

为什么和弹性板相连的梁中也没有轴力？

——PKPM 结构系列软件常见问题解析

孙富强 结构售后技术支持

Q1: SATWE 计算结果中，为什么与弹性板相连的梁各单工况内力中的轴力均为 0？

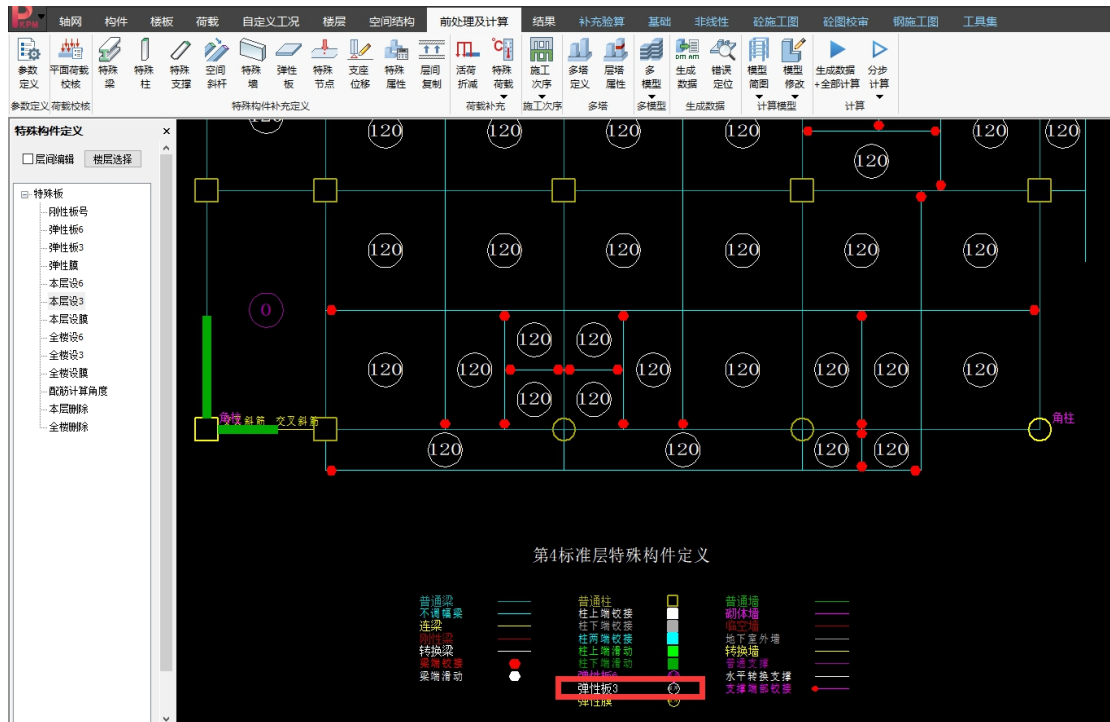
A:

如下图，模型结果中某一根梁单工况轴力为 0。

* 荷载工况 (22)---Y2向地震 (EY2)
* 荷载工况 (23)---不利地震X向 (EX0)
* 荷载工况 (24)---不利地震Y向 (EY0)

荷载工况	M-1	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-6	M-7	M-J	N
	V-1	V-1	V-2	V-3	V-4	V-5	V-6	V-7	V-J	T
(1) DL	-188.01	-207.36	-222.76	-232.58	-233.74	-223.41	-203.54	-179.19	-150.88	0.00
	-56.50	-49.56	-34.34	-17.80	13.47	44.74	60.65	75.88	82.82	1.24
(2) LL	-24.44	-27.00	-29.11	-30.49	-30.68	-29.25	-26.51	-23.19	-19.42	0.00
	-7.32	-6.69	-4.78	-2.57	1.82	6.21	8.33	10.23	10.87	0.15
(3) LL2	14.38	14.11	14.67	15.23	15.79	16.37	16.97	17.61	19.10	0.00
	10.09	10.09	10.09	10.09	10.18	14.57	17.74	19.64	20.28	0.19
(4) LL3	-45.50	-48.11	-51.10	-53.18	-53.90	-53.02	-50.81	-47.74	-45.06	0.00
	-18.19	-17.55	-15.65	-12.48	-8.17	-8.17	-8.17	-8.17	-8.17	0.15
(5) WX	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	-0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.01	0.00
	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
(6) WY	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
(7) EXY	-0.11	-0.10	-0.09	-0.08	-0.08	-0.09	-0.10	-0.11	-0.12	0.00
	-0.06	-0.06	-0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.01
(8) EXP	-0.10	-0.09	-0.08	-0.07	-0.07	-0.08	-0.09	-0.10	-0.11	0.00
	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.01
(9) EXM	-0.10	-0.10	-0.09	-0.08	-0.09	-0.09	-0.10	-0.11	-0.12	0.00
	-0.05	-0.05	-0.05	-0.06	-0.06	-0.06	0.05	0.05	0.05	0.01
(10) EYX	0.09	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08	0.09	0.10	0.11	0.00
	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.01
(11) EYP	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.10	0.00
	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.00
(12) EYM	0.03	0.03	0.03	0.02	-0.00	-0.02	-0.01	0.01	0.04	0.00
	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01

这是因为在前处理及计算—弹性板菜单中，设置了全楼弹性板 3（如下图）。



因为弹性板 3 为平面内无限刚，平面外考虑真实刚度，所以当楼板设置为弹性板 3 时，梁与板是变形协调的，与弹性板 3 相连的梁也不发生相对的轴向变形，自然也就没有轴力。

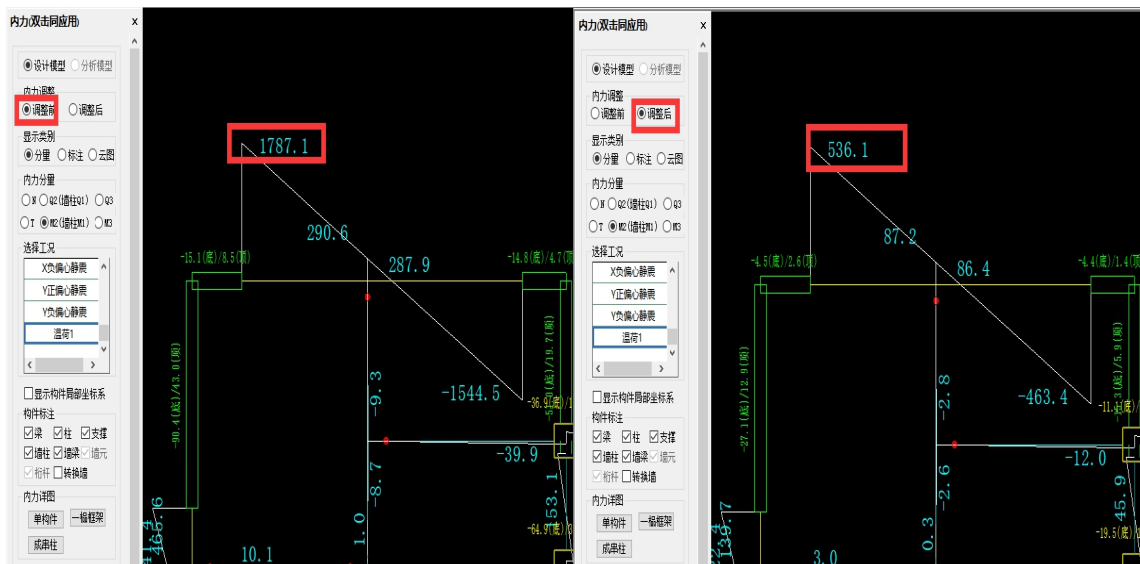
Q2: SATWE 温度荷载的单工况内力，调整前和调整后相差 10 倍，为什么？

A:

如下图所示，SATWE 布置完温度荷载计算后，查看单工况内力，发现调整前后相差 10 倍。



观察模型并查看参数：该处是连梁，是因为在参数定义里设置了框架梁转壳元，如下图调整前是按照杆单元计算，调整后该梁满足跨高比要求转成了壳元，壳元温度计算方式与梁（杆单元）不同，才出现了较大差距。去掉勾选该项，再次计算，即可得到符合预期的结果。



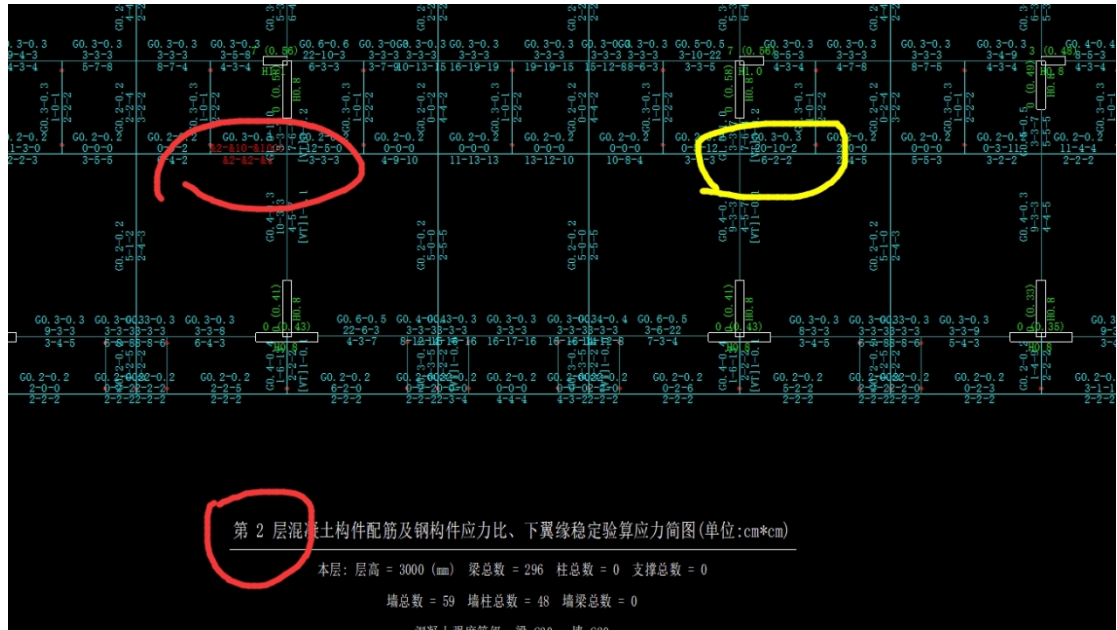
其中调整前/调整后为 $1787.1/536.1=0.3$ (砼构件温度折减系数)



Q3: 一个基本对称的结构模型，为什么其中一个根梁的右顶筋呈现异常大，而与它对称位置正常？

A:

如下图，模型基本是对称的，右侧梁配筋正常，左侧梁却出现右顶筋异常大的情况（两根梁截面几何尺寸一致）。



使用工具集对上述两个梁进行校核（如下图）：

	-1-	-1-	-2-	-2-	-3-	-3-	-4-	-4-
M	-21.85	-38.59	-56.08	-74.23	-94.34	-115.59	-137.88	-160.62
LowCase	18	18	16	22	22	22	22	22
TopSat	175.18	317.59	474.24	631.26	803.69	1070.69	1358.58	1741.35
Ra	0.25%	0.44%	0.64%	0.91%	1.45%	1.91%	2.30%	2.82%

	-1-	-1-	-2-	-2-	-3-	-3-	-4-	-4-
M	0.00	1.21	2.05	2.59	2.59	2.31	1.73	0.94
LowCase	0	0	0	0	0	0	0	0
TopSat	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
Ra	0.20%	0.20%	0.20%	0.20%	0.20%	0.20%	0.20%	0.47%

	-1-	-1-	-2-	-2-	-3-	-3-	-4-	-4-
Shear	-83.88	-87.29	-90.72	-94.15	-97.59	-100.68	-103.03	-104.69
LowCase	22	22	22	22	22	22	22	22
Rev	10.11	10.11	10.11	10.11	10.11	10.11	10.11	10.11
Ra	0.10%	0.10%	0.10%	0.10%	0.10%	0.11%	0.12%	0.13%

计算结果 (22) T=0.28 Y=106.63 Astt=0.00 Ast=26.35 Astl=0.00

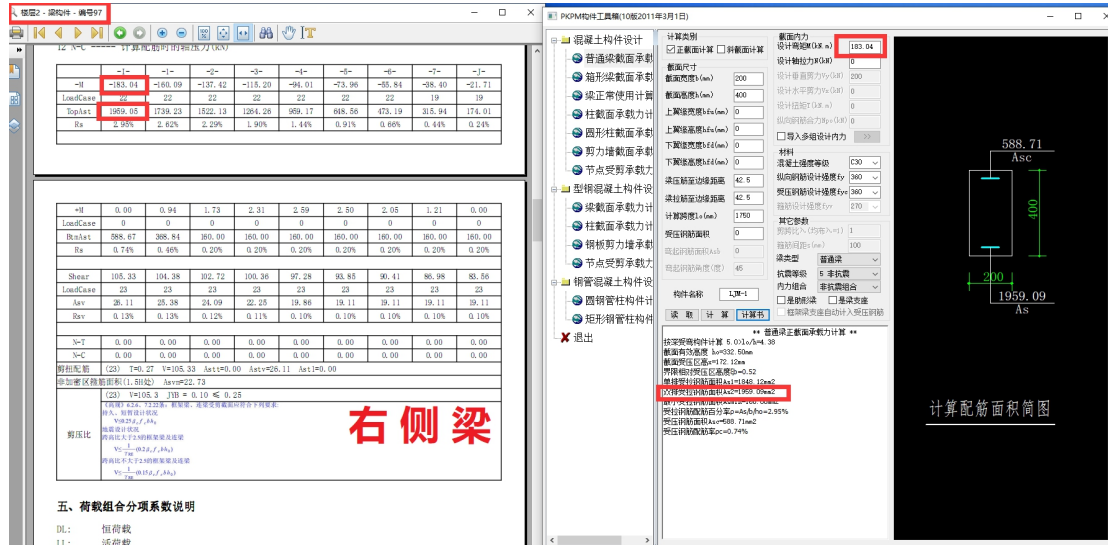
附加弯矩系数 (1.50倍) Ast=26.35

配筋比

超限类别 (2) 主筋超限: (9) Ra=500.00 > Rmax = 4.00

五、荷载组合分项系数说明

DL: 恒荷载



梁正截面受弯承载力计算书

构件名称: LJM-1
 计算时间: 2021/09/27, 14:11:40

1 已知条件

梁截面宽度 $b=200\text{mm}$, 高度 $h=400\text{mm}$, 受压钢筋合力点至截面近边缘距离 $a' = 42.5\text{mm}$, 受拉钢筋合力点到截面近边缘距离 $a_s = 42.5\text{mm}$, 计算跨度 $l_0 = 1750\text{mm}$, 混凝土强度等级C30, 纵向受拉钢筋强度设计值 $f_y = 360\text{MPa}$, 纵向受压钢筋强度设计值 $f'_y = 360\text{MPa}$, 非抗震设计, 设计截面位于框架梁梁中, 截面设计弯矩 $M = 183.63\text{kN} \cdot \text{m}$, 截面下部受拉。

2 配筋计算

构件截面特性计算

$$A = 80000\text{mm}^2, \quad I_x = 1066666688\text{mm}^4$$

查混凝土规范表4.1.4可知

$$f_c = 14.3\text{MPa} \quad f_t = 1.43\text{MPa}$$

由混凝土规范6.2.6条可知

$$\alpha_1 = 1.0 \quad \beta_1 = 0.8$$

由混凝土规范公式(6.2.1-5)可知混凝土极限压应变

$$\varepsilon_{cu} = 0.0033$$

由混凝土规范表4.2.5可得钢筋弹性模量

$$E_s = 200000\text{MPa}$$

相对界限受压区高度

$$\xi_b = 0.518$$

截面有效高度

$$h_0 = h - a_s = 400 - 42.5 = 357.5\text{mm}$$

为避免钢筋布置过于拥挤, 特规定截面所能承受的最大弯矩

$$M_0 = 0.5f_c b h_0^2 \\ = 0.5 \times 14.3 \times 200 \times 357.5^2$$

$$= 183.13\text{kN} \cdot \text{m} < M$$

截面尺寸太小, 请重新输入。

分析校核结果及计算书可知:

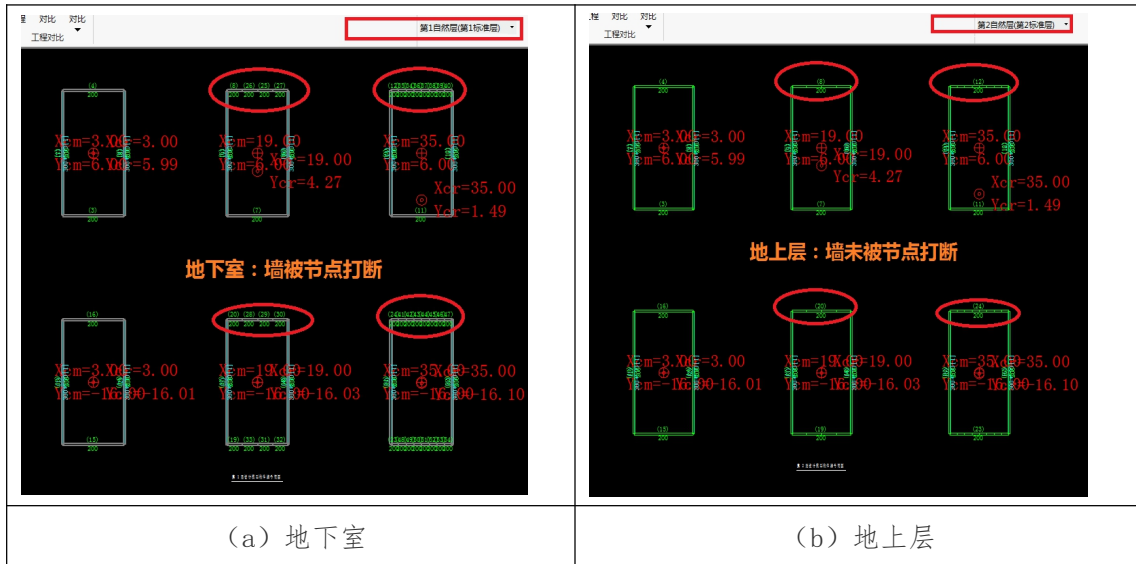
左侧梁右上端承受弯矩值为 $183.63\text{kN}\cdot\text{m}$ ，右侧梁左上端承受弯矩值为 $183.04\text{kN}\cdot\text{m}$ ，并非完全一样，因此，在同等截面时，左侧的梁配筋量稍微大一些，导致右侧梁设计弯矩刚好超过截面所能承受的最大弯矩，而左侧梁不超，所以两者配筋存在巨大差异。

另外，程序显示 9999 仅是提示配筋过程中梁弯矩超过了梁的极限弯矩，并不是实际配筋值为 9999。

Q4:结构模型中的剪力墙中间插入节点后，为什么结构的刚心有时会发生变化，有时不发生变化？

A:

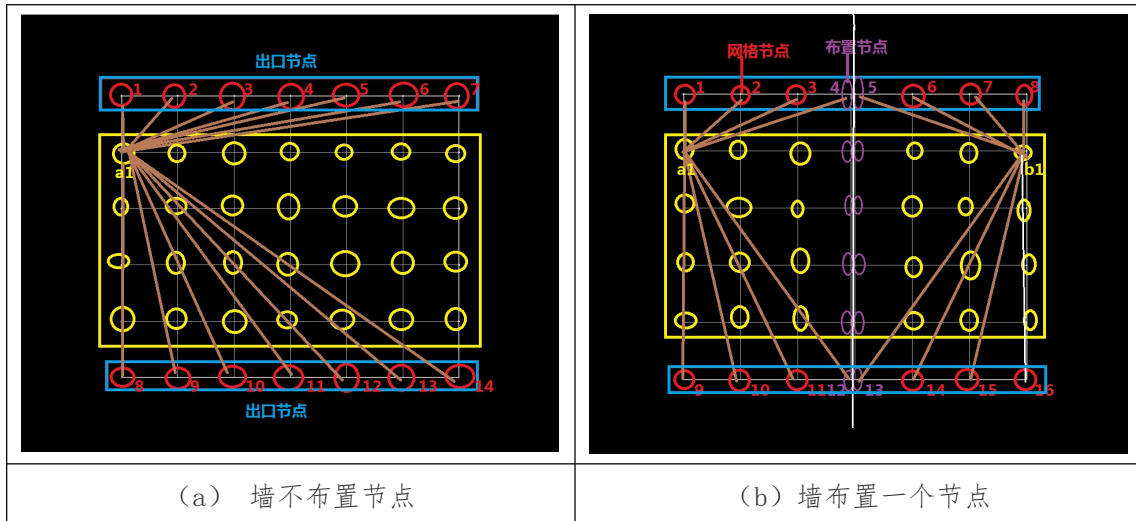
如下图，分别在模型地下室和地上层的墙上，分别对称、不对插入 0、3、7 个节点。



由图可知：

1. 地上层剪力墙插入节点，对刚心计算结果无影响。
2. 如果是地下室剪力墙，当插入节点位置对称时，刚心计算结果也不变。

对于地下室插入位置不对称节点的剪力墙。墙元划分网格后产生边界网格节点(红色圈)和内部网格节点(黄色圈)。在求解刚心时，程序默认以墙体的上下边界节点作为出口节点(蓝色框内节点)，将所有网格内部节点信息统计到边界节点，求解得到刚心坐标(如下图)。



如上图所示，以内部节点 a1 为例，当墙体上没有布置节点时（图 a），则墙元内节点 a1 信息被分别导入到边界节点 1-14 上。

当墙体上布置节点时（示例如图 b：插入了 1 个节点），则墙被分成两个子墙，那么在将节点 a1 网格信息导入到边界节点时，则只导入到边界节点 1-4 和 9-12，此时剪力墙的边界节点信息统计与前面不同，进而造成刚心计算结果的不同。

Q5: Spas+PMSAP 中的旧版文本结果与新版结果不同，为什么？

A:

如下图，查看 Spas+PMSAP 的旧版剪重比与新版结果不一致，且新版的剪力值仅有 5KN，结果异常小。

地震作用下结构剪重比及其调整

Vx, Vy (kN): 地震作用下结构楼层的剪力
 RSW: 剪重比
 Coef1: 用户定义的剪重比调整系数
 Coef2: 按抗规(5.2.5)条计算的剪重比调整系数
 Coef_RSWx, Coef_RSWy: 程序综合考虑最终采用的剪重比调整系数(如果用户定义了则采用用户定义值)

根据《抗规》5.2.5条规定，7度(0.15g)设防地区，水平地震影响系数最大值为0.13，X向楼层剪重比不应小于2.52%。

有些楼层X向地震剪重比不满足规范要求，具体见下表。

表1 EX工况下指标

层号	Vx (kN)	RSW	Coef2	Coef_RSWx
1	3.5	*0.18%*	1.00	1.00

根据《抗规》5.2.5条规定，7度(0.15g)设防地区，水平地震影响系数最大值为0.13，Y向楼层剪重比不应小于2.52%。

有些楼层Y向地震剪重比不满足规范要求，具体见下表。

表2 EY工况下指标

层号	Vy (kN)	RSW	Coef2	Coef_RSWy
1	4.9	*0.25%*	1.00	1.00

(ITEM023) 按抗规(5.2.5)条计算的地震力放大系数

旧版结果

地震方向	地震力放大系数	结构剪重比(轴重比)	限值
EX (0.0度)	1.000	8.165 %	2.520 %
EY (90.0度)	1.000	4.819 %	2.520 %
EXO(0.0度)	1.000	8.165 %	2.520 %
EYO(90.0度)	1.000	4.819 %	2.520 %

问题原因及解决办法:

原因是 SPAS+PMSAP 新版文本中剪重比的统计, 与旧版的计算统计范围不同, 新版文本中剪重比没有统计斜杆对结构总剪力贡献, 对于柱间斜杆较多的模型, 导致剪力统计结果较小。此时相对新版而言, 旧版结果是相对合理的。