

①
f_{2,14(2)}

1-9

高层钢框架柱的概率评估

戴国欣 李继华[✓] 夏正中

(建筑工程系)

Tuif 7313

摘要 本文基于国产材料的特性参数和试验数据,对高层钢框架柱子的可靠度及抗力分项系数作了评估。目的是把国内钢材用于高层建筑钢结构和编制相应的设计规程提供理论依据。

钢结构 框架 柱

关键词 特性参数,可靠度,概率评估,抗力分项系数,高层建筑[✓]

高层钢结构框架因承载原因要求用较厚($t > 50\text{mm}$)的板材,迄今为止我国还缺乏用国内钢材建造高层钢结构的经验和相应的设计规程。近年来由于三资项目增多而在深圳、上海、北京等地相继出现的高层钢结构建筑多用进口钢材,从经济观点看是不合算的。加强这方面的研究工作,不仅可以为国产厚板打开建筑市场上的销路促进厚板生产发展创造条件,也可以预期节约外汇,降低建设费用。

钢结构高层建筑的承重骨架是由钢柱与钢梁两种主要构件组成的框架(也有框剪、框筒)体系。柱子多为压弯构件,也有可能出现轴压构件的情况,本文将对这两类构件(以压弯情况为主)分别分析,然后综合。至于梁的分析,因国内试验数据不足,待条件充分时可以进行补充。

1 分析方法

高层钢结构除了自身特点外,一般应遵循或符合有关的标准及现行规范的规定,尽可能协调配合。本文分析按《建筑结构设计统一标准》(GBJ68-84)的要求进行,具体步骤不赘述。

2 不定性分析

目前,可靠性分析主要考虑荷载与抗力两类不定性,下面分别讨论。

本文1992年1月4日收到。

• 建设部和国家自然科学基金联合资助项目的部分工作。

2.1 荷载不定性

风载是高层建筑应考虑的重要荷载因素,因此本文以“G+L+W”荷载组合进行分析,并以风荷载W与办公楼的活荷载L为主提出分析所需的统计参数。按GBJ68-84提供的数据汇总列于表1。

表1 荷载统计参数

| 荷载 | 平均值/标准值 | 变异系数 | 分布类型 |
|----------------|---------|-------|------|
| G | 1.06 | 0.07 | 正态 |
| $L_i + L_{iT}$ | 0.698 | 0.288 | 极值I型 |
| W | 0.758 | 0.256 | 极值I型 |

注:W—风荷载;

L_i —任意时点持久性楼面活荷载;

L_{iT} —设计基准期最大临时性楼面活荷载;

G—永久荷载

(GBJ17-88)采用下面相关公式计算压弯构件的稳定:

弯矩作用平面内

$$\frac{N}{N_{ux}} + \frac{\beta_{mx} \cdot M_x}{M_p (1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}})} \leq 1.0 \quad (1)$$

弯矩作用平面外

$$\frac{N}{N_{uy}} + \frac{\beta_{1x} \cdot M_x}{M_u} \leq 1.0 \quad (2)$$

公式(1)是考虑初弯曲、残余应力等因素,用最大强度准则计算了近200条压弯构件承载力曲线并经归纳、拟合、修正后得到的。公式的代表性较好。

公式(2)是依据弹性理论导出并简化获得的,对于在弹塑性工作阶段的压弯构件,一般情况下偏于安全。

2.2.2 抗力统计参数

压弯构件的抗力可表为

$$R = R_K \cdot K_P \cdot K_{Rj} \quad (3)$$

R_K 是按设计公式求得的抗力标准值; K_P 代表设计计算模式的不定性; K_{Rj} 是压弯构件极限承载力的不定性,它与构件截面积、材料屈服点、材料弹性模量及几何参数长细比 λ 等有关。

2.2.2.1 弯矩作用平面内的抗力分析

计算模式不定性为

$$K_P = \left(\frac{\text{试验值}}{\text{理论值}} \right) \left(\frac{\text{理论值}}{\text{公式计算值}} \right) \quad (4)$$

$$= K_{P1} \cdot K_{P2}$$

式中 K_{P1} 是考虑理论计算值与实际试验值的差异,因为文献[6]计算的柱子曲线均以1/1000杆长的初弯曲来考虑,而实际构件的初弯曲是随机的。另外,实际构件中残余应力模式也是变化的。 K_{P2} 则是考虑理论计算结果与相关公式的差异。

2.2 压弯构件抗力不定性

根据目前国内已建成和在建的高层建筑钢结构的技术资料,框架柱的截面形式有工形和箱形两种。由于缺乏箱形截面试验数据和理论分析资料,本文的分析限于工形截面。

2.2.1 压弯构件的计算公式

一般情况下,压弯构件的承载力是由弯矩作用面内和弯矩作用面外的稳定控制的。《钢结构设计规范》

根据试验[9]和理论计算[6]的分析结果, 可取 $\mu_{KP_1} = 1.031$, $\delta_{KP_1} = 0.072$; 从文献[3]可得工形截面绕强轴以及绕弱轴弯曲平面内失稳的 K_{P_2} 有关的数值, 因 K_{P_2} 随长细比 λ , 相对偏心率 ε 变化, 数据较多, 限于篇幅未列入。

极限承载力不定性为

$$K_{Ri} = R_{im}/R_{iK} \quad (5)$$

式中 R_{im} 为按材性、几何参数及各种物理参数的平均值通过相关公式求得的计算值, R_{iK} 为按材性、几何参数及各种物理参数的标准值通过相关公式求得的计算值。

计算 K_{Ri} 时作了简化, 假定 M 与 N 成比例即 $M = N \cdot e$ 且不计 β_{mx} 的变异, 式(1)写作:

$$N = \frac{A}{2} \left[\left(\phi_x \cdot f_y + \frac{\pi^2 \cdot E}{0.8\lambda^2} + \frac{\beta_{mx} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \phi_x \cdot \varepsilon}{0.8\gamma_x \cdot \lambda^2} \right) - \sqrt{\left(\phi_x \cdot f_y + \frac{\pi^2 \cdot E}{0.8\lambda^2} + \frac{\beta_{mx} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \phi_x \cdot \varepsilon}{0.8\gamma_x \cdot \lambda^2} \right)^2 - 4 \frac{\phi_x \cdot f_y \cdot \pi^2 \cdot E}{0.8\lambda^2}} \right]$$

于是可得

$$\mu_{KRi} = \mu_N / N_K$$

变异系数

$$\delta_{KRi}^2 = \frac{1}{\mu_N^2} \left[\left(\frac{\partial N}{\partial A} \right)_u^2 \cdot (\mu_A \cdot \delta_A)^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial E} \right)_u^2 \cdot (\mu_E \cdot \delta_E)^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial \lambda} \right)_u^2 \cdot (\mu_\lambda \cdot \delta_\lambda)^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial \phi_x} \right)_u^2 \cdot (\mu_{\phi_x} \cdot \delta_{\phi_x})^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial f_y} \right)_u^2 \cdot (\mu_{f_y} \cdot \delta_{f_y})^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial \varepsilon} \right)_u^2 \cdot (\mu_\varepsilon \cdot \delta_\varepsilon)^2 \right]$$

其中 $\mu_\varepsilon = \frac{\mu_A}{\mu_W} \cdot e$, $\delta_\varepsilon = (\delta_\lambda^2 + \delta_W^2)^{\frac{1}{2}}$;

$\mu_\lambda = \frac{\mu_i}{\mu_i} = \frac{l}{i} = \lambda$, $\delta_\lambda = \delta_i$ (因长度变异较小故将柱长视为定值);

μ_A , μ_W , μ_i , δ_A , δ_W , δ_i 从文献[3]获得, μ_E , δ_E 见文献[1], μ_{ϕ_x} , δ_{ϕ_x} 是 λ 的函数^[10], μ_{f_y} , δ_{f_y} 值出自文献[5]。求得的 μ_{KRi} , δ_{KRi} 值是 λ 和 ε 的函数。

于是抗力 R 的均值与变异系数为:

$$\mu_{KR} = \frac{\mu_R}{R_K} = \mu_{KP_1} \cdot \mu_{KP_2} \cdot \mu_{KRi} \quad (6)$$

$$\delta_{KR} = (\delta_{KP_1}^2 + \delta_{KP_2}^2 + \delta_{KRi}^2)^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

由此求得压弯构件面内失稳情况下抗力统计参数, 其值随 λ , ε 而变。

2.2.2.2 弯矩作用平面外的抗力分析

计算模式不定性仍为式(4), 从理论计算[7]和试验[8]可得平面外失稳情况 $\mu_{KP_1} = 1.03$, $\delta_{KP_1} = 0.09$; K_{P_2} 有关值可从文献[7]求出, 其值随 λ_y 和 ε 变化。

承载力不定性仍为式(5)且

$$\mu_{KRi} = \mu_N / N_K$$

$$\delta_{KRi}^2 = \frac{1}{\mu_N^2} \left[\left(\frac{\partial N}{\partial A} \right)_u^2 \cdot (\mu_A \cdot \delta_A)^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial f_y} \right)_u^2 \cdot (\mu_{f_y} \cdot \delta_{f_y})^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial \phi_y} \right)_u^2 \cdot (\mu_{\phi_y} \cdot \delta_{\phi_y})^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial \phi_b} \right)_u^2 \cdot (\mu_{\phi_b} \cdot \delta_{\phi_b})^2 + \left(\frac{\partial N}{\partial \varepsilon} \right)_u^2 \cdot (\mu_\varepsilon \cdot \delta_\varepsilon)^2 \right]$$

其中 $N = A \cdot f_y / \left(\frac{1}{\phi_y} + \frac{r}{\phi_b} \right)$, 是假定 $M = N \cdot c$ 且不计 β_{1s} 的变异由式 (2) 改写成的。

另外 ϕ_b 可用近似式计算:

$$\phi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235}$$

由此求得的 μ_{KRi} 随 λ_y, ε 变化, δ_{KRi} 与 λ_y 无关, 仅是 ε 的函数。再用公式 (6) 和式 (7) 即可求得压弯构件面外失稳的抗力统计参数 μ_{KR} 和 δ_{KR} 之值。仍然是 μ_{KR} 随 λ_y, ε 而变, 而 δ_{KR} 仅因 ε 而异。

2.2.2.3 抗力统计参数的简化处理

从以上分析知道, 压弯构件抗力统计参数 μ_{KR}, δ_{KR} 是 ε 和 λ_x 或 λ_y 的函数, 每一组 ε, λ 值对应不同的 μ_{KR}, δ_{KR} 值, 再考虑钢种、板材厚度、失稳模式差异等因素, 求得的 μ_{KR}, δ_{KR} 数据相当多, 再进行可靠性计算时会导致庞大的电算工作量。为了简化, 本文注意到求得的 μ_{KR}, δ_{KR} 值随 λ 值增减而有所增减的规律, 取 μ_{KR}, δ_{KR} 在 λ 上的均值为代表进行计算, 这些简化处理后的数据列入表 2 (板厚 $t \leq 26\text{mm}$ 的数据未列 λ)。经对部分数据试算对比, 这样处理后带来的可靠指标的绝对误差一般在 ± 0.25 以内。

2.3 轴压构件抗力不定性及统计参数

轴压构件一般也是稳定控制, 其抗力可表为:

$$R = R_K \cdot K_{\sigma_{cr}} \cdot K_P \cdot K_A$$

式中 K_P 表示设计计算模式不定性; K_A 代表“制作”不定性; $K_{\sigma_{cr}}$ 代表稳定承载力的不定性。与式 (6) 和式 (7) 类似可得

$$\mu_{KR} = \mu_R / R_K = \mu_{K_P} \cdot \mu_{K_A} \cdot \mu_{K_{\sigma_{cr}}} \quad (8)$$

$$\delta_{KR} = (\delta_{K_P}^2 + \delta_{K_A}^2 + \delta_{K_{\sigma_{cr}}}^2)^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

计算模式不定性可按式 (4) 求出。《钢结构设计规范》(GBJ17-88) 采用三条柱子曲线作为轴压构件稳定计算的依据, 经国内不同的试验与理论计算结果的分析比较, 可取 $\mu_{K_{P1}} = 1.04, \delta_{K_{P1}} = 0.049, \mu_{K_{P2}}$ 和 $\delta_{K_{P2}}$ 是长细比 λ 的函数, 由理论值与 Perry 公式拟合计算值的比值求得^[10],

“制作”不定性指几何特征的变异, 对轴压构件则指横截面积在设计与制作上的差异。这里可取 $\mu_{K_A} = 0.99, \delta_{K_A} = 0.05^{[4]}$,

稳定承载力的不定性可用临界应力形式表达:

$$\sigma_{cr} = f_y \cdot \phi$$

$$\mu_{K_{\sigma_{cr}}} = \left(\frac{\mu_{f_y}}{f_y K} \right) \cdot \left(\frac{\mu_{\phi}}{\phi K} \right)$$

$$\delta_{K_{\sigma_{cr}}} = (\delta_{f_y}^2 + \delta_{\phi}^2)^{\frac{1}{2}}$$

式中第一项值取自文献[5], 第二项值见文献[10],

轴压构件的抗力统计参数可通过公式 (8), 式 (9) 和上述 K_P, K_A 及 $K_{K_{\sigma_{cr}}}$ 有关值求得, 表 3 中列出了其中一部分。

表2 压弯构件抗力统计参数 ($\frac{\mu_{KR}}{\delta_{KR}}$)

| 模 式 | ε 钢种、厚度(mm) | 0.2 | 0.6 | 1.0 | 2.0 | 6.0 | 20.0 | |
|---------------------------|----------------------------|--------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | | | | | | |
| 面内失稳 ($\gamma=1.05$) | Q235 (3号钢) | 16~40 | 1.008 0.129 | 1.028 0.125 | 1.043 0.125 | 1.063 0.128 | 1.167 0.137 | 1.176 0.148 |
| | | 40~60 | 0.994 0.129 | 1.013 0.123 | 1.025 0.123 | 1.042 0.125 | 1.082 0.134 | 1.147 0.144 |
| | | 60~100 | 1.010 0.135 | 1.030 0.130 | 1.045 0.130 | 1.064 0.134 | 1.108 0.144 | 1.176 0.156 |
| | 16Mn | 26~36 | 0.990 0.124 | 1.008 0.118 | 1.022 0.118 | 1.039 0.119 | 1.080 0.116 | 1.145 0.136 |
| | | 36~50 | 1.015 0.125 | 1.038 0.119 | 1.055 0.119 | 1.078 0.125 | 1.128 0.129 | 1.203 0.140 |
| | | 50~100 | 1.010 0.126 | 1.031 0.118 | 1.049 0.118 | 1.067 0.118 | 1.113 0.125 | 1.185 0.135 |
| 面内失稳 ($\gamma=1.2$) | Q235 | 16~40 | 1.058 0.131 | 1.119 0.125 | 1.139 0.125 | 1.184 0.127 | 1.165 0.136 | 1.213 0.147 |
| | | 40~60 | 1.044 0.131 | 1.101 0.124 | 1.120 0.123 | 1.162 0.125 | 1.139 0.133 | 1.182 0.143 |
| | | 60~100 | 1.060 0.137 | 1.121 0.131 | 1.141 0.131 | 1.186 0.133 | 1.165 0.143 | 1.214 0.155 |
| | 16Mn | 26~36 | 1.040 0.124 | 1.098 0.118 | 1.117 0.117 | 1.164 0.119 | 1.137 0.125 | 1.182 0.135 |
| | | 36~50 | 1.066 0.126 | 1.130 0.120 | 1.153 0.119 | 1.202 0.121 | 1.186 0.128 | 1.240 0.139 |
| | | 50~100 | 1.061 0.127 | 1.122 0.119 | 1.143 0.118 | 1.189 0.118 | 1.171 0.124 | 1.221 0.133 |
| 面外失稳 | Q235 | 16~40 | 1.370 0.149 | 1.342 0.150 | 1.268 0.151 | 1.185 0.154 | 1.098 0.159 | 1.011 0.163 |
| | | 40~60 | 1.332 0.142 | 1.306 0.143 | 1.235 0.145 | 1.155 0.148 | 1.071 0.152 | 0.987 0.156 |
| | | 60~100 | 1.370 0.157 | 1.342 0.158 | 1.269 0.159 | 1.186 0.161 | 1.099 0.166 | 1.012 0.170 |
| | 16Mn | 26~36 | 1.263 0.136 | 1.254 0.138 | 1.189 0.139 | 1.110 0.142 | 1.046 0.148 | 0.968 0.151 |
| | | 36~50 | 1.335 0.142 | 1.323 0.143 | 1.248 0.144 | 1.169 0.147 | 1.099 0.151 | 0.995 0.156 |
| | | 50~100 | 1.330 0.134 | 1.318 0.135 | 1.243 0.136 | 1.164 0.139 | 1.094 0.145 | 1.011 0.148 |

注：表中每一栏数据中，上为 μ_{KR} ，下为 δ_{KR}

表3 轴压构件抗力统计参数 $\left(\frac{\mu_{KR}}{\delta_{KR}}\right)$

| λ | | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 160 |
|----------------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 钢种、厚度 t (mm) | | | | | | | |
| Q235 (3号钢) | ≤ 16 | 1.106 0.107 | 1.108 0.110 | 1.082 0.107 | 1.102 0.107 | 1.102 0.107 | 1.100 0.108 |
| | 16~40 | 1.096 0.125 | 1.098 0.126 | 1.071 0.125 | 1.091 0.125 | 1.091 0.125 | 1.089 0.126 |
| | 40~60 | 1.065 0.117 | 1.067 0.118 | 1.042 0.117 | 1.060 0.117 | 1.060 0.117 | 1.058 0.118 |
| | 60~100 | 1.096 0.134 | 1.098 0.136 | 1.071 0.134 | 1.091 0.134 | 1.091 0.134 | 1.089 0.135 |
| 16Mn | 26~36 | 1.056 0.110 | 1.069 0.112 | 1.056 0.110 | 1.060 0.110 | 1.058 0.110 | 1.075 0.111 |
| | 36~50 | 1.118 0.116 | 1.131 0.117 | 1.118 0.116 | 1.122 0.116 | 1.120 0.116 | 1.138 0.117 |
| | 50~100 | 1.097 0.106 | 1.110 0.107 | 1.097 0.106 | 1.102 0.106 | 1.100 0.106 | 1.117 0.107 |

注：每一栏两个数值，上为 μ_{KR} ，下为 δ_{KR}

3 柱子的可靠度

从国内建造的十余幢钢结构高层建筑框架柱的资料看，所用板材厚度一般不超过80mm（深圳发展中心大厦除外，其建筑高度为160m，框剪体系，底层柱子最大板厚130mm）。本文分析用到的基础数据可以说概括了这个厚度范围^[5]。

3.1 柱子的可靠指标

《建筑结构统一标准》提供的荷载效应组合设计式（考虑 $G+L+W$ 组合）为：

$$R_K \geq \gamma_0 \gamma_R [\gamma_G \cdot S_{GK} + \varphi \cdot \gamma_Q (S_{LK} + S_{WK})] \quad (10)$$

式中 γ_R ——抗力分项系数，与GBJ17-88配合取作1.087；

γ_Q ——结构重要性系数，这里取 $\gamma_0 = 1.0$ ；

γ_G, γ_Q ——荷载分项系数，此处 $\gamma_G = 1.2, \gamma_Q = 1.4$ ；

φ ——荷载组合系数，这里取作0.85；

S_{GK}, S_{LK}, S_{WK} ——分别是永久荷载、楼面活荷载及风荷载标准值效应。

荷载效应比值以常见值分析，即当 $\rho = \frac{S_{LK} + S_{WK}}{S_{GK}} = 0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0$ 时，分别采用 $\rho_1 = S_{LK}/S_{WK} = 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0$ 计算可靠指标 β 值。

利用表2和表3列出的数据通过迭代计算可求得按式(10)的可靠指标 β 值。因前述荷载效应比值共有25种组合，故求得的 β 值总计有5400个（压弯4050个、轴压1350个），限于篇幅，将上述荷载效应比值常见值下可靠指标 β 的平均值部分地列在表4（压弯）、表5（轴压）中，该计算结果从总体上有以下特点：

表4 荷载效应比值常见值下可靠指标 β 平均值

| 钢种 | 厚度 t (mm) | 模式 | | e | | | | | | |
|---------------|-------------|----|---------------|------|------|------|------|------|------|--|
| | | | | 0.2 | 0.6 | 1.0 | 2.0 | 6.0 | 20.0 | |
| Q235 (3号钢) | 16~40 | 面内 | $\gamma=1.05$ | 2.39 | 2.53 | 2.60 | 2.67 | 2.79 | 2.96 | |
| | | | $\gamma=1.2$ | 2.62 | 2.96 | 3.04 | 3.22 | 3.04 | 3.11 | |
| | 40~60 | 面内 | $\gamma=1.05$ | 2.30 | 2.47 | 2.53 | 2.60 | 2.71 | 2.89 | |
| | | | $\gamma=1.2$ | 2.56 | 2.89 | 2.98 | 3.14 | 2.97 | 3.04 | |
| | 60~100 | 面内 | $\gamma=1.05$ | 2.36 | 2.50 | 2.57 | 2.63 | 2.72 | 2.89 | |
| | | | $\gamma=1.2$ | 2.58 | 2.91 | 2.99 | 3.16 | 2.97 | 3.04 | |
| 16Mn | 26~36 | 面内 | $\gamma=1.05$ | 2.34 | 2.49 | 2.56 | 2.64 | 2.77 | 2.96 | |
| | | | $\gamma=1.2$ | 2.60 | 2.93 | 3.03 | 3.21 | 3.04 | 3.13 | |
| | 36~50 | 面内 | $\gamma=1.05$ | 2.47 | 2.64 | 2.72 | 2.81 | 2.96 | 3.15 | |
| | | | $\gamma=1.2$ | 2.70 | 3.05 | 3.17 | 3.35 | 3.21 | 3.31 | |
| | 50~100 | 面内 | $\gamma=1.05$ | 2.44 | 2.61 | 2.69 | 2.79 | 2.93 | 3.14 | |
| | | | $\gamma=1.2$ | 2.67 | 3.03 | 3.14 | 3.33 | 3.19 | 3.30 | |
| | | 面外 | 3.65 | 3.55 | 3.28 | 2.94 | 2.54 | 2.12 | | |
| | | 面外 | 3.60 | 3.50 | 3.22 | 2.88 | 2.49 | 2.01 | | |
| | | 面外 | 3.55 | 3.45 | 3.19 | 2.87 | 2.48 | 2.07 | | |
| | | 面外 | 3.42 | 3.37 | 3.10 | 2.75 | 2.41 | 2.01 | | |
| | | 面外 | 3.61 | 3.56 | 3.28 | 2.94 | 2.61 | 2.11 | | |
| | | 面外 | 3.69 | 3.63 | 3.35 | 3.00 | 2.65 | 2.25 | | |

表5 荷载效应比值常见值下可靠指标 β 平均值

| 钢种 | 厚度 t (mm) | λ | | | | | |
|---------------|-------------|-----------|------|------|------|------|------|
| | | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 160 |
| Q235 (3号钢) | 16~40 | 2.85 | 2.85 | 2.74 | 2.83 | 2.83 | 2.81 |
| | 40~60 | 2.79 | 2.79 | 2.68 | 2.76 | 2.76 | 2.74 |
| | 60~100 | 2.77 | 2.75 | 2.66 | 2.75 | 2.75 | 2.73 |
| 16Mn | 26~36 | 2.81 | 2.85 | 2.85 | 2.83 | 2.82 | 2.89 |
| | 36~50 | 3.05 | 3.09 | 3.09 | 3.06 | 3.05 | 3.12 |
| | 50~100 | 3.04 | 3.10 | 3.10 | 3.07 | 3.06 | 3.13 |

1) 由公式(10)求得的可靠指标大多数达不到《建筑结构设计统一标准》 $\beta=3.2\pm 0.25$ 的要求, 其值偏低。

2) 压弯构件弯矩作用平面内绕强轴失稳的可靠度水平低于绕弱轴失稳的水平。这是因为相关公式中截面塑性发展系数 γ_x, γ_y 取值不同的缘故。

3) 压弯构件弯矩作用平面外失稳的可靠指标较平面内失稳的可靠指标的变化大一些,

其值大多稍高。这可能是因相关公式所依据的理论不同造成的。

3.2 柱子的抗力分项系数

在计算柱子的可靠指标时,曾采用了钢结构设计规范(GBJ17-88)的抗力分项系数(1.087),结果表明它与荷载效应组合式(10)的配合不能满足要求。因此应重新研究用于高层钢结构的抗力分项系数,以便使高层钢结构框架柱在应用不同钢种、不同板厚以及可能出现不同失稳模式的情况下具有足够的较为一致的可靠度。经验算点法的优化迭代计算,本文求得了可用于高层钢框架柱满足可靠度要求的抗力分项系数(与式(10)配合使用),部分结果参见表6,当采用这些 γ_R 值或者取一个统一的数值(如 γ_R 的平均值)作为相应情况下的抗力分项系数来取代GBJ17-88中的1.087时,公式(10)则可大体上适应GBJ68-84的要求。

表6 柱子的抗力分项系数 γ_R

| 类别 | 钢种 | ϵ 厚度(mm) | 0.2 | 0.6 | 1.0 | 2.0 | 6.0 | 20.0 | 平均 |
|---------------------------|---------------|----------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | λ | | | | | | |
| 压弯 ($\gamma = 1.05$) | Q235 (3号钢) | 40~60 | 1.313 | 1.270 | 1.256 | 1.241 | 1.221 | 1.180 | 1.247 |
| | | 60~100 | 1.311 | 1.270 | 1.252 | 1.241 | 1.222 | 1.187 | 1.247 |
| | 16Mn | 36~50 | 1.274 | 1.229 | 1.209 | 1.188 | 1.157 | 1.114 | 1.195 |
| | | 50~100 | 1.283 | 1.234 | 1.213 | 1.193 | 1.162 | 1.117 | 1.200 |
| | | | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 160 | 平均 |
| 轴压 | Q235 (3号钢) | 40~60 | 1.192 | 1.193 | 1.218 | 1.198 | 1.198 | 1.203 | 1.200 |
| | | 60~100 | 1.205 | 1.209 | 1.233 | 1.211 | 1.211 | 1.216 | 1.214 |
| | 16Mn | 36~50 | 1.133 | 1.123 | 1.133 | 1.129 | 1.131 | 1.116 | 1.128 |
| | | 50~100 | 1.130 | 1.119 | 1.130 | 1.125 | 1.127 | 1.112 | 1.124 |

4 结语

1) 用国产材料的特性参数按GBJ68-84的规定所作概率分析表明,钢结构设计规范(GBJ17-88)所用式(10)不能满足高层钢框架柱的可靠度水平要求,求得的可靠指标值偏低。主要原因是,普通钢结构中 $t \leq 16\text{mm}$ 钢材用量最大,GBJ68-84对重要性属二级的结构构件 β 取 3.2 ± 0.25 的规定即是根据对上述厚度范围钢材的有关分析再经综合确定。已如前述,高层钢结构用到较多厚板, $t \leq 16\text{mm}$ 的有关分析则不能概括。对厚钢材,屈服点均值与(国标规定的)屈服点标准值的比值较 $t \leq 16\text{mm}$ 范围的相应比值低^{[4][5]},除16Mn个别厚度外,大致上是钢材厚度越大,该比值越低。此外,厚度较大的钢材屈服点的变异一般也较大一些^[4],

2) 解决高层钢框架柱可靠指标偏低问题,一是采用调整(调高)抗力分项系数的办法,使按式(10)设计的可靠度水平趋于合理。本文对此已有答案,但这种作法将不得通过降

低钢材的设计强度来实现，就会出现普通钢结构与高层钢结构对同一钢种和厚度范围的钢材取不同的设计参数而各用一套的情况，使设计不便。二是维持抗力分项系数 ($\gamma_R=1.087$) 不变，使普通钢结构与高层钢结构在设计中采用的特性参数上保持衔接与延续，通过局部调整荷载效应组合式（如调整荷载组合系数 φ ）来适应高层钢结构可靠度要求。

两种方法比较，效果相同。前者概念上更直观也有效；后者处理问题简便宜于实用（这将另文探讨），它使设计极为方便。

参 考 文 献

- 1 李继华、夏正中。钢结构的可靠度及概率极限状态设计。全国钢结构标准技术委员会钢结构研究论文报告选集，第二卷
- 2 李继华，夏正中，陈国兴。钢结构轴心受压构件可靠度分析。建筑结构学报，1985，（1）
- 3 夏正中，朱文。钢压弯构件可靠度分析。中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第七届学术会议论文集，北京：1987.10
- 4 戴国欣，李继华，夏正中。高层钢结构可靠性研究和评价。工程结构可靠性第二届全国学术会议论文集。重庆：1989.11
- 5 陈国兴，李继华。钢构件材料强度及截面几何特性的统计参数。重庆建筑工程学院学报，1985，（1）
- 6 李开禧，肖允徽，饶晓峰。钢压杆的柱子曲线。重庆建筑工程学院学报，1985，（1）
- 7 李开禧，饶晓峰。偏心钢压杆弯扭屈曲临界力。重庆建筑工程学院学报，1984，（3）
- 8 陈绍蕃。工字形截面钢偏心压杆有塑性区的弯扭屈曲。西安冶金建筑学院学报，1979，（4）
- 9 西安冶金建筑学院钢木结构教研室偏心压杆研究小组。实腹式偏心压杆在弯矩作用平面内的稳定计算。西安冶金建筑学院学报，1973，（1）
- 10 朱文。钢轴心受压杆的 ϕ - λ 曲线计算公式及可靠度分析。重庆建筑工程学院硕士论文

（编辑：徐维森）

PROBABILISTIC EVALUATION FOR STEEL FRAME COLUMNS OF TALL BUILDINGS

Dai Guoxin Li Jihua Xia Zhengzhong

(Dept. of Civil Engineering)

ABSTRACT Based on properties of parameters and test data of domestic steel, this paper analyses the reliability and partial coefficient for resistance of steel frame columns of tall buildings. The result may serve as a scientific basis. It is not only for domestic steel instead of imported steel in building tall steel structures, but also for compiling concerned standards.

KEY WORDS property of parameter, reliability of frame column, probabilistic evaluation, partial coefficient for resistance, tall building