果和反算计算结构比较

这样可以节省钢筋用量，但是麻烦，多一道反算，建议自编小程序

# 第4部分剪力墙结构

## 1. 剪力墙轴压比限制及约束边缘构件

(参考[1] 7.1.4节)

高轴压比下剪力墙容易破坏，边缘压应力超过混凝土受压极限

破坏形式：

- 混凝土压碎先于钢筋屈服 (见[1]图7.6)
- 混凝土压酥，剪力墙平面外错断 (见[1]图7.29)

# 设置约束边缘构件的要求

## (参考[1] 7.3.4节)

- 高规规定 (7.1.15条) : 一、二级抗震等级 - - 底部加强部位及其上一层墙肢端部设置约束边缘构件 ( $\lambda_v = 0.2$ ) ;
- 抗震规范规定 (6.4.6条) : 轴压比小于表6.4.6的规定值, 可设置构造边缘构件; 二者不一致, 高规要求严,  
如果轴压比较小 (抗震表6.4.6), 结构高度不高, 可按高规的构造边缘构件设计, 取 $\lambda_v = 0.1 \sim 0.2$ , 纵筋1.0%  
多层建筑结构可以按照抗震规范执行
- 约束边缘构件的箍筋  
约束边缘构件可以采用拉筋,  
阴影部分不能全部采用拉筋;  
压应力较小部分的外部分布钢筋必须有可靠锚固, 才能计入配箍率。
- 洞口边的边缘构件 (参考[1] 7.3.4节)  
洞口边缘不一定配置约束边缘构件, 取决于洞口边缘的压应力大小, 与轴向压力以及连梁约束程度有关。

# 约束边缘构件的范围 - - 受压区中压应力较大的部位，各种截面形状不同

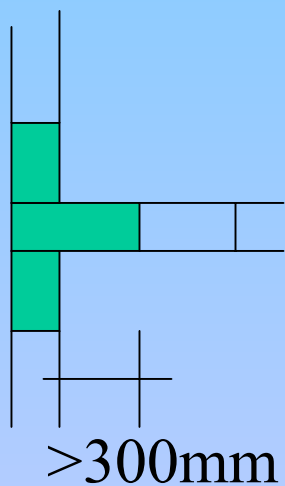
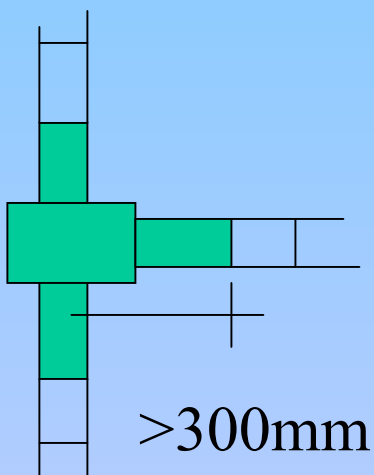
端柱和翼缘可以减小受压区，是否属于端柱？

端柱边长 < 墙厚2倍

或

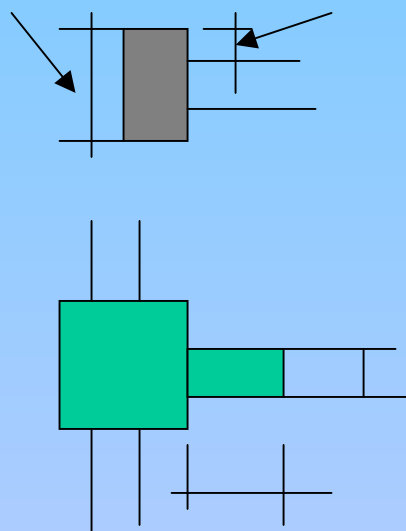
翼墙长度 < 其厚度3倍

无端柱

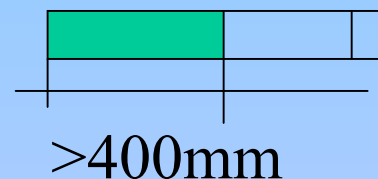


无端柱

翼缘部分是在压应力较大的部位



有端柱情况

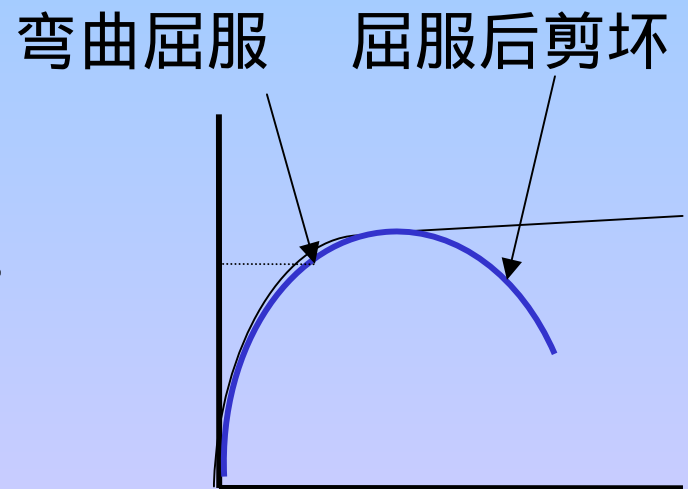


单片墙最不利，受压区较大，约束范围要大一些

## 2. 连梁设计（参考[1] 7.4节）

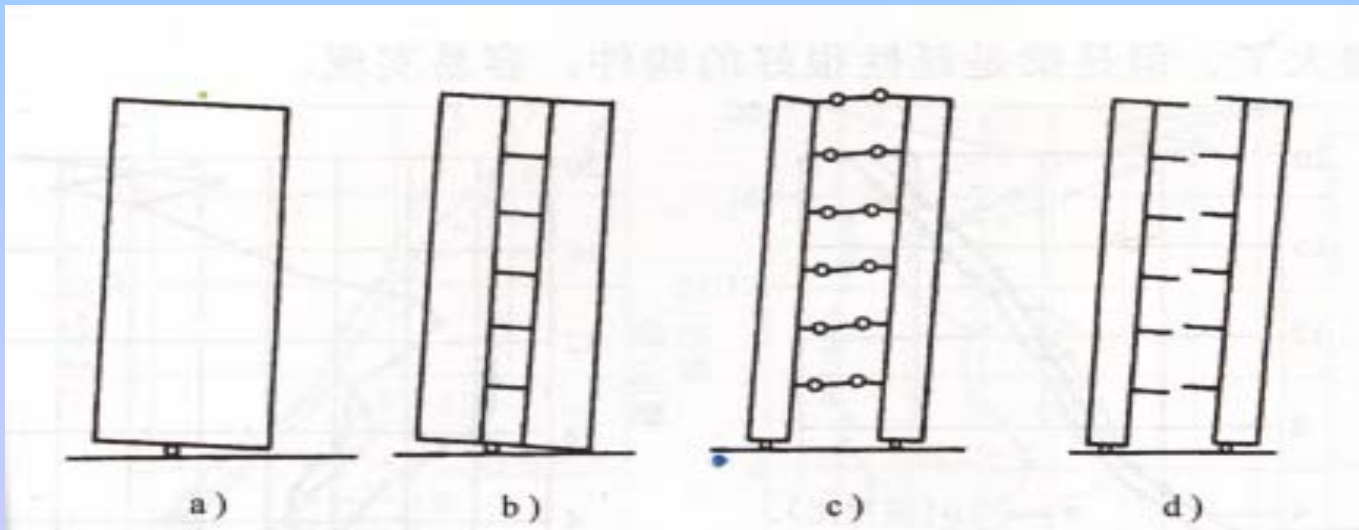
- 连梁是剪力墙结构中的重要构件，对剪力墙的刚度、承载力、破坏形态、延性都有很大影响。
- 连梁剪跨比比较小，容易出现剪切破坏。
- 按照强剪弱弯设计的连梁还是容易出现钢筋屈服后的剪切破坏。连梁承受反弯作用，剪应力较大，容易出现斜裂缝，容易剪切破坏，而且容易出现屈服后的剪切破坏。

连梁的设计有其特殊性。应设计强剪弱弯的连梁，并尽可能推迟剪切破坏。



# 连梁对剪力墙的影响（参考[1] 4.3、5.5.4、7.2节）

- a) 悬臂墙刚度大，承载力大，静定结构，抗震不利；
- b) 连梁很强时(刚度和承载力)，连梁不破坏，接近静定的悬臂墙，抗震不利；
- c) 连梁弯曲屈服，维持刚度和承载力，有延性，抗震好；
- d) 连梁剪坏，退化为静定的悬臂墙，可利用为二道设防构件。



# 连梁屈服后的破坏形态（参考[1] 7.4.1节）

连梁屈服后破坏形态的影响因素：

- 名义剪应力
- 剪箍比 - 箍筋配置量
- 连梁配筋设计（参考[1] 7.4.2节）

控制名义剪应力 - 7.2.23条规定与跨高比有关

连梁剪力 $V_b$ 由弯矩确定(7.2.22条规定由设计弯矩反算是简化方法)；实际连梁剪力与受弯配筋多少有关

实际上应当控制受弯钢筋，规程未规定受弯钢筋最大、最小配筋率，有时配筋过大

**连梁受弯最大配筋率** 将剪压比要求代入，并假定取C50，代入数字，可得最大配筋率：

跨高比大于2.5时：
$$\frac{A_s}{b_b h_{b0}} \leq \frac{0.2}{\gamma_{RE}} \beta_c \frac{f_c}{f_y} \frac{l_l}{h_b}$$

$$\frac{A_s}{b_b h_{b0}} \leq 144 \frac{l_l}{h_b} \frac{f_t}{f_y}$$

跨高比不大于2.5时：
$$\frac{A_s}{b_b h_{b0}} \leq \frac{0.15}{\gamma_{RE}} \beta_c \frac{f_c}{f_y} \frac{l_l}{h_b}$$

$$\frac{A_s}{b_b h_{b0}} \leq 108 \frac{l_l}{h_b} \frac{f_t}{f_y}$$

## 连梁受弯最小配筋率

- 跨高比大于1.5的连梁受弯最小配筋率可按一般梁的要求选用；
- 跨高比小于1.5的连梁受弯最小配筋率按表选用。  
(构造配筋太大会使平均剪应力过大)

跨高比	最小配筋率 (取较大值)
$0.5 < l_l / h_b \leq 1.0$	0.2 , $25 f_t / f_y$
$1.0 < l_l / h_b \leq 1.5$	0.25 , $35 f_t / f_y$
$l_l / h_b \leq 0.5$	0.30 , $45 f_t / f_y$

# 连梁设计措施（7.2.25条）

（参考[1] 7.4.4节）

- 跨高比不宜小；抗震结构不宜用增加连梁高度来增加结构刚度；
- 连梁调幅
- 连梁可能剪切破坏（超限），则宜考虑二道设防设计。在二道设防计算时（连梁部分或全部不存在，无约束弯矩，有铰接连杆，是楼板或梁），**位移不必限制，二道设防的目的是保证墙肢的承载力。**

# 连梁调幅 (参考[1] 7.4.3节)

减小弯矩，控制连梁受弯配筋；控制截面名义剪压比

- 两种方法： 1) 直接降低连梁弯矩  
2) 在内力分析时降低连梁刚度
- 降低幅度原则 - - 在使用阶段连梁不能出现裂缝；
- 直接乘以弯矩折减系数
  - 8度或9度设防，风荷载不大时，连梁调幅可大，建议折减系数不小于0.6；
  - 7度设防或风荷载较大时，连梁调幅要小，建议折减系数不小于0.8；
- 内力分析时连梁刚度折减
  - 连梁刚度折减系数不小于0.5，否则连梁弯矩折减将小于0.8；
  - 如果需要，8、9度时还可以略小。
- 注意：两种方法最好不连用；如果连用，需掌握总的调幅幅度。

# 3. 大梁与剪力墙平面外相交

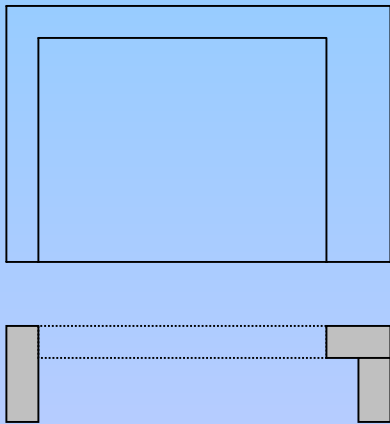
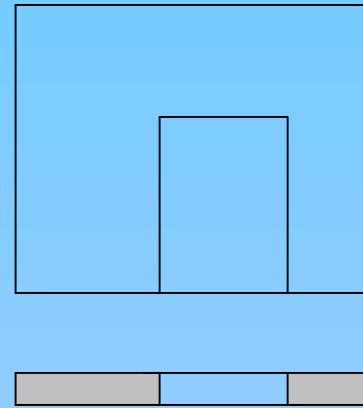
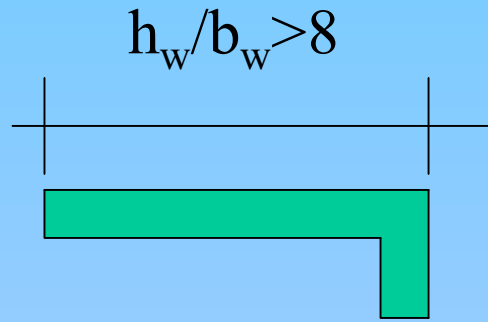
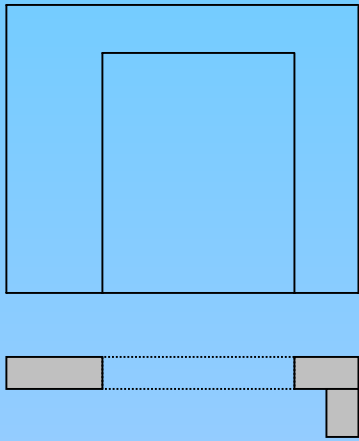
(参考[1] 7.3.6节)

- 产生平面外弯矩，剪力墙容易产生裂缝，甚至平面外产生挠曲或失稳
- 和大梁刚度有关大约  $\text{梁高}/\text{墙厚}$  大于2
- 宜尽量避免平面外相交的大梁
- 加强墙平面外刚度与承载力
- 验算平面外承载力
- 减弱大梁刚度或弯矩（塑性调幅，产生裂缝）

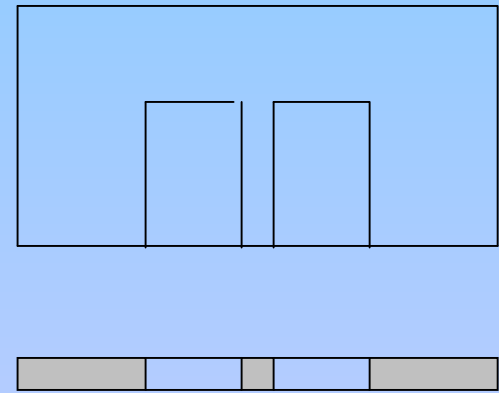
# 4.短肢剪力墙较多的剪力墙结构

(参考[1] 5.7节)

- 短肢剪力墙                      小墙肢 (7.2.5条)                      异形柱  
 $\frac{h_w}{b_w} = 5 \sim 8$                        $\frac{h_w}{b_w} = 3 \sim 5$                        $\frac{h_w}{b_w} \leq 3$
- 连接短肢剪力墙的楼板梁跨度较大 (弱连梁) , 接近异形柱, 但属于剪力墙, 不是指联肢剪力墙中的墙肢;
- 短肢剪力墙与实腹筒或长度较大的墙共同工作, 主要依靠实腹筒 (长肢墙) 抗侧力;
- 短肢剪力墙很弱, 出现裂缝或破坏会导致楼板坍塌, 主要是住宅墙较薄, 在很厚的墙中短肢也不弱;
- 小墙肢不允许大面积设置, 只是个别出现。



不是短肢剪力墙



短肢剪力墙

联肢剪力墙

# 短肢剪力墙“较多”规程上没有定义

- 从概念上说可以按短肢剪力墙承受重力的面积和位置考虑：

承受荷载面积达

40 ~ 60%以上 （参考[3]）

→ 高 多  
层 层

- 布置集中，墙肢破坏后楼板可能坍塌

# 短肢剪力墙较多的剪力墙结构设计要求（7.1.2条、7.1.3条）

- 规程7.1.2条应用范围限制；
- 筒体和一般剪力墙承受地震倾覆力矩  
     $M$  总 $M$ 的50%是必要条件，不是充分条件，短肢愈弱，愈容满足，短肢太弱并不好，
- 缺乏对短柱剪力承担率要求，可增加  
    全部短肢剪力墙剪力  $V$  层剪力的20%
- 加强短肢剪力墙的措施，见规程7.1.3条：  
    主要目的加强承载力，避免过早裂缝和破坏  
    其中，提高纵向钢筋配筋率：底部1.2%、其他1.0  
    是全截面配筋率，约束边缘构件竖向钢筋可相对集中  
    此外，一字形的措施应从严如有平面外弯矩应验算

# 第5部分 转换层（参考[1] 9.2节）

## 1. 间距小的上层柱转换到间距大的下层柱 （参考[1] 9.2.2节）

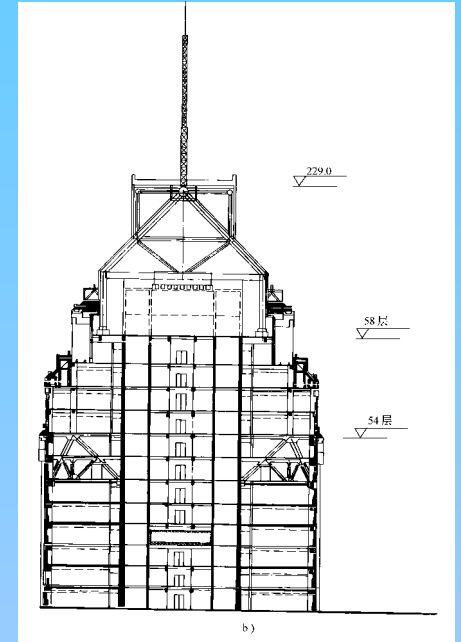
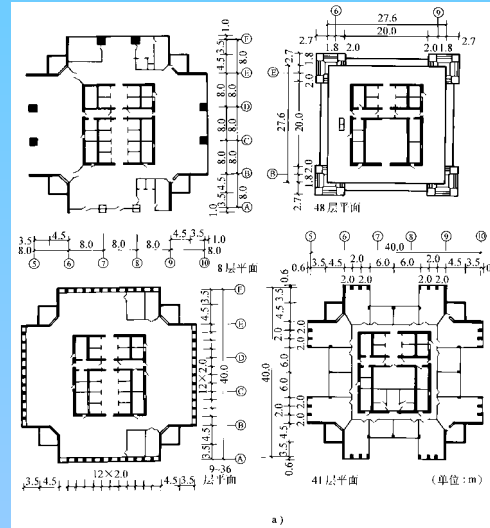
- 框筒和束筒结构中底部往往需要大柱距，以便布置出入口或通道
- 框架结构中局部楼层需要拔个别柱子，以扩大使用空间
- 转换特点 - - 上、下柱在同一平面内，受力简单、明确，转换构件上有大的集中荷载
- 形式多样，一般对结构沿高度刚度均匀影响不大，当转换跨度大时也有影响
- 多层框架结构中需要大空间，中间拔掉柱子，用大梁、斜撑或桁架转换，跨度大时用斜撑或桁架较好，经济，考虑对使用的影响。

## 2. 上层柱和下层柱不在同一平面内

(参考[1] 9.2.2节)

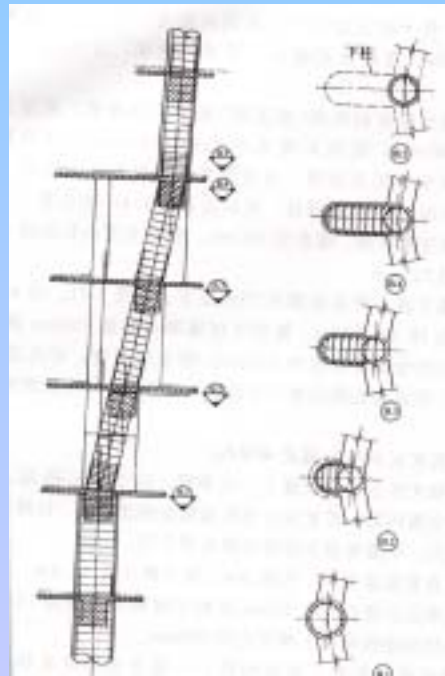
- 可以采用与上述转换相同的桁架、实腹梁等构件，但往往跨度很大，支承在周边柱子上，很不经济，有时很困难；
- 常常采用斜撑式转换，方便而经济；斜撑产生的推力（拉力）必须得到平衡。
- 转换层本身对沿高度刚度均匀影响不大，但平面缩进使刚度变化。
- 上层柱与下层柱轴线不对齐，或下层取消柱子，用斜撑转换简洁、经济。斜撑的推力由楼板承受，相互平衡。

# 筒中筒结构 平面内缩



## 吉隆坡石油双塔的 柱子转换

圆形结构平面直径缩小，  
周边大柱向内移动，采  
用斜柱，向外推力由楼板  
传递，相互平衡



### 3. 上部剪力墙转换到下部柱子 - - 框支剪力墙（参考[1] 9.2.3节）

- 部分框支剪力墙结构属于复杂结构，在我国应用十分普遍。
- 框支剪力墙的主要问题是上下刚度突变
- 必须与落地剪力墙共同抵抗侧向力
- 一般采用实腹梁转换，做一层设备层，设备层高就是转换梁高度，往往刚度比要求不能满足。注意层刚度的计算方法，
- 可考虑优化尺寸和材料，可改变转换梁的形式。
- 规程规定了适用高度和框支层高度。高位转换是否可以？

# 框支剪力墙转换梁形式

## 形式选择：

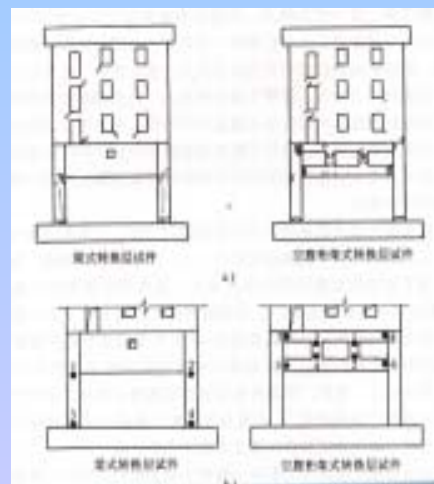
- 一层楼板
  - - 实腹大梁
- 上、下有楼板
  - - 箱形大梁
- 斜撑桁架
- 空腹桁架

## 优化：

- 高度选择 - - 高或矮
- 厚度选择 - - 窄或宽
- 材料选择 - 钢筋混凝土  
                  钢骨混凝土

## 转换构件形式比较

- 梁式转换构件  
刚度大，裂缝和破坏出现在柱端，对框支柱不利，还需要在梁上开洞
- 空腹式桁架转换构件  
刚度较小，裂缝和铰出在桁架杆件上，管道通过方便



## 转换层高度改变的比较（参考[1] 9.3节）

建议 - - 设计可行，但影响因素多，对刚度、质量分布、构件配筋强弱等的影响敏感，类似结构的研究尚不够。

- 转换层升高后，调整上下等效刚度比是重要的，可以通过空间结构较精确分析，检查沿高度的层间转角是否均匀；
- 尽量选用刚度和质量较小的转换层结构形式，多取计算振型数，体现高振型的影响；
- 仔细分析结构薄弱部位，分析内力特点，调整内力和配筋，改善薄弱部位；
- 较高结构宜进行弹塑性分析  
在罕遇地震作用下，屈服部位不同，地震反应也不同。复杂结构构件配筋强弱影响很大，屈服部位不易控制；  
宜检验大震下的塑性铰分布和层间变形角规律；  
可采用弹塑性静力分析或弹塑性时程分析。

# 重庆某超限高层建筑

参考“重庆某超限高层结构优化设计”

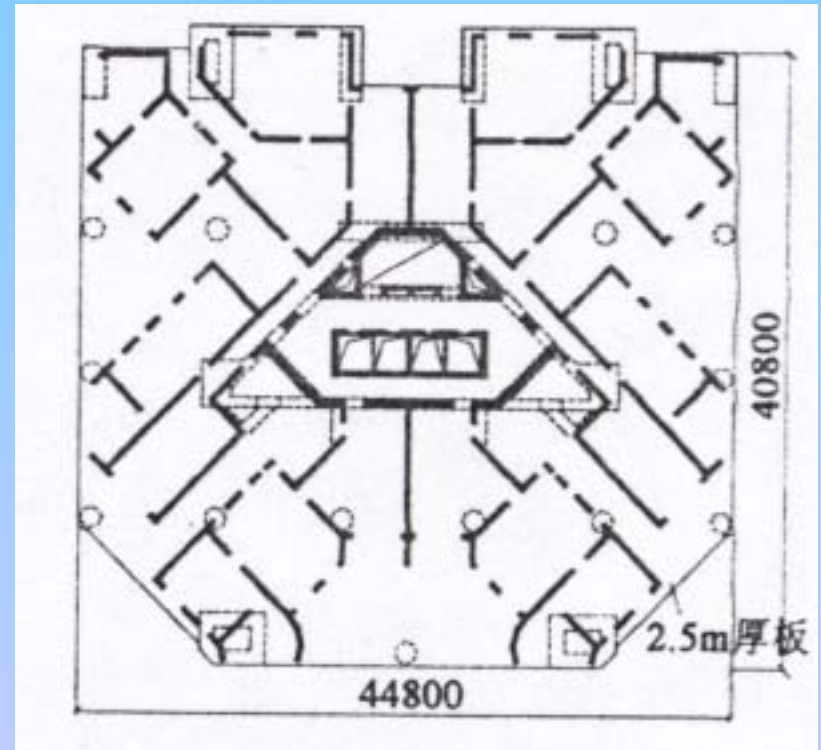
《建筑结构》2004.6

- 地上50层，地下3层；大底盘裙房5层，3幢住宅45层，
- 总高204.8m
- 最初设计采用2.5m厚板转换，下部为1.8m钢筋混凝土圆柱，
- 超限高层审查初步方案後，修改为4m高的箱形转换梁，下部改成1.6m和1.5m钢管混凝土柱



# 优化前平面 - - 上部剪力墙很多

- 剪力墙沿45度方向成蝴蝶形布置
- 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，与上部住宅不同



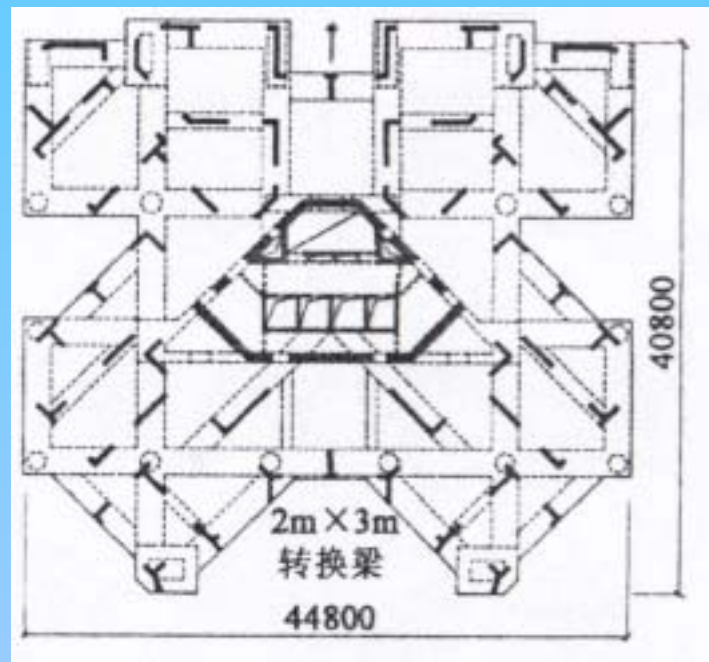
# 业主委托上海江欢成设计事务所 进行优化设计

方案优化取得较好的效果，修改如下：

- (1) 减少和缩短剪力墙；
- (2) 转换层平面由原来矩形改成蝴蝶形；
- (3) 将箱形转换梁改成矩形梁，减小截面；
- (3) 将下部框支柱改为核芯钢管混凝土柱。

# 优化后平面

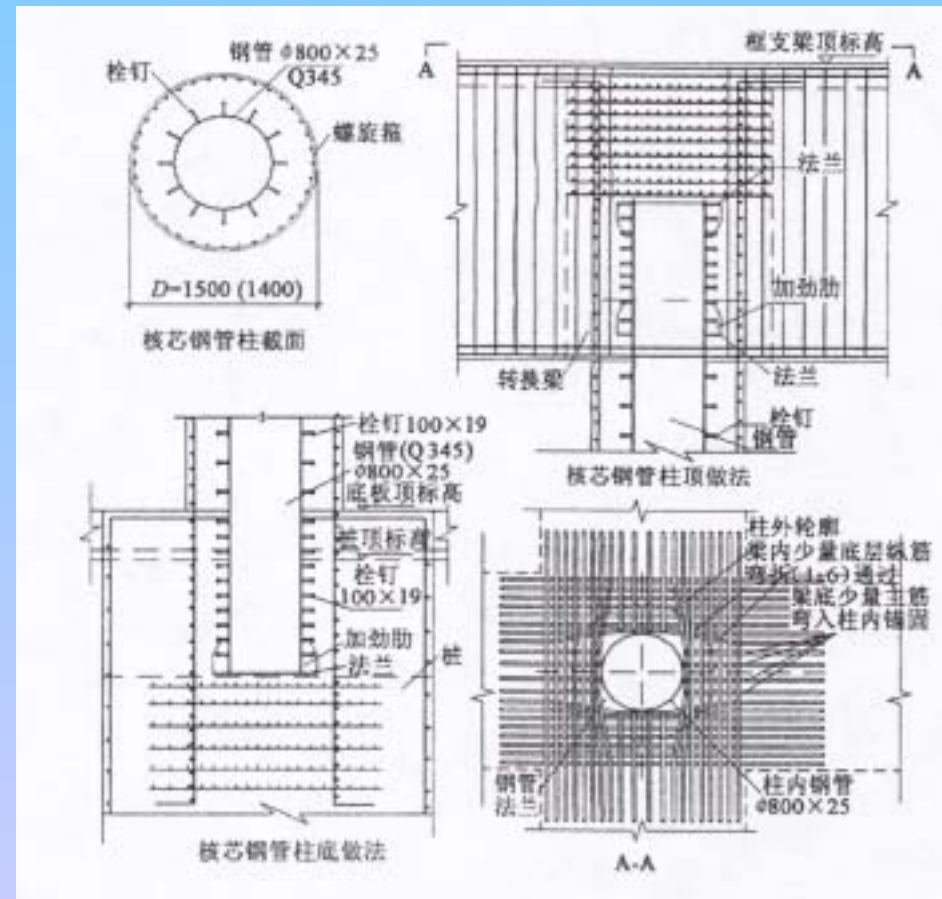
- 剪力墙缩短，长度小于8m，但大于8倍墙厚，有较短的翼缘（不属于短肢）；
- 筒体内部的墙体由原来的300、250、200mm等一律减薄为200mm；
- 修改後，轴压比控制在0.6左右；
- 转换层平面改变，取消下部正中一根大柱；
- 取消了梁底部的楼板，不采用箱形梁。



- 转换层改为宽梁2m × 3m（原来梁为1.6m × 4m），直接承托上面的剪力墙及其翼缘；
- 取消了很多转换次梁。

# 框支柱改为核心钢管混凝土柱

- 柱直径进一步减小为1.5m和1.4m；
- 核芯钢管采用 $800 \times 25$ 。简化了梁柱节点，大部分钢筋可以从柱中直通；
- 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。



# 结果和优化的概念

- 减轻了上部结构的重量，改善了上下的刚度比
- 减轻了转换层重量，降低了转换层高度
- 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。
- 巨大的经济效益，节约混凝土约1.5万m<sup>2</sup>，钢管760t，可节约造价约2000万元。

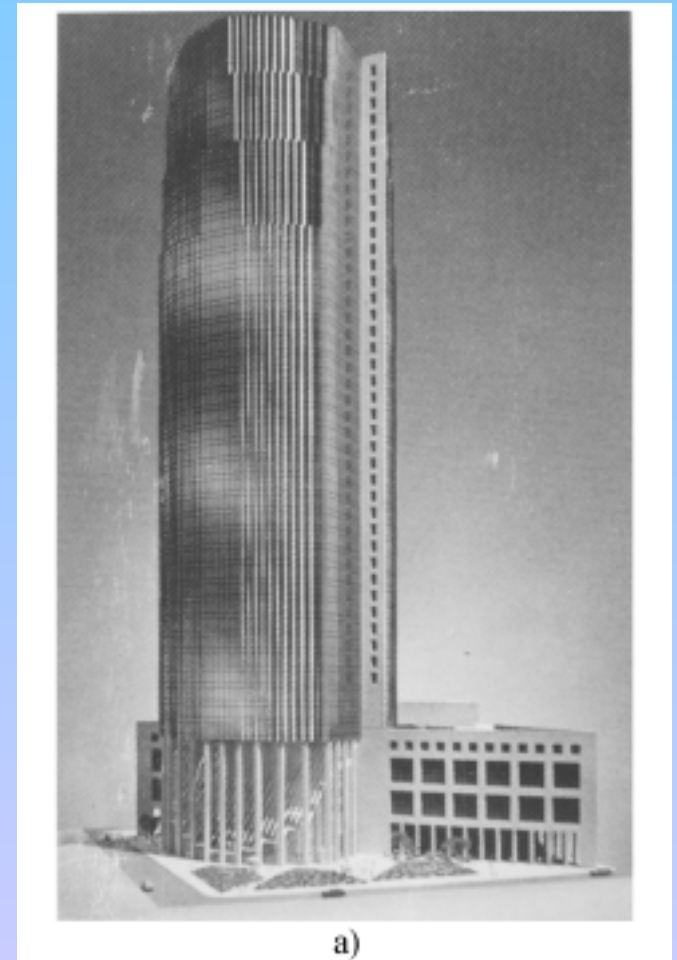
结构优化不能以降低结构安全度为代价，应改进布置和改进构件形式，减轻结构重量，使结构更加安全合理。

方案和结构优化是大有可为的。

# 美国旧金山48层办公楼（钢结构）

## 转换层设计（参考[1] 5.4节）

- 在强烈地震区
- 特别不规则结构
  - 底部7层有半边没有楼板，没有梁，形成阳光空间
- 7层以上外框筒结构，不规则圆形；7层以下不能组成框筒结构
- 地下两层车库

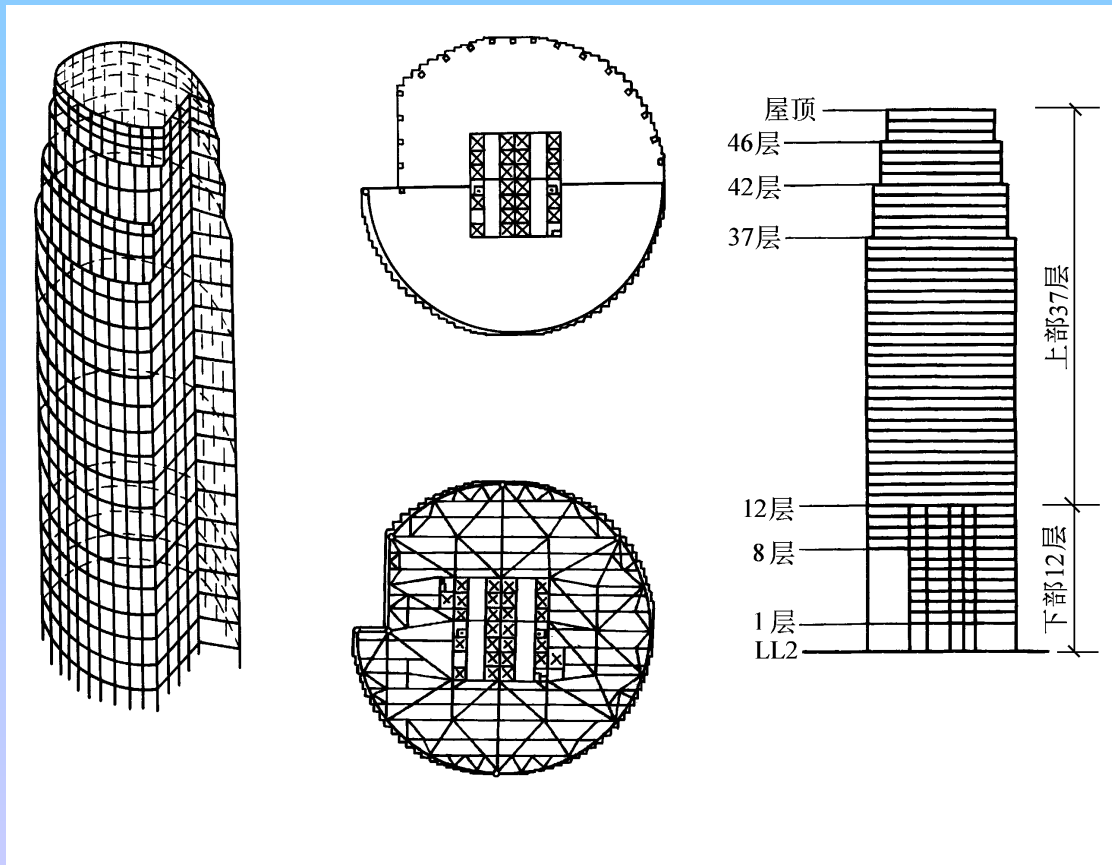


结构措施：（1）12层以下设置钢支撑内筒（柱距小，设斜撑），直到基础；

（2）8~12层采用压型钢板，现浇混凝土楼板，内置水平钢支撑；

（3）7层以下剪力完全由内筒承担。外柱承受倾覆力矩

（4）地下室恢复外框筒，和内筒共同受力



# 抗震设计：

- 用两级地震计算，
  - 0.22g - - 结构处于弹性，
  - 0.33g - - 部分结构进入弹塑性；
- 12层以下内筒和外框筒、框架柱在大震下处于弹性，允许10 ~ 15%梁屈服；
- 框筒保证强柱弱梁；
- 7层长柱用非线性动力分析，最不利倾覆力矩轴力、P- $\Delta$ 效应轴力、弯矩、剪力、局部振动等组合，保证钢柱稳定。
- 楼板保持弹性，水平桁架承受全部剪力，混凝土部分承受分配的剪力。

## 由上述结构实例说明的概念：

- 高位转换是可行的，复杂高层建筑结构设计必须慎重；
- 结构控制的概念 - - 预先估计和分析结构的薄弱部位、破坏形态，调整承载力以加强或削弱某些部位；  
在设计中重要，而且常用，
- 设计人对加强措施做到心中有数，那些部位可以屈服，那些部位不能屈服；通过截面设计实现；通过弹塑性计算校核。

- **结构控制的方法**

不能套规范，不能只靠现成的计算程序输出的结果，可做一些其他计算估算内力（局部或整体）；

要依靠工程师的基本功、坚实的力学基础、对破坏机制的充分了解、丰富的经验和创造性。

# 谢 谢

祝大家成为规范的主宰者  
结构设计的创新者  
而不是规范的奴隶