

上海中心大厦结构整体稳定性分析及巨型柱 计算长度研究

陆天天,赵 昕,丁洁民,巢 斯,何志军

(同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司,上海 200092)

摘要:上海中心大厦是由巨型框架-核心筒-伸臂桁架抗侧力体系组成的超高层建筑,结构的稳定性备受关注。根据实际体型和荷载分布情况,采用修正算法推算了结构刚重比,同时对结构在风荷载和地震作用下的 $P-\Delta$ 效应进行了评估。结果表明:修正后的结构刚重比满足规范要求, $P-\Delta$ 效应能控制在较低的水平之内。整体线弹性屈曲分析也进一步验证了结构具有良好的稳定性。巨型柱作为上海中心大厦的关键构件,其计算长度取值将直接影响结构设计的合理性。通过巨型框架分区模型的线弹性屈曲分析得到巨型柱的临界荷载,由欧拉公式反推出巨型柱的计算长度。

关键词:超高层混合结构; 临界荷载; 刚重比; 线弹性屈曲分析; 整体稳定性; 计算长度; 巨型柱

中图分类号:TU973.14 TU973.25 **文献标志码:**A

Stability analysis of the Shanghai Tower and research on effective length of super column

LU Tiantian, ZHAO Xin, DING Jiemin, CHAO Si, HE Zhijun

(Architecture Design & Research Institute of Tongji University (Group) Co., Ltd, Shanghai 200092, China)

Abstract: Shanghai Tower is a high-rise building composed of mega frame-core-outrigger lateral resisting system. The structural stability has been concerned widely. A modified method was used to check the rigidity-gravity ratio according to the tower's shape and load distribution characteristics. The $P-\Delta$ effect of the structure under wind and seismic loads had also been evaluated. Calculational results show that the rigidity-gravity ratio meets the code requirements and the $P-\Delta$ effect can be controlled under a low level. The structural linear elastic buckling analysis has also been carried out to prove the good stability of the structure. Super column is one of the key components of the structure. The definition of the column's effective length will directly affect the rationality of structural design. Based on the compartmental mega frame model, the critical load of the super column was obtained by the linear elastic buckling analysis. Then, the effective length of the super column can be calculated according to Euler Formula.

Keywords: super high-rise mixed structure; critical load; rigidity-gravity ratio; linear elastic buckling analysis; overall stability; effective length; super column

基金项目:上海市科技攻关计划项目(09dz1207704)。

作者简介:陆天天(1984—)男,浙江台州人,工学硕士。E-mail: 52ltt@tjadri.com

通讯作者:赵昕(1975—)男,江苏宝应人,工学博士,高级工程师。E-mail: 22zx@tjadri.com

收稿日期:2010年10月

0 引言

超高层建筑的重量随着高度增加,其侧向刚度相对减弱,结构整体稳定性问题倍受关注。当结构在风荷载或地震作用下产生水平位移时,重力荷载引起的 $P-\Delta$ 效应将使结构位移和内力增加^[1],甚至导致结构失稳。因此,在高层建筑尤其是超高层建筑的设计中必须对结构的整体稳定性进行评估,以保证结构的安全可靠。结构的 $P-\Delta$ 效应可采用近似或简化的分析方法来估计^[2-3],而规范^[4]则是根据刚重比来衡量结构的稳定性。但目前的高层建筑除了在高度上不断突破之外,在体型上也丰富多样。许多新颖的结构体型已超出规范的适用范围^[5]。

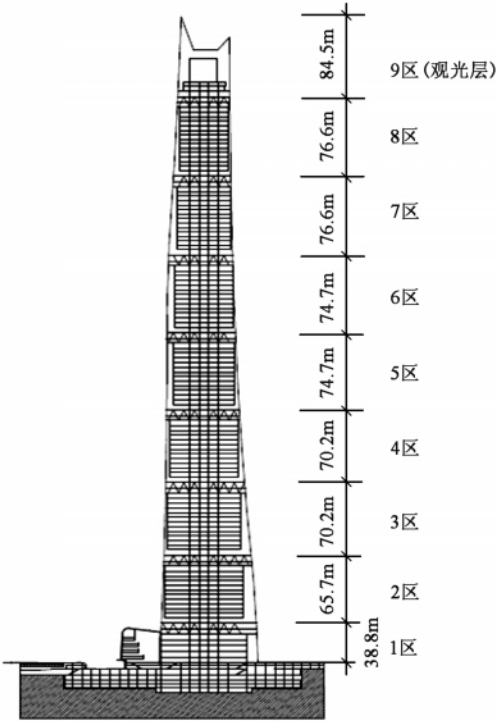


图1 上海中心大厦竖向分区布置
Fig. 1 Vertical zoning of the Shanghai Tower

上海中心大厦建筑高度 632m,沿竖向共分为 8 个区段和 1 个观光层,每个区段顶部均布置有设备层。结构竖向分区布置见图 1。结构标准楼层呈圆形,上下中心对齐并逐渐收缩,在设备层处则为三角形平面。结构立面共有两层幕墙,内幕墙沿标准层楼板外围布置呈圆形,外幕墙平面投影近似尖角削圆的等边三角形,从建筑底部扭转至顶部。结构采用巨型框架-核心筒-伸臂桁架抗侧力体系,巨型框架由 8 根巨型柱、4 根角柱及 8 道位于设备层的箱型空间环带桁架组成,角柱和巨型柱分别在 5 区和 8 区终止。中央核心筒底部为边长约 30m 的方形混凝土筒,至 5 区开始,核心筒四角被削掉,逐渐收窄为十字

形,直至顶部。核心筒和巨型框架之间共设置了 6 道伸臂桁架,分别位于 2 区、4 区、5~8 区设备层。图 2 为该结构体系组成。

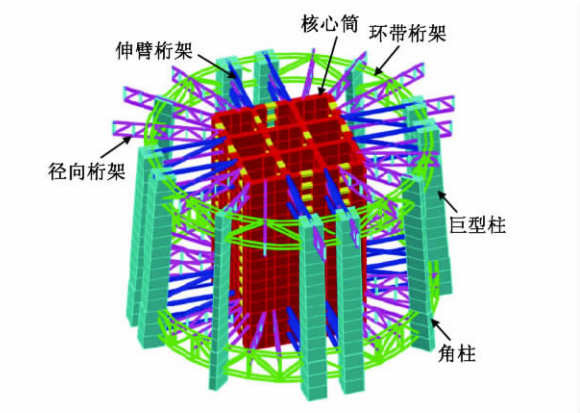


图2 结构体系组成
Fig. 2 Composition of structural system

本文对上海中心大厦结构整体稳定性进行分析。结合实际体型和荷载分布情况,采用修正算法推算了结构的刚重比,并对结构在风荷载和地震作用下的 $P-\Delta$ 效应进行了评估,同时还采用简化计算模型进行整体线弹性屈曲分析。根据巨型框架分区模型的线弹性屈曲分析结果,由欧拉公式反推出巨型柱的计算长度。

1 结构刚重比分析

上海中心大厦结构在水平荷载作用下的变形形态为弯剪型。对该类结构而言,结构的刚重比是影响 $P-\Delta$ 效应的主要参数。 $P-\Delta$ 效应随着结构刚重比的降低呈双曲线关系而增加^[6]。因此控制结构刚重比是结构稳定设计的关键。

1.1 规范限值

根据 JCJ 3—2002《高层建筑混凝土结构技术规程》^[4](以下简称《高规》),对高层建筑中的剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构,其稳定性应符合下列规定:

若满足式(1),可不考虑 $P-\Delta$ 效应的不利影响;若不满足式(1),则应考虑 $P-\Delta$ 效应对水平荷载作用下结构内力和位移的不利影响,并且此时仍应满足式(2)。

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \tag{1}$$

$$EJ_d \geq 1.4H^2 \sum_{i=1}^n G_i \tag{2}$$

式中: EJ_d 为结构沿某一主轴方向的弹性等效侧向刚度; H 为结构总高度; G_i 为第 i 楼层重力荷载设计值。

式(1)和式(2)基于顶部承受竖向集中荷载的弯

曲型悬臂杆模型推导而得。在推导时将顶部的等效临界荷载 P_{cr} 以沿楼层均匀分布的重力荷载总和取代(式(3))结合欧拉公式换算出临界重力荷载的表达式(式(4))。根据弯剪型结构考虑 $P-\Delta$ 效应的侧移近似表达式(5)及 $P-\Delta$ 效应增幅控制要求(按5%和10%控制)确定了形如式(1)和式(2)的刚重比限值规定。

$$P_{cr} = \frac{1}{3} \lambda_{cr} \sum_{i=1}^n G_i = \frac{1}{3} \left(\sum_{i=1}^n G_i \right)_{cr} \quad (3)$$

$$\left(\sum_{i=1}^n G_i \right)_{cr} = \frac{3 \pi^2 E J_d}{4 H^2} = 7.4 \frac{E J_d}{H^2} \quad (4)$$

$$\Delta^* = \frac{\Delta}{1 - \sum_{i=1}^n G_i / \left(\sum_{i=1}^n G_i \right)_{cr}} \quad (5)$$

式中: λ_{cr} 为临界荷载参数,即荷载增大 λ_{cr} 倍时结构达到临界屈曲状态, Δ^* 和 Δ 分别为考虑 $P-\Delta$ 效应及不考虑 $P-\Delta$ 效应的结构侧向位移。

《高规》相关限值要求仅适用于体型和荷载分布均匀的常规高层或超高层结构,而不宜直接用于非常规结构的稳定性验算。

1.2 等效临界荷载

上海中心大厦结构体型由下至上逐渐缩进,质量主要集中在下部楼层,这与常规超高层结构体型有显著区别。

图3为上海中心大厦结构重力荷载设计值(1.2恒载+1.4活载)沿各楼层的分布情况,从图中可以看出:设备层重力荷载较大,标准层重力荷载较小;各层重力荷载随楼层增加呈现出总体减小的趋势。考虑到该建筑结构体型和荷载分布的特殊性,在验算结构整体稳定性时对顶部等效临界荷载 P_{cr} 进行修正。

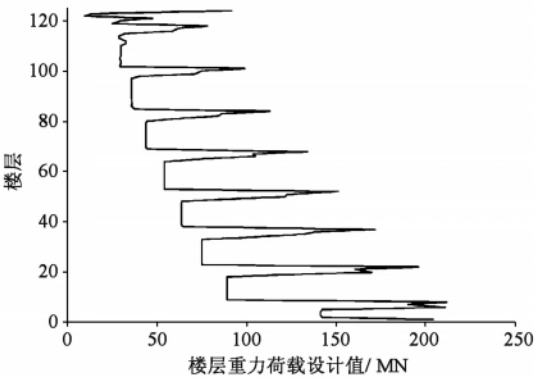


图3 楼层重力荷载设计值

Fig. 3 Design value of floor gravity load

将该结构等效为同时承受 n 个轴心荷载的等截面悬臂杆模型,如图4所示。根据文献[7]可得临界荷载参数为:

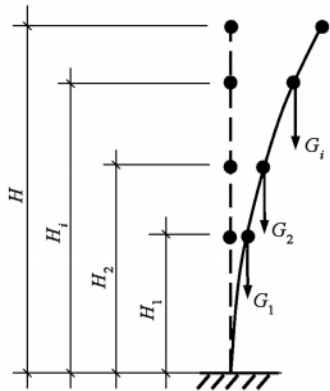


图4 悬臂杆模型

Fig. 4 Cantilever bar model

$$\lambda_{cr} = \frac{E J_d \pi^2}{4 H^2 \sum_{i=1}^n G_i \left(\frac{H_i}{H} \right)^2} \quad (6)$$

式中: H_i 为相应于 G_i 作用点至固定端的距离。

图5为上海中心大厦的重力荷载设计值沿楼层的累计情况。按 G_i 统计得到的总重力荷载设计值为9151MN,按 $G_i (H_i/H)^2$ 统计得到的总重力荷载设计值为2109MN,后者仅为前者的1/4左右。结合式(6),可确定结构顶部等效临界荷载 P_{cr} 为:

$$P_{cr} = \lambda_{cr} \sum_{i=1}^n G_i \left(\frac{H_i}{H} \right)^2 \approx \frac{1}{4} \left(\sum_{i=1}^n G_i \right)_{cr} \quad (7)$$

根据欧拉公式即可换算出临界重力荷载的表达式为:

$$\left(\sum_{i=1}^n G_i \right)_{cr} = \frac{\pi^2 E J_d}{H^2} = 9.87 \frac{E J_d}{H^2} \quad (8)$$

比较式(8)和式(4)可知,由于上海中心大厦结构体型的特殊性,其临界重力荷载相当于规则体型结构的4/3倍。根据式(5),若仍要满足相同的 $P-\Delta$ 效应增幅控制要求,则刚重比限值仅为式(1)、(2)所给限值的3/4。但为方便分析,下文仍采用规范给出的刚重比限值,仅对计算得到的刚重比数值加以修正,即将按照《高规》方法求得的刚重比数值乘以4/3。

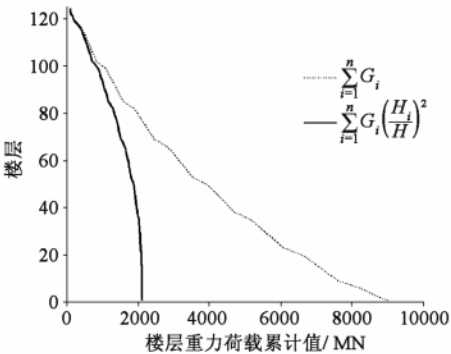


图5 楼层重力荷载累计值

Fig. 5 Accumulated value of floor gravity load

1.3 弹性等效侧向刚度

《高规》建议: 结构某一个主轴方向的弹性等效侧向刚度 EJ_d , 可按倒三角分布荷载作用下结构顶点位移相等原则, 将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度。

图 6 为结构典型层平面图。图 7 和图 8 分别为上海中心大厦结构实际承受的风荷载和地震作用沿高度的分布情况。这两种荷载分布形式和倒三角荷载的分布形式并不一致。若按倒三角分布荷载考虑, 则荷载主要集中在高区段楼层, 导致结构顶点位移偏大, 计算得到的等效侧向刚度偏小。因此, 对于上海中心大厦结构, 采用实际风荷载分布形式或地震作用分布形式来计算等效侧向刚度更具合理性。

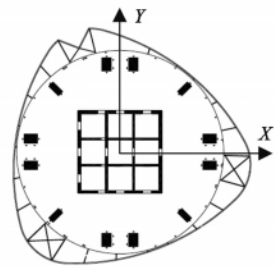


图 6 典型层平面图
Fig. 6 Typical floor plan

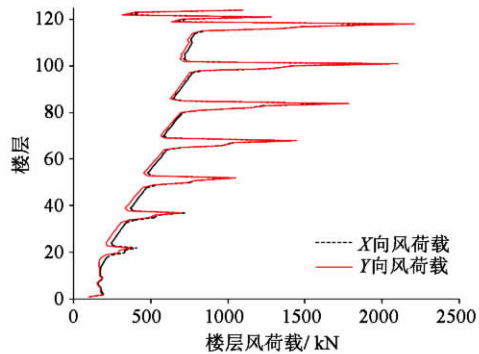


图 7 楼层风荷载分布 (100 年一遇)
Fig. 7 Distribution of wind load (100 years period)

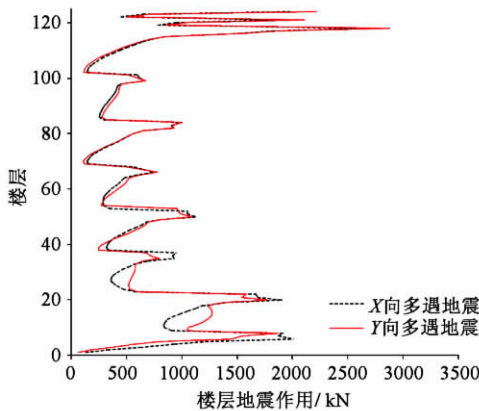


图 8 楼层地震作用分布
Fig. 8 Distribution of earthquake action

对于倒三角形分布荷载, 结构的弹性等效侧向刚度可按式 (9) 计算; 对于一般的风荷载或地震作用分布形式 (非倒三角形荷载), 结构的弹性等效侧向刚度可按式 (10) 计算。

$$EJ_d = \frac{11qH^4}{120u} \tag{9}$$

$$EJ_d = \sum_{i=1}^n \frac{P_i h_i^2 H}{6} (3 - \beta_i) / u \tag{10}$$

式中: q 为倒三角分布荷载的最大值; u 为荷载作用下结构顶点质心的弹性水平位移; P_i 为第 i 层水平集中荷载; h_i 为第 i 层高度; $\beta_i = H_i/H$ 。

按倒三角形分布荷载计算的结构弹性等效抗侧刚度见表 1。按风荷载和地震作用分布形式计算的结构弹性等效抗侧刚度见表 2。与倒三角荷载分布的计算结果相比, 按风荷载计算的等效抗侧刚度略有增大, 按地震作用计算的等效抗侧刚度则增大显著。

表 1 按倒三角分布荷载计算的结构弹性等效抗侧刚度
Table 1 Equivalent elastic lateral stiffness of structure with inverse triangular distributed load

作用方向	H/m	$q/kN \cdot m^{-1}$	u/m	$EJ_d/kN \cdot m^2$
X 向	581.9	581.9	1.802	3.394×10^{12}
Y 向	581.9	581.9	1.775	3.446×10^{12}

表 2 按风荷载和多遇地震作用分布形式计算的结构弹性等效抗侧刚度

Table 2 Equivalent elastic lateral stiffness of structure with wind and frequent earthquake load

荷载类别	作用方向	$\sum \frac{P_i h_i^2 H}{6} (3 - \beta_i) / kN \cdot m^3$	u/m	$EJ_d / kN \cdot m^2$
风荷载	X 向	2.573×10^{12}	0.752	3.422×10^{12}
	Y 向	2.533×10^{12}	0.730	3.470×10^{12}
多遇地震作用	X 向	2.378×10^{12}	0.502	4.737×10^{12}
	Y 向	2.378×10^{12}	0.495	4.975×10^{12}

1.4 刚重比验算

验算刚重比, 采用 1.2 恒载 + 1.4 活载作为总重力荷载设计值 (表 3)。根据倒三角形荷载、风荷载和地震作用分布形式计算的等效侧向刚度, 分别求得结构刚重比及修正后刚重比见表 4。

表 3 结构的总重力荷载设计值
Table 3 Design value of total gravity load

恒载/kN	活载/kN	总重力荷载设计值/kN
6290244	1145094	9151424

结构刚重比大部分都小于 1.4, 修正后刚重比则均介于《高规》所给限值 1.4 和 2.7 之间。若按直接求得的刚重比进行评价, 则结构刚度过于柔弱, 水平荷载作用下的 $P-\Delta$ 效应会急剧增加, 不满足稳定性要求。若按修正后刚重比评价, 则结构符合稳定性要求, 只是仍需考虑 $P-\Delta$ 效应的影响。

表 4 刚重比验算

Table 4 Check of rigidity-gravity ratio

荷载类别	作用方向	$EJ_d / \text{kN} \cdot \text{m}^2$	刚重比	修正后刚重比
倒三角	X 向	3.394×10^{12}	1.10	1.46
	Y 向	3.446×10^{12}	1.11	1.48
风荷载	X 向	3.422×10^{12}	1.10	1.47
	Y 向	3.470×10^{12}	1.12	1.49
多遇地震	X 向	4.737×10^{12}	1.53	2.04
	Y 向	4.975×10^{12}	1.61	2.14

2 $P-\Delta$ 效应

高层建筑的稳定设计一般是通过控制结构的刚重比来限制 $P-\Delta$ 效应。若高层建筑具有良好的稳定性,则在水平荷载作用下的 $P-\Delta$ 效应能够控制在合理的范围之内,不会导致结构位移和内力的急剧增大。对于剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构, $P-\Delta$ 效应导致的侧向位移和内力增大系数 φ_1 (不考虑刚度折减) 可近似按式 (11) 确定^[6]。

$$\varphi_1 = \frac{1}{1 - 0.135H^2 \sum_{i=1}^n G_i / (EJ_d)} \quad (11)$$

《高规》要求刚重比不应小于 1.4,即相当于考虑 $P-\Delta$ 效应的侧移和内力增幅不应超过 10%。

采用 ETABS 软件分别进行考虑 $P-\Delta$ 效应和不考虑 $P-\Delta$ 效应的分析,分析结构的稳定性。分析中所选取的重力荷载值为 1.2 恒载 + 0.6 活载,依次考察风荷载和多遇地震作用下楼层的侧向位移和倾覆力矩的二阶效应。计算表明,在各类侧向荷载作用下,考虑 $P-\Delta$ 效应后的侧移和倾覆力矩最大增幅均小于 10% (表 5)。因此,该结构具有较好的稳定性,在风荷载或地震作用下产生的 $P-\Delta$ 效应均能够控制在合理的范围内。该分析结果比前文按修正后刚重比得出的评价结论更为吻合,故在上海中心大厦结构的稳定性分析中采用修正后刚重比更为合理。

表 5 结构的 $P-\Delta$ 效应幅值
Table 5 $P-\Delta$ effect of structure

荷载工况		楼层侧向位移 最大增幅	楼层倾覆力矩 最大增幅
风荷载 (100 年一遇)	X 向	8.40%	8.66%
	Y 向	5.68%	6.09%
多遇地震	X 向	6.60%	1.90%
	Y 向	7.16%	4.61%

3 整体屈曲分析

为进一步验证上海中心大厦结构的稳定性,采

用 SAP2000 软件进行整体屈曲分析。巨型柱采用壳单元与梁单元组合的方式模拟,剪力墙采用壳单元,其他构件均采用梁单元。为了提高计算效率,分析时采用了简化模型,即删除楼面次结构,仅保留巨型框架-核心筒-伸臂桁架结构体系,同时补充楼面荷载,使简化模型的总荷载和完整模型相同。图 9 所示即为整体屈曲分析所采用的简化模型。

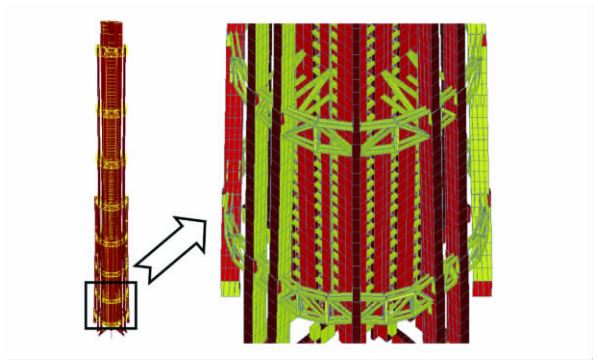


图 9 整体屈曲分析所用的简化模型

Fig. 9 Simplified model for buckling analysis

选取 1.0 恒载 + 1.0 活载进行线弹性屈曲分析。其整体弯曲失稳的第 1、2 阶屈曲系数分别为 14.35 和 14.79 相应的屈曲模态见图 10 ~ 11,分别为沿 X 向和沿 Y 向的失稳。整体失稳的屈曲系数均大于 10,说明结构在重力荷载作用下不会产生失稳。

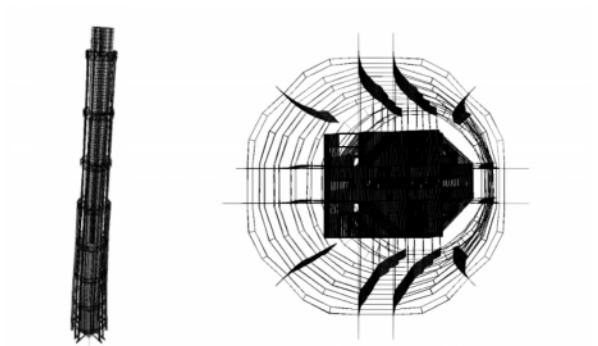


图 10 第 1 阶整体屈曲模态

Fig. 10 First order buckling mode

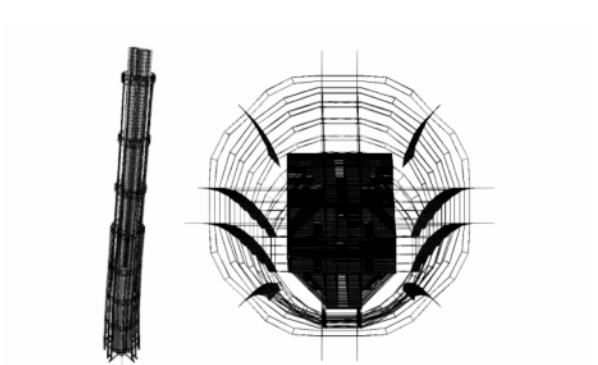


图 11 第 2 阶整体屈曲模态

Fig. 11 Second order buckling mode

在 1.0 恒载 + 1.0 活载 + 1.0 风载 (X 向) 和 1.0 恒载 + 1.0 活载 + 1.0 风载 (Y 向) 两种荷载分布模式下,其整体弯曲失稳的第 1 阶屈曲系数均为 9.23。在 1.0 恒载 + 1.0 活载 + 1.0 多遇地震 (X 向) 和 1.0 恒载 + 1.0 活载 + 1.0 多遇地震 (Y 向) 两种荷载分布模式下,其整体弯曲失稳的第 1 阶屈曲系数分别为 14.34 和 14.38。结构在风荷载或地震作用下的整体屈曲系数接近或大于 10,表明其在弹性状态下具有较好的稳定性,水平荷载作用对其影响不大。

4 巨型柱计算长度确定

在上海中心大厦抗侧力结构体系中,巨型柱发挥着至关重要的作用。巨型柱自身的稳定性将直接影响结构的整体稳定性。

上海中心大厦巨型柱的截面尺寸远大于一般框架柱,其基本参数见表 6。各区设备层由于伸臂或径向桁架的存在对巨型柱形成较强的约束,但其余楼层楼面梁刚度较小,均无法对其形成有效约束。因此,巨型柱计算长度不能直接取楼层层高,也不能直接按《高规》确定。

表 6 巨型柱基本参数
Table 6 Parameters of super columns

分区编号	巨型柱截面/m	角柱截面/m	混凝土强度等级
8 区	1.9 × 2.4	—	C50
7 区	2.3 × 3.3	—	C50
6 区	2.5 × 4.0	—	C60
5 区	2.6 × 4.4	1.2 × 4.5	C60
4 区	2.8 × 4.6	1.5 × 4.8	C60
3 区	3.0 × 4.8	1.8 × 4.8	C70
2 区	3.4 × 5.0	2.2 × 5.0	C70
1 区	3.7 × 5.3	2.4 × 5.5	C70

构件的计算长度系数反映了构件端部所受约束作用的大小。巨型柱的计算长度须通过结构的线弹性屈曲分析方法进行合理确定。

采用 SAP2000 软件对 1 区至 8 区分别建立巨型框架模型(图 12),计算各区模型中巨型柱的 1 阶屈曲临界荷载,然后根据欧拉公式反推算该区巨型柱的计算长度系数,其表达式为:

$$\mu = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}} \tag{12}$$

式中: EI 为巨型柱沿屈曲方向的截面弹性抗弯刚度; N_{cr} 为巨型柱的屈曲临界荷载; l 为巨型柱的几何长度(取各分区高度)。

分析得到的巨型柱计算长度和计算长度系数详见表 7。各区巨型柱的 1 阶屈曲模态均表现为绕截面弱轴弯曲,计算长度系数介于 0.4 ~ 0.6 之间。低

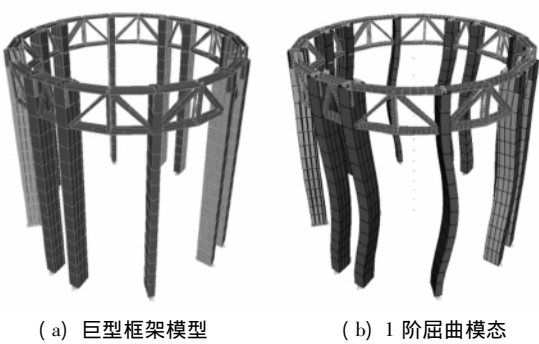


图 12 分区巨型框架模型及屈曲模态
Fig. 12 Compartmental mega frame and buckling mode

区段巨型柱的计算长度系数相对较大,高区段相对较小。这是由于低区段巨型柱相对线刚度较大,周边构件对其约束较小;而高区段巨型柱更加细长,相对线刚度较小,周边构件对其约束较强。

表 7 巨型柱计算长度
Table 7 Effective length of super columns

分区编号	区段高度/m	抗弯刚度/kN · m ²	屈曲临界荷载/kN	计算长度/m	计算长度系数
8 区	76.6	59261760	567871	32.09	0.42
7 区	76.6	144543960	1411225	31.79	0.42
6 区	74.7	225000000	2511349	29.74	0.40
5 区	74.7	278403840	2310687	34.48	0.46
4 区	70.2	363525120	3042182	34.34	0.49
3 区	70.2	466560000	4309456	32.69	0.47
2 区	65.7	707472000	6878947	31.86	0.48
1 区	37.8	966459240	20442214	21.60	0.57

5 结论

本文通过对上海中心大厦结构进行整体稳定分析,得出以下结论:

- (1) 上海中心大厦结构体型由下至上逐渐缩进,质量主要集中在下部楼层。对于该结构体系,采用修正后刚重比来评估结构的稳定性更为合理。
- (2) 上海中心大厦结构在风荷载和地震作用下产生的 P-Δ 效应能够控制在较低的水平,楼层侧向位移和楼层倾覆力矩的二阶效应增量均在 10% 以下。
- (3) 整体屈曲分析表明,上海中心大厦结构具有较好的稳定性能。水平荷载作用对结构在弹性状态下的稳定性影响不大。
- (4) 巨型柱的计算长度可通过结构线弹性屈曲分析并结合欧拉公式反推得到。根据该方法确定的巨型柱计算长度系数介于 0.4 ~ 0.6 之间。

参 考 文 献

[1] Smith B S, Coull A. Tall building structures analysis and design [M]. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1991.

- [2] 肖从真,王翠坤,张维岳. 高层建筑的重力二阶效应分析方法与主要影响[J]. 建筑科学,2003,19(4): 14-16. (Xiao Congzhen, Wang Cuikun, Zhang Weiyue. *P-Δ* effect and its main influential factors for tall building[J]. Building Science, 2003, 19(4): 14-16. (in Chinese))
- [3] 朱杰江,吕西林,容柏生. 高层混凝土结构重力二阶效应的影响分析[J]. 建筑结构学报,2003,24(6): 38-43. (ZHU Jiejiang, LU Xilin, RONG Baisheng. Influence analysis of gravity second-order effect on tall concrete structures[J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(6): 38-43. (in Chinese))
- [4] JCJ 3—2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. (JCJ 3—2002 Technical specification for concrete structures of tall building[S]. (in Chinese))
- [5] 侯小美,宋宝东. 复杂高层的整体稳定性分析[J]. 结构工程师,2008,24(6): 51-56. (Hou Xiaomei, Song Baodong. Stability analysis for complex tall building[J]. Structural Engineers, 2008, 24(6): 51-56. (in Chinese))
- [6] 徐培福,肖从真. 高层建筑混凝土结构的稳定设计[J]. 建筑结构,2001,31(8): 69-72. (Xu Peifu, Xiao Congzhen. Stability design for tall building concrete structures[J]. Building Structure, 2001, 31(8): 69-72. (in Chinese))
- [7] 陈载赋. 结构力学简明手册[M]. 成都:四川科学技术出版社,1986. (Chen Zaifu. Concise Manual of Structural Mechanics[M]. Chengdu: Sichuan Publishing House of Science and Technology, 1986. (in Chinese))