



2022

季刊 NO.135

构筑未来 力创卓越 新天地

# BIMBase建模软件

自主可控的国产化BIM平台，九大基础功能实现精准高效的数字化建模  
打造应用生态 实现行业内及行业间的共建·共生·共赢

平台 软件 生态

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研发的一款完全自主知识产权的桌面端BIM建模软件，它基于国产自主BIMBase平台研发，为工程建设行业提供数字化基础建模软件。2021年BIMBase系统入选国务院国资委国企科技创新十大成果(TOP10)，BIMBase建模软件作为基础软件列入国资委《中央企业科技创新成果推荐目录(2020年版)》。



通过与BIMBase云端系统(图模大师)搭配可进一步扩展各类云端轻量化应用

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。



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率达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、国家自然科学基金项目、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

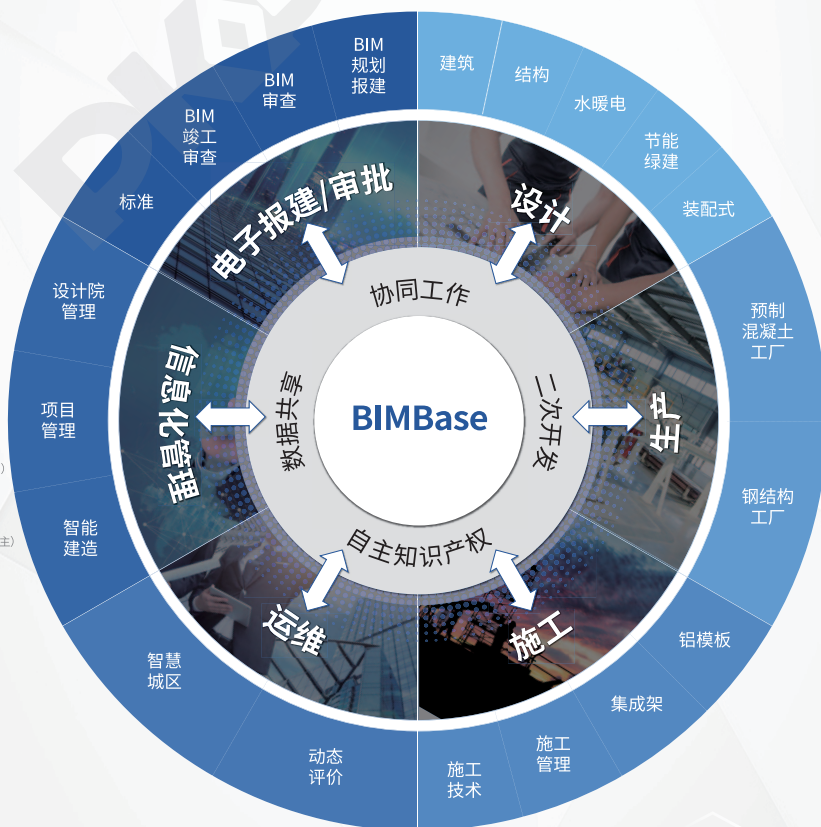
BIM规划报建审查审批系统  
BIM全专业审查系统  
BIM竣工模型审查  
标准 (交付标准、数据标准)

## 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  
装配式建筑设计及深化软件  
(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  
集成架设计软件  
施工管理系列软件  
施工技术系列软件



TECHNICAL ADVISOR  
EDITOR IN CHIEF  
ASSOCIATE EDITOR  
EXECUTIVE EDITOR  
COMMISSIONER

**顾问** 金新阳 邵弘  
**主编** 朱伟  
**副主编** 史建鑫 王新花  
**执行编辑** 刘孝国 刘丽珍 吴海楠

**编委**

陈晓明 崔静 顾维平  
黄吉锋 黄立新 黄琢华  
黄怡萍 姜立 李书阳  
刘苗苗 马恩成 沈文都  
王良平 王梦林 夏绪勇  
张晓龙 张欣 张永炜  
(按姓氏拼音排序)

EDITOR  
E-MAIL  
ADD  
ZIP  
TEL  
FAX

**编辑** 《PKPM 新天地》编辑部  
**邮箱** editor@cabrtech.com  
**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  
**邮编** 100013  
**电话** 010-64693443(投稿)  
**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。本刊图文版权所有, 未经同意不得转载或摘编。

**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

## ◆ 工程师手记 Engineer's Notes

- 001 设计中锚固长度要求对梁选筋的影响 / 刘孝国
- 012 坡屋顶建模是“做坡”还是“放平”？ / 陈卓
- 018 可拆式模块化箱式建筑整体刚度与位移探讨 / 彭志丰

## ◆ 软件应用 Structure Software

- 023 满足震时正常使用的承载力验算在PKPM-JZ中的实现 / 冯发阳
- 029 PKPM的桩刚度是怎么确定的？ / 甘霁虹

## ◆ 更上一层楼 Higher Level

- 035 楼盖竖向振动舒适度验算流程解读 / 吴海楠
- 044 梁柱偏心时，节点核心区在PKPM中的计算 / 陈卓

## ◆ 应用技巧 Application Skills

- 054 PKPM-LMB铝模板软件设计实时协同应用 / 张华伟

## ◆ 技术支持中心 Technical Support Center

- 058 结构系列软件常见问题解析（一） / 王宇
- 067 结构系列软件常见问题解析（二） / 黄翠香

## ◆ PKPM 最新动态 Latest News

- 073 人民日报：让更多国产软件大显身手国产BIMBase为中国建造数字化提供BIM中国芯
- 074 喜报！全国首个省厅级自主可控水利项目BIM平台顺利通过完工验收

# 设计中锚固长度要求对梁选筋的影响

刘孝国

中国建筑科学研究院 北京构力科技有限公司 北京 100013

**[摘要]** 在混凝土结构设计中设计师往往对主次梁连接、次梁与剪力墙面外连接等计算假定重视程度不够，导致实际绘制的施工图中，按承载力要求或裂缝要求选择的钢筋直径不满足刚接或者铰接计算假定对锚固长度的要求，可能引起违反混凝土通用规范的强条。对于次梁与剪力墙面外刚接连接的假定，施工图阶段考虑直锚段长度 $0.4L_{ab}$ 要求，往往导致次梁直径选择受到较大影响；次梁与主梁刚接连接假定，施工图阶段考虑充分利用钢筋抗拉强度，直锚段长度 $0.6L_{ab}$ 要求，导致次梁直径选择更难，尤其当次梁计算配筋比较大时。次梁与主梁铰接连接假定，一方面由于支座配筋面积较小，另一方面施工图中主次梁铰接对直锚段长度仅要求 $0.35L_{ab}$ ，一般选筋很容易满足锚固长度要求。为了让混凝土通用规范对框架梁与非框架梁的锚固长度要求在实际设计中落到实处，PKPM 软件 V1.3 版本增加了按锚固长度要求进行施工图阶段梁选筋的功能。设计师通过该功能可以确保绘制的梁施工图满足规范对锚固长度的要求，避免在设计中违反强条。

**[关键词]** 主次梁刚接；次梁与剪力墙面外刚接；主次梁铰接；锚固长度；混凝土通用规范；钢筋直径；

## 0 前言

抗震设计是在重视“计算设计”的同时，着重从结构的整体出发，关注抗震的概念设计。对地震区的结构，应设计成延性结构，遵守“强柱弱梁”、“强剪弱弯”、“强节点弱构件”以及“强节点强锚固”等设计原则。并且在计算分析中，结构的计算模型应根据结构的实际情况确定，计算假定应该与构造相吻合。

“强节点强锚固”是抗震的基本要求，但在现行的《混凝土结构设计规范》GB50010-2010（2015 版）（后续简称“混凝土规范”）、抗规及高规中均按照一般性条文给出相关要求。规范对于纵向受拉钢筋锚固长度、受压钢筋锚固长度及抗震区的纵向受拉钢筋的锚固长度均提出了具体的要求，其中抗震区的纵向受拉钢筋的锚固长度与抗震等级有关。实际设计中，很多设计师在施工图阶段选筋时，根本不重视对锚固长度的要求。譬如，往往计算中假定梁梁刚接，但在施工图中选择的钢筋直径无法满足锚固长度的要求；或者计算中很多设计师主次梁连接选择了铰接，在施工图阶段中就更加不重视锚固长度的问题了。实际在结构施工图审查过程中也很少关注该问题，导致该抗震设计原则实际未落到实处。

《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021（后续简称“混凝土通用规范”）本次对混凝土结构中普通钢筋、预应力钢筋等的锚固长度要求以强条的形式提出。相信在以后的设计中“强节点强锚固”的抗震基本概念能够得到落实。关于锚固长度的要求从现行规范的一般性条文上升为强制条文，应该引起设计师及审查人员的足够重视。

## 1 通用规范对混凝土结构中普通钢筋锚固长度的要求

混凝土通用规范 4.4.5 条对混凝土结构纵向受拉钢筋的锚固长度提出了受拉钢筋最小的锚固长度要求，同时锚固长度还应根据钢筋的直径、钢筋及混凝土抗拉强度、钢筋的外形、钢筋锚端的形式、结构或结构构件的抗震等级进行计算。

当然对于抗震区的结构，纵向受拉钢筋的锚固长度与抗震等级有关，相关的锚固长度具体要求还需要参考现行的混凝土规范、抗规及高规等规范。

4.4.5 混凝土结构中普通钢筋、预应力筋应采取可靠的锚固措施。普通钢筋锚固长度取值应符合下列规定：

- 1 受拉钢筋锚固长度应根据钢筋的直径、钢筋及混凝土抗拉强度、钢筋的外形、钢筋锚固端的形式、结构或结构构件的抗震等级进行计算；
- 2 受拉钢筋锚固长度不应小于 200mm；
- 3 对受压钢筋，当充分利用其抗压强度并需锚固时，其锚固长度不应小于受拉钢筋锚固长度的 70%。

图 1 混凝土通用规范对普通钢筋锚固长度的要求

## 2 现行混凝土规范对混凝土结构中普通钢筋锚固长度的要求

现行混凝土规范 8.3.1 条，当计算中充分利用受拉钢筋的抗拉强度时，对受拉钢筋的基本锚固长度及纵向受拉钢筋的锚固长度提出了计算要求。钢筋的锚固长度与锚固钢筋的直径、混凝土抗拉强度、锚固钢筋的外形系数及锚固长度修正系数有关，同时混凝土规范也要求受拉钢筋锚固长度不小于 200mm。

同时，现行混凝土规范对几种情况下的纵向受拉钢筋锚固长度修正系数的取值做了具体的规定。

8.3.1 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，受拉钢筋的锚固应符合下列要求：

- 1 基本锚固长度应按下列公式计算：  
普通钢筋

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (8.3.1-1)$$

预应力筋

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (8.3.1-2)$$

式中： $l_{ab}$ ——受拉钢筋的基本锚固长度；

$f_y$ 、 $f_{py}$ ——普通钢筋、预应力筋的抗拉强度设计值；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值，当混凝土强度等级高于 C60 时，按 C60 取值；

$d$ ——锚固钢筋的直径；

$\alpha$ ——锚固钢筋的外形系数，按表 8.3.1 取用。

图 2 现行混凝土规范对普通钢筋基本锚固长度的要求

2 受拉钢筋的锚固长度应根据锚固条件按下列公式计算，且不应小于 200mm：

$$l_a = \zeta_a l_{ab} \quad (8.3.1-3)$$

式中： $l_a$ ——受拉钢筋的锚固长度；

$\zeta_a$ ——锚固长度修正系数，对普通钢筋按本规范第 8.3.2 条的规定取用，当多于一项时，可按连乘计算，但不应小于 0.6；对预应力筋，可取 1.0。

梁柱节点中纵向受拉钢筋的锚固要求应按本规范第 9.3 节（II）中的规定执行。

图 3 现行混凝土规范对受拉钢筋锚固长度的要求

8.3.2 纵向受拉普通钢筋的锚固长度修正系数  $\zeta_a$  应按下列规定取用：

- 1 当带肋钢筋的公称直径大于 25mm 时取 1.10；
- 2 环氧树脂涂层带肋钢筋取 1.25；
- 3 施工过程中易受扰动的钢筋取 1.10；
- 4 当纵向受力钢筋的实际配筋面积大于其设计计算面积时，修正系数取设计计算面积与实际配筋面积的比值，但对有抗震设

防要求及直接承受动力荷载的结构构件，不应考虑此项修正；

- 5 锚固钢筋的保护层厚度为  $3d$  时修正系数可取 0.80，保护层厚度不小于  $5d$  时修正系数可取 0.70，中间按内插取值，此处  $d$  为锚固钢筋的直径。

图 4 现行混凝土规范对纵向受拉钢筋锚固长度修正系数的要求

对于抗震区的结构，现行混凝土规范对纵向受拉钢筋的锚固长度要求，不仅要满足非抗震条件下的要求，同时纵向受拉钢筋的抗震锚固长度要考虑抗震等级的影响，按照纵向受拉钢筋的锚固长度乘以纵向受拉钢筋抗震锚固长度修正系数确定抗震锚固长度  $L_{aE}$ 。

11.1.7 混凝土结构构件的纵向受力钢筋的锚固和连接除应符合本规范第 8.3 节和第 8.4 节的有关规定外，尚应符合下列要求：

- 1 纵向受拉钢筋的抗震锚固长度  $L_{aE}$  应按下列公式计算：

$$L_{aE} = \zeta_{aE} l_a \quad (11.1.7-1)$$

式中： $\zeta_{aE}$ ——纵向受拉钢筋抗震锚固长度修正系数，对一、二级抗震等级取 1.15，对三级抗震等级取 1.05，对四级抗震等级取 1.00；

$l_a$ ——纵向受拉钢筋的锚固长度，按本规范第 8.3.1 条确定。

图 5 现行混凝土规范对纵向受拉钢筋抗震锚固长度的要求

### 3 高规对混凝土结构中普通钢筋锚固长度的要求

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010（后续简称“高规”）对纵向受拉钢筋的锚固长

度及纵向受拉钢筋的抗震锚固长度要求与现行混凝土规范要求一致。同时高规 7.1.6 条与剪力墙平面外相交的楼面梁建议采用铰接，如果当剪力墙或核心筒墙肢与其平面外相交的楼面梁刚接时，要求沿楼面梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙、扶壁柱或在墙内设置暗柱，并要求楼面梁伸入的钢筋锚固段水平投影长度，非抗震设计时不宜小于  $0.4l_{ab}$ ，抗震设计时锚固长度不宜小于  $0.4l_{abE}$ 。

**7.1.6 当剪力墙或核心筒墙肢与其平面外相交的楼面梁刚接时，可沿楼面梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙、扶壁柱或在墙内设置暗柱，并应符合下列规定：**

**1 设置沿楼面梁轴线方向与梁相连的剪力墙时，墙的厚度不宜小于梁的截面宽度；**

**2 设置扶壁柱时，其截面宽度不应小于梁宽，其截面高度可计入墙厚；**

**3 墙内设置暗柱时，暗柱的截面高度可取墙的厚度，暗柱的截面宽度可取梁宽加 2 倍墙厚；**

**4 应通过计算确定暗柱或扶壁柱的纵向钢筋（或型钢），纵向钢筋的总配筋率不宜小于表 7.1.6 的规定。**

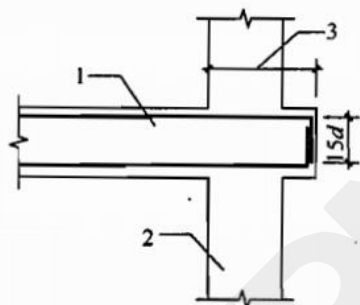


图 7.1.6 楼面梁伸出墙面形成梁头

1—楼面梁；2—剪力墙；3—楼面梁钢筋锚固水平投影长度

**5 楼面梁的水平钢筋应伸入剪力墙或扶壁柱，伸入长度应符合钢筋锚固要求。钢筋锚固段的水平投影长度，非抗震设计时不宜小于  $0.4l_{ab}$ ，抗震设计时不宜小于  $0.4l_{abE}$ ；当锚固段的水平投影长度不满足要求时，可将楼面梁伸出墙面形成梁头，梁的纵筋伸入梁头后弯折锚固（图 7.1.6），也可采取其他可靠的锚固措施。**

图 6 高规对剪力墙平面外刚接的梁纵向受拉钢筋锚固长度的要求

#### 4 规范图集对锚固长度的要求

16G101-1 图集《平面整体表示方法制图规则和构造详图》中对受拉钢筋锚固长度及受拉钢筋抗震锚固长度按照钢材种类、混凝土标号及抗震等级做了具体数值罗列。

受拉钢筋锚固长度  $l_a$

钢筋种类	混凝土强度等级																		
	C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50		C55		>C60		
	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	$d < 25$	$d \geq 25$	
HPB300	39d	34d	-	30d	-	28d	-	25d	-	24d	-	23d	-	22d	-	21d	-	-	-
HRB335、HRBF335	38d	33d	-	29d	-	27d	-	25d	-	23d	-	22d	-	21d	-	21d	-	-	-
HRB400、HRBF400、RRB400	-	40d	44d	35d	39d	32d	35d	29d	32d	28d	31d	27d	30d	26d	29d	25d	28d	-	-
HRB500、HRBF500	-	48d	53d	43d	47d	39d	43d	36d	40d	34d	37d	32d	35d	31d	34d	30d	33d	-	-



图7 图集中受拉钢筋锚固长度

**受拉钢筋抗震锚固长度 $l_{aE}$**

钢筋种类及抗震等级		混凝土强度等级																	
		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50		C55		>C60	
		$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 25$	$d > 25$
HPB300	一、二级	45d	39d	-	35d	-	32d	-	29d	-	28d	-	26d	-	25d	-	24d	-	-
	三级	41d	36d	-	32d	-	29d	-	26d	-	25d	-	24d	-	23d	-	22d	-	-
HRB335	一、二级	44d	38d	-	33d	-	31d	-	29d	-	26d	-	25d	-	24d	-	24d	-	-
	三级	40d	35d	-	30d	-	28d	-	26d	-	24d	-	23d	-	22d	-	22d	-	-
HRB400 HRBF400	一、二级	-	46d	51d	40d	45d	37d	40d	33d	37d	32d	36d	31d	35d	30d	33d	29d	32d	-
	三级	-	42d	46d	37d	41d	34d	37d	30d	34d	29d	33d	28d	32d	27d	30d	26d	29d	-
HRB500 HRBF500	一、二级	-	55d	61d	49d	54d	45d	49d	41d	46d	39d	43d	37d	40d	36d	39d	35d	38d	-
	三级	-	50d	56d	45d	49d	41d	45d	38d	42d	36d	39d	34d	37d	33d	36d	32d	35d	-

注: 1. 当为环氧树脂涂层带肋钢筋时,表中数据尚应乘以1.25。  
 2. 当纵向受拉钢筋在施工过程中易受扰动时,表中数据尚应乘以1.1。  
 3. 当锚固长度范围内纵向受力钢筋周边保护层厚度为 $3d$ 、 $5d$ ( $d$ 为锚固钢筋的直径)时,表中数据可分别乘以0.8、0.7;中间时按内插值。  
 4. 当纵向受拉普通钢筋锚固长度修正系数(注1~注3)多于一项时,可按连乘计算。  
 5. 受拉钢筋的锚固长度 $l_a$ 、 $l_{aE}$ 计算值不应小于200。  
 6. 四级抗震时, $l_{aE}=l_a$ 。

受拉钢筋锚固长度 $l_a$   
受拉钢筋抗震锚固长度 $l_{aE}$

图集号 16G101-1

图8 图集中受拉钢筋抗震锚固长度

同时图集中对非框架梁配筋构造锚固长度做了相关的说明,设计中按照铰接设计时,锚固长度大于 $0.35l_{ab}$ ;充分利用钢筋的抗拉强度设计时,锚固长度大于 $0.6l_{ab}$ 。

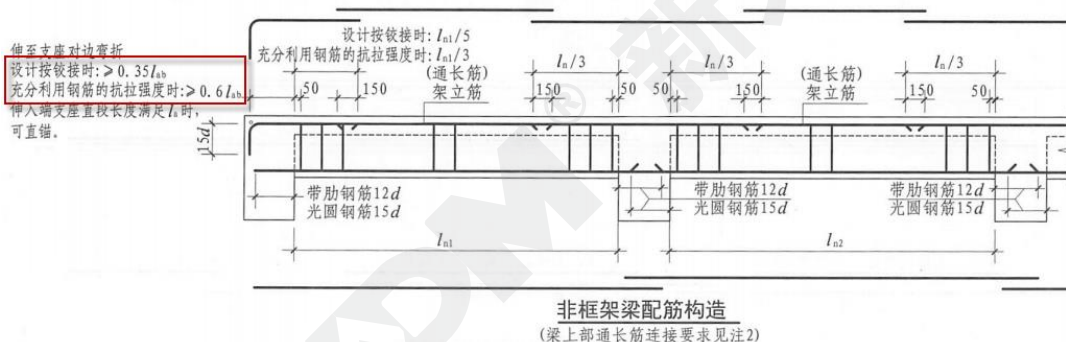


图9 图集中非框架梁铰接及刚接锚固长度要求

特别需要注意的是,如图10所示,图集中对于受扭的非框架梁纵筋构造,如果是两端铰接的次梁,其锚固长度要求更高,并不是大于 $0.35L_{ab}$ ,而是大于等于 $0.6L_{ab}$ 。

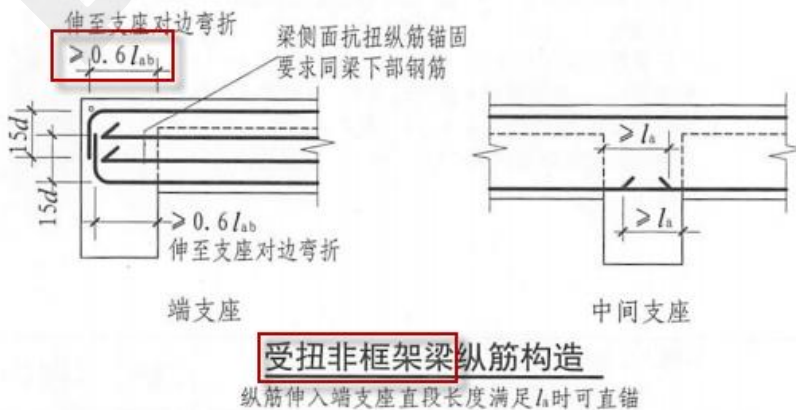


图10 图集关于受扭非框架梁的纵筋锚固要求



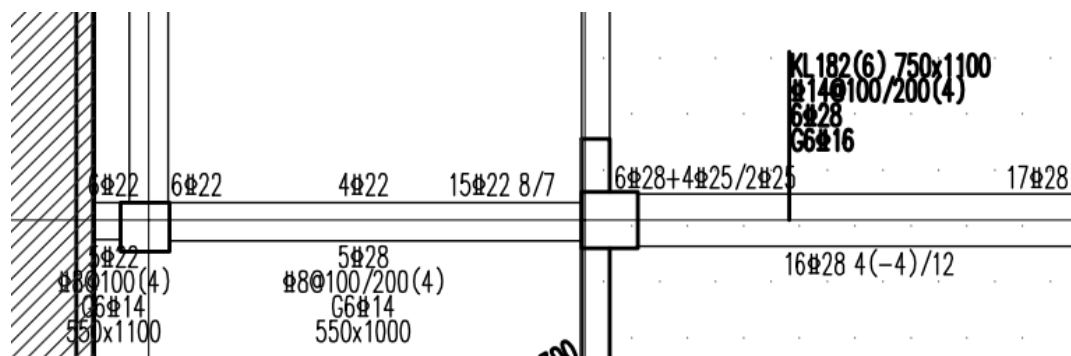


图 12 某结构中绘制的其中梁与剪力墙面外连接部位的施工图

一般情况下，次梁端支座、支撑在混凝土墙平面外的梁、框架梁一端支撑在非柱上时宜按铰接设计。但如果按刚接设计时，端支座负筋在支座内的锚固长度应满足按充分利用钢筋的抗拉钢筋强度，且应在图纸中注明。上图中的水平梁（抗震等级二级、混凝土标号 C35）的左端支座支撑在混凝土墙平面外，计算书显示未点铰，梁端支座负筋在支座内的锚固长度为  $0.4L_{abE}$ ：

$$0.4 \times 37d = 0.4 \times 37 \times 22 = 325.6 \text{mm} > 300 \text{mm}$$

如果严格控制锚固长度要求，该施工图中梁的选筋不满足《高规》7.1.6-5 条的要求。按照混凝土通用规范的要求，属于违反强条。

设计中如果达不到刚接假定锚固长度要求，可以在计算假定时按照铰接假定，或者也可以调整施工图阶段钢筋的直径，确保选择的钢筋直径满足锚固长度要求。

### 5.3 与主梁铰接连接的次梁锚固长度的要求

图 13 为某框架结构三维图，该结构首层平面布置图如图 14 所示。对比该结构施工图阶段绘制的主次梁铰接连接及主次梁刚接连接的两根次梁的配筋结果。

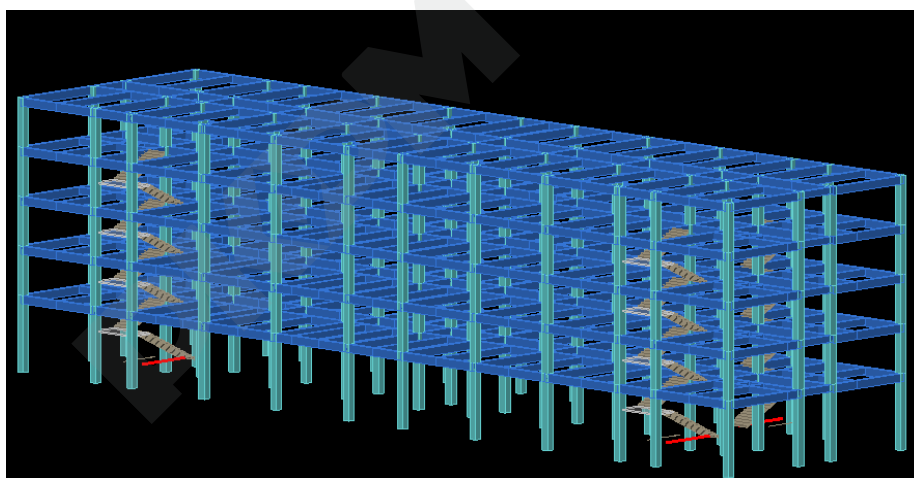


图 13 某框架结构三维图

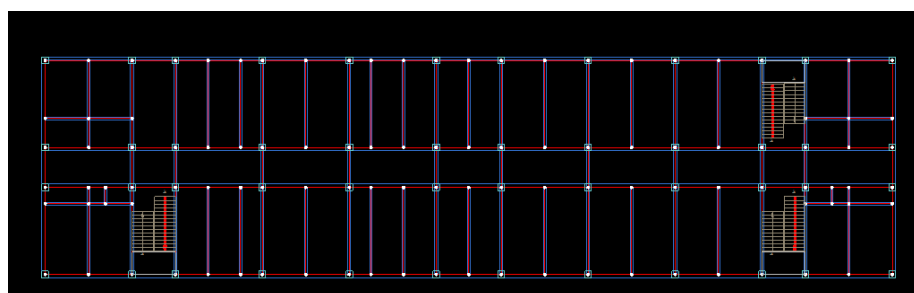


图 14 该框架结构首层平面图

有针对性的考察首层某位置两根次梁及主梁等相关信息，该层主梁截面为 350mmX600mm，

次梁截面 200mmX500mm, 如图 15 所示, 主梁的抗震等级为一级, 主次梁主筋级别均为 HRB400 级, 混凝土标号为 C30。考察位置的两根梁, 其中左边一根次梁与主梁端部刚接, 右边一根次梁定义两端铰接, SATWE 计算完毕, 考察位置梁的计算配筋结果如图 16 所示。

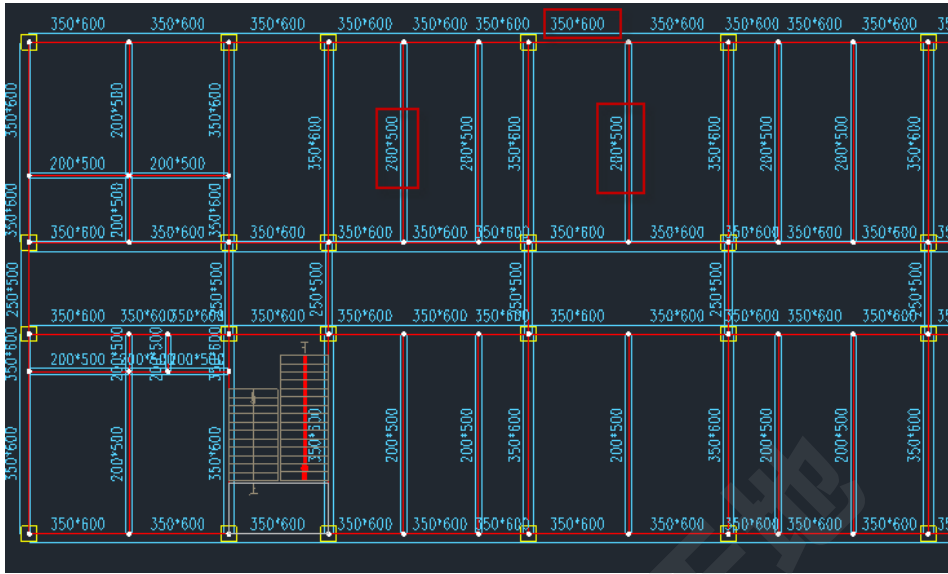


图 15 首层考察位置的两根梁

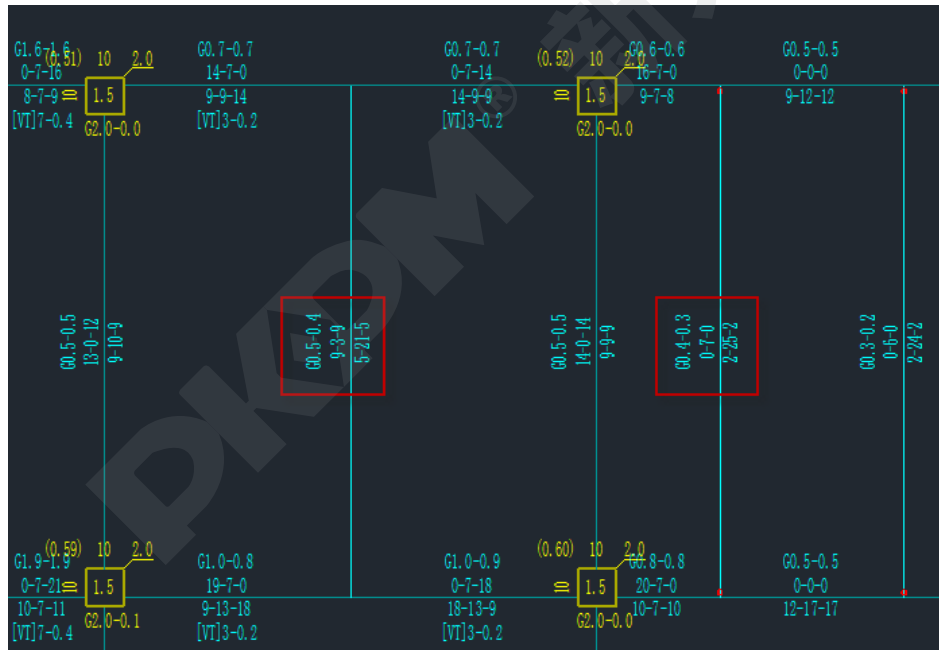


图 16 首层考察位置的两根次梁的计算配筋

按照 SATWE 计算结果, 在施工图阶段如果不考虑锚固长度要求直接选筋, 生成的梁施工图如图 17 所示。注意: 虽然右边那根次梁虽然为两端铰接, 计算配筋结果显示为 0, 但是按照现行混凝土规范要求, 当简支梁的端部被约束时, 梁端配筋不少于简支梁跨中配筋的 1/4, 实际施工图中一定的配筋量。

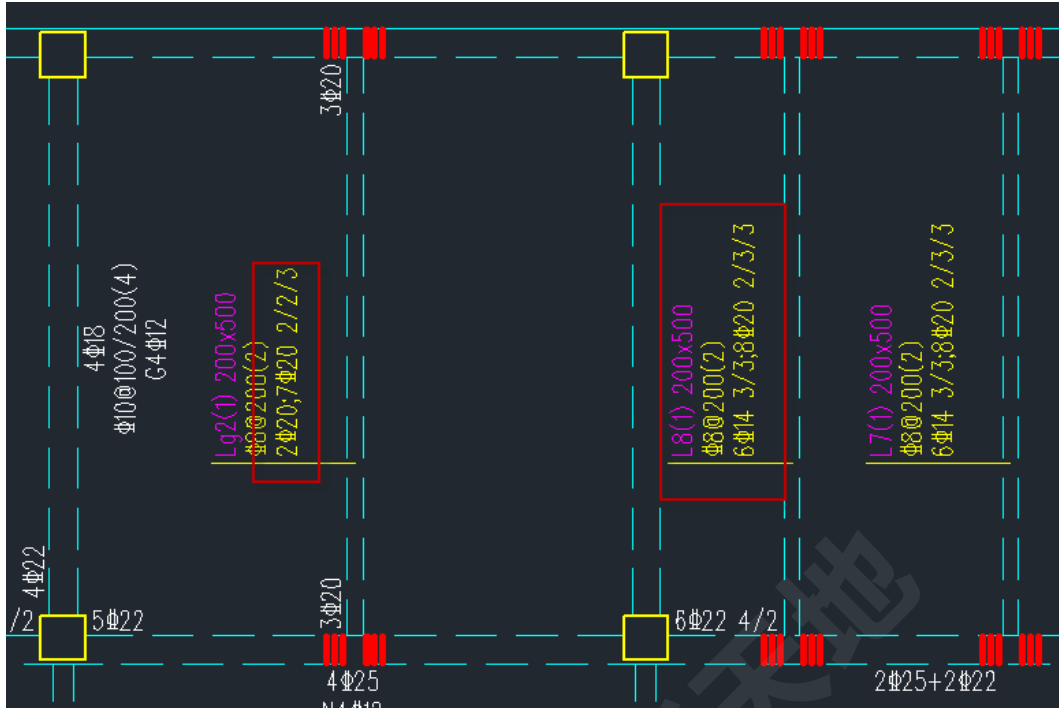


图 17 首层考察位置的两根梁施工图中的配筋

按照现行混凝土规范及图集要求，两端刚接梁的锚固长度，该次梁混凝土标号 C30，对应钢筋级别为 HRB400 级，钢筋直径 20mm，对应受拉钢筋抗震锚固长度：

$$0.6L_{ab}=0.6X35d=0.6X35X20=420\text{mm}>350\text{mm}$$

显然，对该结构中上述配筋模式下，主梁截面 350mmX600mm，无法满足次梁刚接时的锚固长度要求。如果按照这样的施工图出图，属于违反混凝土通用规范强条。

对两端铰接的次梁，该次梁混凝土标号 C30，对应钢筋为 HRB400 级，钢筋直径 14mm，该梁为非抗震梁，对应受拉钢筋锚固长度为：

$$0.35L_{ab}=0.35X35d=0.35X35X14=171.5\text{mm}<(350-20-10-22)\text{mm}=298\text{mm}$$

注意：上式中的 20mm 为主梁的混凝土保护层厚度，10mm 为箍筋直径，22mm 为主梁角部纵筋直径。

对该结构中两端铰接时，主梁截面 350mmX600mm，上述配筋模式下，可以满足锚固长度要求。如果选择该次梁的钢筋直径为 25mm， $0.35L_{ab}=0.35X35d=0.35X35X25=306.25\text{mm}>298\text{mm}$ ，即使该铰接的梁也无法满足规范对锚固长度的要求。按照混凝土通用规范的要求，如果次梁选择了 25mm 的钢筋，属于违反强条。

通过上述的对比可以看到，设计中如果对梁两端设置了铰接，后期施工图也更容易满足锚固长度要求。如果计算时按照刚接假定，后期施工图的选筋也更难满足锚固长度的要求。但是不论是铰接假定还是刚接假定，在施工图阶段选筋都需要根据假定满足各自对应锚固长度的要求。

## 6 PKPM 施工图软件在施工图阶段根据锚固长度要求选筋

为了确保选择的钢筋不仅能满足承载力要求、裂缝选筋要求等，同时能满足锚固长度的要求，PKPM 软件在 2021 通用规范 V1.3 版中增加了梁选筋自动考虑锚固长度要求选项，可以从混凝土梁施工图“设计参数”—“纵筋参数”下选择“根据直锚段长度调整选筋”。设计师选择此参数，程序将按照用户计算模型中的端部连接关系（梁/柱/面外墙支座）对应规范及图集中直锚段长度调整选筋结果，如图 18 所示。

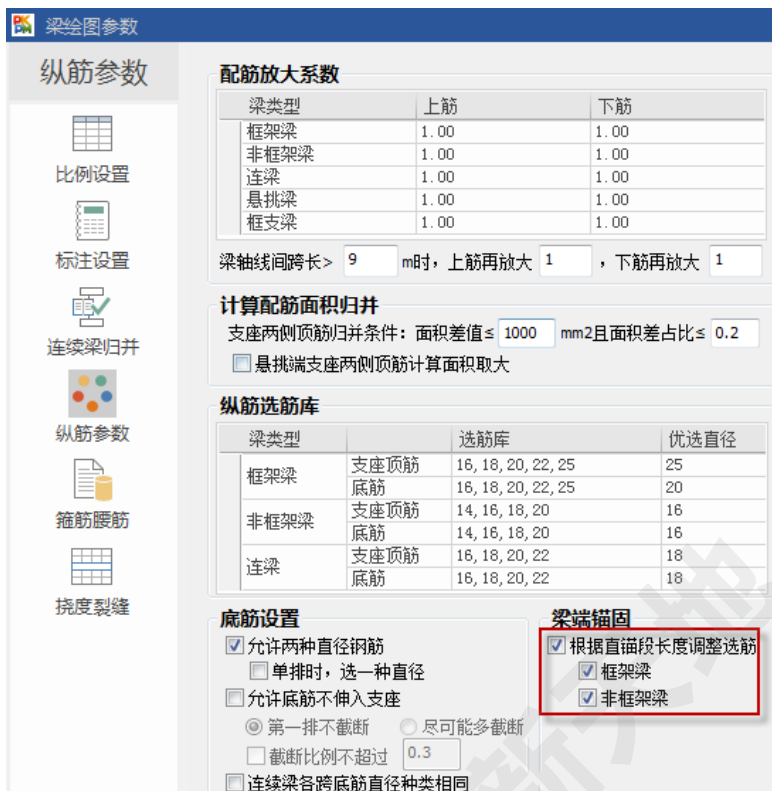


图 18 施工图软件梁选筋根据直锚段长度要求调整

软件中的对锚固长度要求的处理原则如下：

对 WKL：端部下铁直锚段长度（抗震） $\geq 0.4L_{aE}$ ；

KL/KZL（非抗震）：端部上铁直锚段长度 $\geq 0.4L_{aE}$ ；

KL/KZL（抗震）：端部上铁直锚段长度 $\geq 0.4L_{aE}$ ；端部下铁直锚段长度 $\geq 0.4L_{aE}$ ；

铰接端：端部上铁直锚段长度 $\geq 0.35L_{aE}$ ；

充分利用钢筋抗拉强度；Lg 梁：直锚段长度 $\geq 0.6L_{aE}$ ；

对上述案例要考察的左边两端刚接的次梁，如果不考虑锚固长度要求时，生成的钢筋直径 20mm 是无法满足锚固长度要求的。如果在施工图中选筋过程考虑梁端锚固要求，程序进行自动选筋，会自动生成如下图 19 所示的施工图结果，可以看到 Lg2 梁生成的支座配筋直径为 14mm。

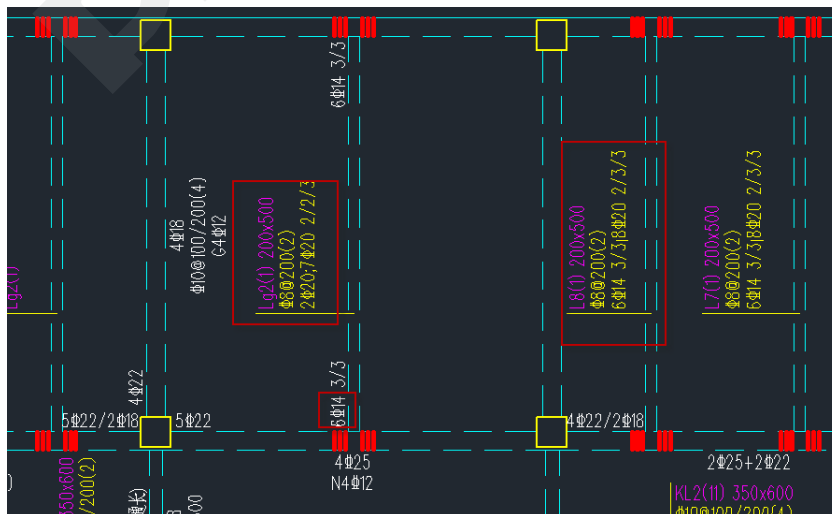


图 19 施工图软件梁选筋根据直锚段长度要求调整后生成的配筋图

从软件自动生成的施工图结果来看,考虑锚固长度要求后,两端刚接的次梁,混凝土标号 C30,对应钢筋级别为 HRB400 级,钢筋直径 14mm,对应受拉钢筋抗震锚固长度:

$$0.6L_{ab}=0.6 \times 35d=0.6 \times 35 \times 14=290\text{mm} < (350-20-10-22)\text{mm}=298\text{mm}$$

注意:上式中的 20mm 为主梁的混凝土保护层厚度,10mm 为箍筋直径,22mm 为主梁角部纵筋直径。

施工图软件中按照锚固长度要求调整选择后的钢筋直径能满足充分利用钢筋抗拉强度对应锚固长度的要求,满足规范对锚固长度的要求。

## 7 结论及混凝土通用规范执行后的设计建议

混凝土通用规范执行后,对于梁施工图阶段的钢筋直径选择,根据锚固长度的要求从现行混凝土规范的一般性条文上升为强条,在设计中设计师不仅仅要按照承载力及裂缝选筋,同时也要注意施工图阶段的选筋还需要考虑锚固长度的要求,尤其对两端刚接的次梁及剪力墙平面外刚接的次梁。设计中建议注意以下几点:

(1) 实际设计中对于主次梁的铰接定义不仅要考虑受力需求,同时在还需要注意根据锚固长度的要求确定。计算假定要与后期构造处理相吻合,刚接假定要达到刚接锚固长度要求,铰接假定同样也需要达到锚固长度要求。

(2) 对于施工图阶段的钢筋选筋不仅仅考虑满足计算配筋面积要求,同时还要考虑能否达到锚固长度的要求。

(3) 剪力墙平面外梁一般要按照两端铰接处理,并且次梁要选择直径较小的钢筋,否则很难满足对铰接锚固长度的要求。(比如 200mm 厚的墙,如果梁的钢筋是 HBR400,混凝土标号 C30,铰接锚固长度要求  $0.4L_{ab}=0.4 \times 35d$ ,要满足锚固长度要求,选择的梁的直径不能超过 14mm)

(4) 计算中假定主次梁刚接的情况下,在施工图阶段选筋要满足锚固长度要求往往是比较困难的。

(5) 即使是两端铰接的梁,也要满足锚固长度的要求,配筋选筋时也可能受到锚固长度的限制,应尽量选择小直径钢筋。

(6) PKPM 软件在 2021 通用规范版 V1.3 中增加了梁选筋自动考虑锚固选项,可以根据锚固长度要求调整框架梁及非框架梁的钢筋直径。

(7) 对于次梁而言,如果设计中不点铰处理,即充分利用钢筋的抗拉强度,施工图梁的参数设置中将非框架梁的名称前缀设置为 Lg 来绘图,并按照直锚段长度  $\geq 0.6L_{ab}$  来控制锚固长度。如果设计中次梁两端点铰,施工图中表示成代号为 L 的非框架梁,锚固长度按照端部上铁直锚段长度  $\geq 0.35L_{ab}$  来控制锚固长度。

(8) 特别需要注意的是,对于受扭的非框架梁纵筋构造,如果是两端铰接的次梁,其锚固长度要求并不是  $\geq 0.35L_{ab}$ ,而是  $\geq 0.6L_{ab}$ 。(两端铰接的次梁是可以受扭的)

### 参考文献

- [1] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2022.
- [2] GB50010-2010 混凝土结构设计规范(2015 版)[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [3] JGJ 3-2010 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.
- [4] GB50011-2010 建筑抗震设计规范(2016 年版)[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.

# 坡屋顶建模是“做坡”还是“放平”？

陈卓

北京构力科技有限公司上海分公司 上海 20000

**[摘要]** 住宅中坡屋顶的建模方法一直是让很多工程师头疼的问题，不同的建模方法对计算结果的影响较大，如何进行坡屋顶的建模也意见不一。本文通过对设计师常见的坡屋顶建模疑问进行讨论，说明在 PKPM 结构软件中建模时的注意事项以及如何结合工程实际进行处理。

**[关键词]** 坡屋顶；建模；

## 0 引言

面对坡屋顶建模这个问题时，结构工程师大概可以分为三种类型：第一种是强迫症型，强调模型和图纸完全对应，不管这个坡屋顶多么复杂，办法总比困难多：加虚梁，调节点，用尽一切方法只为完美复刻建筑方案，建成后有一种强烈的成就感。最后的模型看起来非常好看，但是能不能计算、计算的是否准确就不好说了；第二种是佛系型，同样是不管这个坡屋顶多么复杂，也不管这个坡屋顶多么简单，不管坡度有多大，全部拍平了建模，建模简单，指标可控；第三种是介于 1 和 2 之间，坡度小的直接拍平了建模，坡度大的按照斜坡屋面建模，但建模和图纸有差距，不一定 1:1 完全复刻。

在我们的日常答疑工作中，很多设计师也经常咨询程序中对于不同建模方式的坡屋顶的处理有什么区别。关于这些问题我们也整理了一些思考，此文章从五个方面来介绍一下。

## 1 坡屋顶到底要不要真实地在 PKPM 中建出来？

笔者认为要分情况进行讨论：

如果是非常简单的双坡屋面，建议直接建出坡屋面，建模也非常简单，调整上节点高即可。

如果是相对复杂一些的，比如图 1 所示屋面，屋脊线比较多，但是仔细观察最高处 10.950m，最低处 10.050m，坡度 18%，对于这种情况笔者认为可以直接按照平层建模，因为坡度不是特别大，计算上来说，像梁轴力的大小可以忽略。就算是把坡屋面建出来，也只是抓主要矛盾，把大坡度建出来，局部位置，可以不进行建模，否则要加很多虚梁，建模麻烦并且楼板配筋也不一定符合实际，建模思路如图 2 所示。

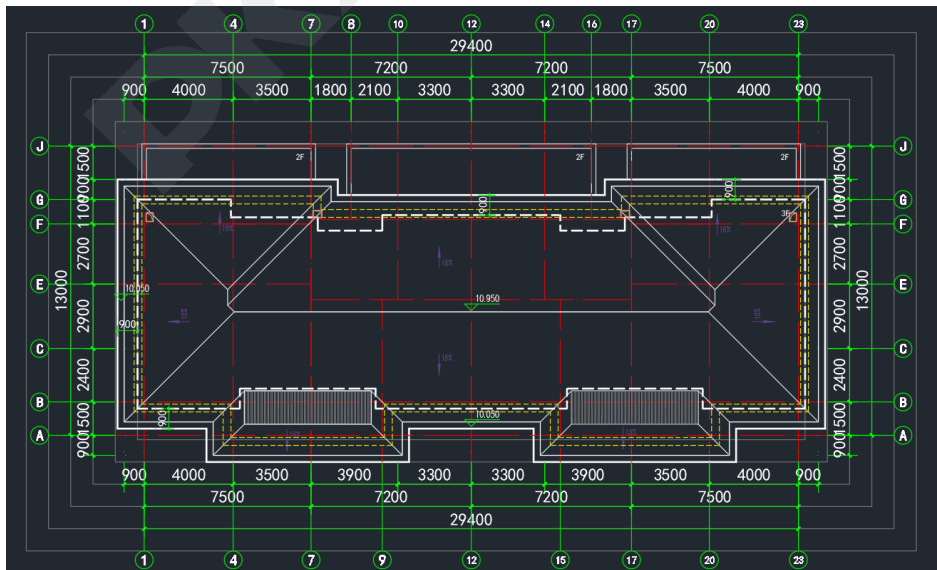


图 1 相对复杂的坡屋面





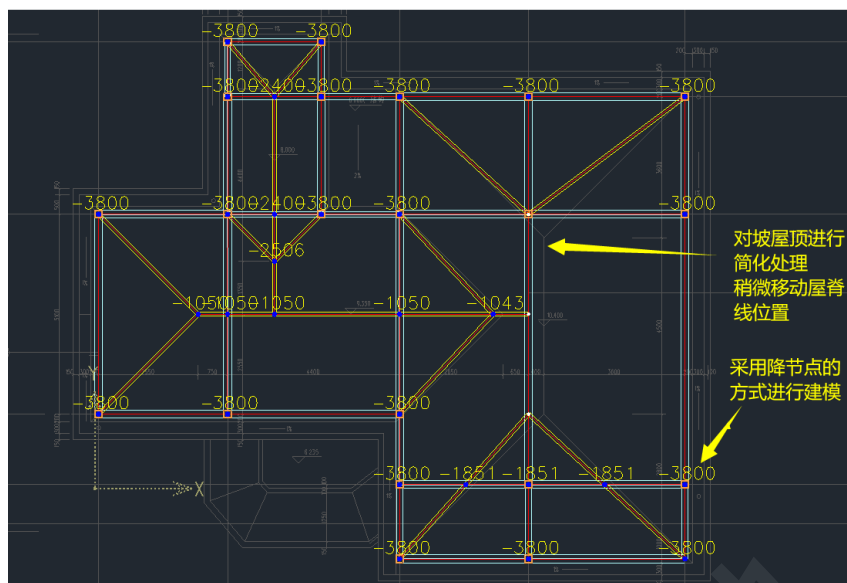


图 4 建议采用降节点方式进行建模

#### 4 楼板悬浮在空中如何解决？

像图 5 所示，这样楼板没有正常显示说明四点没有共面。这种楼板虽然悬浮在空中，但是荷载是正常的，即荷载不会丢失，但是在计算的时候，楼板会丢失，可以简单理解为悬浮楼板处开了洞，把荷载按照周围梁上线荷载进行输入。

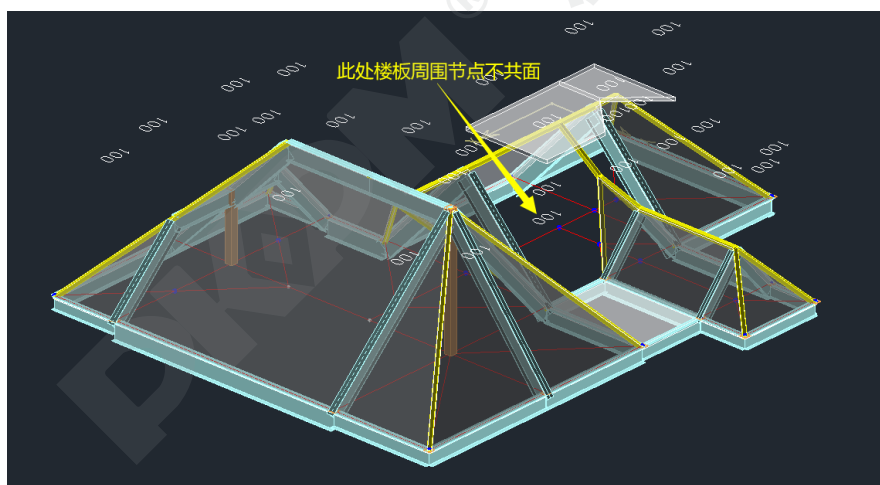


图 5 坡屋面楼板没有正常显示

那么如何处理让他们共面呢？

最简单的方式当然是加虚梁，实际有折板的地方都可以加虚梁划分楼板，像图 5 中黄色的梁均为虚梁。但是对于差了那么一丢丢不共面的情况，比如建筑图画的屋脊线偏了一点，或者完全按照建筑图衬图位置建模时，软件精度达不到，或者说简化进行建模时，程序中建模的屋脊线自然就会变得不真实，有偏差难以共面，这时候可能就差几毫米就可以共面了，但是究竟有几毫米，就不好人工确定。

这种情况可以在调上节点高的时候，用第三种调整方法，图 6 所示，即三点确定好一个平面，让所有选中的节点高度都落在这个平面上，这样就能保证四点共面，甚至五、六点共面。

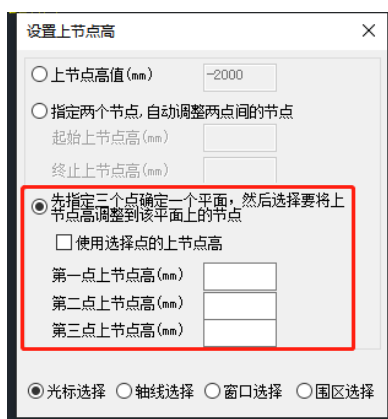


图 6 调整上节点高的三种方法

## 5 坡屋顶层和闷顶层是按照两个标准层建模还是一个标准层建模?

从软件的操作性、计算性来说, 两种建模方法都可以, 都可以顺利建模和计算。但是从建模的角度以及计算结果查看的角度来说, 强烈建议分两个标准层去建模。

因为放到一个标准层的话, 用层间板去建闷顶层, 建模的过程比较麻烦, 像图 7 这样简单的双坡屋面还好, 但如果是更复杂的坡屋面, 像图 8 这样的坡屋面, 大家可能要花一整天甚至几天的时间去和程序斗争。因为层间板, 布置的原则是周围梁的布置情况和标准层完全一致, 而一般来说住宅的坡屋顶很少有简单的, 完全规则的, 建模和施加荷载的时候会遇到很多困难。如果用这种层间梁、板的方式建模, 指标统计、配筋结果查看上都不如直接按照闷顶、坡屋顶两个标准层建模方便, 所以, 对于复杂的坡屋面, 闷顶和坡屋顶建议分两层建模。

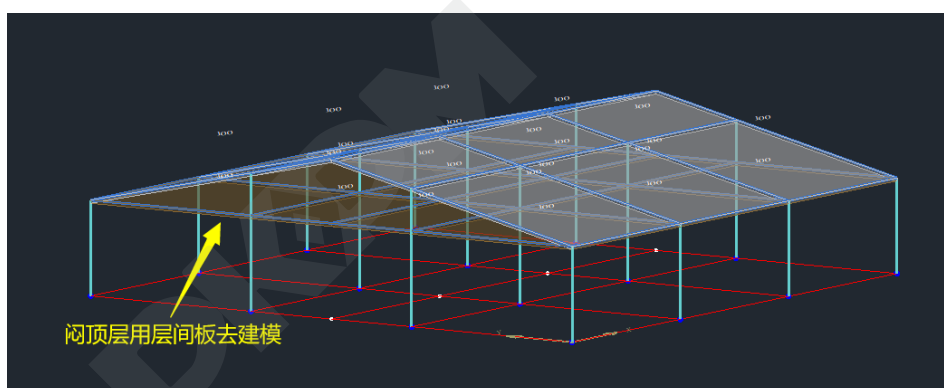


图 7 简单的双坡屋面

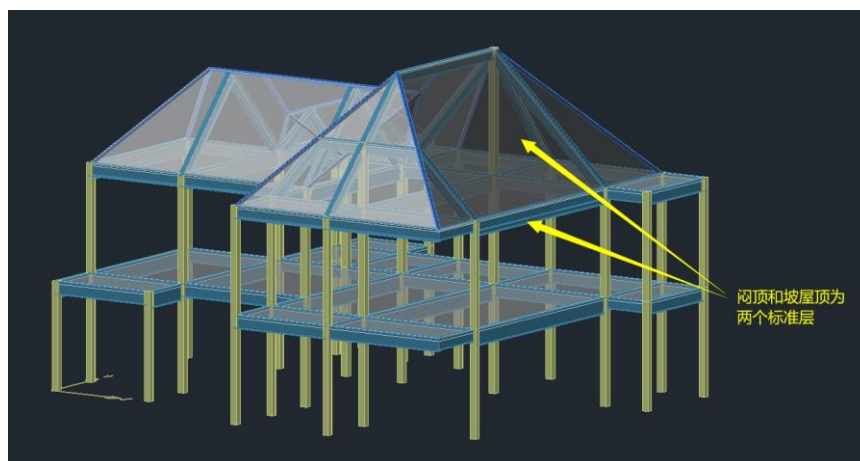


图8 复杂的坡屋面

## 6 有坡屋顶层也有闷顶层，两层在屋檐处共用一根梁如何处理？

接着上面的一个问题，闷顶、坡屋顶分两个标准层建模。对于图9这种情况在住宅中可以说是非常常见了，很多设计师纠结屋檐处共用的这根梁在程序中怎么建模？建到坡屋顶层呢还是建到闷顶层呢？

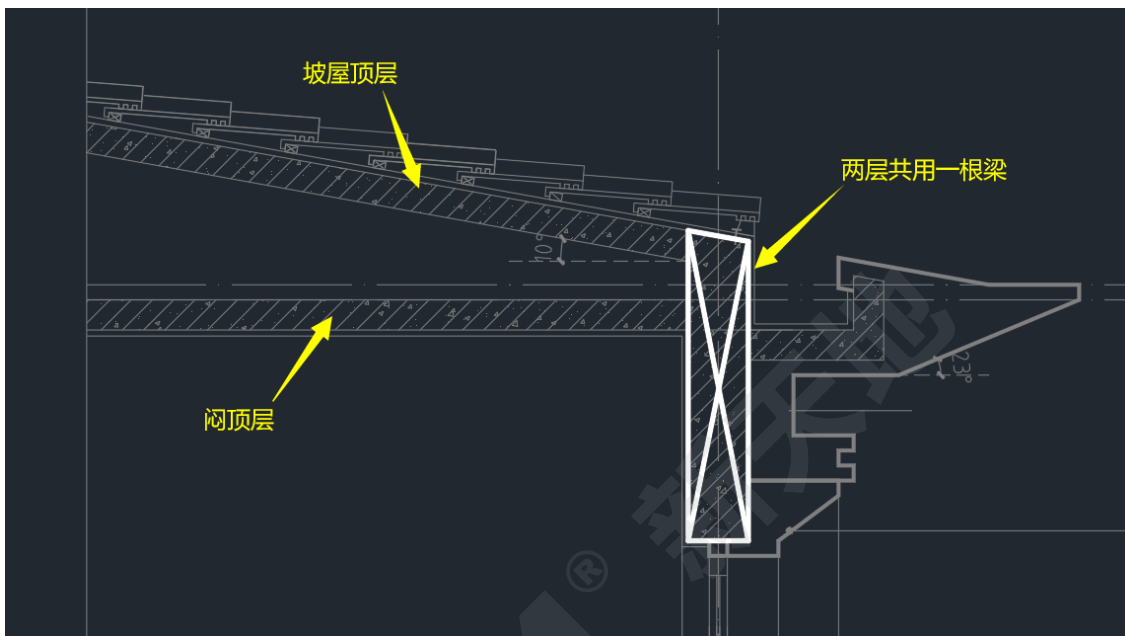


图9 坡屋顶层和闷顶层共用一个封边梁

在 PKPM 中，这根共用的梁在闷顶层需要建模，在坡屋顶层也需要建模，如果在某层没有建模，那么三根梁是无法围成一个楼板的，就无法生成楼板。程序中，在闷顶和坡屋顶层中建模，需要注意三点：1 截面尺寸完全一致，2 标高完全一致（处于同一高度上），3 偏心情况完全一致，如图10、图11所示。

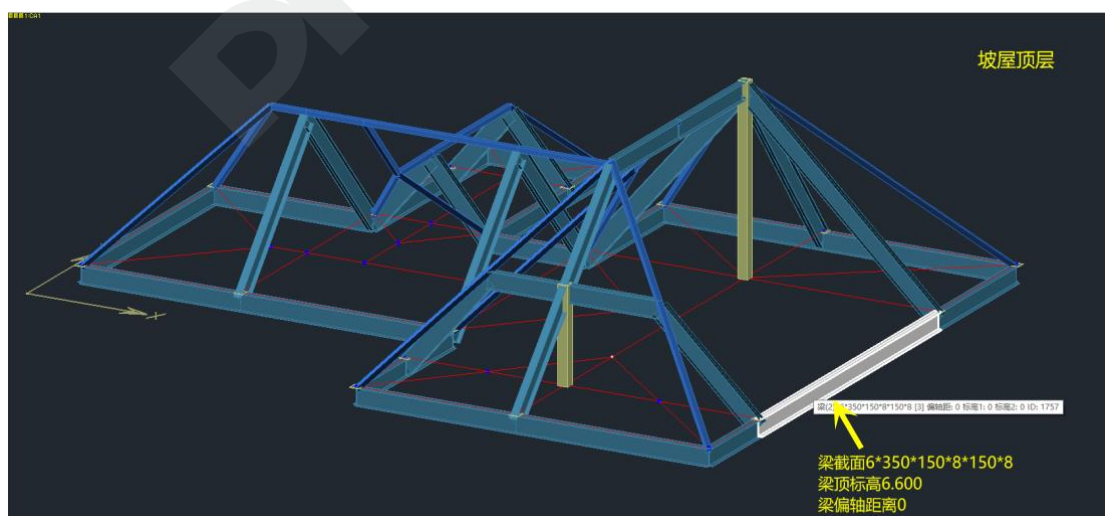


图10 共用一根梁时坡屋顶层的处理

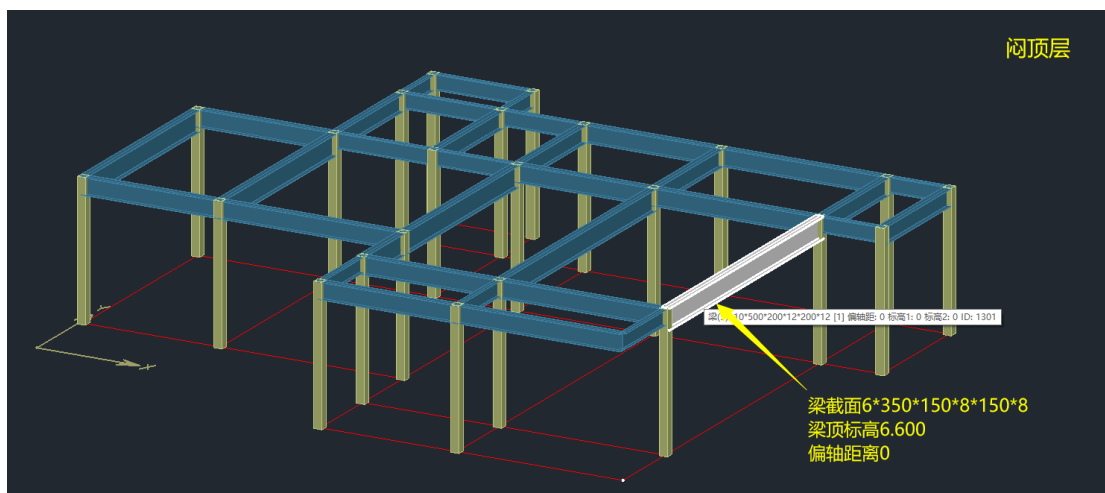


图 11 共用一根梁时闷顶层的处理

满足以上三个条件之后，程序计算的时候会把这根共用的封边梁当成一根梁去计算，且在闷顶、屋顶层中的显示配筋完全一致。在前处理—生成数据—空间简图中就可以看出来是当成一根梁计算的。

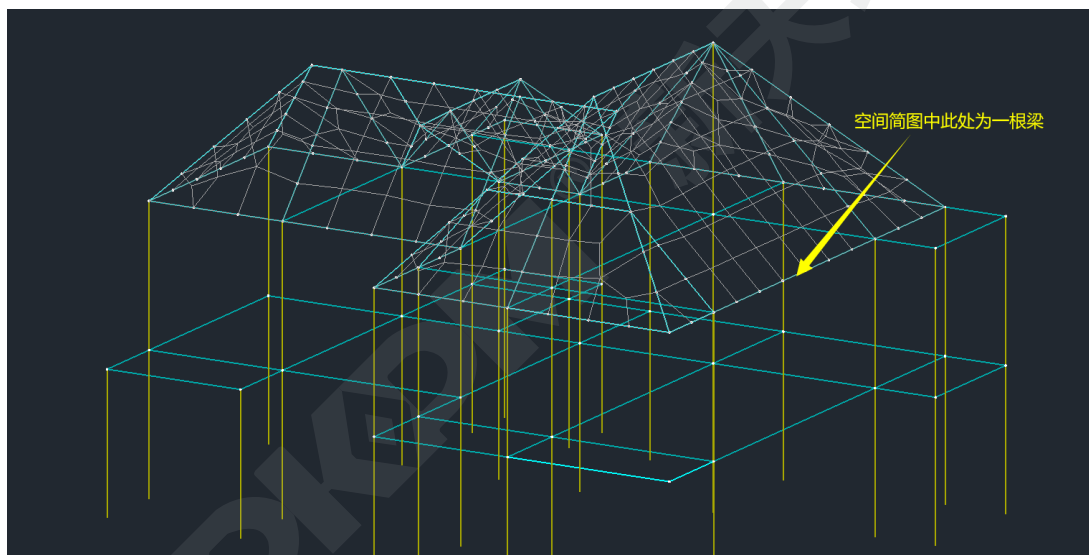


图 12 空间简图中查看屋顶和闷顶共用封边梁的情况

## 7 总结

以上几点是关于住宅坡屋顶如何建模的思考，在实际工程中，需要设计师根据坡屋顶的复杂情况，决定具体的建模方法；对于特别复杂的坡屋顶，需要进行简化，方便建模也方便程序进行计算；对于屋顶、闷顶共用封边梁的情况，梁的位置输入正确，程序可自动按照一根梁进行计算。总结下来就是把握重点、合理简化、快速建模。

# 可拆式模块化箱式建筑整体刚度与位移探讨

彭志丰

多维联合集团有限公司 北京 100160

**[摘要]** 虽然近几年可拆式模块化箱式建筑在中国发展迅速,但是往往忽略箱式房金属面夹芯板的蒙皮有利作用,可能导致成本增加;角件与立柱螺栓连接被误认为刚性连接,可能存在安全隐患。为此,本文分析可拆式模块化箱式建筑金属面夹芯板构成特点,提出对墙板蒙皮效应的计算假设;同时也提出考虑箱式房角件立柱半刚性节点的初始转角刚度的简化计算方法,进行了可拆式模块化箱式建筑整体刚度与位移分析,为我国可拆式箱式设计提供参考和依据。

**[关键词]** 可拆式箱式建筑; 蒙皮效用; 半刚性节点; 集装箱; 金属面夹芯板

## 0 引言

随着中国装配式程度逐步提高,可拆式模块化箱式房因其加工周期短,便于运输,方便安装,被广泛用于便利店,宿舍,教室,医院,阅兵村,度假酒店等领域<sup>[1][2]</sup>(见图1),尤其在2020年方舱医院中发挥了重要作用。虽然《集成打包箱》推动了可拆式模块化房屋规范化向前发展,但是其没有明确是否考虑箱式房金属面夹芯板蒙皮效应和角件立柱半刚性节点对箱式房整体变形和受力影响<sup>[3]</sup>。本文通过分析箱式房金属面夹芯板构成特点,提出对墙板蒙皮效应的计算假设;同时也提出考虑模块化箱式房角件立柱半刚性节点的初始转角刚度的简化计算方法,进行可拆式箱式房屋整体刚度与位移分析,为我国可拆式模块化房屋设计提供参考和依据。



图 1.(a) 赤峰便利店



图 1.(b) 北京市儿童医院



图 1.(c) 两箱情愿酒店



图 1.(d) 某阅兵村项目



图 1.(e) 廊坊市第十八中学教室



图 1.(f) 玻利维亚二层办公楼

## 1 可拆式模块化箱式房屋蒙皮效应

可拆式模块化箱式房屋四周墙板为金属面夹芯板，芯材可为玻璃丝棉、岩棉、聚氨酯等，金属面板厚度通常在 0.5-0.7mm 之间。金属夹芯板通过自攻钉与箱式房 L 型立柱连接，通过卡件等与箱式房顶梁底梁连接。孙超<sup>[4]</sup>对三层可拆式箱式进行了有限元计算，在不考虑墙板蒙皮作用时，整体房屋刚度为  $3.72 \times 10^3 \text{KN/m}$ ，在考虑墙板蒙皮作用，整体刚度为  $2.6 \times 10^5 \text{KN/m}$ ，金属夹芯板能够有效提高箱式房的整体刚度，减少变形，其蒙皮作用不能忽略，否则可能造成浪费材料，增加造价。

金属面夹芯板的力学特性与芯材排布方式和芯材密度密切相关。试验与研究表明玻璃丝棉和岩棉的顺纤维方向弹性模量远远大于垂直纤维方向的弹性模量，拉伸弹性模量大于压缩弹性模量，其弹性模量与密度成正比<sup>[5-7]</sup>。为了便于处理，偏安全的认为芯材的拉伸弹性模量等于其压缩模量。芯材的剪切模量可由标准<sup>[8]</sup>查知，金属面夹芯板芯材与面板的弹性模量和剪切模量如表 1 所示。

金属面夹芯板芯材与面板的弹性模量和剪切模量 MPa 表 1

芯材	弹性模量	剪切模量	备注
玻璃丝棉	$4.01 \times \rho/100$	$2.682 \times \rho/100$	
岩棉	$4.19 \times \rho/100$	$1.700 \times \rho/100$	
聚氨酯	$4.24 \times (\rho/38)^2$	$1.725 \times (\rho/38)^2$	
金属面板	$2.06 \times 10^5$	$7.90 \times 10^4$	

注： $\rho$  为芯材密度，kg/m<sup>3</sup>。

可拆式模块化箱式房墙板通常为 50mm，75mm 和 100mm，考虑到金属面板与芯材弹性模量的巨大差异，可近似认为可拆式箱式房墙板的蒙皮作用全部由金属面板贡献。

## 2 可拆式模块化箱式房角件与立柱半刚性连接

国内设计师通常将可拆式模块化箱式房的角件与立柱简化为刚接，这种模型简化与实际受力不相吻合，可能存在安全隐患<sup>[2]</sup>。任建省<sup>[9]</sup>通过对可拆式箱式房的角件与立柱连接有限元分析，得出角件与立柱节点的半刚性影响不容忽略。结合张俊峰<sup>[10]</sup>可拆箱式房的节点试验，同时为了便于计算，做出以下假定：（1）连接中螺栓绕着 L 型立柱受压侧最外端螺栓中心旋转；（2）由于角件的连接板厚度较厚，忽略连接板变形对节点初始转动刚度的影响；（3）忽略立柱 L 型异性截面对节点初始转动刚度的影响；（4）只考虑节点受拉螺栓变形对初始刚度的影响；（5）可拆式模块化箱式房的角件与立柱连接处在弹性阶段。

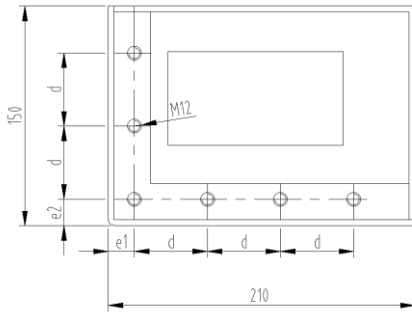


图 2. 节点几个参数定义图

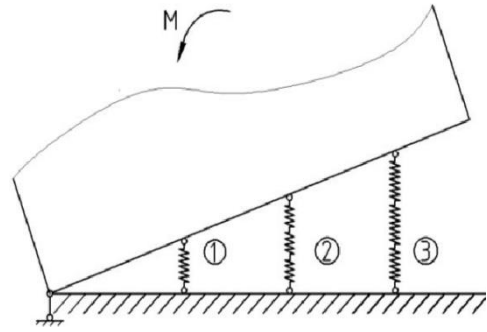


图 3. 节点绕立柱短边处的力学模型

$$\theta = \frac{w}{3d} \quad (2-1)$$

$$k_b = \frac{EA_b}{L_b} \quad (2-2)$$

$$M = \frac{1}{3}wk_b d + \frac{4}{3}wk_b d + 3wk_b d = \frac{14}{3}wk_b d \quad (2-3)$$

$$K = \frac{M}{\theta} \quad (2-4)$$

式中  $\theta$  为 L 型柱与角件连接处转角;  $w$  为单位力在节点处引起 3 处螺栓的拉伸变形,  $d$  为螺栓孔间距;  $L_b$  为螺栓的有效长度, 取连接处端板、垫圈、半个螺栓头厚度之和;  $A_b$  为螺栓的有效面积;  $E$  为弹性模量;  $K$  为节点初始刚度;  $M$  为节点处转角。

将式 (2.1)、(2.2)、(2.3) 代入 (2.4) 中, 可得节点连接处绕 L 型立柱短边旋转的初始刚度为  $K_{11} = 14k_b d^2 = \frac{14EA_b d^2}{L_b}$ ; 同理可得节点连接处绕 L 型立柱长边边螺栓旋转的初始刚度为  $K_{12} = 32k_b d^2 = \frac{32EA_b d^2}{L_b}$ 。同理可得节点连接处绕 L 型立柱长边旋转的初始刚度为  $K_{21} = 5k_b d^2 = \frac{5EA_b d^2}{L_b}$ ; 同理可得节点连接处绕 L 型立柱短边边螺栓旋转的初始刚度为  $K_{22} = 9k_b d^2 = \frac{9EA_b d^2}{L_b}$ 。

立柱与角件之间通过无螺母的高强螺栓连接, 仅仅依靠螺纹咬合发挥作用, 这样导致 L 型立柱与角件连接刚度被削弱, 因此需要对初始转动刚度进行修正, 修正系数为 0.15<sup>[10]</sup>。

### 3 单层可拆式模块化箱式房整体变形分析

可拆式模块化箱式房顶底梁与立柱截面为模块标准构件, 在此不做详述。可拆式模块化箱式房角件连接处的构件均为模块化构件, 螺栓为 8.8 级 M12 高强螺栓,  $A_b = 115\text{mm}^2$ ,  $L_b = 45\text{mm}$ ,  $E = 2.06 \times 10^6 \text{N/mm}^2$ ,  $d=50\text{mm}$ 。故经修正后的初始转动刚度为  $K'_{11} = 2764\text{KN} \cdot \text{m/rad}$ ,  $K'_{12} = 6317\text{KN} \cdot \text{m/rad}$ ,  $K'_{21} = 987\text{KN} \cdot \text{m/rad}$ ,  $K'_{22} = 1776\text{KN} \cdot \text{m/rad}$ 。

箱式房楼面恒载为  $0.5\text{KN/m}^2$ , 楼面活载为  $2.0\text{KN/m}^2$ , 屋面恒载为  $0.15\text{KN/m}^2$ , 屋面活载为  $0.5\text{KN/m}^2$ , 基本风压分为  $0.50\text{KN/m}^2$ ,  $0.55\text{KN/m}^2$ ,  $0.60\text{KN/m}^2$ ,  $0.65\text{KN/m}^2$  四种工况, 场地粗糙类别为 B 类, 风压高度变化系数和风振系数均为 1.0, 根据《建筑工程抗震设防分类标准》(GB50223-2008) 可知, 用于临时建筑的可拆箱式房通常可不进行地震设防, 故本文未进行可拆箱式房在地震工况下的整体变形分析。建立单层可拆箱式房整体模型, 对不同因素的模块化箱式房进整体刚度与风工况下位移分析, 具体结果如表 2 所示。



单层可拆模块化箱式房整体刚度与风工况下位移表 表 2

序号	蒙皮效应	节点类别	基本风压 KN/m <sup>2</sup>	整体刚度 KN/m	沿方向 1 位移 /mm	沿方向 2 位移 /mm	是否满足 H/200
1	未考虑	刚接节点	0.50	K <sub>1</sub> = 102.04 K <sub>2</sub> = 89.29	100.31	46.84	不满足
2	未考虑	刚接节点	0.55		110.65	51.66	不满足
3	未考虑	刚接节点	0.60		121.02	56.50	不满足
4	未考虑	刚接节点	0.65		131.43	61.35	不满足
5	未考虑	半刚性节点	0.50	K <sub>1</sub> = 94.34 K <sub>2</sub> = 86.96	108.45	49.55	不满足
6	未考虑	半刚性节点	0.55		119.74	54.51	不满足
7	未考虑	半刚性节点	0.60		131.00	59.47	不满足
8	未考虑	半刚性节点	0.65		142.30	64.45	不满足
9	考虑	刚接节点	0.50	K <sub>1</sub> = 84246 K <sub>2</sub> = 201612	0.115	0.051	满足
10	考虑	刚接节点	0.55		0.126	0.053	满足
11	考虑	刚接节点	0.60		0.138	0.055	满足
12	考虑	刚接节点	0.65		0.149	0.057	满足
13	考虑	半刚性节点	0.50	K <sub>1</sub> = 84246 K <sub>2</sub> = 201612	0.115	0.031	满足
14	考虑	半刚性节点	0.55		0.126	0.053	满足
15	考虑	半刚性节点	0.60		0.138	0.096	满足
16	考虑	半刚性节点	0.65		0.149	0.078	满足

注：1.方向 1 指垂直于箱式房长边方向，方向 2 指垂直于箱式房短边方向。2.H 为 2896mm。

由以上表可知：（1）当不考虑墙板蒙皮效应和半刚性节点时，箱式房沿长度方向整体刚度为 102.04 KN/m，沿宽度方向刚度为 89.29 KN/m；当不考虑墙板蒙皮效应，考虑半刚性节点影响时，箱式房沿长度方向整体刚度降低到 94.34 KN/m，沿宽度方向刚度降低到 86.96 KN/m，是因为角件立柱半刚性连接节点导致箱式整体刚度降低；在考虑墙板蒙皮效应时，无论是否考虑角件立柱半刚性连接时，沿长度方向整体刚度均为 84246 KN/m，沿宽度方向刚度均为 201612 KN/m，是因为墙板蒙皮效应显著，增加了箱式房整体刚度，同时蒙皮效用对刚度的影响远远大于了半刚性节点的影响。

（2）当考虑墙板蒙皮效应，无论考虑节点半刚性与否，箱式房在两个方向上的位移角均满足 H/200；当不考虑墙板蒙皮效应，无论考虑节点半刚性与否，箱式房在两个方向上的位移角均不满足 H/200。

#### 4 结论

（1）单层可拆式模块化箱式房金属面墙面夹芯板蒙皮效用明显，能够有效提高可拆箱式房的整体刚度，减少其在风作用下的位移。在箱式房设计应考虑墙板蒙皮效应，否则导致成本增加。

（2）单层可拆式模块化箱式房角件与立柱半刚性节点能够轻微降低箱式房的整体刚度，略微增大其在风作用下的位移，半刚性节点对箱式房整体刚度影响相对于蒙皮效用影响可以忽略不

计。

(3) 本文提出的可拆式箱式房半刚性初始刚度计算模型忽略了端板变形与 L 型异形截面的影响, 但是可操作性, 便于可拆式模块化箱式房工程师使用。

#### 参 考 文 献

- [1] 袁理明, 侯国求, 罗海兵, 等. 武汉雷神山医院结构设计[J]. 建筑结构, 2020, 50 (08): 1-8.
- [2] 彭志丰, 张伟. 装配式模块化可拆集装箱房屋应用与发展[J]. 集装箱化, 2019, 30 (03): 20-23.
- [3] 集成打包箱式房屋: T/CCMSA 20108-2019[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [4] 孙超, 王立伟, 王月栋. 低层模块化房屋结构性能分析[J]. 钢结构(中英文), 2019, 34 (07): 65-69.
- [5] 吴洁, 秦培成, 查晓雄. 玻璃丝棉及其夹芯板力学性能的试验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2011, 37 (1): 79-82.
- [6] 秦培成. 金属面夹芯板抗弯性能的理论及试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2011.
- [7] 杨增雨. 金属面结构岩棉板力学性能的试验和理论研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2014.
- [8] 金属面夹芯板应用技术标准: JGJ/T 453-2019[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [9] 任建省. 集装箱房屋梁柱节点的半刚性性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2018.
- [10] 张俊峰, 杨大雍, 胡文梯, 等. 拆装式箱型房屋整体抗弯刚度研究[J]. 钢结构, 2016, 31 (12): 28-32+12.

# 满足震时正常使用的承载力验算 在 PKPM-JZ 中的实现

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]** 在工程建设领域，为了预防地震灾害，保证人民的生命和财产安全，国家发布了一些列相关的标准规范与技术导则。中国住房和城乡建设部标准定额研究所于 2021 年 12 月 21 日批复了《关于同意编制〈基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则〉的函》（建标工函[2021]78 号，也标志着《基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则》（以下简称《震时正常使用导则》）的即将实施。本文介绍了在新版本的 PKPM 结构设计软件减震设计模块（PKPM-JZ）中实现《震时正常使用导则》第 4.2 节的相关要求，对减震结构进行基于中震的构件承载力设计的具体操作流程和结果展示。

**[关键词]** 震时正常使用导则；PKPM-JZ；减震设计；

## 0 概述

随着我国国民经济和城市化水平的发展，我国对建筑的防震减灾能力提出了更高的要求，《建设工程抗震管理条例》第十六条明确提出“位于高烈度设防地区、地震重点监视防御区的新建学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等建筑应当按照国家有关规定采用隔震减震等技术，保证发生本区域设防地震时能够满足正常使用要求。”《震时正常使用导则》对于贯彻执行《建设工程抗震管理条例》具有重要的工程意义

《震时正常使用导则》第 4.2.1 条：“地震时正常使用建筑的结构构件承载力应按照设防地震作用进行验算。”其中的“设防地震作用”标志着该章节是基于中震的性能设计，在第 4.2.2~第 4.2.4 条文中给出了不同类型构件的不同抗震承载力验算公式。

对于混凝土构件：第 4.2.2 条规定，中震下关键构件的抗震承载力按正截面、斜截面承载力均处于弹性；第 4.2.3 条规定，中震下普通竖向构件及重要水平构件的斜截面承载力应处于弹性，正截面承载力应处于不屈服；第 4.2.4 条规定，普通水平构件的正截面、斜截面承载力应处于不屈服。

对于钢构件的规定：中震下关键构件的抗震承载力按正截面、斜截面承载力均处于弹性；中震下普通竖向构件及重要水平构件的正截面、斜截面承载力应处于不屈服，普通水平构件的正截面、斜截面承载力应处于不屈服。

在中震不屈服设计上，《震时正常使用导则》的第 4.2.3 和第 4.2.4 在计算公式上有所不同，参数注解中，公式（4.2.3-1、2）中“ $S_E$ ”采用的是考虑了相应调整的地震作用标准值；公式（4.2.4-1、2）中“ $S_E$ ”采用的是不考虑相应调整的地震作用标准值，“ $R_k^*$ ”承载力标准值的计算，对钢筋混凝土梁（钢梁）在支座或节点边缘截面可考虑钢筋（材）材料的超强系数 1.25。下图对上述的中震设计的构件性能目标进行了归纳。

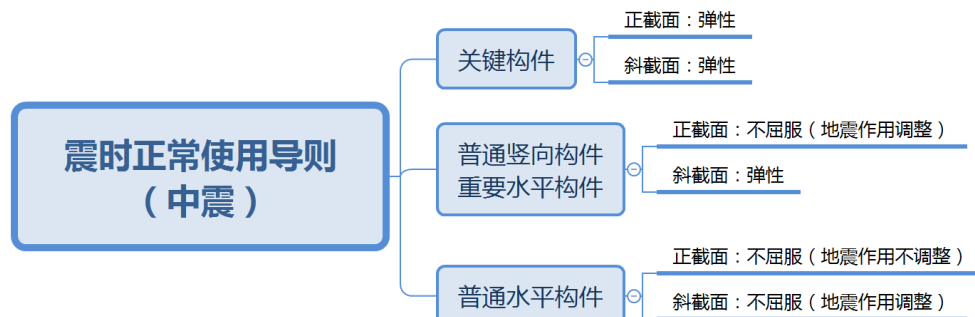


图 1 砼构件震时导则中震设计性能目标

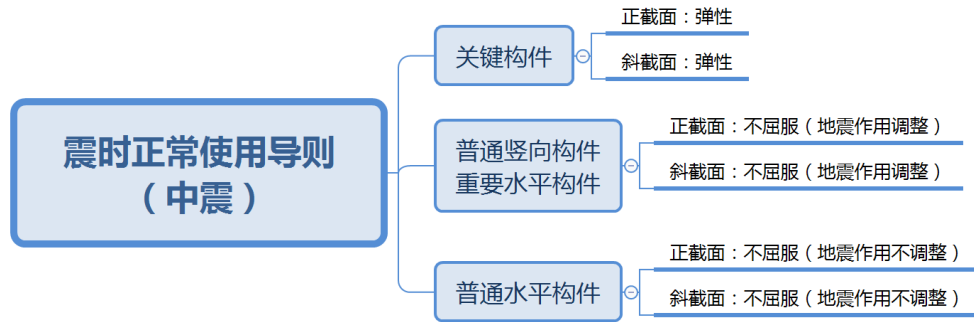


图2 钢构件震时准则中震设计性能目标

PKPM 结构设计软件减震设计模块在新版本 2021 版 V1.3.1 中已经能够实现《震时正常使用准则》第 4.2 章节的性能设计。下面将通过一个具体的工程案例介绍在程序中的具体操作流程。

## 1 实例操作

### 1.1 模型准备

某医院住院楼，剪力墙结构，结构总高度 60m，地震设防烈度 8 度 (0.2g)，场地类别为 II 类，按工程要求需要进行减震设计并执行《震时正常使用准则》，中震性能设计。图 3 所示的是已经建模完成的减震模型。本工程采用的是速度型消能器。

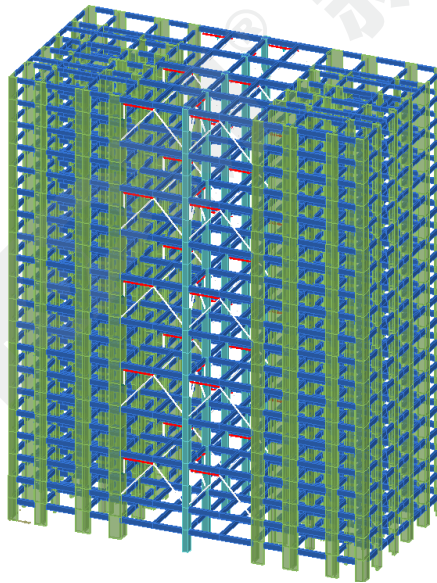


图3 布置有速度型消能器的三维模型

### 1.2 参数及性能目标定义

首先，参数定义中，在减震信息下，软件提供了三种规范设计方法，当在参数中勾选“震时正常使用准则方法（中震）”后，在“性能包络”参数页中程序将自动选择“中震弹性”和“中震不屈服”。其次，需要在“前处理及计算”—“特殊属性”—“减隔震结构性能设计”菜单中，定义各种构件的属性。

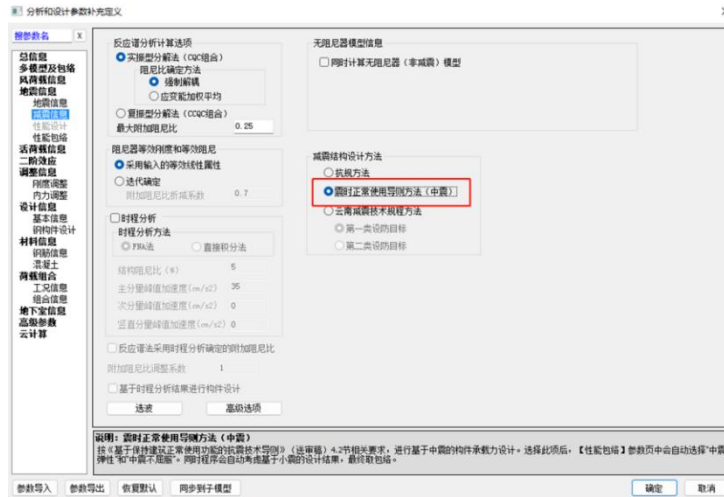


图 4 减震信息界面展示



图 5 性能包络联动默认界面展示

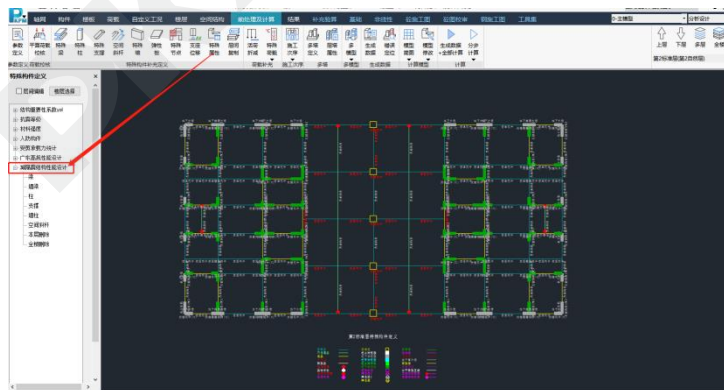


图 6 减隔震结构性能设计菜单展示

根据《震时正常使用导则》第 3.1 章节的相关规定，医院主要建筑属于 I 类建筑，表 3.1.2-1 中给出了不同构件的性能目标，其中对于结构构件和减震部件分别规定在设防地震下完好（基本完好）和正常工作。

而导则解析中也给出了指导建议：“结构构件根据功能、作用、位置及重要性等可分为关键构件、普通竖向构件、重要水平构件和普通水平构件。关键构件是指构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏，可由结构工程师根据工程实际情况分析确定。普通竖向构

件是指关键构件之外的竖向构件；重要水平构件是指关键构件之外不宜提早屈服的水平构件，包括对结构整体性有较大影响的水平构件，承受较大集中荷载框架梁、抗震墙连梁，承受竖向地震的悬臂梁，以及消能减震结构中消能子结构的框架梁等。普通水平构件包括一般的框架梁、抗震墙连梁等。结构构件应按照本导则 4.2 节进行抗震承载力验算。”

在确定好构件的分类后可在软件中直接操作点选，程序对于竖向构件提供“关键构件”和“普通构件”两种属性，对于水平构件提供“关键构件”、“重要构件”和“普通构件”三种属性，可以全覆盖导则中的构件类型。程序中所有梁、柱默认为普通构件，底部加强区的剪力墙默认为关键构件，其他剪力墙默认为普通构件。

程序支持框选进行批量操作，指定完成后，在“多模型”—“性能设计子模型”下查看性能目标，图中以数字“0”表示“不考虑”，“1”表示“不屈服”，“2”表示“弹性”，“3”表示“极限承载力”，构件性能目标与“减隔震结构性能设计”菜单下定义的构件类型相对应，例如，图 7 中柱子与减震部件相连接，属于关键构件，此处显示为“中震 2/2 大震 0/0 极大震 0/0”，表示中震下柱构件按正截面、斜截面弹性进行设计。另外在计算中程序除了会生成中震不屈服和中震弹性的两个子模型外，仍会生成一个小震的子模型并参与配筋结果包络。

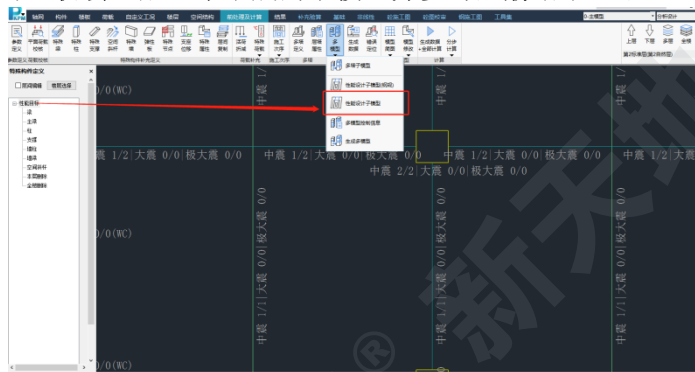


图 7 性能设计子模型展示



图 8 性能目标数字表示含义

子模型控制信息

子模型列表

编号	子模型名称	路径	软件	更新模型	更新参数	生成数据	计算	配筋	参与包络	DX(mm)	DY(mm)	DZ(mm)	转角(°)
1	*小震	默认	SATWE	是	是	是	是	是	是	0.00	0.00	0.00	0.00
2	中震不屈服	默认	SATWE	是	是	是	是	是	是	0.00	0.00	0.00	0.00
3	中震弹性	默认	SATWE	是	是	是	是	是	是	0.00	0.00	0.00	0.00

说明：子模型个数≤16

图 9 多模型控制信息展示

### 1.3 配筋结果查看

执行完上述操作步骤后即完成“震时正常使用导则方法（中震）”的前处理部分，可点击“生成数据+全部计算”，计算完成后自动跳转至结果。

在“0-主模型”下构件的配筋结果即为最后的包络结果，如图 10，某重要水平构件的构件信息文本展示，其中详细注明了配筋包络来源，正截面由小震与中震不屈服包络所得，斜截面由小震和中震弹性包络所得，符合《震时正常使用导则》第 4.2.3 条的要求。也可以分别切换到其他子模型下查看全楼的小震、中震不屈服及中震弹性的结果。

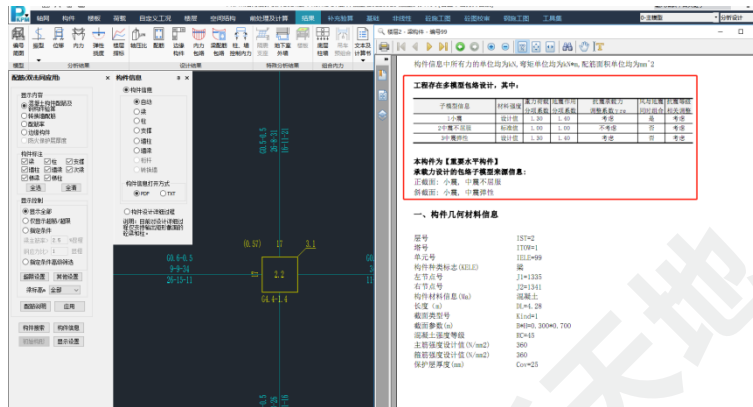


图 10 主模型中某重要水平构件信息界面展示

### 1.4 与以往的中震性能设计的差异

在 2021 版 V1.3 及之前的版本中，对于减震结构，如果需要执行中震的性能包络设计，程序可根据《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010（以下简称《高规》）第 3.11 章节执行。

《高规》第 3.11.2 条中划分了 3 种构件类型、5 种性能水准。构件类型分别是关键构件、普通竖向构件和耗能构件，性能水准中的第 1、2 性能水准与《震时正常使用导则》中的要求较为接近。《高规》第 3.11.3 条表示，第 1 性能水准的结构应满足弹性设计要求，第 2 性能水准的结构在中震下，关键构件及普通竖向构件的正、斜截面的抗震承载力宜符合弹性设计，耗能构件的斜截面承载力宜符合弹性设计，正截面承载力应符合不屈服设计。

《高规》与《震时正常使用导则》中相近性能水准的中震性能设计的差异汇总如表 1。值得注意的是，《高规》公式（3.11.3-1）的参数注释明确了“ $S_E$ ”采用的是不考虑相应调整的地震作用标准值，弹性设计与不屈服设计均适用。

《高规》与《震时正常使用导则》中相近性能水准的中震性能设计差异 表 1

中震性能设计	关键构件	普通竖向构件	重要水平构件	耗能构件	普通水平构件
震时正常使用导则	正截面弹性 斜截面弹性	正截面不屈服 斜截面弹性	正截面不屈服 斜截面弹性	—	正截面不屈服 斜截面不屈服
高规“性能 2”	正截面弹性 斜截面弹性	正截面弹性 斜截面弹性-	—	正截面不屈服 斜截面弹性	—

《震时正常使用导则》对减震结构的构件类型进行了更细致的划分，计算上除了普通水平构件正截面承载力不屈服设计按不考虑相关调整的地震作用标准值以外，其他的性能设计均采用考虑了相关调整的地震作用标准值，且在水平地震与竖向地震同时作用下考虑互为主控时取不利，而《高规》公式（3.11.3-2）的情况仅考虑水平地震为主控。总的来说，《震时正常使用导则》的

中震性能设计较之《高规》，在竖向构件的设计上稍显严格，且条目更加清晰简约，具有很高的指导性与可执行度。

## 2 结语

新版本的 PKPM-JZ 软件已支持上述《震时正常使用导则》第 4.2 章节的相关计算，如需按该导则进行构件配筋设计，先确认构件的类型，直接在软件中进行简单的操作后可完成全部计算。如果有比该导则更多的性能设计要求，程序也可实现附加“中震极限承载力”、“大震弹性”、“大震不屈服”和“大震极限承载力”的性能目标子模型，勾选相应的参数后，同理，在“前处理及计算”—“多模型”—“性能设计子模型”菜单下，人工调整各个构件性能目标，指定配筋包络来源，即可一次性完成全部计算，更加方便快捷。

### 参考文献

- [1] 基于保持建筑正常使用功能的抗震技术导则（报批稿）[S]. 2022.
- [2] 国务院.建设工程抗震管理条例[Z]. 2021-7-19.
- [3] 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.



# PKPM 桩刚度的计算方法

甘霖虹

北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 桩刚度是桩筏基础设计中一个极其重要的参数，桩刚度直接影响着筏板底的反力的分布和大小，进而影响筏板和桩的内力。没有桩刚度这个参数，桩筏基础的设计无法进行。筏板和桩的各项参数设计完成后，才可以计算得到筏板的位移、内力、配筋，进而完成整个基础模型的设计工作。PKPM 提供了三种确定桩刚度的方法，可以让设计师在不同工程条件下确定桩刚度。

[摘要] 桩刚度；桩顶沉降；

## 1 手工指定桩刚度

在设计工作中，桩的承载力、桩型、桩径需要设计师根据地勘和建筑物进行设计，设计经济合理的桩，兼顾施工工艺、施工的方便性。

对于桩刚度而言，现阶段许多设计单位的经验是取桩承载力的 50~100 倍，与之对应的，程序最容易理解的桩刚度输入方法就是手工指定。现场具备条件的工程，可以根据试桩报告中的 Q-S 曲线计算，即“桩刚度=桩竖向承载力特征值 (kN) / 对应的桩顶沉降 (m)”，对于有经验的工程师可以根据类似工程经验指定桩刚度。

手工指定的方式是唯一不需要输入地质资料确定桩刚度的方法，其他的两种方法都涉及工程的地质资料。

注：本文提到的《桩基规范》皆指《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-2008)

## 2 沉降反推桩刚度

“桩刚度=桩竖向承载力特征值 (kN) / 对应的桩顶沉降 (m)”这个等式是恒成立的，桩刚度沉降反推的估算方法也是根据这个式子，使用相应的假定估算“桩竖向承载力特征值 (kN)”和“桩顶沉降 (m)”，进而得到桩刚度。

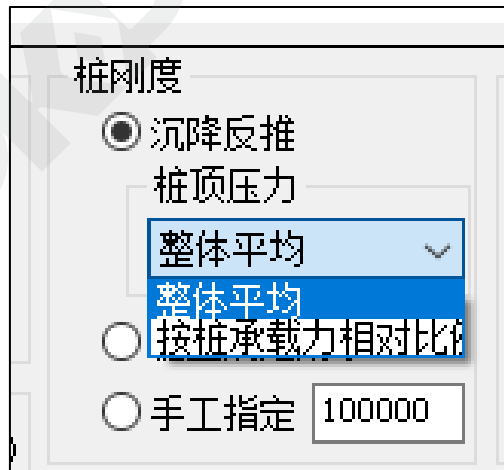


图 1 “沉降反推”的选项

沉降反推，可以选择桩顶压力“整体平均”或“按桩承载力相对比例”（如图 1）。由于桩顶的荷载分布情况在有限元计算之前是未知的，但无论如何，桩顶荷载都是上部结构导下来的，所有桩的桩顶荷载之和就是上部荷载汇总的值。

那假定这些桩均分了上部传下来的荷载，也就是“整体平均”。

基于这个假定，我们用假定下的荷载结合明德林算法得到沉降，这里用一个简单模型（如图 2）验证。验证的模型定义了两个桩，就是为了验证荷载的“整体平均”，单个桩没有平均的说法。

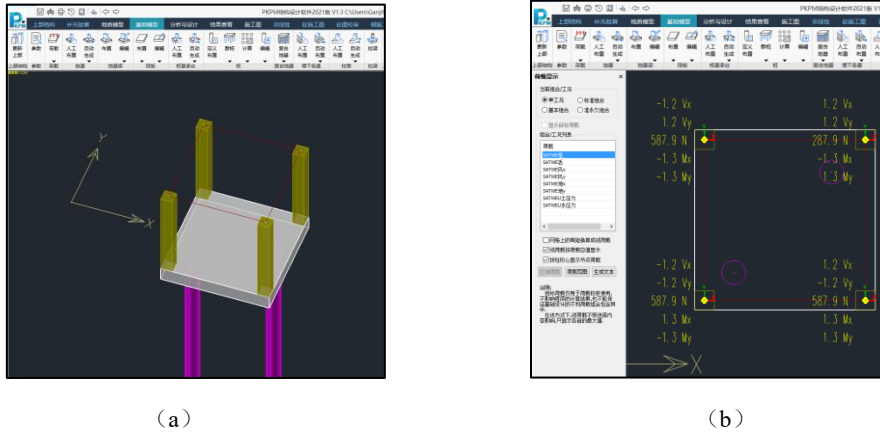


图 2 (a) 模型简图 (b) 上部荷载情况

附加荷载的计算（其实在参数里也可以选择总荷载计算）

$$\begin{aligned}
 m1 &= \text{土重度} \times \text{被挖去土的体积} \\
 &= \text{土重度} \times \text{基础底标高} \times \text{基础底面积} \\
 &= 20 \times 3.8 \times (3.7 \times 3.7) = 1040.44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m2 &= 1.0 \text{ 恒} + 0.5 \text{ 活} \\
 &= 587.9 \times 3 + 287.9 + (0.5 \times 3.7 \times 3.7 \times 25) + 10.9 \times 4 \times 0.5 \\
 &= 2244.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

附加荷载:  $2244.5 - 1040.44 = 1204.06 \text{ kN}$

整体平均之后, 每个桩的桩顶荷载就是  $1204.06 / 2 = 602.03 \text{ kN}$

用这个桩顶荷载计算配合明德林算法 (如图 3), 可以得到桩的沉降  $S = 12.34 \text{ mm}$

(注意, 这个沉降在程序中是看不到的, 和计算结果中的沉降不同。这属于沉降反推桩刚度的中间过程, 毕竟生成数据结束、没有受力分析的时候桩刚度就已经出来了, 而计算结果中的沉降需要完成受力和有限元计算, 确定桩顶的受力后方可得出。)

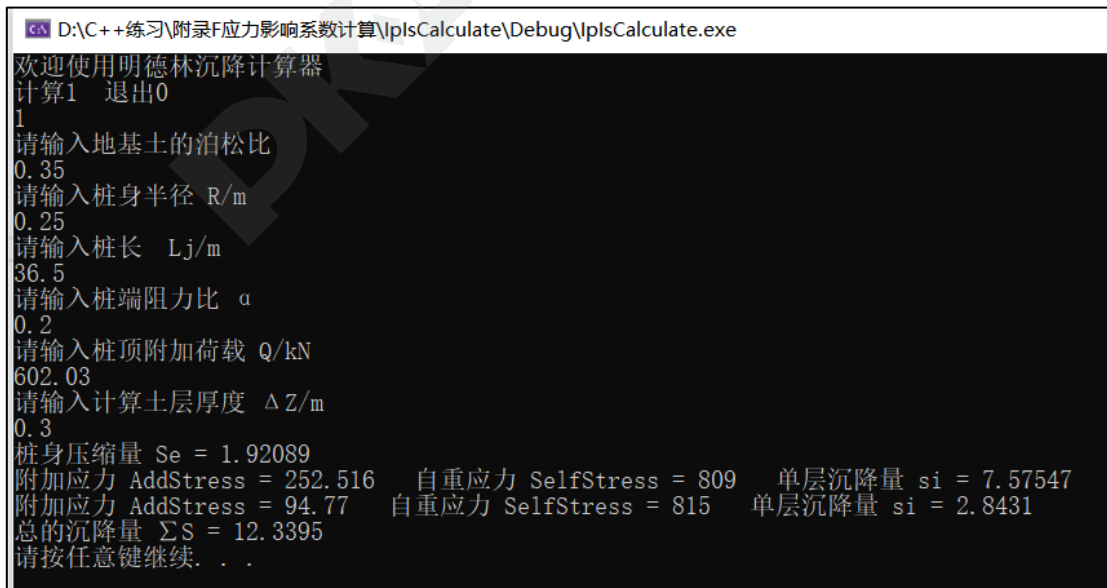


图 3 明德林沉降计算器的结果

桩的刚度为“总荷载/桩数/沉降”=  $2244.5 / 2 / 12.34 = 90944 \text{ kN/m}$

(注意, 桩刚度要用桩总的竖向承载力特征值而不是附加荷载, 计算沉降才用附加荷载)

与程序计算的基本一致（如图 4），误差一般是程序数据类型差异导致的。

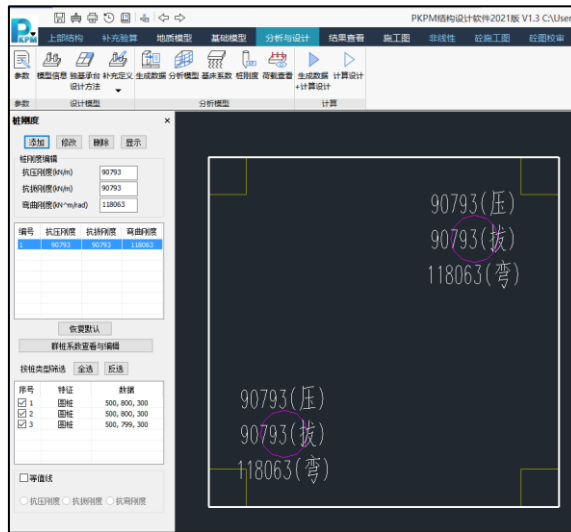


图 4 沉降反推桩刚度的计算结果

桩顶压力按桩承载力相对比例和“整体平均”唯一区别就是假定荷载的分布，该方法则是按桩承载力相对比例分配上部传来的荷载，整体平均假定所有桩均匀分配上部传来的荷载。关于沉降和桩刚度的计算方法是一样的，这种情况的桩刚度计算就不再展开了。

### 3 附录 C 计算桩刚度

先说理论，《桩基规范》5.7.4、5.7.5 和附录 C 都是围绕 m 法进行水平承载力与位移的计算，这个方法全称是“采用地基系数进行分析的幂级数法”。

我们国家胡人礼教授较早系统求解和整理了这个方法，思路是假定土体为弹性变形介质，且有沿深度成正比增长的地基系数，再采用幂级数解法求解桩的弹性变形微分方程，进而求解水平承载力与位移。关于 m 法详尽的推导和计算过程在胡人礼教授的著作《桥梁桩基础分析和设计》中有阐述，完全读懂这本书需要非常扎实的数学基本功和强大的计算能力，进行 m 法的推导也有同样的要求，这里不展开。

《桩基规范》的这段计算在使用起来繁琐不堪是有原因的，前辈总结推导的理论确实很简单取概括。这截图书里一小段推导过程（如图 5），大家可以感受一下理论的硬度。

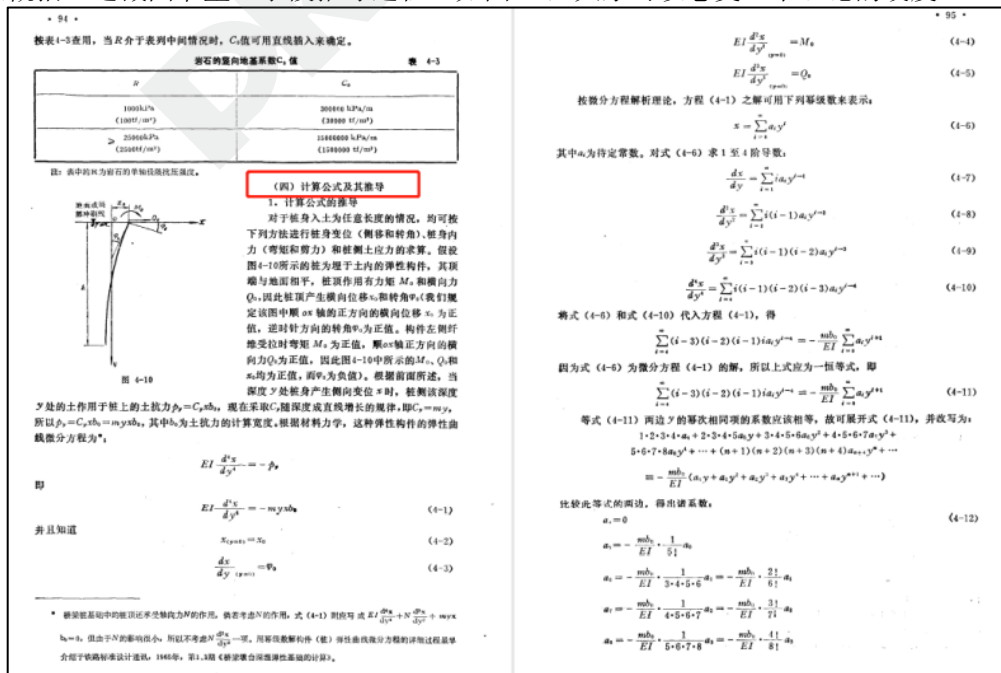


图 5 《桥梁桩基础分析和设计》的内容

设计师作为规范的使用者可以直接使用或者是参考规范的计算方法，这次也展开阐述程序是怎么用附录 C 计算桩刚度的。

还是这个简单的模型（如图 6），地质资料仍然全是填土，这次只布置一个 36.5 米的桩方便计算。根据《桩基规范》5.7.4 和 132 页的附表 C.0.3-2，我们可以得到拉压刚度和抗弯刚度的计算式（发生单位竖向位移时，对应的竖向力既是受压刚度；发生单位转角时，对应的弯矩既是弯曲刚度）。剩下的问题就是各个参数的确定了。

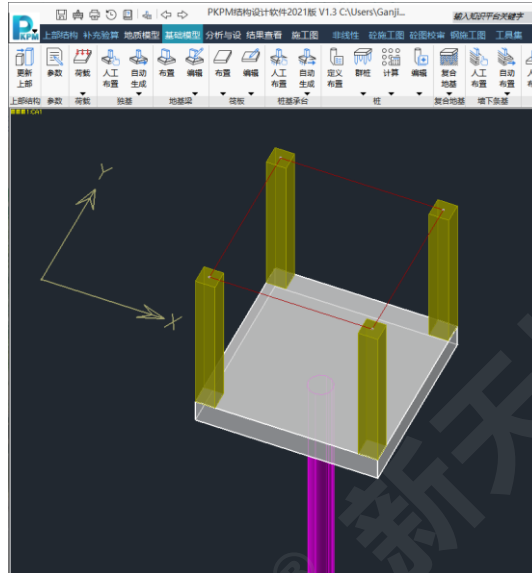


图 6 桩刚度按附录 C 计算的试算模型

计算步骤		内容		备注	
1	确定荷载和计算图式			坐标原点应在桩群对称点上或重心上	
2	确定基本计算参数	$m, m_0, EI, \alpha, \xi_N, C_0, C_b, \mu$		详见附录 C.0.2	
3	求单位力作用于桩顶时, 桩顶产生的变位	$H=1$ 作用时	水平位移 ( $F^{-1} \times L$ )	$\delta_{HH}$	公式同表 C.0.3-1 中步骤 4, 且 $K_b=0$ ; 当桩底嵌入基岩中时, 应按表 C.0.3-1 注 2 计算。
			转角 ( $F^{-1}$ )	$\delta_{MH}$	
$M=1$ 作用时	水平位移 ( $F^{-1}$ )	$\delta_{HM} = \delta_{MH}$			
	转角 ( $F^{-1} \times L^{-1}$ )	$\delta_{MM}$			
4	求桩顶发生单位变位时, 在桩顶引起的内力	发生单位竖向位移时	轴向力 ( $F \times L^{-1}$ )	$P_{NN} = \frac{1}{\xi_N h \left( \frac{1}{EA} + \frac{1}{C_0 A_0} \right)}$	拉压刚度
		发生单位水平位移时	水平力 ( $F \times L^{-1}$ )	$P_{HH} = \frac{\delta_{MM}}{\delta_{HH}\delta_{MM} - \delta_{MH}^2}$	$\xi_N, C_0, A_0$ ——见附录 C.0.2 $E, A$ ——桩身弹性模量和横截面积
			弯矩 ( $F$ )	$P_{MH} = \frac{\delta_{MH}}{\delta_{HH}\delta_{MM} - \delta_{MH}^2}$	
		发生单位转角时	水平力 ( $F$ )	$P_{HM} = P_{MH}$	
弯矩 ( $F \times L$ )	$P_{MM} = \frac{\delta_{HH}}{\delta_{HH}\delta_{MM} - \delta_{MH}^2}$		抗弯刚度		

图 7 《桩基规范》附录 C.表 C.0.3-2

### 3.1 拉压刚度计算

$E=30000 \text{ N/mm}^2$        $h=36.5 \text{ m}$        $A=A_0=\pi d^2/4=0.1963 \text{ m}^2$   
 $\xi_N$  是查表得到的 0.75，根据《桩基规范》附录 C.0.2-6，

m 的计算参看《桩基规范》附录 C.0.2-3 和附录 C.0.2-1, 因为这个模型每层土都是一样的, 相当于没有分层土, 所以参照 5.7.5 取 35~100 的中间值  $m = 67.5$

$$C_0 = m \cdot h = 67.5 \times 36.5 = 2463.75$$

将各个参数带入公式, 可以得到桩的拉压刚度  $\rho_{NN} = 227.690 \text{ MPa}$

计算结果与程序一致。

$\rho_{NN} = \frac{1}{\frac{\xi_N h}{EA} + \frac{1}{C_0 A_0}}$	$\xi_N$	0.75	$C_0$	2463.75
	$h$	36.5	$A_0$	0.1963
	$E$	30000		
	$A$	0.1963		
	0.002324249		0.002067679	
桩刚度				
NN	227.6904698		程序的值:	227748

图 8 拉压刚度的计算结果

### 3.2 抗弯刚度计算

抗弯刚度也是根据规范推导得到的。

$$\rho_{MM} = \delta_{MM} / (\delta_{HH} \delta_{MM} - \delta_{MH}^2)$$

计算步骤		内容		备注
1	确定荷载和计算图式			桩底支撑在非岩石类土中或基岩表面
2	确定基本参数	$m, EI, \alpha$		详见附录 C.0.2
3	求地面处桩身内力	弯矩 ( $F \times L$ ) 水平力 ( $F$ )	$M_0 = \frac{M}{n} + \frac{H}{n} l_0, H_0 = \frac{H}{n}$	$n$ ——单排桩的桩数; 低承台桩时, 令 $l_0 = 0$
4	求单位力作用于桩身地面处, 桩身在该处产生的变位	$H_0 = 1$ 作用时	水平位移 ( $F^{-1} \times L$ ) $\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \times \frac{(B_3 D_4 - B_4 D_3) + K_h (B_2 D_4 - B_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)}$	桩底支撑于非岩石类土中, 且当 $h \geq 2.5/\alpha$ , 可令 $K_h = 0$ ; 桩底支撑于基岩面上, 且当 $h \geq 3.5/\alpha$ , 可令 $K_h = 0$ . $K_h$ 计算见本表注③. 系数 $A_1 \dots D_4, A_1, B_1, C_1$ 根据 $\bar{h} = ah$ 查表 C.0.3-4 中相应 $\bar{h}$ 的值确定
			转角 ( $F^{-1}$ ) $\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \times \frac{(A_3 D_4 - A_4 D_3) + K_h (A_2 D_4 - A_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)}$	
	$M_0 = 1$ 作用时	水平位移 ( $F^{-1}$ ) $\delta_{HM} = \delta_{MH}$		
		转角 ( $F^{-1} \times L^{-1}$ ) $\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \times \frac{(A_3 C_4 - A_4 C_3) + K_h (A_2 C_4 - A_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)}$		

图 9 《桩基规范》附录 C.表 C.0.3-1

$\delta_{MM}, \delta_{HH}, \delta_{MH}$  的计算原理在《桥梁桩基础分析和设计》中详细阐述了, 这里只聊计算过程。

$\alpha$  的计算:

根据《桩基规范》的 5.7.5-1 得到  $\alpha$

$$\alpha = \sqrt{(5mb_0)/EI} = 0.988$$

其中 EI 需要参考《桩基规范》5.7.2-4、5.7.2-6

$$5.7.2-4: W_0 = \pi d / 32 [d^2 + 2(\alpha_E - 1) \rho_g d_0^2]$$

$$5.7.2-6: EI = 0.85 \cdot E \cdot C I_0$$

$\alpha_E$  是钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量的比值、 $\rho_g$  是桩身配筋率默认取 0.4%

由于  $h = 36.5 \geq 2.5/\alpha = 2.5/0.988$ , 所以  $K_h = 0$

根据续表 C.0.3-5 及其注释, 取  $\bar{h} = 4.0$ , 即可得到  $(B_2 D_4 - B_4 D_3)$  等各项查表值

带入计算之后， $\rho_{MM}=118.069\text{MPa}$ ，与程序吻合。

w0的计算 0.012810513	直径d 0.5	桩身配筋率 p 0.004	扣保护层直径d0 0.492	模量比值 6.6667	$\Pi$ 3.141592654
EI的计算 80.36034951	I0的计算 0.003151386				
水平抗力系数的比例系数m 67.5	HH 0.031397	MH 0.020611	MM 0.022		
弯曲刚度p 118.0690427				程序计算值 118063	

图 10 抗弯刚度的计算结果

$\rho_{MM}=118.069\text{MPa}$        $\rho_{NN}=227.690\text{MPa}$

编号	抗压刚度	抗拔刚度	弯曲刚度
1	227748	227748	118063

227748(压)

227748(拔)

118063(弯)

图 11 程序拉压刚度、抗弯刚度根据附录 C 的计算结果

#### 4 结论：

我们明确桩刚度的重要作用，最好的确定桩刚度的方式肯定是现场试桩实验；程序也尊重工程经验，在设计师具备经验时可以手动确定桩刚度的值并输入。

最后，程序也提供了依靠明德林沉降和《桩基规范》附录 C 的两种计算方法，本文阐述了程序提供的两种方法的原理，这两种方法可以给设计师参考。

#### 参考文献

- [1] JGJ94-2008 建筑桩基技术规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2011
- [2] 胡人礼. 桥梁桩基础分析和设计[M].北京:中国铁道出版社,1987.

# 楼盖竖向振动舒适度验算流程解读

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]** 随着我国结构通用系列规范作为强制性工程建设规范发布和实施，由于通用规范是全文强制性要求，有些设计要求变成普遍的强制性设计要求，其中《混凝土结构通用规范》GB55008-2021 中的 4.2.3 条中要求“房屋建筑的混凝土楼盖应满足楼盖竖向振动舒适度要求”，这就意味着所有混凝土结构中的混凝土楼盖都需要进行楼盖竖向振动舒适度的验算；对于钢和混凝土组合结构，《组合结构通用规范》GB55004-2021 中的 4.2.5 条中要求“正常使用极限状态设计时对振动舒适度有要求的钢-混凝土组合楼盖结构，应进行竖向动力响应验算，动力响应限值应采用基于人体振感舒适度的控制指标”。这类竖向振动舒适度要求，尤其是多层建筑在以前的设计中往往不需要进行验算，目前对于楼盖竖向振动舒适度验算需要用到程序中的复杂楼板设计模块中的舒适度验算功能，本文结合复杂楼板设计中的舒适度验算功能对于盖竖向振动舒适度验算进行解读。

**[关键词]** 竖向振动；振动频率；动力响应；峰值加速度

## 0 前言

《混凝土结构通用规范》和《组合结构通用规范》属于强制性工程建设规范，强制性工程建设规范具有强制约束力，是保障人民生命财产安全、人身健康、工程安、生态环境安全、公众权益和公众利益，以及促进能源资源节约利用、满足经济社会管理等方面的控制性底线要求，工程建设项目的勘察、设计、施工、验收、维修、养护、拆除等建设活动全过程中必须严格执行，所以以前不做强制要求的楼盖竖向振动舒适度要求也成为各个混凝土结构和组合结构设计中的必要内容。

## 1 楼盖竖向振动舒适度验算规范依据

### 1.1 高规相关要求

《混凝土结构通用规范》GB55008-2021 和《组合结构通用规范》GB55004-2021 只要求需要进行楼盖竖向振动下的舒适度验算内容，没有提及具体验算要求和计算方法；对于高层建筑《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010（以下简称高规）3.7.7 条要求“楼盖结构应具有适宜的舒适度。楼盖结构的竖向振动频率不宜小于 3Hz，竖向振动加速度峰值不应超过表 3.7.7 的限值。楼盖结构竖向振动加速度可按本规程附录 A 计算。”

**表 3.7.7 楼盖竖向振动加速度限值**

人员活动环境	峰值加速度限值 ( $m/s^2$ )	
	竖向自振频率不大于 2Hz	竖向自振频率不小于 4Hz
住宅、办公	0.07	0.05
商场及室内连廊	0.22	0.15

注:楼盖结构竖向自振频率为 2Hz~4Hz 时,峰值加速度限值可按线性插值选取。

本条规定了楼盖振动频率和竖向振动加速度的限值。

高规附录 A.0.2 和 A.0.3 提供了楼盖竖向振动加速度的近似计算方法，如下图所示：

A.0.2 人行走引起的楼盖振动峰值加速度可按下列公式近似计算：

$$a_p = \frac{F_p}{\beta\omega} g \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$F_p = p_0 e^{-0.35f_n} \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中： $a_p$  楼盖振动峰值加速度( $\text{m/s}^2$ )；

$F_p$ ——接近楼盖结构自振频率时人行走产生的作用力( $\text{kN}$ )；

$p_0$ ——人们行走产生的作用力( $\text{kN}$ )，按表 A.0.2 采用；

$f_n$ ——楼盖结构竖向自振频率( $\text{Hz}$ )；

$\beta$ ——楼盖结构阻尼比，按表 A.0.2 采用；

$\Omega$ ——楼盖结构阻抗有效重量( $\text{kN}$ )，可按本附录 A.0.3 条计算；

$g$ ——重力加速度，取  $9.8\text{m/s}^2$ 。

A.0.3 楼盖结构的阻抗有效重量  $w$  可按下列公式计算：

$$\omega = \omega BL \quad (\text{A.0.3-1})$$

$$B = CL \quad (\text{A.0.3-2})$$

式中： $\omega$ ——楼盖单位面积有效重量( $\text{kN/m}^2$ )，取恒载和有效分布活荷载之和。楼层有效分布活荷载：对办公建筑可取  $0.55\text{kN/m}^2$ ，对住宅可取  $0.3\text{kN/m}^2$ ；

$L$ ——梁跨度( $\text{m}$ )；

$B$ ——楼盖阻抗有效质量的分布宽度( $\text{m}$ )；

$C$ ——垂直于梁跨度方向的楼盖受弯连续性影响系数、对边梁取 1，对中间梁取 2。

从上面的公式我们可以看出进行楼盖竖向加速度计算时，对于布置规则、质量分布均匀和边界条件简单的楼盖结构，将楼盖简化为单自由度体系，仅考虑楼盖的第一阶竖向自振频率高规公式较为简单，更容易通过手算计算出大致的楼盖竖向加速度。

## 1.2 混规相关要求

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 中的 3.4.6 条对于竖向自振频率有要求“对混凝土楼盖结构应根据使用功能的要求进行竖向自振频率验算，并宜符合下列要求：1 住宅和公寓不宜低于 5Hz；2 办公楼和旅馆不宜低于 4Hz；3 大跨度公共建筑不宜低于 3Hz。”此时多高层结构可以参考这里的限值要求。

## 1.3 建筑楼盖振动舒适度技术标准相关要求

《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441-2019（以下简称楼盖舒适度标准）是 2020 年正式实施的标准，该标准为规范建筑楼盖结构振动舒适度设计、检测和评估，合理选择相关技术、参数和计算方法提供了可靠依据，该标准对于楼盖振动舒适度区分了行走激励、有节奏运动、室内设备振动、室外振动等多种不同设计状况下的验算，是目前 PKPM 程序计算楼盖舒适度的主要依据。

楼盖舒适度标准 4.1.1 条对于建筑楼盖的竖向振动加速度限值做了以下要求：

1 行走激励和室内设备振动为主的楼盖结构、连廊和室内

$$\alpha_p \leq [\alpha_p] \quad (\text{4.1.1-1})$$

式中： $\alpha_p$ ——竖向振动峰值加速度 ( $\text{m/s}^2$ )；

$[\alpha_p]$ ——竖向振动峰值加速度限值( $\text{m/s}^2$ )

2 有节奏运动为主的楼盖结构

$$\alpha_{pm} \leq [\alpha_{pm}] \quad (\text{4.1.1-1})$$

式中： $\alpha_{pm}$ ——有效最大加速度 ( $\text{m/s}^2$ )；

$[\alpha_{pm}]$ ——有效最大峰值加速度限值( $\text{m/s}^2$ )

4.2.1 条规定以行走激励为主的楼盖结构，第一阶竖向自振频率不宜低于 3Hz，竖向振动峰值加速度不应大于表 4.2.1 规定的限值。



竖向振动峰值加速度限值

表 4.2.1

楼盖使用类别	峰值加速度限值(m/ s <sup>2</sup> )
手术室	0.025
住宅、医院病房、办公室、会议室、医院门诊室、教室、宿舍、旅馆、酒店、托儿所、幼儿园	0.05
商场、餐厅、公共交通等候大厅、剧场、影院、礼堂、展览厅	0.15

4.2.2 条规定有节奏运动为主的楼盖结构,在正常使用时楼盖的第一阶竖向自振频率不宜低于 4Hz,竖向振动有效最大加速度不应大于表 4.2.2 规定的限值。

竖向振动峰值加速度限值

表 4.2.2

楼盖使用类别	峰值加速度限值(m/ s <sup>2</sup> )
舞厅、演出舞台、看台、室内运动场地、仅进行有氧健身操的健身房	0.5
同时进行有氧健身操和器械健身的健身房	0.2

4.1.3 条对于建筑楼盖的自振频率做了以下要求:

(1) 竖向自振频率

$$f_1 \leq [f_1] \quad (4.1.3-1)$$

式中  $f_1$ ——第一阶竖向自振频率 (Hz);

$[f_1]$ ——第一阶竖向自振频率限值 (Hz)

(2) 连廊和室内天桥的横向自振频率

$$f_u \leq [f_u] \quad (4.1.3-2)$$

式中:  $f_u$ ——第一阶横向自振频率(Hz);

$[f_u]$ ——第一阶横向自振频率限值 (Hz)。

## 2 楼盖竖向振动舒适度验算的程序计算流程

复杂楼板设计中的楼板舒适度模块可以接力 PM 模型数据,对复杂楼板结构进行固有模态分析和动力学时程分析,通过最低阶固有频率和最大加速度响应来判断楼盖结构是否满足规范限值。采用程序进行楼板舒适度的分析,大致可分为如下四个步骤:

- (1) 进行固有模态分析,由结果给出的固有频率大致判断楼板是否满足规范规定的舒适度要求;
- (2) 若固有频率不满足舒适度要求,则需要根据模态结果查找楼板的薄弱区域;
- (3) 根据薄弱区域的模态分析结果,估算动力学分析的时间步长以及参与模态数;
- (4) 对楼板薄弱区域进行动力学时程分析,可采用时程积分法或振型叠加法,再根据加速度相应判断是否满足规范要求,不满足规范要求的结构需要采取楼盖减振措施。

具体的操作流程如下图所示:

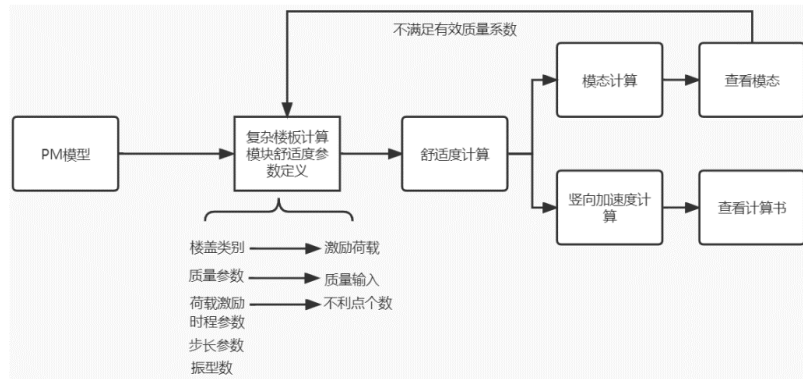


图1 楼盖竖向振动舒适度

### 3 楼盖舒适度参数定义

#### 3.1 舒适度荷载确定

##### 3.1.1 行走激励

对于行走激励为主的楼盖类别，包括手术室、办公室、会议室、医院门诊室、教室、住宅、宿舍、旅馆、酒店、医院病房、托儿所、幼儿园、商场、餐厅、剧场、影院、礼堂、展览厅、公共交通等候大厅等类别，应按照楼盖舒适度标准 5.2.1 确定行走激励荷载：

$$F(t) = \sum_{i=1}^3 \gamma_i P_p \cos(2\pi \bar{f}_1 t + \varphi_i) \quad (5.2.1)$$

式中： $F(t)$ ——人行走激励荷载(kN)；

$P_p$ ——行人重量(kN)，可取 0.7kN；

$\gamma_i$ ——第  $i$  阶荷载频率对应的动力因子，宜按本标准表 5.2.2 取值；

$\bar{f}_1$ ——第一阶荷载频率(Hz)，可按本标准第 5.2.3 条采用；

$t$ ——时间(s)；

$\varphi_i$ ——第  $i$  阶荷载频率对应的相位角，宜按本标准表 5.2.2 取值。

##### 3.1.2 有节奏运动荷载

对于有节奏运动激励为主的楼盖类别，舞厅、演出舞台、演唱会和体育场馆的看台、健身房、室内运动场地等楼盖结构设计时，有实测数据应按实测数据考虑，没有实测数据时，应按照楼盖舒适度标准 6.2.2 确定有节奏运动荷载：

6.2.2 无实测数据时，有节奏运动的荷载可按下式计算：

$$R_i(t) = \gamma_i Q_p \cos(2\pi \bar{f}_1 t) \quad (6.2.2)$$

式中： $R_i(t)$ ——第  $i$  阶荷载频率对应的有节奏运动荷载(kN/m<sup>2</sup>)；

$\bar{f}_1$ ——第一阶荷载频率 (Hz)，可按本标准第 6.2.3 条采用；

$\gamma_i$ ——第  $i$  阶荷载频率对应的动力因子，可按表 6.2.4 采用；

$Q_p$ ——有节奏运动的人群荷载(kN/m<sup>2</sup>)，可按本标准表 3.2.4 取值。

在程序中的舒适度参数中选择了楼盖类型，荷载激励选择自动，此时程序自动根据上面的确定方式计算荷载函数。

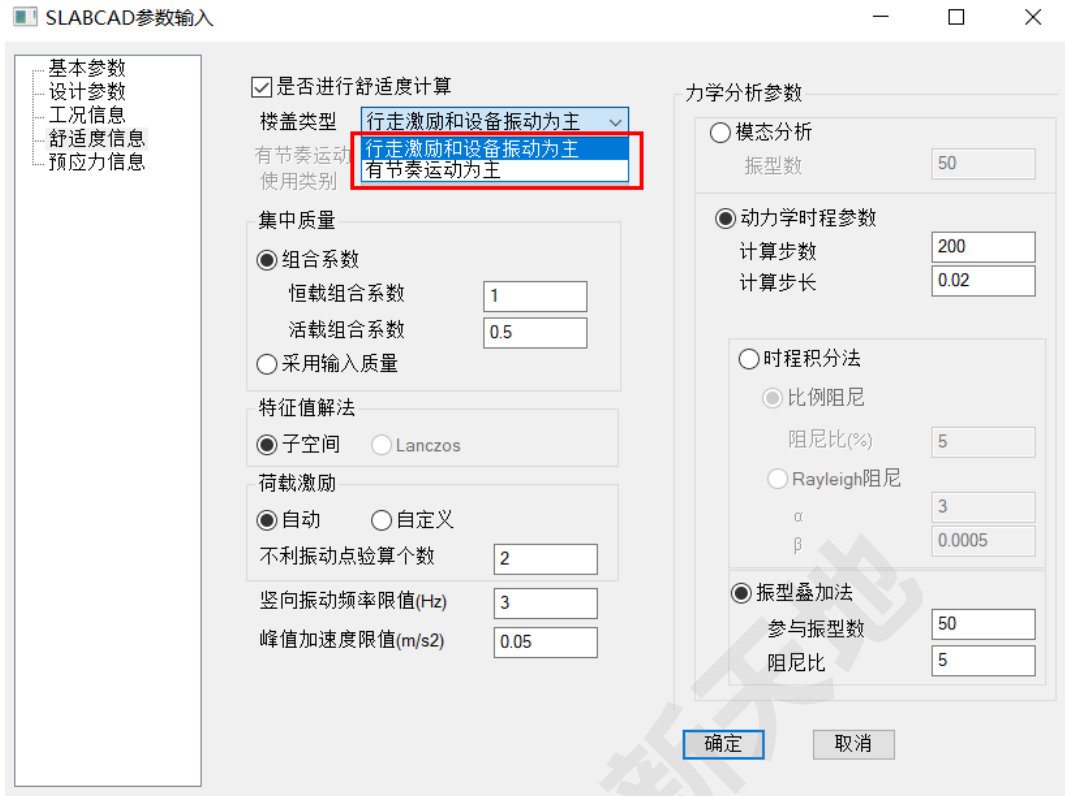


图2 楼盖类型的选择

综合行走激励和有节奏运动荷载，我们可以看出这两类荷载都是随时间周期性变化的动力荷载，因此求解这些荷载的竖向反映加速度时，需要采用动力时程或者振型叠加方法。

### 3.2 质量（荷载）定义

楼盖竖向振动舒适度计算固有频率时，会用到相关的质量，在楼盖舒适度标准 3.2 节中规定了荷载的取值：3.2.2 条要求：永久荷载应包括楼盖自重、面层、吊挂、固定隔墙等实际使用时楼盖上的荷载。当楼盖、面层、吊挂、固定隔墙等荷载不能确定时，宜取其自重的下限值。

3.2.3 条要求有效均布活荷载可按表 3.2.3 取值

**表 3.2.3 有效均布活荷载**

楼盖使用类别	有效均布活荷载 (kN/m <sup>2</sup> )
手术室、教室、办公室、会议室、医院门诊室、剧场、影院、礼堂	0.5
住宅、宿舍、旅馆、酒店、医院病房、餐厅、食堂	0.3
托儿所、幼儿园、展览厅、公共交通等候大厅、商场	0.2

3.2.4 条要求有节奏运动的人群荷载可按表 3.2.4 取值。

表 3.2.4 有节奏运动的人群荷载

楼盖使用类别	人群荷载 (kN/m <sup>2</sup> )
舞厅、演出舞台	0.60
看台	1.50
仅进行有氧健身操的健身房	0.20
同时进行有氧健身操和器械健身的健身房	0.12
室内运动场地	0.12

注：看台是指演唱会和体育场馆的看台，包括有固定座位和无固定座位两种。

3.2.5 条规定的荷载的组合情况

1 行走激励和设备振动为主的楼盖结构

$$F = G_k + Q_q \quad (3.2.5-1)$$

2 有节奏运动为主的楼盖结构

$$F_c = G_k + Q_q + Q_p \quad (3.2.5-2)$$

式中： $F_c$ ——舒适度设计采用的荷载(kN/m<sup>2</sup>)；

$G_k$ ——永久荷载的标准值(kN/m<sup>2</sup>)；

$Q_q$ ——有效均布活荷载(kN/m<sup>2</sup>)，可按本标准表 3.2.3 取值；

$Q_p$ ——有节奏运动的人群荷载(kN/m<sup>2</sup>)，可按本标准表 3.2.4 取值；

基于以上要求，可以结合参数中的楼盖类别和质量输入参数定义上述荷载，这里推荐“采用输入质量”配合质量输入功能完成质量输入如下图所示：

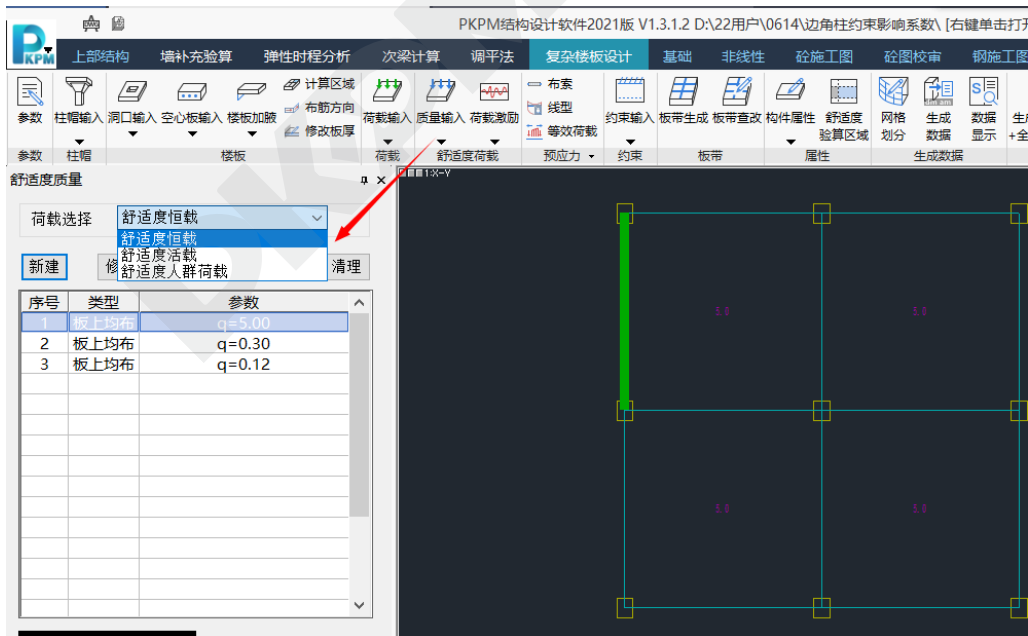


图 3 质量输入

这里的舒适度恒载指的是  $G_k$  永久荷载的标准值，舒适度活载指的是有效均布活荷载  $Q_q$ ，舒适度人群荷载指的是有节奏运动的人群荷载  $Q_p$ 。

### 3.3 不利点验算个数

若选择自动添加荷载激励，可输入不利振动点验算个数，程序会根据模态计算结果中响应，

筛选楼板的不利振动点。添加的荷载激励个数与不利点验算个数相同，每个激励作用位置为不利振动点或不利振动点所在楼板。

### 3.4 动力时程参数定义

动力学分析时间信息包括计算步数和计算步长，两者的乘积为计算总时间。这里需特别强调的是时间步长的选择，因为对于动力学时程分析而言，时间步长的选择非常重要，如果时间步长太长那么其计算结果是不可靠甚至错误的，而如果时间步长太短又会大幅度增加计算量。用户可以通过“有效质量系数”来判断有效模态阶数，然后取用最高阶有效模态对应周期的十分之一作为计算时间步长。

以下面模型的模态结果为例，该模型计算了 43 个振型时，有效质量系数满足 90%，因此取最高阶模态第 43 个振型的周期为  $1/66=0.015s$ ，此时步长取为 0.015 是比较合适的。

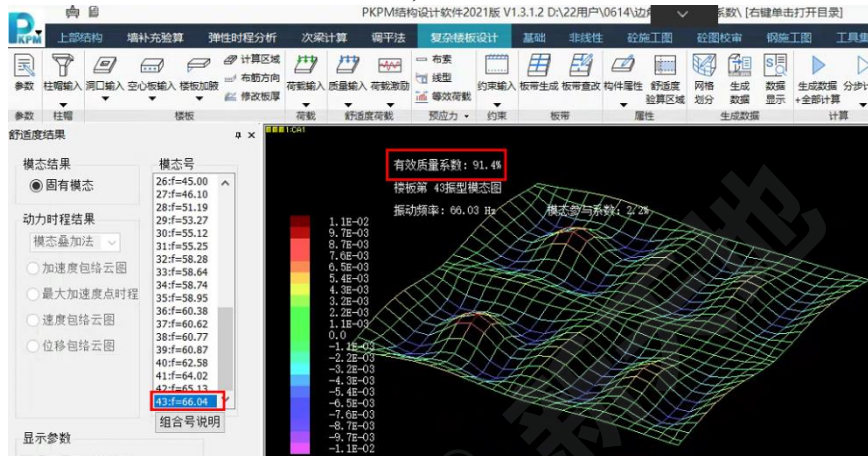


图 4 确定步长

### 3.5 竖向振动频率和峰值加速度限值

楼盖竖向频率的限值峰值加速度限值可以参考上面提到的混规、高规或者楼盖舒适度标准填写，这些限值会影响舒适度验算计算书中的判断和输出。

### 3.6 时程积分法参数

当需要进行楼盖的竖向加速度计算时，一般采用直接法进行计算，“直接法”是指采用直接积分法来计算结构的动力学响应，其阻尼模型通常采用 Rayleigh 阻尼（质量阻尼系数和刚度阻尼系数，默认情况下分别取为 3.0 和 0.0005）。另外，为了方便用户使用，SlabFit 还允许输入阻尼比，然后自动转换为 Rayleigh 阻尼系数。



图 5 时程积分法参数

## 4 楼盖自振频率计算结果

根据国内外的舒适度研究成果和大量工程实测经验，当楼盖竖向自振频率与荷载激励相同或相近时，共振能量较大，较少的人蹦跳就会出现较强的共振，因此楼盖竖向自振频率不宜太小。

自振频率可以直接通过程序的模态分析计算得到，由于规范是采用最低阶频率值作为控制标准，因此用户在判断楼板频率是否满足要求时只需计算前几阶频率即可如果楼板的最低固有频率大于规范限制，则说明楼板已基本满足舒适度要求；如果楼板的最低固有频率小于规范限制，则

说明楼板太柔，需判断其加速度响应是否满足规范，或者修改结构方案，采取楼盖减振措施以提高其最低固有频率。

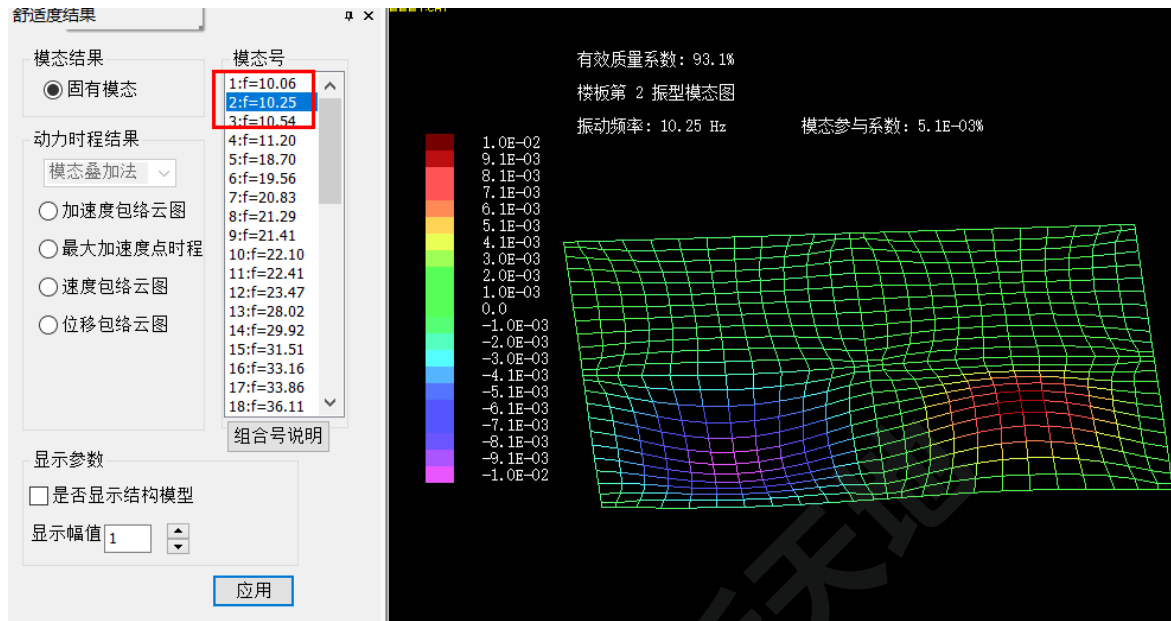


图 6 固有频率的输出

## 5 楼盖加速度响应结果

在复杂楼板设计中的舒适度参数中选择了“动力时程参数”后，经过舒适度计算后，可以查看楼盖舒适度中的 word 计算书，该计算书包括设计依据、设计参数、楼板自振频率验算、楼盖不利点、楼盖加速度验算五个部分，图文并茂，能够直观的反映验算结果。

### 1 设计依据

#### 1.1 主要设计规范和标准

- 《混凝土结构设计规范》(2015 年版) GB50010—2010
- 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ3—2010
- 《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》 JGJ441—2019

### 2 设计参数

#### 2.1 楼盖编号



图 2-1 第 1 层楼盖平面图

#### 2.2 荷载激励信息

表 2-1 荷载激励信息

激励序号	激励类型	激励荷载作用位置
1	有节奏运动-跳舞	房间 11 酒吧
2	有节奏运动-跳舞	房间 3 酒吧

#### 2.3 荷载激励曲线

##### 第 1 荷载激励

总激励曲线:

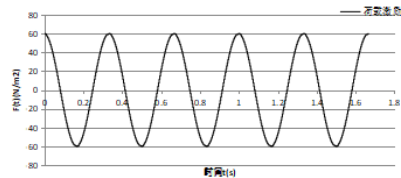


图 2-2 第 1 荷载总激励曲线图

##### 第 2 荷载激励

总激励曲线:

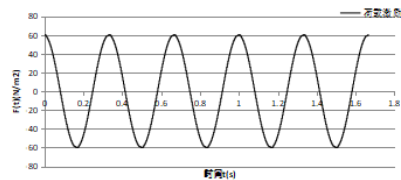


图 2-3 第 2 荷载总激励曲线图

#### 2.4 其他参数

- 网格尺寸:500.0 (mm)
- 振型数:50
- 比例因子:5.00
- 积分步数:200

## 4 楼盖不利振动点

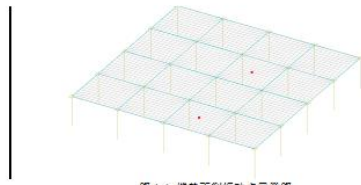


图 4-1 楼盖不利振动点示意图

## 5.1 加速度包络云图

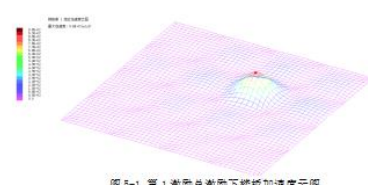


图 5-1 第 1 激励总激励下楼板加速度云图

## 5 楼盖加速度验算

表 5-1 时程积分法楼盖加速度验算结果

激励序号	激励类型	竖向振动峰值加速度 m/s <sup>2</sup> (锚点号)	有效最大加速度 m/s <sup>2</sup> (锚点号)
1	有节奏运动-跳舞	0.0976 (L196)	0.0976 (L196)
2	有节奏运动-跳舞	0.0984 (S28)	0.0984 (S28)

表 5-2 时程积分法楼盖加速度验算结果(稳态)

激励序号	激励类型	总激励稳态峰值加速度 m/s <sup>2</sup> (锚点号)	有效最大加速度(稳态) m/s <sup>2</sup> (锚点号)
1	有节奏运动-跳舞	0.0083 (L196)	
2	有节奏运动-跳舞	0.0083 (S28)	

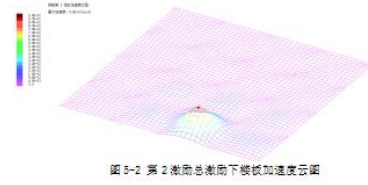


图 5-2 第 2 激励总激励下楼板加速度云图

图 7 舒适度验算 word 计算书内容

## 6 总结

《混凝土结构通用规范》和《组合结构通用规范》等通用规范发布实施后，一般的混凝土结构和组合结构都需要进行楼盖竖向振动舒适度验算，该内容作为目前必须的设计内容被设计人员广泛关注，因此笔者从规范角度出发，结合混规、高规和楼盖舒适标准中的楼盖自振频率限值和竖向振动加速度限值进行控制，同时按照楼盖舒适标准提供的方法采用复杂楼板设计模块中的楼板舒适度设计模块流程进行解读，方便大家通过软件进行楼盖舒适度验算。

## 参考文献

- [1] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [2] GB55004-2021 组合结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [3] 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，2011.
- [4] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2011.
- [5] JGJ441-2019 建筑楼盖结构振动舒适度技术标准[S].北京，中国建筑工业出版社，2020
- [6] PKPM 软件说明书-复杂楼板设计软件 SLABCAD 技术条件

# 梁柱偏心时节点核芯区在 PKPM 中的计算

陈卓

北京构力科技有限公司上海分公司 上海 200000

[摘要] 现在的工程越来越复杂，梁柱存在偏心的情况也是非常普遍。对于梁柱偏心的情况，设计师比较关心程序是否考虑了偏心对内力以及节点核芯区验算的影响。本文通过几个设计师关心的问题，详细解释 PKPM 程序中关于梁柱偏心时计算上的处理。

[关键词] 节点核芯区；梁柱偏心；约束影响系数

## 1 规范中关于节点核芯区验算的条文

节点核芯区的验算，在《混规》、《抗规》、《高规》、三本规范中均有相应的条文。

《混规》11.6.3 给出了节点核芯区受剪承载力的计算公式，节点核芯区的受剪承载力和约束影响系数、有效验算宽度、柱截面高度等相关。其中，约束影响系数和有效验算宽度均和梁柱是否存在偏心相关。节点核芯区有效宽度的确定中，提到对于梁柱中线不重合时，且偏心距不大于  $b_c/4$  时，应该按照  $\min(b_b + 0.5h_c, 0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0, b_c)$  取值。

**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：**

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

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；

$\eta_j$ ——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  $\eta_j$  为 1.50，但对 9 度设防烈度宜取  $\eta_j$  为 1.25；当不满足上述条件时，应取  $\eta_j$  为 1.00。

图 1 混规 11.6.3：节点核芯区验算

《抗规》D.1.3 的节点核芯区受剪承载力计算公式与《混规》中相同，D.1.2 的核芯区截面有效验算宽度的确定也与《混规》中的内容相同。但应注意到，不管是《混规》11.6.3 还是《抗规》D.1.2，虽然提到了梁柱偏心的情况，但是仅限于梁与柱中线偏心距小于柱宽的  $1/4$ ，没有提到偏心距大于  $1/4$  柱宽时怎么处理。

《抗规》6.1.5 中规定，梁中线与柱中线之间偏心距大于柱宽  $1/4$  时，应计入偏心的影响；对应的条文说明中进行解释：当偏心距超过  $1/4$  柱宽时，需进行具体分析并采取有效措施，如采用水平加腋梁及加强柱的箍筋等。和《抗规》6.1.5 对应，《高规》6.1.7 中规定，梁、柱中心线宜重合，当不能重合的时候，就要考虑偏心对核芯区受力以及构造上的不利影响，以及梁荷载对柱子的偏心影响。其中，偏心对核芯区受力的影响，即可以通过内力分析和节点核芯区截面有效验算宽度体现。如梁和柱中心线偏心距大于  $1/4$  的柱宽时，可采取增设水平加腋等措施；此条也给出了加腋的尺寸要求，以及加腋后核芯区截面的有效宽度计算公式。



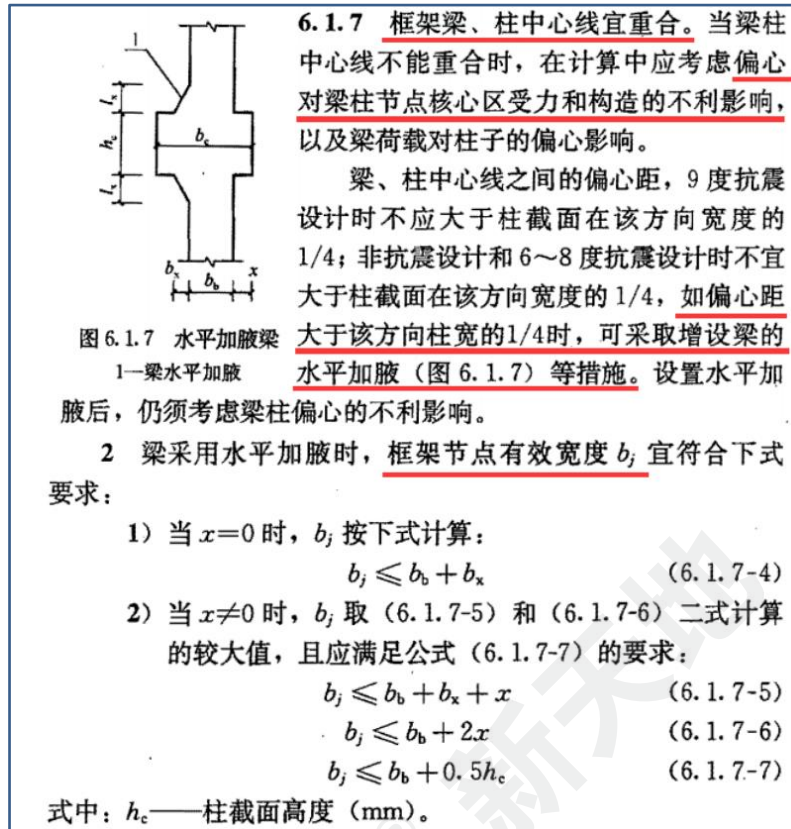


图 6.1.7 水平加腋梁

1—梁水平加腋

图 2 高规 6.1.7：关于梁柱偏心的规定

小结：规范的逻辑是，首先梁、柱最好不要偏心；其次，不得已要偏心，那么梁、柱偏心距不要超过柱宽的 1/4，计算节点核心区承载力时注意截面有效宽度需要考虑偏心；最后，实在不得已偏心了，而且偏心距还超过了柱宽的 1/4，那么就要加腋，加腋后按照《高规》6.1.7 的公式重新计算核心区的截面有效宽度。

## 2 PKPM 程序中的处理

### 2.1 梁柱偏心后对构件的内力是否有影响？

程序采用有限元计算内力，梁、柱均为杆单元，当存在偏心时（图 3），程序会在偏心处生成一段类似刚性杆的小杆件用于考虑偏心的影响，从空间简图中可以看出（图 4）。

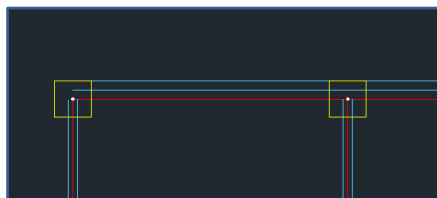


图 3 梁柱存在偏心

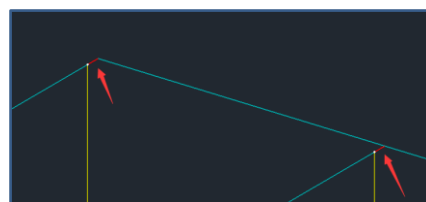


图 4 梁柱偏心时空间简图

用一个简单的例子可以说明程序的内力考虑了偏心的影响：对于图 5 这样简单的框架，在恒载的作用下，水平梁向外侧偏心，会对柱产生一个附加弯矩，方向和内侧由于楼板荷载产生的弯矩相反，抵消一部分弯矩，柱顶弯矩会有所减小；同时由于偏心，Y 向的梁长度增大，相应的弯矩会增大（图 6、图 7）。

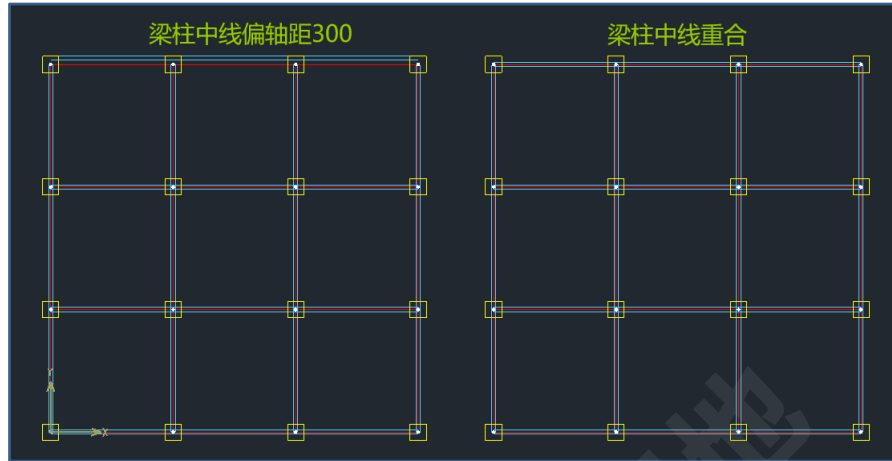


图 5 简单框架

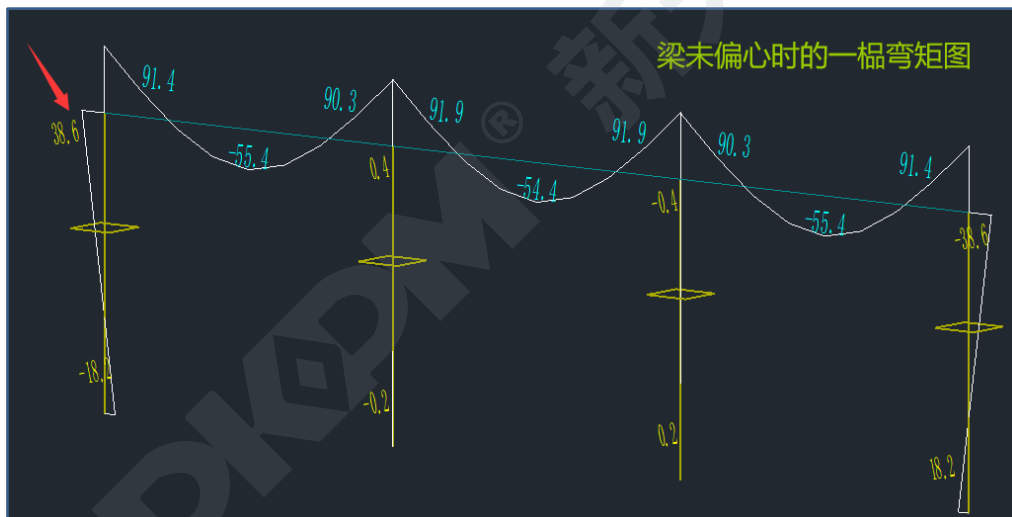


图 6 梁柱未偏心时的一榀弯矩图

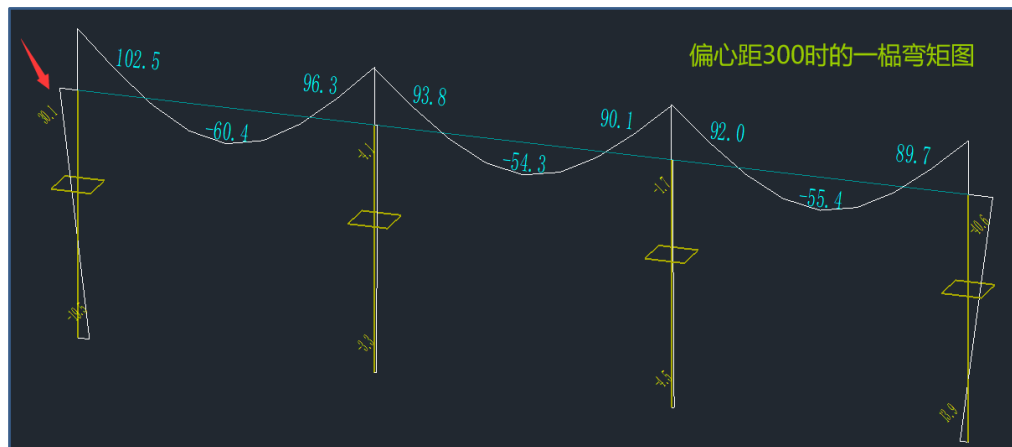


图 7 梁柱偏心距为 300 时的一榀弯矩图

从这个简单的案例对比中可以看出，梁柱偏心后，程序可以真实计算由于偏心造成的内力影响。

## 2.2 程序能否考虑正交梁对节点的约束影响系数？

《混规》11.6.3 及《抗规》D.1.3 中规定，对于楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2，且正交方向梁高度不小于框架梁高度的 3/4 时，正交梁的约束影响系数可以取 1.5（更有利），9 度一级时宜采用 1.25，其他情况取 1.0。

考虑有利的约束影响系数的前提比较多，同样可以通过一个算例验证程序是否能自动判断这些前提条件，算例如图 8 所示。

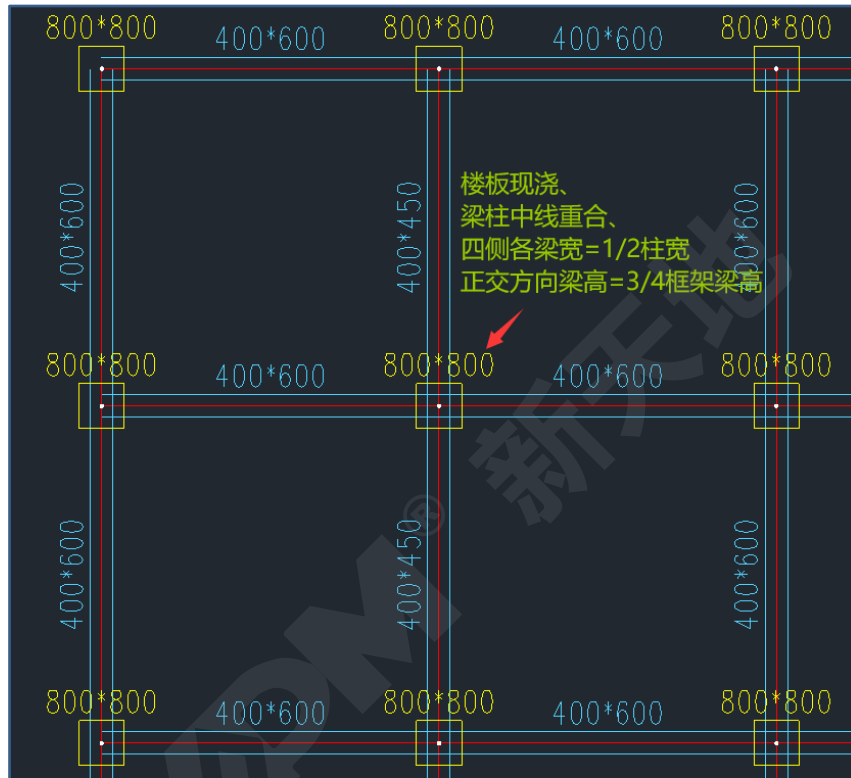


图 8 验证约束影响系数的算例

当非 9 度一级时，计算完成后，从构件信息中可以查看节点核心区验算结果，节点核心区剪压比 =  $V_j / (f_c \cdot b_j \cdot h_j)$ ，限值为  $0.3 \cdot \eta_j / 0.85 = 0.3 \cdot 1.5 / 0.85 = 0.5294$ ，即 0.53，说明程序考虑了 1.5 的约束影响系数（图 9）。

节点核心区剪压比：	(84) JYBx_JD=0.10 ≤ 0.53	(93) JYBy_JD=0.08 ≤ 0.53
《混规》11.6.3条：框架梁柱节点核心区受剪水平截面，应符合下列条件： $V_j \leq 1/\gamma_{RE} (0.30\eta_j \beta_c f_c b_j h_j)$		

图 9 PKPM 软件计算结果

当为 9 度一级时，限值为  $0.3 \cdot \eta_j / 0.85 = 0.3 \cdot 1.25 / 0.85 = 0.4412$ ，即 0.44，说明程序考虑了 1.25 的约束影响系数（图 10）。

节点核心区剪压比：	(84) JYBx_JD=0.40 ≤ 0.44	(93) JYBy_JD=0.31 ≤ 0.44
《混规》11.6.3条：框架梁柱节点核心区受剪水平截面，应符合下列条件： $V_j \leq 1/\gamma_{RE} (0.30\eta_j \beta_c f_c b_j h_j)$		

图 10 PKPM 软件计算结果

若不满足这些前提条件，将上述案例中的梁宽改为 200，即四侧各梁宽度小于柱宽的 1/2，再查看计算结果，限值为  $0.3 * \eta_j / 0.85 = 0.3 * 1.0 / 0.85 = 0.3529$ ，即 0.35，说明对于中柱，程序可以正确对正交梁约束影响系数进行取值（图 11）。

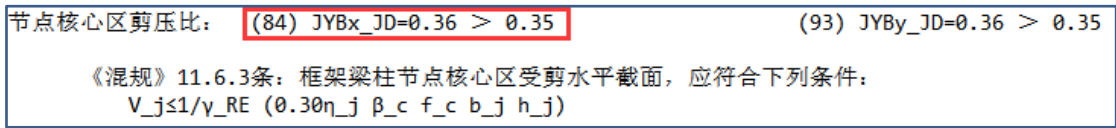


图 11 PKPM 软件计算结果

对于边柱、角柱的约束影响系数，程序仍按照 1.5 取值；实际这些边柱、角柱确实没有四侧梁以及四周楼板的约束，设计师应注意进行复核。

### 2.3 偏心距不大于 1/4 的柱宽时，程序如何计算节点核心区承载力？

《混规》11.6.3 及《抗规》D.1.3 中规定，当梁与柱中线不重合，且偏心距不大于  $bc/4$  时，节点核心区有效截面宽度按下列三个公式计算，取最小值。

$$b_j = b_b + 0.5h_c, \quad b_j = 0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0, \quad b_j = b_c$$

程序中也是按照规范的要求，存在偏心时，自动计算偏心距，并自动按照规范规定确定  $b_j$  的取值。以图 12 所示简单框架为例：

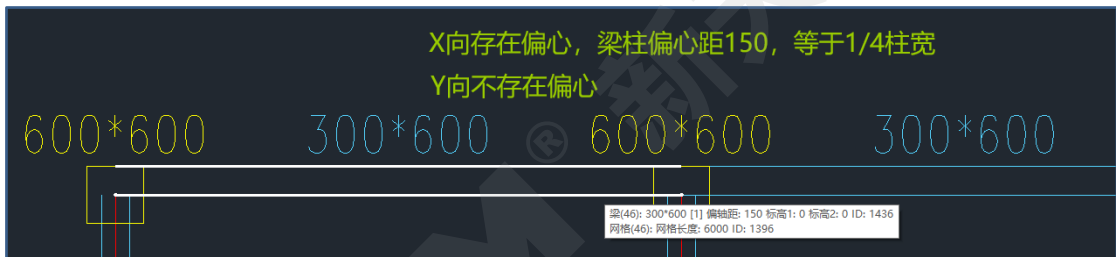


图 12 验证有效截面宽度取值正确性的简单框架

对于 X 向，由于存在偏心，偏心距为 1/4 柱宽，节点核心区有效截面宽度计算：

$b_j = 300 + 0.5 * 600 = 600$ ,  $b_j = 0.5 * 300 + 0.5 * 600 + 0.25 * 600 - 150 = 450$ ,  $b_j = 600$ ，取最小值，即 450。剪压比  $= V_j / (f_c * b_j * h_j) = 604 * 1000 / (14.3 * 450 * 600) = 0.1564$ ，即 0.16，和程序计算结果吻合（图 13）。

对于 Y 向，没有偏心，梁宽不小于 1/2 柱宽，取  $b_j = b_c = 600$ 。剪压比  $= V_j / (f_c * b_j * h_j) = 593.15 * 1000 / (14.3 * 600 * 600) = 0.1152$ ，即 0.12，和程序计算结果吻合（图 13）。

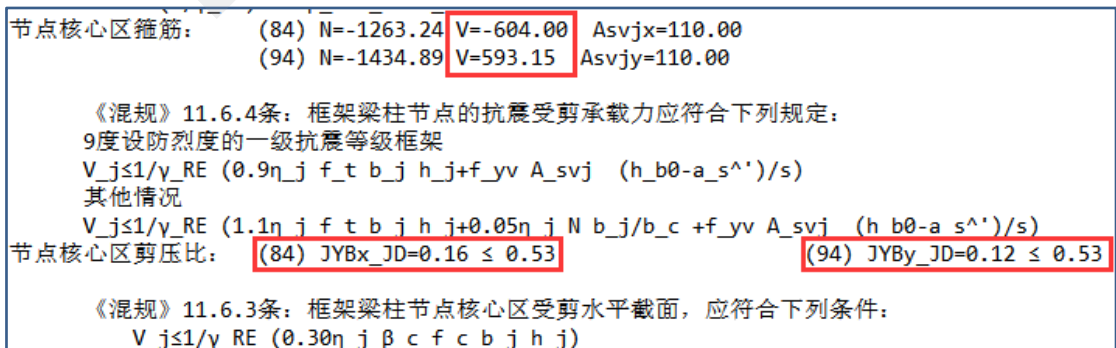


图 13 PKPM 软件计算结果

### 2.4 偏心距大于 1/4 的柱宽且没有加腋时，程序如何计算节点核心区承载力？

偏心距大于 1/4 柱宽时，按照规范的逻辑，是需要加腋或采取其他加强的措施的，对于偏心距大于 1/4 且未加腋的情况，规范中并没有给出节点核心区有效截面宽度的计算公式。此时，程

序只能仍然按照偏心距不大于 1/4 柱宽的计算公式确定有效截面宽度  $b_j$ ，仍以简单框架为例：

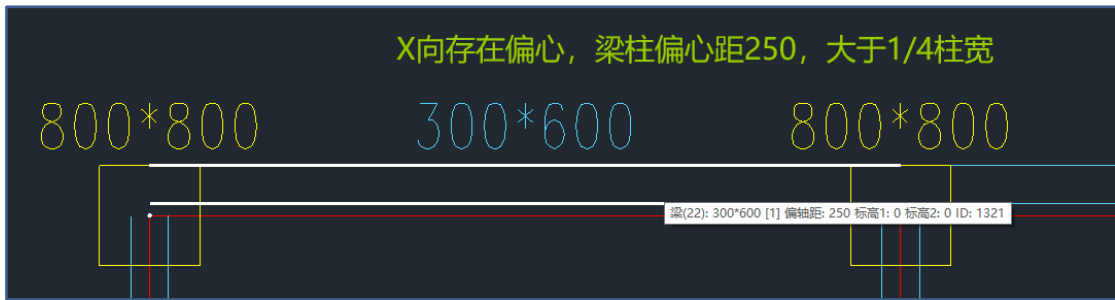


图 14 验证有效截面宽度取值的简单框架

对 X 向，节点核心区有效截面宽度计算：

$b_j = 300 + 0.5 * 800 = 700$ ,  $b_j = 0.5 * 300 + 0.5 * 800 + 0.25 * 800 - 250 = 500$ ,  $b_j = 800$ , 取最小值，即 500。剪压比  $= V_j / (f_c * b_j * h_j) = 597.69 * 1000 / (14.3 * 500 * 800) = 0.1045$ ，即 0.10，和程序计算结果吻合（图 15）。

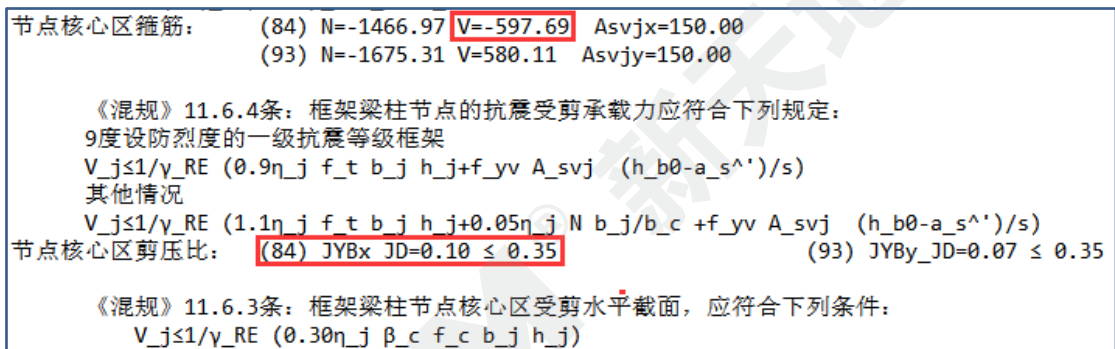


图 15 PKPM 软件计算结果

由此可以看到，虽然偏心距大于 1/4 的柱宽，但是由于规范中没有给出此类情况的有效宽度计算公式，所以程序只能按照偏心距不大于 1/4 柱宽的公式确定有效宽度，对于这种情况，需要设计师特别注意，程序不会提示“偏心距大于 1/4 柱宽”，设计师要自己把控，加腋或采取其他的措施考虑偏心过大造成的影响。

## 2.5 加腋后，程序如何计算节点核心区承载力？

《高规》6.1.7 中规定了梁采用水平加腋时，节点核心区有效宽度的计算公式（图 16），程序中也是按照此公式进行计算。同样以简单框架为例（图 17）：

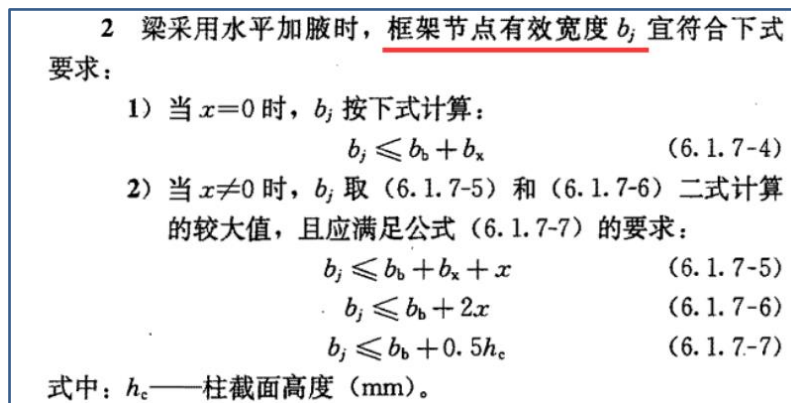


图 16 《高规》中加腋后有效宽度计算公式

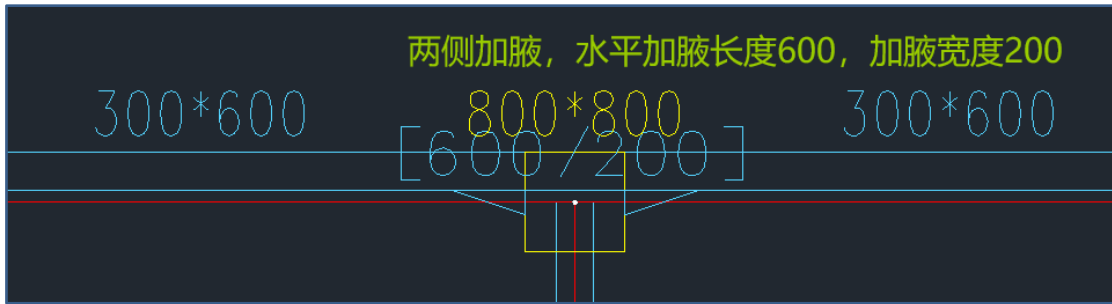


图 17 验证有效截面宽度的简单框架

X 向存在水平加腋， $x = 0$ ， $b_j = 300 + 200 = 500$ ，剪压比  $= V_j / (f_c * b_j * h_j) = 676.08 * 1000 / (14.3 * 500 * 800) = 0.1182$ ，即 0.12，和程序计算结果吻合（图 18）。

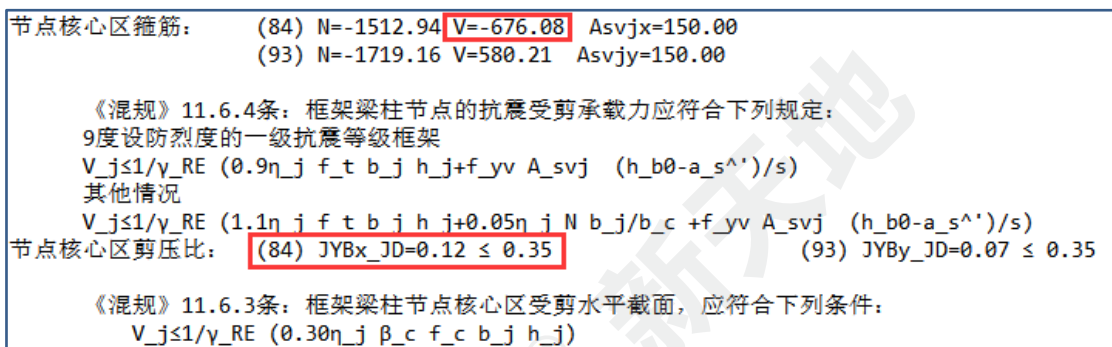


图 18 PKPM 软件计算结果

从这个案例的计算结果中可以看出，加了腋之后，节点核心区控制剪力为 676.08，而未加腋的时候，控制剪力为 597.67（IV中的案例），加腋后，由于此处刚度增大，也会相应分担更大的力，对核心区的验算不好直接判断出是有利还是不利。

对于  $x$  不等于 0 的情况（图 19）：

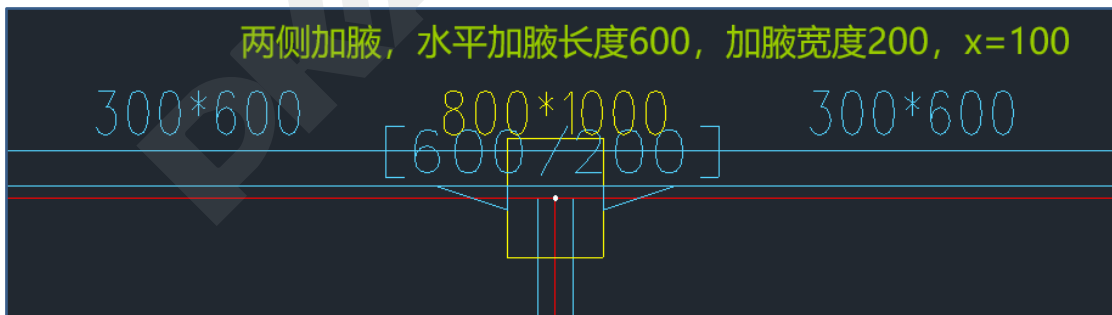


图 19 验证有效截面宽度的简单框架

按照《高规》6.1.7的要求， $b_j = \max(b_b + b_x + x, b_b + 2x) = \max(300 + 200 + 100, 300 + 2 * 100) = 600$ ， $600 < b_b + 0.5h_c = 300 + 0.5 * 800 = 700$ ，满足要求，所以取  $b_j = 600$ 。剪压比  $= V_j / (f_c * b_j * h_j) = 676.76 * 1000 / (14.3 * 500 * 800) = 0.0986$ ，即 0.10，和程序计算结果吻合（图 20）。

节点核心区箍筋:	(84) N=-1619.80 V=-676.76 Asvjx=167.65
	(93) N=-1843.43 V=511.31 Asvjy=167.65
《混规》11.6.4条: 框架梁柱节点的抗震受剪承载力应符合下列规定:	
9度设防烈度的一级抗震等级框架	
$V_j \leq 1/\gamma_{RE} (0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} (h_{b0} - a_s)) / s$	
其他情况	
$V_j \leq 1/\gamma_{RE} (1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N b_j / b_c + f_{yv} A_{svj} (h_{b0} - a_s)) / s$	
节点核心区剪压比:	(84) JYBx_JD=0.10 ≤ 0.35 (93) JYBy_JD=0.04 ≤ 0.35
《混规》11.6.3条: 框架梁柱节点核心区受剪水平截面, 应符合下列条件:	
$V_j \leq 1/\gamma_{RE} (0.30\eta_j \beta_c f_c b_j h_j)$	

图 20 PKPM 软件计算结果

综上, 不管加腋与否, 程序在节点核心区计算时, 严格按照规范的要求进行核心区截面有效宽度的确定。

### 3 遇到的一个实际问题

#### 3.1 节点核心区剪压比不满足要求, 为什么加了腋反而更不满足了?

设计师提供模型中, 某根柱子 Y 向节点核心区剪压比超限, 为了解决超限问题, 决定进行水平加腋, 增加节点核心区截面有效宽度, 如图 21 所示。

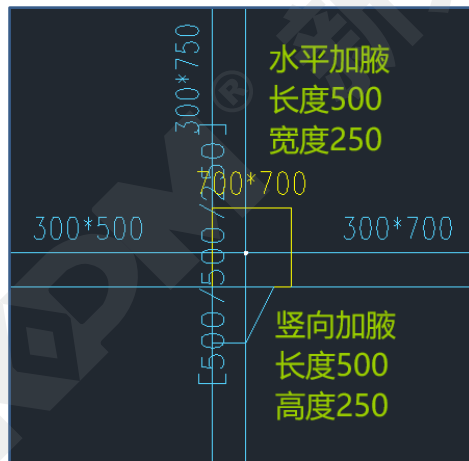


图 21 对 Y 向节点核心区剪压比超限的柱子进行水平加腋

加腋前后的计算结果如图 22、图 23 所示, 设计师发现, 节点核心区剪压比的结果反而变得更大。

	113 节点核心区箍筋:	(66) N=-2194.90 V=-1331.78 Asvjx=259.78	<b>加腋前</b>
		(72) N=-1602.22 V=-2241.67 Asvjy=532.64	
	《混规》11.6.4条: 框架梁柱节点的抗震受剪承载力应符合下列规定:		
	9度设防烈度的一级抗震等级框架		
	$V_j \leq 1/\gamma_{RE} (0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} (h_{b0} - a_s)) / s$		
	其他情况		
	$V_j \leq 1/\gamma_{RE} (1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N b_j / b_c + f_{yv} A_{svj} (h_{b0} - a_s)) / s$		
	节点核心区剪压比:	(66) JYBx_JD=0.24 ≤ 0.35	(72) JYBy_JD=0.40 > 0.35
	《混规》11.6.3条: 框架梁柱节点核心区受剪水平截面, 应符合下列条件:		
	$V_j \leq 1/\gamma_{RE} (0.30\eta_j \beta_c f_c b_j h_j)$		
受剪承载力: CB_XF=553.47 CB_YF=831.65			
《建筑抗震鉴定标准》GB50023-2009 6.2.11			
超限类别(501) 砼柱节点域剪压比超限: N-C= 16 ( 72)Vjy= -2242. > FFC=0.35*FC*H*B= 1960.			

图 22 加腋前 PKPM 软件计算结果

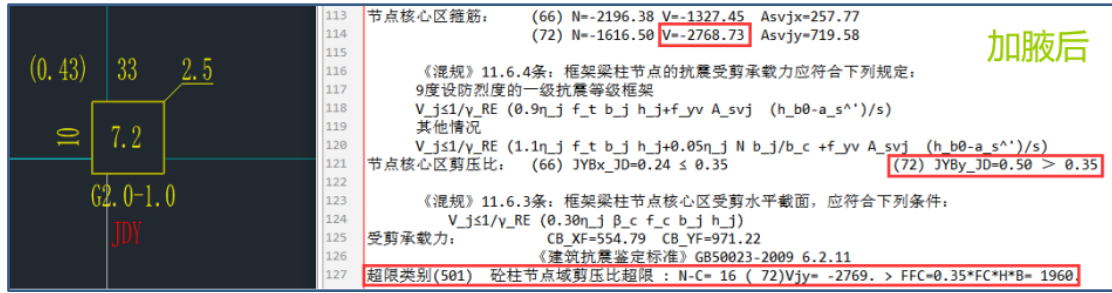


图 23 加腋后 PKPM 软件计算结果

首先先校核程序中的计算结果正确性:加腋前,梁、柱中线偏心距 200,  $b_j = 300 + 0.5 * 700 = 650$ ,  $b_j = 0.5 * 300 + 0.5 * 700 + 0.25 * 700 - 200 = 475$ ,  $b_j = 700$ , 取最小值, 即 475。

剪压比 =  $V_j / (f_c * b_j * h_j) = 2241.67 * 1000 / (16.3 * 475 * 700) = 0.4037$ , 即 0.40, 和程序计算结果吻合 (图 22)。

加腋后,  $x = 0$ ,  $b_j = 300 + 250 = 550$ , 但是应该注意, 这跟柱子, 只有单侧加腋, 而在《高规》6.1.7 中, 加腋均指的是双侧加腋的情况 (从《高规》图 6.1.7 中可以看出), 针对单侧加腋的情况, 程序  $b_j$  的取值仍然按照未加腋进行计算, 即仍为 475。剪压比 =  $V_j / (f_c * b_j * h_j) = 2768.73 * 1000 / (16.3 * 475 * 700) = 0.4986$ , 即 0.50, 和程序计算结果吻合 (图 23)。

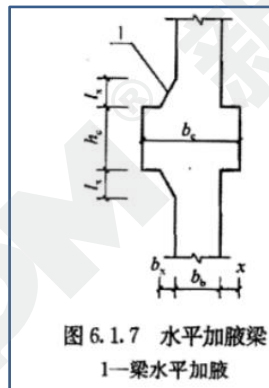


图 24 《高规》中加腋示意图

程序计算没有问题, 那么分析为什么节点域剪压比的结果会变大?

从计算结果中可以看到, 加了腋之后, 剪力增大, 原因是不仅仅进行了水平加腋, 还进行了竖向加腋, 此处刚度增大, 梁端的弯矩也会相应增大, 根据《抗规》D.1.1 节点核芯区剪力设计值的计算公式, 可以看出梁端弯矩增大后,  $V_j$  会相应增大。

**D. 1. 1** 一、二、三级框架梁柱节点核芯区组合的剪力设计值, 应按下列公式确定:

$$V_j = \frac{\eta_{pb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (D. 1. 1-1)$$

一级框架结构和 9 度的一级框架可不按上式确定, 但应符合下式:

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (D. 1. 1-2)$$

图 25 《抗规》D.0.1 节点核芯区剪力计算公式

总结下来, 加了腋反而更不利的原因: 1 单侧加腋, 规范中没给出这种情况, 程序按照未加腋处理,  $b_j$  取值和未加腋时一致; 2 加腋后梁刚度增大, 梁端弯矩增大, 节点核芯区设计剪力增



大，而  $b_j$  等取值仍和加腋前一致，所以剪压比的结果增大。

## 4 总结

通过以上的规范梳理和计算案例得出以下几条结论：

- 1) 规范中对于梁柱偏心距要求不大于  $1/4$  柱宽，大于  $1/4$  柱宽时需要采取加腋等措施。
- 2) PKPM 程序中严格按照规范中的规定考虑偏心对于节点核芯区的影响，对于中柱的正交梁约束影响系数可以正确判断。
- 3) PKPM 程序中对于加腋的情况也可以准确按照规范公式进行节点核芯区有效截面宽度计算。
- 4) 由于规范中未给出梁柱偏心距大于  $1/4$  柱宽且未加腋的情况下有效截面宽度的计算公式，PKPM 程序中对于这种情况仍按照偏心距小于  $1/4$  柱宽的公式进行计算。
- 5) 由于规范中指的水平加腋均为双向加腋的情况，PKPM 程序中对于单向加腋，按照未加腋的情况计算有效截面宽度。
- 6) 加腋后由于刚度增大，梁端弯矩变大，节点核芯区剪力设计值也会有所增大，加腋后对节点核芯区剪压比并不一定都是有利的。

### 参考文献

- [1] GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范[S] (2015 年版).北京: 中国建筑工业出版社, 2015
- [2] 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
- [3] GB50011-2010 建筑抗震设计规范 (2016 年版) [S].北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

# PKPM-LMB 铝模板软件设计实时协同应用

张华伟

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]** 在针对项目的计算机辅助设计中，由于项目的复杂性，通常需要例如具有不同领域知识的多个用户在多个终端上进行协同以完成项目的设计。例如，在一些常规方案中，在采用建筑信息模型（Building Information Modeling, BIM）的情况下，由于 BIM 数据的复杂性，通常每个时刻仅支持由一名用户进行编辑，只有在该用户编辑完成并上传以后，其他用户才能开始编辑，并且对应的 BIM 数据的上传和下载不够及时，所以以此方式避免多用户同时对该数据进行编辑所导致的数据冲突可以存在许多缺点。因此，存在对能够在多终端的协同场景中对 BIM 数据进行高效协同的方案的需要。

**[关键词]** BIM 模型; 铝模板设计; 实时协同设计

## 0 引言

PKPM-LMB 铝模板软件设计实时协同[1]基于构件的建筑信息模型[2]的方法和产品。方法包括：获取经编辑的构件的建筑信息模型 BIM 数据，构件的 BIM 数据来自在协同设计中的多个终端设备中的第一终端设备。方法还包括查询与经编辑的构件的 BIM 数据相对应的数据类型。并且方法还包括根据查询的数据类型，将与数据类型相对应的编辑权限提供给在协同设计中的多个终端设备中的其他终端设备，其中在数据类型是临时数据类型时，属于临时数据类型的数据中的描述构件的属性的数据被传送至其他终端设备，而不传送属于临时数据类型的数据中的描述构件的图素的数据。该方法提高了模型设计速度、用户体验和参与感，减少了传送数据所需的带宽，以及存储空间和时延。所要解决的技术问题：多终端多用户场景下，BIM 模型设计的数据实时协同。BIM 模型设计的数据分类：模型图素、临时图素、带图形模型数据、非图形参数数据、其他形式结果数据（文本、图片、XML 等）。

实时同步形式分类 表 1

类型	描述	适用场景
数据临时存储	不需要发送至服务器的数据	模型图素、临时图素对象等；
带锁的数据	某个用户修改之后，其他用户无法进行操作。谁新增谁加锁，锁可在后期进行转移操作。	带图形模型数据、非图形参数数据大多数常规操作；
	所有用户都可以进行操作，按先后顺序修改。	碰撞检查结果修改，安装图，生产图等

## 1 数据临时存储机制

临时的数据分两类：无关系数据、同步临时映射关系。

**无关系数据：**针对临时的绘制数据，仅当前设计客户端有关，辅助设计时的临时数据。这类数据提供直接生成插入的接口，无需通过实时协同接口。

**建立临时映射关系：**带图形的数据模型属性需要上传，但图素不需要上传，在后续的处理过程中会存在修改属性导致图素变更，模型属性和图素存在关联关系且图素不需要上传，针对这类数据，提供关系映射表。将实时协同接口获取服务器 ID 映射到本机图素 ID。后续修改删除可同步变化且速度快，不需要对图素大量同步（图素数据量是巨大的），使得实时同步无视觉差异，秒同步。

实时协同设计创建BIM构件——图形数据属于无关数据,通过建立映射关系解决图形与数据同步需求,避免大量图素上传,堵塞服务器。

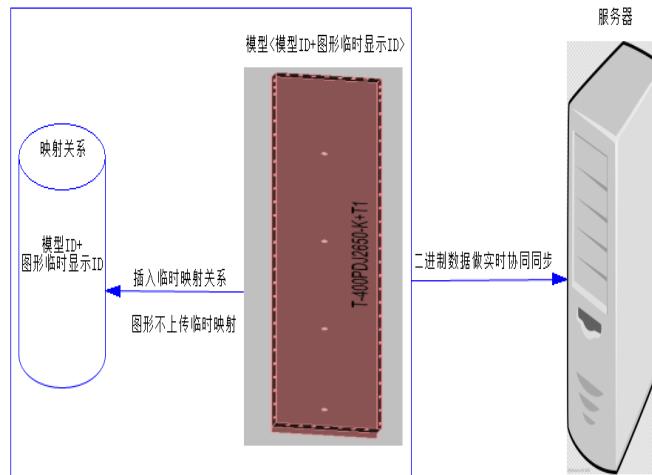


图1 数据与临时图形的映射关系

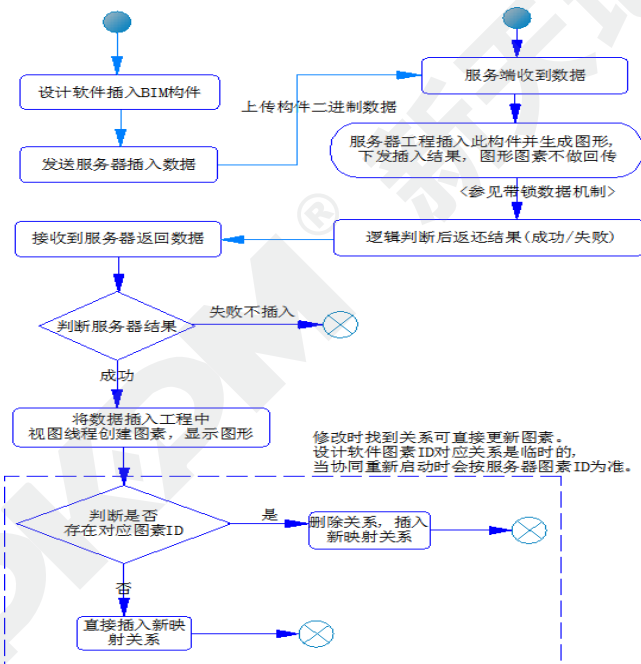


图2 新增数据实时协同过程

## 2 带锁数据机制

带锁的数据通常是指带有权限管理的数据。数据是根据谁插入谁锁定（权限管理归属服务器的用户信息中）。

操作过程分为插入、修改、删除。三种方式会触发不同的逻辑过程，过程描述如下：

**插入：**需要先同步服务器申请创建新对象，成功后服务器给所有客户端下发创建新对象，并设置设计师权限事件（同时触发不上传的图素机制）。

**修改：**优先向服务器申请归属权限，无权限返回修改失败，有权限服务器直接更新对象，并给所有客户端下发更新对象事件（同时触发不上传的图素机制）。

**删除：**优先向服务器申请归属权限，无权限返回删除失败，有权限服务器先做删除，删除时处理需要删除的关系（同步触发影响到的删除事件），并在服务器上收集所有的触发事件，作为一个事件包整体给所有客户端下发事件包。

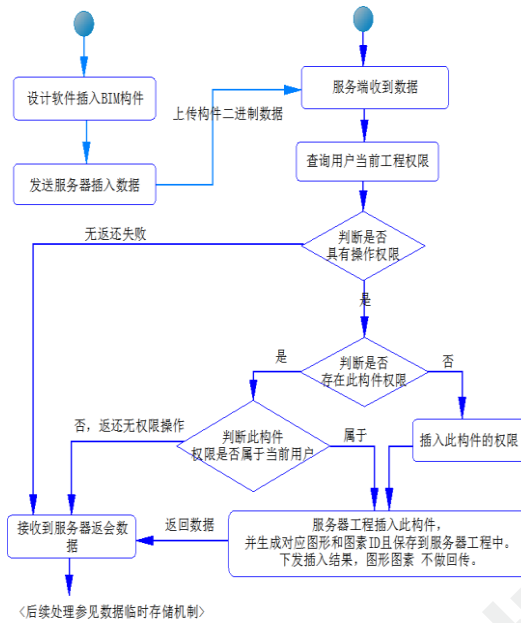


图3 带锁数据实时协同过程

### 3 共享顺序机制

共享是不会进行锁定的，设计师可同步操作，结果以顺序的方式进行，先操作先执行，相互不影响。服务器端设置队列，先进先出的方式执行服务器队列事件，并下同步给其他客户端，客户端结果更新可控制，当在结果内操作不更新，结果内操作结束后同步更新。

共享顺序机制对结果进行共享，对数据操作该是什么机制就是什么机制。譬如结果多处报错分别对不同的报错进行修改，修正的对象是独占的仅一个人能修改，但报错结果可同时备注，订正。

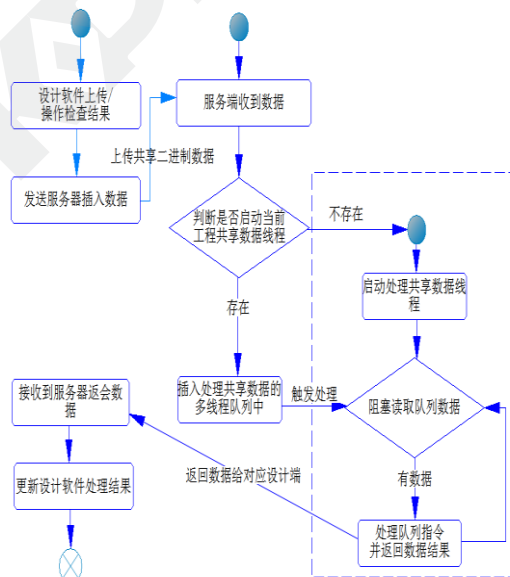


图4 共享数据实时协同过程

## 4 铝模板设计工程应用

为了实时协同设计功能的应用情况，我们找到多个实际铝模板设计[3]工程进行功能测试，设定了两台电脑，分别是 A 设计师、B 设计师。工程如图 5 所示，A 设计师和 B 设计师同时对图 5 工程进行布置模板，A 设计师布置墙楼梯部位，B 设计师布置节点部位，在同一部位上的模板，A 和 B 设计师显示的模板颜色不同，譬如 A 设计师显示的节点颜色粉色，属于 B 设计师布置的模板，B 设计师显示的墙、楼梯显示深绿色，属于 A 设计师布置的模板。两位设计师的电脑实时同步显示出对方布置的模板。

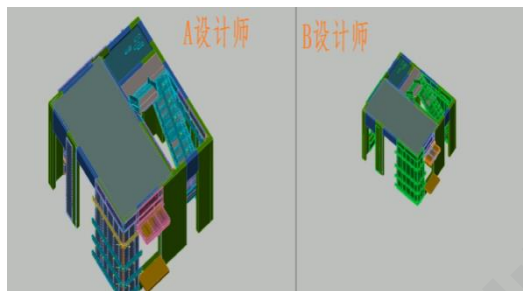


图 5 A 和 B 设计师实时协同设计的工程

对于此配完模板的工程，我们还对创建了 C 设计师，并加入到图 5 的工程中进行查看，工程保持了完整度，查看效率高，操作不受影响。

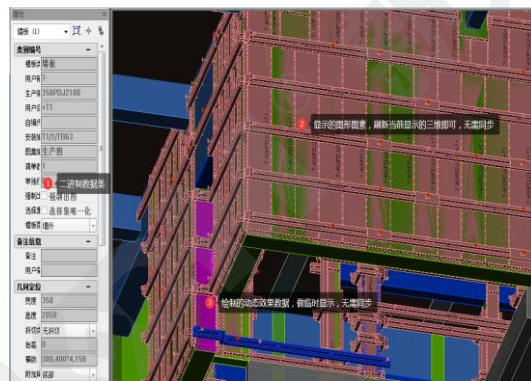


图 6 C 设计师加入实时协同

## 5 结束语

(1) 传统设计对于碰撞检测操作只能分开逐步进行，实时协同后可同步对整体模型进行检测和修改，大大提高了核模时间，以此类推在对模型整体操作时可实现多设计师同步执行，不仅提高了模型设计速度，还大大提高了人员利用率。

(2) 采用临时映射关系实现了模型数据分离同步效率得到大大提升，并以服务器的模型 ID 为唯一，无需为了保障数据属性 ID 唯一而在客户端做很多限制，大大缓解了客户端的压力，彻底解决数据同步不一致或者 ID 冲突无法同步的问题。

(3) 实时协同给设计带来设计的快感，增加了设计协作友好度。项目进度肉眼可见，降低项目风险，给企业管理带来帮助。

### 参考文献

- [1] 马恩成, 张晓龙, 陆中元, 万庆. 用于实时协同设计基于构件的建筑信息模型的方法和系统[P]. 中国: CN114154207A, 2022.03.08
- [2] 宋麟. BIM 在建设项目生命周期中的应用研究[D]. 天津: 天津大学, 2013, 6-15.
- [3] 朱敏. 整体式铝合金模板在建筑施工中的应用[J]. 施工技术, 2015, 14: 72-75.

# 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,本文对于上部结构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] 板配筋; 柱表; 抗震承载力调整系数; 归并

## 1 结构工程量统计软件中的砼板钢筋量是如何统计的?

A:

结构工程量统计中砼板钢筋量的统计规则大致是:读取施工图数据以施工图结果优先;重新计算钢筋会覆盖施工图结果。具体解释如下:

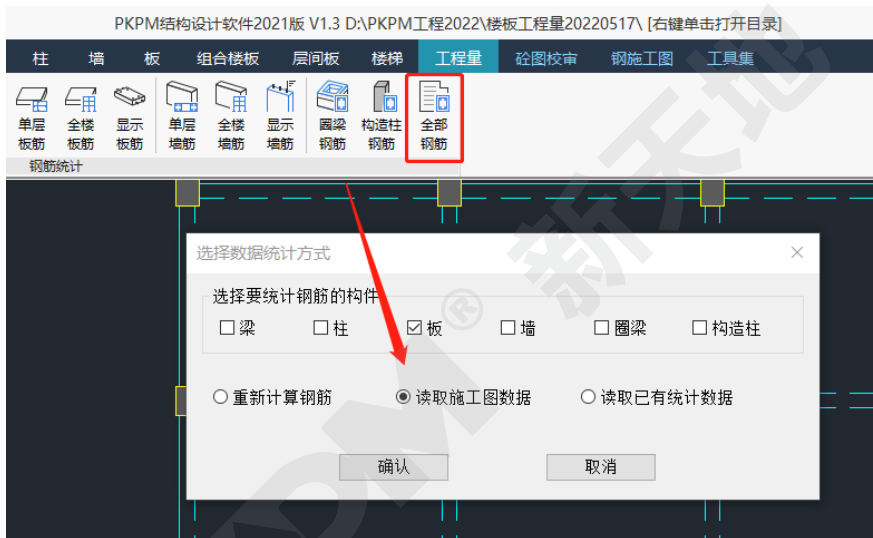


图1 砼板钢筋量统计的三种方式

1、读取已有统计数据:意思是读取上一次统计的钢筋量。如果没有绘制施工图,第一次统计板钢筋量,钢筋量正确的结果应该为0。

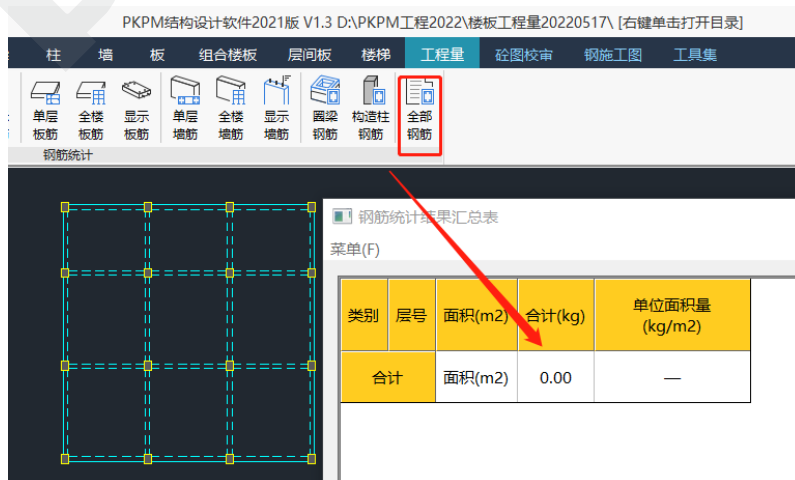


图2 读取已有统计数据

2、重新计算钢筋:按照工程量的参数重新计算钢筋量;

3、读取施工图数据：3种情况：

- 1) 如果已经绘制施工图了，读取施工图的结果；
- 2) 如果没有绘制施工图，软件会按照参数自动计算钢筋量；
- 3) 如果施工图中有部分 1 层楼层修改好了板钢筋，部分 2 层没有施工图配筋，结果 1 层都施工图的结果，2 层按照参数自动配的结果输出；

下图中所示的工程有 6 个自然层，第 1 自然层和第 2 自然层是同一个结构标准层（面积一致），也是同一个钢筋标准层。在楼板的施工图中，只有第 1 自然层的砼楼板绘制了施工图，并且中修改过板钢筋直径 20 和直径 22 的。在结构工程量软件统计钢筋量是，第 1 层读取的是楼板施工图的结果，第 2 层-第 6 层都是按照工程量软件的参数自动配筋的结果。

类别	层号	面积(m2)	HRB400			合计(kg)	单位面积量(kg/m2)
			18	20	22		
板	第1层	186.30	4522.90	112.93	2952.90	7588.73	40.73
	第2层	186.30	6588.82			6588.82	35.37
	第3层	137.70	4828.19			4828.19	35.06
	第4层	137.70	4828.19			4828.19	35.06
	第5层	91.80	3504.50			3504.50	38.18
	第6层	91.80	3504.50			3504.50	38.18
	合计	831.60	27777.10	112.93	2952.90	30842.93	37.09
合计	831.60	27777.10	112.93	2952.90	30842.93	37.09	

图3 第1层读取施工图结构，第2-6层工程量软件自动配的

2 抗震等级为一级的短肢剪力墙抗震设计时的全部竖向钢筋配筋率是否满足高规 7.2.2-5 的底部加强部位不宜小于 1.2% 的要求？

A:

SATWE 软件程序自动搜索厚度不大于 300，且截面高度与截面宽度之比大于 4 但不大于 8 且关联墙肢不超过 2 的剪力墙，自动判断为短肢墙，对于程序搜索出来的短肢剪力墙，程序自动按高规第 7.2.2-5 条规定进行设计。

7.2.2-5 抗震设计时，短肢剪力墙的设计应符合下列规定：短肢剪力墙的全部竖向钢筋的配

筋率，底部加强部位一、二级不宜小于 1.2%，三、四级不宜小于 1.0%；其他部位一、二级不宜小于 1.0%，三、四级不宜小于 0.8%。

本例剪力墙结构，抗震等级 1 级，底部加强区 1-3 层。

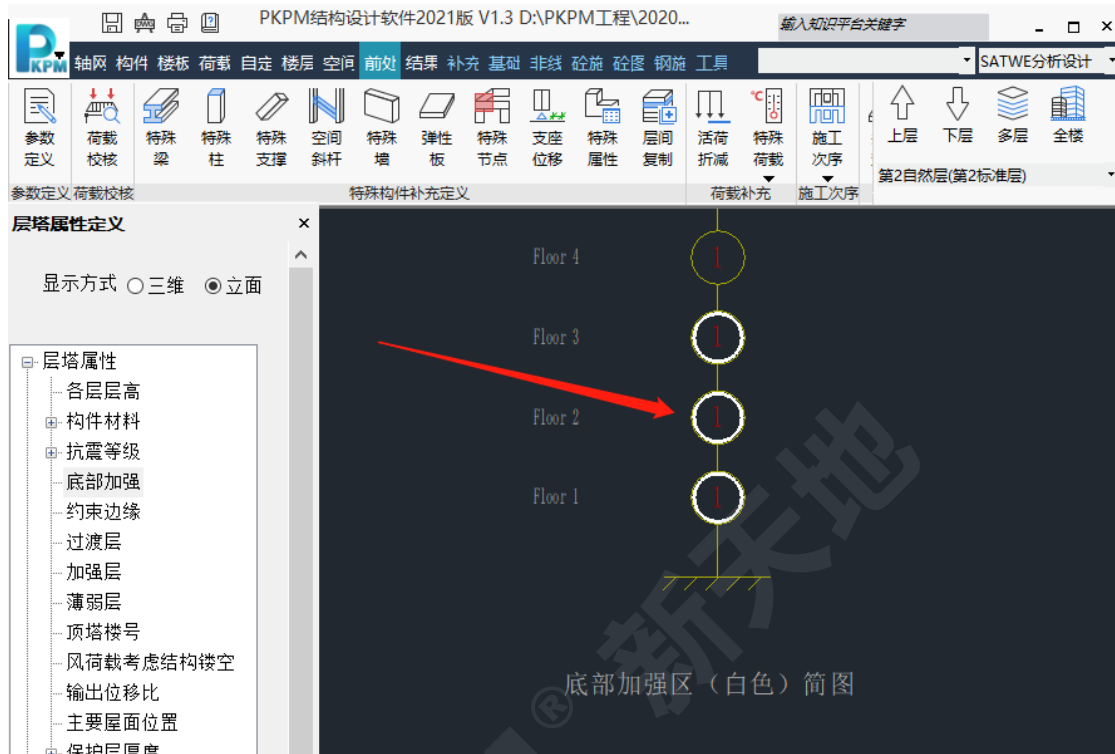


图 4 底部加强部位 1-3 层

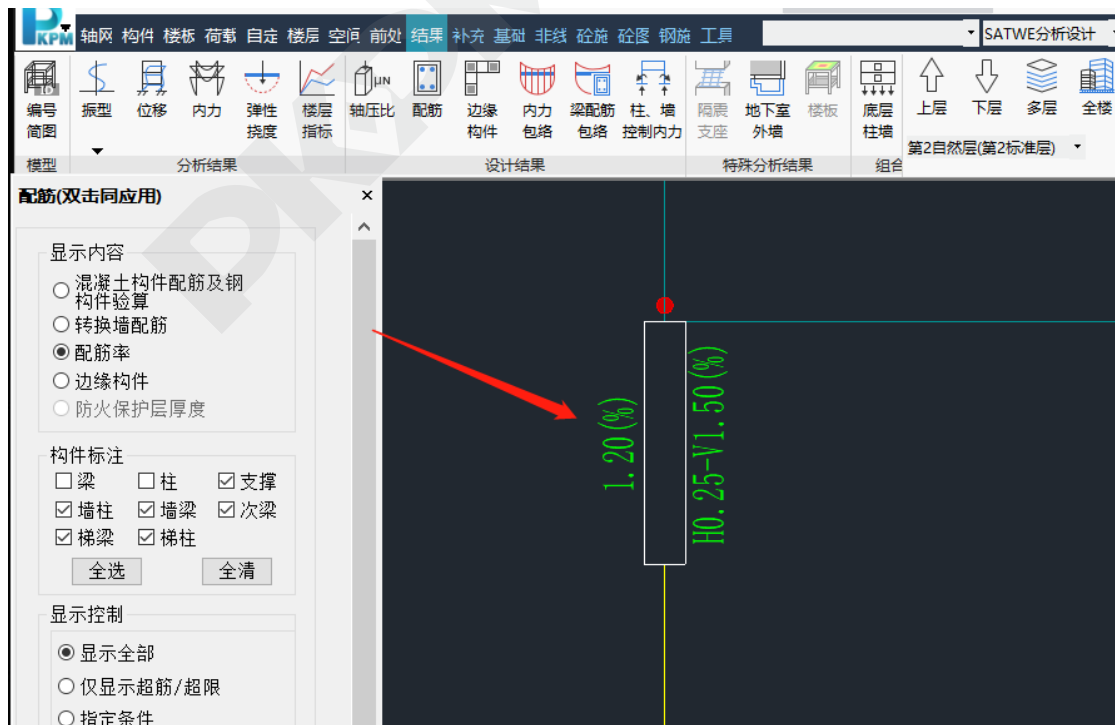


图 5 底部加强部位一级短肢剪力墙配筋率 1.2%



### 3 框架结构首层的柱间填充墙，希望将荷载直接加到筏板上，怎样输入？

A：在基础软件中的基础模型中，使用“荷载-附加柱墙荷载编辑”的功能可以将柱间填充墙的线荷载输入到筏板上。

如下所示的操作过程：荷载-附加柱墙荷载编辑中定义并将线荷载布置到轴线上；在分析与设计模块的荷载查看中可以按照恒载或活载确认布置的线荷载；

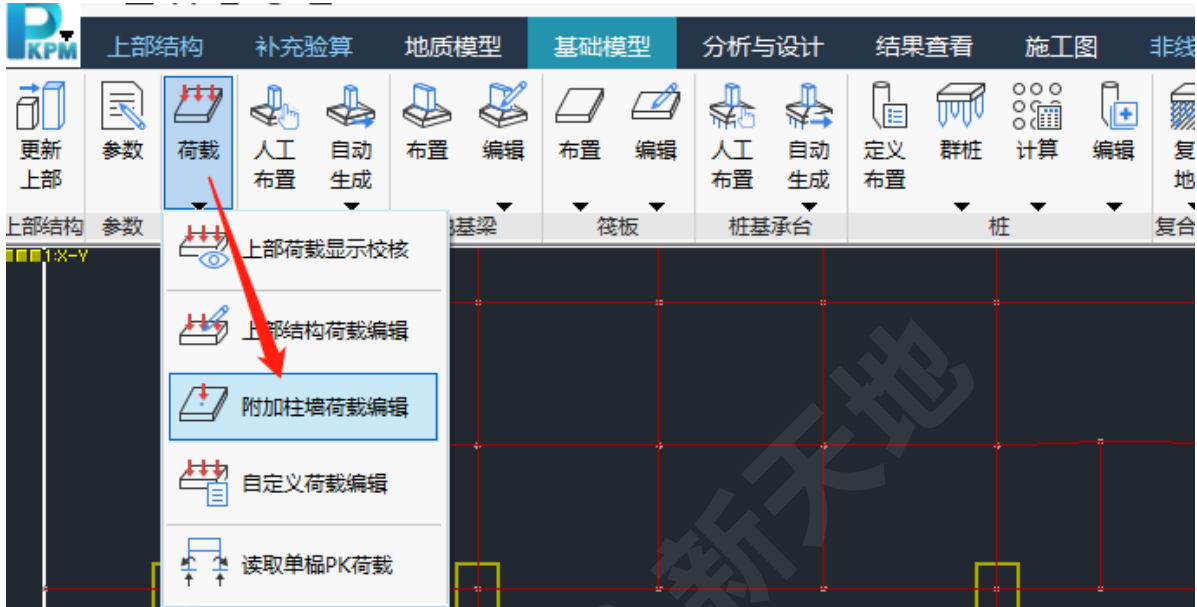


图6 荷载-附加柱墙荷载编辑

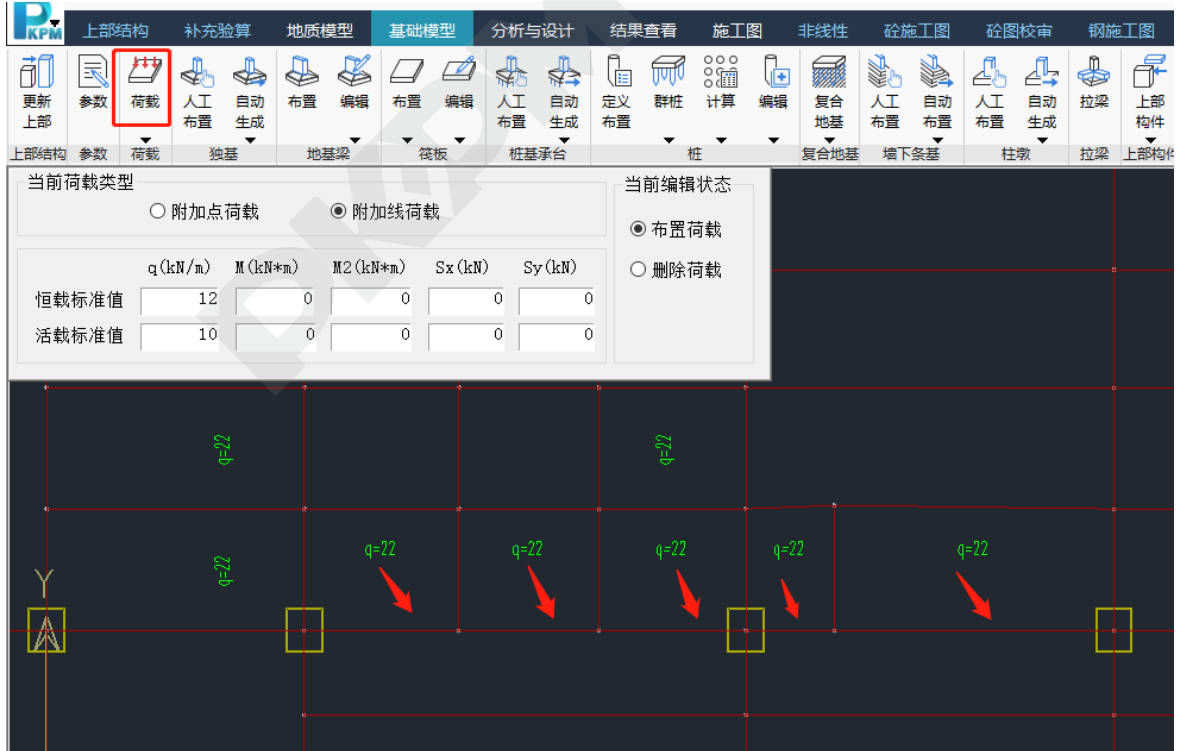


图7 输入附加线荷载

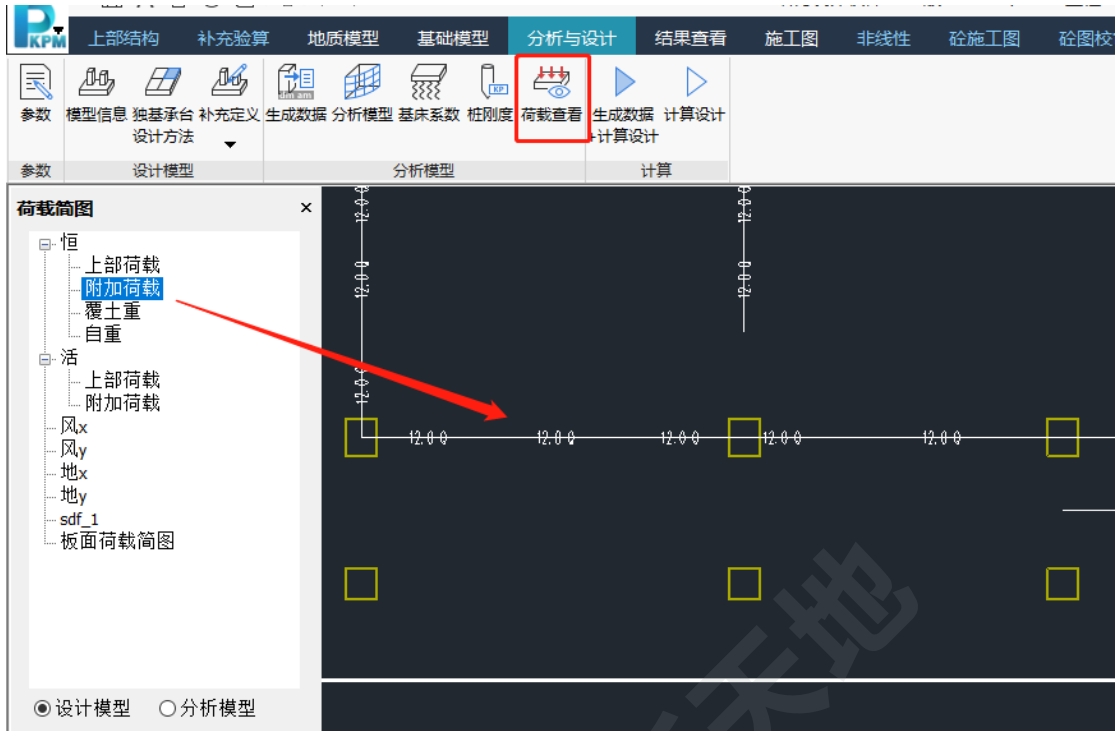


图 8 荷载查看确认

#### 4 施工图中参数设置“归并考虑柱偏心”之后，绘制施工图时柱的编号变多了？

A：在 PM 中可以看到箭头所示 2 根柱的截面  $400*400$  相同；偏心分别为  $-25*50$  和  $-25*-50$ ，在相对坐标系中的偏心不同。

柱施工图的参数中，“归并是否考虑柱偏心”有考虑和不考虑；考虑的含义是即使柱的截面相同、配筋完全相同，只是因为偏心不同，也会归并为不同的柱编号。

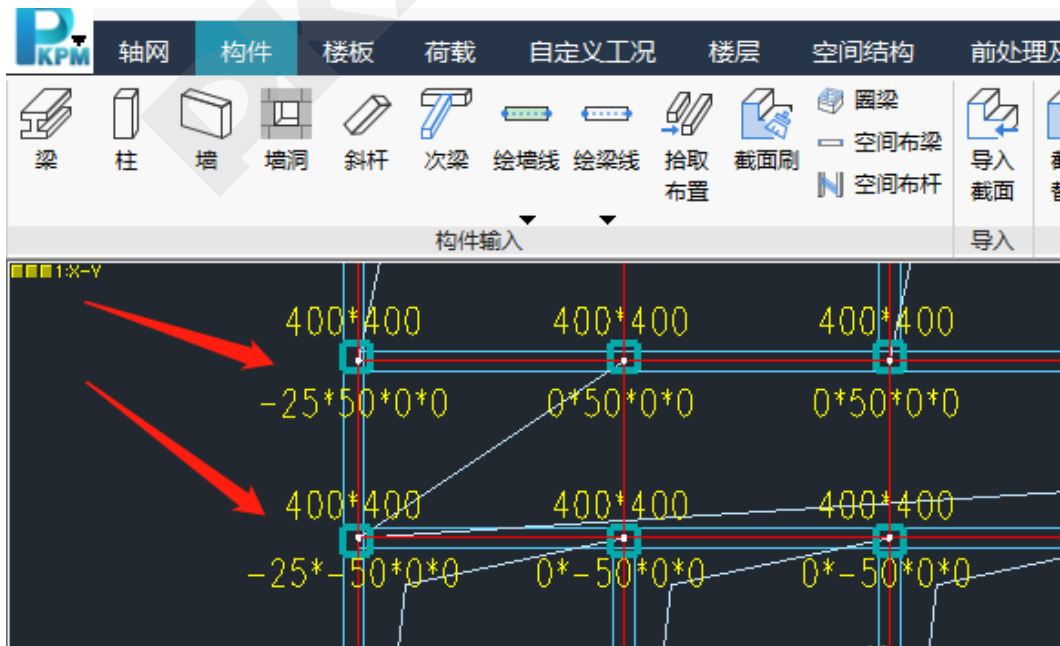


图 9 PM 中查看柱的截面相同偏心不同

是否包括边框柱配筋	1-包括
归并是否考虑柱偏心	1-考虑
每个截面是否只选一种直径的纵筋	0-否
设归并钢筋标准层...	1,2,3,4
选筋库	

图 10 施工图参数归并考虑柱偏心

下图的结果：

考虑柱偏心时，截面相同、配筋相同，只是偏心不同时，柱编号分别编号为 KZ-2 和 KZ-3，按照 2 种柱类型绘柱施工图；

不考虑柱偏心时，截面相同、配筋相同，只是偏心不同时，柱编号归并为一种 KZ-2，按照 1 种柱类型绘柱施工图；

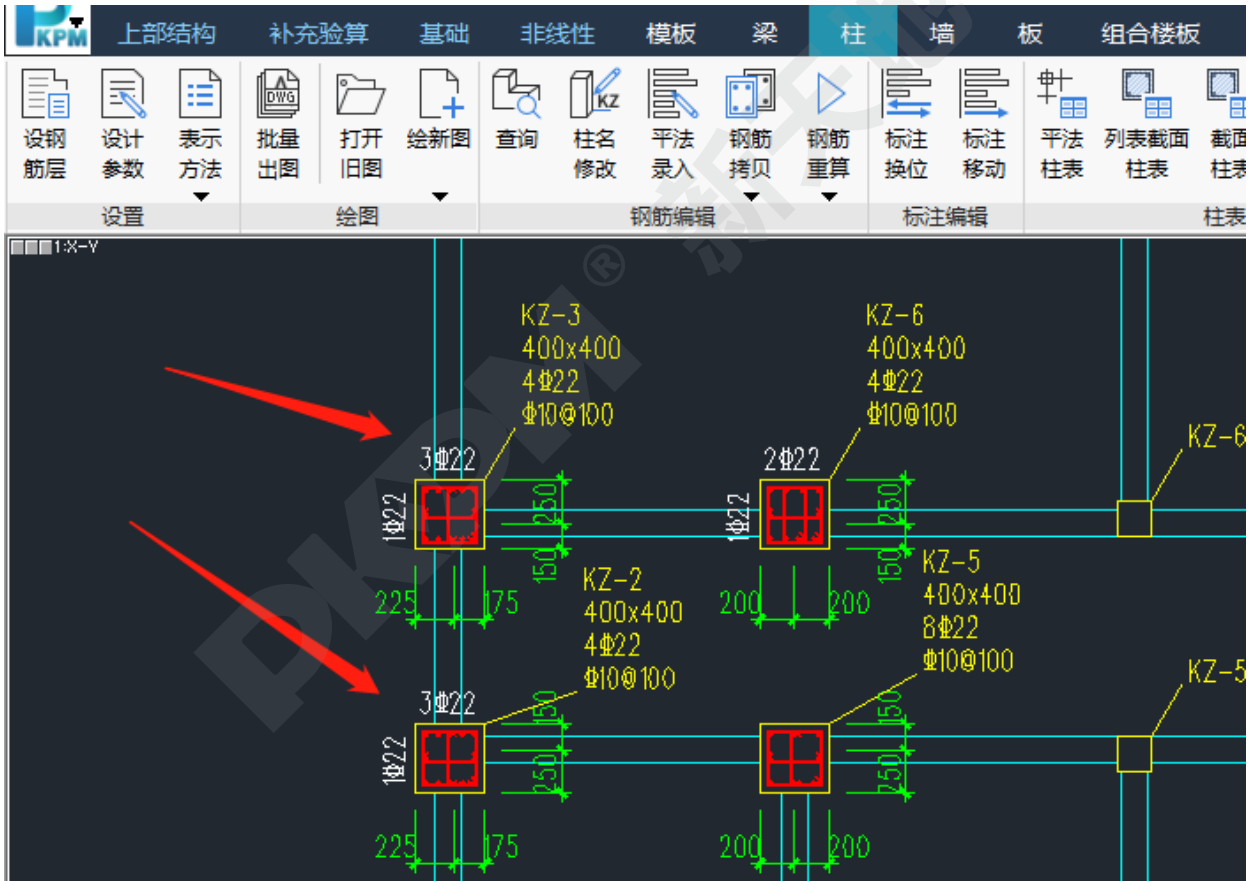


图 11 考虑柱偏心，配筋相同但柱编号分别为 KZ-2 和 KZ-3

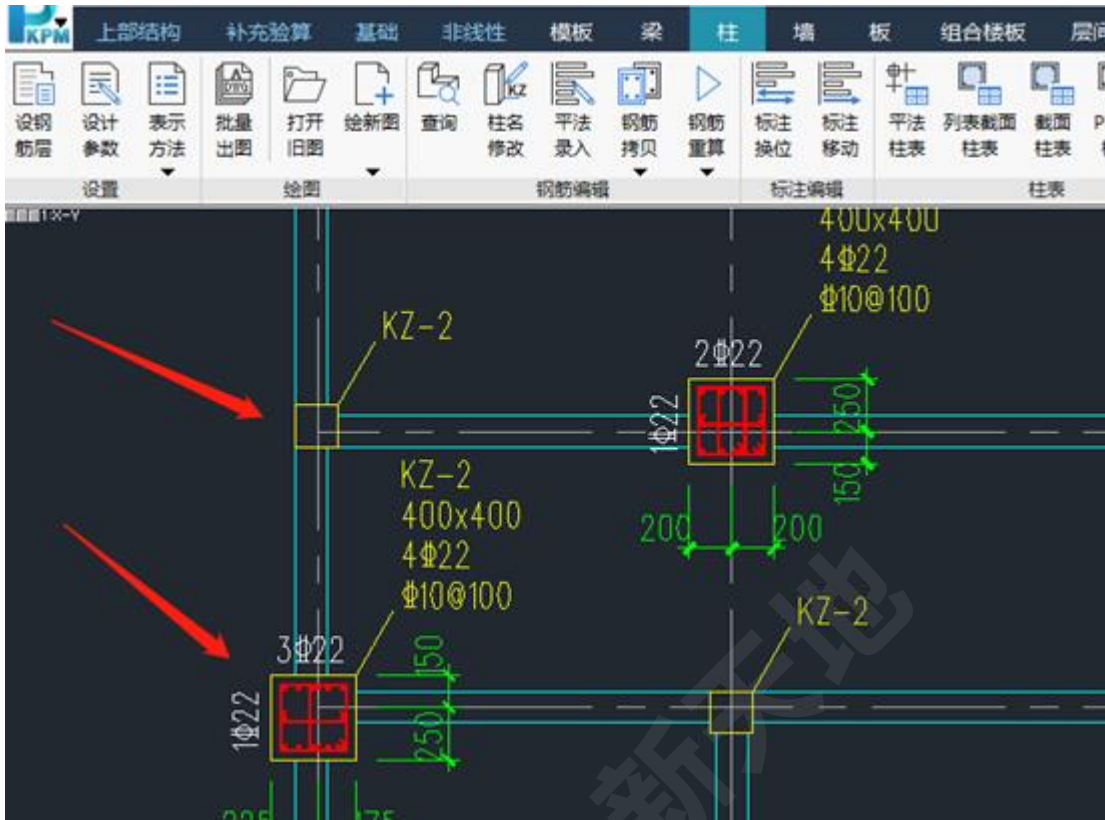


图 12 不考虑柱偏心，配筋相同时柱编号归并为 KZ-2

### 5 梁施工图中，一级抗震等级框架梁的箍筋间距配出现 95/190，为什么？

A: 框架梁的梁端箍筋加密区的最大间距需要满足抗规 6.3.3 条要求。当抗震等级为一级，箍筋间距有  $6d$  ( $d$  为纵筋直径) 的限制，这点要格外注意，这是因为根据试验和震害经验，梁端的破坏主要集中于  $(1.5 \sim 2.0)$  倍梁高的长度范围内，当箍筋间距小于  $6d \sim 8d$  ( $d$  为纵向钢筋直径) 时，混凝土压溃前受压钢筋一般不致压屈，延性较好。

施工图软件遵照执行规范，如果当遇到有纵筋 16 时出现时，箍筋间距不大于  $16 * 6 = 96$  为限制，施工图梁自动配筋时会将箍筋箍筋配成 95/190，满足 6.3.3 要求。

6. 3. 3 梁的钢筋配置，应符合下列各项要求：
- 1 梁端计入受压钢筋的混凝土受压区高度和有效高度之比，一级不应大于 0.25，二、三级不应大于 0.35。
  - 2 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，一级不应小于 0.5，二、三级不应小于 0.3。
  - 3 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径应按表 6. 3. 3 采用，当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2% 时，表中箍筋最小直径数值应增大 2mm。

表 6. 3. 3 梁端箍筋加密区的长度、箍筋的最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度 (采用较大值) (mm)	箍筋最大间距 (采用最小值) (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一	$2h_b, 500$	$h_b/4, 6d, 100$	10
二	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 100$	8
三	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	8
四	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	6

- 注：1  $d$  为纵向钢筋直径， $h_b$  为梁截面高度；
- 2 箍筋直径大于 12mm、数量不少于 4 肢且肢距不大于 150mm 时，一、二级的最大间距应允许适当放宽，但不得大于 150mm。



图 13 箍筋间距 95，小于  $6d$  ( $d$  为纵筋直径) 限制

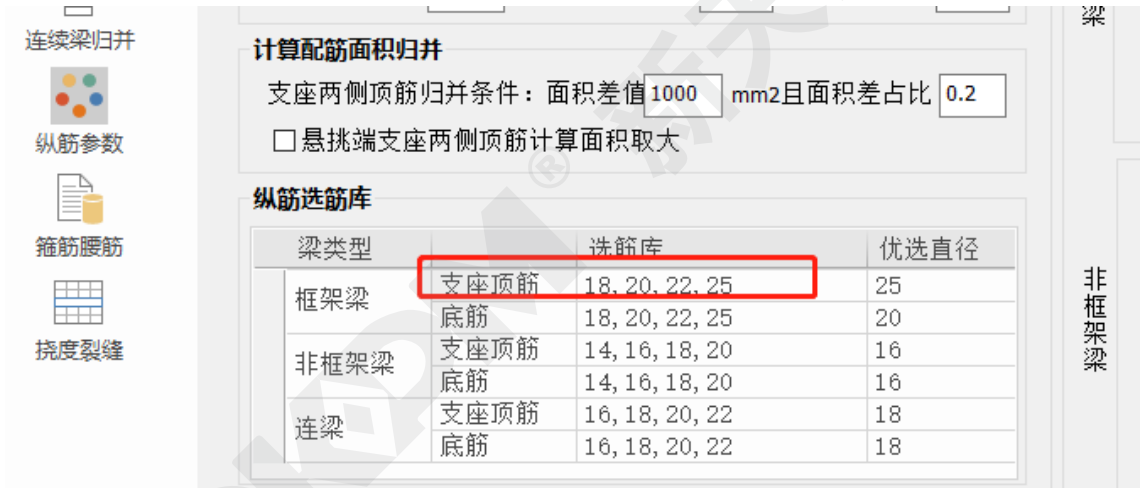


图 14 参数中将纵筋最小直径改为 18

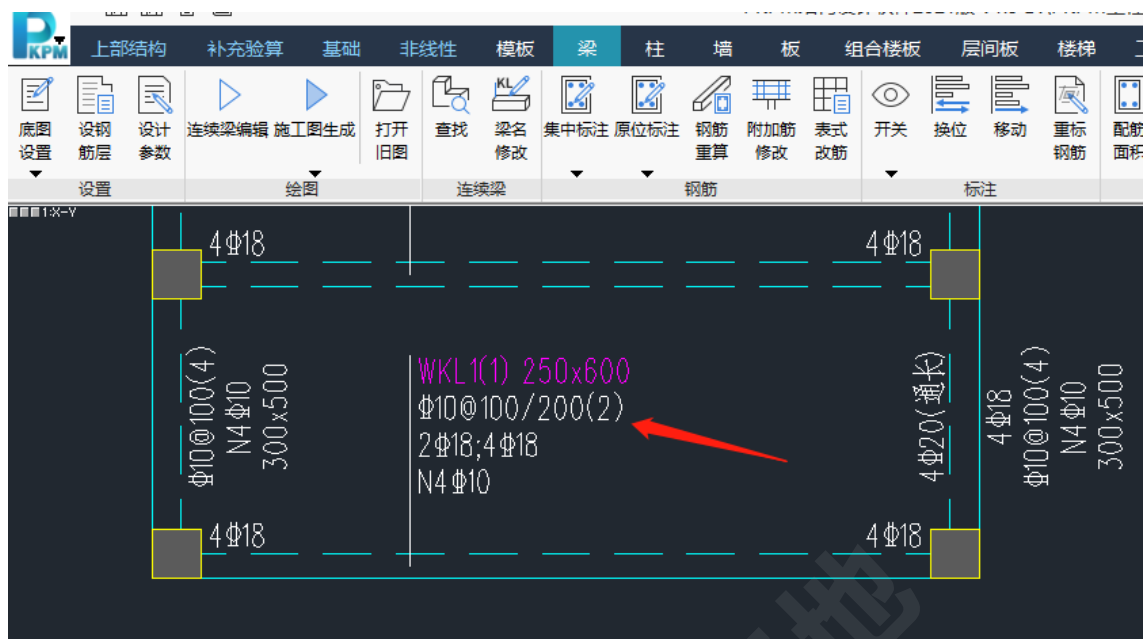


图 15 纵筋直径最小 18 时箍筋间距 100/200

#### 参 考 文 献

- [1] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [2] 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.
- [3] GB55002-2021 建筑与市政工程抗震通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [4] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2011.
- [5] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.

# 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,本文对于上部和施工图设计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] 地震波; 锚固长度; 拉弯; 竖向地震

## 1 弹性时程分析的地震波是否可以导出? 如何导出地震波?

A:

目前的程序可以导出地震波数据文件,在软件的选择地震波的地方就可以,比如在 satwe 补充验算中的弹性时程分析中,首选选波,然后点选择地震波,在选择地震波以后就可以导出了。

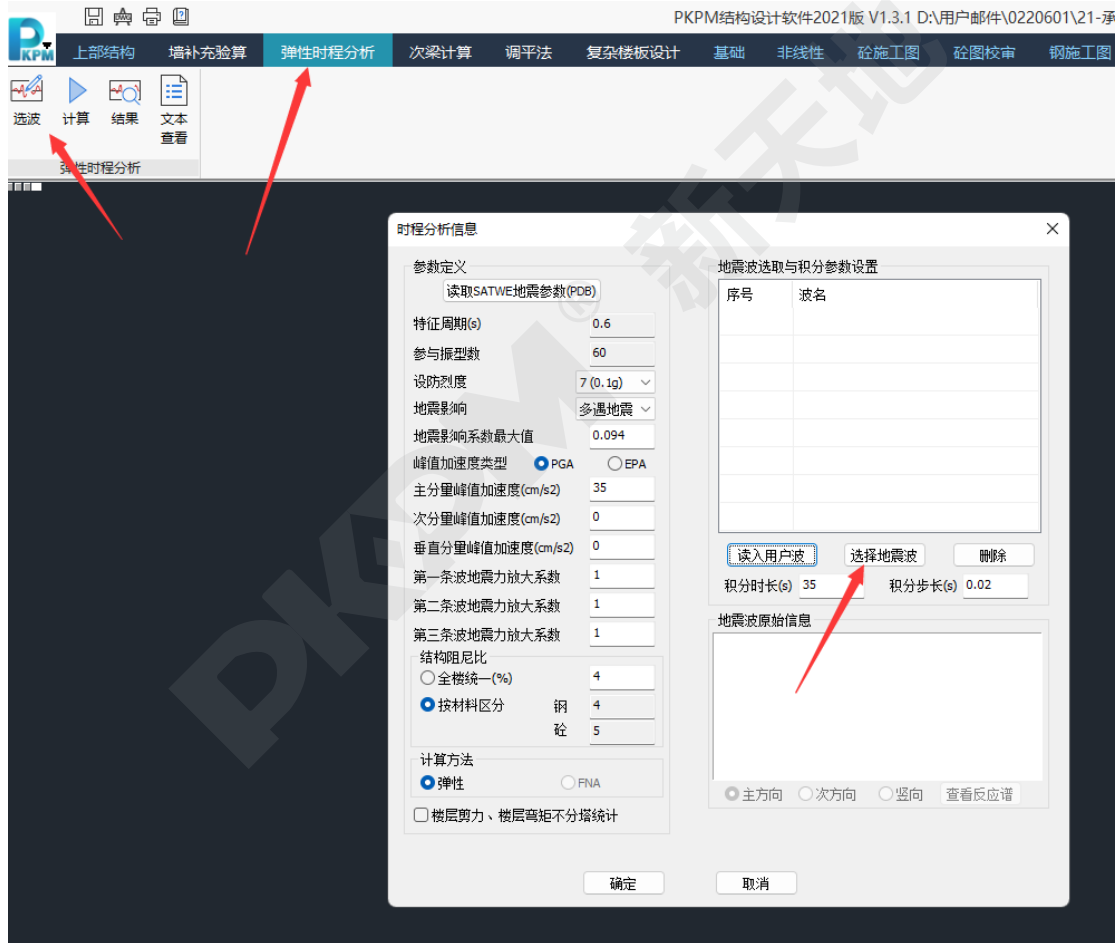


图 1 选择地震波

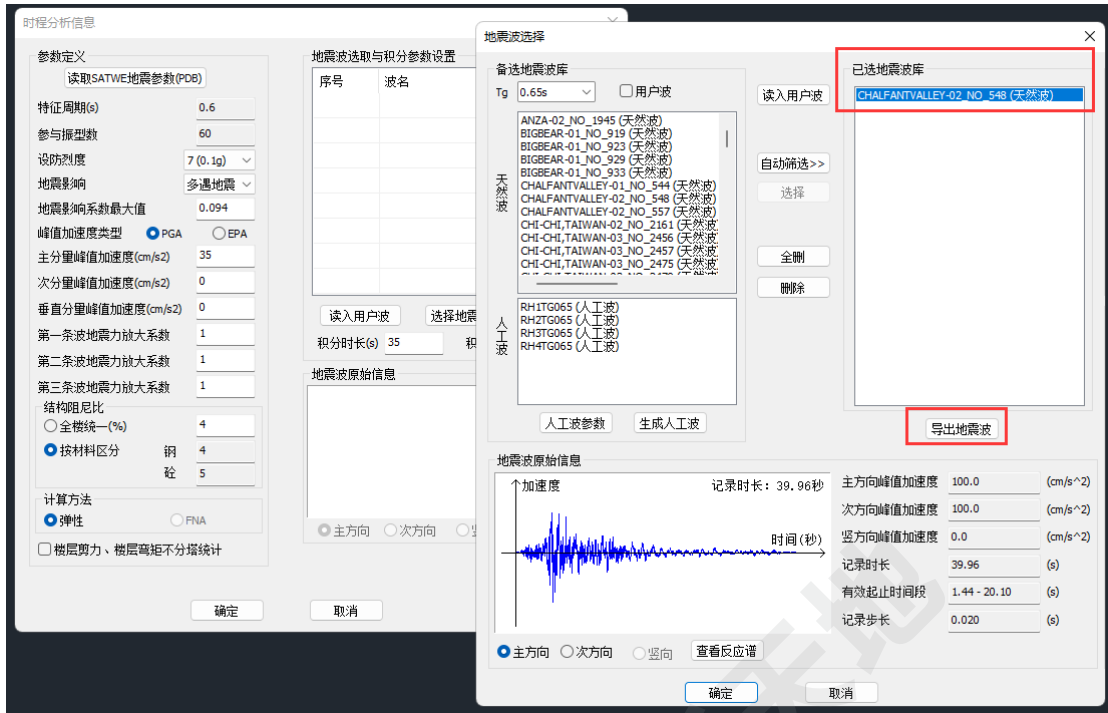


图 2 导出地震波

2 通用规范对梁的锚固长度有所要求，软件中也有参数体现，但是为什么选择了这个参数，没有给配直径是 8 的钢筋，导致结果仍然不满足要求呢？

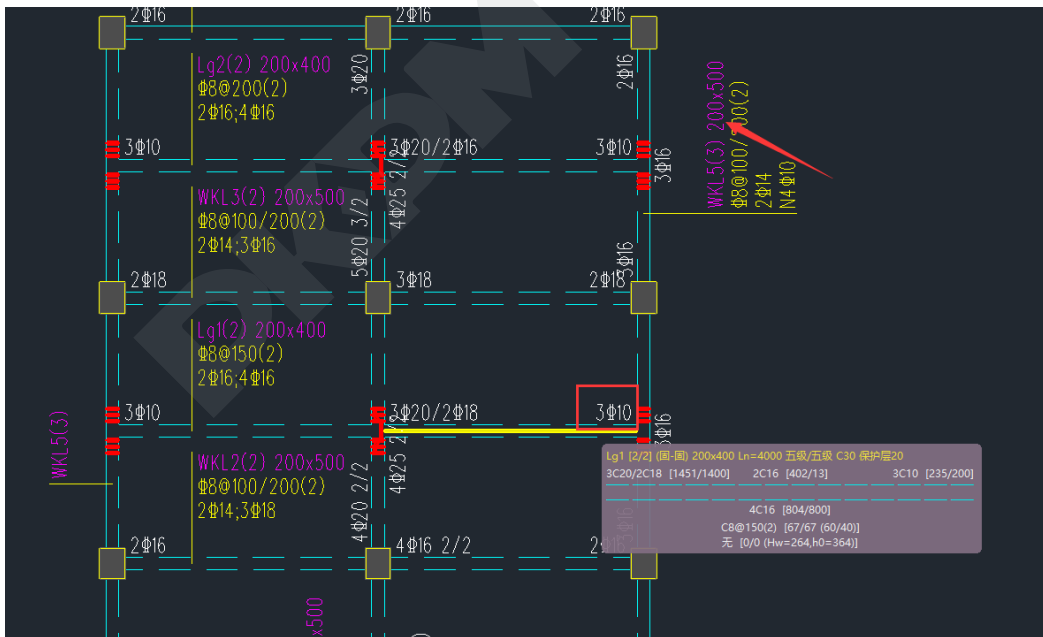


图 3 梁端配筋

A:

这是由于混凝土规范 9.2.1 控制的，纵向受力筋最小直径取了 10.在选择了梁端锚固-根据直锚段长度调整选筋以后，还要考虑到规范中受力筋的最小直径要求。所以如果这种情况导致不满足锚固要求，建议修改结构方案，设置铰接或修改主梁宽度等措施。



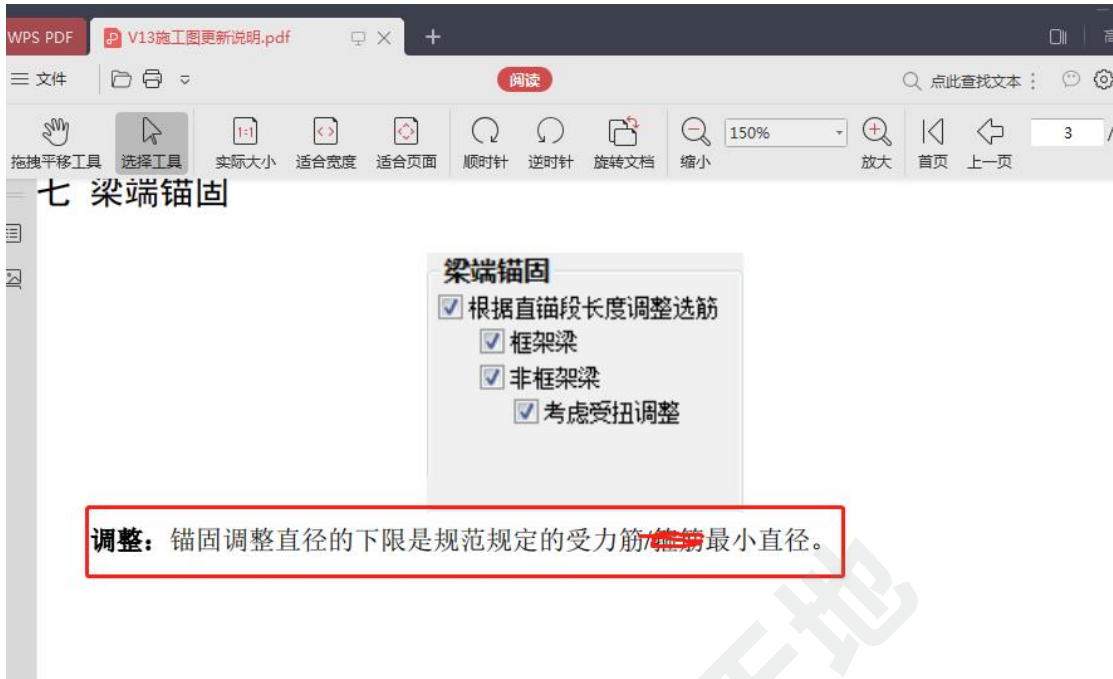


图 3 程序说明

### 3 程序有没有按照新的建筑与市政工程抗震通用规范 4.1.1 考虑近场效应和不利地段的调整？

A:

抗震通规的这个这个需要用户根据实际情况自行放大，比如设计需要放大 1.1 倍，那么放大之前水平地震影响系数最大值是 0.08，放大以后是 0.088，此时直接填入地震影响系数最大值为 0.088 即可。

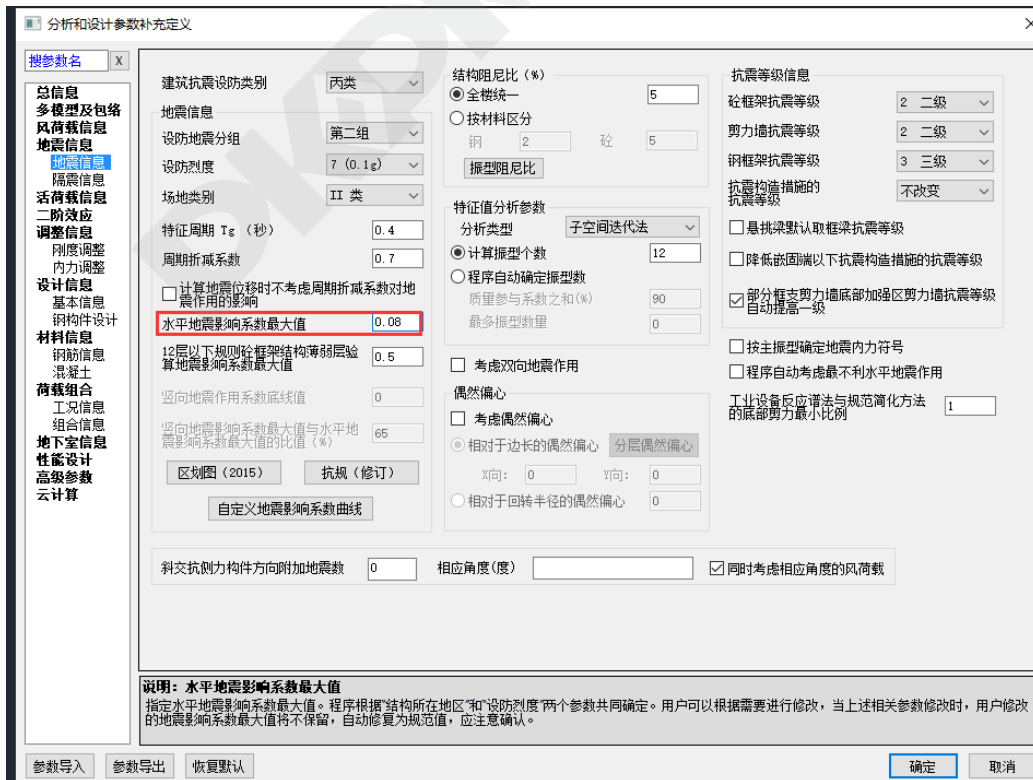


图 4 考虑之前的地震影响系数最大值

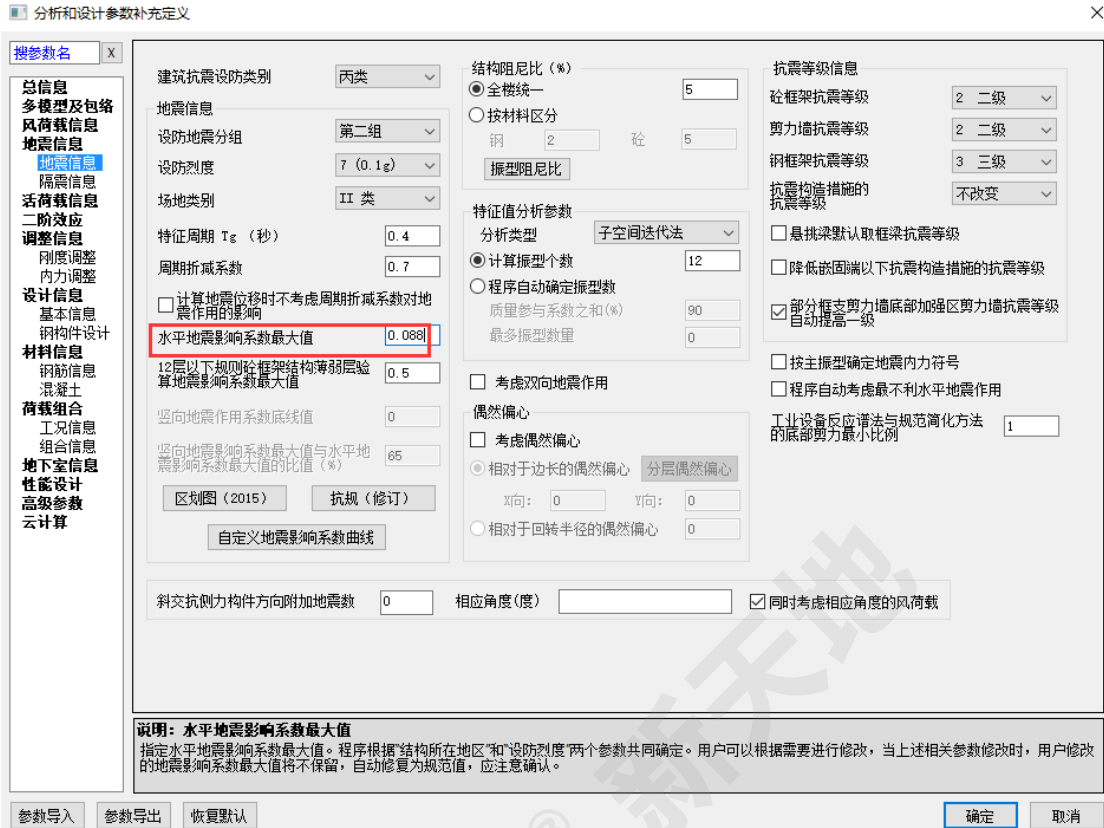
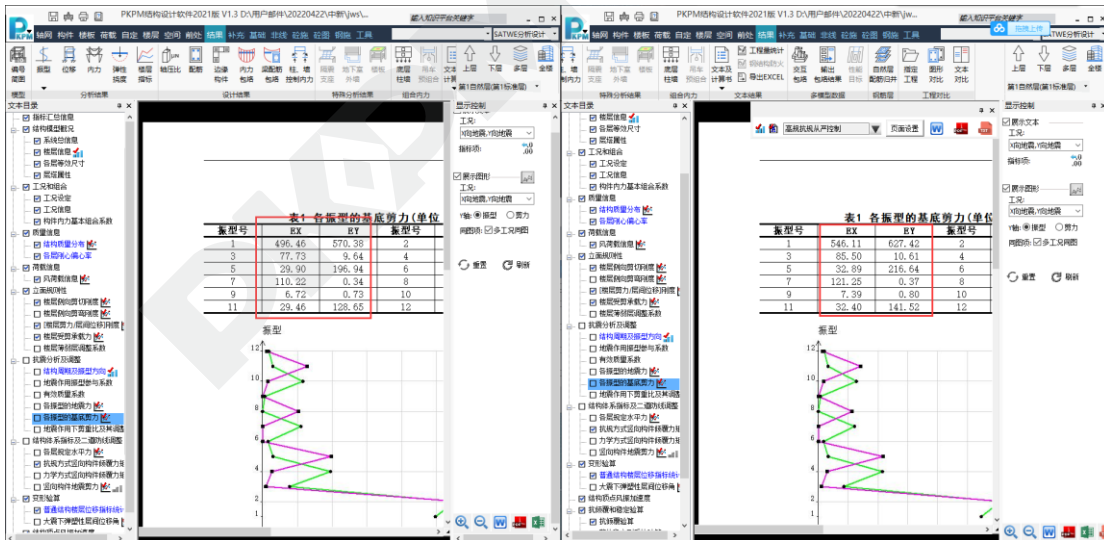


图 5 考虑之后的地震影响系数最大值结果对比



- 4 请问在梁施工图中自己修改了梁实配以后,如果小于计算值,软件会不会提示?
- A:
- 软件是会进行提示的,比如下面这根梁之前是 2 根 16 的,改为 2 根 10 的以后,会有△提示,并有 tip 条显示是什么地方不满足多少的要求。

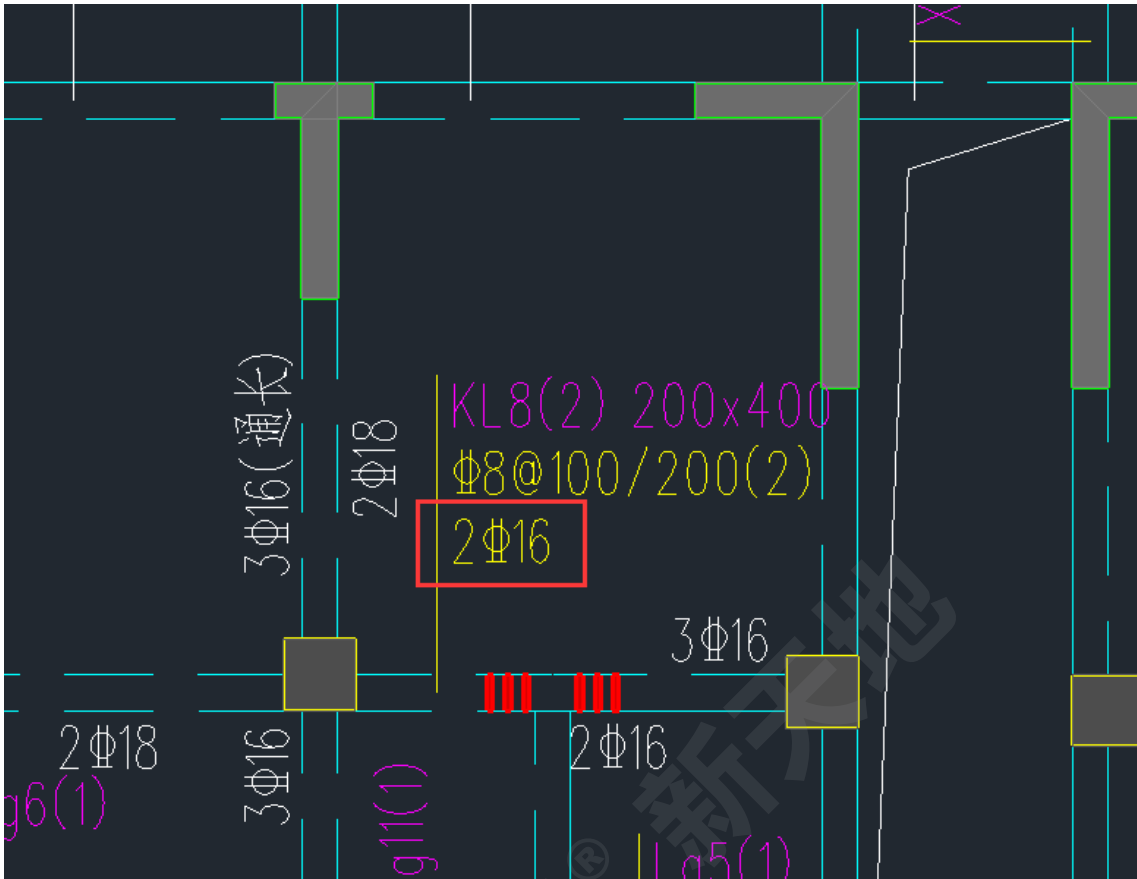


图7 原配筋图

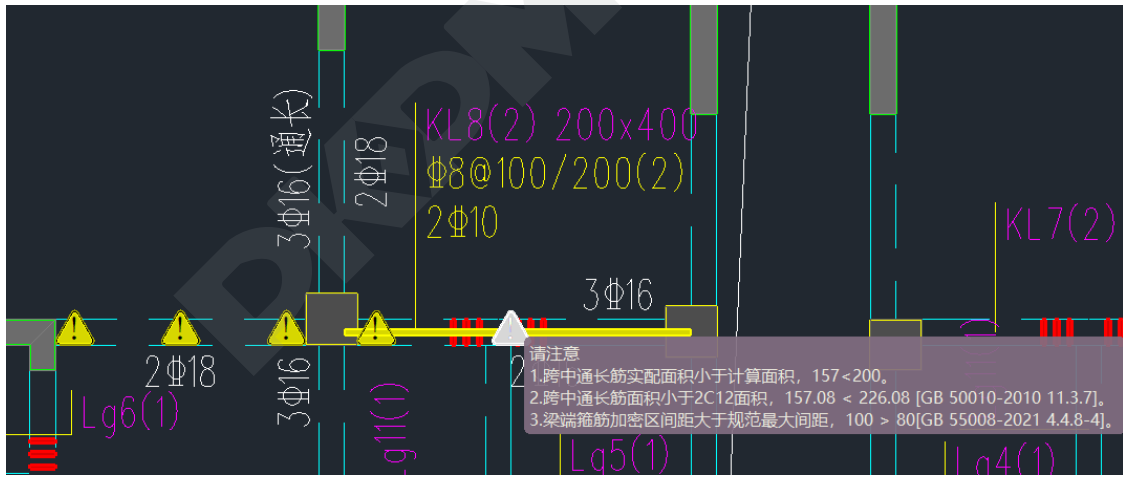


图8 梁施工图 tip 提示

5 在软件中布置了 PC 墙和柱，构件配筋图中的数值表示的什么意思？

A:

表示的构件连接纵筋的面积，可以在构件信息中查看

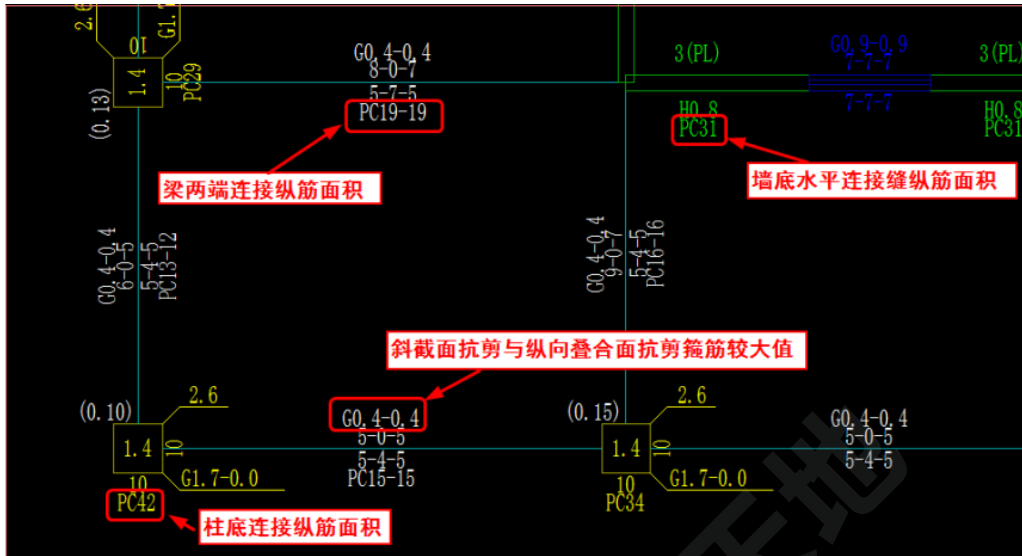


图 9 装配式叠合构件配筋图示意

```

N-C= 1 ( 1)B*H(mm)= 600* 600
Cover= 20(mm) Cx= 1.25 Cy= 1.25 Lc= 3.30(m) Nfc= 2 Rcc= 25.0 Fy= 300. Fyv= 270.
RLIVEC= 1.00 RMD= 2.97 混凝土柱 预制柱 矩形截面
柱顶弯矩调整系数: 1.00 柱底弯矩调整系数: 1.00 柱剪力调整系数: 1.20
( 31)Nu= -405. Uc= 0.095 Rs= 0.80(%) Rsv= 0.60(%) Asc= 254.0
( 1)N= -385. Mx= -15. My= 26. Asxt= 274. Asxt0= 0.
( 1)N= -385. Mx= -15. My= 26. Asyt= 0.
( 1)N= -385. Mx= -8. My= 12. Asxb= 0.
( 1)N= -385. Mx= -8. My= 12. Asyb= 974. Asyb0= 0.
( 1)N= -385. Vx= 11. Vy= 7. Ts= 0. Asvx= 162. Asvx0= 0.
( 1)N= -385. Vx= 11. Vy= 7. Ts= 0. Asvy= 162. Asvy0= 0.
抗剪承载力: CB_XF= 194.5 CB_YF= 194.5
( 29)N= -240. Vjx= -180. Asvjx= 138.
( 31)N= -265. Vjy= -191. Asvjy= 138.
剪压比(组合号): JYBx( 29)=0.007 JYBy( 31)=0.008
预制柱底接缝结合面需要纵筋面积Asd( 34) = 4155. Vmua= 475.
    
```

图 10 预制柱构件信息

参考文献

- [1] 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.
- [2] GB55002-2021 建筑与市政工程抗震通用规范[S].北京: 中国建筑工业出版社, 2021.
- [3] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S].北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [4] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

# 人民日报：让更多国产软件大显身手 BIMBase 为中国建造数字化提供 BIM 中国芯

5月25日《人民日报》整版深度报道《十年间，软件业加快创新强韧性》，并配发评论文章《让更多国产软件大显身手》。

报道聚焦国产软件业发展，文中提到2019年中国建筑科学研究院、中信工程联合国内多家产学研用企业共同攻关“卡脖子”重大专项，实现了自主可控BIM技术从0到1的突破，就是指2021年4月25日国务院国资委在数字中国建设峰会上作为“国有企业科技创新十大成果”发布的BIMBase建模系统。

中国建筑科学研究院长期坚持建设领域工程软件自主研发，发布的BIMBase完全自主知识产权，实现了BIM软件核心技术自主研发、安全可控，为中国建造提供了数字化基础图形和数据平台。基于BIMBase平台研发的数十款国产BIM软件，已被上千家用户单位使用。同时，开放了基于BIMBase的二次开发接口，致力于打造国产BIM软件体系和自主BIM生态。



# 喜报！全国首个省厅级自主可控水利项目 BIM 平台顺利通过完工验收

2022年6月29日，“重庆市三峡库区重点水利项目BIM技术管理平台”顺利通过完工验收，标志着由中国建筑科学研究院承建的首个基于BIM的省厅级水利工程建设管理平台正式交付使用。

会议由重庆市水利局信息中心主任江玉才主持，市水利局巡视员罗治洪出席，专家验收组和相关业务处室负责人通过听取中国建研院的建设完工汇报、审阅相关文档资料、现场提问等方式，对验收成果进行了全面检查，认为项目完成质量良好，档案资料齐全，符合合同及优化设计方案要求，一致同意通过合同完工验收。



图1 会议现场

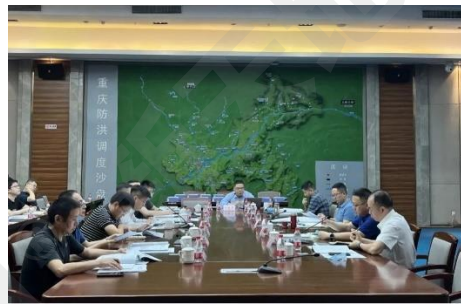


图2 会议现场

重庆市三峡库区重点水利项目BIM技术管理平台是一个创新性应用平台，建设包括“12（12个应用系统）+N（N个创新示范应用）+1（1个自主可控数字基底）”的水利建设项目建管平台及创新示范体系。

## 平台核心内容介绍

### 1. 打造多级联动智慧监管格局

结合重庆市水利工程项目特点，以BIM技术为核心，通过研发质量管理、安全管理、进度管理、投资管理等12个应用系统，打造数据自动汇集、管理决策高效、横向到边、纵向到底的核心业务全过程覆盖的多层级管理体系。推进政府监管智能化及工程数字化建设，基本形成市、区县水行政主管部门（市水投集团）和项目法人多级联动的水利工程“智慧建管”格局。



图3 质量管理

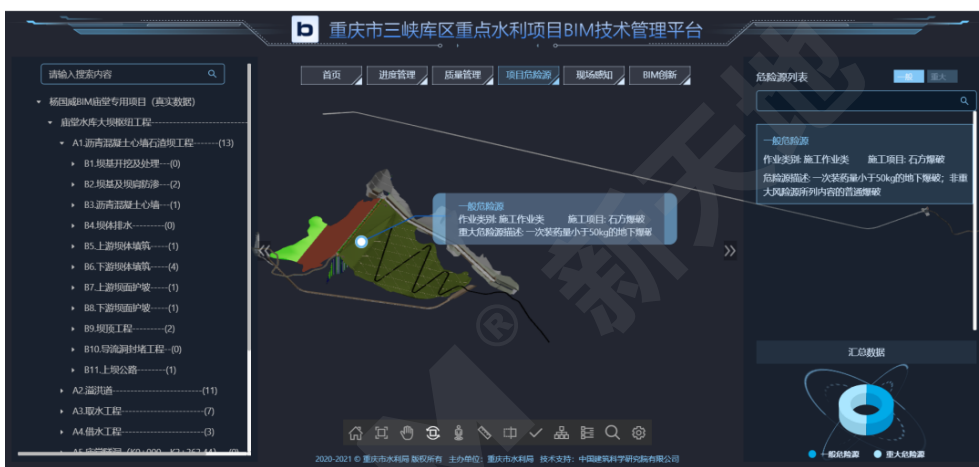


图4 安全管理



图5 市级项目首页

## 2. 推进创新示范、赋能水利建设

本项目基于 BIM、大数据、人工智能等技术打造了水利工程施工质量 BIM 审查系统、水利工程施工安全风险预警系统两项创新应用示范，更多的水利建设领域创新应用示范今后将分步展开。

水利工程施工质量 BIM 审查系统依据设计质量要求并结合施工数据、试验检测数据、工序评定数据、质量整改信息等，对单元工程质量进行动态分析，从而评估施工质量是否满足有关要求，辅助质量检测及质量核备工作的开展。



图 6 水利工程施工质量 BIM 审查系统



图 7 水利工程施工安全风险预警系统

### 3. 构建自主可控数字基底

基于国产自主可控 BIMBase 引擎搭建重庆市水利工程全生命周期数字化管理平台，避免“卡脖子”现象，确保工程项目信息及模型数据的安全。与此同时，研究水利工程建设数字化模型移交、施工应用及成果审查机制，并建立相关标准规范。实现 BIM 试点接入支撑及动态评价，全面提升水利工程全过程数字化管理水平，构建水利行业大数据及工程数字基底，助推水利建设数字化转型升级。

本项目任务重、标准高、工期紧，项目组成员克服疫情防控压力大、技术攻坚障碍多等困难，发挥党员先锋模范作用，坚守岗位、积极沟通协调，以老带新，加班加点，积极投入技术开发，突破技术壁垒，最终得以顺利交付，并赢得各方好评和认可。

本项目顺利验收标志着重庆水利建设进入 BIM 管理的数字化时代。建研院将以此为契机，借助本院在建筑数字化领域的优势沉淀，利用国产自主可控 BIMBase 数字化技术，助力更多省市水利行业 BIM 监管的数字化转型升级。





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。

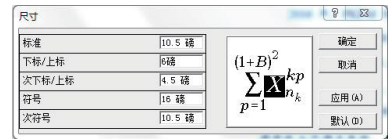
**投稿邮箱: [editor@cabrtech.com](mailto:editor@cabrtech.com), 欢迎您来信投稿!**



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/1c7voDn0kYr4EDFITc4Vs9w>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@cabrtech.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

### 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(知识库)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

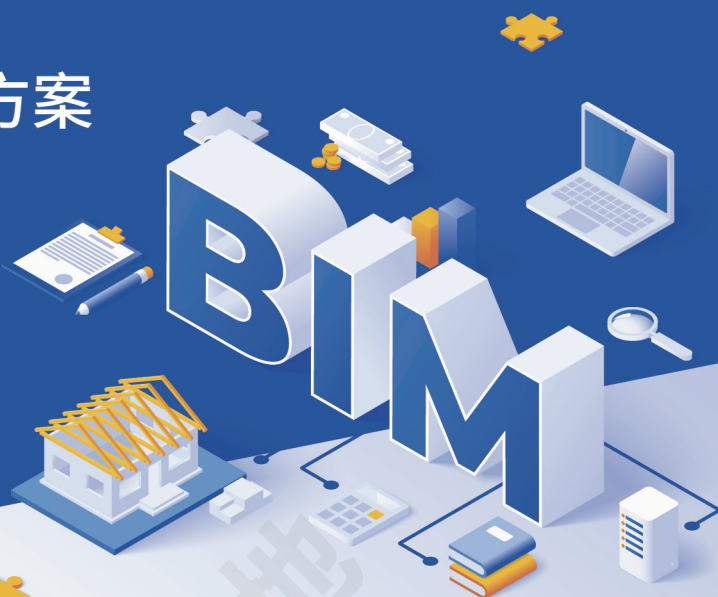
## 建筑全专业协同设计解决方案

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,数据同步增量上传至服务器,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。



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

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

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

电气专业

BIMBase  
基础平台

给排水专业

暖通专业

## 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 / 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。



国产创新



深度服务



精准可靠



效率提升



广泛应用



龙头合作

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



## 面向设计师

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

产品分类

# 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，开展面向高校教师的培训与认证工作；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



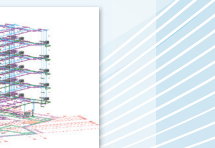
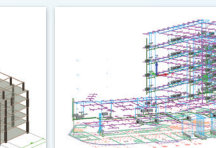
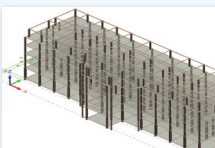
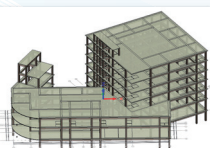
502支  
参赛队伍



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)》。



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