

高层建筑结构位移控制研讨

魏 珽

(中国建筑科学研究院深圳分院 深圳 518028)

[摘要] 介绍了世界各国规范对高层建筑结构设计位移控制的规定,论述了高层建筑顶点位移、层位移差、层间位移等的相互关系,特别是明确了层位移差与受力层间位移的区别,在此基础上,结合有关科研成果及工程设计经验,对高层建筑结构位移限值的规定提出了一些建议,可供修订规范及设计时参考。

[关键词] 高层建筑 位移控制 顶点位移 层位移差 层间位移

The requirements of displacement control are introduced for highrise building in different country design codes. The relationship among top displacement, story displacement difference and interstory drift are studied and eventually the difference between story displacement difference and interstory drift is clarified. Some suggestions on displacement control are raised for reference in structural design of tall buildings as well as in relevant design code revision.

Keywords: tall building; displacement control; story displacement difference; story drift

一、前言

高层建筑结构设计往往由其变形而非受力所控制,因而世界各国规范都对高层建筑的顶点位移或层间位移有所限制。根据现有资料的解释,对这种变形施加限制主要起以下作用:1)保护非结构隔墙及装修,使其免于受力过大而损坏;2)保证整体结构的稳定性;3)限制剪力墙等结构构件产生裂缝。

作者认为,对高层建筑结构位移予以合理适当的控制,不但是保证高层建筑结构和非结构构件的安全所必需的,而且也是最终达到经济合理设计的重要因素,本文拟对此问题作一些探讨。

二、结构的适宜刚度原则

结构的刚与柔其实是结构设计中最常遇到的一对矛盾,历史上曾经形成过刚性学派和柔性学派。前者从结构抗震的角度出发,认为结构愈刚愈好,其设计原则是设置过多的剪力墙,不但吸引了更大的地震力,使用功能上有时也不方便,且明显增加了结构自重,造成了结构和基础材料的过多消耗,即使是在风荷载作用下,过多的剪力墙会使建筑顶

点及层间位移都十分微小,无论从结构安全或从节约材料而言,都没有必要的。后者则从地震反应谱原理出发,认为结构愈柔则地震力愈小,因而要求尽量将结构设计得柔一些,为达此目的,甚至将个别楼层设计得很柔。这类建筑在大地震作用下经不起实践的检验,即使是在风的作用下,如底部结构过柔,变形过大,也可能产生严重的后果。日本神户大地震也证明部分或个别楼层过柔会导致结构在大震作用下倒塌。

综上所述,正确的理论应该是结构刚柔并济,既保证结构在风和地震作用下不致产生过大的变形,又做到结构设计经济实用。

由于建筑功能的需要和受力状态的变化,高层建筑各楼层的刚度沿高度是变化的,有时甚至可能有突变,研究高层建筑的变形控制必须对结构的层刚度进行探讨,这里只讨论最简单的情况,即层剪切刚度 K_{si} 。第 i 层层顶产生单位水平位移(无转角时)所需施加的水平力称为第 i 层的层剪切刚度。对于墙体而言

$$K_{si} = G_i F_i / h_{0i} \quad (1)$$

式中, G_i 为第 i 层混凝土剪切模量; F_i 为第 i 层剪力墙水平截面面积; h_{0i} 为第 i 层净层高。

第 i 层的抗弯刚度 K_{fi} 为第 i 层层顶产生单位转角(无水平位移时)所需施加的弯矩, 高层建筑每楼层都由诸多墙体和柱构成, K_{fi} 值是很难求得的, 为了设计实用起见, 一般就用层剪切刚度来近似反映结构的层刚度, 高层建筑结构设计希望层刚度沿高度较为均匀。理论上层刚度沿高度均匀变化的可用下式表示为:

$$V_i/K_{si} \approx V_j/K_{sj} \quad (2)$$

式中, V_i, V_j 为第 i 及第 j 层的剪力。上式的含义是各楼层在外荷载作用下的剪切位移近似相等, 实际上高层建筑的位移构成远比单纯的剪切变形要复杂得多。如层弯曲刚度对变形的影响, 每层剪力墙墙底除底层底部视为嵌固端外, 均有转角变形发生, 对上部楼层变形有不可忽略的影响等。

高层规程对相邻楼层剪切刚度有如下的限制(地震区)

$$0.5 \leq \frac{K_{si}}{K_{si-1}} \leq 2.0 \quad (3)$$

即要求相邻楼层剪切刚度的比不能超过 2.0, 以此来控制层刚度沿高度的变化, 不出现层刚度的突变, 符合适宜刚度的总原则。

三、高层建筑的适宜自振周期

高层建筑的适宜刚度(总体刚度)的定量表达是很难的, 较好的表达方式是寻求一个表达其含义和要求的适宜自振周期 T_a , 当结构的自振周期短于 T_a 时, 结构在地震作用下的位移将自动满足规范位移限值的要求, 反之则表示结构过柔。在结构方案阶段或初步设计阶段, 如果能有一个简单公式可求得高层建筑的适宜自振周期, 对设计是十分有用的。

经过多方面的探索, 作者得到了如下成果。当按《建筑抗震设计规范》TJ11-89 将场地划分成四类时, 其适宜自振周期公式为

$$T_a = \left[\frac{0.21 h_i (3n^2 + 3n - 1) \Delta/H}{T_g^{0.9} n \alpha_{\max}} \right]^{0.9} \quad (4)$$

式中: n 为层数; T_g 为反应谱特征周期; h_i 为平均层高(m); Δ/H 为建筑物顶点水平位移与建筑物总高之比的限值; $\alpha_{\max}$ 为地震影响系数最大值, 当地震设防烈度为 7 度时取 0.08, 8 度时取 0.16, 9 度时取 0.32。

当按上式求出的结构适宜自振周期 T_a 大于对应 $0.2\alpha_{\max}$ 的周期值 T_m 时, 式(4)不适用, 须改用以下公式计算:

$$T_a = \left[\frac{0.21 h_i (3n^2 + 3n - 1) \Delta/H}{(T_g/T_m)^{0.9} n \alpha_{\max}} \right]^{0.9} \quad (5)$$

须已知 T_m 值方能从上式求出适宜的自振周期 T_a 。按 T_m 的定义, 可列出

$$(T_g/T_m) 0.9 \alpha_{\max} = 0.2 \alpha_{\max} \quad (6)$$

由此可得

$$T_m = 5.979 T_g$$

按照《建筑抗震设计规范》TJ11-89 反应谱, $T_m \leq 3.0s$, 故当按式(4)计算时, $T_g \geq 0.4s$ 时, 取 $T_m = 3.0s$ 。

例 1 8 度近震, 四类场地, 19 层框剪结构, 高 66.8m, 试选用适宜的自振周期。

解: $T_g = 0.65s$

Δ/H 取用 $1/450$, $\alpha_{\max} = 0.16$

$h_i = 66.8/19 = 3.52$

代入式(4)

$$T_a \leq \left[\frac{0.21 \times 3.52 (3 \times 19^2 + 3 \times 19 - 1) \times 1/450}{0.65^{0.9} \times 19 \times 0.16} \right]^{0.9} = 0.915s$$

计算如上结构在 7 度近震、四类场地时适宜的自振周期为: $T_g = 0.65s$, Δ/H 取用 $1/450$, $\alpha_{\max} = 0.08$, $h_i = 66.8/19 = 3.52$, 代入式(4)得, $T_a = 1.709s$ 。

例 2 上述结构在 7, 8 度近震、三类场地时适宜自振周期为:

7 度区, $T_g = 0.4s$, $T_a = 2.53s$

8 度区, $T_g = 0.4s$, $T_a = 1.357s$

综上所述, 运用作者提出的适宜自振周期公式求出高层建筑适宜自振周期来判

断结构是否过刚或过柔是一条十分简便而有效的途径。

四、高层建筑的位移种类及其相互关系

在风及地震侧力作用下,高层建筑各楼层及各构件将均产生位移,研究各楼层的位移,常用到的不外有以下三种:1)顶点位移 Δ_n ;2)层位移 Δ_i ;3)层间位移差 $\widetilde{\Delta}_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ 。

由此可见,第 i 层的层位移是以下各层层位移差的总和

$$\Delta_i = \widetilde{\Delta}_i + \widetilde{\Delta}_{i-1} + \cdots + \widetilde{\Delta}_1 (\Delta_1) \quad (7a)$$

相应地,顶点的位移是所有各层间位移差的总和

$$\Delta_n = \widetilde{\Delta}_n + \cdots + \widetilde{\Delta}_i + \cdots + \widetilde{\Delta}_1 (\Delta_1) \quad (7b)$$

对于高层建筑,每一

楼层中由不同的竖向构件(如剪力墙、筒体、柱等)和与其相连的横向构件所组成。对于剪力墙而言,在风或地震侧力作

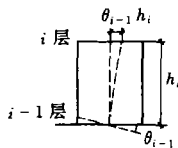


图1 刚体位移

用下,每一楼层处都同时产生侧移、转角及竖向位移。显然任一楼层 i 底部之转动角会在第 i 层产生一刚体位移 $\theta_{i-1} \times h_i$ (h_i 为 i 层层高),见图1所示。

对剪力墙而言,层位移差不等于该层剪力墙的受力层间位移,前者必大于后者,楼层位置愈高差值愈大,可用下式表示:

$$\widetilde{\Delta}_{is} = \widetilde{\Delta}_i - \theta_{i-1} h_i \quad (8)$$

式中 $\widetilde{\Delta}_{is}$ 为第 i 层剪力墙受力层间位移。

对于高层框架而言,当总高度不太大时,各层柱的受力位移与层位移差基本一致,但很高的高层建筑的柱,有的柱轴向变形较大时,层位移差也将大于柱的受力层间位移。柱的受力层间位移算法可与剪力墙类似导出,在此不再赘述。

以上的论述是想阐明,现下常用的所谓层间位移实质上是层位移差,目前各常用计算程序给出的层间位移也都是层位移差,所以读者必须明了这个层间位移是与层结构竖

向构件的受力层间位移不等的,后者必小于前者,楼层愈高,差值愈大。现以深圳地王大厦68层超高层结构为例,电算结果在风荷载作用下结构最大的层间位移角发生在第58层^[5],其值为 $\widetilde{\Delta}_{58}/h_{58} = 1/273$,但计算结果表明该层的实际受力层间位移角仅为 $1/28\,195$,其中约99%的层间位移角值系由第57层的层转角所引起的上层的非受力刚体位移,这证明虽然计算的层间位移角达到 $1/273$,但该层剪力墙的抗剪抗裂安全性是有保障的,具有极大裕度存在。

计算的受力层间变形角为^[5]

$$\frac{\Delta_{58.5}}{h_{58}} = \frac{0.133}{3\,750} = \frac{1}{28\,195}$$

此结果说明,在发生最大层间位移角 $1/273$ 的第58层,实际的受力层间位移角仅约为其值的 $1/103$,这充分说明在超高层建筑的上部,用层间位移 $\widetilde{\Delta}_i$ 来代替受力层间位移 Δ_{is} 是不妥的,有时甚至是荒谬的。

五、各国规范对于高层建筑位移控制的规定

1. 各国规范对于高层建筑位移控制的有关规定如下:

(1)美国 UBC 规范(1994):层间位移指在侧力作用下,相邻楼层的位移差,计算位移时应包括水平力与扭转影响造成的位移在内。当 $T < 0.7s$ 时,计算层间位移不应超过 $0.005h_i$ (或 $h_i/200$) 或 $0.04R_w$ (构筑物);当 $T \geq 0.7s$ 时,计算层间位移不应超过 $0.004h_i$ (或 $h_i/250$) 或 $0.03R_w$ (构筑物)。视构筑物情况不同, R_w 分别取 3, 4, 5。

当证明结构构件和非结构构件有能力承受相应的层间位移时,上述限制可以超越。

(2)加拿大规范:计算层间位移限值规定为 $h_i/500$,位移包括剪切位移和弯曲位移在内。

(3)英国规范:计算层间位移为层位移差,其限值为 $h_i/500$ 。

(4)日本规范:在地震作用下,根据结构

和非结构的破损要求规定层间位移限值为 $(1/120 \sim 1/200)h_i$ 。

(5)香港规范:仅限制结构在风作用下的顶点位移为 $H/500$ (H 为建筑总高度),未对结构层间位移提出限制要求。

(6)中国规范:高规规定按弹性方法计算的楼层层间位移与层高之比 $\Delta u/h$ 和结构顶点位移与总高度之比 u/H 不宜超过表 1 的限值。

按弹性方法计算的高层结构位移的限值 表 1

结构类型		风荷载		地震荷载	
		$\Delta u/h$	u/H	$\Delta u/h$	u/H
框 架	轻质隔墙	1/450	1/550	1/400	1/500
	砖填充墙	1/500	1/650	1/450	1/550
框 剪	普通装修	1/750	1/800	1/650	1/700
	高级装修	1/900	1/950	1/800	1/850
筒中筒	普通装修	1/800	1/900	1/700	1/800
	高级装修	1/950	1/1 050	1/850	1/950
剪力墙	普通装修	1/900	1/1 000	1/800	1/900
	高级装修	1/1 100	1/1 200	1/1 000	1/1 100

2. 比较各国规范,规定颇有差异,但从以上有关论述来分析,不难得出以下看法。

(1)只限制顶点位移不限制层间位移的做法虽比较实用简单,但对于层刚度很不均匀的高层建筑不适用,对地震区的高层建筑尤不适用。

(2)限制层间位移的做法可以防止刚度薄弱层出现问题,又在一定程度上概括了对顶点位移的控制,如任意层 i 的层间位移 $\Delta_i/h_i < \epsilon$, 则顶点位移一定满足 $\Delta_n/H < \epsilon$, 且 $\Delta_n/H < \alpha\epsilon$, $\alpha < 1.0$ 。上述结论不难从数学上求得证明。由此可见,控制层间位移的方法比仅控制顶点位移的方法更好。

(3)中国规范的规定比较全面,其中顶点位移角的限值小于层间位移角的限值也是合理的,但从各国规范与中国规范关于层间位移角的限值比较来看,我国对高层框剪结构层间位移角限值规定偏严较多,可能是出于考虑剪力墙防裂的要求,如果单纯是为了保护非结构构件的破损,那么层间位移角限值得在 $1/400 \sim 1/500$ 左右应是了。

(4)综观各国规范都未能准确阐明其规

定条文中层间位移的定义,但从其规定限值来看应是指层位移差而不是指该层竖向构件的受力层间位移。

(5)鉴于剪力墙的受力层间位移小于层位移差,愈是在上部楼层差别就愈大,因而当计算层间位移值较大时,可另计算剪力墙的受力层间位移,控制其不超过抗裂许可值。这样,我国高规规定偏严的层间位移角限值可适当放宽至 $1/400 \sim 1/500$ 左右。

六、不对称结构的变形控制

对需考虑扭转的不对称结构,其楼层变形如图 2 所示,可见最大的层位移与层位移差出现在边跨抗侧力构件,而现行程序所给出的均是质心处的位移与层位移差,须加以修正才能获得正确的结果。

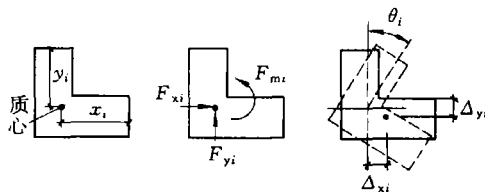


图 2 楼层的扭转变形示意图

七、结语

综上所述,建议如下:

(1)采用同时控制结构顶点位移和层间位移的方法是比较合理和全面的,仅控制顶点位移不够完善,在地震区是不合适的。

(2)我国规范规定的层间位移(层位移差)角限值偏严,根据各国规范及工程经验,层间位移角限值可控制在 $1/400 \sim 1/500$ 左右,但此限值对剪力墙抗剪防裂不够安全。

(3)计算层间位移恒大于楼层内剪力墙的受力层间位移,控制层间位移的方法不能代替对层剪力墙的受力层间位移的控制,作为弥补,建议增加剪力墙受力层间位移角的验算,从本文提供的地王大厦实例来看,计算方法与过程都很简便,根据已有试验成果,剪力墙受力层间位移角的限值大约在 $1/1 000 \sim 1/1 200$ 。(下转第 40 页)

筑结构设计软件。有时直接使用有困难,需要注意在输入和输出数据时视软件的开发程度和使用说明作一些特殊的处理。现以 TBSA 为例,说明如下:

1. 对圆柱和钢管混凝土柱结构:TBSA5.0 功能极强,已经考虑了这两种结构,可以直接应用,即在建立轴线网格以后,在图形输入梁柱菜单内直接点取圆柱或钢管混凝土柱即可,往后按下级菜单类似普通柱继续输入并完成全部操作。当仍采用 TBSA4.2 版本时,对于圆柱截面仍可直接使用,此时将柱宽 BC 填成圆柱半径,柱高 HC 填零即可。但无直接计算钢管混凝土柱的功能,此时应按刚度相等的条件转换为圆形或矩形截面混凝土构件进行整体计算。设钢管的内外径分别为 d_1 和 d_2 ,换算为同一混凝土圆形截面后外径增大到 D , α 为钢和混凝土的弹性模量的比值,则可求得

$$D = d_1 \sqrt[3]{1 + \alpha [(d_2/d_1)^4 - 1]} \quad (25)$$

对于 $\phi 700 \times 10\text{mm}$, Q235 钢管和 C60 级混凝土,即换算截面的外径大约增大 30%,由此可见钢管混凝土柱对减小柱子截面的效果是显著的。程序即按直径为 D 的圆形柱输入,往下的计算可参考下节进行。

2. 对于型钢混凝土柱:由于我国型钢混凝土结构设计规程还未出来,各种计算程序要进行承载力设计计算,尚无规可循。但仍可藉助截面刚度相等的条件,转换为矩形或方形普通钢筋混凝土柱截面,然后用有关程序计算。例如采用 TBSA5.0(或 TBSA4.2)的步骤如下:

(1)将型钢混凝土柱截面($b \times h$)按等刚度条件换算为这个主轴方向刚度相等的普通钢筋混凝土矩形截面($B \times H$)。设截面型钢为充满型,对称布置,对主轴两个方向的惯性矩分别为 I_{sb} (对平行柱宽 b 的主轴)和 I_{sh} (对平行于柱高 h 的主轴),则等刚度换算截面的尺寸 B 和 H 按下列方程算出:

$$bh^3 + 12I_{sb}(\alpha - 1) = BH^3 \quad (26)$$

$$hb^3 + 12I_{sh}(\alpha - 1) = HB^3 \quad (27)$$

式中 α 为截面型钢的弹性模量 E_s 与混凝土的弹性模量 E_c 的比值。

然后,在 TBSA5.0 图形输入的梁柱菜单中点取柱,进入柱菜单后按一般钢筋混凝土柱输入,并继续完成全部操作。最后待程序运行结束后可查出组合内力,并按本文第一节的方法进行承载力计算。此外,也可以查出等刚度柱的配筋,计算承载力,再验算所设计的型钢混凝土柱的承载力是否足够。

参 考 文 献

1. 专题组(孙慧中执笔). 劲性钢筋混凝土受压构件的受力性能及设计方法研究. 见:混凝土结构研究报告选集 3. 中国建筑工业出版社,1994.
2. 蔡绍怀. 钢管混凝土结构的计算与应用. 中国建筑工业出版社,1989.
3. 钟善桐. 钢管混凝土结构. 黑龙江科技出版社,1987.
4. 赵西安. 高层建筑结构的新设计. 中国环境科学出版社,1996.
5. 上传志,滕智明. 钢筋混凝土结构理论. 中国建筑工业出版社,1985.
6. 蔡绍怀,焦占栓. 复式钢管混凝土柱的基本性能和承载力计算. 建筑结构学报,1997,(6).
7. 周启敬,姜维山等. 钢与混凝土组合结构设计施工手册. 中国建筑工业出版社,1991.
8. 李四平,霍达等. 偏心受压方钢管混凝土柱极限承载力计算. 建筑结构学报,1998,(1).

(上接第 30 页)

(4)当结构位移较大时,对 $P-\Delta$ 效应的考虑是十分重要的(以往国内对此重视不够),对于超高层建筑,尤有必要。

(5)建议规范中应明确对有不对称扭转的结构应以边榀抗侧力结构的位移为控制标准,这方面美国规范的规定是明确的。

参 考 文 献

1. 何广乾,魏琏. 论地震作用下多层剪切型结构的弹塑性变形计算. 土木工程学报,1982,15(3).
2. 魏琏,尹之潜. 地震作用下建筑结构变形计算方法. 中国工程抗震研究 40 年. 地震出版社,1989.
3. 魏琏. 地震作用下建筑结构变形计算方法. 建筑结构学报,1994,15(2).
4. 魏琏等. 钢筋混凝土高层建筑抗震设计手册. 地震出版社,1991.
5. 魏琏,龚兆吉,孙慧中等. 地王大厦结构设计若干问题. 建设结构,2000,30(6).