

水平地震作用下不对称不规则结构 抗扭设计方法研究

魏琰 王森 韦承基

(上海魏琰工程结构设计事务所(深圳部) 深圳 518034)

[提要] 对水平地震作用下不对称不规则结构的抗扭设计进行了详细分析与研究。结果表明,设计这类结构时应主要考虑:由楼板(刚性隔板)的扭转角引起的竖向构件的扭转不超过许可值;边端框架或剪力墙的层间位移角应小于规范限值;控制不同烈度地震作用下的楼板平面内应力在许可范围内。从楼层扭转位移比的定义,楼层扭转角与楼层质心距端部框架或剪力墙距离之积,可以看出现行抗震规范仅采用扭转位移比来控制楼层的扭转是不够的。

[关键词] 抗震设计 地震作用 不对称结构 不规则结构 扭转 设计方法

Torsional Design Method of Asymmetric and Irregular Building Under Horizontal Earthquake Action/Wei Lian, Wang Sen, Wei Chengji(Shenzhen Representative, Shanghai Weilian Structure Design Office, Shenzhen 518034, China)

Abstract: Based upon elaborate analysis on torsional design methods of asymmetric and irregular structure under horizontal earthquake action, it points out that the main design principles of an asymmetric building subjected to horizontal earthquake are: the torsion of vertical members induced by the torsional angle of the floor (rigid diaphragm) can not exceed the allowable value, the inter-story displacement at outermost frame or shear wall should be less than that required by design code, stresses in plane of the slab should be controlled within acceptable extent under different intensity earthquakes. That current seismic design code only utilizes the torsional displacement ratio to control the floor torsion, which seems not reasonable enough since its connotation is the multiple of the floor torsional angle and the distance of floor mass center to the edge frame or shear wall.

Keywords: seismic design; earthquake action; asymmetric structure; irregular structure; torsion; design method

0 前言

历次大地震对大批不对称的建筑物造成了严重破坏,甚至倒塌,给人民生命财产带来了难以估量的重大损失。1972年12月23日南美洲马那瓜(Managua)地震中,两座相距不远的建筑发生了明显不同的震害。一座是18层的美洲银行大厦,是一个基本对称结构或规则结构,地震中仅遭受轻微损害,地震后稍加修理即恢复使用。另一座是15层的中央银行大厦,其结构平面布置如图1,该结构四个电梯和楼梯间筒体集中布置在塔楼西侧,底座层4为裙房,裙房北侧层4以上为塔楼,塔楼东、北、南三侧布置密集的柱子,通过大梁在裙楼顶支承在下部十根 $1.0\text{m}\times 1.55\text{m}$ 的柱子上,因而是一个明显不对称结构及竖向不规则的结构。地震中由于明显的扭转作用使结构遭受严重破坏,在层4、5之间的周边柱子严重开裂,纵筋压屈,混凝土碎落,电梯井筒墙体斜向开裂,层3以上楼板裂缝贯通,直至电梯间东侧,有的裂缝宽度达 10mm ,结构已濒临倒塌,地震后电梯已不能使用,楼梯被堵塞,严重影响人员疏散和救灾,造成了极大的损失,震后被拆除重建。

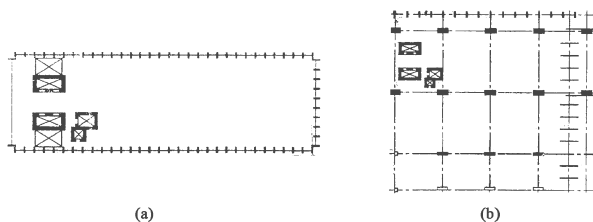


图1 中央银行大厦平面简图

历次大地震的震害均表明,地震作用极易诱发不对称建筑地震震害,表现出明显的扭转破坏特征,因而在抗震设计中怎样做好不对称结构的抗扭设计,提高结构的抗震安全性是十分重要的。

1 不对称结构、不规则结构的定义

较严格的学术说法,不对称结构可定义为结构自由振动的某一振型同时出现平动与扭转振型,即平动与扭转振型耦合,其对应的平动振型方向因子及扭转振型方向因子均不为零时,为不对称结构。当结构在一个主轴方向上是对称的,而另一个方向是不对称的,仍应划入不对称结构之列。

从结构分析和设计的要求出发,以对称与不对称将结构分类,实际工程意义不大,因为客观上大量存在虽为不对称但经调整结构布置后,其振动特性可能与对称结构相近的建筑,在抗震设计中可归为规则一类。这样可以根据工程经验人为划定一个范围,将一些虽不对称但其振动特性与对称结构较为接近的结构归入规则结构的范围,其余则为不规则结构。

新抗规第 3.4.2 条对扭转不规则结构作了定义,在相应的条文说明中明确是按刚性楼盖计算所得结果。由此可知,只有满足上述条件的不对称结构才划为不规则结构,否则结构即使是不对称的,但由于其不对称性较弱,其扭转位移比 <1.2 时,仍属扭转规则结构之列。新高规第 3.3.3 条规定“计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响”。目前,有些设计工程师将考虑偶然偏心后算出的结构扭转位移比是否大于 1.2 来判断结构是否扭转不规则,这是不妥的,因为一个全对称的结构,当扭转刚度不大时,考虑偶然偏心计算出的结构扭转位移比也可能大于 1.2,显然将对称结构因扭转刚度不足归为扭转不规则结构是不适当的。

2 不规则结构扭转角与结构周期的关系

新抗规与新高规均给出以下水平地震作用效应(内力和位移)计算公式

$$S = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (1)$$

式中 S 为水平地震作用标准值的效应, S_j 为第 j 振型水平地震作用标准值的效应。

将 S 视为水平地震作用下的层间扭转角效应,对应多高层对称结构,当第一振型为平动, $S_1=0$, 相应的其它高振型平动振型 $S_i=0$ 。假设第二振型为扭转时, S_2 有值,相应的更高振型的 $S_j(j \neq i)$ 也有值,显然这时的扭转效应 $S = \sqrt{\sum S_2^2 + S_j^2 (j \neq i, j > 2)}$ 仅与扭转周期对应的振型有关。由此可知,不对称不规则结构不再存在纯粹的扭转周期和纯粹的平动周期,新高规第 4.7.5 条条文说明中指出“扭转耦联振动的主方向,可通过计算振型方向因子来判断。在两个平动和一个转动构成的三个方向因子中,当转动方向因子大于 0.5 时,则该振型可认为是扭转为主的振型。所以扭转耦联振动的主方向可通过计算振型方向因子来判断。在两个平动和一个转动构成的三个方向因子中,当转动方向因子大于 0.5 时,则该振型可认为是扭转为主的振型。”反之为平动为主的振型。

假设 S_1 为不规则结构相当于平动为主的第一振型引起的层间扭转角效应,假设 S_2 相当于第二振型,即扭转为主的第一振型引起的层间扭转角效应, S_3, S_4, S_5 等可依此类推,则每一振型均有相应 S_j 的存

在,此时式(1)扭转效应 S 的大小不单取决于第二振型,即扭转为主第一振型 S_2 的大小,而与平动为主第一振型引起的扭转角效应 S_1 关系也很大,当 S_1 远大于 S_2 时,显然平动为主第一振型可能是引起楼层扭转角的主要因素。由此可见,要控制不对称不规则结构的扭转位移,对扭转效应可能较大的结构以平动为主的周期,尤其是平动为主的第一周期也应控制其值不宜过大。

从文[5]分析可知,单层对称结构在扭转地震动或顶部扭转力矩作用下,结构将产生扭转位移,即楼层扭转角及竖向构件因扭转位移引起的附加位移,其值是随着结构扭转周期的增大而单调增大。因此,为了控制对称结构的扭转位移,可通过控制结构的扭转周期,使结构具备必要的抗扭刚度,保证结构满足地震作用下的抗扭要求,更好地满足结构的抗震安全性^[6-9]。

对于不对称不规则结构,其自振特性平动与扭转是耦连的,对应任一周期振型,结构不但有平动振动,同时必伴有相应的耦连扭转振动,尤其是明显不对称不规则结构,这种耦连现象更为严重。与此相应,在水平地震作用下,结构任一振型,不管是平动为主,还是扭转为主的地震反应,不仅各楼层产生平动位移,同时也将产生耦连扭转位移,因此结构的扭转位移效应实际上由各振型扭转位移的平方和开方组成,即与各振型的自振周期均有关,尤其与产生最大扭转位移的振型有关。

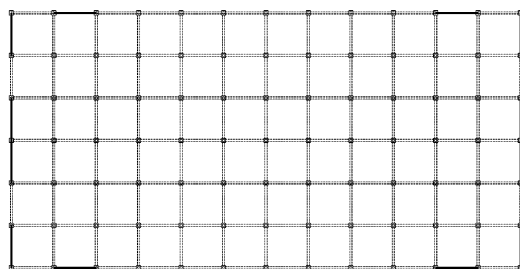


图 2 分析模型结构平面布置示意图

如图 2 所示一 20 层的框架-剪力墙结构的平面示意图, x, y 向轴网跨度均为 6m, 柱截面为 600×600 , 剪力墙厚度为 200, 框架梁截面为 300×600 , 结构平面及荷载布置完全对称, 分别将 y 向左侧轴线上剪力墙逐渐向右沿轴网移动, 得到不对称的结构分析模型 2~10, 原对称结构称为分析模型 1。表 1 列出采用 SATWE 软件分析模型 1~10 得到的结构 y 向平动为主的第一周期、以扭转为主的第一周期以及 10 层楼面结构的最大位移与平均位移的变化规律。为了分析 y 向第一平动周期对结构位移的影响程度, 表中还列出了仅考虑 y 向平动为主的第一振型时结构位移的计算结果。

此例说明,当结构不对称不规则性加大时,结构的扭转周期比并不随之增大,但扭转位移比则随之明显增大,此外,引起扭转位移比变化的主要振型并不是扭转为第一周期振型,而是平动为主第一振型,这充分论证了作者在前面提出的观点。

结构扭转周期与扭转位移比的关系 表 1

模 型	y 向第一 平动周期 T_1 (s)	扭转第一 周期 T_1 (s)	y 向最大 位移 (1) (mm)	y 向平均 位移 (2) (mm)	仅考虑 T_1 时 y 向最大位 移 (3) (mm)	周期比 $\frac{T_1}{T_1}$	扭转位 移比	
							(1) (2)	(3) (1)
1	1.795 2	1.326 3	9.66	9.66		0.739		
2	1.743 8(100)	1.310 0(100)	9.89	9.16	9.76	0.751	1.080	0.987
3	1.768 1(96)	1.448 7(96)	12.07	9.13	12.06	0.819	1.322	0.999
4	1.863 4(85)	1.476 8(85)	14.52	9.62	14.43	0.793	1.509	0.994
5	1.944 6(75)	1.481 5(75)	16.27	9.91	16.08	0.762	1.642	0.988
6	2.050 6(67)	1.469 7(67)	18.15	10.47	17.90	0.717	1.734	0.986
7	2.172 1(63)	1.445 1(63)	20.47	11.31	20.19	0.665	1.810	0.986
8	2.298 3(62)	1.412 6(62)	23.29	12.41	23.04	0.615	1.877	0.989
9	2.429 4(62)	1.373 1(62)	26.63	13.81	26.38	0.565	1.928	0.991
10	2.551 4(63)	1.331 1(63)	30.11	15.38	29.84	0.522	1.958	0.991

注: (1)括号内数值表示该周期中该方向振型振动因子所占的比值(%)。
(2)位移(1),(2)的值是取结构前 15 个振型得到的计算结果。

3 水平地震作用下结构产生扭转不利影响分析

不对称结构在水平地震作用下扭转不规则愈明显,其扭转变形亦愈大。它对结构产生的不利影响主要有以下几方面。

3.1 附加扭矩

如图 3 所示,当各楼层可视为平面内无限刚的横隔时,楼层 i 的扭转角为 θ_{ti} ,此时楼层 i 内的所有竖向构件 C_{ji} (柱)或 W_{ji} (墙)在顶部产生的扭转角相等,当楼层 $i-1$ 产生的扭转角为 θ_{ti-1} ,则楼层 i 内任一竖向构件 C_{ji} 或 W_{ji} 的层间扭转角为

$$\Delta\theta_{ji}^C = \Delta\theta_{ji}^W = \Delta\theta_{ti} = \theta_{ti} - \theta_{ti-1} \tag{2}$$

任一竖向构件两端将产生因扭转引起的附加扭矩

$$\Delta M_{ji} = K_{ji}\Delta\theta_{ti} \tag{3}$$

对这一扭矩怎样考虑设防,这在以往的设计规范中是没有述及的。如能控制水平地震作用下楼层层间扭转角,则对于减小各竖向构件的扭矩,提高结构的抗扭安全性是有利的。

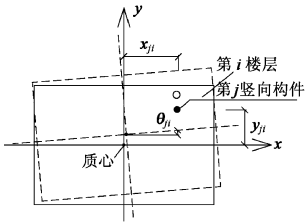


图 3 扭转变形示意

如图 3 所示,任一楼层 i 的扭转角 θ_{ti} 同时使各竖向构件 S_{ji} 产生 x 向或 y 向的附加水平位移或是沿该竖向构件两个主轴受力方向相应的水平位移,它们直接可以通过几何关系方便地求出。第 i 层任一竖向构件 S_{ji} 在 x 和 y 方向层间扭转角引起的附加层间位移为

$$\Delta_{xji} = \theta_{ti}y_{ji} \tag{4}$$

$$\Delta_{yji} = -\theta_{ti}x_{ji} \tag{5}$$

其他楼层的层间位移可依此类推。

这种受结构平面尺寸影响的附加位移直接增大了竖向构件的总侧移和总层间位移,这对抗震可能是不利的,设计中必须加以有效控制。

3.3 楼盖的影响

不对称不规则结构在水平地震作用下,楼盖要协调各竖向构件的抗扭受力,这将在楼盖平面内产生较大的平面内应力。1972 年南美洲马那瓜地震中中央银行的严重破坏特征之一是多层楼盖出现严重斜向裂缝,最大裂缝宽达 10mm。因此在设计明显不对称不规则结构时,要注意对楼盖平面内的应力状态进行分析,对应力较大区要采取适当增加板厚加强配筋构造等措施予以解决。

上述楼层层间扭转角将对竖向构件的截面扭矩及附加侧移产生直接影响,因此当楼层扭转刚度在竖向有突变时,会对扭转刚度薄弱的楼层产生较大的层间扭转角,故在抗震设计时应对应层扭转刚度比给予应有的重视。

4 对新抗规和高规关于扭转控制的理解与讨论

4.1 关于扭转位移比的控制

现对新抗规第 3.4.3 及新高规第 4.3.5 条的规定进一步作如下分析。扭转位移比的定义可表示为:

$$\mu_t^* = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_a} = \frac{(\Delta_a + \Delta_{\max})}{\Delta_a} = 1 + \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_a} \tag{6}$$

其中 $\Delta_{\max}$ 为边端最大位移, Δ_a 为平均位移, $\Delta_{\max} = \theta_t x_m$ 。令

$$\mu_t^* = 1 + \mu_t \tag{7}$$

可得新的扭转位移比

$$\mu_t = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_a} = \frac{\theta_t x_m}{\Delta_a} \tag{8}$$

引入新的扭转位移比值 μ_t 后,新抗规与新高规的文字描述可分别等价地改写为“扭转不规则时,应计及扭转影响,且楼层竖向构件最大的弹性水平扭转位移和层间扭转位移分别不宜大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 0.5 倍”及“结构平面布置应减少扭转的影响。在考虑偶然偏心影响的地震作用下,楼层竖向构件的最大水平扭转位移和层间扭转位移, A 级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的 0.2 倍,不应大于该楼层平均值的 0.5 倍; B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 0.2 倍,不应大于该楼层平均值的 0.4 倍。”

这样的表述有利于进一步认识和掌握扭转位移比

的内在含义:

(1)由式(8)可知,设计时控制 μ_t ,相当于控制扭转角 θ_t 与比值 x_m/Δ_a 的乘积,当 x_m/Δ_a 为某确定值的情况下相当于控制楼层扭转角和层间扭转角 θ_t 值,使其在允许限值范围内,现在各国规范都尚未能提出层间扭转角的许可限值。

(2)式(8)同时表明, μ_t 为边端竖向构件侧移 Δ_{tmax} 与楼层平均位移之比值,设计时控制 μ_t ,相当于在某确定扭转角 θ_t 的情况下控制边端竖向构件的侧移和层间位移值,使其在允许限值范围内;在同样扭转角情况下,显然长形结构 x_m 大,对结构不利。

(3)式(8)表明,在相同比值 μ_t 下,平均位移值 Δ_a 的大小对结果影响很大。根据新抗规规定

$$\Delta_a = (\Delta_{\text{min}} + \Delta_{\text{max}})/2 \quad (9)$$

在近似假设楼盖为刚性横隔时,由式(2)求得的楼层扭转角 θ_t 是精确的,由此求出的边端竖向构件的最大位移为

$$\Delta_{\text{max}} = \Delta_a + \Delta_{\text{tmax}} \quad (10)$$

引入新高规关于层间位移的限值 Δ_u ,并令平均位移表示为

$$\Delta_a = \zeta \Delta_u \quad (11)$$

则新的扭转位移比 μ_t 可改写为

$$\mu_t = \Delta_{\text{tmax}}/\zeta \Delta_u \quad (12)$$

鉴于边端竖向构件的层间位移最大时,必须符合规范要求:

$$\Delta_a + \Delta_{\text{tmax}} \leq \Delta_u \quad (13)$$

当最大达 Δ_u 时,

$$\Delta_{\text{tmax}} = \Delta_u - \Delta_a = \Delta_u(1 - \zeta) \quad (14)$$

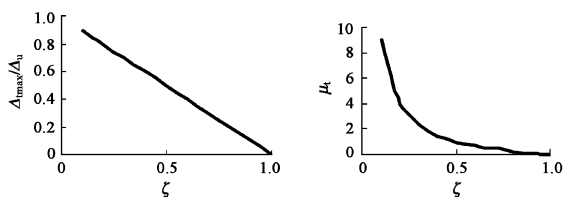


图4 Δ_{max} 和 μ_t 值随 ζ 变化曲线

图4给出当 ζ 从 0.1 到 1.0 时, $\Delta_{\text{tmax}}/\Delta_u$ 和 μ_t 值的变化曲线。

$$\zeta = 1/(1 + \mu_t) \quad (15)$$

$$\mu_t = 1/\zeta - 1 \quad (16)$$

$$\mu_t^* = 1/\zeta \quad (17)$$

由此可知, Δ_a 应有一小于 Δ_u 的限值,如下式所示

$$\Delta_a = \zeta \Delta_u = \frac{\Delta_u}{1 + \mu_t} \quad (18)$$

当 $\mu_t = 0.4$ 时, $\zeta = 0.714$; $\mu_t = 0.5$ 时, $\zeta = 0.666$ 。

当 $\zeta = 0.5$, 即平均位移为 Δ_u 的一半时,由扭转角 θ_t 引起的边端竖向构件之最大附加层间位移 $\Delta_{\text{tmax}} = 0.5 \Delta_u$, 即 Δ_{tmax} 最大可达层间位移限值的 50%, 此时 $\mu_t = 1.0$ ($\mu_t^* = 2.0$), 远大于新高规规定的 $0.4 \sim 0.5$ ($\mu_t^* = 1.4 \sim 1.5$)。但应注意,当比值 μ_t 提高时,对同样 x_m 坐标时之层间扭转角 θ_t 将相应增大,在设计中应注意复核。

根据以上分析,新抗规与新高规规定的扭转位移比 μ_t 或 μ_t^* 的主要作用是它可有效地控制结构的层间扭转角和边端竖向构件的层间位移,但仅控制此比值将带来以下问题:

(1)当分母平均位移 Δ_a 很小时,由于比值 μ_t 规定取同一限值 $0.4 \sim 0.5$,则由扭转引起的边端竖向构件层间位移值随着被限制在 $\Delta_{\text{tmax}} = (0.4 \sim 0.5) \Delta_a$, 出现 Δ_a 大时控制松, Δ_a 小时反而控制严的结果,这从结构安全度的概念出发有悖常理。

(2)新抗规与新高规未明确平均位移 Δ_a 的限值,可能引起设计上的误解,认为只需比值满足规定即可,实则不然。当分母平均位移 Δ_a 较大时,当采用 $\mu_t = 0.4$ 或 0.5 时,可能会出现不安全的结果,从下式可看出问题的所在。

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{max}} &= \Delta_{\text{tmax}} + \Delta_a = (0.4 \text{ 或 } 0.5) \Delta_u + \zeta \Delta_u \\ &= [\zeta + (0.4 \text{ 或 } 0.5)] \Delta_u \end{aligned}$$

当 $\Delta_{\text{max}} > (0.5 \text{ 和 } 0.6) \Delta_u$ 时,即在 $\zeta > 0.5$ 和 0.6 处将出现层间位移 $\Delta_{\text{max}} > \Delta_u$ 的超限值区,这显然是不允许的。已如前述,设计者应注意,当 Δ_{tmax} 较大时,层间扭转角可能较大,其对竖向构件的扭转不利影响应给予注意。

4.2 关于扭转周期比的规定

新高规第 4.3.5 条对扭转位移比及扭转周期比作出了规定,其条文说明中指出,本条规定,主要是限制结构的扭转效应,限制结构的抗扭刚度不能太弱。

对于不对称不规则的结构,结构平动位移与扭转位移振型是耦合的,规范规定扭转为主的第一周期只与平动为主的第一周期相比而不需与平动为主第二周期相比,说明它只是要在 T_1 的数值上给予一定控制,水平地震作用下不规则结构可能产生较大的扭转振动,新高规限制扭转为主的第一自振周期 T_1 小于平动为主的第一周期对控制结构的扭转位移角及边端竖向构件的侧移是有一定作用的。

(1)这种控制在定性上解决了结构抗扭刚度不能过小,从而使结构的层间扭转角不致过大,但定量上还不能说清结构许可层间位移限值和层间扭转角是否已经满足要求,即控制了扭转周期比,还不能确定一定能得出一个已符合新高规层间位移限值和许可层间扭转

角的抗扭设计, 还必须与其它数据和设计措施来补充和体现。

(2)控制周期比, 当平动为主的第一周期 T_1 较小, 即结构平动方向很刚时, 扭转为主的第一周期 T_t 也因比值 0.85~0.90 的限制, 而被迫做得很短, 使结构抗扭刚度很大, 这有时是没有必要的。反之, 当分母平动为主的第一周期 T_1 很长, 同样的扭转周期比也可能得出较长的扭转为主的第一周期 T_t , 导致结构层扭转角加大, 这对结构抗震也是不利的。

(3)不对称不规则结构在水平地震作用下的扭转振动不仅与扭转为主的周期有关, 也与平动为主的结构周期有关, 因所有振型都是耦连的, 当平动为主第一周期 T_1 较长时, 该振型相应的结构扭转振动可能较大, 甚至远大于扭转为主第一振型引起的扭转角, 此时, 对结构平动为主第一周期也应考虑不宜过长。

5 若干建议

综合以上对新抗规新高规有关抗扭设计规定的分析和讨论, 既加深了对新规范一些规定的重要性和合理性的认识和理解, 也发现控制扭转位移比和扭转周期比在抗震设计中还存在一些值得商榷的问题, 为此提出以下建议, 供广大设计者和今后规范编制修订时作参考。

(1)新抗规与新高规关于水平地震作用下结构的抗扭设计的规定是结构抗震设计技术的重大发展, 对保证结构的抗震安全性是很重要的, 应在设计中贯彻执行。

(2)控制扭转位移比对控制层间扭转角及边端竖向构件层间位移限值, 都是关键、有效的措施, 但不宜规定同一个限值 μ_t^* 或 μ_t , 而应根据分母平均位移 Δ_a 与层间位移限值 Δ_u 的比值大小允许合理的变化。由式(16), (17)可知 μ_t^* , μ_t 随 ζ 变化。假定 $\zeta=0.3, 0.4, 0.45, 0.5, 0.55, 0.6, 0.65, 0.7, 0.8$ 等, 可求得计算的扭转位移比 μ_t 与 μ_t^* , 见表 2。显然, 表 2 结果仅为满足规范小震作用下层间位移限值的计算结果, 考虑到中震及大震作用以及现在对竖向构件扭转角影响的控制研究尚不够深入等其它因素, 建议扭转位移比适当偏严控制, 如表 2。

随 ζ 变化的扭转位移比 μ_t^* 与 μ_t 表 2

ζ	≤ 0.3	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.8	
计算值	μ_t^*	≥ 3.33	2.50	2.22	2.00	1.82	1.66	1.54	1.41	1.25
	μ_t	≥ 2.33	1.50	1.22	1.00	0.82	0.66	0.54	0.41	0.25
建议值	μ_t^*	≥ 2.00	1.90	1.80	1.70	1.60	1.55	1.45	1.40	1.20
	μ_t	≥ 1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.55	0.45	0.40	0.20

注: 表中 μ_t^* , μ_t 值可内插采用。

(3)结构扭转的不利影响直接反映在所有竖向构

件的层间扭转角上, 它直接使竖向构件产生扭矩, 因此复核竖向构件的抗扭安全性也是保证结构抗震安全性的重要措施, 而这在现行设计规定中是没有考虑的, 建议补充验算。现行的《混凝土结构设计规范》(GB50011—2002)第 5 章有考虑构件抗扭, 竖向构件扭弯剪压共同作用时的计算方法。这尤其对层间扭转角较大, 层扭转刚度比突变时更应注意。当扭转位移比取值较大时, 尤应注意此点。

(4)扭转周期比对于保证不对称不规则结构的抗扭刚度, 控制结构在水平地震作用下的扭转位移角和相应竖向构件的附加层间位移有一定作用, 考虑到不对称不规则结构平动为主第一周期的大小可能对扭转角的大小起很大作用, 必须通过扭转位移比的控制和层间扭转角造成竖向构件扭矩的控制, 才能真正可靠地实现结构抗扭设计的安全性。

(5)对于不对称不规则结构, 尤其是明显不对称不规则结构, 应计及地震作用下楼板平面内的不利应力分布, 采取必要的加强构造措施, 充分汲取马那瓜地震中中央银行大厦楼板大量严重破坏, 结构濒临倒塌, 震后不得不拆除重建的历史教训。在现在空间有限元软件已充分发展的今天, 技术上已是不难做到的。

(6)新高规第 3.3.2 条第 2 款规定“质量与刚度分布明显不对称、不均匀的结构, 应计算双向水平地震作用下的扭转影响”。新高规第 3.3.3 条文说明中规定“当计算双向地震作用时, 可不考虑偶然偏心的影响”。这些规定有其合理性, 但在设计中尚不便操作, 因设计者难以确定什么是明显不对称不均匀, 所以设计时双向水平地震作用输入和单向水平地震作用输入加偶然偏心的影响, 取二者计算结果中扭转位移比大者作为设计控制参数, 是较为可行的。

(7)关于水平地震作用下扭转位移的讨论是结合楼盖平面内为刚性横隔进行的, 但基本原则对弹性楼盖也是完全适用的, 只是各层楼盖内不同竖向构件处的扭转角不同, 由扭转引起的竖向构件的附加位移并不成线性变化, 二者都可通过考虑楼盖平面内弹性变形的有效计算程序中求得。

6 工程算例

某工程总高度 80m, 地下 2 层, 地上裙房 3 层为商场, 上部为 24 层住宅, 结构转换层位于层 3 顶(层 4 楼面), 裙房结构平面和标准层结构平面见图 5, 建筑物抗震设防烈度 7 度, 场地类型 II 类。SATWE 计算得到的结构周期及层 5 在 x, y 向地震作用下的最大位移和平均位移结果见表 3。为了分析各振型对结构扭转的贡献, 表中还列出了分别考虑前 1~3 个周期时的位移计算结果。

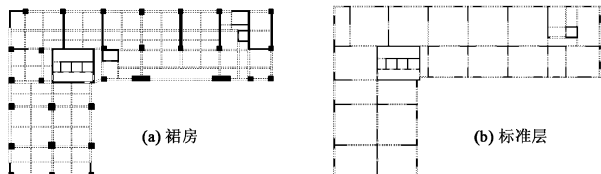


图5 结构平面布置图

从表3可以看出,结构第1,2,3周期分别是以 y , x 向、扭转为主的第一周期。扭转为主第一周期与 y , x 向平动为主第一周期之比分别为0.76,0.85,均满足新高规第4.3.5条对结构扭转周期比的规定,所取的层5在 x , y 向最大位移与平均位移之比分别为1.30,1.44, y 向值不满足新高规第4.3.5条关于结构扭转位移比的限值规定。层5结构在 x , y 向地震作用下的最大层间位移角分别为1/3 484,1/2 183,均满足新高规第4.6.3条对结构楼层层间位移角的规定。

结构周期及地震作用下层5位移计算结果 表3

周期 ω		x 向位移			y 向位移		
		平均 (mm)	最大 (mm)	最大层 间位移角	平均 (mm)	最大 (mm)	最大层 间位移角
T_1	1.972 9(2+82+16)		3.74(100)			4.58(100)	
T_2	1.747 6(66+11+23)	2.88	0.27(7)	$\frac{1}{3\ 484}$	3.17	4.45(97)	$\frac{1}{2\ 183}$
T_3	1.493 5(32+7+61)		3.56(95)			4.28(93)	
			3.43(92)			4.29(94)	

注:(1)最大位移项中四行数据分别为考虑前18,1,2,3个振型的最大位移,括号内数值为考虑不同振型数时计算得到的结构最大位移所占的比例。(2)平均位移为考虑结构前18个振型计算得到的结果。(3)周期值后括号内数值分别为 x , y 向平动及扭转振动的振动因子(%)。

从表3分别取前1,2,3个振型计算得到的结构最大位移结果可以看出,平动为主振型引起了结构较大的扭转位移,引起扭转位移比的主要振型并不是扭转为主的第一周期振型,而是平动为主第一振型。这再次

证明了前面的分析结论。

现分析 y 向地震作用下层5结构扭转位移比。根据前述,合理的扭转位移比应根据结构楼层平均位移 Δ_a 的大小,取相应的不同控制比值。 y 向地震作用下层5的最大层间位移角为1/2 183,其与规范的限值1/1 000之比为0.458,则楼层平均位移 Δ_a 与层间位移限值 Δ_u 的比 ζ 一定小于0.458,根据表2可知,楼层的扭转位移比 μ_t^* , μ_t 分别大于1.9,0.9,因此计算得到的扭转位移比1.44是可以接受的,能保证整体结构的抗震安全性。

采用ETABS分析软件计算得到的结构层5楼板在地震作用下的应力分布情况表明,楼板大部分区域的正应力为0.6~1.2MPa,最大区域正应力达2.0MPa,因此设计时应充分考虑扭转变形对楼板的作用,将楼板在水平地震作用下的应力按其量值适当分区,采取适当措施加强保证楼板的安全性。

有关楼层扭转角引起的附加扭矩作用对竖向构件承载力及配筋的影响有待深入的研究。

参 考 文 献

1. 工业与民用建筑抗震设计规范(TJ11—78). 中国建筑工业出版社,1978.
2. 建筑抗震设计规范(GBJ11—89). 中国建筑工业出版社,1989.
3. 建筑抗震设计规范(GB50011—89). 中国建筑工业出版社,2001.
4. 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ3—2002). 中国建筑工业出版社,2002.
5. 魏 珪,王 森.论水平地震作用下对称和规则结构的抗扭设计. 建筑结构,2005,35(5).
6. 魏 珪.钢筋混凝土高层建筑抗震设计手册.地震出版社,1991.
7. 魏 珪.高层建筑结构位移控制研讨.建筑结构,2000,30(6).
8. 魏 珪.地震作用下建筑结构变形计算方法.建筑结构学报,1994,(4).
9. 魏 珪.水平地震作用下不对称建筑的抗震计算.建筑科学,1990,(1).

(上接第11页)

部剪力及弹性位移角未超过振型分解反应谱法计算的结果。

弹性时程分析结果 表6

地震波	最大位移 Δ (mm)		最大层间位移角 Δ_{max}/h		最大剪力 V (kN)	
	x 向	y 向	x 向	y 向	x 向	y 向
USER2波	57.1	58.4	1/900	1/885	26 673.0	27 828.3
USER3波	45.9	52.6	1/1 100	1/1 081	25 053.7	25 883.8
ELC-3波	37.3	39.6	1/1 538	1/1 453	20 525.8	20 125.7

4 结论

(1)大底盘不对称多塔结构,在地震作用下受力复杂,扭转效应明显,属抗震不利的结构。因此,结构设计应认真调整结构抗侧力构件的布置,增大结构的抗扭刚度,尽量减少结构的扭转影响,同时在结构措施方

面应予以加强,以确保这类结构的安全。

(2)超长结构无缝设计是近年来工程中遇到较多的问题,结构设计需根据工程特点,结合环境气候影响,认真分析,采取具有针对性的措施。在施工期间,要作好施工组织设计,确保设计措施的落实,较多工程实践说明,设计与施工密切配合,超长结构无缝设计是可以实现的。

参 考 文 献

1. 建筑抗震设计规范(GB50011—2001).
2. 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ3—2002).
3. 徐培福,黄小坤.高层建筑混凝土结构技术规程理解与应用.
4. 黄小坤,王翠坤.多塔楼及错层高层建筑设计计算方法及程序研制计算实例.中国建筑科学研究院建筑结构研究所,1995.
5. 顾渭建.西北地区钢筋混凝土高层建筑超长结构无缝设计与施工全过程控制研究(研究报告),2003.