

中 国 建 筑 科 学 研 究 院 联 合 召 开
中国建筑学会建筑结构学术委员会高层建筑结构学组

第十一届全国高层建筑结构学术交流会论文集

1990年5月30日—6月4日

辽 宁 · 丹 东

第 一 卷

1990年5月·北京

中 国 建 筑 科 学 研 究 院
中国建筑学会建筑结构学术委员会高层建筑结构学组联合召开

第十一届全国高层建筑结构学术交流会论文集

1990年5月30日—6月4日

辽 宁 · 丹 东

第 一 卷

1990年5月·北京

第十一届全国高层建筑结构学术交流会议论文集

第一卷 目 录

高层建筑结构抗震概念设计.....	郁彦	(1)
上海居住性高层建筑抗震设计.....	陈德文	(23)
广东国际大厦63层主楼结构的动力时程分析.....	赵西安 容柏生	(29)
兰州飞天大酒店二十二层剪力墙结构动力时程分析.....	黄 庸 赵西安	(33)
中旅大厦结构设计.....	孙芳垂 李敬业	(43)
海南远大大厦结构设计.....	李世钧 石文娟等	(42)
风车形双连住宅楼板变形和受力问题的分析研究.....	赵西安 陈 谦	(48)
大板结构抗连倒设计.....	万墨林	(55)
异形平面箱形基础地基反力的简化计算.....	沈 进	(65)
钢框架结构抗震试验与分析研究.....	沈祖炎 李国强	(72)
高层钢框架结构二阶弹塑性工程实用分析方法.....	李国强 沈祖炎	(82)
多层重复荷载作用下钢筋混凝土圆柱的强度与延性.....	蔡 健	(93)
带刚性转换层的高层塔楼底层部分内力与位移简化计算.....	赵西安	(103)
钢筋混凝土框筒动力特性分析.....	孙金辉 苏文元	(113)
竖向设缝框支结构的抗震分析.....	薛彦涛 林永前	(119)
砂砾压实地基在高层建筑基础设计中的运用.....	钱志双	(124)
深圳设备材料公司商住大楼结构设计.....	吴时适	(133)
支撑框架动力及应分析.....	段 炼	(140)
高层筒体结构的整体稳定及二阶位移分析.....	包世华 刘 滨	(147)
高层建筑框架—剪力墙—薄壁筒斜交结构的 弯扭耦连振动计算.....	包世华	(155)
综合利用工业废渣, 加快建材工业改革.....	刘开甲	(164)
沈阳新世界购物娱乐中心工程的结构设计.....	刘宪恒	(170)
新疆巴音郭楞宾馆结构设计与施工.....	刘宗阁 丁纹年	(175)
一种结构CAD配筋的求解法—解方程法.....	许 进	(185)
框架结构抗震消能设计优化方法.....	翟伟廉 李桂青等	(192)
框剪结构最优抗震墙量及自振周期算法.....	贺友双	(199)
用样条有限点法和改进广义有限条法分析高层建筑筒 体结构.....	周 岱	(208)
楼板对高层建筑核心筒受力性能的影响.....	池家祥	(214)
高层建筑的双水准抗风设计.....	翟伟廉 李桂青等	(222)
圆弧形高层建筑结构的空问分析.....	刘开国	(229)
双肢剪力墙的变形控制.....	梁启智 黄伟志	(236)
兰州地区高层建筑结构防湿陷和抗地震设计综述.....	莫 庸 屠锦敏	(246)
上海高层建筑基础设计的现状.....	徐鼎新	(253)
高层建筑基础设计论述.....	胡绍德等	(262)
沈阳地区深基础工程的现状和发展.....	林立岩	(270)
高层建筑结构设计与其他专业的协调.....	王志忠等	(278)

高层建筑结构抗震概念设计 (三)

郁 彦

中京建筑事务所

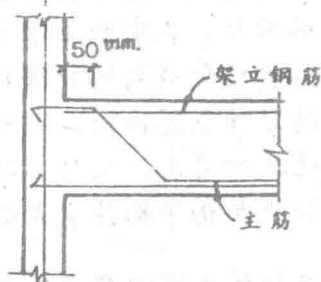
摘 要

本文是前两篇“高层建筑结构抗震概念设计”的续篇的摘录。这是我在设计工作中得出的片段经验和体会，但也贯穿着在长期设计工作中形成的系统概念。由于出于个人的实践和感受，必然带有主观性和片面性。因此诚恳地期待着同行们提出指正的意见

1. 结构内力计算扩大调幅的可能性

结构内力计算为什么可以考虑扩大调幅。首先因为钢筋混凝土结构具有弹塑性性质，且结构的内力分布不仅由混凝土截面所控制，其中的配筋起更主要的作用。这是因为构件承受内力大小主要由配置的钢筋所决定，对扩大调幅可能担心的问题是结构产生较大的裂缝。现制整体结构各个构件不是孤立而是整体连接的，在过去实践中梁板设计即使考虑了相当大的调幅，并未出现明显的或影响使用的裂缝。

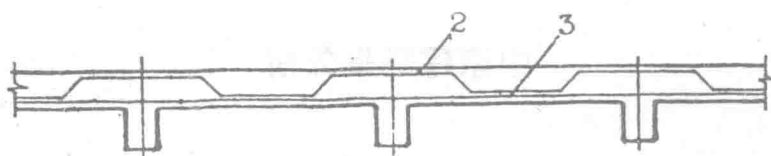
前圣约翰工学院院长，北京市建筑设计院总工程师 杨宽麟 在框架结构设计中常将与外柱整体连接的梁端节点假定为铰接，按此情况设计了大量的工程，北京前门饭店工程也采用了这种做法。水平力由内柱及电梯筒承担。这样的处理办法并不很好，但在实践中未发现任何问题。



早期边柱节点构造做法

这位已故的老工程师曾谈到，在二十年代和三十年代上海早期有一些结构工程师力学水平很低，连梁跨中弯矩取简支梁 $1/8$ 的系数，有人称他们为 'One Eighth Engineer'，将梁的弯起钢筋作为构造负筋，跨中配筋很多，支座配筋少。当然这样的做法极端不合理。

早期法国钢筋混凝土结构设计规范规定楼板设计采用连续配置钢筋三弯二的方法支座弯矩系数取 $\frac{1}{20}$ ，跨中取 $\frac{1}{10}$ ，跨中系数取的大因为板的下部



楼板钢筋连续三弯二的做法

钢筋位置在施工期间容易得到保证。如此支座弯矩调幅已达40%。

目前在结构实践中，在有些情况下打破了调幅的限值，设计人常以梁的跨中弯矩值加支座弯矩值大于简支弯矩就认为已有安全保证。

梁的调幅不仅仅能由支座向跨中调幅也可以向上反调幅。设有一个在均布竖向荷载作用下的框架系统，将梁的支座弯矩调幅到简支弯矩值，此时梁的跨中弯矩值为零，如果整个结构是稳定的，跨中再布置一些构造钢筋，结构的受力就不成问题，上面提出的例子新锡兰的 T. PAULAY 在设计中就是这样做的，他的目的是要使塑性铰区远离支座。从这个例子可以见到梁端弯矩不仅可以向下调幅，还可以向上调幅。

构件的塑性铰和调幅直接相关。以下事实说明这项问题。结构在承受虚荷载的情况下设计人常不自觉地已进行了超限度的调幅作用。虚荷载指的是，如温度差、混凝土收缩、徐变、支座沉降变形、地震力和结构次应力等。虚荷载使结构产生的力常随着塑性铰的发生而减小。试看两个可能遇到的情况。

一栋长度为102米的高层建筑，由于温差和收缩的影响底层边柱按弹性理论计算产生620吨米的弯矩，在实践上常忽略不计，这是由于节点塑性铰的出现和纵梁上产生的发丝裂缝将问题缓和下来。

又如内筒外框36层的高层建筑总高130.5米，柱与筒的压缩差使顶层的下一层梁支座处净增55吨米的弯矩，这样大的弯矩值使梁端的弯矩分布反常，因而常不予考虑，这也是由于构件节点塑性铰的出现使受力减小。

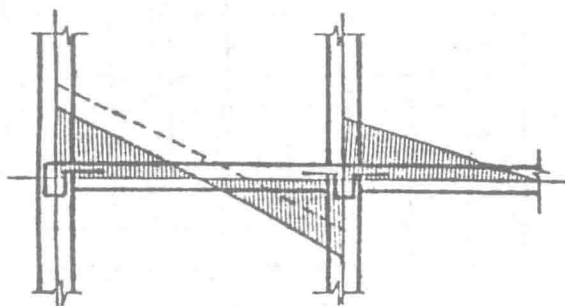
以上提出的事例说明塑性铰出现的程度已远远超出了调幅值的影响程度。

结构内力计算扩大调幅，计算就灵活多了，可以不必严格的遵守弹性理论给简化计算或中途局部修改提供了方便条件。弹性理论仍应做为设计的依据，有了一定的灵活性可以根据实际情况使问题更好的得到解决。

2. 横梁地震内力的调幅

梁的地震内力是由于对柱约束而产生的。一般不宜调整。梁内力的调整可能引起楼层剪力的不平衡。在设计中常假定地震内力零点在跨度的中点。这只有梁两端节点由于地震力引起的转角完全相同时，零点才能处于这样的位置，但一般并不如此。

实际上梁的地震内力只要按照一定的规律仍然可以调幅。下图是框架梁地震弯矩图的一般情况，要使梁左端点的负弯矩值降低，只需将弯矩图平行下移，梁左端点负弯矩降低了，右端点正弯矩提高。在荷载组合时对设计有利，在这样的调幅中，外柱的一部剪力转移到内柱，楼层剪力仍然平衡。这就解决了某个节点组合内力过大的问题。



横梁地震力的调幅

3. 楼层错层柱

一般的印象错层柱存在着相当大的问题，一是形成短柱，延性差；二是柱高减小，刚度增大，在水平力作用下，承受巨大的剪力，例如当错半层时柱高减短一半，按剪力分配理论，该柱承受的剪力应为同层同截面其它内柱的 8 倍，从计算分析，并非如此一般情况错层柱承受的剪力仅为其它柱的 1.2~1.4 倍。其主要原因错层处为软连接，减弱了从表面看类似短柱的刚度。

下两图是纯框架错半层和不错层在抗震设计烈度为 8°，各柱的计算剪力，错层柱的剪力比其它内柱剪力要大些，比剪力要更大些，但差别不很大。从剪力分布情况可以看到带有错层柱的框架仍有纯框架剪力分布的性质，即下部承受剪力大，向上剪力逐层减小。两种情况的自振周期：

错层框架 $T_1 = 2.0297$ 秒

不错层框架 $T_1 = 2.0190$ 秒

错层框架自振周期稍长些，这说明由于软连接的原故整结构的刚度小些。

单位:吨

07				22		46		12
23				50		58		28
32				68		86		35
39				81		102		42
48				94		117		49
54				106		130		56
60				116		142		62
65				123		154		67
70				129		164		69
79				142		173		78
124				158				

错层纯框架

单位:吨

07					22		0.1
16					3.9		1.5
26					5.7		2.4
35					7.3		3.4
44					8.9		4.3
52					10.3		5.1
59					11.7		5.8
64					12.3		6.4
70					12.7		6.9
73					13.1		7.3
87					12.8		9.7

无错层纯框架

纯框架的柱承受全部水平荷载, 错层柱又较其它柱剪力有所增加, 且有部分短柱性质, 在构造措施上应予以加强。

错层柱的一边有剪力墙, 另一边无剪力墙的情况, 水平力衡向有剪力墙的一方, 使错层柱的剪力增加。对整体来说仍是框剪结构, 柱分担的剪力不大。无剪力墙的一边各楼层柱拦阻一部分剪力余剩的力直接传递给错层柱。错层柱和其它柱一样服从框剪结构的剪力分布规律, 即底层和顶层剪力稍小, 中部大致相等。

错层柱一边有剪力墙

单位:吨

0.5				24		5.6	1.7	3.0
3.1				5.5		8.5	1.1	2.0
2.2				4.7		8.5	1.8	2.3
2.6				5.0		8.5	2.1	2.7
2.5				5.4		8.5	5.1	6.1
2.8				5.5		8.5	2.0	3.0
2.8				5.5		8.7	2.2	2.8
3.8				5.7		8.7	2.2	2.7
2.5				4.7		7.8	2.9	2.2
2.4				3.8		7.0	1.8	2.4
2.3				3.5		7.0	1.8	2.4

错层结构的两边均有剪力墙时，柱承受的剪力约大于其它柱的 1.2~1.4 倍。如错层柱经核算安全度很高，则不必采取过多的加强措施。总之错层柱，特别是对框剪结构，问题不象想象的那样严重。

错层柱两边有剪力墙

						单位:吨	
3.2		19	50		50	1.17	1.0
1.8		17	40		54	1.68	2.0
2.3		17	45		60	1.73	2.1
2.2		26	43		63	1.99	2.5
2.3		34	48		60	2.39	2.5
2.4		37	48		53	2.65	2.5
2.3		49	46		51	3.75	2.4
2.2		55	42		47	4.08	2.1
1.9		67	36		45	5.17	1.7
1.4		72	35		40	7.20	1.3
1.4		72	30		43	10.10	0.9

4. 构件受力变形和内力

采用电子计算机计算结构的内力及变形考虑的因素比较多。如构件中剪切轴向和扭转变形等。手算这些因素很困难。用算例，粗略地分析这几种变形对结构内力计算的影响。

(1) 剪切变形——在框剪结构中假设以下条件：剪力墙高度为60米，墙板厚度为0.4 米，墙长 8 米，按等代惯性矩的近似公式：

$$J_d = \frac{J_q}{1 + \frac{9uJ_q}{H^2 A_q}}$$

分析分母中剪切变形因素，

$$\frac{9uJ_q}{H^2 A_q} = 0.016$$

由此 $J_d = 0.984J_q$

从上式可以看到剪切变形的影响只是百分之一、二。建筑高度越大剪力墙的剪切变形的影响越小。

(2) 柱的轴向变形——以下面的一个框剪结构例题做验算。

假设柱截面轴压比0.75，30层高，总高度H = 100 米，柱截面 120 × 160 厘米。这根柱30层高总荷载2500吨。

结构竖向荷载对柱的压缩随施工工序逐层校正，一般不予计算，本例题仅考虑地震附加压力的影响。

$$N_c \approx 2500 \times 0.15 = 375t$$

假定各层柱的压应力均相同。不计梁对柱的约束影响。

总压缩为

$$\frac{N_c H}{A E} = \frac{375,000 \times 10,000}{120 \times 160 \times 300,000} = 0.65 \text{ cm}$$

一般情况，上层柱轴应力较低，以及与其相邻的竖向构件的相对压缩，实际值必然小于此计算值。

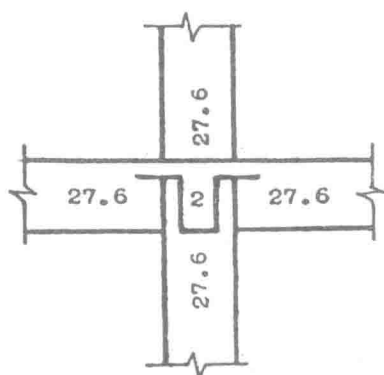
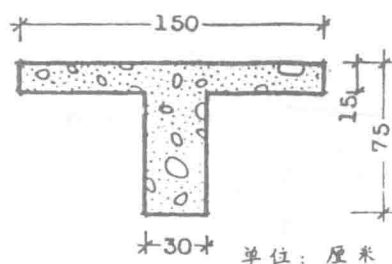
基础的沉降直接影响上部结构的沉降。基础允许沉降坡度为 $\frac{1}{300}$ ，按 8 米跨度计算。

$$\delta = \frac{800}{300} = 2.67 \text{ cm}$$

基础沉降的影响远远大于柱压缩的影响。

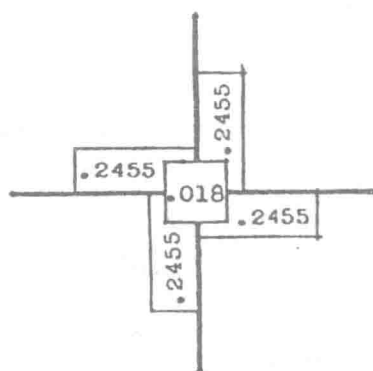
(3) 构件的扭转变形

假设有一根 T 形梁，其截面尺寸如下图，



(纵向两面梁扭转刚度 2)

梁柱相对刚度



节点分配系数

截面惯性矩 $I = 1,988,000 \text{ cm}^4$ (按 T 形)

弯曲刚度 $K = \frac{4EI}{L} = 7,952,000 \frac{E}{L}$

极惯性矩 $I_p = 672,600 \text{ cm}^4$ (按矩形)

扭转刚度 $K_T = \frac{3E}{L} (9672,600) = 288,260 \frac{E}{L}$

两类刚度相差27.6倍。

假定柱的刚度与梁相同，按弯矩分配法前后两根纵向梁的节点扭转分配系数最多仅为0.018。

由前面几个算例可以看到几种变形对结构内力的影响均不大。从而可以得出这样的结论“手算并非不够‘精确’”。

5. 无柱帽无梁楼盖板搭板

无梁楼盖计算采用经验系数法最为方便，因而被广泛应用。进行计算时，只要算出板的总弯矩，再乘以弯矩分配系数即得出各部位各截面的弯矩。下面列出经验系数法总弯矩分配表。

无梁楼盖 经验系数

截 面		柱上板带	跨中板带
内 跨	支座截面负弯矩	-0.50M ₀	-0.17M ₀
	跨中正弯矩	0.18M ₀	0.15M ₀
边 跨	第一内支座截面负弯矩	-0.50M ₀	-0.17M ₀
	跨中正弯矩	0.22M ₀	0.18M ₀
	边支座截面负弯矩	-0.48M ₀	-0.50M ₀

无梁楼盖全间的总弯矩值为：

$$M_{ox} = \frac{1}{8}ql_y l_x^2, \quad M_{oy} = \frac{1}{8}ql_x l_y^2$$

l_x, l_y 为两个方向中线跨度。

先研究正方形柱网内跨柱上板带的内力，假想柱上板带是板中的暗梁，则柱上板带正负弯矩之和为暗梁的简支弯矩，即

$$0.50M_0 + 0.18M_0 = 0.68M_0$$

暗梁荷载为全间荷载W的一半，则

$$\text{简支弯矩 } M = 0.68M_0 = 0.68 \times 2 \left(\frac{1}{8}W_{\frac{1}{2}} l \right) = 0.17W_{\frac{1}{2}} l$$

$W_{\frac{1}{2}}$ 为全间荷载的一半。

直接按三角形荷载简支梁计算：

$$M = \frac{1}{6} W_l l = 0.1666 W_l l \approx 0.17 W_l l$$

证实了无梁楼盖实质上是板搭板结构。

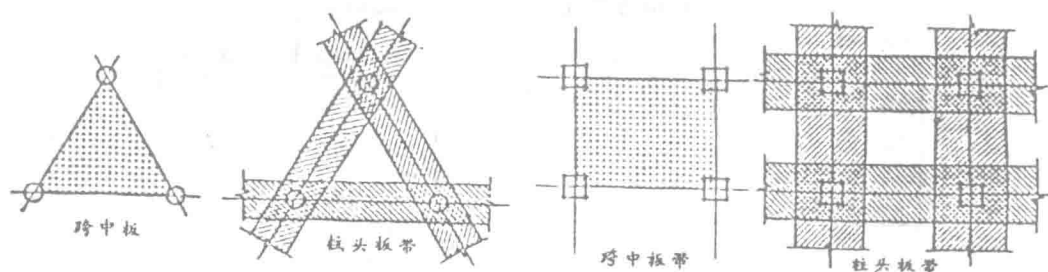
下面再用简单的步骤来研究这个问题，仍以 M_0 为计算基础。

$$M = \frac{1}{2} \times \frac{8}{8} M_0 = 0.67 M_0$$

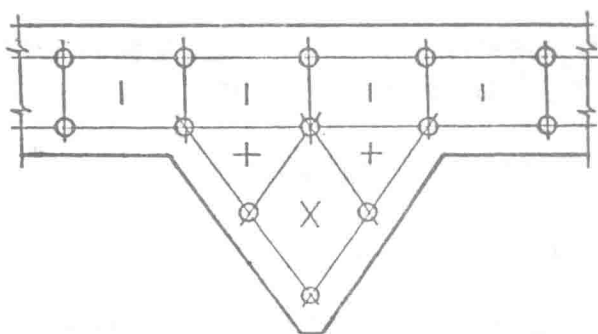
$\frac{1}{2}$ 是一条柱头板带支承一半全间荷载。

$\frac{8}{8}$ 是以均布荷载换算成三角形分布荷载。

采用经验系数法支座弯矩系数较大，这是因为考虑支座带有刚度大的柱帽的缘故。对无柱帽无梁楼盖可以采用一般连梁系数。板搭板的概念不仅用于规律柱网的结构，更主要的是用于不规则柱网的情况。板带宽度按规程规定采用。无柱帽无梁楼盖的关键是柱头对板的冲切问题。



无梁楼盖的简算



不规则柱网的无柱帽无梁楼盖

框筒结构四个角区的拐角板，也可以按板搭板的概念来分析。

6. 构件端节点的弹性约束

在设计中常遇到梁或板端节点的弹性嵌固问题，如整体现浇梁和墙的连接。地下室外墙板和基础板的连接等等，很多部位嵌固程度说不清楚，这就需要根据工程经验判定其嵌固程度。如采用弯矩分配法，端节点弯矩分配系数，可采用下式：

端节点弯矩分配系数 $\mu = (1 - \text{嵌固度})$ 。

判定了嵌固度后即可按一般弯矩分配法进行计算。这是最简易的办法。

端跨度按端支座约束情况采用修正刚度法计算可以进一步简化，下面给出几种支座嵌固度的刚度修正系数值。

按弹性支座理论可以推出：

弯曲刚度修正系数， $S' = \frac{3i+k'}{4i+k'} S$ —— (1)， k' 为弹性刚度系数。

$$i = \frac{EI}{l} \quad \text{—— (2), } S = 4i \quad \text{—— (3)}$$

向端支座的传递系数 $C' = \frac{1}{2} \frac{k'}{3i+k'} \quad \text{—— (4)}, C'$ 不回传

支座嵌固度 $= \frac{k'}{k'+S} \quad \text{—— (5)}$

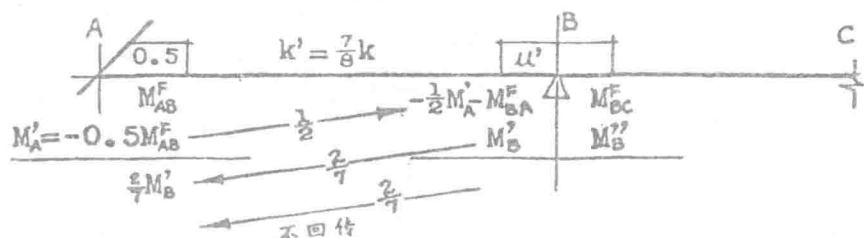
举出几个嵌固度的例子：

(1) 半嵌固 (嵌固度 $\frac{1}{2}$)，这是当情况不易搞清时，在设计中常假定的值。

$$\frac{k'}{k'+S} = \frac{1}{2} \quad \text{解出 } k' = S = 4i \text{ 代入 (1) 和 (4) 得}$$

$$S' = \frac{7}{8}S \quad C' = \frac{2}{7}$$

一个具体的例子。



(2) 全嵌固

$$\frac{k'}{k'+S} = \frac{1}{4} \quad \text{解出 } k' = \frac{1}{3}S \text{ 代入 (1) 和 (4) 得}$$

$$S' = \frac{13}{16} S \quad C' = \frac{2}{13}$$

(4) 零度嵌固 (铰接)

$$\frac{k'}{k+s} = 0 \quad \text{解出 } k' = 0 \text{ 代入(1) 和(4) 得}$$

$$S' = \frac{3}{4} S \quad C' = 0$$

7. 高层建筑基础设计中的一些问题

(1) 基础沉降—截止目前为止除在岩石上地基不考虑沉降外对一般土层尚没有手段较准确的计算建筑的沉降量。四学院合编的《地基与基础》一些关于地基沉降问题写道“按地基基础设计规范 (T J 7 - 74) 推荐, 用分层总和法计算基础最终沉降量时, 由于理论上作了一些与实际情况不完全符合的假设, 以及其他因素的影响, 计算值往往与实测值不尽相符, 甚至相差很大。因此根据分层总和法的原理, 将计算方法加以简化, 并在总结我国工程建设大量建筑物沉降观测资料的基础上, 引入一个沉降计算经验系数 m_s 。”但是设计规范给出的经验系数非常粗糙, 级跳很大。

某高层建筑地基土层的平均加权弹性模量为 230 公斤/厘米², 按上表经验系数应取 0.2 这样这栋高层建筑的终止沉降量只有 2 厘米。对北京地区来说不可能如此, 如果采用上一级系数, 沉降要比前计算大两倍半。这

地基规范沉降计算经验系数 m_s

压缩模量 E_s (公斤/厘米 ²)	< 40	40 ~ 70	70 ~ 150	150 ~ 200	> 200
经验系数 m_s	1.3	1.0	0.7	0.5	0.2

里存在两个问题一是中国幅员辽阔各地土层千变万化不可能用一个指标确定单一系数。二是74年规范编制的依据只能是中小型建筑, 因为当时很少高层建筑。这些系数对压力大、基础尺寸也大的高层建筑不能适用。80年高层建筑箱形基础设计与施工规程在附录中提出另一组经验系数 m_x , 这对高层建筑可能比较符合实际情况一些。表内系数空格很多, 不够完整, 可能因经验不够不便填满。基础沉降计算必须结合当地地区集累的资料和经验来确定, 才能比较准确。

(2) 地基压力分布—基础底面地基压力分布和基础的刚度和地基土的压缩模量有关。通常采用平均地基反力计算基础板的局部弯曲, 并不符合

沉降计算经验系数 m_s

土的类别	基底附加压力 t/m^2					
	<4	4~6	6~8	8~10	10~15	15~20
淤泥或淤泥质土	0.5~0.7	0.7~1.0	1.0~1.2			
轻亚粘土			0.6~0.9			
一般第四纪土				0.3~0.5	0.5~0.7	0.7~0.9

实际情况。地基反力多集中于刚度大的构件底面。如立柱和剪力墙下。即使是箱形基础也是如此。下图是地基反力分布的示意图。

另外基础底板尺度一般较厚受力后起反拱作用。基础板的弯曲内力要比按平板计算要小，再加以地基反力集中问题，基础板按平均反力和平板设计是一种偏于安全的简算办法。基础除存在着局部弯曲外还存在着整体弯曲因此基础板的上下钢筋均应拉通。

(3) 基础的整体弯曲——我们已经熟知计算基础整体弯曲常采用的两种不同的基本理论，温克勒和半无限弹性体计算结果截然不同连弯矩正负号都不一致。其主要原因是假定的应力应变关系不同。温克勒假定土体的模型是一个个互不相关的独立弹簧，在地基上某一点加一个外荷载不影响其它各点的沉降，另一个半无限空间弹性体，在地基上某一点加一个外荷载其沉降影响到无穷远。前者在建筑的边柱处，地基受力不能扩散。因而外缘沉降大，中间部分独立弹簧多因而沉降小。基础弯曲形成山包形产生负弯矩。后者恰恰相反，边柱以外的地基对边部土起承托作用，因而边部沉降小。基础内部地基应力重叠，沉降大，因而弯曲成锅底形，产生正弯矩。这是两种极端的假设，实际上土体有弹塑性性质，受力相互影响，广度和深度又有一定的影响范围。因而界乎两者中间的计算模型可能比较接近实际情况。但是两者之间有着不同方向的差别。纵合两者是困难的。

(4) 箱形基础的刚度——箱形基础的刚度常忽略门洞口及剪切变形的影响常按实腹工字形截面计算，刚度计算过大，因而由于地基变形计算所得整体弯曲内力很大，以致配筋多，门洞口处的截面设计常无法解决。基础墙截面相对来说高而短，剪切变形的影响相当大。试看铁摩辛柯导出的简支梁考虑剪切变形等效刚度的公式。

$$EJ_d = EJ / (1 + 3.12 \frac{h^2}{l^2})$$

在箱形基础情况中 h 为基础墙的总高, l 为基础墙的作用跨度。设 $h = l$ 时刚度较习惯方法计算降低了四倍多。作用跨度和地基反力与上部荷载分布有关, 不很容易计算, 从直观概念上可以理解其影响, 地下室门口较多, 其对基础墙刚度的削弱也不容忽视。如某高层建筑忽略上述变形按弹性地基计算的某片墙洞口处的剪力为 18,100 吨, 而洞口各层过梁抵抗能力仅 500 多吨, 在这点上很大程度上削弱了结构的整体作用, 实际上这问题的解决依靠基础压力的重分布。从上面的分析箱形基础刚度不像直观想象的那样大, 从而基础实际承受的整体变形内力也不如计算所得的那样大。在实用上应当打一个相当大的折扣。当然这也是不切实际地将上部结构和箱形基础割裂开考虑的。上部结构对基础的整体弯曲影响很大。

(5) 刚性基础和反梁计算——地基反力假定为直线分布和基础上部柱的集中荷载一起用静力平衡的方法计算基础梁各截面的弯曲内力。从力学观点看来比较完整。但这样计算结果会偏大很多, 有时大得使人难以置信。问题在于基础不是绝对刚性的, 地基反力也不可能是直线分布的。基础承受的荷载数值大, 基础的尺寸又大, 地基反力分布稍有不符合实际情况, 基础计算内力就会有很大误差。采用弹性地基梁的计算方法的计算结果要好得多, 因为地基反力在柱下趋于集中。基础设计问题比较复杂, 有人采用不动支点的反梁计算方法, 并按柱的荷载计算基础梁端剪力的局部平衡。这样的计算所得的内力最小, 这样计算静力并不平衡。其准确程度无人知晓。但是由于基础结构有上述情况的内在潜力, 采用反梁计算较简单, 常为设计人所喜用。

(6) 高层建筑基础设计建议

高层建筑自重大, 埋深大, 通过计算可知地震力不可能使建筑倾覆。上部结构承担的水平力由地下结构外壁正面的被动土压力和两侧壁的摩擦土力所平衡, 地下结构水平位移很小, 地基所承受的压力主要是建筑的自重。因而地下结构本身在设计计算上有几项内容可以不予考虑即: 位移, 上部建筑传来的水平力和构件的延性。

从前面几节里可以看到涉及基础的设计问题比较复杂。从理论计算上已无所适从。但是由于基础底板承受的压力主要来自竖向荷载, 又经过多栋建筑地基变形的实测说明, 变形曲率很小, 不可能存在着很大的整体弯曲。这就为基础的简化计算提出了条件。

根据上述情况, 上部荷载比较均匀, 基础底板配筋有潜力, 由于上部结构协同作用的影响整体弯曲不大, 建议将地基反力增大 20%~25%, 按基础板局部受弯计算和配筋以考虑整体和局部弯曲的综合影响。不必做过多的复杂分析。

上海居住性高层建筑的抗震设计

陈 德 文

(南京市民用建筑设计院)

[摘要] 本文着重论述高层建筑结构的自振周期与场地土卓越周期之间的关系。结合上海南泉新村高层住宅设计实例,阐述了上海居住性高层建筑采用剪力墙结构体系在7度地震作用下的自振周期与场地土卓越周期逼近,将引起共振,是危险的。为吸取1985年墨西哥地震因共振引起高层建筑大量破坏的教训,文中提出了避免共振的措施。并就影响周期计算的若干问题提出讨论。

上海市属抗震烈度六度设防区的重要城市。十层及十层以上的高层建筑按七度设防。

高层建筑随着高度的增加,结构受力由垂直力逐步转为垂直力和水平力共同控制或完全由水平力控制。高层建筑的承载能力,抗震性能和经济效果与场地土性状和采用的结构体系密切相关,研究水平力与结构体系的关系,合理选择有效而经济的结构体系[4],正确评估场地土的地震效应及其对结构的影响,便成为高层建筑抗震设计的关键。

一、场地土卓越周期的测定

好的、坚硬稳定的场地土对建筑物抗震是十分有利的。但城市中的建筑物场地往往受到各方面的限制而不能自由选择,故对建筑物所在的场地土的勘察、测试,对场地土类别的划分,地震效应的鉴别、判断,尤其对场地土地面运动卓越周期的测定,对高层建筑的设计及安全至关重要。

在浦东南泉新村高层住宅勘察设计中曾两次对场地土进行了弹性波速测定。第一次于1987年6月由江苏省地矿局第一地质、水文大队和物化大队采用跨孔波速法对六街坊高层住宅场地土进行了原位跨孔试验,测定了场地土剪切弹性波速度;第二次于1988年8月由同济大学岩土工程研究所采用跨孔波速法和地脉动法对一街坊高层住宅场地土进行了原位测试,两次测试结果基本相同(详见表一)[7]。

由测试得知,地面以下15m以内复盖土的加权平均剪切波速度为 $V_s=126\text{m/s}$, 35m以内复盖土层加权平均剪切波速度为 $V_s=175\text{m/s}$ 。场地土的卓越周期由下式计算:

南泉新村高层住宅场地土弹性波速及卓越周期 T_z

表一

层序	土 名	横波速度	波速平均值 m/s	卓越周期 sec
2	亚粘土			0.394~0.335
3	淤亚粘土 (夹亚粘土)	112~120	115.5	
4	淤质粘土	108~164	135	
5	灰色亚粘土	130~202	164	
6	亚粘土 (暗绿色)	179~248	200	0.69~0.65 (层顶)
7	亚砂土 (夹轻亚粘土)	205~235	219	0.797~0.75 (层顶)
8	亚粘土 (夹粉砂)	217~285	265	

$$T_z = 4H/V_s \quad (1)$$

式中 H —复盖土层厚度； V_s —剪切波速度。

上海地区高层建筑桩基持力层一般选择暗绿色亚粘土层，其卓越周期 $T_z=0.65\sim 0.7s$ ，选用暗绿色亚粘土以下的亚砂土作桩基持力层，卓越周期为 $T_z=0.75\sim 0.8s$ ，平均值 $T_z=0.773s$ 。具体变化与土层埋深（即复盖土层厚度）有关。据悉其他单位在别的区域测试也得到大致相同的结果。

近年来上海高层建筑桩基持力层选择逐渐多样化，为了取得更好的技术经济效益，选用亚砂土及其以下的粉砂层作桩基持力层的越来越多。南泉新村高层住宅选用亚砂土层作桩基持力层，仅基础部分比选用暗绿色亚粘土作持力层要节省投资 40~50元/平方米，本层顶面卓越周期 $T_z=0.797s$ （一街坊）和 $T_z=0.750s$ （六街坊）。

二、上海居住性高层建筑的体型、体量、常用结构体系及自振周期计算

上海已建成的住宅、公寓、旅馆等居住性高层建筑大多为12~18层，超过20层的很少（旅游宾馆、公共建筑例外）。由于消防条件限制，一般总高度不超过50米，为了充分而经济地利用垂直交通设备（电梯），对于住宅类建筑，要求每梯每层服务户数 ≥ 8 户。点式（塔式）长高比 $L/H=0.5\sim 0.8$ ，高宽比 $H/B=1.5\sim 2.0$ ；条式 $L/H=1.0\sim 1.5$ ， $H/B=3\sim 4$ ，体型体量属墩厚型，挺拔苗条的不多。

结构体系多选用小开间剪力墙体系，原因有：

1、建筑师们不喜欢房间有棱角，剪力墙结构室内平整光滑，便于装修和布置空间，能满足建筑功能要求。

2、居住性高层建筑本身需要划分单元（如厅、室一居室、客房、卫生间……等）将建筑的分隔墙和作为结构主体的剪力墙结合起来，融为一体，建筑、结构有机地统一起来。

3、在受力方面，剪力墙是一种良好的抗侧力结构，惯性矩大，侧向刚度大，在