

# 通用规范与现行规范的对比

高上宇

即将在 2022 年 1 月 1 日实施的通用系列规范受到广大设计师朋友的普遍关注。随着 YJK V4.0 版本的推出，通用规范中的六本已可通过软件实现结构的计算和设计。在后续的小版本更新中，软件还将陆续支持《混凝土结构通用规范》，《鉴定加固通用规范》等。

本文针对已经支持的六本新规对新老规范做一个对比分析，并结合工程案例对其对结构设计的具体影响。



## 1. 《工程结构通用规范》

### 1.1 楼面活荷载标准值及系数的调整

#### 1.1.1 民用建筑

《工程结构通用规范》4.2.2 条中民用建筑楼面均布荷载标准值及系数均有变化。

表 4.2.2 民用建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值系数、

增大1KN/M2

频遇值系数和准永久值系数 增大0.5KN/M2

项次	类别	标准值 (kN/m <sup>2</sup> )	组合值 系数 $\psi_c$	频遇值 系数 $\psi_f$	准永久值 系数 $\psi_q$
1	(1) 住宅、宿舍、旅馆、医院病房、托儿所、幼儿园	2.0	0.7	0.5	0.4
	(2) 办公楼、教室、医院门诊室	2.5	0.7	0.6	0.5
2	食堂、餐厅、试验室、阅览室、会议室、一般资料档案室	3.0	0.7	0.6	0.5
3	礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台、公共洗衣房	3.5	0.7	0.5	0.3
4	(1) 商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及其旅客等候室	4.0	0.7	0.6	0.5
	(2) 无固定座位的看台	4.0	0.7	0.5	0.3
5	(1) 健身房、演出舞台	4.5	0.7	0.6	0.5
	(2) 运动场、舞厅	4.5	0.7	0.6	0.3
6	(1) 书库、档案库、储藏室(书架高度不超过2.5m)	6.0	0.9	0.9	0.8
	(2) 密集柜书库(书架高度不超过2.5m)	12.0	0.9	0.9	0.8
7	通风机房、电梯机房	8.0	0.9	0.9	0.8
8	(1) 餐厅	4.0	0.7	0.7	0.7
	(2) 其他	2.0	0.7	0.6	0.5
9	浴室、卫生间、盥洗室	2.5	0.7	0.6	0.5
10	(1) 宿舍、旅馆、医院病房、托儿所、幼儿园、住宅	2.0	0.7	0.5	0.4
	(2) 办公楼、餐厅、医院门诊部	3.0	0.7	0.6	0.5
	(3) 教学楼及其他可能出现人员密集的情况	3.5	0.7	0.5	0.3

表 4.2.3 汽车通道及客车停车库的楼面均布活荷载

类别		标准值 (kN/m <sup>2</sup> )	组合值 系数 $\psi_c$	频遇值 系数 $\psi_f$	准永久值 系数 $\psi_q$
单向板楼盖 ( $2m \leq$ 板跨 $L$ )	定员不超过9人的小型客车	4.0	0.7	0.7	0.6
	满载总重不大于300kN的消防车	35.0	0.7	0.5	0.0
双向板楼盖 ( $3m \leq$ 板跨短边 $L \leq 6m$ )	定员不超过9人的小型客车	$5.5 - 0.5L$	0.7	0.7	0.6
	满载总重不大于300kN的消防车	$50.0 - 5.0L$	0.7	0.5	0.0
双向板楼盖 ( $6m \leq$ 板跨短边 $L$ ) 和无梁楼盖 (柱网不小于 $6m \times 6m$ )	定员不超过9人的小型客车	2.5	0.7	0.7	0.6
	满载总重不大于300kN的消防车	20.0	0.7	0.5	0.0

### 1.1.2 工业建筑

《工程结构通用规范》4.2.7条中对工业建筑楼面均布荷载标准值及系数做了最小值的规定。

4.2.7 工业建筑楼面均布活荷载的标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数的取值，不应小于表 4.2.7 的规定。

表 4.2.7 工业建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数

项次	类别	标准值 (kN/m <sup>2</sup> )	组合值系数 $\psi_c$	频遇值系数 $\psi_f$	准永久值系数 $\psi_q$
1	电子产品加工	4.0	0.8	0.6	0.5
2	轻型机械加工	8.0	0.8	0.6	0.5
3	重型机械加工	12.0	0.8	0.6	0.5

### 1.1.3 屋面均布活荷载标准值的细微调整

《工程结构通用规范》4.2.8 条中对屋面均布活荷载标准值做了细微调整。屋顶运动场地的标准值由原来的 3.0kN/m<sup>2</sup> 改为 4.5kN/m<sup>2</sup>

表 4.2.8 屋面均布活荷载标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数

项次	类别	标准值 (kN/m <sup>2</sup> )	组合值系数 $\psi_c$	频遇值系数 $\psi_f$	准永久值系数 $\psi_q$
1	不上人的屋面	0.5	0.7	0.5	0.0
2	上人的屋面	2.0	0.7	0.5	0.4
3	屋顶花园	3.0	0.7	0.6	0.5
4	屋顶运动场地	4.5	0.7	0.6	0.4

### 1.2 地下室顶板施工荷载标准值的要求

4.2.13 地下室顶板施工活荷载标准值不应小于 5.0kN/m<sup>2</sup>，当有临时堆积荷载以及有重型车辆通过时，施工组织设计中应按实际荷载验算并采取相应措施。

### 1.3 对中小学校栏杆顶部水平承载力的要求

4.2.14 楼梯、看台、阳台和上人屋面等的栏杆活荷载标准值，不应小于下列规定值：

1 住宅、宿舍、办公楼、旅馆、医院、托儿所、幼儿园，栏杆顶部的水平荷载应取  $1.0\text{kN/m}$ ；

2 食堂、剧场、电影院、车站、礼堂、展览馆或体育场，栏杆顶部的水平荷载应取  $1.0\text{kN/m}$ ，竖向荷载应取  $1.2\text{kN/m}$ ，水平荷载与竖向荷载应分别考虑；

3 中小学校的上人屋面、外廊、楼梯、平台、阳台等临空部位必须设防护栏杆，栏杆顶部的水平荷载应取  $1.5\text{kN/m}$ ，竖向荷载应取  $1.2\text{kN/m}$ ，水平荷载与竖向荷载应分别考虑。

## 1.4 风振系数的计算差异

《工程结构通用规范》4.6.5 条，增加了风振系数底线值的规定。

4.6.5 当采用风荷载放大系数的方法考虑风荷载脉动的增大效应时，风荷载放大系数应按下列规定采用：

1 主要受力结构的风荷载放大系数应根据地形特征、脉动风特性、结构周期、阻尼比等因素确定，其值不应小于 1.2；

2 围护结构的风荷载放大系数应根据地形特征、脉动风特性和流场特征等因素确定，且不应小于  $1 + \frac{0.7}{\sqrt{\mu_z}}$ ，其中  $\mu_z$  为风压高度变化系数。

## 2. 《建筑与市政工程抗震通用规范》

### 2.1 地震组合分项系数的调整

《建筑与市政工程抗震通用规范》4.3.2 条，对地震组合下的重力荷载分项系数和地震分项系数均进行了放大调整。

- ✓ 重力荷载分项系数  $\gamma_G$  为 1.3
- ✓ 仅计算水平地震作用  $\gamma_{Eh}$  为 1.4
- ✓ 仅计算竖向地震作用  $\gamma_{Ev}$  为 1.4

表 4.3.2-1 各荷载分项系数及组合系数

荷载类别、分项系数、组合系数		对承载力不利	对承载力有利	适用对象	
永久荷载	重力荷载	$\gamma_G$	$\geq 1.3$	$\leq 1.0$	所有工程
	预应力	$\gamma_{Dy}$			
	土压力	$\gamma_{Ds}$	$\geq 1.3$	$\leq 1.0$	市政工程、地下结构
	水压力	$\gamma_{Dw}$			

续表 4.3.2-1

荷载类别、分项系数、组合系数		对承载力不利	对承载力有利	适用对象
可变荷载	风荷载	$\psi_w$	0.0	一般的建筑结构
			0.2	风荷载起控制作用的建筑结构
	温度作用	$\psi_t$	0.65	市政工程

表 4.3.2-2 地震作用分项系数

地震作用	$\gamma_{Eh}$	$\gamma_{Ev}$
仅计算水平地震作用	1.4	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.4
同时计算水平与竖向地震作用(水平地震为主)	1.4	0.5
同时计算水平与竖向地震作用(竖向地震为主)	0.5	1.4

同时明确了不包括在重力荷载内的恒活载的分项系数。

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \sum \gamma_{Di} S_{Dik} + \sum \psi_i \gamma_i S_{ik} \quad (4.3.2)$$

式中：S——结构构件地震组合内力设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值等；

$\gamma_G$ ——重力荷载分项系数，按表 4.3.2-1 采用；

$\gamma_{Eh}$ 、 $\gamma_{Ev}$ ——分别为水平、竖向地震作用分项系数，其取值不应低于表 4.3.2-2 的规定；

$\gamma_{Di}$ ——不包括在重力荷载内的第  $i$  个永久荷载的分项系数，应按表 4.3.2-1 采用；

$\gamma_i$ ——不包括在重力荷载内的第  $i$  个可变荷载的分项系数，不应小于 1.5；

《建筑与市政工程抗震通用规范》4.3.1条，承载力抗震调整系数 $\gamma_{RE}$ 的调整。

表 4.3.1 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	$\gamma_{RE}$
钢	柱, 梁, 支撑, 节点板件, 螺栓, 焊缝	强度	0.75
	柱, 支撑	稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的承重墙	受剪	0.90
	其他承重墙	受剪	1.00
	组合砖砌体抗震墙	偏压、大偏拉和受剪	0.9
	配筋砌块砌体抗震墙 自承重墙	偏压、大偏拉和受剪 受剪	0.85 0.75
混凝土 钢-混凝土组合	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85
木	受弯、受拉、受剪构件	受弯、受拉、受剪	0.90
	轴压和压弯构件	轴压和压弯	0.90
	木基结构板剪力墙	强度	0.80
	连接件	强度	0.85
竖向地震为主的地震组合内力起控制作用时			1.00

### 3. 《钢结构通用规范》

#### 3.1 考虑重力二阶效应时的竖向荷载系数

《钢结构通用规范》5.2.3-1: 明确了考虑二阶效应时的竖向荷载采用重力荷载的设计值。

5.2.3 结构稳定性验算应符合下列规定:

1 二阶效应计算中, 重力荷载应取设计值;

2 高层钢结构的二阶效应系数不应大于0.2, 多层钢结构不应大于0.25;

3 一阶分析时, 框架结构应根据抗侧刚度按照有侧移屈曲或无侧移屈曲的模式确定框架柱的计算长度系数;

4 二阶分析时应考虑假想水平荷载, 框架柱的计算长度系数应取1.0;

5 假想水平荷载的方向与风荷载或地震作用的方向应一致, 假想水平荷载的荷载分项系数应取1.0, 风荷载参与组合的工况, 组合系数应取1.0, 地震作用参与组合的工况, 组合系数应取0.5。

(此处软件默认按重力荷载基本组合分项系数, 即恒载 1.3, 活载 1.5 取值)

考虑P- $\Delta$ 效应

组合系数: 恒	1.3	活载	1.5
---------	-----	----	-----

迭代次数 [0, 100]

收敛误差 [0.0001, 0.2]

#### 3.2 明确了二阶效应系数的限值

《钢结构通用规范》5.2.3-2，明确了高层钢结构和多层钢结构的二阶效应系数的限值

5.2.3 结构稳定性验算应符合下列规定：

1 二阶效应计算中，重力荷载应取设计值；

2 高层钢结构的二阶效应系数不应大于0.2，多层钢结构不应大于0.25；

3 一阶分析时，框架结构应根据抗侧刚度按照有侧移屈曲或无侧移屈曲的模式确定框架柱的计算长度系数；

4 二阶分析时应考虑假想水平荷载，框架柱的计算长度系数应取1.0；

5 假想水平荷载的方向与风荷载或地震作用的方向应一致，假想水平荷载的荷载分项系数应取1.0，风荷载参与组合的工况，组合系数应取1.0，地震作用参与组合的工况，组合系数应取0.5。

### 3.3 假想水平力的分项系数和组合值系数

《钢结构通用规范》5.2.3-5：

假想水平力分项系数为 1.0，与风组合时，组合值系数为 1.0，与地震组合时，组合值系数为 0.5。

5.2.3 结构稳定性验算应符合下列规定：

1 二阶效应计算中，重力荷载应取设计值；

2 高层钢结构的二阶效应系数不应大于0.2，多层钢结构不应大于0.25；

3 一阶分析时，框架结构应根据抗侧刚度按照有侧移屈曲或无侧移屈曲的模式确定框架柱的计算长度系数；

4 二阶分析时应考虑假想水平荷载，框架柱的计算长度系数应取1.0；

5 假想水平荷载的方向与风荷载或地震作用的方向应一致，假想水平荷载的荷载分项系数应取1.0，风荷载参与组合的工况，组合系数应取1.0，地震作用参与组合的工况，组合系数应取0.5。

(关于采用通用规范与否对计算结果的影响：1) 当不采用通用规范时，软件按照重力荷载标准值计算假想水平力，再按恒载 1.3，活载 1.5 的分项系数进行组合；2) 当采用通用规范时，软件直接取重力荷载设计值，即恒载 1.3，活载 1.5 计算假想水平力，再根据通用规范按 1.0 的分项系数及相应的组合值系数组合。由此可见，除了抗震组合外，采用通用规范后 假想水平力的效应设计值与之前是相同的；而对于抗震组合，由于考虑了 0.5 的组合系数，其效应会比之前减小。)

假想水平力算法依据《钢结构设计标准》5.2.1 条

## 5.2 初始缺陷

5.2.1 结构整体初始几何缺陷模式可按最低阶整体屈曲模态采用。框架及支撑结构整体初始几何缺陷代表值的最大值  $\Delta_0$  (图 5.2.1-1) 可取为  $H/250$ ,  $H$  为结构总高度。框架及支撑结构整体初始几何缺陷代表值也可按式 (5.2.1-1) 确定 (图 5.2.1-1); 或可通过在每层柱顶施加假想水平力  $H_n$  等效考虑, 假想水平力

30

可按式 (5.2.1-2) 计算, 施加方向应考虑荷载的最不利组合 (图 5.2.1-2)。

$$\Delta_i = \frac{h_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} \quad (5.2.1-1)$$

$$H_n = \frac{G_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} \quad (5.2.1-2)$$

式中:  $\Delta_i$  —— 所计算第  $i$  楼层的初始几何缺陷代表值 (mm);

$n_s$  —— 结构总层数, 当  $\sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} < \frac{2}{3}$  时取此根号值为

$\frac{2}{3}$ ; 当  $\sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} > 1.0$  时, 取此根号值为 1.0;

$h_i$  —— 所计算楼层的高度 (mm);

$G_i$  —— 第  $i$  楼层的总重力荷载设计值 (N)。



## 4. 《组合结构通用规范》

### 4.1 组合梁混凝土翼板纵向抗剪验算

《组合结构通用规范》5.2.1: 对组合梁混凝土翼板进行纵向抗剪验算。  
具体算法依据《钢结构设计标准》14.6 相关条文

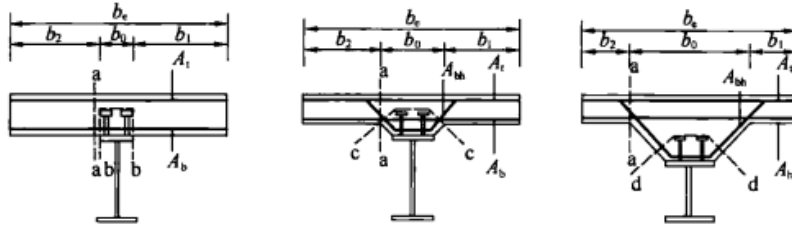


图 14.6.1 混凝土板纵向受剪界面

$A_t$ —混凝土板顶部附近单位长度内钢筋面积的总和 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )。  
包括混凝土板内抗弯和构造钢筋;  $A_b$ 、 $A_{bh}$ —分别为混凝土板底部、  
承托底部单位长度内钢筋面积的总和 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )

剪力为:

$$v_{1,1} = \max\left(\frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_1}{b_e}, \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_2}{b_e}\right) \quad (14.6.2-2)$$

式中:  $v_{1,1}$ ——单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值 ( $\text{N}/\text{mm}$ );

$V_s$ ——每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力, 按本标准第 14.3.4 条的规定计算 ( $\text{N}$ );

$m_i$ ——剪跨区段长度 (图 14.3.4) ( $\text{mm}$ );

$b_1$ 、 $b_2$ ——分别为混凝土翼板左右两侧挑出的宽度 (图 14.6.1) ( $\text{mm}$ );

$b_e$ ——混凝土翼板有效宽度, 应按对应跨的跨中有效宽度取值, 有效宽度应按本标准第 14.1.2 条的规定计算 ( $\text{mm}$ )。

```

N-B=11 (I=2000002, J=2000009)(2)B*H*U*T*D*F (mm)=12*500*300*16*300*16
Lbin=6.00(m) Lbout=6.00(m) Nfb=3 Nfb_gz=3 Rsb=235
组合梁 Q235 工字形 宽厚比等级S2
livec=1.000 stif=2.100 tf=0.850 nj=0.400
-M(kNm) -1- -1- -2- -3- -4- -5- -6- -7- -J-
-46 -22 -3 0 0 -3 -24 -52 -85
LoadCase (25) (29) (29) (0) (0) (28) (28) (24) (24)
+M(kNm) 30 33 33 24 22 25 22 16 7
LoadCase (28) (24) (24) (8) (1) (25) (25) (29) (29)
Shear 27 24 23 15 -20 -27 -27 -34 -38
LoadCase (41) (41) (25) (25) (24) (24) (8) (8) (8)
(25)M_UpL= -46.3 < 1/γre*Mu= 1017.991
(24)M_UpR= -85.1 < 1/γre*Mu= 1017.991
(24)M_Dw= 33.4 < 1/γre*Mu= 1186.736
(8)V= -38.0 F3= 6.772 < f= 125.000
宽厚比: b/tf=9.00 < b/tfmax=11.00
高厚比: hw/tw=39.00 < hw/twmax=72.00
正则化长细比: λn_b=0.27 < λn_bmax=0.30
组合梁信息:
组合梁翼板: be*hc1*hc2*tb*bb=1150*100*0*0*0
组合梁左右翼板宽度(mm): b1=0,b2=0
板顶钢筋: C12@200
板底钢筋: C12@200
板顶横向钢筋: C12@200
板底横向钢筋: C12@200
抗剪连接验算(栓钉):
连接类型: 完全抗剪连接
栓钉型号: 16
栓钉排数: 2
栓钉间距: 100(mm)
栓钉高度: 80(mm)
栓钉外缘距: 260(mm)
(0)M_UpL= -21.0(695) Vs= 468.2 Vnut= 45.6 NutNumCal=11 < NutNum=14
(0)M_UpR= -48.4(1353) Vs= 468.2 Vnut= 45.6 NutNumCal=11 < NutNum=28
**(0)M_Dw= 20.1(1647) Vs= 1648.1 Vnut= 50.7 NutNumCal=33 > NutNum=32 《钢规》14.3.4
纵向抗剪验算:
a-a截面:
V11_UpL= 0.0(695) As_UpL= 208.3 < As= 1131.0
V11_UpR= 0.0(1353) As_UpR= 208.3 < As= 1131.0
V11_Dw= 0.0(2305) As_Dw= 208.3 < As= 1131.0
b-b截面:
V11_UpL= 673.3(695) As_UpL= 875.2 < As= 1131.0
V11_UpR= 346.1(1353) As_UpR= 875.0 < As= 1131.0
**V11_Dw= 1000.7(1647) As_Dw= 2011.8 > As= 1131.0 《钢规》14.6.3

```

## 4.2 组合结构位移角限值

《组合结构通用规范》4.2.2 条，明确了组合结构位移角的限值

**4.2.2 钢-混凝土组合结构应进行多遇地震下的弹性变形验算和罕遇地震下的弹塑性变形验算，并应符合表 4.2.2 的规定。**

**表 4.2.2 钢-混凝土组合结构层间位移角限值**

结构类型			弹性层间位移角限值	弹塑性层间位移角限值
柱	梁	主要抗侧力构件		
钢柱或钢管混凝土柱	钢梁或组合梁	钢支撑或钢板剪力墙或外包钢板组合剪力墙(筒体)或无	按照钢结构的规定取值	按照钢结构的规定取值

续表 4.2.2

结构类型			弹性层间位移角限值	弹塑性层间位移角限值
柱	梁	主要抗侧力构件		
型钢混凝土柱	钢梁或组合梁或型钢混凝土梁	钢支撑或钢板剪力墙或外包钢板组合剪力墙(筒体)或无	按照钢结构限值的 50% 取值	按照钢结构的规定取值
钢柱或钢管混凝土柱或型钢混凝土柱	钢梁或组合梁或型钢混凝土梁	钢筋混凝土或型钢混凝土剪力墙(筒体)	按照混凝土结构的规定取值	按照混凝土结构的规定取值
其他钢-混凝土组合结构体系			层间位移角限值应介于钢结构和混凝土结构的限值之间, 取值应在具有可靠依据的基础上, 综合考虑结构变形能力和安全需求来确定	

## 5. 《砌体结构通用规范》

### 5.1 底框结构中托梁的判断条件

《砌体结构通用规范》4.3.3 条

**4.3.3 底部框架-抗震墙砌体结构房屋墙体下部混凝土托梁构造应符合下列规定:**

**1 托梁的截面宽度不应小于 300mm, 截面高度不应小于跨度的 1/10, 且不应大于跨度的 1/6; 当墙体在梁端附近有洞口时梁截面高度不应小于跨度的 1/8。**

## 6. 《建筑与市政地基基础通用规范》

### 6.1 灌注桩的纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度

《建筑与市政地基基础通用规范》5.2.11 条:

灌注桩的纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm。

**5.2.11 灌注桩的桩身混凝土强度等级不应低于 C25; 桩的纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 50mm, 腐蚀环境中桩的纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 55mm。**

程序将原有的承台桩、板桩保护层厚度默认值由 40mm 更改为 50mm。

材料表				
构件类型	强度级别	钢筋级别	箍筋级别	底保护层厚度(mm)
独基	C25	HRB400	—	40
承台	C30	HRB400	HRB400	40
承台桩	C30	HRB400	HRB400	50
地基梁	C20	HRB400	HRB400	40
筏板(...)	C30	HRB400	—	40
板桩(...)	C30	HRB400	HRB400	50
拉梁	C20	HRB400	HRB400	40
条基	C20	HRB400	HRB400	40

## 6.2 软弱下卧层的验算

《建筑与市政地基基础通用规范》4.2.5 条规定

**4.2.5** 天然地基或经处理后的地基，当在受力层范围内存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层的地基承载力验算。

软件特增加软弱下卧层验算功能。

在地质资料中的土层参数表后部增加两列新的参数列：地基承载力特征值与是否进行软弱下卧层验算。当选择【是】时，软件将会根据此处输入的地基承载力特征值进行验算。

土层参数信息表											
土层压缩模量获取方式 <input type="text" value="不取样"/>											
<input type="button" value="添加行"/> <input type="button" value="插入行"/> <input type="button" value="删除行"/>											
亚层号	极限性侧阻力(kPa)	极限性端阻力(kPa)	回弹模量(MPa)	压缩模量(MPa)	重度(kN/m <sup>3</sup> )	摩擦角(°)	粘聚力(kPa)	状态参数	状态参数含义	地基承载力特征值(kPa)	软弱下卧层验算
数据修...	是	是	是	是	是	是	是	是	是		
0	0.00	18.00	25.00	10.00	20.00	15.00	0.00	1.00	(定性/-IL)	180.000	否
0	10.00	18.00	25.00	2.00	16.00	0.00	5.00	1.00	(定性/-IL)	180.000	否

## 7. 其他条文

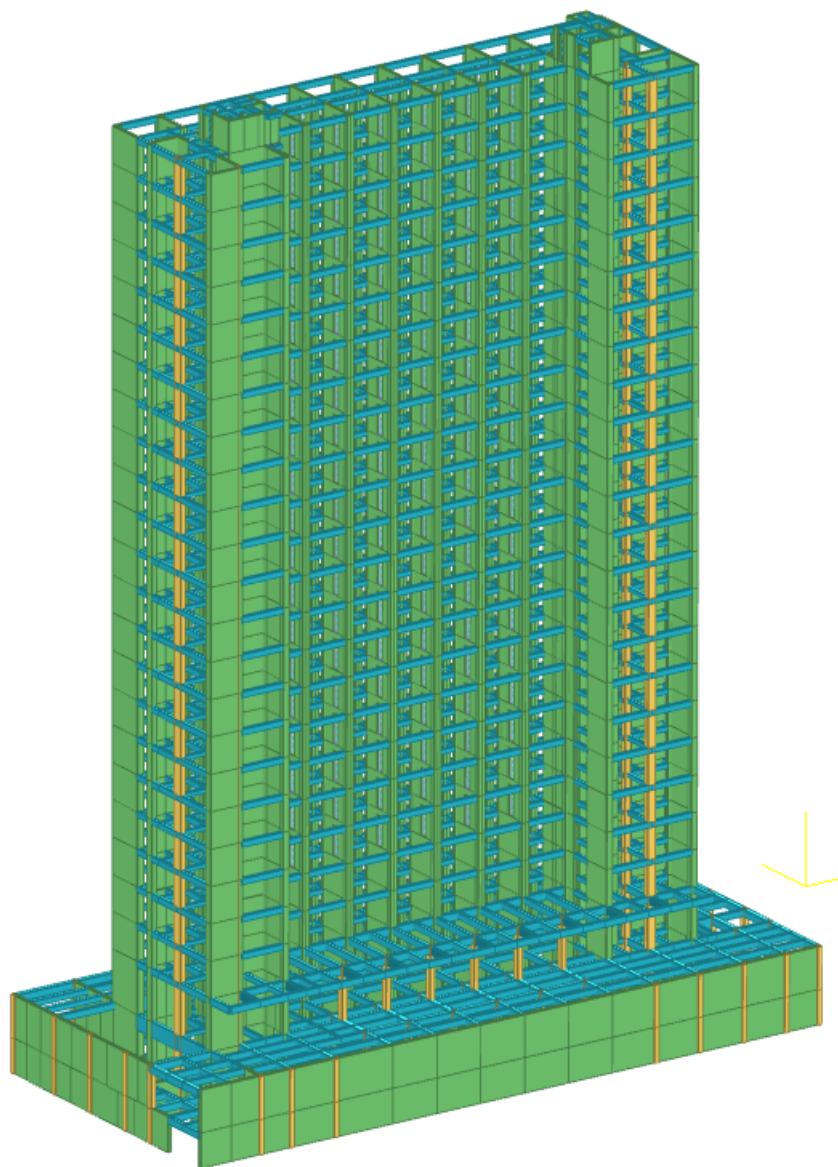
### 7.1 关于高层钢结构抗震性能设计的要求

《钢结构通用规范》5.2.4 条，明确了高层钢结构应进行抗震性能化设计，其设计方法应遵循《钢结构设计标准》第 17 章，其构件长细比及板件宽厚比限值应根据延性等级确定。并且应采用能力设计法进行塑性机构控制。

#### 5.2.4 高层钢结构抗震设计应符合下列规定：

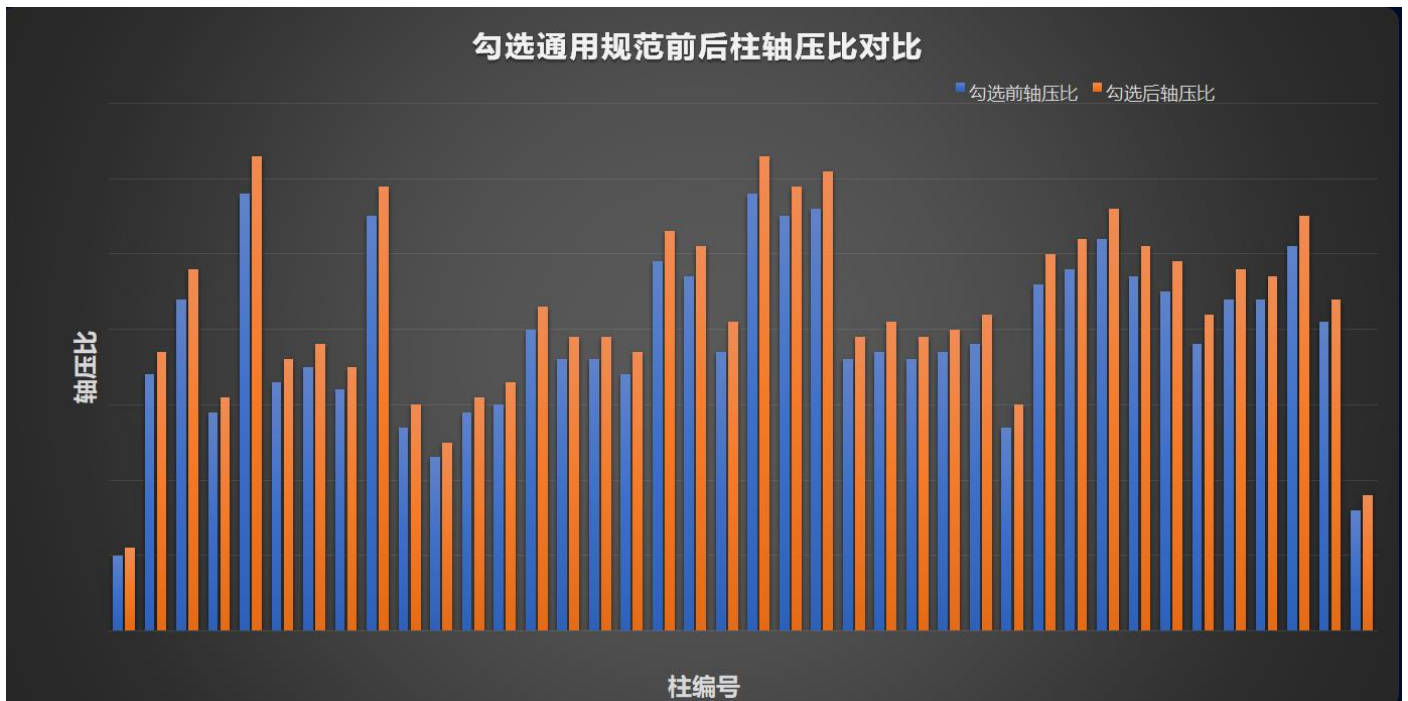
- 1 应对结构的构件和节点部位产生塑性变形的先后次序进行控制，并应采用能力设计法进行补充验算；
- 2 钢框架柱和支撑构件的长细比，梁、柱和支撑的板件宽厚比限值，应与不同构件的抗震性能目标相适应。

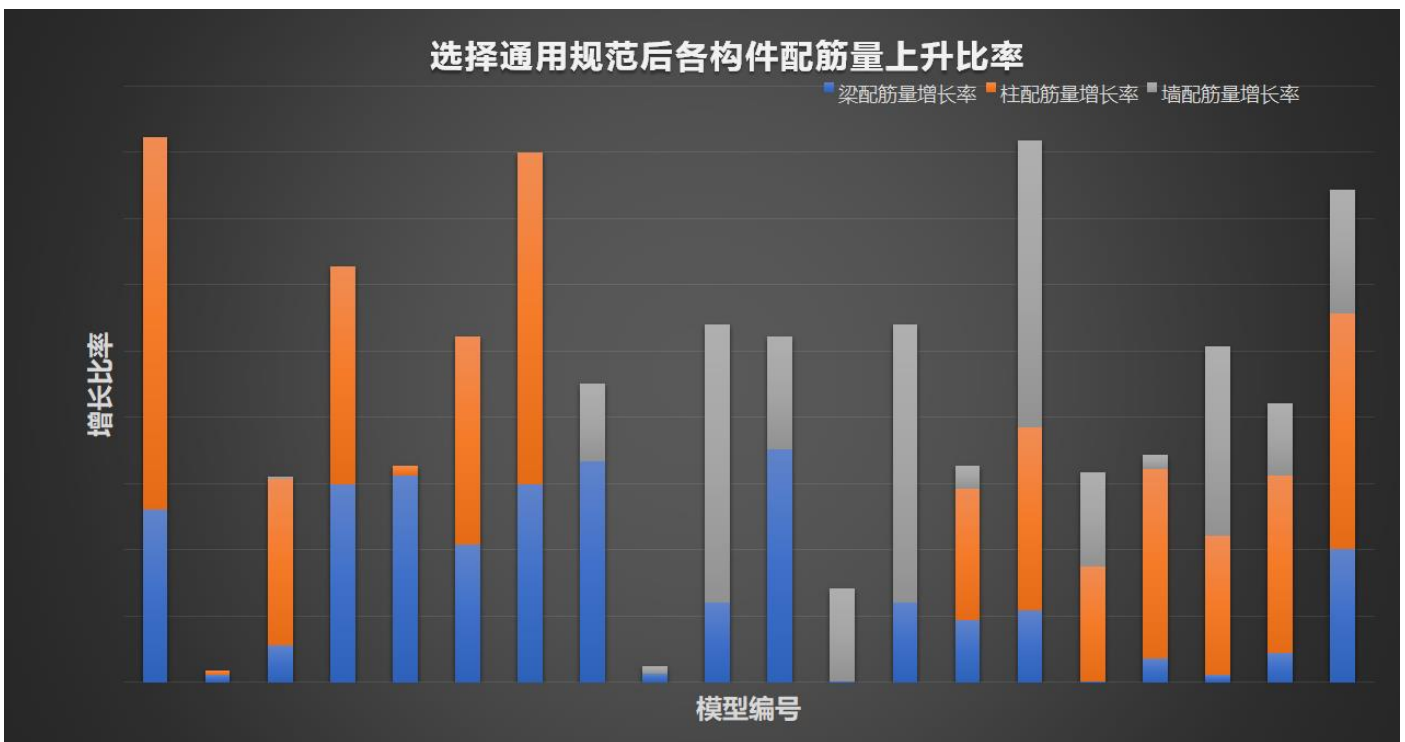
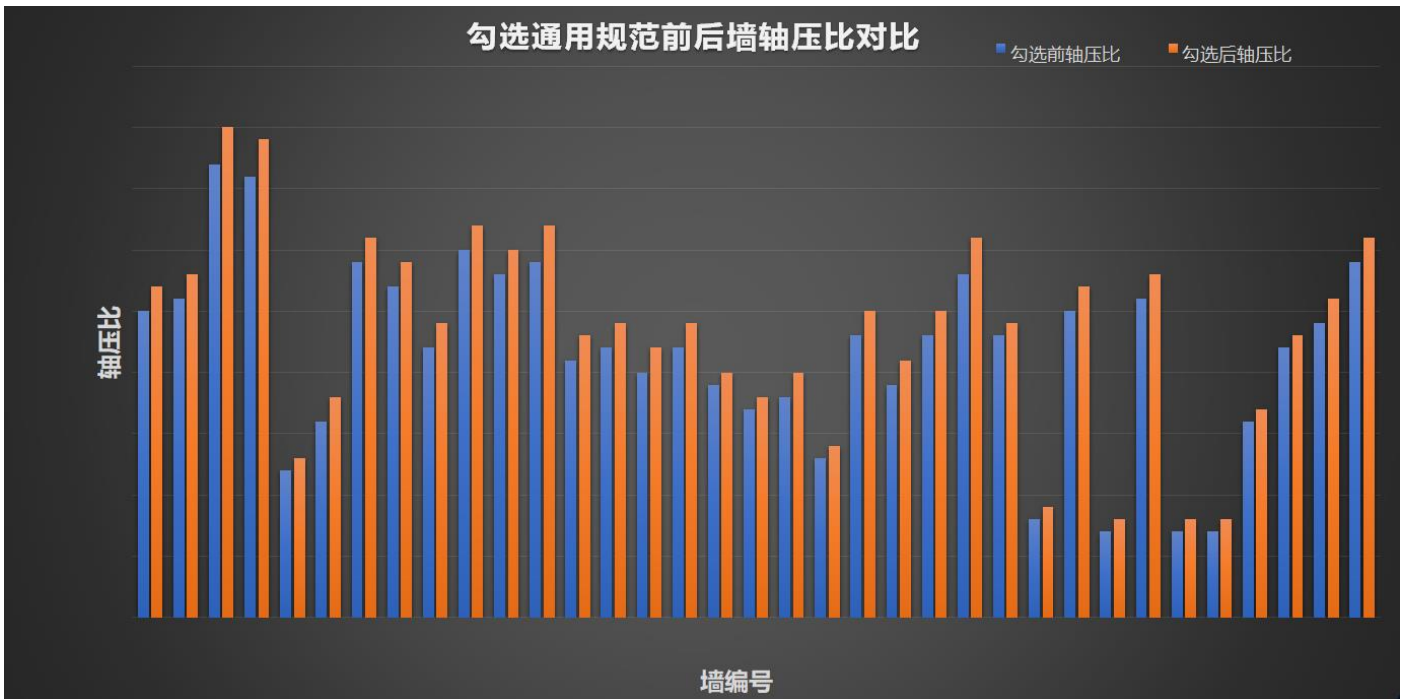
## 8. 工程案例分析



混凝土剪力墙结构	
地震设防烈度	7度
设计基本地震加速度	0.10g
设计地震分组	第三组
场地类别	II类
基本风压(kN/m <sup>2</sup> )	0.3
地面粗糙度类别	C类
地上层数	24
地下层数	2
建筑高度(m)	110.8

		旧规范	通用规范
周期(s)	第一周期	3.1885	3.1885
	第二周期	3.0155	3.0155
	第三周期	2.5678	2.5678
地震作用(kN)	X向基底剪力(kN)	7522.80(1.296%)	7522.80(1.296%)
	Y向基底剪力(kN)	8303.59(1.431%)	8303.59(1.431%)
风荷载	X向最小风振系数( $\beta_2$ )	1.18807	1.2
	Y向最小风振系数( $\beta_2$ )	1.1675	1.2
	X向基底剪力(kN)	1204.7	1205.1
	Y向基底剪力(kN)	3993.6	3996.6





## 计算差异的分析

由以上案例对比结果可见，采用通用规范设计对不同结构的含钢量都有一定程度的提高，其提高的比例在 5% 左右。引起计算结果差异的原因分析如下：

1. 不变的结果（不按照通用规范修改活荷载）：

1. 结构的质量、周期、地震作用下的剪力、地震作用下的位移、刚重比等整体指标不变；
2. 结构的位移比、剪重比、质量比、刚度比等楼层指标不变；
3. 楼板的配筋不变。

## 2. 有变化的结果

- 1.由于风荷载脉动放大系数不小于 1.2 的限值，会引起部分结构风荷载的放大，影响风剪力、位移等，引起风组合控制下的混凝土配筋、钢结构应力比的变大；
- 2.由于地震作用组合下的分项系数的变大，会引起地震组合控制的混凝土配筋、钢结构应力比等放大，同时也会引起墙、柱的轴压比、墙、柱、梁的剪压比的放大；
- 3.由于钢结构二阶弹性分析时假想水平力分项系数和组合系数的变化，会引起钢结构应力比的变化；
- 4.由于配筋的变化，会引起楼层抗剪承载力的变化；
- 5.由于轴压比的变化，会影响混凝土柱及钢柱强柱弱梁的验算，引起柱的最小配箍特征值以及厂房钢柱的长细比限值等的变化。