中国建筑科学研究院有限公司 | 北京构力科技有限公司

PKPM 新天地

构築未来 力創卓越

04
2022
季刊 NO.137

绿色建筑与节能系列软件

PKPM建筑节能与绿色建筑系列软件由中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司组织研发，是一套服务于建筑节能与绿色建筑领域，国产自主研发的模块全面、应用广泛的建筑性能模拟分析软件。该系列软件全新推出的V3.3版本秉承设计分析一体化原则，采用即绘即模拟技术，可在设计师主要工作环境下（**如AutoCAD、中望CAD、浩辰CAD、Revit、PKPM-BIMBase等**）快速实现绿色建筑与建筑节能各项模拟分析。

面向设计师

绿色建筑施工图设计评价软件 GBD
绿色建筑计算工具箱 GBTools
室内外风环境模拟软件 CFD
天然采光模拟软件 Daylight
室内外声环境模拟软件 Sound
住区热环境设计评价软件 TED
建筑设计助手(Deputy)
三维日照分析软件Sunlight

建筑节能设计软件 PBECA
工业节能设计软件 PBECAIndustry
建筑能耗模拟分析软件 Energy
建筑能效测评软件 EEP
室内热舒适性设计评价软件 TCD
室内空气质量设计评价软件 AQ
被动式超低能耗建筑模拟分析软件PHEnergy
碳排放计算软件

合作伙伴

防排烟智慧设计软件PHSMOKE(华电源)
建筑评星智能协同平台(爱绿帮)
绿色建筑方案优化软件 PKPM-MOOSAS(清华大学)
碳排放计算、城市热环境(华南理工&PKPM)
动态水力平衡(同济大学)

面向开发商物业单位

绿色建筑动态评价系统(PKPM-GOS)
健康空间系统(PKPM-Hroom)
绿色建筑运维智慧管理系统
智慧街区管理平台(PKPM-ICM)
智慧城区绿色健康运维管理平台

面向政府部门

节能审查管理系统
BIM审查系统
绿色建筑在线评审与信息管理系统

中国建筑科学研究院有限公司 | 北京构力科技有限公司
地址:北京市北三环东路30号C座17层,100013 | 联系电话:010-64518235
技术咨询:400-8000-900 | 网址:www.pkpm.cn | 邮箱:pub@pkpm.cn

PKPM 构力科技　构力学堂

中国建筑科学研究院有限公司 China Academy of Building Research　北京构力科技有限公司 Beijing Glory PKPM Technology Co.,Ltd.　PKPM®

北京构力科技有限公司是我国建筑行业计算机技术开发应用的最早单位之一，前身为中国建筑科学研究院建筑工程软件研究所，1988年创立了PKPM软件品牌，历经三十多年的发展历程。2017年3月，经国资委批准，整合中国建筑科学研究院所有软件与信息化业务，成立北京构力科技有限公司，为首批国资委国有控股混合所有制企业开展员工持股十家试点单位之一。

构力科技积极承担解决建筑行业“卡脖子”关键技术“BIMBase平台”的自主研发，打造自主知识产权的BIMBase平台，成为建筑行业国产BIM二次开发平台，建立我国自主BIM的软件生态。基于自主BIMBase平台推出PKPM-BIM全专业协同设计系统、装配式建筑全流程集成应用系统、BIM报建审批系统、智慧城区管理系统等BIM全产业链整体解决方案，助力我国建筑行业数字化转型与升级。

构力科技根植于中国建筑科学研究院博大精深的技术底蕴，一直肩负着成为中国建筑业软件与信息化发展的引领者的使命，坚持自主创新研发，PKPM产品涵盖了建筑、结构、机电、绿色建筑全专业应用，以及面向设计、生产、施工、运维各阶段的应用软件或系统，其中PKPM结构设计软件市场覆盖度达95%以上，成为国内房屋建筑的主要设计软件，为国内工程建设做出了卓越贡献！

构力科技承担了多项“九五”~“十三五”国家科技攻关课题、国家自然基金项目、国家重点研发计划项目，始终站在我国建筑行业科学研究的前沿，先后获得多项国家科技进步奖和住建部科技进步奖，PKPM软件产品连续多年被中国软件行业协会评为全国优秀软件。

构筑未来　力创卓越

建筑行业专业软件及集成应用解决方案

电子报建/审批

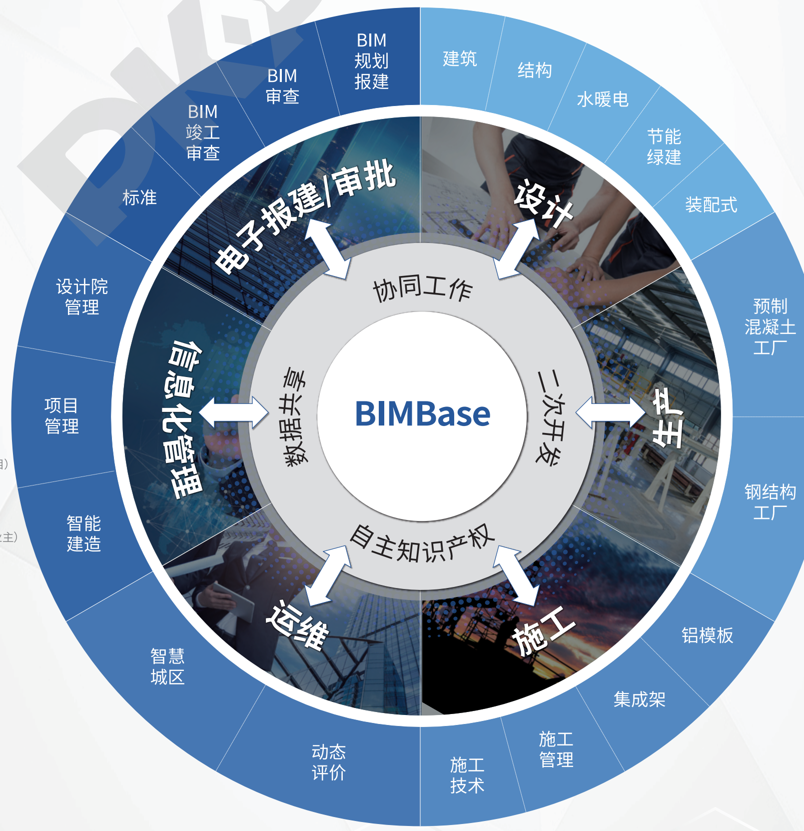
BIM规划报建审查审批系统
BIM全专业审查系统
BIM竣工模型审查
标准（交付标准、数据标准）

信息化管理

设计综合管理系统
BIM施工项目管理系统
智慧建造协同管理平台（EPC或EMPC项目）
全过程工程咨询管理系统
钢结构全生命周期智慧建造平台
工程项目全过程精细化监管平台（业主）

运维

绿色健康动态评价系统GOS
城区智慧管理平台GCIM



设计阶段

建筑设计软件
结构设计软件
水暖电设计软件
节能与绿建设计软件
装配式建筑设计与深化软件（混凝土、钢结构）

生产阶段

PC构件智慧工厂管理系统
钢结构智慧工厂管理系统

施工阶段

铝模板设计系统
集成架设计系统
施工管理系列软件
施工技术系列软件

构築未来 力創卓越 新天地

EDITOR 编　　辑　《PKPM 新天地》编辑部
E-MAIL 邮　　箱　editor@cabrtech.com
ADD 地　　址　北京市北三环东路 30 号
中国建筑科学研究院主楼 17 层
ZIP 邮　　编　100013
TEL 电　　话　010-64693443(投稿)
FAX 传　　真　82476106

投稿须知

请提供稿件的电子文档以及稿件中相关图片的电子文档（涉及到 DWG 文件，请提供 DWG 文件）。

请在电子邮件的主题中注明“投稿”字样。

快来挑错

《PKPM 新天地》广大读者朋友，我们的传统“挑错”活动会一直进行下去，欢迎大家指正。凡是参加“挑错”活动的读者，都会得到我们一份小礼品！

挑错专用信箱：editor@cabrtech.com

感谢大家对我们的支持！

CONTENTS 目录

关于框架柱轴压比在结构设计中的探讨

戴中辉

中国电建集团中南勘测设计院有限公司 长沙 410000

[摘要] 在工程中，轴压比是控制竖向构件设计的一个重要参数，既能直观的体现柱轴向承载力，也是反映构件在往复荷载作用下能具有较好的延性及塑性变形能力的一个重要指标。本文针对框架柱轴压比在设计中的控制同时给出作者的建议。

[关键词] 框架柱； 轴压比；承载力；

1 现行规范对轴压比的规定

《混凝土结构设计规范》（以下简称《混规》）在 11.4.16 条中指出：轴压比是指地震作用组合的轴向压力设计值与其全截面面积和材料轴心抗压强度设计值乘积的比值。

《建筑抗震设计规范》（以下简称《抗规》）对轴压比的定义与《混规》一样，但《抗规》补充了不进行地震作用计算的结构，在计算轴压比时轴向压力取无地震组合下的轴向压力设计值，但《抗规》并没有明确限值。

由规范可知地震作用组合下的轴向压力设计值：

$$N_E = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w W_{wkz} \qquad (1)$$

无地震作用组合下的轴向压力设计值：

$$N = \gamma_0(\gamma_G S_G + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Qi} S_{Qik}) \qquad (2)$$

通过比较两式，在无地震作用组合下轴向力设计值可能会大于地震作用组合下的轴向压力设计值，究其原因主要为以下三点：

1）一般框架结构在计算中只需要考虑水平地震作用，由其所引起的轴向力主要体现在边框柱上，但边框柱到中性轴的距离一般较远且边框柱的荷载从属面积小于中柱，故水平地震作用下柱子的轴压比可能会相对无地震作用组合偏小。

2）活荷载的参与系数不同，地震作用组合中重力荷载代表采用 1.0 恒+0.5 活的组合值。

3）分项系数不同，无地震作用组合：恒载分项系数为 1.3，活载分项系数为 1.5；有地震作用组合：重力荷载代表值分项系数为 1.3，水平地震作用分项系数为 1.4；在新的《通用规范》出来以前，地震作用组合工况下的分项系数更低。

2 轴压比与承载力关系

框架柱基本为偏心受压构件，且一般为双向偏心。在偏心受压构件中又分为大偏心受压和小偏心受压，大偏心受压的破坏类似于适筋梁的破坏，具有一定的延性；小偏心受压破坏以受压侧混凝土压碎为控制，为脆性破坏；工程中应尽量避免小偏心破坏。

由图 1 可以看出弯矩-轴力相关性主要体现为：无论大小偏压，当轴力一定时，弯矩越大越不安全；大偏压时，当弯矩一定，轴力越大越有利；小偏压时，当弯矩一定，轴力越大越不安全。

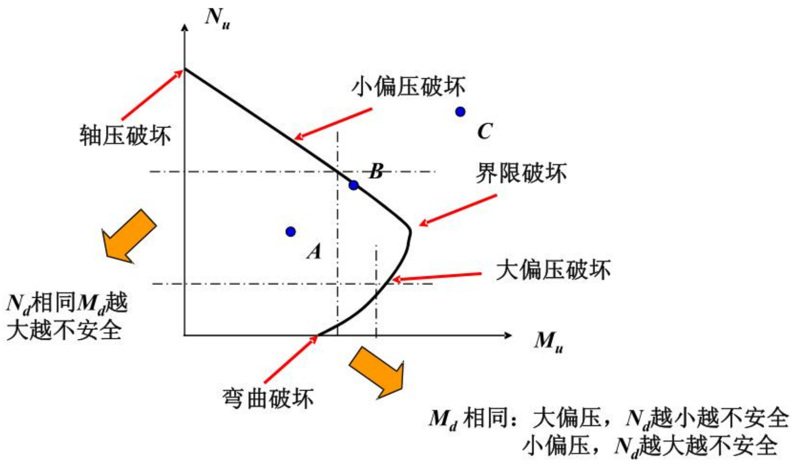


图 1 弯矩-轴力相关性图

由于工程中柱配筋基本为对称配筋，由此可知大小偏压界限处轴力为：$N_0=\alpha_1 f_c b\xi_b h_0$，可相应的求出其轴压比为：$u_0=\alpha_1\xi_b\dfrac{h_0}{h}$，当钢筋采用 HRB400 时，则$u_0=0.518\dfrac{h_0}{h}$，同时可推出$u_0$必定小于 0.518。

由规范对轴压比的限值可知，一级框架轴压比限值最为严格，其值为 0.6。由此可知当柱轴压比接近规范限值时，柱的受力方式基本均为小偏心受压。尤其是对三、四级框架，当底层柱轴压比限值接近规范限值时，由图 1 可以看出其容许弯矩限值将会进一步得到压缩，即间接反映结构能够承受的水平荷载将会减小。

3 工程实例

为了说明上述问题，本文以某三层停车楼为例，楼面恒载为 1.5kN/m2，楼面活荷为 4.0kN/m2，柱距为 8.1 米，典型柱截面为 500x500，典型框架梁截面为 300x750，梁柱混凝土等级均为 C30，钢筋为 HRB400，抗震设防烈度为 6 度，四级框架。

3.1 PKPM 模型

以上述工程采用 PKPM 软件分别进行计算地震作用和不计算地震作用两种情况下的对比分析，由图 2 可知轴压比与竞品软件计算结果相同，均为 0.87；但由图 3 可知其不计算地震模型，轴压比也为 0.87，会误以为两种情况下轴压比计算方式是一样。

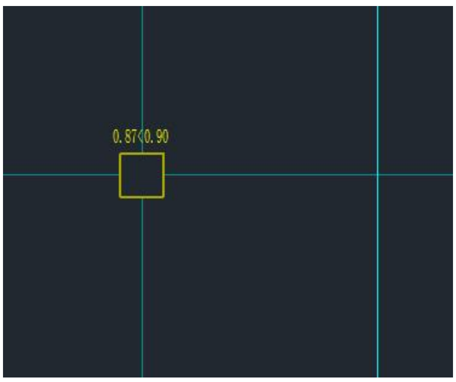


图 2 计算地震作用轴压比输出图

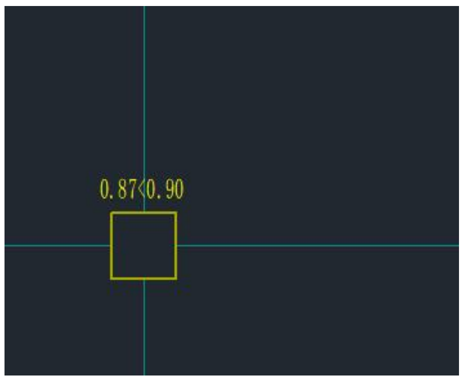


图 3 不计算震作用轴压比输出图

项目	内容
轴压比：	(63) N=-3110.4 Uc=0.87 ≤ 0.90(限值) 《高规》6.4.2条给出轴压比限值.
剪跨比(简化算法)：	Rmd=3.95 《高规》6.2.6条：反弯点位于柱高中部的框架柱，剪跨比

编号	组合
61	1.00*DL + 1.05*LL2 - 1.50*WY
62	1.00*DL + 1.05*LL3 - 1.50*WY
63	1.30*DL + 0.65*LL + 1.40*EX
64	1.30*DL + 0.65*LL2 + 1.40*EX
65	1.30*DL + 0.65*LL3 + 1.40*EX
66	1.30*DL + 0.65*LL - 1.40*EX
67	1.30*DL + 0.65*LL2 - 1.40*EX
68	1.30*DL + 0.65*LL3 - 1.40*EX
69	1.30*DL + 0.65*LL + 1.40*EY
70	1.30*DL + 0.65*LL2 + 1.40*EY
71	1.30*DL + 0.65*LL3 + 1.40*EY
72	1.30*DL + 0.65*LL - 1.40*EY
73	1.30*DL + 0.65*LL2 - 1.40*EY

图 4 计算地震作用下内力组合表输出

项目	
轴压比：	(0) N=-3099.3 Uc=0.87 ≤ 0.90(限值) 《高规》6.4.2条给出轴压比限值.
剪跨比(简化算法)：	Rmd=3.95

荷载工况	Axial	Shear-X	Shear-Y
(1) DL	-1944.28	4.82	4.82
(2) LL	-879.53	1.79	1.79
(3) WX	-2.12	10.50	-0.00
(4) WY	-2.12	-0.00	10.50

图 5 不计算地震作用下内力组合表输出

但经过对比图 4 及图 5 不难发现两种情况下轴压比对应的轴向力并不相同。这是由于在不计算地震作用下时，柱子的轴压比以重力荷载代表值作用下柱承受的轴向压力来计算，分项系数取为 1.3，即 $N = 1.3(DL + 0.5LL) = 3099.26kN$ 。由此可以看出 PKPM 在处理不计算地震作用下轴压比时方法与竞品软件并不相同。针对不同使用性质的建筑，设计人员可以通过调整活荷载的重力荷载代表值系数来计算轴压比。

3.2 同类软件模型对比

对其有地震作用和无地震作用两种情况进行模拟分析。

有地震作用模型轴压比及配筋输出结果详见图 6 与图 7，可以看出柱子轴压比为 0.87 符合四级框架 0.90 的限值，且其配筋也为正常范围内。

但对该柱进行内力和配筋详细查看时不难发现：由图 4、5 可知在判断柱子轴压比时采用的内力组合为第 29 组合（地震作用组合），其轴向力设计值为 3110.4kN；但柱子承载力并不是由该组合控制，而是由第 7 和第 9 两个组合（无地震作用组合）控制；且对比第 7 与第 29 组合，可以得出第 7 组合下的轴压比：$u_c = 0.87 \times \dfrac{3848.8}{3110.4} = 1.08$，其值已经超过了 1.0，如果不考虑钢筋抗压，此时效应已经大于抗力，明显有悖于规范的初衷。

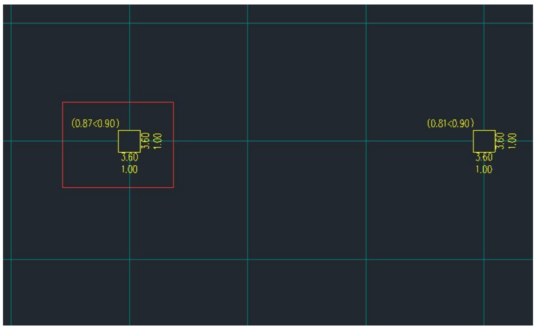
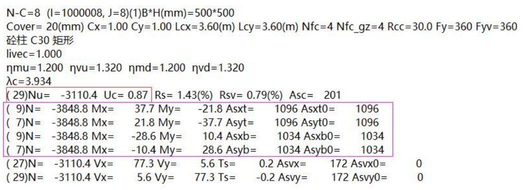


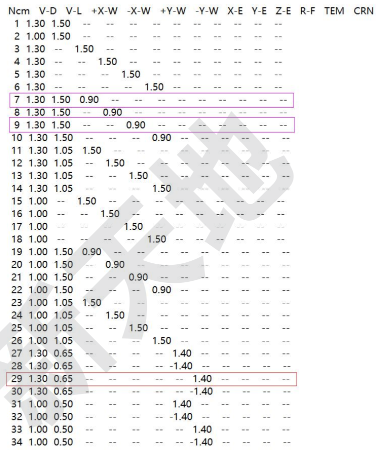
图 6 程序输出轴压比

图 7 程序配筋结果输出



```
N-C=8  (I=1000008, J=8)(1)B*H(mm)=500*500
Cover= 20(mm) Cx=1.00 Cy=1.00 Lcx=3.60(m) Lcy=3.60(m) Nfc=4 Nfc_gz=4 Rcc=30.0 Fy=360 Fyv=360
砼柱 C30 矩形
livec=1.000
ηmu=1.200  ηvu=1.320  ηmd=1.200  ηvd=1.320
λc=3.934
( 29)Nu=   -3110.4  Uc= 0.87  Rs= 1.43(%)  Rsv= 0.79(%)  Asc=   201
(  9)N=   -3848.8 Mx=     37.7 My=    -21.8 Asxt=     1096 Asxt0=     1096
(  7)N=   -3848.8 Mx=     21.8 My=    -37.7 Asyt=     1096 Asyt0=     1096
(  9)N=   -3848.8 Mx=    -28.6 My=     10.4 Asxb=     1034 Asxb0=     1034
(  7)N=   -3848.8 Mx=    -10.4 My=     28.6 Asyb=     1034 Asyb0=     1034
( 27)N=   -3110.4 Vx=     77.3 Vy=      5.6 Ts=      0.2 Asvx=      172 Asvx0=       0
( 29)N=   -3110.4 Vx=      5.6 Vy=     77.3 Ts=     -0.2 Asvy=      172 Asvy0=       0
```

图 8 轴压比及配筋结果



Ncm	V-D	V-L	+X-W	-X-W	+Y-W	-Y-W	X-E	Y-E	Z-E	R-F	TEM	CRN
1	1.30	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2	1.00	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3	1.30	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4	1.30	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
5	1.30	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
6	1.30	--	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
7	1.30	1.50	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8	1.30	1.50	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--
9	1.30	1.50	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--
10	1.30	1.50	--	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--
11	1.30	1.05	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
12	1.30	1.05	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
13	1.30	1.05	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
14	1.30	1.05	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
15	1.00	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
16	1.00	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
17	1.00	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
18	1.00	--	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
19	1.00	1.50	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--	--
20	1.00	1.50	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--
21	1.00	1.50	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--
22	1.00	1.50	--	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--
23	1.00	1.05	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
24	1.00	1.05	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
25	1.00	1.05	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
26	1.00	1.05	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
27	1.30	0.65	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--	--
28	1.30	0.65	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--	--
29	1.30	0.65	--	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--
30	1.30	0.65	--	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--
31	1.00	0.50	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--	--
32	1.00	0.50	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--	--
33	1.00	0.50	--	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--
34	1.00	0.50	--	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--

图 9 内力计算组合表结果

图 10 不计算地震作用时的轴压比

为了对上述问题验证，仍用该模型，只是在总信息中修改为不计算地震作用的模型，对其重新进行计算。由图中可以看出同一模型在不计算地震作用时，柱轴压比输出反而超限。出现该现象的原因是由于软件在轴压比输出时完全采用《抗规》6.3.6 条中对轴压比定义，在计算有震模型时候只输出地震作用组合下的轴压比，而在计算无震模型时才输出无地震组合下的轴压比。

3.3 地梁层框架柱轴压比选取

目前针对框架柱地梁层柱配筋及轴压比的控制，主要存在以下两种做法：

地梁层建模在上部结构中体现，地梁层定义为地下室，嵌固端仍按基础顶选取；设计中，地

梁按地梁层计算值进行配筋，但柱轴压比及配筋设计人员一般均按首层取值。

地梁层建模在基础拉梁中体现，上部结构模型从首层地面开始。

针对上述做法，柱设计时也存在如下问题：地梁层建在上部模型中，地梁层柱轴压比可能会超限，柱配筋相比首层柱会异常增大，为了说明该问题仍用上述模型进行有地震作用下的内力分析。

由图 11 与图 12 可知，地梁层由于承担了墙体荷载及该层自重，轴压比出现超限，且配筋明显增大较多。查其控制内力组合见图 13 及图 14，轴压比 0.93 其对应组合号为 29，而配筋所对应的控制组合为 8、10 组合。且由 8、10 组合所对应的内力可以看出，柱子此时弯矩很小，但配筋反而增大，说明此时柱子纵向钢筋的增大主要是参与到抵抗轴向力中而并非弯矩控制，此时非地震工况下所对应的轴压比 $u_c = 0.93 \times \dfrac{4057.9}{3332.2} = 1.13$ 已经超过四级框架 0.9 限值。

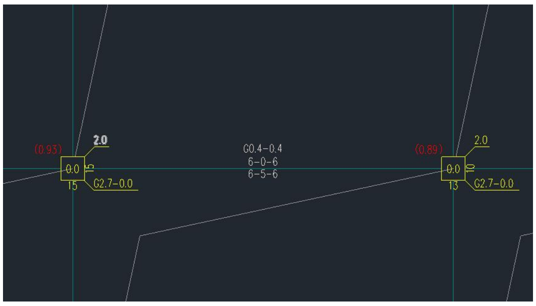


图 11 地梁层柱轴压比及配筋图

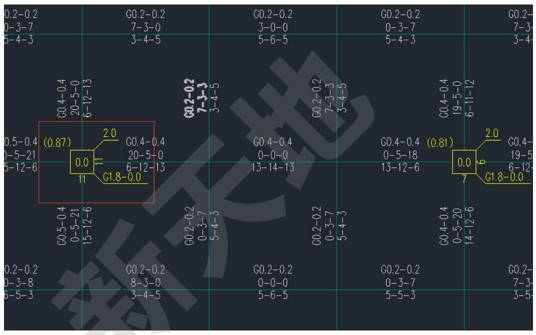


图 12 首层柱轴压比及配筋图

```
( 29)Nu=   -3332.2  Uc= 0.93  Rs= 2.09(%)  Rsv= 1.20(%)  Asc=   201
( 10)N=   -4057.9 Mx=     -51.4 My=      47.3 Asxt=     1508 Asxt0=     1508
(  8)N=   -4057.9 Mx=     -47.3 My=      51.4 Asyt=     1508 Asyt0=     1508
( 10)N=   -4057.9 Mx=      30.1 My=     -16.7 Asxb=     1362 Asxb0=     1362
(  8)N=   -4057.9 Mx=      16.7 My=     -30.1 Asyb=     1362 Asyb0=     1362
( 28)N=   -3309.3 Vx=    -121.1 Vy=     -46.1 Ts=     -0.5 Asvx=      261 Asvx0=       0
( 30)N=   -3309.3 Vx=     -46.1 Vy=    -121.1 Ts=      0.5 Asvy=      261 Asvy0=       0
**(组合号:29) 轴压比超限 Uc=0.93>Ucmax=0.85              《抗震规范》6.3.6
```

图 13 地梁层柱控制内力

Ncm	V-D	V-L	+X-W	-X-W	+Y-W	-Y-W	X-E	Y-E	Z-E	R-F	TEM	CRN
1	1.30	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2	1.00	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3	1.30	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4	1.30	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
5	1.30	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
6	1.30	--	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
7	1.30	1.50	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8	1.30	1.50	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--
9	1.30	1.50	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--
10	1.30	1.50	--	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--
11	1.30	1.05	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
12	1.30	1.05	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
13	1.30	1.05	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
14	1.30	1.05	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
15	1.00	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
16	1.00	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
17	1.00	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
18	1.00	--	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
19	1.00	1.50	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--	--
20	1.00	1.50	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--	--
21	1.00	1.50	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--	--
22	1.00	1.50	--	--	--	0.90	--	--	--	--	--	--
23	1.00	1.05	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--
24	1.00	1.05	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--
25	1.00	1.05	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--
26	1.00	1.05	--	--	--	1.50	--	--	--	--	--	--
27	1.30	0.65	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--	--
28	1.30	0.65	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--	--
29	1.30	0.65	--	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--
30	1.30	0.65	--	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--
31	1.00	0.50	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--	--
32	1.00	0.50	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--	--
33	1.00	0.50	--	--	--	--	--	1.40	--	--	--	--
34	1.00	0.50	--	--	--	--	--	-1.40	--	--	--	--

图 14 地梁层柱内力计算组合表

针对上述结果，对于柱下基础为独立基础，地梁实际是以框架柱为支座，故柱轴压比及配筋均应满足承载力及规范的构造要求；设计人员如果忽略地梁层柱子的轴压比及配筋是偏于不安全的，存在一定的安全隐患。而对柱子下面为桩基础的结构，地梁一般支撑在承台上，在设计中保证地梁层以上柱轴压比及配筋满足承载力及构造要求即可。

4 作者建议

1）现行规范和主流设计软件针对轴压比的概念基本都是停留在构件的抗震性能上，没有过

多的关注轴压比与柱承载力的关系。

2）轴压比在结构抗震性能上的体现，主要是影响构件的延性和耗能能力。对于普通混凝土结构，当构件轴压比较高时，在往复荷载作用下，构件的开裂荷载和屈服荷载明显会提高，但其后期变形能力和耗能能力会明显减弱且其后期强度、刚度退化的越严重。故控制轴压比尽可能使得框架柱的破坏形态为大偏心受压，使结构能够获得良好的塑性变形能力和抗倒塌能力。

3）框架柱作为重要的竖向构件一旦破坏将会导致整个结构的损坏甚至倒塌。但目前设计中，设计人员都是以软件输出轴压比作为依据，控制其值不超过现行规范容许值即可。而软件输出的轴压比基本都为地震作用组合下的轴压比，且 6、7 度区的框架柱的设计基本都是由轴压比控制；但通过上述模型对比不难发现当按有震组合下的轴压比接近限值时，其无地震组合下往往会出现轴压比大于 1.0 的情况，其受力状态基本为高轴压比下的小偏心受压，结构够承受水平荷载的能力会大大减小，笔者认为在设计中是不够不合理的，可能是偏于不安全的。

4）在现行规范没有明确无地震组合下轴压比限值的情况，笔者认为软件在输出地震作用组合下的轴压比的同时应该增加无地震作用组合下轴压比供设计人员参考，且当无震组合下轴压比大于 1.0 可以设置超限信息输出。

5）结构设计人员对地梁层柱轴压比及配筋应结合工程实际作出合理地判断，而不是一贯的删除地梁层柱子轴压比及配筋结果。

参 考 文 献

[1] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2010.
[2] JGJ 99-2015 高层民用建筑钢结构技术规程[S].北京：中国建筑工业出版社，2015.

高位存储料仓结构规则性设计概要

颜昆明 曹卿 肖启仁 李景福 陈良
中国建筑第五工程局有限公司 长沙 410000

[摘要] 本文结合抗震概念设计介绍高位存储料仓布置原则、楼层划分、计算假定、规则性判定、参数控制等方面信息，为将该类结构设计成一般不规则建筑打下基础，对后续类似项目的结构设计和施工图审查提供借鉴意义。
[关键词] 存储料仓；规则性；侧向刚度；受剪承载力

0 前言

十四五以来，国家正全力推进产业园建设，石化、冶金、建工等行业的存储料仓建设需求越来越多。然而，由于存储料仓的特殊功能需求，往往需要把存储料仓置于结构的上部，导致头重脚轻或者是上刚下柔，从而难以满足建筑形体规则性的相关要求。以往类似项目，为规避形体不规则性带来的审图风险，该类项目一般未走报规报建和审图流程，相当于违建建筑。近年来，随着建筑安全事故多发，相关职能部门对该类建筑的合规性持谨慎态度。因此，高位存储料仓这类建筑的程序合规性（即按正规流程报审报建、设计、施工图审查）将是未来的发展趋势。本文通过某钢结构高位存储料仓结构设计实例分析，介绍此类构筑物如何进行整体计算分析与规则性控制，为往后类似工程案例提供设计参考。

1 项目介绍

某项目存储料仓建筑高度 48.8m，共设置 30 个料仓，其中，4 个料仓置于 11.5m 平台上，每个重 120t，其余料仓均置于 23.8m 平台上，其中 7 个料仓单个重 140t，5 个料仓单个重 200t，14 个料仓单个重 18t，载重共 2712t。由此可见，料仓设备多且重，基本布置在结构的中上部，重心高。料仓立面布置图如图 1 所示，楼层信息表具体详表 1，11.5m、23.8m 为设备料仓层，39.0m 为操作平台层，其余均为检修平台。

楼层信息表　　表 1

自然层	层高（m）	楼（屋）面相对标高（m）	备注
1	6.0	5.5	基础顶标高按-0.50m 考虑
2	3.2	8.7	检修层
3	4.9	13.6	11.5m 为存储料仓支承层
4	3.9	17.5	检修层
5	2.83	20.33	检修层
6	3.47	23.8	存储料仓支承层
7	11.8	35.6	存储料仓顶面层
8	3.4	39.0	操作平台层
9	5.1	44.1	基层
10	4.7	48.8	屋面层，采用彩钢板

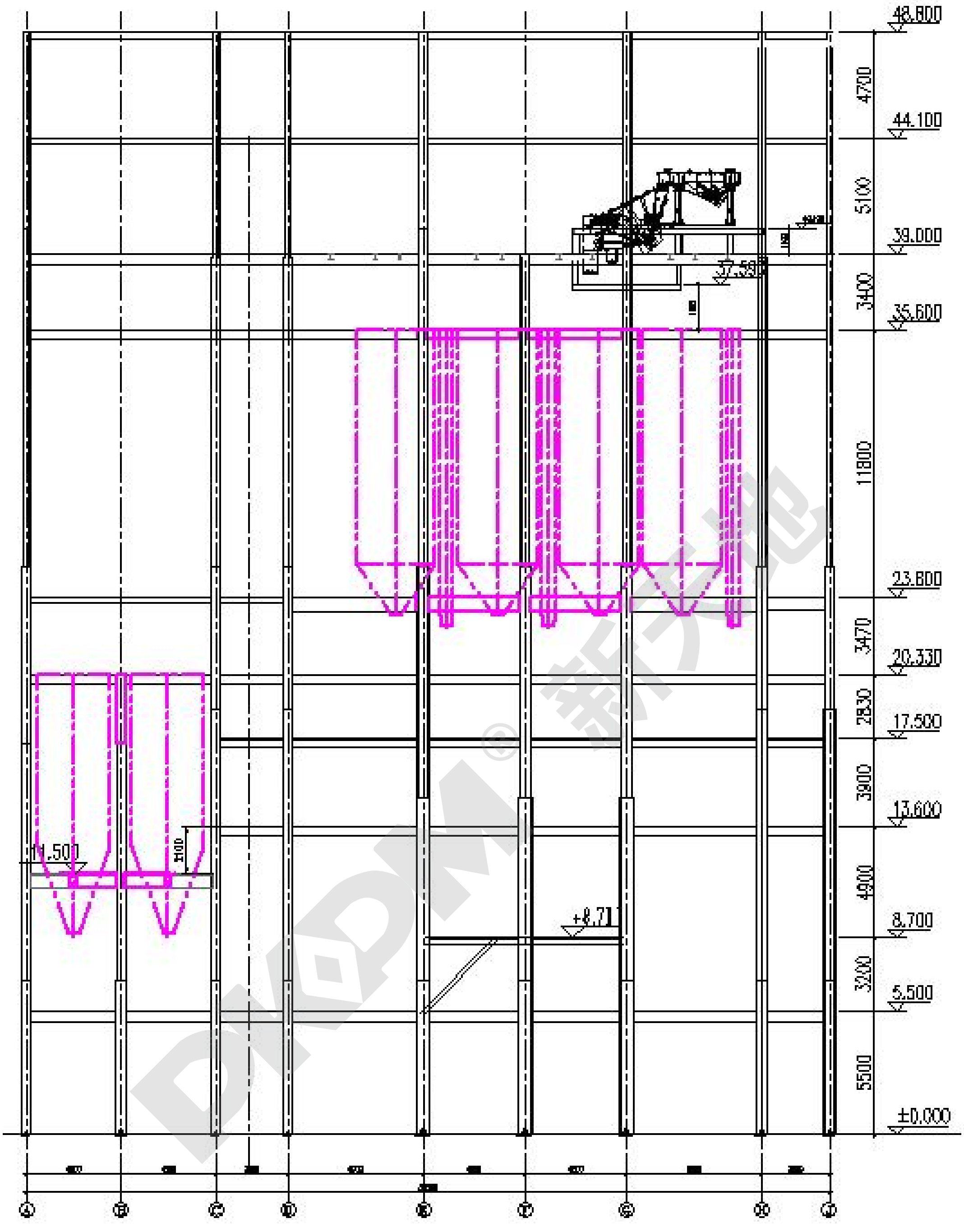


图 1 存储料仓立面布置图

2 初步计算结果

根据工艺图的楼层划分，经 PKPM 初步建模分析，楼层侧向刚度比值详表 2，第 1、3、5、8 自然层侧向刚度比值均小于 1.0，为薄弱层；楼层受剪承载力比值详表 3，第 1、3、5、8 自然层层间受剪承载力比值均小于 0.8，为薄弱层，即为侧向刚度不规则和楼层承载力突变。再加上扭转不规则和楼板局部不连续 2 项平面不规则指标，本单体共有 4 项不规则指标，为特别不规则建筑结构。无论是从技术可行性还是经济性而言，我们应当避免所设计的建筑为特别不规则或严重不规则，即建筑结构的不规则指标不能超过 2 项，不规则类型及不规则指标具表 4，本项目着重消除侧向刚度不规则和楼层承载力突变 2 项竖向不规则指标。

侧向刚度比值表 表 2

自然层	RJX3（kN/m）	RJY3（kN/m）	Ratx1	Raty1	Ratx2	Raty2
1	9.2624E+04	1.6956E+05	0.7583	0.8113	0.7583	0.8113
2	1.2406E+05	2.3829E+05	1.0736	1.2700	1.0736	1.2700
3	1.3250E+05	2.6805E+05	0.9394	1.3804	0.9394	1.3804
4	2.0150E+05	2.7740E+05	1.5622	1.5709	1.5622	1.5709
5	9.9323E+04	1.5163E+05	0.8262	0.8251	0.8262	0.8251
6	2.2032E+06	3.0888E+06	1.1538	1.5120	1.1538	1.5120
7	3.9043E+04	4.2393E+04	9.7956	17.7731	9.7956	17.7731
8	1.4813E+04	1.3044E+04	0.3932	0.5773	0.3932	0.5773
9	5.3815E+04	3.2277E+04	6.0186	6.5729	6.0186	6.5729
10	1.2773E+04	7.0151E+03	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

注：（1）Ratx1，Raty1 : X，Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度 70%的比值或上三层平均侧移刚度 80%的比值中之较小者。

（2）Ratx2，Raty2 : X，Y 方向考虑层高修正的侧向刚度比，按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 第 3.3.10-2 款计算。

（3）RJX3，RJY3：X，Y 方向地震剪力与地震层间位移的比值。

楼层受剪承载力比值表 表 3

自然层	X 向承载力（kN）	Y 向承载力（kN）	Ratio_Bu:X	Ratio_Bu:Y
1	0.4353E+04	0.5810E+04	0.48	0.44
2	0.9074E+04	0.1318E+05	0.98	1.00
3	0.9222E+04	0.1322E+05	0.66	0.68
4	0.1401E+05	0.1936E+05	1.77	1.78
5	0.7901E+04	0.1088E+05	0.69	0.69
6	0.1146E+05	0.1584E+05	1.42	1.38
7	0.8075E+04	0.1152E+05	2.25	1.69
8	0.3589E+04	0.6795E+04	0.31	0.44
9	0.1151E+05	0.1539E+05	1.69	1.77
10	0.6820E+04	0.8695E+04	1.00	1.00

注：Ratio_Bu: 表示本层与上一层的承载力之比

不规则类型及判别表 表 4

	不规则类型	定义和参考指标	参数控制
平面不规则	扭转不规则	在具有偶然偏心的规定水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移（或层间位移）的最大值与平均值的比值大于 1.2	对一般建筑结构，位移比较难控制在 1.2 以内，或者经济成本较高，算一项不规则
	凹凸不规则	平面凹进的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%	无
	楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或者开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层	存在楼层错层及开洞面积超过 30%的楼层，算一项不规则
竖向不规则	侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%，除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%	由于各层层高、地震剪力相差较大，侧向刚度较难控制，但可通过加适量的支撑消除该条不规则
	竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递	无
	楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%	取决于柱截面和支撑的数量和规格，该条应设法消除。

3 规则性调整

3.1 平面处理

楼面采用加劲肋花纹钢板，结构整体计算时，考虑花纹钢板提供一定的平面内刚度，按层模拟。当局部开大洞时，在适当位置布置楼面或屋面水平支撑，以保证结构的整体性和楼面计算假定与实际相符。

3.2 楼层归并

由图 1 所示，根据工艺布置要求，该存储料仓存在局部夹层和错层，结构整体计算时，忽略夹层楼面刚度对结构变形的影响，对于错层部位，将错层结构就近与主楼层合并为一层模拟，并适当加强错层部位的构造措施，以保证错层结构与合层模拟的主楼层能协调变形。具体处理如下：8.7m 仅局部有检修平台，计算按夹层模拟。左侧 2 跨在 11.5m 为存储料仓层，存在错层，与 13.6m 层合并为一层模拟。左侧 2 跨在 16.0m 存在错层，与 17.5m 层合并为一层模拟。35.6m 为存储料仓顶面，该层楼面较少，按夹层模拟。PKPM 模型如图 2 所示。

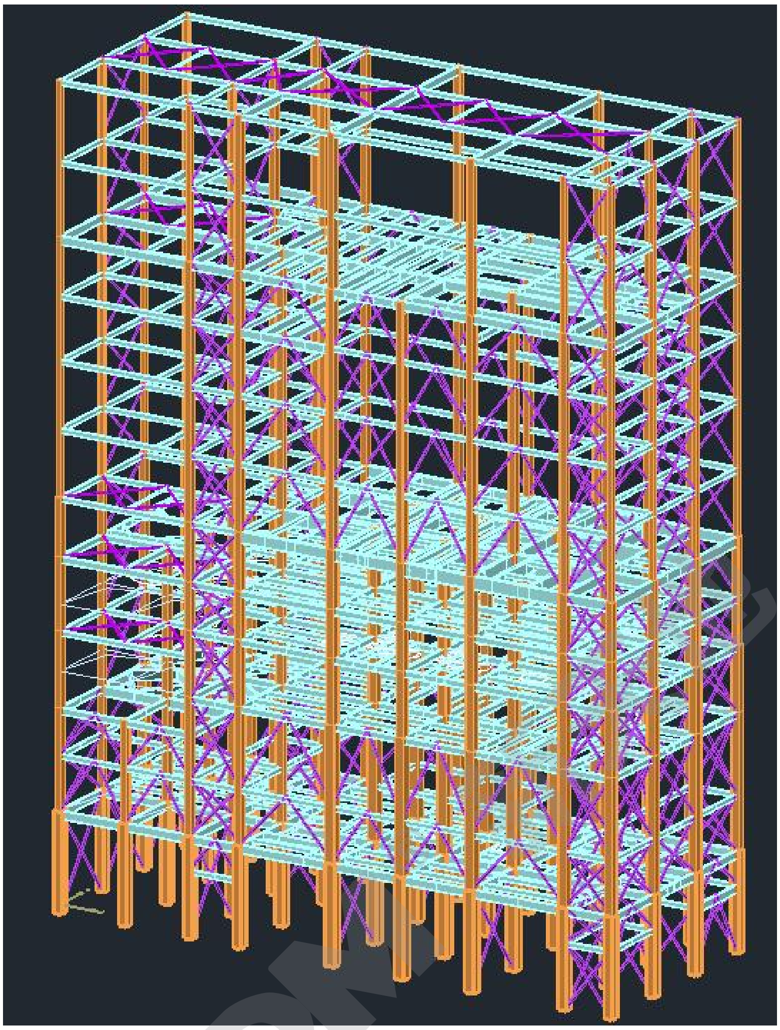


图 2 PKPM 模型轴测图

3.3 侧向刚度不规则控制

我们从表 1 可知，第 6 自然层（即 23.8~39.0m 标高段范围）为存储料仓层，层高 15.2m，该层荷载大，荷载重心高，为保证该层侧向刚度和承载力，在存储料仓外围设置一圈桁架，分别在 27.8、31.8、35.6m 标高处各设置一道系杆。第 2 自然层，层高 8.1m，容易在该层形成薄弱层，在结构外围设置一圈桁架，在 8.8m 标高处设置一道系杆，以提高第 2 自然层的侧向刚度和承载力。其他各层通过调整支撑规格、柱截面尺寸等手段来调增侧向刚度，但应注意竖向支撑的对称性和连续性。各层侧向刚度的比值详见表 5，各层侧向刚度比和考虑层高修正的侧向刚度比的最小值均为 1.0，为第 7 层，均满足规范要求。

侧向刚度比值表　　表 5

自然层	RJX3（kN/m）	RJY3（kN/m）	Ratx1	Raty1	Ratx2	Raty2
1	9.6941E+05	1.4884E+06	2.2051	2.8142	1.0078	1.3296
2	4.7503E+05	5.5280E+05	1.0076	1.0087	1.7389	1.5744
3	5.1579E+05	6.6296E+05	1.1202	1.2339	1.2007	1.3225
4	6.5778E+05	7.6757E+05	1.5809	1.7556	1.0028	1.1136

5	5.9439E+05	6.2458E+05	6.7547	9.7292	1.1993	1.7275
6	1.2571E+05	9.1709E+04	4.5997	3.0905	4.8892	3.2850
7	3.9043E+04	4.2393E+04	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

3.4 楼层承载力突变控制

楼层受剪承载力取决于柱截面和支撑的数量和规格，主要通过调整支撑的规格（直径、壁厚）来调整楼层受剪承载力，第 1 自然层由于部分位置因通行或者通车要求而不能设置支撑，采用灌芯的方式来提高楼层的受剪承载力和传递水平荷载。各层楼层受剪承载力的比值详见表 6，X 方向最小楼层抗剪承载力之比为 0.80，为第 3 自然层，Y 方向最小楼层抗剪承载力之比为 0.81，为第 1 自然层，均满足规范要求。

楼层受剪承载力比值表 表 6

自然层	X 向承载力（kN）	Y 向承载力（kN）	Ratio_Bu:X	Ratio_Bu:Y
1	0.5743E+05	0.4920E+05	0.88	0.81
2	0.6505E+05	0.6060E+05	2.05	2.19
3	0.3173E+05	0.2770E+05	0.80	0.90
4	0.3968E+05	0.3081E+05	1.47	1.24
5	0.2704E+05	0.2485E+05	0.81	0.92
6	0.3327E+05	0.2712E+05	2.76	2.26
7	0.1204E+05	0.1201E+05	1.00	1.00

4 结论

通过对高位存储料仓建筑结构的布置原则、楼层划分、计算假定、规则性判定、参数控制等方面进行分析，我们可以将特别不规则或严重不规则调整为一般不规则结构，即规避了超限，又满足了规范要求，同时还能降低建设成本。本文设置跨层桁架、调整支撑刚度、对底层钢柱灌芯等措施经验可作为此类建构筑物结构设计时作为调整结构规则性的参考。

参 考 文 献

[1] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2010.

[2] JGJ 99-2015 高层民用建筑钢结构技术规程[S].北京：中国建筑工业出版社，2015.

[3]GB50017-2017,钢结构设计标准[S].北京：中国建筑工业出版社，2018

哈芬槽预埋件在金属幕墙夹芯板系统中的应用

彭志丰
多维联合集团有限公司 北京 100070

[摘要] 金属幕墙夹芯板系统凭借其优异的保温、美观、防火、节能等性能，在工业与民用建筑中得到了广泛地应用。但金属幕墙夹芯板系统对主体结构与墙面骨架安装的精度要求甚高，因此要实现金属幕墙夹芯板的优异性能，其与主体结构连接成为关键所在。鉴于哈芬槽预埋件能够克服传统预埋件安装不便捷、人工成本高、误差大等缺点，我公司率先将哈芬槽预埋件应用到金属幕墙夹芯板系统中。结合西安三星工程对哈芬槽预埋件的构成、埋置方式、破坏方式进行详细的介绍，指出忽视哈芬槽预埋件中槽钢卷边破坏模式可能导致工程不安全，并给出防止槽钢卷边破坏的实用计算方法。

[关键词]哈芬槽预埋件；金属幕墙夹芯板系统；卷边破坏

0 引言

因金属幕墙夹芯板系统克服了铝幕墙承载力低的缺点，同时具有铝幕墙的宏观大气，并克服了玻璃幕墙光污染的缺点，所以金属幕墙夹芯板系统在工业与民用建筑中得到了广泛地应用。但金属幕墙夹芯板系统对主体结构与墙面骨架的安装精度要求甚高，因此要实现金属幕墙夹芯板系统的优良性能，其与主体结构的连接成为关键。特别是混凝土结构的外围护系统采用金属幕墙夹芯板系统时，其与混凝土结构的连接是一个难点。

传统工艺是在混凝土结构中预先埋设钢板预埋件，然后通过现场焊接连接件方式固定金属幕墙夹芯板系统的骨架。预埋件较长的锚筋容易与主体结构钢筋碰撞，导致不易进行安装；混凝土浇筑与振捣容易造成预埋件偏位，导致连接件上螺栓孔失效；传统预埋件只能在一维或二维调节误差，达不到金属幕墙夹芯板系统安装精度要求，造成墙面不平整；连接件与埋件焊接方式破坏了防腐锌层，容易产生锈蚀，需要后期涂刷防腐涂料，焊接和涂刷工序需要大量的人工，而且构件的镀锌层降低了焊接质量，容易造成安全隐患。哈芬槽预埋件能够克服传统预埋件的上述缺点，而且试验研究和有限元分析[1-6]表明哈芬槽预埋件具有优良的抗拉、抗震等性能，本文将结合工程实践（图 1）对哈芬槽预埋件的构成、埋置方式、破坏方式进行全面详细介绍，指出忽视哈芬槽预埋件中槽钢卷边破坏模式可能导致工程不安全，并给出防止槽钢卷边破坏的实用计算方法。

图 1 西安三星金属幕墙夹芯板工程

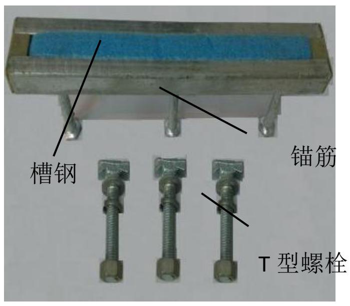


图 2 哈芬槽预埋件构造

1 工程简介

西安三星电子项目是西安市重点工程，位于西安市高新区。主体结构为钢混结构，墙面围护体系采用 75mm 厚新型岩棉四面企口金属幕墙夹芯板系统，此板型具有安装快捷、保温性能优良、插口密实等特点，最重要是该板型设计新颖，整体效果美观大气。

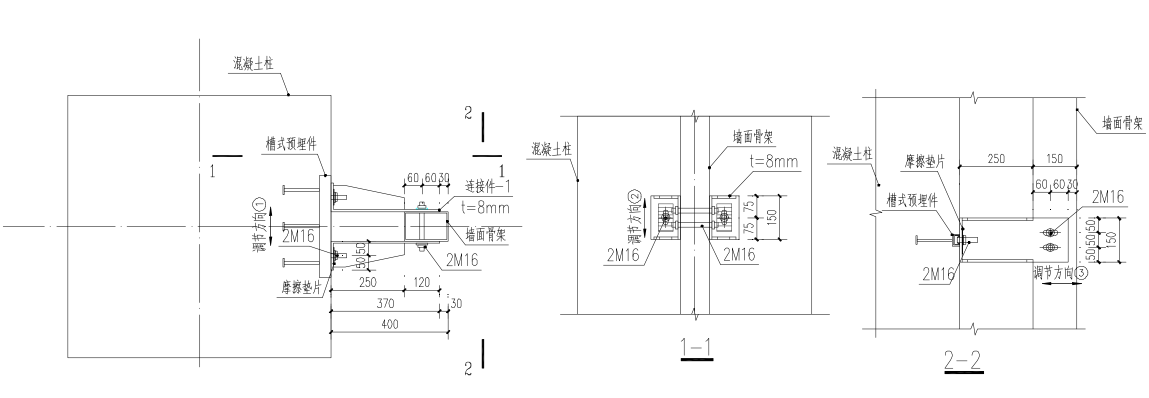
2 哈芬槽预埋件的构成

哈芬槽预埋件又称槽式预埋件，由槽钢、锚筋、T 型螺栓组成，哈芬槽预埋件构造详见图 2。槽钢与锚筋材质均为 Q235B；槽钢与锚筋通过焊接或铆接形式连接；T 型螺栓为 8.8 级高强螺栓，常用规格为 M16 和 M20 ，T 型螺栓与槽钢通过螺栓连接。哈芬槽预埋件带有镀锌层，具有良好防腐能力；哈芬槽预埋件构造简单、体积小，便于工厂标准化生产与现场安装。最重要的是，哈芬槽预埋件和檩条连接件在工厂制作，实现了西安三星金属幕墙夹芯板系统施工现场无焊接连接的理念。

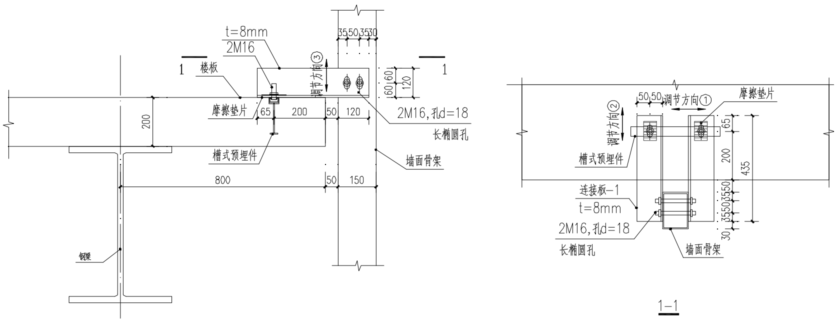
3 哈芬槽预埋件的埋置形式

哈芬槽预埋件的埋设方式分为：混凝土柱侧放和楼板平放。混凝土柱侧放方式能够实现槽钢长度方向、竖向高度方向、骨架侧面水平方向的三维安装调接功能，具有消除一定施工误差影响的能力，施工方便，同时哈芬槽埋件体积小，不会与主体结构钢筋碰撞，便于其在混凝土柱中安装定位。混凝土楼板平放方式能够实现槽钢长度方向、垂直槽钢长度方向、骨架侧面竖向方向的三维安装调接功能，减小施工误差影响，施工方便。埋设方式与哈芬槽节点见图 3。在连接件上布置 50mm 的长圆孔，以减小施工误差对骨架螺栓安装的影响，连接件的垂直受力方向设置 1-2mm 刻痕以增加 T 型螺栓摩擦面的摩擦系数，提高了预埋件节点的受力性能。连接件和金属幕墙檩条在工厂焊接完毕后再采用热镀锌工艺，金属幕墙夹芯板系统现场无焊接处理，所以金属幕墙夹芯板骨架系统焊接质量和防腐能力得到充足的保障。

(a) 哈芬槽预埋件侧放　　(b) 哈芬槽预埋件平放



(c)哈芬槽预埋件混凝土柱侧面放置



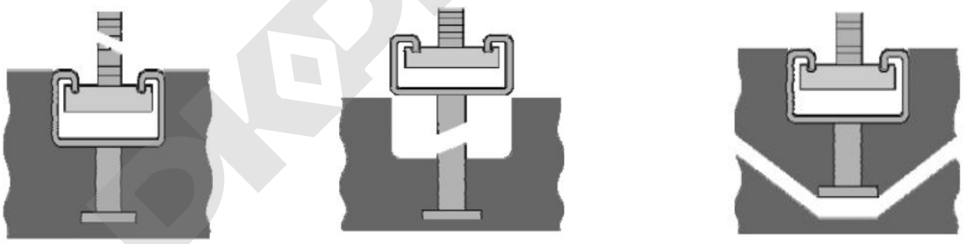
(d) 哈芬槽预埋件混凝土楼面平放节点

图 3 哈芬槽预埋件埋设方式与节点图

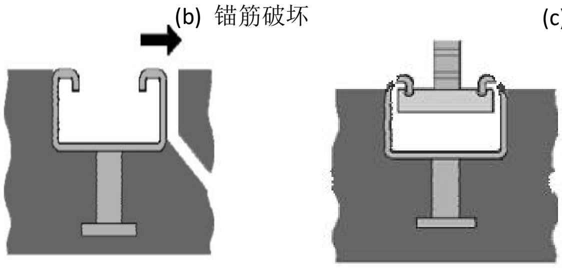
4 哈芬槽预埋件节点的破坏模式与计算

4.1 哈芬槽预埋件节点的破坏模式

哈芬槽预埋件节点的破坏通常为 T 螺栓的拉断、剪断及拉剪破坏，锚筋的拉断、剪断及拉剪破坏，混凝土锥体受拉破坏、受剪破坏及拉剪破坏，混凝土劈裂破坏和剪撬破坏[2],哈芬槽节点破坏模式详见下图 4（a）-（d）。徐淑美等[2,7]指出槽式预埋件抗拉试验中槽钢变形过大将会导致 T 型螺栓与槽钢连接面的拉脱破坏，郑圆圆[1]在哈芬预埋槽钢抗震试验中指出在拉拔作用下 T 形螺栓将槽钢卷边咬出缺口，T 形螺栓从缺口被拔出。此破坏属于槽钢卷边的剪压复合破坏，而不是单纯的槽钢卷口的剪切破坏、受压破坏，而文献[8,9]不考虑该破坏模式可能会造成金属幕墙夹芯板系统节点不安全，所以建议在哈芬槽预埋件节点设计时考虑槽钢卷边的剪压复合破坏。槽钢卷边破坏模式见图 4（e）。



(a) T 型螺栓破坏　(b) 锚筋破坏　(c) 混凝土锥体受拉破坏



(d) 混凝土边缘受剪破　(e) 槽钢卷边破坏

图 4　哈芬槽预埋件节点破坏模式

4.2 哈芬槽预埋件节点的计算

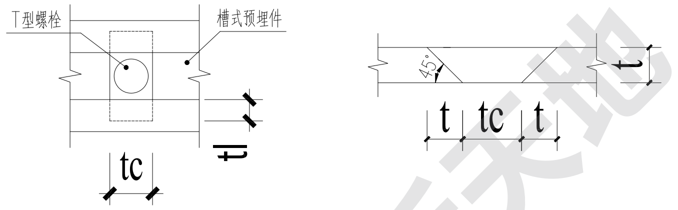
根据上述哈芬槽预埋件的破坏模式，给出哈芬槽预埋件的计算方法。一般通过预埋件的最小混凝土边距和保护层厚度等构造措施防止混凝土的劈裂破坏和剪撬破坏[8]。通过文献[8]的计算可

防止 T 型螺栓的拉断、剪断及拉剪破坏，锚筋的拉断、剪断及拉剪破坏，混凝土锥体受拉破坏、受剪破坏及拉剪破坏。本文将重点介绍通过计算防止槽钢的剪压复合破坏发生，由于槽钢的剪压复合破坏计算比较复杂，本文先考虑槽钢卷边的剪切破坏计算、受压破坏计算，最后考虑剪压复合破坏计算。

4.2.1 槽钢卷边的剪切破坏

哈芬槽预埋件在受拉时，槽型钢卷边有可能发生剪切破坏。忽视槽钢的剪切破坏，可能造成节点的不安全[1]。虽然每个 T 型螺栓与槽钢有两个受剪接触面易发生剪切破坏，但考虑到受力、材质的不均匀，施工误差等因素，偏安全地认为每个 T 型螺栓每头与槽钢只有一个受剪接触面。假定 T 型螺栓传递给槽钢的剪力沿 T 型螺栓宽度边缘以 45 度的角在槽钢卷边扩散，则剪切面长度为 $t_c + 2t$，如图 5 所示。故可以通过下式防止槽钢卷口的剪切破坏。

$\mathrm{V{=}t\times\left(t_c+2t\right)\times f_v\times n\geq V_c}$（1），式中：t:槽型钢卡槽处的厚度；tc:T 型螺栓 T 字头宽度；fv:槽型钢的抗剪设计值；n:T 型螺栓的个数；Vc:槽型钢所受的剪力设计值。



(a) T 型螺与槽钢卡槽示意图　　(b) 剪切面长度

图 5 哈芬槽预埋件卷边参数示意图

4.2.2 槽钢卷边的受压破坏

槽钢卷边的受压破坏通常是伴随剪切破坏发生，受压破坏将加大剪切破坏程度。因槽钢卡槽在平行于 T 型螺栓螺杆方向槽钢的厚度较小，所以需要验算其抗压承载力。虽然每个 T 型螺栓与槽钢有两个受压接触面发生受压破坏，但考虑到受力、材质的不均匀，施工误差等因素，偏安全地认为每个 T 型螺栓与槽钢只有一个受压接触面，故可以通过下式防止槽钢卷边的受压破坏。

$\mathrm{tc\times t_1\times f\times n\geq Nc}$（2），式中：$t_1$:槽型预埋件卷边的长度；tc:T 型螺栓 T 字头宽度；f:槽型钢的抗压设计值；n:T 型螺栓的个数；Nc:槽型钢所受的压力设计值。

4.2.3 槽钢卷边的剪压破坏

因为单纯的考虑槽钢卷边的剪切破坏和受压破坏与工程实际具有一定差距，所以考虑槽钢的卷边的剪压是比较合理的。可以通过下式防止槽钢卷边的剪压破坏。

若 $(\beta_{va})^{\alpha} + (\beta_{na})^{\alpha} \leq 1.0$（3），则槽钢剪压复合强度满足要求。式中：$\beta_{na}$：拉力作用设计值和材料抗拉强度设计值的比值；$\beta_{va}$：剪力作用设计值和材料抗剪强度设计值的比值；$\alpha$：指数，当钢材破坏模式控制时取 2.0，其它破坏模式控制时取 1.5。

5　哈芬槽预埋件柱侧放节点计算实例

金属幕墙系统自重由竖向通直骨架全部承担，并传至基础，哈芬槽预埋件仅需承担受荷区域的风压，不承担金属幕墙系统中夹芯板自重，所以混凝土楼板平放哈芬槽预埋件不会发生槽口卷边破坏，不需要验算槽口卷边承载力；而混凝土柱侧放哈芬槽预埋件可能会发生槽口卷边破坏，需要验算槽口卷边承载力。

以西安三星金属幕墙夹芯板系统为例，给出哈芬槽 HTA52/34-350（见图 6）柱侧放节点的槽钢卷边计算过程。节点高度 20m，基本风压 $\mathrm{w_o}$ 为 0.35KN/m²，风压高度变化系数 μ_z 为 1.23，

体型系数 μ_s 为-1.4，场地粗糙类别：B，阵风系数 β_{gz} 为 1.63，竖向间距 S 为 3.9m，水平方向间距 L 为 2.0m，槽钢材质 Q235，槽钢厚度 t 为 4mm，槽钢卷边长度 t_l 为 15mm，槽钢长度 350mm，槽钢宽度 52mm，槽钢厚度 34mm，有效锚固长度 150mm，T 型螺栓为 8.8 级，T 型螺栓直径 16mm，T 头宽度 t_c 为 20mm。在此仅给出槽钢卷边受剪破坏、平行于 T 型螺栓螺杆方向槽钢卷边的受压破坏、剪压复合破坏的验算。

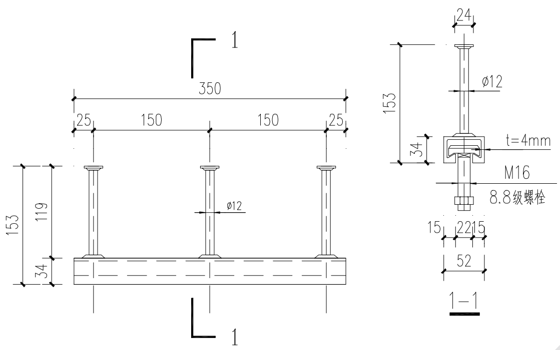


图 6　HTA52/34-350

风作用：

$$\mathrm{Fx}=1.4\mu_z\times\mu_s\times\beta_{gz}\times w_o\times S\times L=1.4\times1.23\times1.4\times1.63\times0.35\times3.9\times2.0=10.73KN$$

$$V=\mathrm{t}\times\left(\mathrm{t_c}+2\mathrm{t}\right)\times\mathrm{f_v}\times\mathrm{n}=4\times(20+2\times4)\times120\times2=26.88\mathrm{KN}\geq\mathrm{V_c}=\mathrm{Fx}=10.73KN,$$

所以槽钢的抗剪承载力满足要求。

$$\mathrm{N}=\mathrm{t_c}\times\mathrm{t_l}\times\mathrm{f}\times\mathrm{n}=20\times15\times205\times2=123KN\geq\mathrm{Nc}=\mathrm{Fx}=10.73KN,$$

所以槽钢抗压承载力满足要求。

$$\beta_{va}=\mathrm{V_c}/V=10.73/26.88=0.3992,\quad \beta_{na}=\mathrm{N_c}/N=10.73/123=0.0872$$

$(\beta_{va})^{\alpha}+(\beta_{na})^{\alpha}=(0.3992)^{2.0}+(0.0872)^{2.0}=0.1670<1$，所以槽钢剪压复合承载力满足要求。

从以上数据可知柱侧放哈芬槽槽钢卷边具有良好的抗剪承载力、抗压承载力及剪压复合承载力，其本质原因是型钢混凝土结构的层高和金属幕墙夹芯板系统中夹芯板限制了骨架的跨度和间距，使哈芬槽槽钢卷边具有良好的承载力。

6　结论

金属幕墙夹芯板系统中的哈芬槽预埋件既可侧放于混凝土柱，又可平放于混凝土楼板。哈芬槽预埋件节点能够实现三维螺栓调节，减少混凝土施工误差影响，便于施工。楼板平放哈芬槽预埋件不会发生槽口卷边破坏，不需要验算槽口卷边承载力；而混凝土柱侧放哈芬槽预埋件可能会发生槽口卷边破坏，需要验算槽边卷边的抗剪、抗压及剪压复合承载力。在西安三星一期工程中，率先将哈芬槽预埋件引用到金属幕墙夹芯板系统，积极推动了我国金属幕墙夹芯板系统的发展，为工程实际提供了借鉴和参考。

参 考 文 献

[1] 郑圆圆，刘祖华，袁苗苗．哈芬预埋槽钢抗震试验研究[J]．结构工程师，2013，29（5）：132-138.

[2] 徐淑美，周德源，毕大勇．预埋式槽型锚轨抗拔性能的试验研究[J]．结构工程师，2010（05）：111-116.

[3] 毕大勇．德国哈芬锚轨拉拔锚固性能的试验研究[D]．上海：同济大学，2009.

[4] 马臣杰，钟玉柏，许璇．幕墙预埋件承载力非线性有限元分析[J]．建筑结构 ，2011（2）：94-96．
[5] 郑圆圆，刘祖华，袁苗苗．PEC 锚固槽钢拉拔试验研究[J]．佳木斯大学学报（自然科学版），2013，31（1）：25-30．
[6] 付佩，许笛，刘祖华，等．基于 ABAQUS 锚固槽钢拉拔性能试验研究及有限元分析[J]．结构工程师，2015，31（1）：112-117．
[7] 杨三．某预埋槽钢拉拔性能试验及有限元分析[J]．佳木斯大学学报（自然科学版），2014（6）：834-838,84．
[8] DGJ08-56-2012．上海市建筑幕墙工程技术规程[S], 2012．
[9] MALLÉE R, FUCHS W, ELIGEHAUSEN R. Design of fastenings for use in concrete - the CEN/TS 1992-4 provisions[M]. [S.l.]: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2013.

结构底部嵌固层侧向刚度比控制浅析

张旭光

中国建筑科学研究院有限公司 北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 抗震设计时，建筑结构相邻楼层的侧向刚度比计算，是判定结构竖向规则性的重要指标。针对不同结构类型和结构计算模型情况，刚度比计算公式的选取，刚度比限值的合理选用，都会对薄弱层的判断结果有所影响，因此应正确应用规范公式和刚度比限值。特别是结构底部嵌固层刚度比的计算常常令人迷惑，本文就设计中经常用到的计算模型情况进行了归纳总结，以供设计师参考。

[关键词] 结构底部嵌固层；刚度比；嵌固端；地下室顶板；完全嵌固；计算模型

1 结构底部嵌固层刚度比的计算假定

抗震设计时，建筑结构相邻楼层的侧向刚度比计算，是判定结构竖向规则性的重要指标。对于框架结构、带剪力墙结构（包括框架-剪力墙、板柱-剪力墙、剪力墙结构、框架-核心筒、筒中筒结构），其楼层侧向刚度比计算公式和刚度比限值有所不同。

《高规》3.5.2-2：对框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比γ_2可按式（3.5.2-2）计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.9；当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时，该比值不宜小于 1.1；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于 1.5。

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \frac{h_i}{h_{i+1}} \qquad (3.5.2\text{-}2)$$

图 1 γ_2——考虑层高修正的楼层侧向刚度比

对于《高规》3.5.2-2 中的带剪力墙结构，结构底部嵌固层刚度比限值取 1.5 是有前提假定的，这个假定就是计算模型的设计嵌固端处为力学完全嵌固（节点水平位移、竖向位移和转角均为 0）。设计嵌固端为强烈地震作用下预期出现塑性铰的部位，通过对嵌固部位按规范规定进行刚度和承载力的调整，并加强抗震构造措施，迫使塑性铰在预期部位出现。SATWE 总参数中的【嵌固端所在层号】指的是设计嵌固端，而非力学嵌固端。设计嵌固端、嵌固部位、嵌固层，如图 2 示意如下：

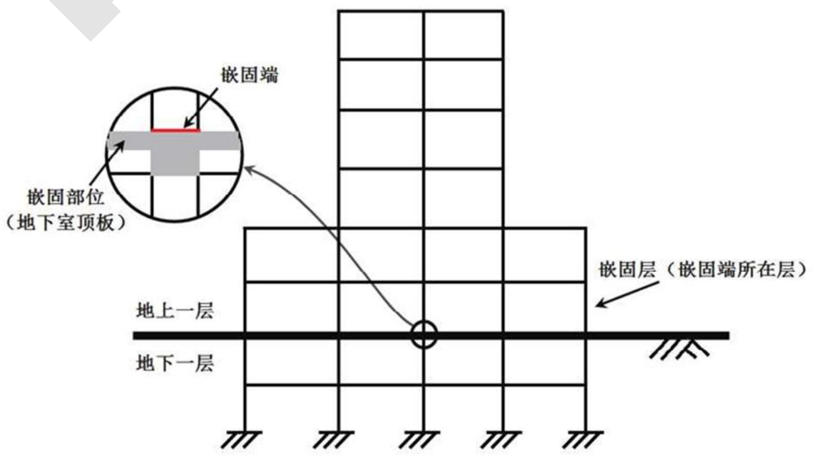


图 2 设计嵌固端、嵌固部位、嵌固层示意图

2 结构底部嵌固层刚度比的计算模型

在工程设计时，是否可以采用刚度比限值 1.5，需要结合计算模型的具体情况来确定。

依据有无地下室及嵌固端位置的不同，设计中可能遇到的计算模型情况，以及相应的刚度比限值如何取值，总结归纳如下：

1.1 当结构无地下室，且认为在基础顶嵌固

SATWE 参数【嵌固端所在层号】指定为 1,代表结构的设计嵌固端在基础顶，嵌固层为结构最底层，力学嵌固端也在基础顶，此时需满足结构最底层与其上一层的侧向刚度比 $\gamma_2 \geq 1.5$。此种情况下，SATWE 程序可以自动给出正确的刚度比限值 Rat2_min。楼层侧向刚度比不满足限值要求时，SATWE 计算书中文字带星号并且红色显示，如图 3 所示。

表1 楼层刚度及刚度比

层号	RJX(kN/m)	RJY(kN/m)	Ratx1	Raty1	Ratx2	Raty2	Rat2_min
3	2.53e+7	4.45e+7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.09e+6	1.64e+6	*0.12*	*0.05*	*0.08*	*0.04*	0.90
1	2.97e+6	2.11e+6	2.04	1.84	*1.43*	*1.29*	1.50

图 3 楼层刚度比超限示意

1.2 当结构有地下室，且认为在地下室顶板嵌固

嵌固层刚度比按 0.9、1.1 还是 1.5 来判断薄弱层，需要区分不同的模型情况：

（1）当为带地下室的结构模型时

SATWE 参数【嵌固端所在层号】指定为（地下室层数+1），用户指定的设计嵌固端处实际为弹性嵌固，并不是力学完全嵌固，嵌固层为地上 1 层，此时需满足地上 1 层和地上 2 层的刚度比 $\gamma_2 \geq 0.9$；若地上 1 层层高大于地上 2 层层高的 1.5 倍，则要满足 $\gamma_2 \geq 1.1$。此种情况下，SATWE 程序可以自动给出正确的刚度比限值 Rat2_min。特别注意，此种情况下嵌固层（地上 1 层）的楼层侧向刚度比 γ_2 若按 1.5 控制，是不合理的。

（2）当仅取不带地下室的上部结构模型计算时

SATWE 参数【嵌固端所在层号】指定为 1，嵌固层为地上 1 层，设计嵌固端处实际为完全嵌固，符合结构底部嵌固层刚度比的计算假定，此时嵌固层按 1.5 控制刚度比，即要满足地上 1 层和地上 2 层的刚度比 $\gamma_2 \geq 1.5$。此种情况下，SATWE 程序自动给出正确的刚度比限值 Rat2_min。

实际工程设计时，用户可根据当地审图要求按（1）模型或（2）模型计算刚度比，必要时两个模型计算的刚度比都要满足要求。

1.3 当结构有地下室，且认为在基础顶嵌固

SATWE 参数【嵌固端所在层号】指定为 1，设计嵌固端和力学嵌固端都位于基础顶，结构底部完全嵌固，嵌固层为地下室最底层，此时需满足地下室最底层与其上一层的刚度比 $\gamma_2 \geq 1.5$。此种情况下，SATWE 程序自动给出正确的刚度比限值 Rat2_min。

3 地下室顶板是否可以作为嵌固端的判定

用户指定地下室顶板为设计嵌固端时，地下室顶板是否满足规范的嵌固要求，需要用户自行判断分析后确定。由《高规》5.3.7 及其条文说明可知，地下 1 层与地上 1 层的等效剪切刚度比 $\gamma e_1 \geq 2$ 是设计嵌固端要满足的必要条件之一，设计嵌固端还需满足的其他要求见《高规》12.2.1 及《抗规》6.1.14。地下室顶板采用无梁楼盖、或楼板大开洞情况下地下室顶板

不可以作为设计嵌固端。总的来说，地下室顶板作为设计嵌固端要满足规范规定的刚度、构造、承载力三方面的要求，方可在设计中采用。

4 小结

首先用户需要根据规范要求判定实际的设计嵌固端位置，而后在 SATWE 参数中指定相应的嵌固端所在层号，SATWE 可以自动根据结构体系、嵌固端位置正确给出嵌固层及其他楼层的刚度比限值，当楼层刚度比超限时红色显示，方便用户进行结构底部嵌固层及其他楼层的薄弱层判断。

参 考 文 献

[1] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]北京：中国建筑工业出版社,2016

[2] JGJ3-2010 高层建筑混凝土结构设计规程[S]北京：中国建筑工业出版社,2010

[3] 朱炳寅.高层建筑混凝土结构设计规程应用与分析[S]北京：中国建筑工业出版社,2017

[4] 沈耀军，肖丽.结构嵌固层的判定与设计控制[J].PKPM 新天地，2014 特刊

结构模型中短墙用柱模拟和墙模拟结果对比

冯发阳

中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 在剪力墙结构设计过程中，常常遇到长度较短的短墙，这种短墙目前有两种模拟方式，一种是按照墙建模，一种是按照柱建模，本文针对这两种模拟方式的结果进行对比，以发现二者的差异。

[关键词] 剪力墙；二道防线调整；内力；配筋；

1 问题的提出

某剪力墙结构，如图位置有长度是 400mm 的短墙，当采用柱模拟短墙的时候，以第 6 层为例，相连梁梁端配筋差异大，柱模拟的梁端有超筋，这是什么原因？补充描述：柱子通高截面为 500*400，短墙厚 300mm（长 200mm）。

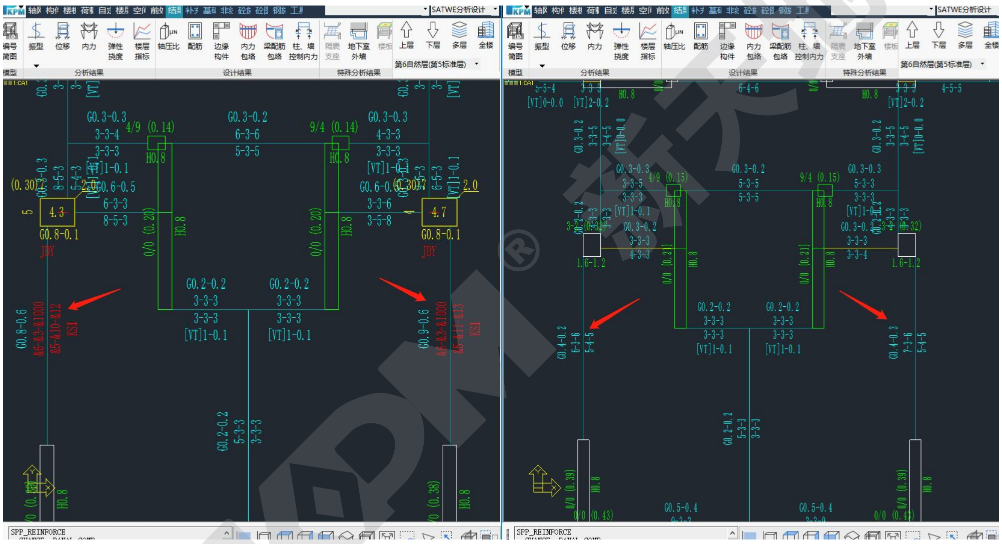


图 1 柱与短墙模拟对比超筋位置

在其他条件均一致的前提下，程序中对于一字型短墙默认为短肢墙，按柱进行配筋设计，对比两模型相同位置的梁，构件信息，以 6 层图示位置梁为例，构件信息对比如下：

1.

图 2 构件信息对比图

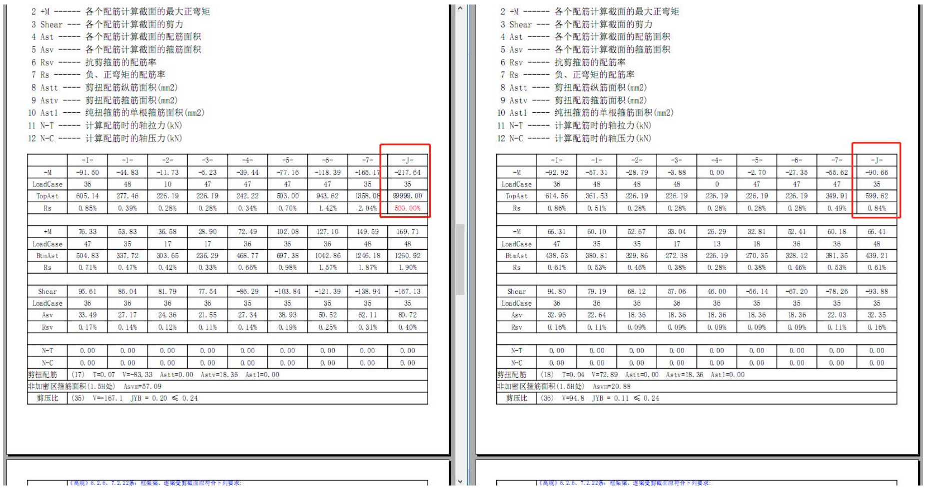


图 3 配筋对比图（图左是柱模拟）

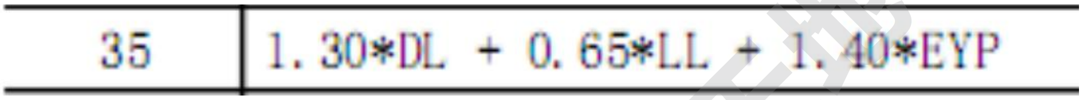


图 4 配筋控制工况组合

可以看到，首先梁在计算模型的长度上有差别，由于柱的尺寸比短墙墙厚（墙长）大，所以柱模拟时梁的长度稍短些，超筋位置位于端部即与框架柱相连的一端，同一组合号，但是内力确是差距很大，仔细对比构件信息发现，柱模拟模型中，如图 5，柱的二道防线调整系数为 2，墙的虽然是按照柱的形式配筋设计，但仍属于剪力墙构件，不在二道防线的调整范围。

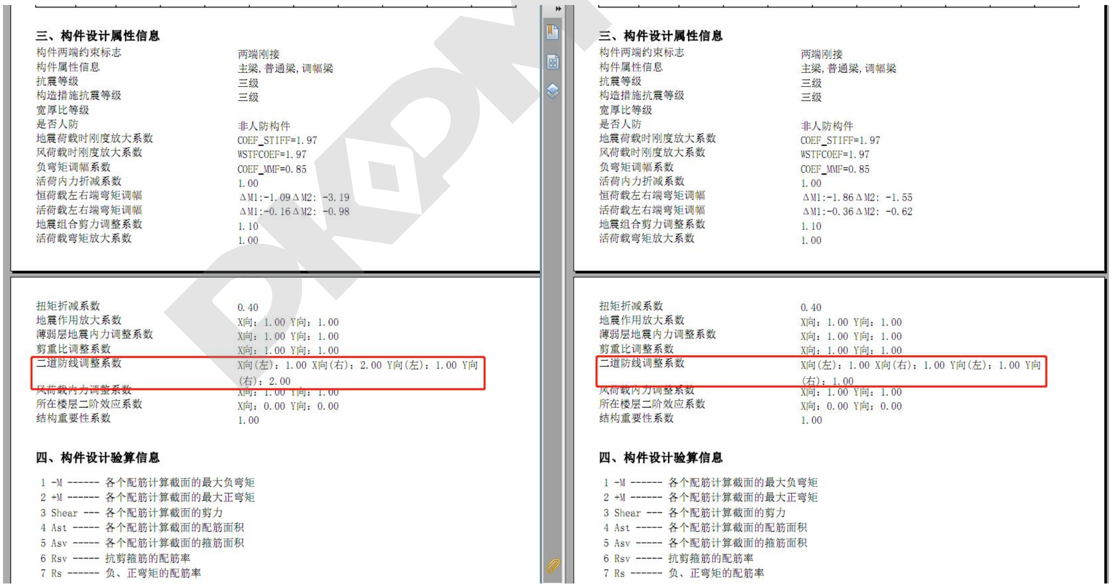


图 5 构件信息调整信息对比（图左是柱模拟）

2 二道防线介绍

《抗规》6.2.13-1、《高规》8.1.4 提出了二道防线的概念："侧向刚度沿竖向分布基本均匀的框架-抗震墙结构和框架-核心筒结构，任一层框架部分承担的剪力值，不应小于结构底部总地震剪力的 20%和按框架-抗震墙结构、框架-核心筒结构计算的框架部分各楼层地震剪力中最大值 1.5 倍二者的较小值。"

条文说明："框架-剪力墙结构在水平地震作用下，框架部分计算所得的剪力-般都较小。按多道防线的概念设计要求，墙体是第一道防线，在设防地震、罕遇地震下先于框架破坏，由于塑性内力重分布，框架部分按侧向刚度分配的剪力会比多遇地震下加大，为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力能力，需要对框架承担的剪力予以适当的调整。"

8.1.4 抗震设计时，框架-剪力墙结构对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定：

1 满足式（8.1.4）要求的楼层，其框架总剪力不必调整；不满足式（8.1.4）要求的楼层，其框架总剪力应按 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f,max}$ 二者的较小值采用；

$$V_f \geqslant 0.2V_0 \tag{8.1.4}$$

式中：V_0——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值的结构底层总剪力；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段底层结构对应于地震作用标准值的总剪力；

V_f——对应于地震作用标准值且未经调整的各层（或某一段内各层）框架承担的地震总剪力；

$V_{f,max}$——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值。

2 各层框架所承担的地震总剪力按本条第 1 款调整后，应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值可不予调整；

3 按振型分解反应谱法计算地震作用时，本条第 1 款所规定的调整可在振型组合之后、并满足本规程第 4.3.12 条关于楼层最小地震剪力系数的前提下进行。

图 6 高规 8.1.4 条文

其中《高规》8.1.4-2 提到需要调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，也就是与地震相关的工况，梁端均需要调整，构件信息中输出的各工况内力中已是调整后的内力标准值，在结果的内力中查看各个地震工况下调整前调整后的内力值，可以清晰的发现柱模拟建模，与柱相连的梁端弯矩乘以调整系数 2，剪力乘以调整系数 2.2（2*1.1，1.1 为地震组合剪力调整系数），如下图：

* 荷载工况(08)---Y向负偏心地震(EYM)
* 荷载工况(09)---土压力(U01)
* 荷载工况(10)---水压力(U02)
* 荷载工况(11)---X向地震(EX)
* 荷载工况(12)---Y向地震(EY)

与墙相连梁端　与柱相连梁端

荷载工况	M-I	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-6	M-7	M-J	N
	V-I	V-1	V-2	V-3	V-4	V-5	V-6	V-7	V-J	T
(1)DL	6.15	-3.33	[illegible]	-12.89	-12.97	-9.91	-3.72	5.60	18.05	0.00
	-25.76	-18.27	-10.79	-3.30	4.18	11.66	19.15	26.63	34.11	0.04
(2)LL	0.88	-1.17	-2.47	-3.01	-2.80	-1.84	-0.12	2.35	5.57	0.00
	-5.56	[illegible]	-1.95	-0.15	1.65	3.45	5.25	7.05	8.85	0.01
(3)WX	1.71	[illegible]	0.79	0.33	-0.14	-0.60	-1.06	-1.52	-1.98	0.00
	-1.10	-1.10	-1.10	-1.10	-1.10	-1.10	-1.10	-1.10	[illegible]	0.01
(4)WY	[illegible]	-22.56	-14.27	-5.99	2.30	10.59	18.88	27.16	[illegible]	0.00
	[illegible]	19.79	19.79	19.79	19.79	19.79	19.79	19.79	19.79	0.01
(5)EXP	14.40	8.44	2.47	-3.49	-9.45	-15.42	-21.38	-27.34	-33.31	0.00
	-10.20	-10.43	-11.59	-12.75	-13.90	-15.06	-16.22	-17.38	-20.39	0.17
(6)EXM	15.07	8.84	2.61	-3.63	-9.86	-16.09	-22.33	-28.56	-34.80	0.00
	-10.66	-10.90	-12.12	-13.33	-14.54	-15.75	-16.96	-18.17	-21.32	0.15
(7)EYP	-59.23	-34.81	-10.40	14.02	38.44	62.85	87.27	111.69	136.11	0.00
	41.79	42.74	47.49	52.24	56.99	61.74	66.49	71.24	83.59	0.07
(8)EYM	-55.81	-32.76	-9.72	13.32	36.36	59.40	82.44	105.48	128.53	0.00
	39.43	40.32	44.80	49.28	53.76	58.24	62.72	67.20	78.85	0.10
(9)U01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.00
	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
(10)U02	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
(11)EX	14.74	8.64	2.54	-3.56	-9.66	-15.76	-21.85	-27.95	-34.05	0.00
	-10.43	-10.67	-11.85	-13.04	-14.22	-15.41	-16.59	-17.78	-20.86	0.16
(12)EY	-57.52	-33.79	-10.06	13.67	37.40	61.13	84.86	108.59	132.32	0.00
	40.61	41.53	46.15	50.76	55.38	59.99	64.61	69.22	81.22	0.07

三、构件设计属性信息　柱模拟

构件两端约束标志　两端刚接
构件属性信息　主梁，普通梁，调幅梁
抗震等级　三级
构造措施抗震等级　三级

* 荷载工况(08)---Y向负偏心地震(EYM)
* 荷载工况(09)---土压力(U01)
* 荷载工况(10)---水压力(U02)
* 荷载工况(11)---X向地震(EX)
* 荷载工况(12)---Y向地震(EY)

荷载工况	M-I	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-6	M-7	M-J	N
	V-I	V-1	V-2	V-3	V-4	V-5	V-6	V-7	V-J	T
(1)DL	10.56	[illegible]	-9.25	-14.31	-16.15	-14.76	-10.14	-2.29	[illegible]	0.00
	-31.00	[illegible]	-15.81	-8.21	-0.62	6.98	14.57	22.17	[illegible]	0.03
(2)LL	2.02	-0.51	-2.27	-3.25	-3.45	-2.87	-1.51	0.62	[illegible]	0.00
	-6.79	-4.96	-3.13	-1.31	0.52	2.35	4.18	6.00	[illegible]	0.00
(3)WX	1.92	1.44	0.95	0.47	-0.02	-0.50	-0.98	-1.47	[illegible]	0.00
	[illegible]	-1.14	-1.14	-1.14	-1.14	-1.14	-1.14	-1.14	[illegible]	0.00
(4)WY	[illegible]	-21.78	-14.57	-7.35	-0.14	7.08	14.29	21.50	[illegible]	0.00
	16.97	16.97	16.97	16.97	16.97	16.97	16.97	16.97	16.97	0.00
(5)EXP	14.81	11.09	7.36	3.63	-0.10	-3.82	-7.55	-11.28	-15.00	0.00
	-9.65	-8.77	-8.77	-8.77	-8.77	-8.77	-8.77	-8.77	-9.65	0.03
(6)EXM	15.43	11.55	7.67	3.80	-0.08	-3.95	-7.83	-11.70	-15.58	0.00
	-10.03	-9.12	-9.12	-9.12	-9.12	-9.12	-9.12	-9.12	-10.03	0.04
(7)EYP	-55.63	-41.80	-27.98	-14.15	-0.33	13.49	27.32	41.14	54.97	0.00
	35.78	32.53	32.53	32.53	32.53	32.53	32.53	32.53	35.78	0.04
(8)EYM	-52.55	-39.47	-26.39	-13.31	-0.23	12.85	25.93	39.01	52.09	0.00
	33.85	30.78	30.78	30.78	30.78	30.78	30.78	30.78	33.85	0.03
(9)U01	-0.01	-0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00
	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
(10)U02	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00
(11)EX	15.12	11.32	7.52	3.72	-0.09	-3.89	-7.69	-11.49	-15.29	0.00
	-9.84	-8.94	-8.94	-8.94	-8.94	-8.94	-8.94	-8.94	-9.84	0.03
(12)EY	-54.09	-40.64	-27.19	-13.73	-0.28	13.17	26.62	40.08	53.53	0.00
	34.82	31.65	31.65	31.65	31.65	31.65	31.65	31.65	34.82	0.03

三、构件设计属性信息　短墙建模

构件两端约束标志　两端刚接
构件属性信息　主梁，普通梁，调幅梁
抗震等级　三级
构造措施抗震等级　三级

图 7 柱与短墙构件信息对比

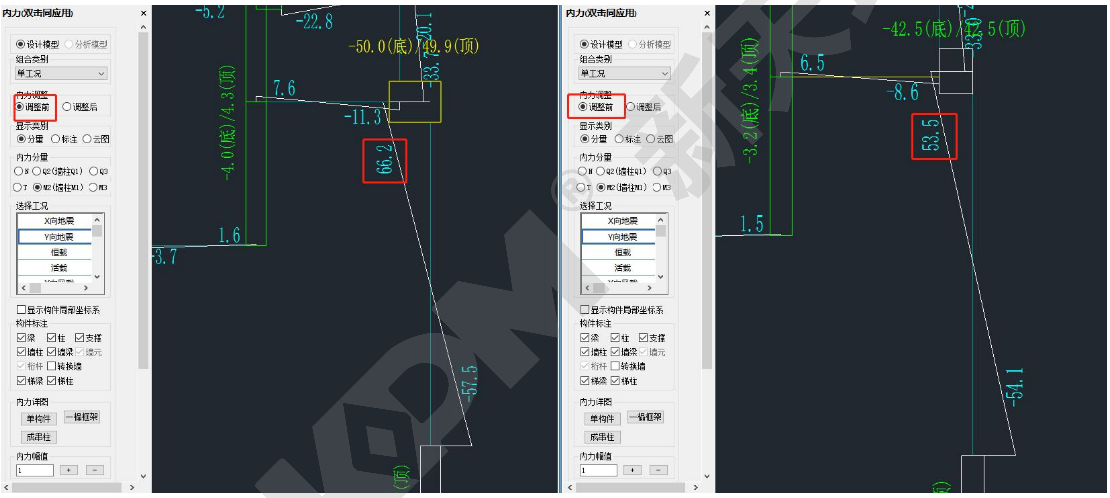


图 8 超筋梁调整前 Y 向地震下弯矩对比

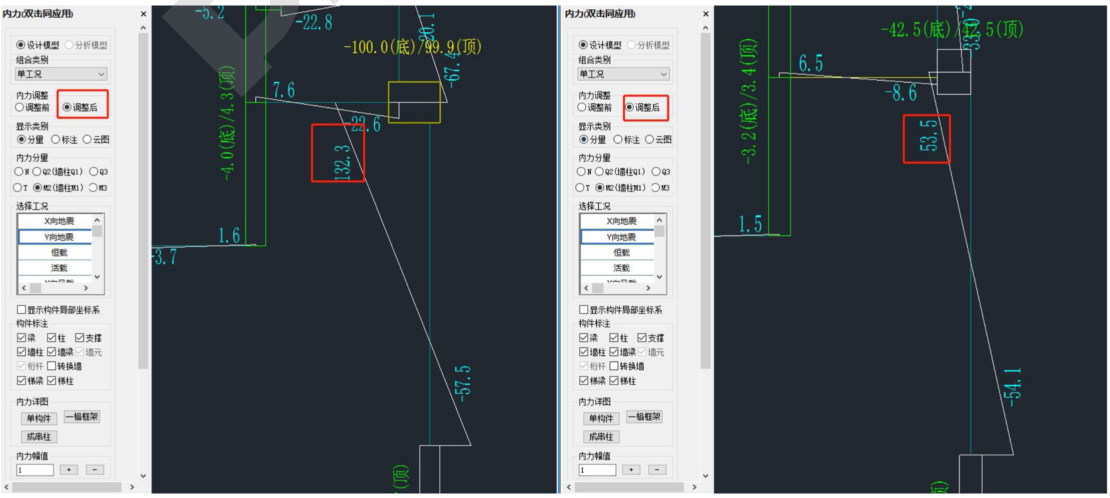


图 9 超筋梁调整后 Y 向地震下弯矩对比

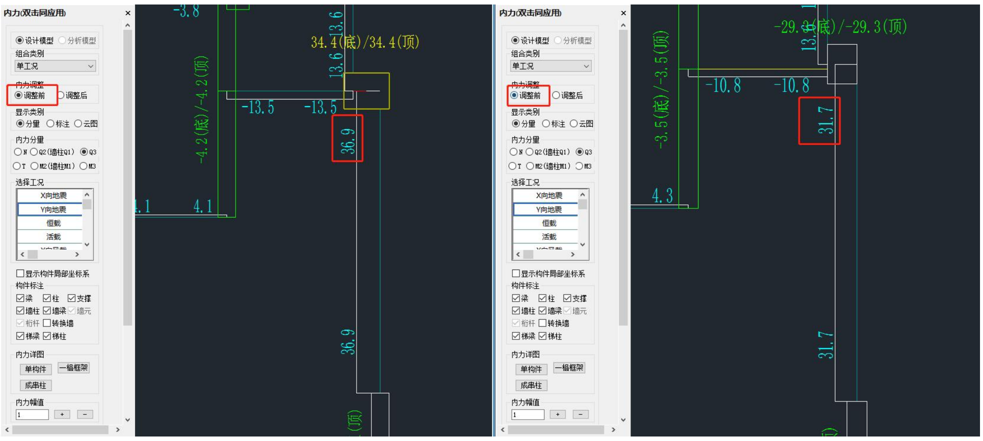


图 10 超筋梁调整前 Y 向地震下剪力对比

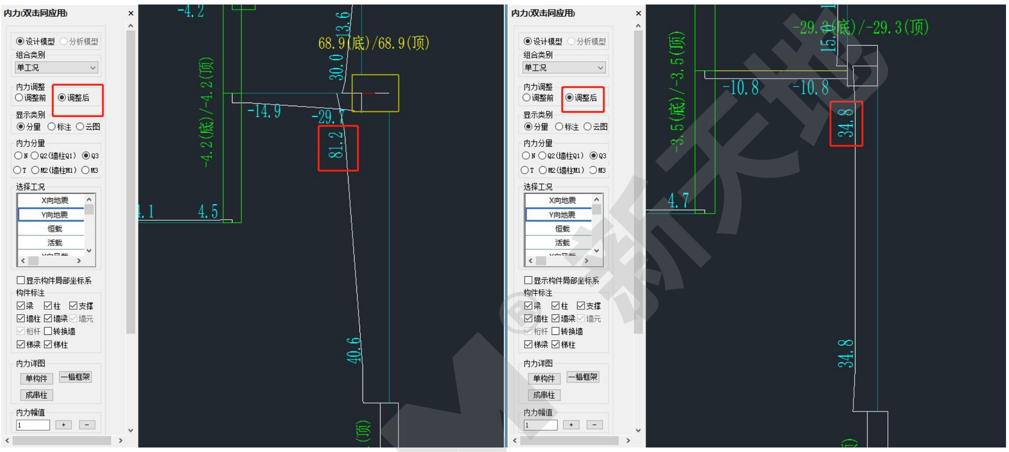


图 11 超筋梁调整后 Y 向地震下剪力对比

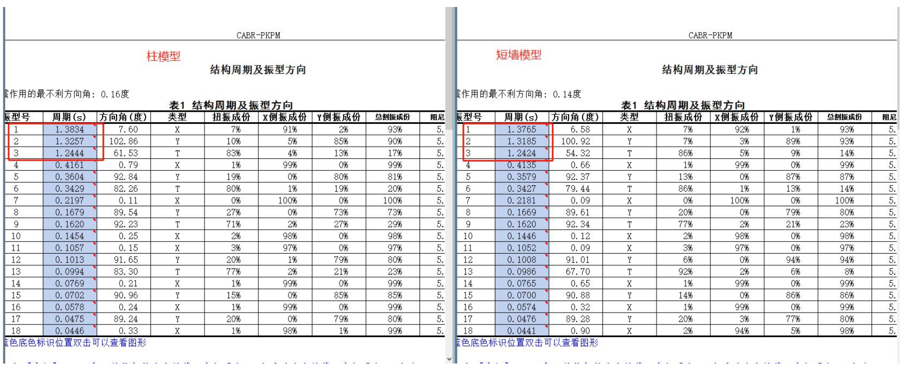
在取消二道防线定义之后重新计算，柱模拟短墙的模型此处梁端不再超限。

由短墙建模和由柱模拟短墙建模，两者差异的来源主要是由于柱与墙的力学模型不同，处理方式也不同，从而导致结构周期、位移、刚度、内力调整等方面产生较大影响，形成整体差异。下面将两个模型进行统一，将柱子模型中模拟的柱截面尺寸更改为 300*400，与短墙保持一致；

3 结果对比

3.1 结构的周期、位移角、刚度及刚度比等差异

关于周期：以前三周期为对比依据，柱子模拟的模型周期比短墙模型的周期要长；如下图；



CABR-PKPM

柱模型

结构周期及振型方向

作用的最不利方向角：0.16度

表1 结构周期及振型方向

振型号	周期(s)	方向角(度)	类型	扭振成份	X侧振成份	Y侧振成份	总侧振成份	阻尼
1	1.3834	7.60	X	7%	91%	2%	93%	5.
2	1.3257	102.86	Y	10%	5%	85%	90%	5.
3	1.2444	61.53	T	83%	4%	13%	17%	5.
4	0.4161	0.79	X	1%	99%	0%	99%	5.
5	0.3604	92.84	Y	19%	0%	80%	81%	5.
6	0.3429	82.26	T	80%	1%	19%	20%	5.
7	0.2197	0.11	X	0%	100%	0%	100%	5.
8	0.1679	89.54	Y	27%	0%	73%	73%	5.
9	0.1620	92.23	T	71%	2%	27%	29%	5.
10	0.1454	0.25	X	2%	98%	0%	98%	5.
11	0.1057	0.15	X	3%	97%	0%	97%	5.
12	0.1013	91.65	Y	20%	1%	79%	80%	5.
13	0.0994	83.30	T	77%	2%	21%	23%	5.
14	0.0769	0.21	X	1%	99%	0%	99%	5.
15	0.0702	90.96	Y	15%	0%	85%	85%	5.
16	0.0578	0.24	X	1%	99%	0%	99%	5.
17	0.0475	89.24	Y	20%	0%	79%	80%	5.
18	0.0446	0.33	X	1%	98%	1%	99%	5.

色底色标识位置双击可以查看图形

CABR-PKPM

短墙模型

结构周期及振型方向

作用的最不利方向角：0.14度

表1 结构周期及振型方向

振型号	周期(s)	方向角(度)	类型	扭振成份	X侧振成份	Y侧振成份	总侧振成份	阻尼
1	1.3765	6.58	X	7%	92%	1%	93%	5.
2	1.3185	100.92	Y	7%	3%	89%	93%	5.
3	1.2424	54.32	T	86%	5%	9%	14%	5.
4	0.4135	0.66	X	1%	99%	0%	99%	5.
5	0.3579	92.37	Y	13%	0%	87%	87%	5.
6	0.3427	79.44	T	86%	1%	13%	14%	5.
7	0.2181	0.09	X	0%	100%	0%	100%	5.
8	0.1669	89.61	Y	20%	0%	79%	80%	5.
9	0.1620	92.34	T	77%	2%	21%	23%	5.
10	0.1446	0.12	X	2%	98%	0%	98%	5.
11	0.1052	0.09	X	3%	97%	0%	97%	5.
12	0.1008	91.01	Y	6%	0%	94%	94%	5.
13	0.0986	67.70	T	92%	2%	6%	8%	5.
14	0.0765	0.65	X	1%	99%	0%	99%	5.
15	0.0700	90.88	Y	14%	0%	86%	86%	5.
16	0.0574	0.32	X	1%	99%	0%	99%	5.
17	0.0476	89.28	Y	20%	3%	77%	80%	5.
18	0.0441	0.90	X	2%	94%	5%	98%	5.

色底色标识位置双击可以查看图形

图 12 周期对比

关于位移角：以 X、Y 地震和风荷载工况位移角为例，柱子模型的位移角稍大于短墙模型，如图 13；

柱模型

表5 X向地震工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
12	29.21(8636)	3.28	3.21	1/1312(8636)
11	27.11(8201)	2.06	1.99	1/1409(8201)
10	25.34(7548)	2.23	2.15	1/1298(7548)
9	23.40(6802)	2.46	2.37	1/1180(6802)
8	21.21(6060)	2.67	2.58	1/1084(6060)
7	18.77(5318)	2.86	2.76	1/1014(5318)
6	16.09(4576)	3.01	2.90	1/964(4576)
5	13.21(3836)	3.10	3.00	1/935(3836)
4	10.18(3096)	3.10	3.00	1/935(3096)
3	7.12(2355)	2.93	2.84	1/990(2355)
2	4.21(1605)	2.45	2.37	1/1182(1605)
1	1.79(859)	1.79	1.71	1/2340(859)

本工况下全楼最大楼层位移= 29.21（发生在12层1塔）
本工况下全楼最大层间位移角= 1/935（发生在4层1塔）
有蓝色底色标识位置双击可以查看图形

表6 Y向地震工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
12	33.11(8705)	3.95	3.60	1/1088(8705)
11	31.06(8440)	2.87	2.56	1/1008(8440)
10	28.39(7886)	3.01	2.67	1/964(7886)
9	25.59(7135)	3.16	2.81	1/919(7135)
8	22.62(6393)	3.29	2.93	1/881(6393)
7	19.50(5651)	3.38	3.01	1/856(5651)
6	16.23(4907)	3.42	3.04	1/848(4907)
5	12.90(4167)	3.37	3.00	1/860(4167)
4	9.57(3427)	3.19	2.84	1/908(3427)
3	6.41(2687)	2.82	2.51	1/1026(2687)
2	3.59(1942)	2.19	1.92	1/1325(1942)
1	1.41(1208)	1.41	1.19	1/2985(1208)

本工况下全楼最大楼层位移= 33.11（发生在12层1塔）
本工况下全楼最大层间位移角= 1/848（发生在6层1塔）
有蓝色底色标识位置双击可以查看图形

短墙模型

表5 X向地震工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
12	29.05(8998)	3.27	3.20	1/1315(8998)
11	26.97(8555)	2.05	1.98	1/1411(8555)
10	25.20(7868)	2.23	2.14	1/1301(7868)
9	23.25(7092)	2.45	2.36	1/1184(7092)
8	21.07(6320)	2.66	2.56	1/1089(6320)
7	18.64(5548)	2.84	2.74	1/1019(5548)
6	15.97(4776)	2.99	2.88	1/970(4776)
5	13.11(4006)	3.08	2.97	1/942(4006)
4	10.10(3236)	3.08	2.97	1/943(3236)
3	7.06(2465)	2.90	2.81	1/998(2465)
2	4.17(1685)	2.43	2.35	1/1192(1685)
1	1.78(909)	1.78	1.69	1/2353(909)

本工况下全楼最大楼层位移= 29.05（发生在12层1塔）
本工况下全楼最大层间位移角= 1/942（发生在5层1塔）
有蓝色底色标识位置双击可以查看图形

表6 Y向地震工况的位移

层号	最大位移(节点号)	最大层间位移	平均层间位移	最大层间位移角(节点号)
12	32.13(9067)	3.67	3.50	1/1170(9067)
11	29.94(8796)	2.67	2.48	1/1085(8796)
10	27.46(8208)	2.84	2.61	1/1019(8208)
9	24.81(7427)	3.01	2.75	1/962(7427)
8	21.98(6655)	3.16	2.87	1/916(6655)
7	18.97(5883)	3.27	2.96	1/887(5883)
6	15.82(5109)	3.32	3.00	1/874(5109)
5	12.58(4339)	3.28	2.96	1/885(4339)
4	9.35(3569)	3.11	2.80	1/933(3569)
3	6.26(2799)	2.76	2.47	1/1052(2799)
2	3.52(2024)	2.14	1.90	1/1355(2024)
1	1.38(1260)	1.38	1.17	1/3045(1260)

本工况下全楼最大楼层位移= 32.13（发生在12层1塔）
本工况下全楼最大层间位移角= 1/874（发生在6层1塔）
有蓝色底色标识位置双击可以查看图形

图 13 地震工况下位移角对比

关于刚度极刚度比：柱子模型的两个主轴方向的[楼层剪力/层间位移]刚度要小于短墙模型，如图 14；

柱子模型

x1，Raty1(刚度比1)：X、Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度70%的比值或上三层平均侧移刚度80
值(按抗规3.4.3;高规3.5.2-1)
x2，Raty2(刚度比2)：X、Y 方向本层塔侧移刚度与本层层高的乘积与上一层相应塔侧移刚度与上层层高的乘积
2-2)
2_min: 按刚度比2判断的限值
，RJY: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度

表1 楼层刚度及刚度比

层号	RJX(kN/m)	RJY(kN/m)	Ratx1	Raty1	Ratx2	Raty2	Rat2_min
12	1.02e+5	92605.53	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
11	5.06e+5	4.41e+5	7.09	6.80	3.35	3.21	0.90
10	7.37e+5	6.45e+5	2.08	2.09	1.46	1.46	0.90
9	8.37e+5	7.55e+5	1.62	1.67	1.14	1.17	0.90
8	8.80e+5	8.19e+5	1.50	1.55	1.05	1.09	0.90
7	9.02e+5	8.70e+5	1.38	1.47	1.02	1.06	0.90
6	9.28e+5	9.37e+5	1.33	1.44	1.03	1.08	0.90
5	9.74e+5	1.04e+6	1.35	1.48	1.05	1.11	0.90
4	1.05e+6	1.20e+6	1.41	1.58	1.08	1.15	0.90
3	1.20e+6	1.46e+6	1.52	1.73	1.14	1.23	0.90
2	1.52e+6	2.03e+6	1.77	1.98	1.27	1.39	0.90
1	2.23e+6	3.50e+6	2.09	2.46	2.12	2.49	1.50

短墙模型

x1，Raty1(刚度比1)：X、Y 方向本层塔侧移刚度与上一层相应塔侧移刚度70%的比值或上三层平均侧移刚度80
值(按抗规3.4.3;高规3.5.2-1)
x2，Raty2(刚度比2)：X、Y 方向本层塔侧移刚度与本层层高的乘积与上一层相应塔侧移刚度与上层层高的乘积
2-2)
2_min: 按刚度比2判断的限值
，RJY: 结构总体坐标系中塔的侧移刚度

表1 楼层刚度及刚度比

层号	RJX(kN/m)	RJY(kN/m)	Ratx1	Raty1	Ratx2	Raty2	Rat2_min
12	1.02e+5	95275.28	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
11	5.07e+5	4.53e+5	7.08	6.79	3.34	3.21	0.90
10	7.41e+5	6.61e+5	2.09	2.08	1.46	1.46	0.90
9	8.43e+5	7.71e+5	1.62	1.67	1.14	1.17	0.90
8	8.88e+5	8.35e+5	1.50	1.55	1.05	1.08	0.90
7	9.10e+5	8.86e+5	1.38	1.47	1.03	1.06	0.90
6	9.38e+5	9.52e+5	1.33	1.43	1.03	1.07	0.90
5	9.85e+5	1.05e+6	1.35	1.48	1.05	1.11	0.90
4	1.07e+6	1.21e+6	1.41	1.57	1.08	1.15	0.90
3	1.22e+6	1.48e+6	1.52	1.73	1.14	1.22	0.90
2	1.54e+6	2.06e+6	1.77	1.98	1.27	1.39	0.90
1	2.25e+6	3.54e+6	2.08	2.46	2.11	2.49	1.50

图 14 [楼层剪力/层间位移]刚度对比

从以上对比可以看出，短墙建模分析结果展示的结构抗侧刚度要大于相同截面柱模拟建模的结构抗侧刚度。

3.2 内力标准值差异

恒载下轴力柱模拟的构件的数值稍大于短墙的，但短墙周围的墙的轴力要稍大于柱周围墙的轴力，如图 15，分析其位移，恒载下柱位移大于短墙的，也由于内力重分布的影响所产生的结果。

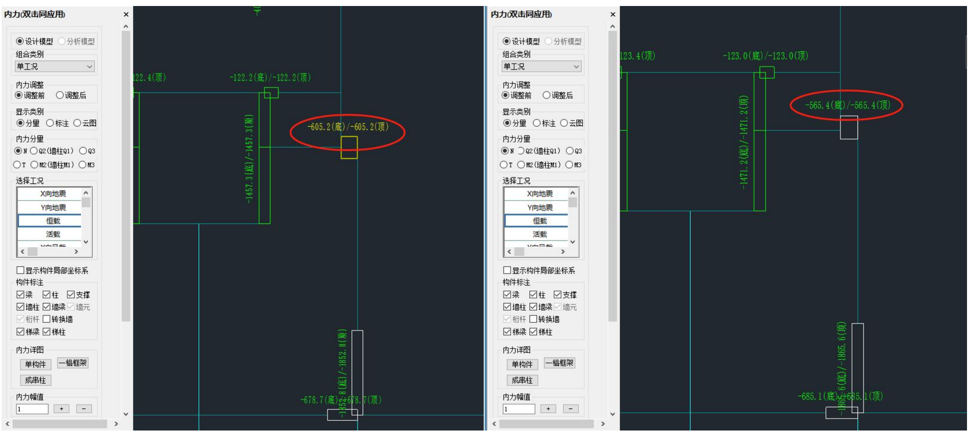


图 15 恒载下轴力对比

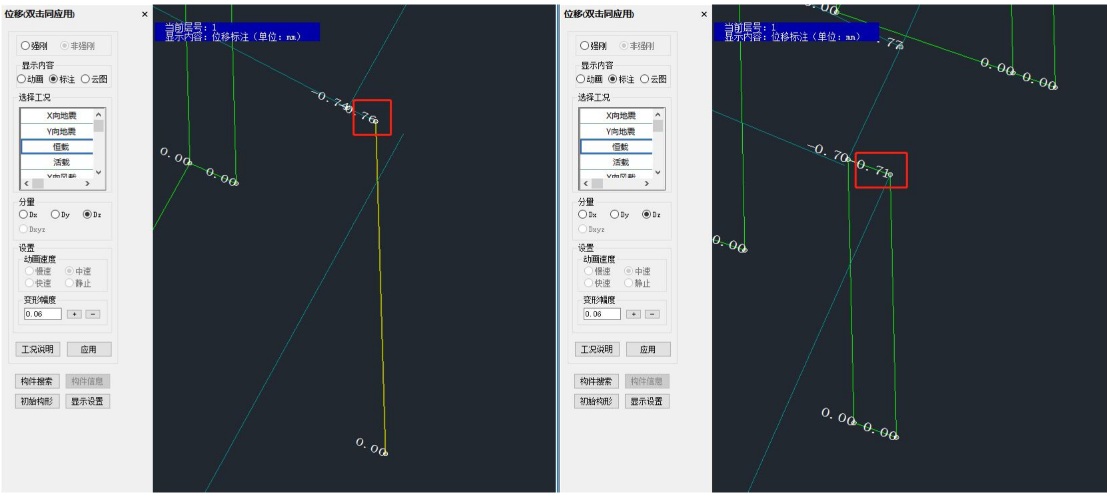


图 16 恒载下 z 向位移对比

X、Y 向地震下，构件剪力标准值如图 17，柱的地震剪力要小于短墙的，因相同截面柱刚度略小于短墙，所以按刚度分配的地震剪力会有如此结果。

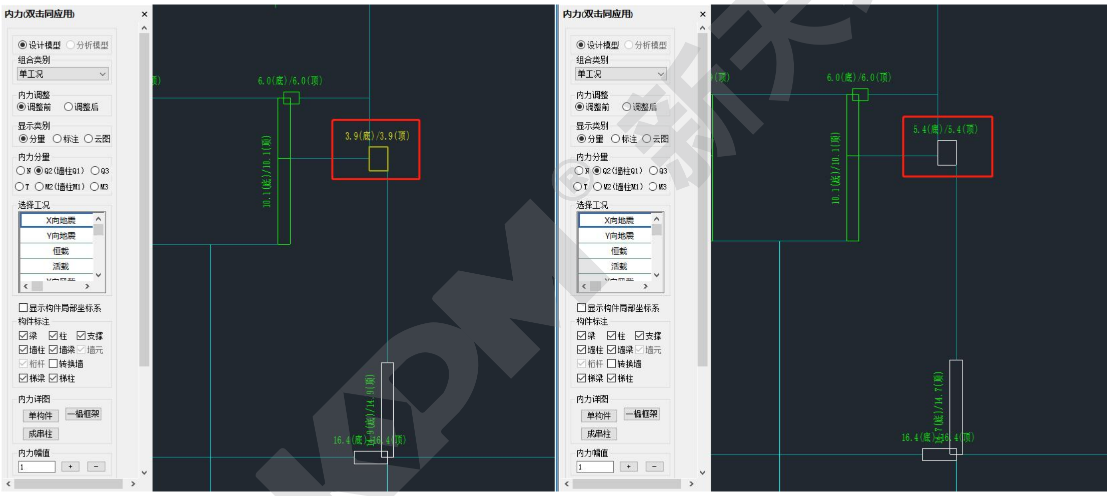


图 17 地震工况下调整前 X 向剪力对比

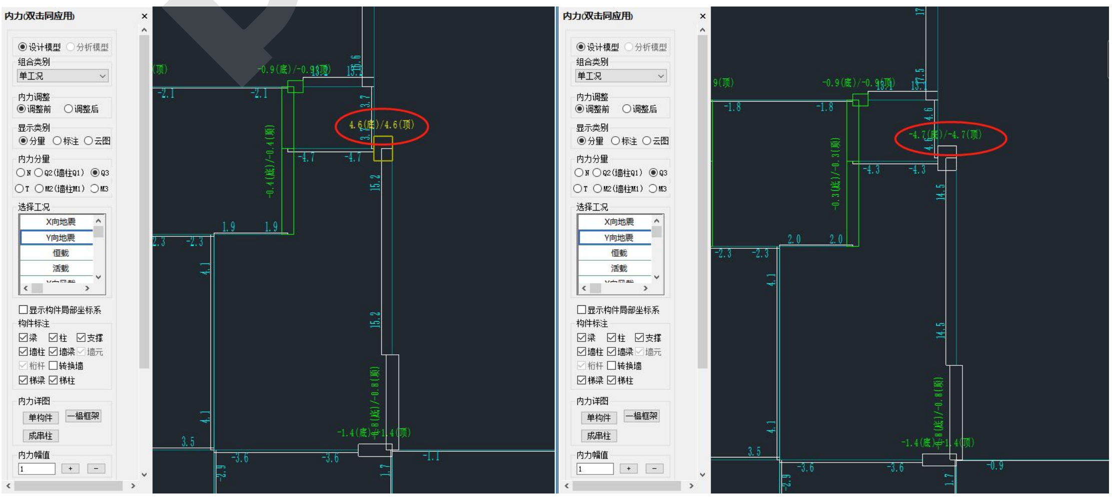


图 18 地震工况下调整前 Y 向剪力对比

从以上简单对比可以看出，影响构件内力标准值的决定性因素是刚度，柱模拟短墙，其刚度

有所减弱。

3.3 内力计算调整差异

无论采用哪种建模方式，程序都会根据构件属性进行相应的调整，分别查看两构件的构件信息，如图 19，在调整系数方面，柱构件执行地震组合内力调整，弯矩放大系数 1.1，剪力放大系数 1.21（柱端弯矩放大 1.1×柱端剪力放大 1.1，抗规 6.2.5），墙构件执行地震组合内力调整，弯矩不执行放大，剪力放大 1.2（高规 7.2.6）。

图 19 不同模拟下的调整系数对比

4 总结与建议

通过上述几项的对比，发现短墙用柱模型时，程序进行结构分析时，相同截面的柱刚度略小于墙刚度，进而影响结构的整体效应，此外不同属性构件，程序会进行不同方向的调整，柱构件按照强柱弱梁调整，墙构件按照强剪弱弯调整。如图 22，其配筋计算以及各项验算也不一样，柱构件进行节点核心区验算，墙构件进行稳定验算等。

图 20.构件信息计算对比

程序中对于墙构件，采用壳元模拟，会存在网格划分，而对于网格的精度目前是控制在 0.3m 及以上的尺寸，再小的网格有可能会失真，所以对于小于或者逼近程序限值的短墙构件可以考虑采用柱构件进行配筋计算。

参 考 文 献

[1] JGJ3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京，中国建筑工业出版社，2010

[2] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.

[3] GB50009-2012,建筑结构荷载规范[S].北京：中国计划出版社，2012

组合梁设计有关常见问题解析

吴海楠
中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 钢梁和混凝土翼缘板组合梁理论因其相较一般钢梁的弹性计算理论有良好的经济效益而被广泛应用。《钢结构设计标准》GB50017-2017 中修改了组合梁的尺寸确定、增加了组合梁纵向抗剪验算的内容，组合梁的设计在 SATWE 和 STS 程序中通过组合梁工具箱完成，本文针对设计师在组合设计时，提出的常见问题进行详细的解答。

[关键词] 组合梁；挠度；纵向抗剪；抗剪连接件；横向钢筋

0 前言

这里的组合梁指的是将钢梁和混凝土翼缘板通过抗剪连接件连成整体的钢-混凝土简支或者连续组合梁，组合梁的设计主要参考钢标 14 章钢与混凝土组合梁中的要求。

1 相关问题

1. 组合梁和组合楼板是什么关系？

答：组合组合梁混凝土翼板可用现浇混凝土板或混凝土叠合板,或压型钢板混凝土组合板。混凝土叠合板翼板由预制板和现浇混凝土层组成,在混凝土预制板表面采取拉毛及设置抗剪钢筋等措施,以保证预制板和现浇混凝土层形成整体。组合梁就是钢梁和上部楼板的组合体进行一体化设计。组合楼板一般指压型钢板不仅作为混凝土楼板的永久性模板，而且作为楼板的下部受力钢筋参与楼板的受力计算，与混凝土一起共同工作形成组合楼板。所以组合楼板只是描述带有压型钢板本身的设计原则，和组合梁没有直接关系，组合梁上可以布置组合楼板，也可以布置现浇楼板或叠合楼板。

2. 组合梁在整体模型中如何定义？

答：组合梁需要在特殊梁的组合梁自动生成全楼的钢梁或次梁（用梁建模）的组合梁，然后在交互修改里删除不需要定义的组合梁属性。

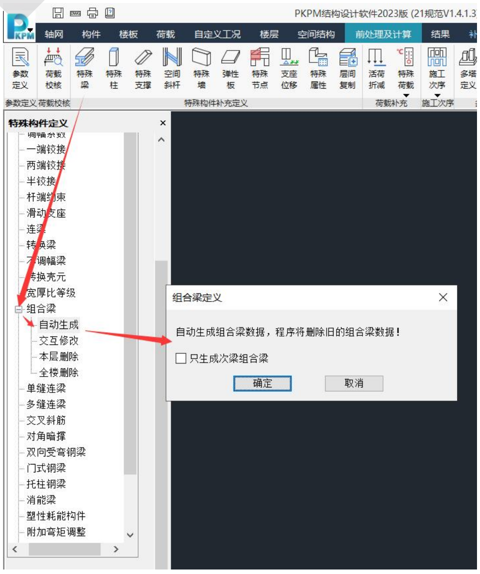


图 1 组合梁定义

3. 组合梁在整体模型中是按照完全抗剪还是部分抗剪计算的？

答：SATWE 程序按照完全抗剪连接计算组合梁。

4. 简支组合梁计算结果中为什么第一个强度应力比始终为零？

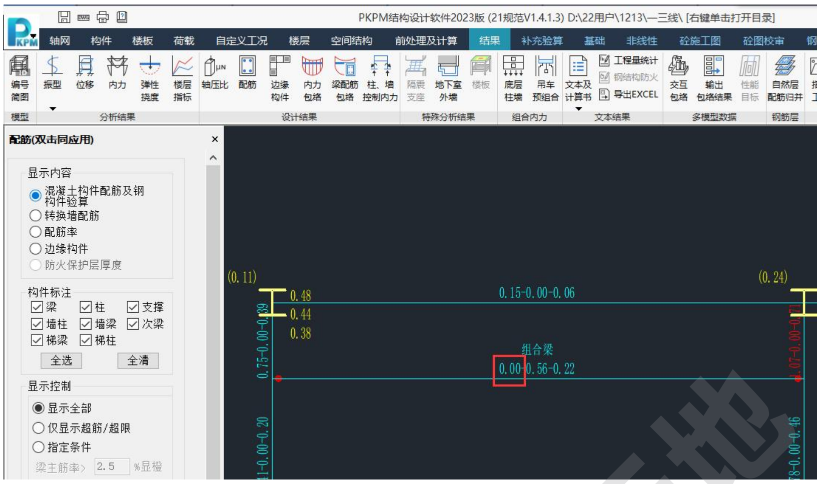


图 2 组合梁应力比为 0 情况

答：组合梁的应力比输出的内容和普通钢梁是不同的，组合梁输出的应力比从左到右依次是：组合梁负弯矩区段的强度应力比-组合梁正弯矩区段的强度应力比-组合梁剪应力比，简支梁没有负弯矩区段，所以第一个负弯矩区段应力比为 0.

5. 组合梁计算中的负弯矩区段的受弯承载力如何计算？

答：程序按照钢标 14.2.1-5 计算负弯矩区段的受弯承载力，楼板配筋按照最小配筋率考虑。

2 负弯矩作用区段（图 14.2.1-3）：

$$M' \le M_s + A_{st} f_{st} (y_3 + y_4/2) \qquad (14.2.1\text{-}5)$$

$$M_s = (S_1 + S_2) f \qquad (14.2.1\text{-}6)$$

$$f_{st} A_{st} + f(A - A_c) = f A_c \qquad (14.2.1\text{-}7)$$

式中：M'——负弯矩设计值（N • mm）；

S_1、S_2——钢梁塑性中和轴（平分钢梁截面积的轴线）以上和以下截面对该轴的面积矩（mm^3）；

A_{st}——负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积（mm^2）；

f_{st}——钢筋抗拉强度设计值（N/mm^2）；

y_3——纵向钢筋截面形心至组合梁塑性中和轴的距离，根据截面轴力平衡式（14.2.1-7）求出钢梁受压区面积 A_c，取钢梁拉压区交界处位置为组合梁塑性中和轴位置（mm）；

y_4——组合梁塑性中和轴至钢梁塑性中和轴的距离。当组合梁塑性中和轴在钢梁腹板内时，取 $y_4 = A_{st} f_{st} / (2 t_w f)$，当该中和轴在钢梁翼缘内时，可取 y_4 等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离（mm）。

图 3 组合梁负弯矩区段的计算要求

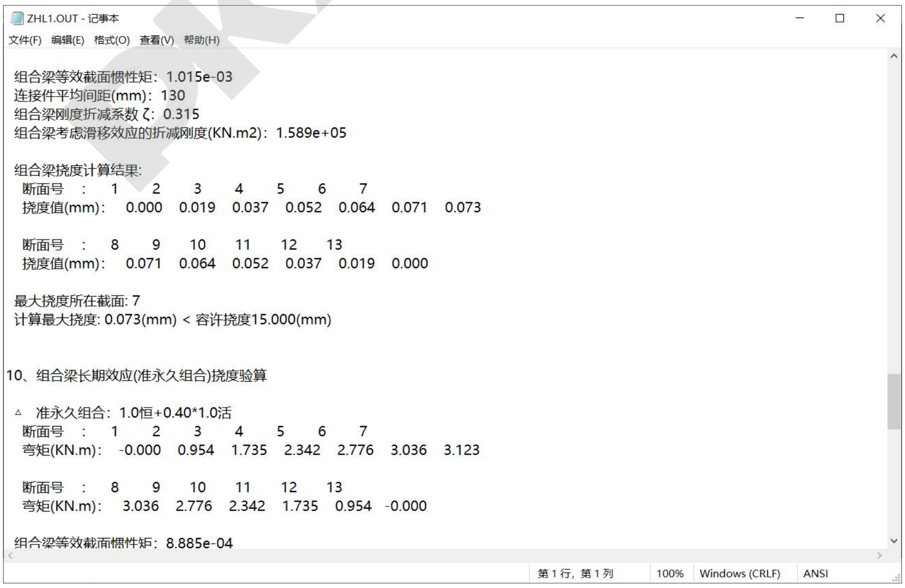
6. 组合梁抗剪连接件的设计和验算在哪里考虑？

答：目前组合梁的抗剪连接件的设计和纵向抗剪验算需要到下图中的组合梁工具箱里完成

图 4 组合梁工具箱抗剪连接件验算

7. 组合梁的挠度在哪里考虑？

答：SATWE 分析计算结果中的梁弹性挠度输出，对于组合梁为短期刚度下的弹性挠度，没有考虑钢与混凝土剪切面滑移的影响，也没有考虑混凝土长期效应徐变下的挠度计算，可以做近似参考，如果需要考虑钢与混凝土剪切面滑移的影响，考虑混凝土长期效应徐变下的挠度，就需要到组合梁工具箱里查看挠度，如下图所示：



ZHL1.OUT - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

组合梁等效截面惯性矩：1.015e-03
连接件平均间距(mm)：130
组合梁刚度折减系数 ζ：0.315
组合梁考虑滑移效应的折减刚度(KN.m2)：1.589e+05

组合梁挠度计算结果：

断面号 :	1	2	3	4	5	6	7
挠度值(mm)：	0.000	0.019	0.037	0.052	0.064	0.071	0.073

断面号 :	8	9	10	11	12	13
挠度值(mm)：	0.071	0.064	0.052	0.037	0.019	0.000

最大挠度所在截面: 7
计算最大挠度: 0.073(mm) < 容许挠度15.000(mm)

10、组合梁长期效应(准永久组合)挠度验算

△ 准永久组合：1.0恒+0.40*1.0活

断面号 :	1	2	3	4	5	6	7
弯矩(KN.m)：	-0.000	0.954	1.735	2.342	2.776	3.036	3.123

断面号 :	8	9	10	11	12	13
弯矩(KN.m)：	3.036	2.776	2.342	1.735	0.954	-0.000

组合梁等效截面惯性矩：8.885e-04

第 1 行，第 1 列 100% Windows (CRLF) ANSI

图 5 组合梁工具箱挠度验算

8. 当组合梁纵向抗剪验算不满足时，应该调整哪些变量使验算满足要求？

答：如下图所示，使用工具箱时组合梁抗剪承载力会超限

ZHL1.OUT - 记事本

文件(F) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)

11、组合梁纵向抗剪计算

第1剪跨区段
单位纵向长度上a-a受剪截面的计算纵向剪力Vl,1(N/mm): 281.570
单位纵向长度上b-b受剪截面的计算纵向剪力Vl,1(N/mm): 633.533
第2剪跨区段
单位纵向长度上a-a受剪截面的计算纵向剪力Vl,1(N/mm): 281.570
单位纵向长度上b-b受剪截面的计算纵向剪力Vl,1(N/mm): 633.533

单位纵向长度内a-a受剪截面的抗剪承载力Vlu,1(N/mm): 238.857
单位纵向长度内b-b受剪截面的抗剪承载力Vlu,1(N/mm): 621.029

纵向抗剪验算结果
第1剪跨区段:
a-a受剪截面的计算剪力 281.570(N/mm)>抗剪承载力 238.857(N/mm)
b-b受剪截面的计算剪力 633.533(N/mm)>抗剪承载力 621.029(N/mm)
两个受剪截面的纵向抗剪均不满足要求。
第2剪跨区段:
a-a受剪截面的计算剪力 281.570(N/mm)>抗剪承载力 238.857(N/mm)
b-b受剪截面的计算剪力 633.533(N/mm)>抗剪承载力 621.029(N/mm)
两个受剪截面的纵向抗剪均不满足要求。

横向钢筋最小配筋率的验算结果:
竖直断面(a-a)配筋率 9.236(N/mm2)>0.75(N/mm2),配筋率满足要求。
水平断面(b-b)配筋率 3.552(N/mm2)>0.75(N/mm2),配筋率满足要求。

图 6 组合梁工具箱纵向抗剪验算

纵向抗剪验算的抗剪承载力根据钢标 14.6.3 计算得到，从公式中可以看出，对于组合梁受剪承载力影响较大的参数是受剪界面的横向长度 b_f 和单位长度上横向钢筋的截面面积 A_e。

$$v_{l,1} \leqslant v_{lu,1} \quad (14.6.3\text{-}1)$$

$$v_{lu,1} = 0.7 f_t b_f + 0.8 A_e f_r \quad (14.6.3\text{-}2)$$

$$v_{lu,1} = 0.25 b_f f_c \quad (14.6.3\text{-}3)$$

式中：$V_{lu,1}$——单位纵向长度内界面受剪承载力(N/mm)，取式(14.6.3-2)和式(14.6.3-3)的较小值；
f_t——混凝土抗拉强度设计值(N/mm^2)；
$\boxed{b_f}$——受剪界面的横向长度，按图14.6.1所示的a-a、b-b、c-c及d-d连线在抗剪连接件以外的最短长度取值(mm)；
$\boxed{A_e}$——单位长度上横向钢筋的截面面积(mm^2/mm)，按图14.6.1和表14.6.3取值；
f_r——横向钢筋的强度设计值(N/mm^2)。

图 7 组合梁纵向抗剪规范条文

和 b_f 相关的是组合梁抗剪连接件的横向间距、连接件的长度和连接件的列数，如果不满足规范要求时，可以适当调整连接件的尺寸信息。

图 8 组合梁工具箱连接件尺寸的修改

A_e 是的横向钢筋的截面面积，可以通过调整横向钢筋的配筋来提高抗剪承载力。

图 9 组合梁工具箱横向钢筋的修改

参 考 文 献

[1] GB50017-2017 钢结构设计标准[S]. 北京，中国建筑工业出版社，2018.

[2] 聂建国,王洪全.钢-混凝土组合梁纵向抗剪的试验研究[J].建筑结构学报,1997,18(2):13-19

[3] PKPM 软件说明书-STS 钢结构 CAD 软件技术条件（v6）

幕墙光污染软件设计探讨与研究

窦金鹏
中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 上海 200023

[摘要] 近三十年来，随着国内经济的高速发展，城市建筑也像雨后春笋般一座座拔地而起，城市发展日新月异的同时，我们却忽略了随之而来的一些隐患问题，那就是建筑光污染。建筑光污染也被称之为（噪）燥光污染，大多来自于高层的玻璃幕墙建筑，这些幕墙建筑在为城市增色的同时，所造成的"（噪）燥光"问题也越来越普遍。为了减少光污染危害，开发一款幕墙光污染模拟分析软件就显得十分有必要。本文主要就幕墙光污染模拟分析软件的设计与研发进行分析与探讨。

[关键词] 光污染；MFC 技术；C++；CAD 二次开发；ObjectARX

0 引言

随着 2022 年 4 月 1 日强制性国家标准《建筑环境通用规范》GB55016-2021 的实施，幕墙反射光污染不再是《绿色建筑评价标准》GB/T 50378-2019 第 8.2.7 评分项的要求，也成为了《建筑环境通用规范》GB55016-2021 中 3.2.8 的强制性规定。在此背景下，我司在自主研发的 Galp 平台上配套设计开发了幕墙光污染模拟分析软件，下面就这款软件的设计做个相关介绍。

1 系统开发环境

2.1 开发工具

开发使用平台：VisualStudio2019；开发使用工具：基于 CAD 平台的二次开发（ObjectARX）；开发使用技术：MFC，开发语言：C++。

2.2 技术概述

2.2.1 ObjectARX 技术

ObjectARX 是非常常见的 AutoCAD 的二次开发工具之一，它是基于 VC 平台，以 C++为编程语言，其功能非常强大，因其可提供与 AutoCAD 直接交互的开发环境，进而可以很好地运用各种面向对象技术，使用其开发出来的应用程序速度更快、集成度更高、稳定性更强。

2.2.2 MFC

MFC 即 Microsoft Foundation Classes（微软基础类库），MFC 中的各种类结合起来构成了一个应用程序框架，是目前开发在 Windows 系统上使用的应用程序最常见的一种开发技术。MFC 封装了 Windows API，OLE API，ODBC API 等低层函数的功能，并提供更高一层的接口，简化了 Windows 编程，同时 MFC 支持对底层 API 的直接调用。

3 概要设计

3.1 软件构思

3.1.1 软件工作流程图

结合我司已有的成熟的软件设计理念以及考虑到幕墙光污染模拟分析软件独有功能，以此画出的工作流程图如下图（图 1）所示：

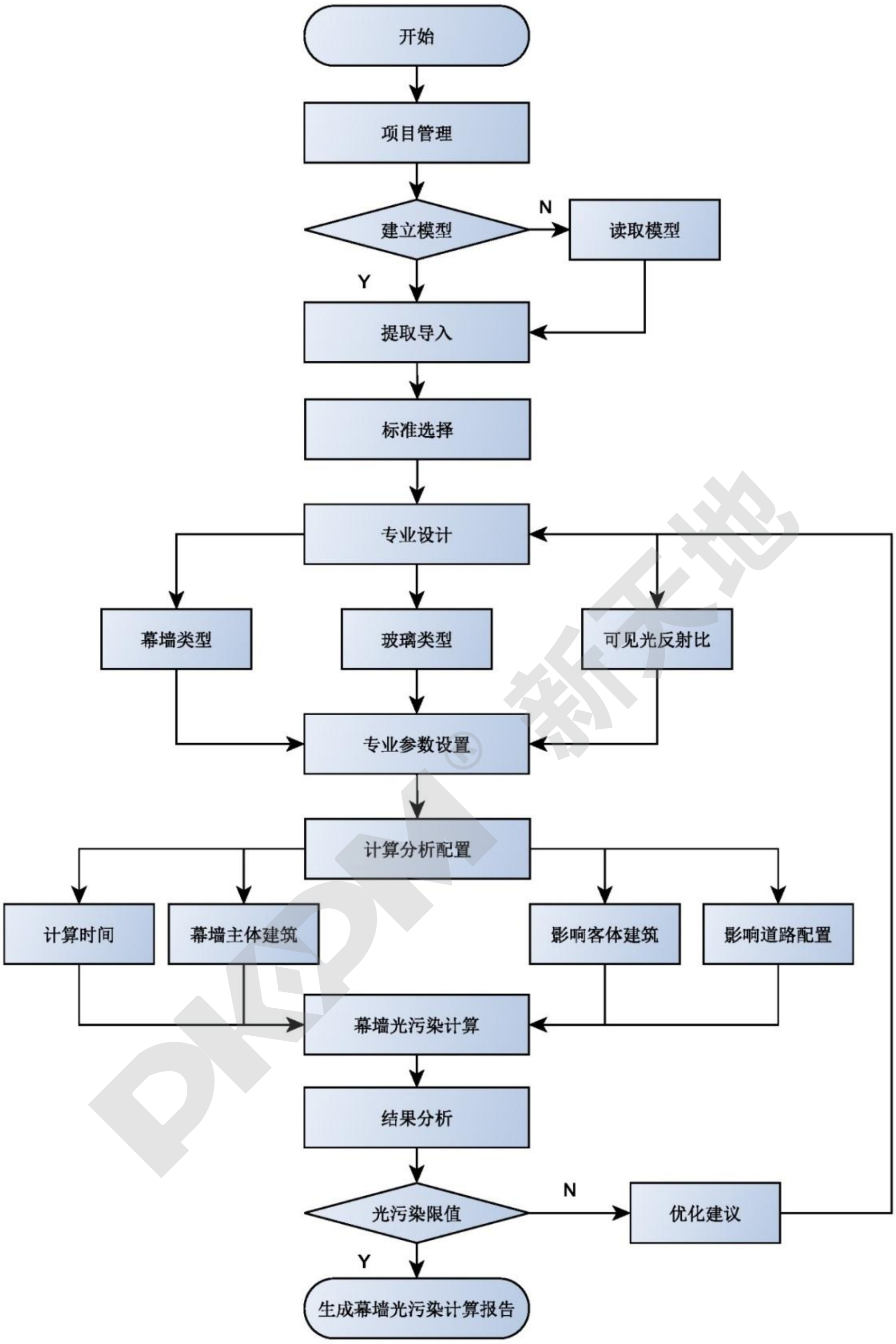


图 1 工业建筑节能软件工作流程图

3.1.2 工作流程图模块划分

根据软件计算的逻辑图主要分为五个模块即：

（1）标准选择：选择当地执行的计算标准等参数;

（2）专业设置：针对幕墙的材料进行编辑，给每一个幕墙构件附上与实际情况相符的材料;

（3）计算分析配置：设计具体的计算工况（可支持独日、跨天、季节、甚至全年）和参与计算的幕墙建筑、窗建筑、道路以及计算步长等其他参数）；

（4）计算模块：计算反射光对于待分析建筑、道路的影响;

（5）报告书模块：根据各地不同的要求，生成报告书的内容、份数不尽相同。

3.2 功能实现

3.2.1 菜单设计

幕墙光污染的菜单采用 Ribbon 界面实现，软件主菜单原型图如下图（图 2）所示。与传统菜单相比 Ribbon 界面具有以下优势：

（1）所有的功能有组织地集中存放，不再需要查找级联菜单、工具栏等等 ；

（2）更好地在每个应用程序中组织命令；

（3）提供足够显示更多命令的空间；

（4）丰富的命令布局可以帮助用户更容易地找到重要的，常用的功能；

（5）可以显示图示，对命令的效果进行预览；

图 2 幕墙光污染模拟分析软件主菜单设计

3.2.2 主要对话框功能实现

（1）标准参数

如下图（图 3）所示，标准参数对话框主要使用到的是 Tree、Combo Box、CXTPReportControl、Button 等控件，主要实现了标准选择以及软件支持的计算标准的展示。

图 3 标准参数设置对话框

（2）幕墙专业设计

如下图（图 4）所示，幕墙专业设计对话框以右侧面板的方式停靠在 CAD 的右侧菜单栏， 主要使用到的是 CXTPPropertyGrid、CXTPButton 等控件，以实时链接数据库的方式，展示出可供选择的幕墙材料以及对应的可见光反射比。同时针对软件提供的材料与用户实际使用材料有差别，提供自定义材料名称以及自定义可见光反射比参数的功能。

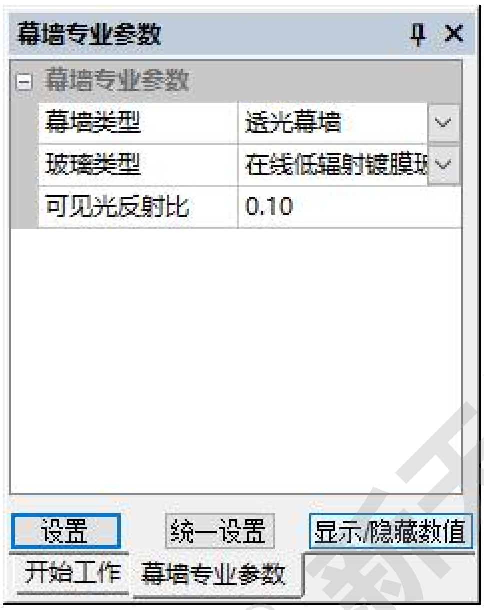


图 4 幕墙专业设计设置对话框

（3）计算时间配置

如下图（图 5）所示，计算时间配置对话框采用 Combo Box、CXTPReportControl、Edit、Button 等控件，实现了动态选择计算日期、支持自定义以及恢复软件默认计算日的功能。

图 5 计算时间配置对话框

（4）参与计算建筑配置

如下图（图 6、图 7、图 8），这三个对话框都比较类似，都是设置参与计算的建筑或道路实体，采用了 ListBox、Button、Edit 等控件，通过点击“>>”和“<<”实现选中实体的左右切换，同时支持点击“跳转二维界面”跳转至 CAD 模型二维界面，并且根据当前打开的对话框将对应实体高亮显示，帮助用户区分哪些是已选中的实体。

图 6 幕墙主体建筑对话框

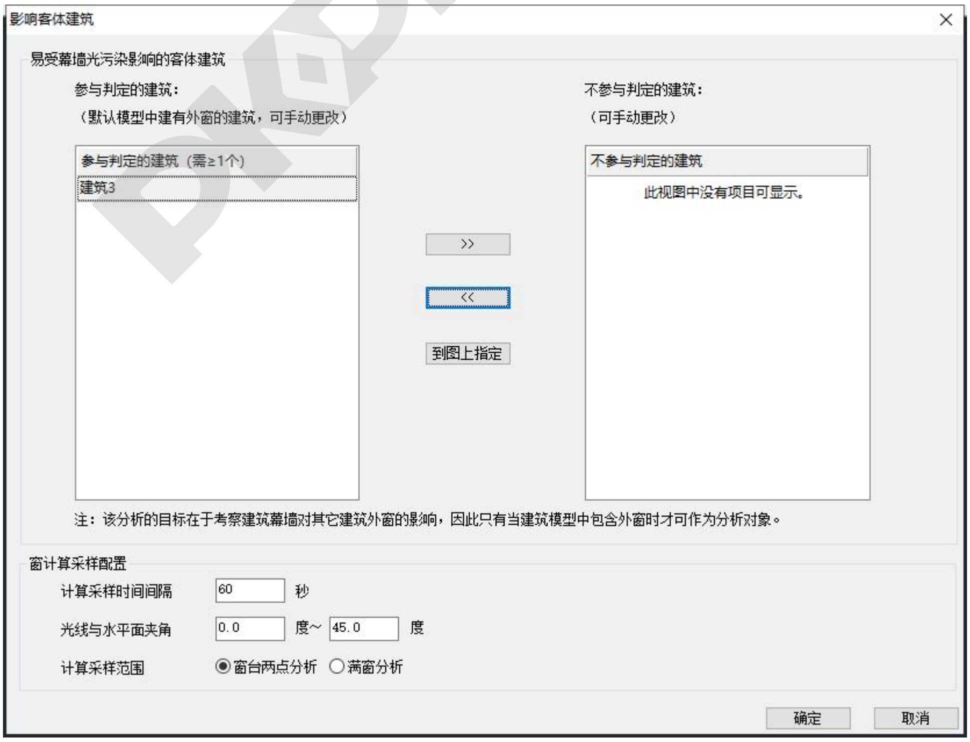


图 7 影响客体建筑对话框

图 8 影响道路配置对话框

3.2.3 核心计算功能

软件采用多核计算，采用了极其高效的光线求交加速算法，针对特大模型能有效的减少计算时间。同时支持幕墙光污染的高精度计算，最精细可至 1 秒时间步长。软件默认提供全年 365 天的模拟分析结果，展示全年所有受反射光影响的建筑、以及建筑上的住宅窗，或者全年中道路上驾驶员受幕墙反射光影响最不利的具体时刻。提供数据列表的展示方式，通过直观的三维效果展示，分析幕墙的空间位置和受影响的路段长度，同时也可根据设计师需求勾选展示局部达标情况。

4 结语

讨论了幕墙光污染模拟分析软件的设计与开发。此软件可以提供给需要进行光污染模拟分析的设计师进行模拟计算，让他们合理的规划拟建建筑，降低新建筑对周边建筑的燥光污染，以及对于现有建筑的强光污染现象做出措施应对。在国家对于光污染的现象愈发重视的情况下，短短十数年先后公布了一系列的技术文件、标准和法令，以求控制光污染。这款高效的幕墙光污染模拟分析软件不仅补上了国内自主研发光污染模拟软件的空白市场，同时摆脱了国外软件“卡脖子”的尴尬局面，做到了自研、可控、可持续发展。未来以幕墙光污染模拟分析软件为基础延展出的“光平台”系列软件，必能为国家推动环境保护贡献一份力。

[参考文献]

[1] 李长勋. AutoCAD　ObjectARX 程序开发技术[M].北京:国际工业出版社，2005.

[2] 朱学军,赖惠芬.基于 MFC 的 ObjectARX 应用程序开发[J].微机发展.2003.13(5);57- 61.

二维 PK 计算和三维 SATWE 计算的差异总结

吴海楠

中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要]二维 PK 计算一般用于单榀排架厂房、门式刚架厂房的设计，在三维计算软件没有出现或者不完善不成熟的年代也用于多层框架的单榀设计，三维设计软件计算理论和应用已经成熟并逐渐完善，对于双向受力的结构形式，往往更为合适，而有些地区的工程师还设想使用二维 pk 抽出一榀对于多高层结构进行“校核”，此时对于稍有不完全规则的结构就会出现明显差异，不规则结构差异巨大，此时二者就不具备可比性，本文将对于二维 PK 和三维 SATWE 计算中各个方面的差异进行一一阐释。

[关键词]二维； 排架； 三维； 双向受力； 楼板

0 引言

由于二维 PK 建立的单榀模型受力简单，与手算方法较为接近，一般用于门式刚架，排架等单向受力体系的计算和设计，而对于受力复杂，且为双向受力的三维框架结构，甚至是带剪力墙的结构进行分析和计算，它本身是难以胜任的，尤其是稍不规则的，不是绝对规整的结构，二维计算上存在众多不能考虑的因素，下面针对这些因素和三维 SATWE 进行对比。

1 计算模型差异

1.1 单向受力与双向受力

门式刚架和框排架作为一种受力明确的结构体系而被广大的设计人员所熟知，这两种结构形式主要是以二维模型是单榀模型分析和设计为主，主刚架方向只承担竖向荷载和沿着平面内的水平荷载（抗风柱只考虑面外风荷载，不考虑面内水平受力），而平面的纵向荷载，包括纵向风荷载、吊车纵向刹车力、纵向的地震作用都是由纵向的屋面支撑和柱间支撑系统来独立承担，面内主刚架和面外支撑系统各司其职互不干扰，纵向支撑系统传力如下图所示。所以二维设计主刚架榀时只考虑平面内荷载作用及其内力，不能考虑面外荷载及其受力，且不考虑面内荷载对面外方向的内力影响，不能考虑梁构件的扭矩，此时对于门式刚架和框排架二维 PK 设计已经足够满足。

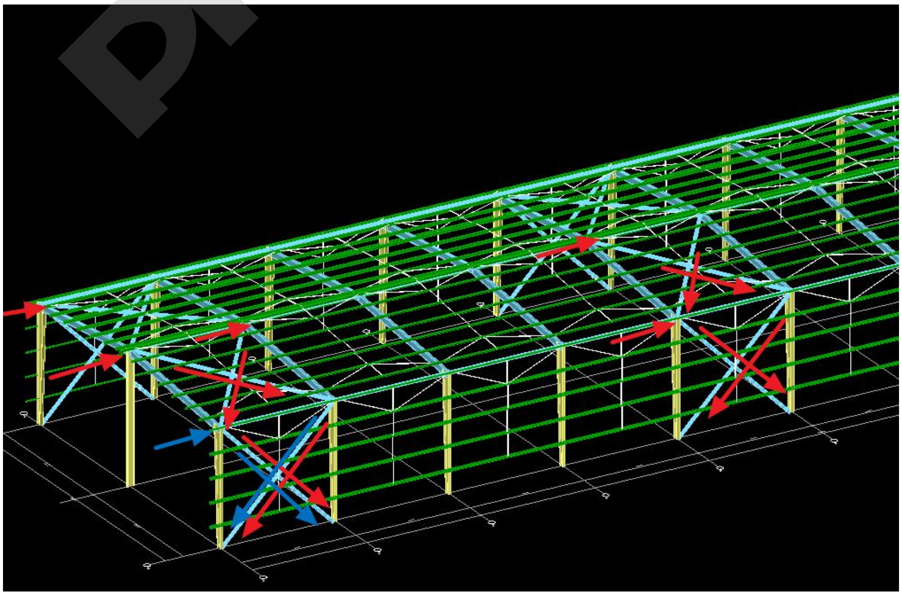


图 1 纵向荷载传力路径

三维模型会同时考虑结构两个方向的刚度，两个方向的荷载作用和竖向荷载作用下竖向构件两个方向的内力，还可以考虑混凝土构件的扭矩，钢梁还可以考虑双向受弯。

1.2 楼板模型

二维 PK 设计模块面向单榀框排架和门式刚架，二维模型不能考虑楼板（包括屋面水平支撑）及其对构件内力、位移计算的影响。

三维模型中的输入的水平楼板 SATWE 程序按照不同厚度默认考虑，如下表所示：

不同厚度的水平楼板的程序处理　　表 1

楼板厚度（mm）	0	1—4	5—9	10 及以上
默认楼板刚度	无	无	无	刚性板
是否允许定义弹性板	否	否	是	是
考虑强刚后楼层板刚度	刚性板	刚性板	刚性板	刚性板
钢梁整体稳定是否计算	是	是	是	否

三维模型在 SATWE 中对于斜楼板和斜屋面板默认按照弹性膜考虑，如下图所示：

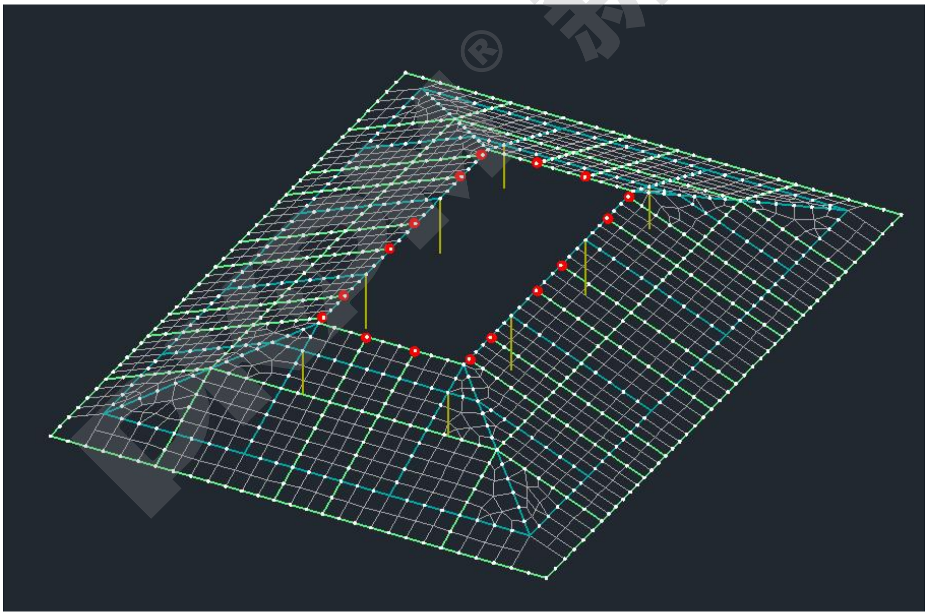


图 2 斜屋面按照弹性板考虑

2　荷载作用差异

2.1 恒载作用

二维不能考虑恒载施工加载方式，无论单层还是多层始终按照一次性加载考虑，一次性加载是程序对于整体模型一次性形成刚度，一次性将恒载加载到结构，一次性加载这种模拟施工方式在实际施工中很难出现，是一种力学上的理想状态，因此这种建模方式一般用于低层钢结构或构筑物的这种近似整体吊装安装完成的施工模拟。

SATWE 软件提供了 4 种恒载模拟施工方式，一次性加载及模拟施工 1-3 以及在模拟施工 3

基础上的构件级施工次序，并引入了各层施工次序参数和各个构件的施工次序，能够解决绝大多数多高层建筑的施工模拟。

2.2 活载作用

二维与三维考虑活载不利布置的机制和结果不同，二维中每根梁、柱、结点上的活荷载都要单独计算一次，即计算时仅在这根梁、柱或结点上作用单个活载，结构无其它活载作用。对于每

一次计算结果，都要以下面的若干种予组合力为目标迭加。对某种予组合内力，若该次计算值使其增大就迭加上去按照予组合条件考虑活载不利布置。

对于柱有四组活载予组合内力：

（1）活 1: Mmax 及对应的 N 与 V

（2）活 2: Mmin 及对应的 N 与 V

（3）活 3: Nmax 及对应的 M 与 V

（4）活 4: Nmin 及对应的 M 与 V

符号 M 为弯矩、N 为轴力、V 为剪力

对于梁有如下四组予组合内力

（1）活 1: 梁端 Mmax 及对应的 V

（2）活 2: 梁端 Mmin 及对应的 V

（3）活 3: 使梁跨中为正弯矩的梁端 M

（4）活 4: 使梁跨中为负弯矩的梁端 M

三维 SATWE 按照各个房间的板面荷载考虑梁活载不利布置，可以设置活载考虑的最高层号，对于超大型结构模型可以设置活荷不利荷载影响范围，且只考虑梁活载不利布置的正弯矩包络和负弯矩包络。

图 3 梁活载不利布置控制参数

2.3 风荷载作用

二维中的风荷载以构件的均布荷载为主，可以考虑左右风荷载以及风吸风压等多个工况，二维不能考虑顺风向风振和横风向风振。

SATWE 中计算风荷载有两种方式：一种是水平风荷载，另一种是特殊风荷载，水平风荷载的计算方法和加载方式是一种简化算法，它假定迎风面、背风面的受风面积相同，输入迎风面与背风面体型系数之和,同时假定了每层风荷载作用于各刚性楼板质心和所有弹性节点上,楼层所有节点平均分配风荷载，而此时就导致它忽略了侧向风的影响，也不能考虑屋盖的风吸力和风压力，程序在计算风荷载作用效应时，仅做正向风如+X 向，+Y 向的内力计算，对于负向风如-X 向，-Y 向不再做内力计算，直接取正向风的内力计算结果，再取反号后作为负向风的计算结果。

特殊风荷载是 SATWE 程序提供的另一种较为精细化的考虑风荷载的方式：

1）程序将对各自然层自动生成 4 组不同方向的特殊风荷载，分别是+X 向、-X 向、+Y 向、-Y 向对应的风荷载，可以处理迎风面、背风面的受风面积不同，负向风荷载与正向风荷载不同的情况。

2）程序在计算特殊风荷载时，是将楼层平面的最外围多边形向风荷载作用方向的垂直方向进行投影，投影长度作为受风面的宽度，以楼层组装表中的层高做为受风面高度确定受风面积，分配特殊风荷载时，只在模型最外围节点加载风荷载，是按投影后的节点两侧受风面宽度分配的，而不是均匀的分配到模型平面的各个节点，当自动生成选择传统方式时，程序会将柱上的水平向风荷载按照柱顶节点荷载方式生成。当自动生成选择精细方式时，程序会将柱上的水平向风荷载按照均布荷载方式生成。

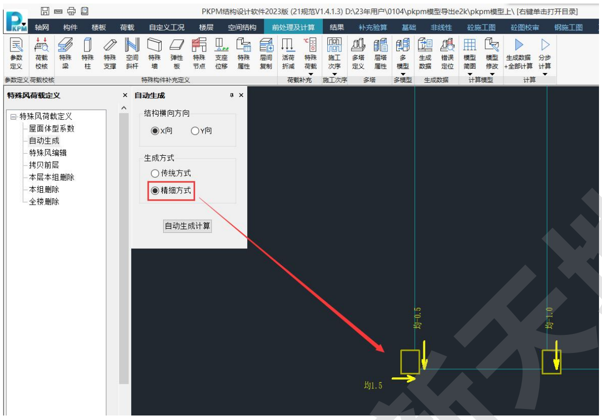


图 4 特殊风荷载精细方式

3）迎风面、背风面的风荷载加载到模型中对应各个外围节点，程序不会将迎风面和背风面的风荷载进行叠加考虑。

可以生成平行于 X 或 Y 向方向的屋面风荷载，按照均布线荷载加载到对应方向的梁上。

总结起来，当 SATWE 中计算特殊风荷载，同时选择精细方式时，才和二维 PK 中生成各个构件的风荷载的方式类似，水平风荷载方式与二维计算差异较大。

2.3 地震作用

二维 PK 单榀模型只考虑平面内方向地震作用，不能考虑两个方向的地震作用，同时不能考虑扭转耦联，所以此时要根据抗规 5.2.3-1 条要求“规则结构不进行扭转耦联计算时，平行于地震作用方向的两个边榀各构件，其地震作用效应应乘以增大系数。一般情况下，短边可按 1.15 采用，长边可按 1.05 采用”对于地震力进行放大。

图 5 二维中的地震作用效应放大系数

三维模型在 SATWE 中计算的地震作用是采用振型分解法考虑两个方向的地震作用，也可以考虑其他附加角度的地震作用，计算是默认考虑扭转耦联的，同时可以考虑双向地震和偶然偏心。

2.4 吊车荷载

二维门式刚架由于考虑对一榀中柱的作用，桥式吊车的桥架质量是固定的，所以可以默认考虑吊车的质量对地震作用的影响，三维 SATWE 由于不能考虑移动的质量，所以不考虑桥式吊车的质量。

二维中没有层的概念，所以可以考虑双层吊车和对应的吊车予组合，如下图所示：

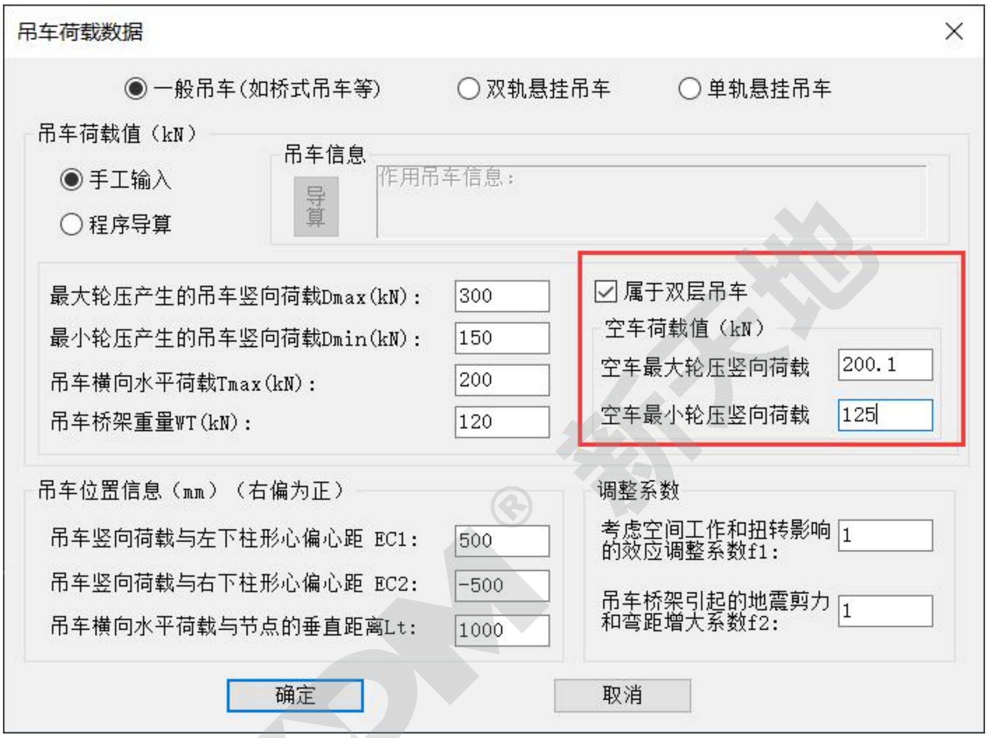


图 6 双层吊车定义

三维模型中同一层只能布置单层吊车，同时不能考虑双层吊车空重车的组合。

3 计算长度

3.1 柱面内计算系数

1）计算方法：二维 PK 对于混凝土柱按照混规 6.2.20 条的要求：考虑底层柱计算长度系数 1.0，上层 1.25，同时考虑了部分带吊车的集成了四种面内计算长度系数的确定方法：分别是门规的两种面内计算长度系数方法分别是：门规附录 A.0.1-A.0.5 方法、门规附录 A.0.8 方法、钢标附录 E.01-E.0.2 有无侧移梁柱线刚度比法、钢标附录 E.03-E.0.6 阶形柱计算方法。

首先三维模型两个方向是同等的，不区分柱的面内和面外计算长度，三维 SATWE 中对于所有混凝土结构按照底层 1.0 和上层 1.25 考虑，对于所有钢结构按照钢标附录 E.01-E.0.2 梁柱线刚度比法。对于有吊车的结构柱和需要按照门规验算的柱需要人工修改计算长度系数。

二维中对于柱底铰接按照钢标计算时，按照平板支座考虑 K_2 取 0.1，此时三维 SATWE 中取 0。

二维中没有斜杆构件的属性，一般的桁架腹杆采用铰接柱也参与计算长度系数计算，一些桁架结构按照线刚度比法有侧移的条件下得到计算长度系数会异常，如下图所示：此时的杆件计算

长度系数为 100000 就表示程序计算出的计算长度系数为无穷大，需要在参数里按照无侧移、桁架计算或者人工修改。

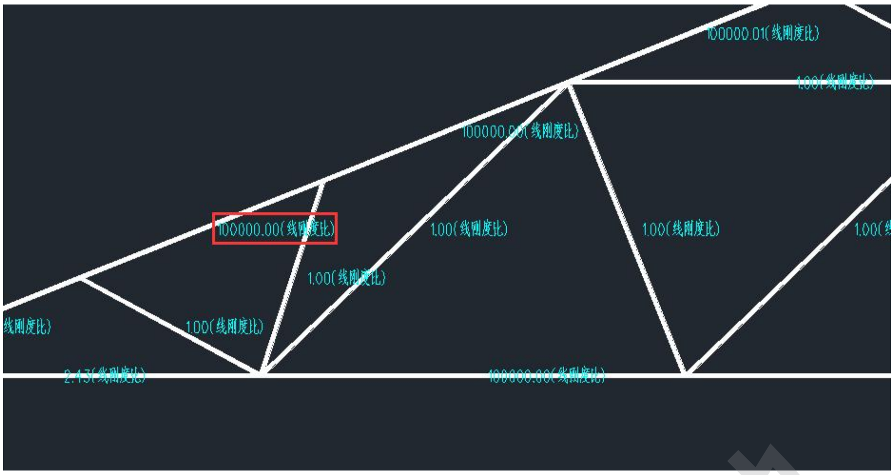


图 7 计算长度系数异常的情况

三维模型中存在斜杆构件的属性，在钢框架柱计算长度系数的确定中，钢框架支撑结构的斜杆只影响程序按照钢标公式 8.3.自动确定有无侧移时的支撑结构的层侧移刚度 S_b 取值。

$$\boxed{S_b} \geqslant 4.4\left[\left(1+\frac{100}{f_y}\right)\Sigma N_{bi} - \Sigma N_{0i}\right] \qquad (8.3.1\text{-}6)$$

斜杆本身的计算计算长度系数，程序默认按照 1.0 考虑。

3.2 柱面外计算长度

1）二维模型中对于柱面外计算长度需要人工根据柱间支撑和系杆的间距进行修改。

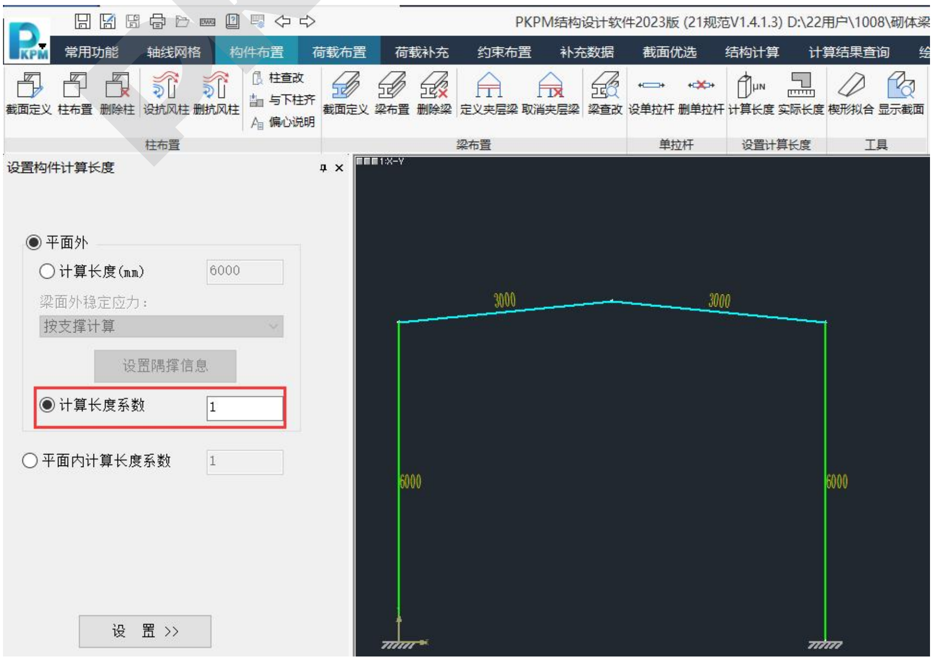


图 8 二维中计算长度系数的人工修改

三维模型两个方向都按照面内的计算长度系数确定的方法计算的，如果存在门式刚架柱这种需要特殊考虑的构件，可以到模型修改-设计属性下修改柱对应方向的计算长度系数。

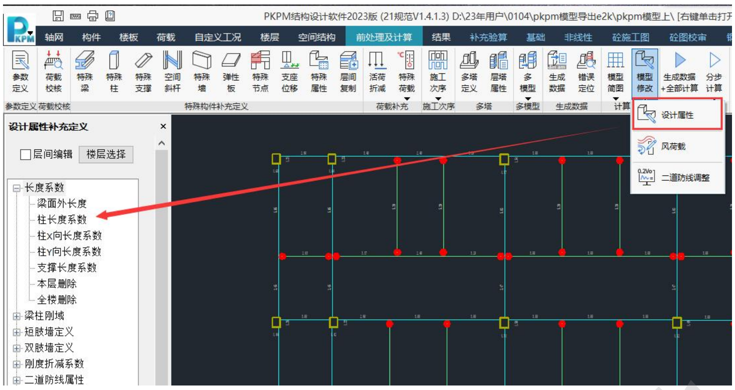


图 9 SATWE 中计算长度系数的人工修改

3.3 梁面外计算长度

二维中对于门式刚架梁面外稳定对应的计算长度和隅撑支撑弹性约束提供了两种算法，设计人员可以按照门规 7.1.4-9 去直接输入计算长度，也可以按照门规 7.1.6-3 条要求输入檩条和隅撑信息，计算梁的弹性屈曲临界弯矩 Mcr。两者同时输入时，还可以考虑取两者稳定应力的小值。

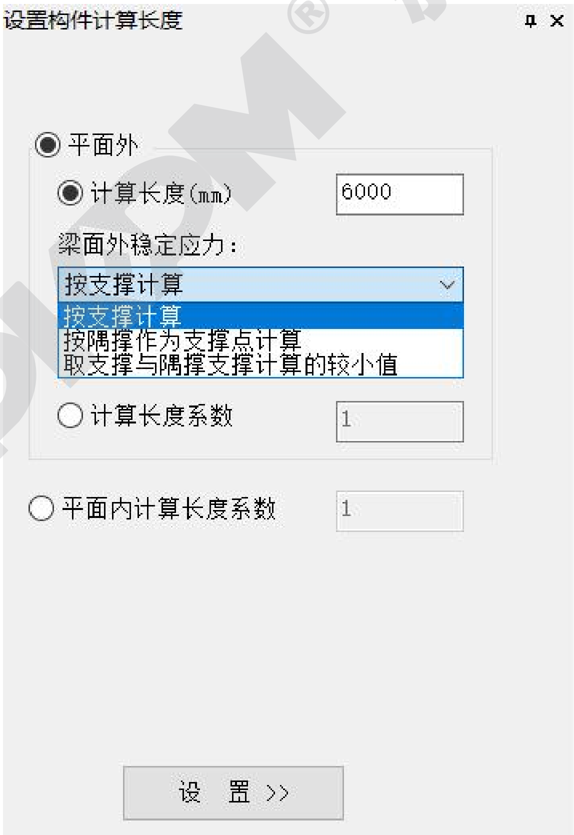


图 10 二维中的梁面外计算长度系数和隅撑支撑的人工修改

三维模块只涉及梁的面外计算长度的修改，尚不能考虑隅撑支撑弹性约束算法。

4　稳定验算

4.1 按钢标计算

按照钢标计算时，二维和三维梁整体稳定系数确定时βb 的条件不同：二维模型可以区分集中荷载和均布荷载，然后按照钢标附录 C 表 C.0.1 中的集中荷载和均布荷载考虑

三维模型在 satwe 计算时，βb 按照附录 C 表 C.0.1 中跨中无侧向支承点的梁且均布荷载作用在上翼缘时的条件进行考虑。

表C. 0. 1 H型钢和等截面工字形简支梁的系数β_b

项次	侧向支承	荷载		$\xi \leqslant 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
1	跨中无侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	$0.69+0.13\xi$	0.95	图 C.0.1 (a)、(b) 和 (d) 的截面
2			下翼缘	$1.73-0.20\xi$	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	$0.73+0.18\xi$	1.09	
4			下翼缘	$2.23-0.28\xi$	1.67	

图 11 SATWE 中β_b的取值方式

4.2 按门规计算

二维针对门式刚架处理和门规计算较为贴切，计算梁柱面内稳定验算时，执行门规 7.1.3-1 公式计算，梁柱面外稳定验算时，按照 7.1.5-1 公式计算。

三维 satwe 对于门式刚架构件设计时进行了一些简化处理，对于门式刚架梁柱面外稳定验算时，门规 7.1.4-7 中构件两端弯矩比 kM 直接取 1.0， 该参数直接影响稳定系数φb 的取值，以及 7.1.5-1 公式中的弯矩项指数 kσ直接影响，此时对于梁柱构件的面外稳定应力影响很大。

内力调整

内力调整主要涉及混凝土构件的内力调整，与 SATWE 中的差异主要体现在以下几个方面：

1）二维中的混凝土柱不能考虑强柱弱梁调整，强剪弱弯调整。SATWE 按照规范正常考虑。

2）二维中不能考虑 0.2v0 调整。SATWE 按照规范正常考虑。

3）二维中没有嵌固端的概念，不进行嵌固端的相关调整，SATWE 按照规范正常考虑。

5　配筋相关

1）计算和构造配筋分布：二维 PK 单榀模型只考虑平面内方向荷载作用，面外不考虑，所以程序只考虑一个方向受弯配筋，因此计算将全部钢筋配置在平面内的受弯方向上，程序输出的单侧配筋如下图所示：

柱下端最大配筋对应组合号: 1, M= 0.00, N= 104.24
柱下端单侧计算配筋 As= 0.
柱上端最大配筋对应组合号: 2, M= -188.84, N= -61.86
柱上端单侧计算配筋 As= 669.
柱单侧构造配筋 As= 1300.

柱抗剪最大配箍对应组合号: 1, V= 12.34, N= 26.24
柱抗剪计算配箍(按100mm间距输出): Asv= 0.
柱抗剪构造配箍: Asvmin= 110.
抗震最大轴压比对应组合号: 86, N= 44.28 轴压比= 0.008

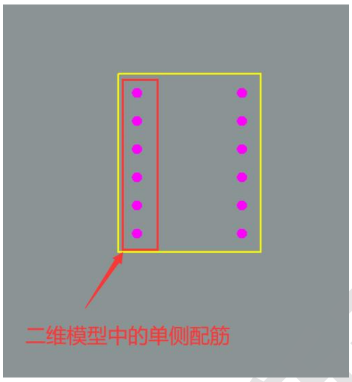


图 12 二维单侧配筋分布

2）二维混凝土梁不能考虑剪扭验算。

3）二维混凝土柱不能考虑节点核心区剪压比验算和配筋。

6 总结

本文从计算模型、荷载作用、计算长度、稳定验算、内力调整和配筋相关六个大的方面对比了二维设计模块和三维 SATWE 分析计算之间的差异。二维 PK 设计和钢结构二维设计模块主要针对单向受力的门式刚架、排架、支架、桁架等带有明显单向受力特征的结构形式所设置的，对于计算和分析上述结构形式二维计算还是要更合适，支持的也更为理想。如果存在明显的双向受力特征，且需要考虑全部或局部楼板，同时结构不够规则的情况下，应该使用三维模型进行计算和分析，或者采用工具箱等进行辅助校核。

参 考 文 献

[1] GB51022-2015 门式刚架轻型房屋钢结构技术规范[S]. 北京，中国建筑工业出版社，2016
[2] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
[3] GB50009-2012,建筑结构荷载规范[S].北京：中国计划出版社，2012
[4] 陈友泉.门式刚架轻型房屋钢结构设计与施工疑难问题释[M].北京，中国建筑工业出版社，2009
[5] GB50017-2017,钢结构设计标准[S].北京：中国建筑工业出版社，2018

结构系列软件常见问题解析（一）

王宇
中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 在 PKPM 软件使用过程中，常常遇到操作或者程序处理方式上的疑问。如果不能准确把握程序的处理原则，或者不了解程序的操作方式，会直接导致计算上的错误。因此，本文对于基础计算中遇到的多个常见的问题为例，解释程序的处理原则，引导软件使用者正确利用软件进行设计。

[关键词] 砌体；受压计算；纵横墙；实配钢筋；

1. 砌体结构中的外墙受压计算考虑风荷载的影响吗？

A：

砌体中外墙的受压计算会考虑风荷载的影响，按照砌体规范 5.1.1 条计算，结果在计算书中有输出。而内墙受压计算不考虑风荷载的影响。计算书中输出外墙考虑弯矩偏心受压的计算结果，比如荷载组合 1:1.3DL+1.5LL+1.4*0.6WL 中 WL 就是风荷载工况。

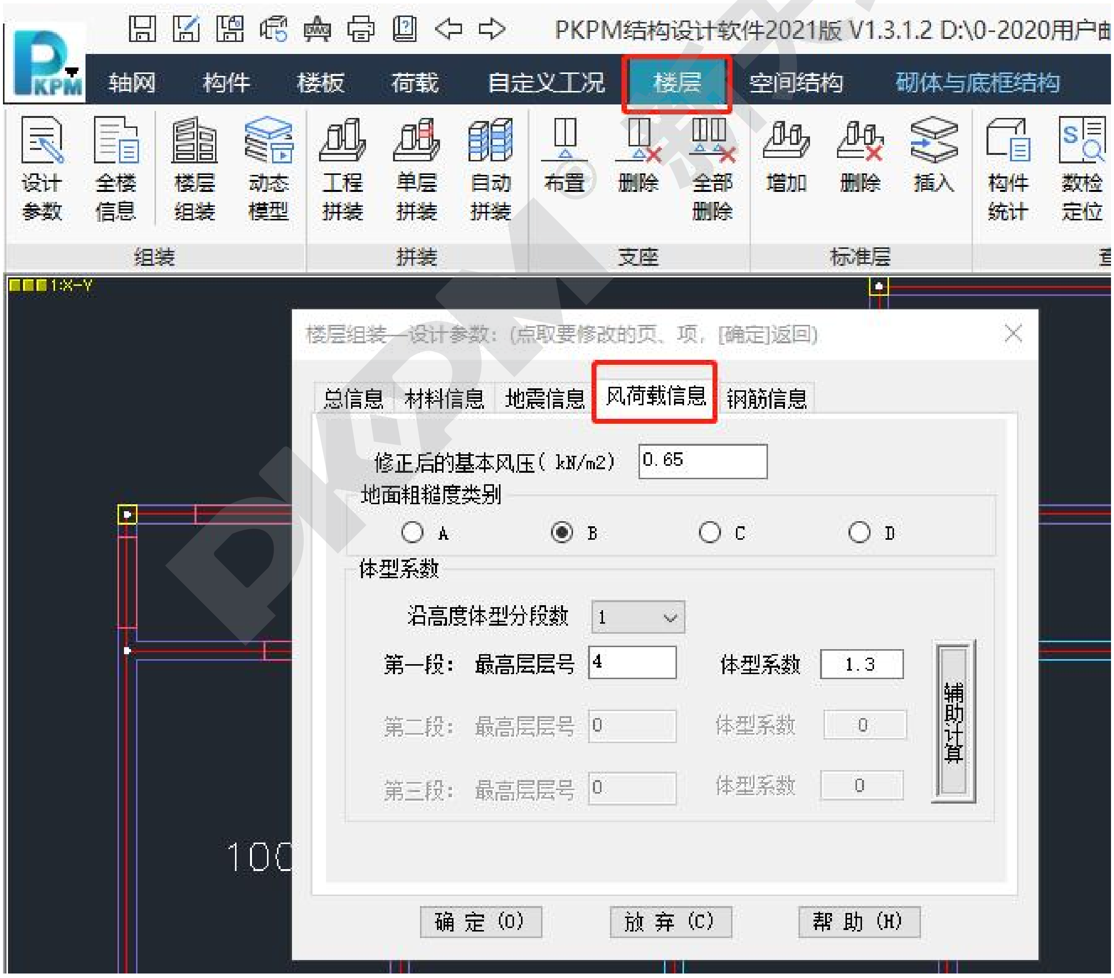


图 1 砌体参数风荷载

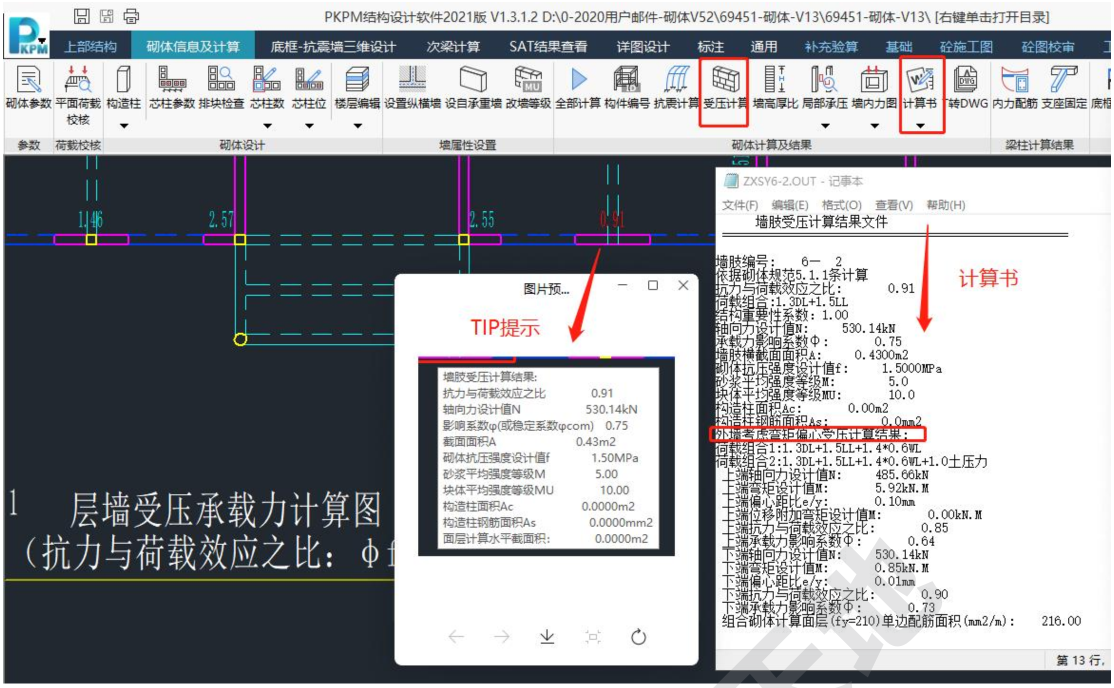


图 2 计算书输出风荷载组合

2. 在砌体软件中设置纵横墙的作用是什么？

A：

抗震规范 7.2.7-3 条，砌体普通砖的截面抗震受剪承载力可以考虑构造柱的有利影响：

3 当按式(7. 2. 7-1)、式(7. 2. 7-2)验算不满足要求时，可计入基本均匀设置于墙段中部、截面不小于240mm×240mm(墙厚190mm时为240mm×190mm)且间距不大于4m的构造柱对受剪承载力的提高作用，按下列简化方法验算：

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[\eta_c f_{vE}(A-A_c)+\zeta_c f_t A_c+0.08 f_{yc} A_{sc}+\zeta_s f_{yh} A_{sh}] \tag{7.2.7-3}$$

式中：A_c——中部构造柱的横截面总面积（对横墙和内纵墙，$A_c>0.15A$ 时，取 $0.15A$；对外纵墙，$A_c>0.25A$ 时，取 $0.25A$）；

图 2 抗规 7.2.7-3 条

砌体软件中，可以设置纵横墙，横墙中的构造柱对受剪承载力的提高作用以 0.15A 为限，纵墙中的构造柱对受剪承载力提高作用以 0.25A 为限。

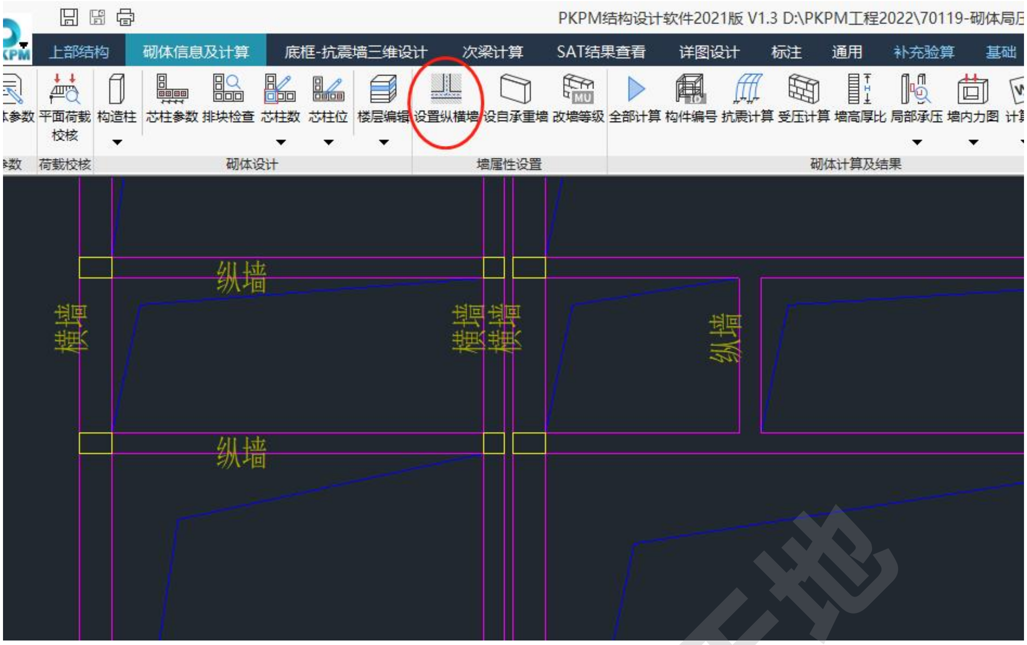


图 3 砌体的纵横墙

3. 鉴定加固软件梁和柱的实配钢筋保存在哪个文件中？

A：

在混凝土结构鉴定加固软件中，经常需要提取工程模型数据和梁柱的实配钢筋数据。只需要在工程文件目录找到“*.JWS”和“BeamReinS.MDB”文件复制即可。*.JWS 文件是工程的模型信息，包括梁、柱、墙、楼板的截面和材料强度等信息。BeamReinS.MDB 文件是记录梁和柱的实配钢筋信息。如下图所示。

图 4 工程目录中 2 个文件

图 5 混凝土鉴定加固软件

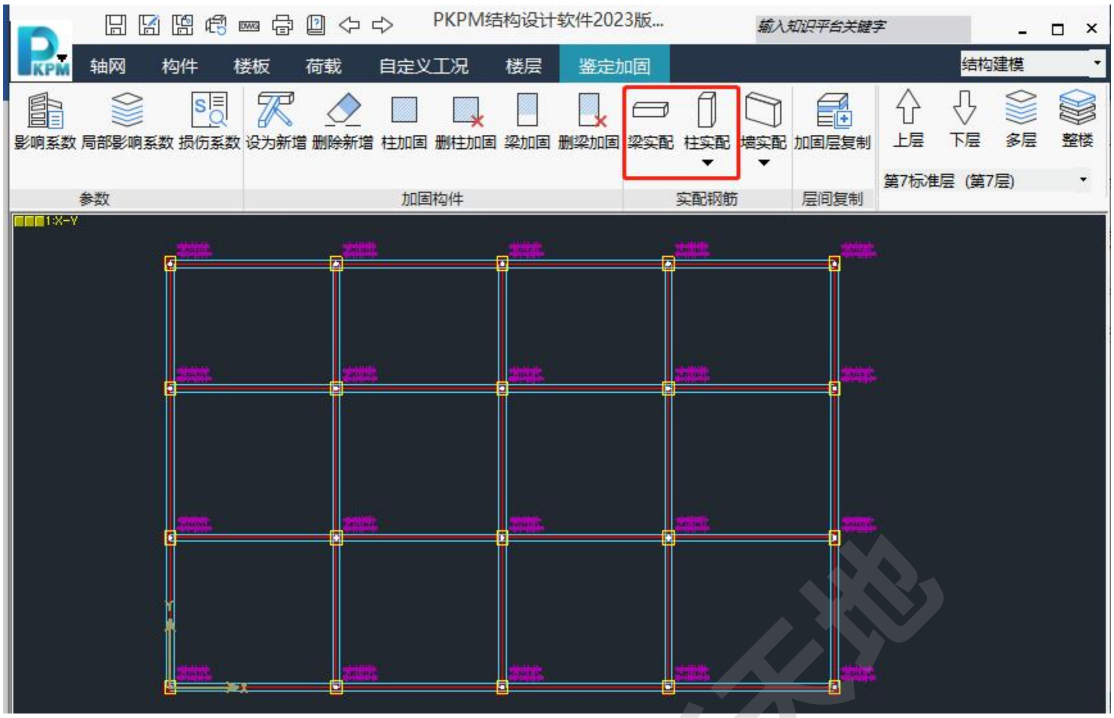


图 6 鉴定加固-梁实配-柱实配

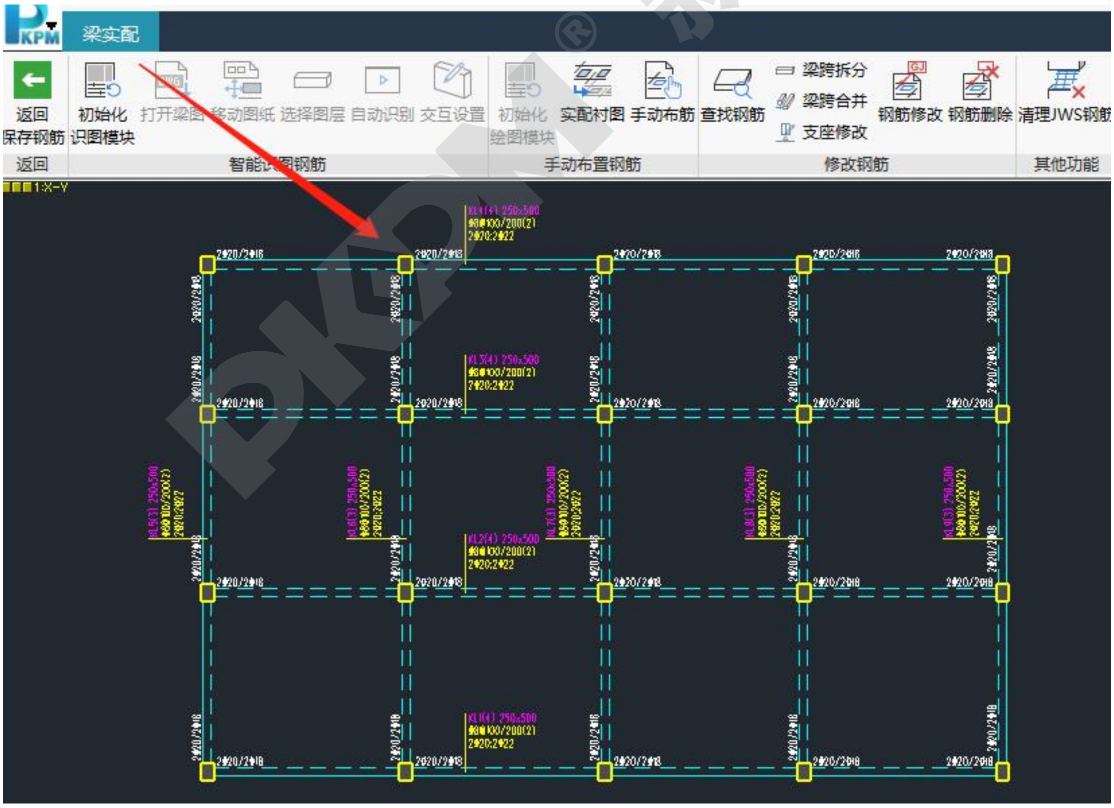


图 7 梁实配

4. 楼板施工图低版本软件读取高版本数据时的出错的处理？

A：

现在 V1 系列的版本较多，经常有工程师问，在砼楼板施工图出现下图的提示，原因是因为低版本程序读取了高版本的数据造成的。

解决办法是：到工程目录下的施工图子文件夹中删除“PmSlabStl.STL ”即可。

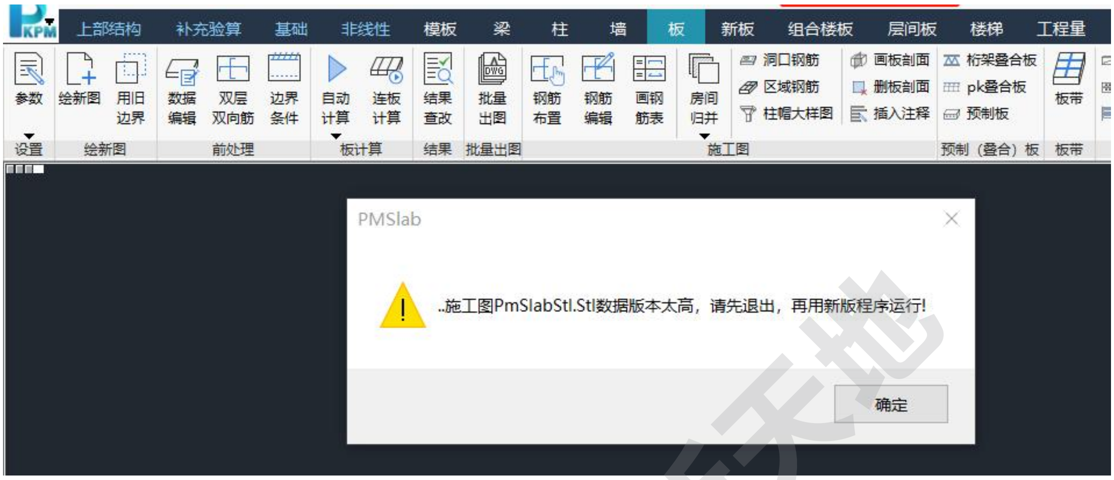


图 8 砼楼板施工图出错提示

5. 砼施工图中柱钢筋绘制不出来？

A：

在砼施工图中，柱绘新图，有部分柱没有实现自动配筋。如下图所示。

原因是纵筋库的纵筋规格不足，增加纵筋库钢筋规格，增加大直径纵筋即可。

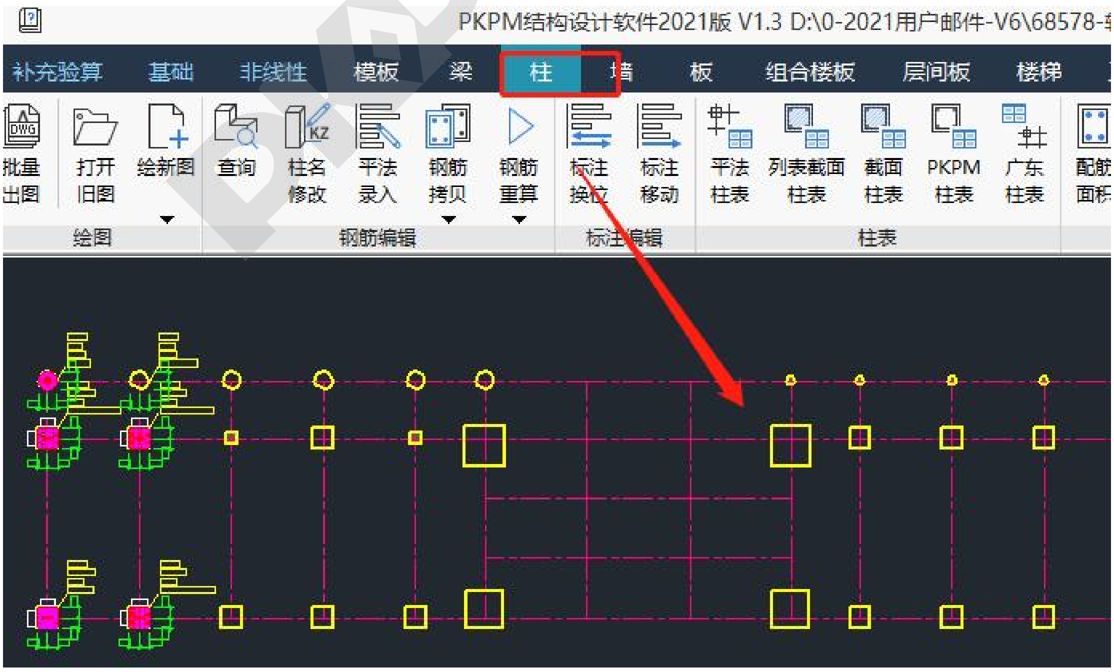


图 9 柱施工图没有配筋

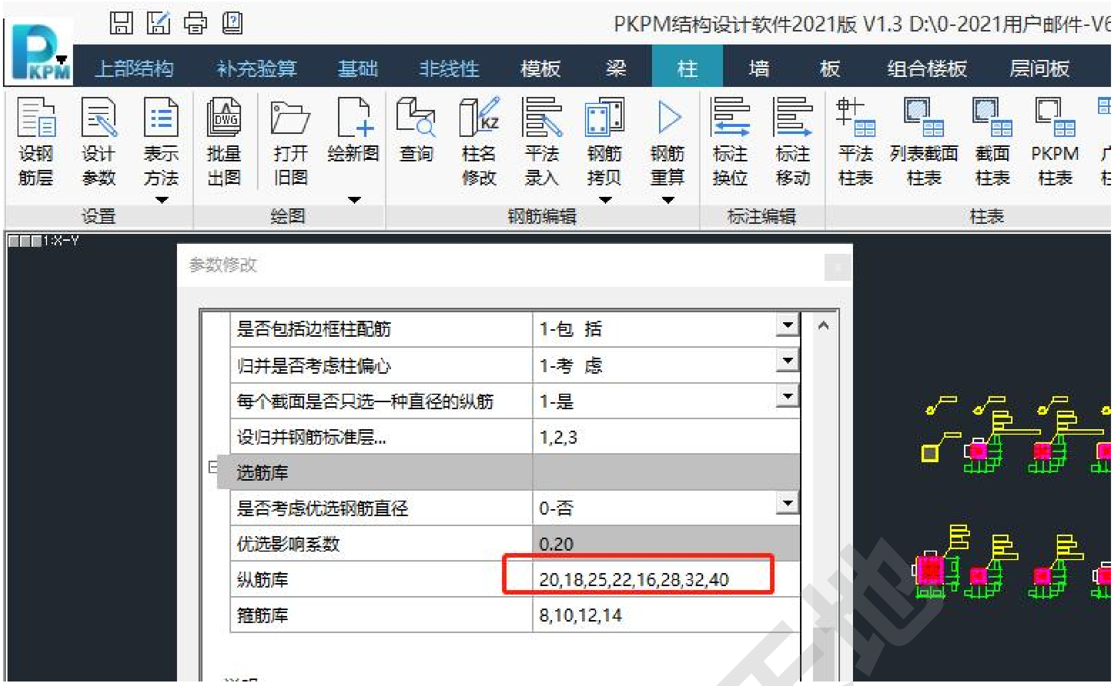


图 10 增加柱纵筋库

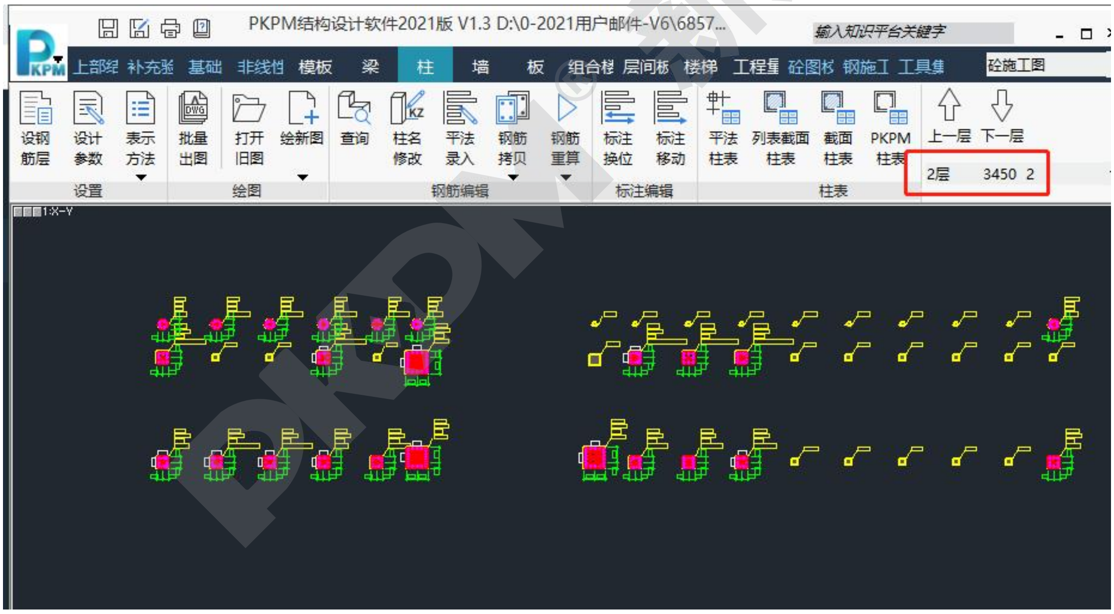


图 11 砼柱配出钢筋

参 考 文 献

[1] GB50003-2011 砌体结构设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2012.

[2] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.

[3] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.

[4] GB50068-2018 建筑结构可靠性设计统一标准[S].北京：中国建筑工业出版社，2019.

结构系列软件常见问题解析（二）

黄翠香

中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 在 PKPM 软件使用过程中，常常遇到操作或者程序处理方式上的疑问。如果不能准确把握程序的处理原则，或者不了解程序的操作方式，会直接导致计算上的错误。因此，本文对于基础计算中遇到的多个常见的问题为例，解释程序的处理原则，引导软件使用者正确利用软件进行设计。

[关键词] 节点域；受压计算；纵横墙；实配钢筋；

砌体中外墙的受压计算会考虑风荷载的影响，按照砌体规范 5.1.1 条计算，结果在计算书中有输

6. 在用 V13 和 V14 计算同一个模型的时，为什么混凝土柱节点域抗剪结果不同？

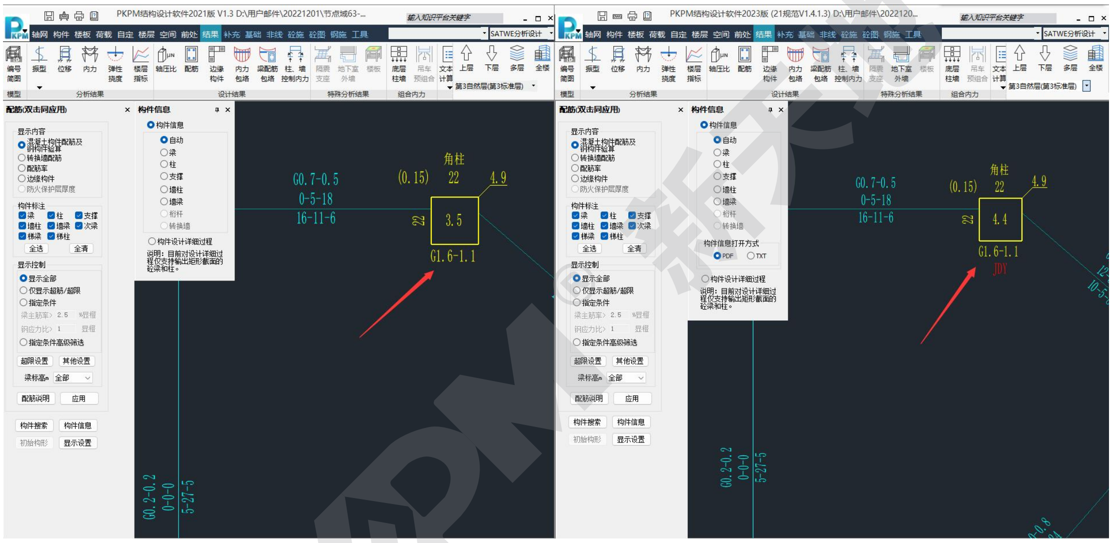


图 1 v13 和 v14 版本程序节点域剪压比对比

A：

通过构件信息对比可以看到，其他的结果都一样，只是由于 11.6.3 公式中ηj 的取值不同了，导致这个限值不同了，由于 v1.4 版本开始考虑了“正交方向梁高度不小于较高框架梁的 3/4”这条要求，此时取 1.0，之前的版本取的是 1.5。

11.6.3 框架梁柱节点核心区的受剪水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.3\eta_j\beta_c f_c b_j h_j) \quad (11.6.3)$$

式中：h_j——框架节点核心区的截面高度，可取验算方向的柱截面高度 h_c；

b_j——框架节点核心区的截面有效验算宽度，当 b_b 不小于 $b_c/2$ 时，可取 b_c；当 b_b 小于 $b_c/2$ 时，可取 $(b_b+0.5h_c)$ 和 b_c 中的较小值；当梁与柱的中线不重合且偏心距 e_0 不大于 $b_c/4$ 时，可取 $(b_b+0.5h_c)$、$(0.5b_b+0.5b_c+0.25h_c-e_0)$ 和 b_c 三者中的最小值。此处，b_b 为验算方向梁截面宽度，b_c 为该侧柱截面宽度；

η_j——正交梁对节点的约束影响系数：当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度 1/2，且正交方向梁高度不小于较高框架梁高度的 3/4 时，可取 η_j 为 1.50，但对 9 度设防烈度宜取 η_j 为 1.25；当不满足上述条件时，应取 η_j 为 1.00。

图 2 节点域剪压比计算条文

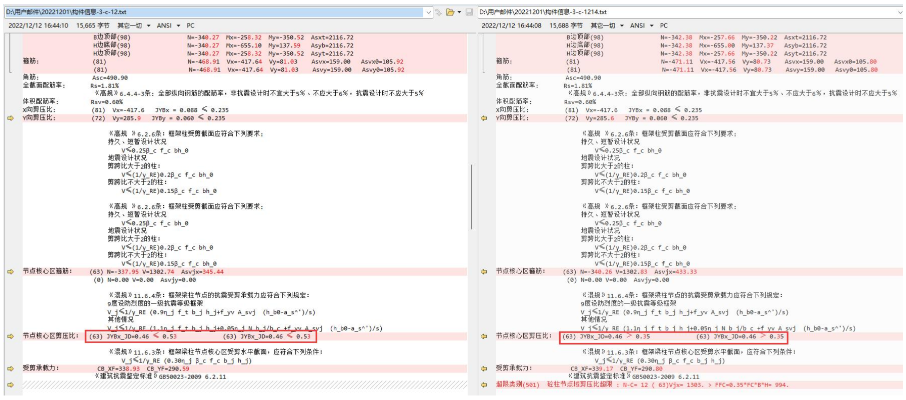


图 3 节点域剪压比构件信息对比

2 为什么在复杂楼板设计里面勾选了计算舒适度，但是计算结果 word 计算书还是显示灰色的？

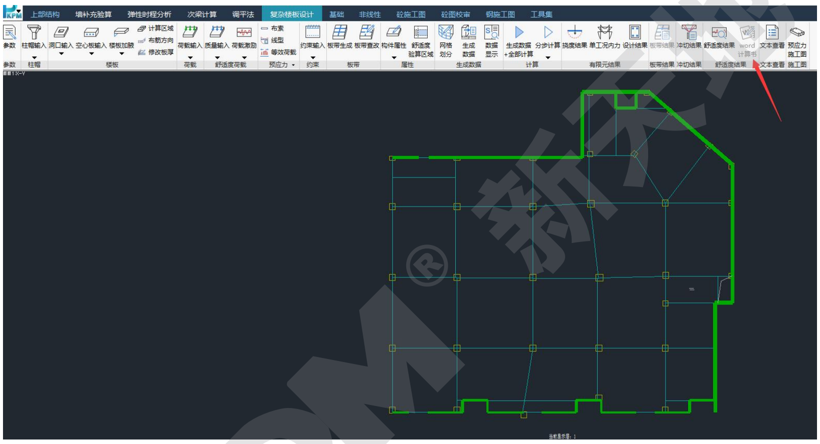


图 4 复杂楼板设计 word 计算书不显示

A：

这是由于计算舒适度的时候，不一定需要计算时程分析，而普通的模态分析结果在前面就可以查看，只有在勾选了时程分析以后，才会输出 word 版详细的计算书的结果。

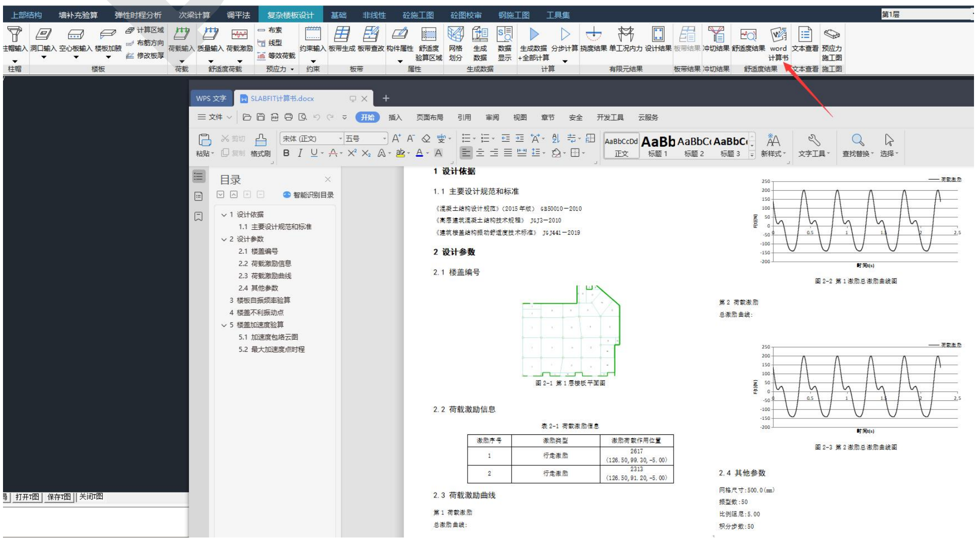
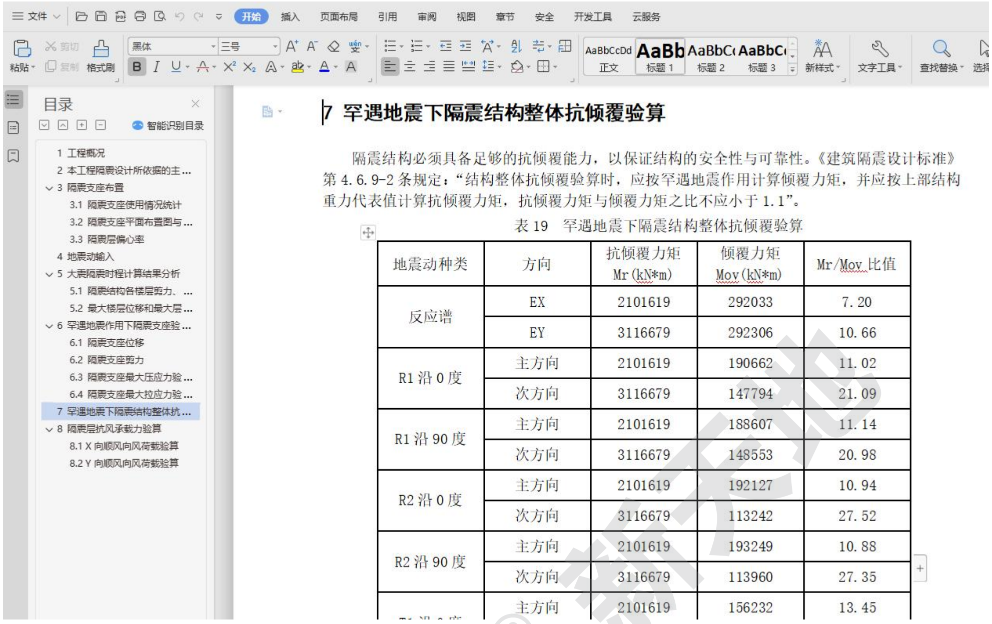


图 5 复杂楼板设计 word 计算书

3 在隔震计算时，软件是否计算并输出了罕遇地震下隔震结构整体抗倾覆验算的结果？

A：

程序输出了这个结果，在隔震 word 计算书里面的这一项进行输出，如下图所示：



7 罕遇地震下隔震结构整体抗倾覆验算

隔震结构必须具备足够的抗倾覆能力，以保证结构的安全性与可靠性。《建筑隔震设计标准》第 4.6.9-2 条规定：“结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，并应按上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩，抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于 1.1”。

表 19 罕遇地震下隔震结构整体抗倾覆验算

地震动种类	方向	抗倾覆力矩 Mr (kN*m)	倾覆力矩 Mov (kN*m)	Mr/Mov 比值
反应谱	EX	2101619	292033	7.20
	EY	3116679	292306	10.66
R1 沿 0 度	主方向	2101619	190662	11.02
	次方向	3116679	147794	21.09
R1 沿 90 度	主方向	2101619	188607	11.14
	次方向	3116679	148553	20.98
R2 沿 0 度	主方向	2101619	192127	10.94
	次方向	3116679	113242	27.52
R2 沿 90 度	主方向	2101619	193249	10.88
	次方向	3116679	113960	27.35
[illegible]	主方向	2101619	156232	13.45

图 6 隔震设计整体抗倾覆验算

4 请问隔震支座的转动刚度全部设为零了，为什么上下支墩处还会有弯矩？

A：

隔震支座模拟刚度示意如下图，弹簧本身存在水平方向的轴向力，同时程序用刚性杆模拟上下部的高度，此时该轴向力对上下节点都会产生弯矩。

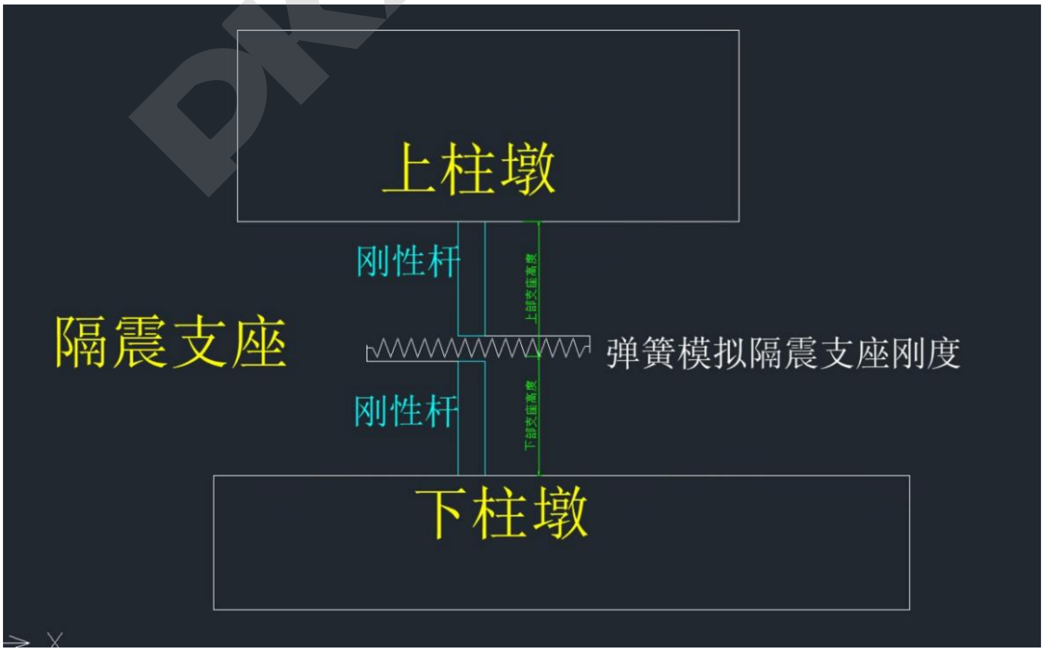
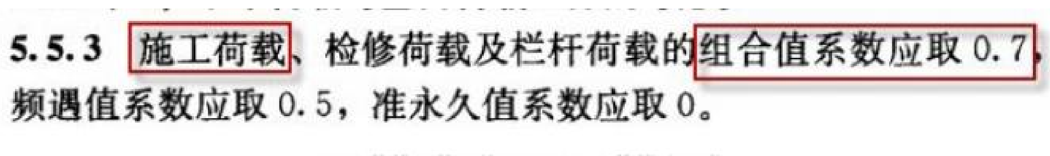


图 7 程序中的隔震支座力学模型

5 PKPM 程序中，如何增加施工荷载？



5.5.3 施工荷载、检修荷载及栏杆荷载的组合值系数应取 0.7，频遇值系数应取 0.5，准永久值系数应取 0。

图 8 通用规范找那个的施工荷载要求

A：

这个荷载可以在建模的自定义工况中增加，增加了以后切换到这个工况布置荷载，然后在 satwe 前处理-参数定义中修改组合系数。

图 9 自定义工况中布置施工活荷载

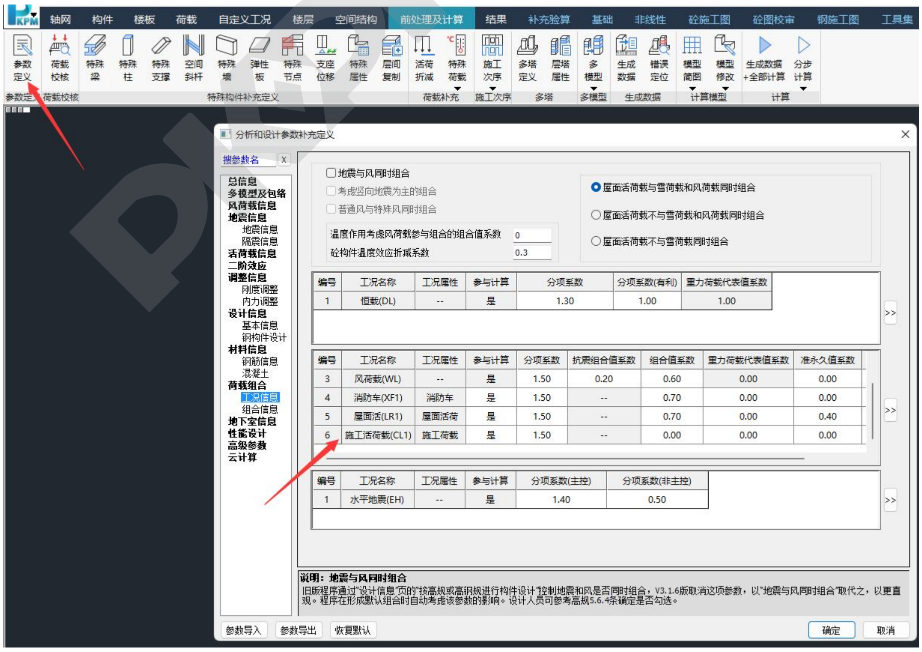


图 10 施工活荷载组合系数修改

参 考 文 献

[1] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.
[2] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
[3] GB/T51408-2021 建筑隔震设计标准[S].北京；中国计划出版社，2021.
[4] GB50068-2018 建筑结构可靠性设计统一标准[S].北京：中国建筑工业出版社，2019.

约稿函

《PKPM新天地》

PKPM在国内设计行业占有优势，拥有用户上万家，市场占有率达95%以上，是国内应用普遍的CAD系统之一。它紧跟行业需求和规范更新，不断推陈出新开发出行业所需的软件产品，使国产自主知识产权的软件十几年来一直占据我国结构设计行业应用和技术的主导地位。PKPM及时满足了我国建筑行业快速发展的需要，显著提高了设计效率和质量，为实现建设部提出的“甩图板”目标做出了重要贡献。

《PKPM新天地》杂志是由中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司主办，主要面向PKPM系列软件用户及广大工程设计人员发行的工程类期刊。

《PKPM新天地》杂志将时刻掌握行业的最新动态，也将立志为所有的从业人员提供最好的交流平台。

为了更好地服务于 PKPM 系列软件用户及广大工程设计人员，《PKPM 新天地》以 PKPM 软件的应用为核心，精心策划每一个栏目，认真组织每一项内容，对设计工作中的 PKPM 应用技巧进行全面剖析，为工程技术人员和企业的技术人员提供重要的参考。

如果您对 PKPM 软件有独到的见解；如果您在使用 PKPM 软件进行设计时有相关的经验技巧；如果您能担当答疑解惑的重任；如果您了解建筑设计行业所发生的大事、小事、新鲜事……在此，我们向国内所有建筑设计单位的工程师及技术人员真诚约稿，广泛征集设计分析文章以及 PKPM 应用案例，包括在设计中的心得体会和宝贵经验，给与广大设计师以参考借鉴。希望广大建筑设计院的朋友们踊跃投稿。稿件一经录用，将及时通知作者本人，并给予相应的稿费报酬。

投稿邮箱：editor@cabrtech.com，欢迎您来信投稿！

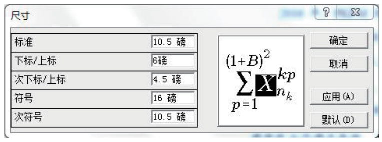
扫码下载格式模板

投稿方式

1、要求来稿理论和技术观点明确、数据准确可靠、内容充实、结构严谨、文字简明扼要、通顺易懂。

2、来稿内容应包括：题目、摘要和关键词、作者姓名及单位、正文、参考文献，并注明：第一作者的性别、出生年月、最高学历、学位、职称、职务等，以及详细通讯地址（含邮政编码）、电话号码和电子邮箱地址。

3、内文中如有公式，请用office自带公式编辑器编辑（Microsoft 公式3.0），尺寸见右图。如有CAD图的，最好能导出EPS格式的；图片另附（300dpi）电子邮件投递。



4、格式要求（可扫描右上方二维码或搜索网址https://pan.baidu.com/s/1c7voDn0kYr4EDFlTc4Vs9w下载格式模板）：

1）纸张大小、页边距：A4、上下：2.6cm、左右：2.8cm。
2）页眉、页脚：页眉顶端距离、页脚底端距离分别为1.5、1.75cm，页眉宋体小五、右对齐，页码Times New Roman小五、居中
3）题目：黑体、二号、居中、段前0.5行、段后0.5行。
4）姓名：黑体、五号、居中。
5）单位信息：黑体、小五、居中、段后0.5行。
6）摘要：黑体、小五（空一格）摘要文本：宋体、小五
7）一级标题：黑体，四号，若有引言或概述，题号从0开始。
8）二级标题：黑体，小四，单倍行距，段前0.5，题号1.1，1.2，…。
9）三级标题或文中分段时，序号用（1）……；（2）……；……。
10）正文：宋体、五号，单倍行距，段前距0.5行，段后距0，首行缩进2字符；文中所有英文和数字均为Times New Roman。
11）公式编号采用（1），（2），……。在文中引用采用：式（1）。
12）图名：宋体、小五、居中；图号采用1，2，…，大图中的各小图用（a），（b）……来表示。如果图比较小，可以考虑两张图并排。
13）表格：表格名称宋体小五、居中；表号采用1，2，…，表号右对齐；表格内文字，宋体、小五。删除左右两侧竖线，上下横线1.0磅，内部线条0.5磅。

5、问责由作者自负。引用他人作品应以引语、注解或列出参考文献等形式明确示知读者。常用的专业教科书和规范手册可不列入参考文献。文尾列出的参考文献不宜超过15篇。英文文献的作者名字为大写。参考文献标准格式示例如下：

1）图书类：[1] 钟善桐.钢结构[M].北京：中国建筑工业出版社，1988.
2）期刊类：[1] 冯阳，覃阳.甘明等.北京2008年奥运会国家体育馆 主体结构设计[J].建筑结构，2008,38(1)：1-5.
3）论文集类：[1] 钟文发.非线性规划理论[C].中国数学协会十周年研讨会论文集.北京：高等教育出版社，2006.
4）学位论文类：[1] 钟文发.非线性规划理论研究[D].北京：北京大学数学学院，2007.
5）规范和标准类：[1] GB50010-2002混凝土结构设计规范[S].北 京：中国建筑工业出版社，2002.

6、投稿邮箱：editor@cab rtech.com

7、编辑部地址：北京市北三环东路30号中国建筑科学研究院老主楼17层
电话：010-6469 3443 QQ邮箱：165673211

8、投稿时请单独附上文档：注明您的姓名、邮箱、QQ、手机号码、身份证号、身份证正反面扫描件或图片、银行开户行、银行账号（建议使用建行）、个人学历、职称、单位等简介。

《PKPM新天地》主要栏目介绍：

专家专栏：

PKPM专家、建筑信息化行业专家与您共同分享建筑行业最新的前沿专业技术、行业现状解析、未来发展趋势。

工程师手记：

介绍如何在实践工作中应用PKPM软件。实用性强，深受广大用户喜爱的栏目。

更上一层楼：

介绍相关规范的深入解析以及PKPM软件的高级使用技巧。让您使用软件技高一筹，更加得心应手。

应用技巧：

由软件开发人员根据实际工程为大家介绍软件的应用技巧。官方、权威，软件用户必看栏目。

技术支持专栏：

将我们网站上知识堂的问题集中刊登，使一个问答服务千千万万用户，是您答疑解惑的好去处。

PKPM最新动态：

拥有最新软件说明、讲座通知、会议通讯等PKPM最新信息，让您及时了解PKPM的最新动态

中国建筑科学研究院有限公司
China Academy of Building Research
北京构力科技有限公司
Beijing Glory PKPM Technology Co.,Ltd.

服务网站

官网可为用户提供最新版本
软件、软件用户手册下载
以及常见问题解答
(知识堂)等服务

官方公众号

PKPM最新动态、行业最新资讯、
优秀技术文章分享,PKPM线上活动
以及"在线咨询"等功能
应有尽有

构力知识平台

PKPM优质知识资源的汇集中心
广大工程师可以在平台上就专业
问题和我们交流,
互为肩膀,共同提升

服务接触方式

提供电话咨询
邮件咨询
现场咨询
网络服务等多种互动支持

PKPM认证培训

致力于帮助PKPM用户
熟练应用软件、具备实际项目软件
应用能力。通过了解软件编制原理,
切实解决项目软件应用问题。

构力学堂

由北京构力科技有限公司发起的
面向全国建筑行业关注者
打造的线上公益课堂
PKPM构力学堂自2016年开课至今
开展了400余个专题教学课程
已有逾18W从业人员选择构力学堂
超过200W人次观看学习

全方位服务体系
——用智慧建设,用真心服务

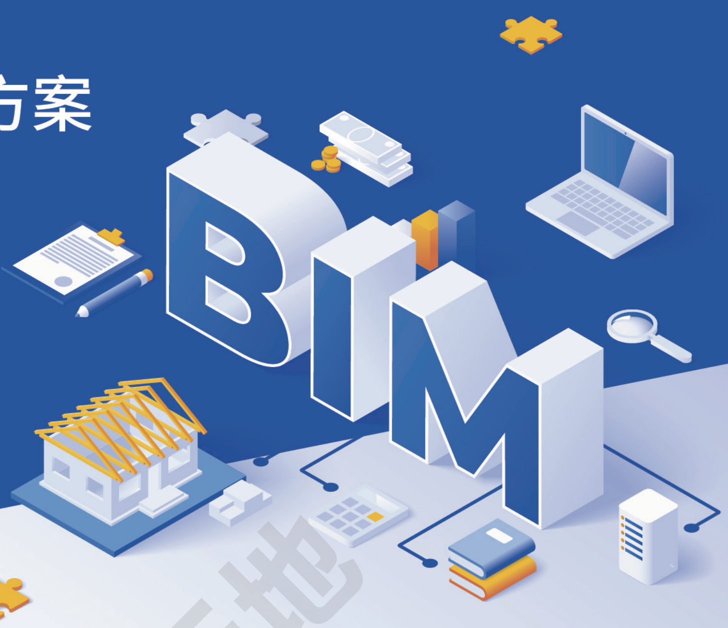
中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司以向用户提供优质、高效的软件产品和服务作为自身发展的根本宗旨。通过遍布全国的技术服务网络和广大用户建立紧密联系,密切关注行业发展动态,积极听取广大用户意见,及时满足市场需求,当好引领我国建筑行业技术进步的排头兵。

呼叫中心400-8000-900

PKPM-BIM

建筑全专业协同设计解决方案

安全　高效　合规



PKPM-BIM建筑全专业协同设计系统（简称PKPM-BIM）基于国产自主平台BIMBase研发，拥有国产化核心技术，保证信息数据安全。该系统涵盖建筑、结构、给排水、暖通、电气五大专业；支持智能建模、协同设计、规范审查、模拟分析、图纸清单、轻量化展示、对接智慧运维等多场景数字化应用；支持构件级协同设计模式，可基于局域网、互联网、公有云、私有云部署，数据同步差量上传至服务器，成员间通过构件锁定机制、消息机制确保工作成果的一致性和关联性；软件按照中国BIM标准编制，平台内置建筑行业规范。

01 数字化建模

全专业协同建模、数据实时协同、支持数字化交付

02 数字化报审

内置**多省市**BIM规范审查工具、支持BIM报审快速通过；以及**雄安专版**，助力新区数字化建设

03 数字化应用

支持专业间提资、接力节能分析、结构对接计算双向更新、EasyBIM出图

04 数据对接

支持IFC、FBX格式、进行场地布置、施工模拟、运维等场景应用

建筑专业　结构专业　给排水专业　暖通专业　电气专业

BIMBase 基础平台

九大特点

- 多专业集成应用
- 多种协同工作模式
- 自动化规范检查
- 全专业碰撞检查
- 管线综合优化
- Python参数化建模
- 智能云端构件库
- 多种数据对接格式
- 轻量化云端应用

全新PC 2022

PKPM-PC
装配式建筑设计软件

国产化平台

基于构力完全自主知识产权BIM平台BIMBase
符合本土用户使用习惯

依托国家“十三五”重点专项研发成果，打造的全专业装配式设计BIM软件；
基于完全自主BIMBase平台，提供多种契合规范的智能设计手段和辅助工具；
以领先、创新、可靠为目标，致力于打造装配式设计软件领军品牌。

全新的平台

全新的PC

绿色建筑与节能系列软件

PKPM建筑节能与绿色建筑系列软件由中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司组织研发，是一套服务于建筑节能与绿色建筑领域，国产自主研发的模块全面、应用广泛的建筑性能模拟分析软件。该系列软件全新推出的V3.3版本秉承设计分析一体化原则，采用即绘即模拟技术，可在设计师主要工作环境下（**如AutoCAD、中望CAD、浩辰CAD、Revit、PKPM-BIMBase等**）快速实现绿色建筑与建筑节能各项模拟分析。

软件功能全面覆盖民用建筑和工业建筑领域，包含**民用和工业建筑、绿色建筑风、光、声、热、能耗、空气质量等模拟，以及绿色运维系统**。该系列产品全国用户超过10000家；其中，建筑节能设计软件是上海、天津、重庆、成都等地建设部门官方指定产品，是国内研发时间早、应用范围广的节能设计分析类软件。

跨平台

Revit 2016~2020

BIMBase最新版

AutoCAD 2007~2020

中望CAD 2019~2020

浩辰CAD 2018~2020

面向设计师

- 绿色建筑施工图设计评价软件 GBD
- 绿色建筑计算工具箱 GBTools
- 室内外风环境模拟软件 CFD
- 天然采光模拟软件 Daylight
- 室内外声环境模拟软件 Sound
- 住区热环境设计评价软件 TED
- 建筑设计助手(Deputy)
- 三维日照分析软件Sunlight
- 建筑节能设计软件 PBECA
- 工业节能设计软件 PBECAIndustry
- 建筑能耗模拟分析软件 Energy
- 建筑能效测评软件 EEP
- 室内热舒适性设计评价软件 TCD
- 室内空气质量设计评价软件 AQ
- 被动式超低能耗建筑模拟分析软件PHEnergy
- 碳排放计算软件

合作伙伴

- 防排烟智慧设计软件PHSMOKE(华电源)
- 建筑评星智能协同平台(爱绿帮)
- 绿色建筑方案优化软件 PKPM-MOOSAS(清华大学)
- 碳排放计算、城市热环境(华南理工&PKPM)
- 动态水力平衡(同济大学)

面向开发商物业单位

- 绿色建筑动态评价系统(PKPM-GOS)
- 健康空间系统(PKPM-Hroom)
- 绿色建筑运维智慧管理系统
- 智慧街区管理平台(PKPM-ICM)
- 智慧城区绿色健康运维管理平台

面向政府部门

- 节能审查管理系统
- BIM审查系统
- 绿色建筑在线评审与信息管理系统

构力教育行业解决方案

构力科技坚持以可持续发展为核心的教育理念，以科技赋能教育，运用引领行业发展的前沿信息化技术搭建校企合作协同育人的人才培养平台，面向高校和企业提供与时俱进的人才发展解决方案。

科学研究

依托中国建筑科学研究院，承接系列科研课题及相关标准工作，搭建以“产、学、研、用”为一体的合作平台。

培训认证

基于行业信息化技术，如BIM、装配式、绿色建筑、智能建造等，开展面向高校师生的培训与认证工作；可实现公司级认证及1+X职业技能等级认证。

专业建设

针对土木工程、工程管理、建筑学、建筑工程技术等相关专业提供数字化人才培养方案，实践教学课程体系。

产业学院

联合院校共办智能建造产业学院，培养产业急需的数字化人才。

技能竞赛

为建筑类高校打造技能竞赛平台，以赛促学，以赛促用；通过赛事带动师资队伍的建设与培养。

师资培养

持续为建筑类教师提供行业业务培养，软件应用技能培训，教学模式培训。

01 多家高校签约参与共建BIMBase生态

构力科技先后与包括华南理工大学、深圳大学、广州大学、中山大学、暨南大学、华南农业大学、佛山科学技术学院、东莞理工学院和广州理工学院等几十所高校就共建PKPM国产BIM软件生态达成合作意向，并实现成功签约。

02 教育部产学合作协同育人项目

- 东南大学土木工程学院
- 天津大学建筑工程学院
- 北京交通大学土木建筑工程学院
- 扬州大学建筑科学与工程学院
- 大连理工大学建设工程学部
- 合肥工业大学土木与水利工程学院
- 东北电力大学建筑工程学院
- 枣庄科技职业学院
- ……

03 “构力杯”国产BIM软件大学生精英邀请赛

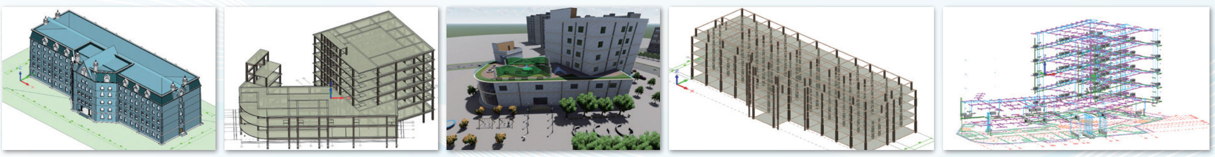
29省份 近千家高校、企业的关注

115所 清华、同济、东南、重庆、天津大学等高校

502支 参赛队伍

2005人 参赛学生

550位 高校老师指导



BIMBase建模软件

BIMBase建模软件是中国建筑科学研究院北京构力科技有限公司发布的一款建模设计软件，基于国产自主BIMBase平台研发，实现关键核心技术自主可控，为工程建设行业提供数字化基础的赋能软件。2021年BIMBase平台入选国务院国资委国企科技创新十大成果（TOP10），BIMBase建模软件作为基础工业软件列入国资委《中央企业科技创新成果推荐目录（2020年版）》。

平台　软件　生态

基于自主可控的国产化BIM平台
九大基础建模功能实现精准高效的行业数字化协同建模
打造行业生态环境实现行业内及行业间的共建·共生·共赢

通过模型轻量化发布
打通与BIMBase云端系统（图模大师信息管理平台）的数据衔接

BIMBase平台提供多语言的二次开发接口，搭建以“共建·共生·共赢”为目标的生态体系，目前已在建筑、电力、公路、铁路、石化、市政等领域开展深度合作，探索各行业全生命周期集成的应用解决方案。

构力科技将一如既往的坚持自主研发；为合作者提供全面开放的数字化平台、全方位的开发服务；与合作伙伴共创、共建行业生态，携手助力企业高质量的数字化转型与发展。

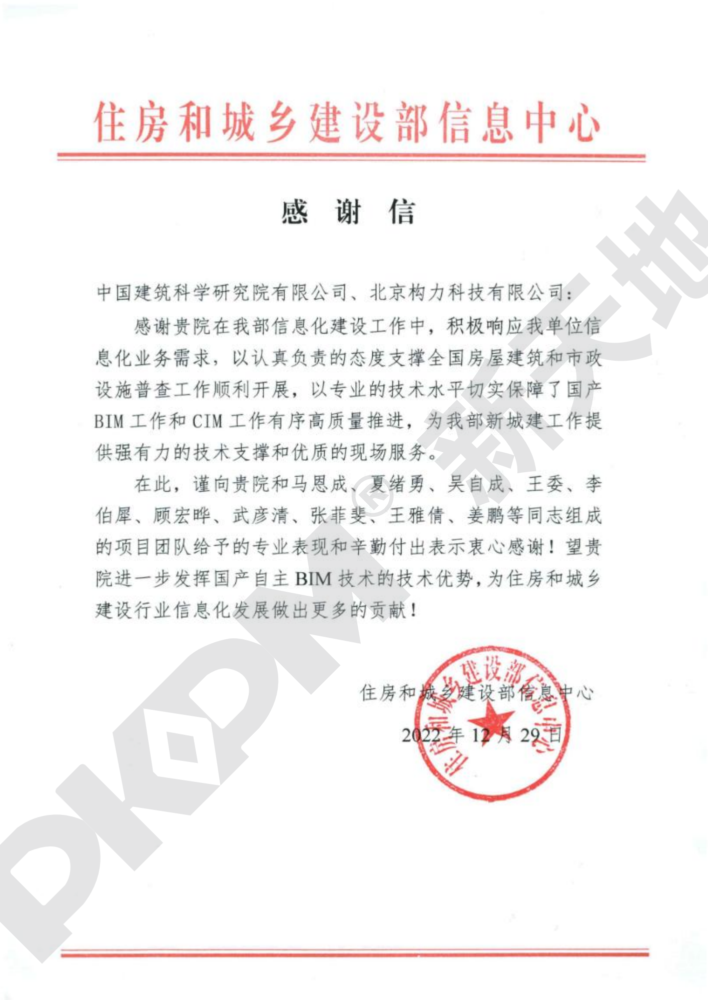
致力于成为建设行业软件
与信息化发展的引领者

PKPM 构力科技　　构力学堂

中国建筑科学研究院有限公司 | 北京构力科技有限公司
地址：北京市北三环东路30号C座17层，100013 | 联系电话：010-64518235，64517256
技术咨询：400-8000-900 | 网址：www.pkpm.cn | 邮箱：pub@pkpm.cn

助力住建行业信息化建设：住建部信息中心发来感谢信

1 构力科技收到一封感谢信



住房和城乡建设部信息中心

感 谢 信

中国建筑科学研究院有限公司、北京构力科技有限公司：

感谢贵院在我部信息化建设工作中，积极响应我单位信息化业务需求，以认真负责的态度支撑全国房屋建筑和市政设施普查工作顺利开展，以专业的技术水平切实保障了国产BIM工作和CIM工作有序高质量推进，为我部新城建工作提供强有力的技术支撑和优质的现场服务。

在此，谨向贵院和马恩成、夏绪勇、吴自成、王委、李伯犀、顾宏晔、武彦清、张菲斐、王雅倩、姜鹏等同志组成的项目团队给予的专业表现和辛勤付出表示衷心感谢！望贵院进一步发挥国产自主BIM技术的技术优势，为住房和城乡建设行业信息化发展做出更多的贡献！

住房和城乡建设部信息中心

2022年12月29日

中国建研院构力科技深入实施“平台+生态”的发展战略，依托完全自主知识产权的BIMBase平台，建立自主BIM 软件生态，持续为建筑行业信息化输出高质量解决方案，助力“新城建”项目实践和应用成果，为住建行业数字化、信息化、智能化注入强劲动力。

构力科技致力于成为中国智慧住建的引领者，借助人工智能、BIM技术，形成包括BIM规划报建平台、施工图BIM审查平台、竣工联合验收系统、AI+BIM智慧运维、合标性检查在内的多项产品，为城市发展与建设、政府管理与服务提供智慧化的解决方案，让公共与生活环境更美好。

面对全行业数字化的大环境，构力科技将在住建行业信息化领域持续深耕，不断为建筑领域提供安全高效、便捷、智能的信息化新路径，引领建筑行业在信息化改革新赛道上跑出加速度！

北京构力科技有限公司顺利通过 CMMI5 认证

1 构力科技顺利通过 CMMI5 认证

近日，CMMI（全称为“Capability Maturity Model Integration”）对外公示，北京构力科技有限公司（以下简称“构力科技”）正式通过“CMMI-DEV V2.0 ML5”软件能力成熟度集成模型五级认证。标志着构力科技在软件研发实力、项目交付能力和质量管理水平等方面获得国际权威认可。


Measures

Conducted a Benchmark appraisal No. 56741 on Nov 30, 2022 in accordance with the CMMI Institute's Appraisal Requirements for CMMI®. The appraisal team judged

Beijing Glory PKPM Technology Co.,Ltd.

Software Product R&D Department

to be at Maturity Level 5 as defined by the

CMMI® - DEV V2.0

Dylan Ren, Measures Technology LLC

Certified SCAMPI Lead Appraiser (1301042-03)

2022-11-30

Date

CMMI. DEV | ML 5 APPRAISED

Appraisal # 56741 | Exp.Nov 30, 2025

PKPM®

CMMI 即“软件能力成熟度模型集成”，主要用于软件过程的改进，促进软件企业软件能力成熟度的提高，是在全世界推广实施的一种软件能力成熟度评估标准，从多方面映射出一个高新技术软件企业的实力以及成熟度。CMMI 认证共有 5 个成熟度级别，覆盖了软件研发从需求、设计、开发、验证到配置管理、质量保证的全生命周期。其中 CMMI5 作为该项认证的最高级别“优化级”，是企业研发软实力和软件开发能力认证的压舱石。构力科技本次顺利通过 CMMI5 认证，体现了公司研发水平的高速进步，综合实力的快速提升。

此次通过 CMMI5 级评估认证，是构力科技在软件研发、应用开发等领域规范化管理、持续改进的重要里程碑，也是公司持续创新发展、为客户提供更加优质服务的新起点。未来，构力科技将继续发挥自身在技术、研发和管理方面的领先优势，把 CMMI5 级评估认证标准充分融入到产品研发过程中，致力于成为中国建设行业软件与信息化发展的引领者，为我国建设行业提供更高质量的产品与更优质的服务。